



Università degli Studi
di Palermo

IL METODO DEGLI SCHEMI ELASTICI PARZIALI NELLA COSTRUZIONE A SBALZO DEI PONTI AD ARCO

Piercarlo Margiotta, Michele F. Granata, Marcello Arici

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Aerospaziale (DICA)

Università di Palermo

Viale delle Scienze, 90128 Palermo, Italy

e-mail: ing.margiotta@gmail.com, granata@unipa.it, arici@unipa.it

(Ricevuto 5 maggio 2011, Accettato 04 Ottobre 2011)

Key words: bridge, arch, cable, pretension, cantilever construction

Parole chiave: ponte, arco, cavo, pretensione, costruzione a sbalzo

Abstract. *In this paper a study about stay stressing procedures of arch bridges built by cantilevering with temporary cables is presented. Particularly the partial elastic scheme method is proposed for initial cable forces determination. This procedure has been applied on cable-stayed bridges and extended in this paper to arch bridges built by cantilevering. The theoretical treatment is followed by a numerical application on a case-study of a concrete arch bridge.*

Sommario. *In questo lavoro viene presentato uno studio sulle sequenze di tesatura degli stralli nei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi con l'ausilio di tiranti provvisori. In particolare viene presentato il metodo degli schemi elastici parziali, proposto per la determinazione degli sforzi iniziali nei cavi. Tale metodologia è stata dapprima applicata sui ponti strallati e viene estesa in questo studio al caso dei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi. La trattazione teorica è seguita da un'applicazione numerica su un caso studio di un ponte ad arco in calcestruzzo.*

1 INTRODUZIONE

Nella realizzazione dei ponti ad arco, i cavi possono essere impiegati come elementi strutturali permanenti o come elementi ausiliari utilizzati temporaneamente durante alcune fasi costruttive. Il primo caso riguarda generalmente i ponti a via intermedia o inferiore in cui i cavi vengono utilizzati per sospendere l'impalcato all'arco. Nel secondo caso, invece, le comuni applicazioni riguardano la costruzione degli archi con la tecnica degli sbalzi successivi strallati per la quale i tiranti vengono rimossi quando l'arco viene chiuso in chiave e si attiva il suo classico regime statico.

Le fasi costruttive dei ponti ad arco sono sempre caratterizzate da una sequenza in cui la configurazione geometrica, i vincoli della struttura e conseguentemente i campi di tensione e

deformazione delle sezioni variano molte volte prima di raggiungere il loro stato definitivo. Nel caso dei ponti ad arco sostenuti da cavi si possono individuare alcuni obiettivi generali da raggiungere a fine costruzione e nelle fasi intermedie: il corretto posizionamento geometrico degli elementi strutturali posti in opera; il diagramma dei momenti flettenti per effetto dei carichi permanenti e di costruzione che non presenti picchi che possano mettere in crisi la struttura; sforzi nei cavi strutturali al di sotto dei limiti consentiti; deformazioni contenute dovute ai carichi. Nei ponti ad arco sostenuti da cavi, così come accade nei ponti strallati, la possibilità di controllare il processo costruttivo attraverso la regolazione degli sforzi nei cavi è un indubbio vantaggio per ottimizzare il comportamento della struttura. Inoltre, la possibilità di imprimere delle pretensioni nei cavi consente di recuperare gli inevitabili errori di costruzione che altrimenti si accumulerebbero influenzando in modo significativo il comportamento con conseguenti rischi per la sicurezza strutturale. Da ciò emerge la notevole importanza che rivestono i sistemi di controllo della costruzione, soprattutto al giorno d'oggi con lo sviluppo di processi costruttivi innovativi.

Un'altra importante problematica cui è necessario prestare attenzione, riguarda i fenomeni dipendenti dal tempo nelle strutture in cemento armato, cemento armato precompresso ed in quelle miste. La viscosità ed il ritiro del calcestruzzo ed il rilassamento dell'acciaio possono causare variazioni dei campi di deformazione e di tensione durante le fasi di costruzione e di esercizio di un ponte. Ovviamente da questo punto di vista sussiste una notevolissima differenza tra strutture gettate in situ su casseforme e quelle realizzate con l'assemblaggio di elementi prefabbricati. L'effetto principale della viscosità è la variazione della configurazione deformata della struttura nel tempo ed una possibile redistribuzione delle tensioni dovuta alla variazione dei vincoli in costruzione. Tali modifiche del comportamento strutturale rispetto a quello previsto possono condurre in alcune sezioni critiche a stati tensionali inammissibili o a frecce eccessive.

In questo studio verranno approfondite le problematiche riguardanti la tesatura dei cavi nelle fasi di costruzione a sbalzo dei ponti ad arco in calcestruzzo a via superiore. In particolare viene proposto un metodo per la determinazione degli sforzi iniziali nei cavi e per la regolazione degli stralli al fine di ottenere la geometria desiderata per l'arco nella fase di chiusura in chiave.

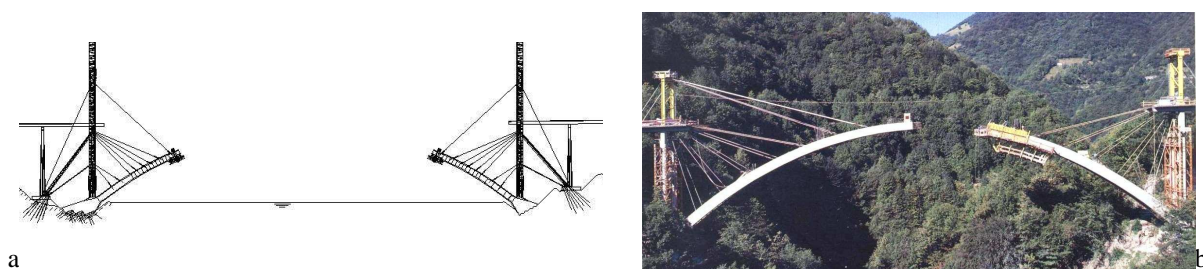


Figura 1. Costruzione per sbalzi strallati di un ponte ad arco. a) Schema di una fase intermedia.
b) Ponte sulla Val Crotta (Svizzera).

2 SEQUENZA DI TESATURA DEI CAVI NELLE FASI DI COSTRUZIONE A SBALZO

Nella costruzione dei ponti ad arco per sbalzi successivi compensati da tiranti è necessaria una corretta valutazione della sequenza di tesatura dei cavi, in quanto essa gioca un ruolo fondamentale sul comportamento del ponte sia nelle fasi costruttive che a struttura ultimata.

Nelle fasi di avanzamento a sbalzo, gli elementi dell'arco sono sottoposti, prima della

chiusura in chiave, a sollecitazioni alle quali non potrebbero resistere senza la presenza dei tiranti provvisori. A loro volta, le forze di trazione nei cavi possono influire direttamente sulle tensioni che si hanno negli elementi cui essi sono connessi. Ciò ha una rilevanza particolare soprattutto per gli archi realizzati in calcestruzzo, trattandosi di un materiale con ottima resistenza a compressione ma scarsa a trazione. Infatti, durante le fasi di costruzione a sbalzo, generalmente le fibre superiori delle sezioni dell'arco sono sottoposte a tensioni di trazione che devono essere mantenute all'interno di limiti accettabili per le caratteristiche del materiale e per non eccedere nella quantità di armatura. Per questi motivi il contemporaneo controllo del profilo della struttura e dello stato tensionale dei suoi elementi e quindi lo studio della sequenza di tesatura dei cavi merita un'analisi approfondita.

2.1 Metodi per la determinazione delle forze iniziali nei cavi

Il calcolo delle forze nei tiranti in una struttura sostenuta da cavi richiede delle analisi che, dato l'elevato grado di iperstaticità della struttura, non sempre conducono ad una soluzione esatta del problema. La valutazione di tali forze nei cavi viene generalmente fatta imponendo una configurazione finale della struttura sotto l'azione dei carichi permanenti. Tale configurazione viene definita imponendo delle condizioni, in alcuni punti predeterminati della struttura, in termini di momenti flettenti o in termini di spostamenti. L'obiettivo è quello di ottenere nella struttura finita, un diagramma dei momenti flettenti che non ecceda determinati limiti ovvero che il profilo geometrico corrisponda a quello di progetto.

In letteratura sono noti vari metodi per stimare le tensioni nei cavi. Il metodo più semplice consiste nel considerare un segmento del ponte come una trave semplicemente appoggiata in cui i sostegni sono rappresentati dai cavi. Questo metodo può essere utilizzato nella progettazione preliminare per stimare l'area delle sezioni trasversali dei cavi. Con riferimento alla figura 2, la forza S_i nel cavo è data dalla seguente relazione di equilibrio:

$$S_i \cdot \sin \alpha_i = \frac{1}{2}(P_i + P_{i+1}) \quad (1)$$

in cui P_i è il peso del segmento i -esimo.

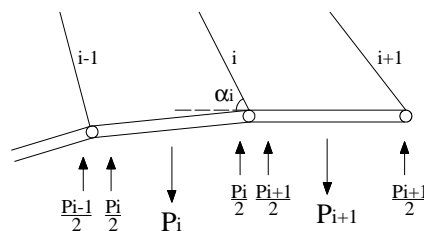


Figura 2.- Forza iniziale nei cavi: metodo della trave semplicemente appoggiata.

Un altro metodo, invece, consiste nell'assimilare la struttura ad una trave continua su appoggi fissi soggetta all'azione dei carichi permanenti. In questo caso le tensioni nei cavi si determinano semplicemente come le proiezioni, nella direzione dei cavi, delle reazioni degli appoggi rigidi.

Il medesimo principio sta alla base del "metodo degli spostamenti nulli" (*zero displacement method*) in cui le forze di tesatura dei cavi vengono determinate attraverso una procedura iterativa che mira ad annullare gli spostamenti in corrispondenza dei punti di ancoraggio dei tiranti [1]. Inizialmente viene determinato il profilo considerando delle forze nei cavi arbitrarie. Tuttavia, sebbene la prima configurazione determinata soddisfi le

condizioni di equilibrio, generalmente risulta caratterizzata da notevoli deformazioni e da elevati valori di momento flettente nella struttura. Per questo motivo il profilo della struttura deve essere determinato iterativamente in modo da ridurre gli abbassamenti e contemporaneamente minimizzare i valori di momento flettente. Il metodo mostra buoni risultati per i ponti strallati in cui il profilo geometrico è pressoché orizzontale. Nelle strutture con profilo curvo, come gli archi in fase di costruzione, le componenti orizzontali delle forze nei cavi generano ulteriori momenti flettenti. Pertanto, sebbene gli spostamenti nei punti di ancoraggio siano nulli, tali valori di momento flettente vanno sempre attentamente controllati nelle varie fasi costruttive.

In alternativa a questa metodologia basata sul controllo degli spostamenti, il metodo dell'equilibrio (*force equilibrium method*) mira a determinare un sistema di tensioni nei cavi che permetta di raggiungere fissati valori di momento flettente in determinati punti della struttura. Tale metodo è stato proposto da Chen et al. [2] per la determinazione delle forze nei cavi di un ponte strallato in calcestruzzo. Come spesso accade per i ponti strallati, l'obiettivo è quello di ottenere una distribuzione dei momenti equivalente a quella di una trave continua su appoggi rigidi. Considerando un modello in cui i cavi sono sostituiti dalle rispettive forze interne, queste vengono assunte come variabili indipendenti per modificare il momento flettente nelle sezioni di controllo. Determinando la matrice \mathbf{K} dei coefficienti di influenza, i quali rappresentano il momento nelle sezioni di controllo causato da uno sforzo unitario applicato ad un cavo, si può scrivere la seguente relazione di equilibrio:

$$\mathbf{m}_0 = \mathbf{K} \cdot \mathbf{t} + \mathbf{m}_d \quad (2)$$

in cui \mathbf{m}_0 è il vettore dei valori di momento della configurazione di riferimento, \mathbf{m}_d è il vettore contenente i valori di momento dovuti al peso proprio ed all'eventuale precompressione e \mathbf{t} è il vettore contenente i valori di sforzo nei cavi. Se le sezioni di controllo sono state scelte opportunamente, la matrice di influenza risulta invertibile ed è possibile una prima stima delle forze nei cavi:

$$\mathbf{t} = \mathbf{K}^{-1} \cdot (\mathbf{m}_0 - \mathbf{m}_d) \quad (3)$$

La relazione (3) fornisce, quindi, le forze iniziali da applicare nei cavi per ottenere la distribuzione di momenti flettenti ricercata. Questo risultato però è trovato su uno schema semplificato di trave continua su appoggi fissi.

Per ottenere un risultato più preciso, la procedura può essere iterata considerando un modello di calcolo più raffinato, ovvero che tenga conto dei rapporti di rigidità tra gli elementi strutturali che compongono il ponte (ad esempio tramite un modello agli elementi finiti). Si applicano alla struttura le pretensioni \mathbf{t}_0 ricavate precedentemente con la (3) e si valuta un nuovo vettore \mathbf{m}_1 dei momenti di riferimento, determinando un aggiustamento $\Delta \mathbf{t}_1$ delle forze nei cavi:

$$\Delta \mathbf{t}_1 = \mathbf{K}^{-1} \cdot (\mathbf{m}_1 - \mathbf{m}_0) \quad (4)$$

Utilizzando i nuovi valori \mathbf{t}_1 delle pretensioni dei tiranti dati da

$$\mathbf{t}_1 = \mathbf{t}_0 + \Delta \mathbf{t}_1 \quad (5)$$

si può aggiornare il vettore dei momenti di riferimento e ripetere la procedura fino a quando questi valori convergono ad \mathbf{m}_0 nella struttura completa. In tale procedura la sequenza di costruzione non è tenuta in conto; si dovrà allora valutare il reale stato di sollecitazione e deformazione con un'attenta analisi del processo costruttivo.

Oltre a questi metodi basati su ipotesi più o meno semplificate del comportamento della struttura, in letteratura sono presenti studi sull'ottimizzazione delle tensioni nei cavi. Queste ultime sono determinate mediante funzioni obiettivo scelte sulla base di considerazioni di efficienza strutturale, anche dal punto di vista economico. Esistono vari criteri per la scelta della funzione obiettivo che rappresenti lo stato ideale che si vuole ottenere a struttura ultimata, sotto l'azione dei carichi permanenti. Da questo punto di vista si possono distinguere tre principali categorie per i metodi di ottimizzazione delle forze di tesatura dei cavi:

- 1) metodi in cui la funzione obiettivo è espressa in termini di spostamento [1]. Lo scopo è quello di imporre spostamenti nulli, o comunque con valori molto ridotti, in determinati punti di controllo, generalmente coincidenti con i punti di ancoraggio dei tiranti.
- 2) Metodologie che, invece, prendono in considerazione il diagramma dei momenti. L'intenzione in questo caso è quella di ottenere una distribuzione dei momenti il più possibile uniforme, evitando la presenza di picchi che potrebbero mettere in crisi la struttura [3]. Per i ponti strallati, il cui schema statico nelle fasi costruttive presenta forti analogie con quello di un arco realizzato per sbalzi successivi con l'ausilio di tiranti, si cerca generalmente di ottenere una legge di momento equivalente a quella di una trave continua su appoggi fissi.
- 3) Metodi di ottimizzazione in cui l'obiettivo è quello di minimizzare una funzione energetica, generalmente espressa in termini di energia di deformazione totale della struttura [4]. I risultati di quest'ultima metodologia non sempre sono di immediato utilizzo pratico, in quanto spesso non risultano direttamente riconducibili ad una ben definita distribuzione di forze interne o ad un preciso profilo geometrico della struttura.

Scelto un opportuno numero di punti di controllo in cui imporre un preciso valore della funzione obiettivo, quest'ultima può essere discretizzata e scritta in termini vettoriali con riferimento ai punti di controllo:

$$\mathbf{z} = [z_1 \quad z_2 \quad \dots \quad z_n]^T \quad (6)$$

in cui z_i è il valore della funzione obiettivo che deve essere soddisfatto nel generico punto di controllo ed n è il numero totale dei punti di controllo stessi. La configurazione ideale espressa dal vettore \mathbf{z} , deve essere raggiunta regolando le forze nei cavi che possono essere raggruppate nel vettore \mathbf{t} :

$$\mathbf{t} = [t_1 \quad t_2 \quad \dots \quad t_m]^T \quad (7)$$

in cui m è il numero dei cavi che devono essere tesati.

Dall'analisi lineare della struttura soggetta ad una pretensione unitaria applicata a ciascuno dei cavi da tesare si può definire una matrice di influenza \mathbf{K} di dimensione $(n \times m)$, i cui termini χ_{ij} rappresentano nell' i -esimo punto di controllo la risposta, espressa in termini della funzione obiettivo, ottenuta applicando una pretensione unitaria al j -esimo cavo. La relazione che lega tra di loro tali grandezze è ovviamente:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{t} = \mathbf{z} \quad (8)$$

Se il numero di cavi da tesare è pari al numero dei punti di controllo e le grandezze sono state scelte opportunamente, le pretensioni iniziali da applicare si possono ottenere direttamente imponendo il valore delle componenti di \mathbf{z} e risolvendo l'equazione (8). Affinché il problema sia risolvibile il numero delle pretensioni incognite m non deve risultare maggiore

del numero dei punti di controllo n . Se, come accade nella maggioranza dei casi, m è minore di n , i valori delle pretensioni iniziali dei cavi possono essere ottimizzati attraverso la minimizzazione dell'errore tra i valori della funzione obiettivo \mathbf{z} e lo stato ideale ipotizzato, definito con un vettore \mathbf{a} che abbia la medesima forma di \mathbf{z} . Una delle metodologie maggiormente impiegate per l'ottimizzazione è quella di rendere minimo il quadrato dell'errore, definito come

$$\lambda = (\mathbf{a} - \mathbf{z})^T (\mathbf{a} - \mathbf{z}) = (\mathbf{a} - \mathbf{z})^2 \quad (9)$$

Affinché λ sia minimo deve risultare

$$\frac{\partial \lambda}{\partial t_i} = 0, \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (10)$$

Sostituendo la (9) nella (10) si ottiene il seguente sistema di equazioni lineari:

$$\mathbf{K}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{t} = \mathbf{K}^T \cdot \mathbf{a} \quad (11)$$

dal quale si ottiene immediatamente il vettore \mathbf{t} che ottimizza la funzione obiettivo scelta. Affinché il sistema abbia una soluzione unica, la matrice quadrata ($\mathbf{K}^T \mathbf{K}$) deve essere invertibile e ciò si ottiene scegliendo opportunamente la funzione obiettivo ed i punti di controllo nella struttura.

Quando i punti di controllo (n) sono uguali al numero di cavi da tesare (m), allora la matrice \mathbf{K} della (8) è quadrata e direttamente invertibile. In tal caso, per il sistema elastico lineare si ottiene:

$$\mathbf{t} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{z} \quad (12)$$

e la soluzione è univoca ed esatta. Quando, invece, il numero dei parametri da soddisfare (ossia i punti di controllo) è maggiore delle pretensioni da ottenere (cioè dei cavi su cui si può agire per variarne lo sforzo), allora la soluzione va trovata attraverso la (11) ed essa non è esatta. Ciò significa che i valori della funzione obiettivo presentano, rispetto a quelli cercati, uno scarto che sostanzialmente rappresenta l'errore della (9). È fondamentale allora scegliere opportunamente il numero e la posizione dei punti di controllo in relazione al numero dei cavi che è possibile tesare.

I metodi fino ad ora descritti consentono di risolvere il problema della determinazione delle tensioni nei cavi relativamente alla configurazione finale dell'arco ma non tengono in considerazione tutte le reali fasi del processo costruttivo. In realtà lo stato di sollecitazione, così come quello di deformazione della struttura completa dipendono profondamente dalla sua sequenza costruttiva. Ciò risulta particolarmente evidente per le forze di trazione nei cavi i cui valori al momento della posa in opera differiscono notevolmente da quelli valutati nella configurazione finale soggetta a tutti i carichi permanenti. Inoltre, per quanto riguarda gli archi costruiti per sbalzi successivi, per garantire il rispetto del profilo geometrico di progetto, è di fondamentale importanza che le sezioni di estremità dei due semiarchi simmetrici si trovino nella posizione corretta per effettuare il getto di chiusura in chiave. Ne consegue la necessità di effettuare un'analisi che permetta di verificare il comportamento della struttura in ciascuna fase costruttiva. Nella sua denominazione inglese un'analisi strutturale evolutiva che simula tutte le fasi dell'intero procedimento costruttivo viene detta *staged construction analysis*. Tale analisi può essere effettuata considerando contemporaneamente una procedura di ottimizzazione per determinare il valore di pretensione da applicare ad un cavo al momento della sua posa in opera.

Per i ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi strallati, sono state applicate da alcuni autori procedure per l'ottimizzazione delle tensioni nei cavi nelle varie fasi costruttive. In particolare in [5] è stata utilizzata tale metodologia per la determinazione delle pretensioni dei tiranti nella costruzione del ponte Baishagou in Cina, scegliendo come funzione obiettivo il quadrato del momento flettente. La stessa problematica è stata affrontata in [6] fissando la configurazione ideale per carichi permanenti ed imponendo dei limiti per i valori delle tensioni di trazione e compressione nelle sezioni di un arco in calcestruzzo avente luce pari a 180 m.

Janjic e Pircher [3], invece, hanno utilizzato lo “*unit load method*” per l'analisi e la costruzione del ponte Pitz Valley in Austria. Essi hanno posto come funzione obiettivo una distribuzione ideale di momenti flettenti nell'arco fino alla chiusura in chiave.

2.2 Metodi per la determinazione delle forze iniziali nei cavi

Per i concetti fino ad ora esposti, gli obiettivi di un'analisi strutturale che simuli l'intero processo costruttivo di un ponte ad arco sostenuto da cavi possono essere così sintetizzati:

- determinare le forze necessarie nei cavi in ciascuna fase costruttiva al fine di raggiungere l'obiettivo prefissato;
- determinare il corretto posizionamento degli elementi che via via vengono messi in opera;
- valutare le conseguenti deformazioni della struttura in tutto il processo costruttivo;
- verificare che lo stato tensionale delle sezioni dell'arco, dell'impalcato e dei cavi si mantenga al di sotto dei limiti ammissibili.

Le procedure per effettuare un'analisi di questo tipo sono fondamentalmente due, comunemente note come *forward analysis* e *backward analysis* [7] entrambe implementabili in alcuni codici di calcolo basati sul metodo degli elementi finiti. La prima procedura viene effettuata seguendo in avanzamento (*forward*) l'esatta sequenza di tutte le fasi del processo di realizzazione del ponte. Nelle analisi agli elementi finiti, quando gli assi geometrici dell'arco e dei cavi giacciono su uno stesso piano, la struttura può essere modellata come un telaio piano, dato che in questa fase le azioni trasversali possono generalmente essere trascurate. Nei casi in cui la struttura presenta una geometria complessa può essere, invece, necessario un modello tridimensionale. La configurazione della struttura cambia in ciascuna fase sia per l'inserimento degli elementi che vengono posti in opera, sia per l'applicazione dei vari carichi. Le azioni che vengono applicate alla struttura sono, oltre al peso proprio, tutti i carichi di costruzione, come ad esempio il peso di eventuali gru e carri di avanzamento, ed ovviamente le pretensioni da applicare nei cavi. Nella simulazione della sequenza di realizzazione del ponte, inoltre, è necessario considerare il cambiamento di schema statico dovuto all'inserimento ed alla rimozione di vincoli provvisori che causano importanti variazioni dello stato di sollecitazione e deformazione della struttura. Uno dei principali vantaggi della procedura di tipo *forward* è che, trattandosi di un'analisi in avanzamento, possono essere tenuti in considerazione gli effetti dei fenomeni dipendenti dal tempo. Ciò riveste una notevole importanza soprattutto per i ponti realizzati in calcestruzzo per i quali l'influenza della viscosità e del ritiro non può essere trascurata. Tali fenomeni non solo hanno una diretta influenza sulle deformazioni dell'arco e dell'impalcato, ma possono determinare variazioni delle tensioni nei cavi.

Sebbene sia possibile, attraverso un'analisi in avanzamento, prevedere gli sforzi nei cavi in ciascuna fase costruttiva, questo tipo di procedura non consente di determinare il valore di pretensione da applicare nei tiranti al momento della loro posa in opera (*initial cable forces*).

Questa problematica viene generalmente affrontata effettuando una *backward analysis*. Si tratta essenzialmente di una procedura in cui, a partire dalla configurazione finale della struttura interamente completata, questa viene idealmente smontata seguendo esattamente la sequenza inversa (*backward*) del processo costruttivo. A partire dallo stato finale voluto, vengono progressivamente rimossi gli elementi della struttura fino alla completa decostruzione del ponte, ipotizzando che la sequenza delle operazioni sia esattamente opposta a quella che si ha nel reale procedimento costruttivo. Oltre alla rimozione degli elementi, deve considerarsi la presenza di vincoli temporanei e quella di eventuali carichi di costruzione che possono assumere differenti posizioni nelle varie fasi costruttive. Lo stato di deformazione e di sollecitazione della struttura nelle varie fasi di una procedura a ritroso possono essere così considerati come stati di riferimento per la costruzione del ponte. Dai risultati dell'analisi possono, infatti, essere determinati sia il posizionamento degli elementi che vengono posti in opera, sia la lunghezza e la tensione iniziale dei cavi da applicare al momento della loro installazione. In particolare la tensione che si riscontra in un cavo appena prima della sua rimozione può essere considerata come lo sforzo da ottenere nel cavo stesso quando viene messo in opera. Ciò conduce alla determinazione della pretensione necessaria allo stage costruttivo corrispondente.

Per i ponti ad arco, Manterola [8] consiglia di seguire tale procedura a partire da uno schema in cui i primi valori di sforzo nei cavi sono associati alla struttura in cui i nodi corrispondenti ai punti di ancoraggio dei tiranti vengono sostituiti con delle cerniere che la rendono isostatica. A questo punto, a partire dalla struttura completa (senza le cerniere) ed applicando il peso proprio, i carichi da costruzione e le pretensioni nei tiranti ottenute nello schema con cerniere, si inizia a decostruire il semiarco (figura 3).

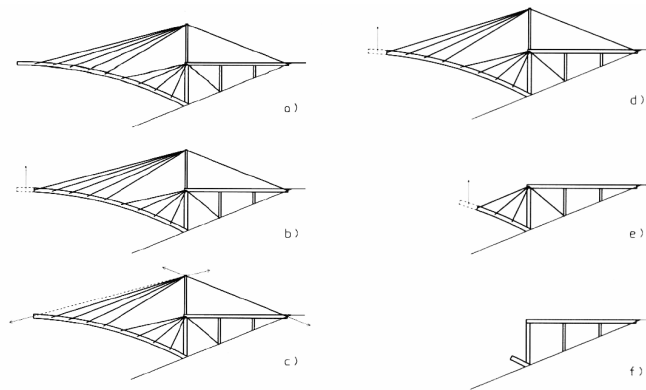


Figura 3.- Sequenza per l'analisi backward di un ponte ad arco.

Questo metodo permette di ottenere informazioni fondamentali per la definizione della sequenza costruttiva di una struttura sostenuta da cavi anche se presenta alcuni limiti. Lo svantaggio principale consiste nel fatto che non è possibile tenere in conto gli effetti di viscosità e ritiro, i quali presuppongono un'analisi in avanzamento in cui venga definito il fattore tempo. Per tale ragione, quando risulta possibile, le due procedure possono essere applicate in maniera complementare e non l'una in alternativa all'altra. Generalmente in una prima fase viene effettuata un'analisi di tipo *backward* per determinare i valori iniziali delle forze nei cavi. Le forze così determinate vengono successivamente applicate in un'analisi in avanzamento che segue la reale sequenza delle fasi costruttive ed in cui vengono considerati gli effetti della viscosità.

Se si escludono gli effetti dei fenomeni dipendenti dal tempo, le due procedure di analisi dovrebbero teoricamente fornire i medesimi risultati. In realtà esistono alcuni problemi che possono generare delle differenze. Una prima ragione consiste nel fatto che in un'analisi *backward* lo stato tensionale di un elemento prima di essere rimosso dovrebbe essere nullo. Ad esempio, il concio di chiave di un arco costruito per sbalzi successivi è inserito in condizioni di tensione nulla. In una procedura a ritroso, invece, la prima operazione è quella di rimuovere i carichi permanenti aggiuntivi, a seguito della quale il concio di chiave risulta sicuramente sollecitato. Per risolvere tale problematica bisognerebbe applicare un sistema di forze o di spostamenti imposti tali da minimizzare le sollecitazioni dell'elemento [9, 10].

Un altro problema riguarda il posizionamento di un elemento al momento della sua posa in opera. In un'analisi in avanzamento, infatti, si deve tenere in considerazione la discontinuità che si ha tra l'estremo dell'elemento che viene inserito e quella dell'elemento messo in opera nella fase precedente (fig. 4).

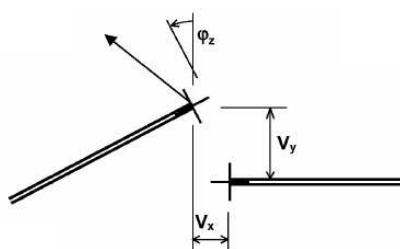


Figura 4.- Discontinuità tra due elementi successivi.

La posizione di quest'ultimo avrà, infatti, una certa discrepanza rispetto a quella teorica a causa delle deformazioni accumulate nel corso di tutte le fasi costruttive precedenti. A questo problema si ovvia se nel modello viene considerata la possibilità di posizionare gli elementi in direzione tangente a quella dell'asse dell'elemento precedente. Con tale accorgimento, già implementato in alcuni programmi di calcolo, si ottengono gli spostamenti e le rotazioni reali in ciascuna fase. Un'altra problematica è quella della lunghezza teorica del cavo. Nella *backward analysis* esso è deformato rispetto alla lunghezza iniziale. Nella *forward* il punto d'attacco varia e la lunghezza del cavo effettiva è da determinare. Ciò può avere un'influenza significativa sulla sua tensione (*lack of fit forces*).

Le metodologie fin qui esposte presuppongono tutte delle analisi di tipo *staged-construction*. Anche la procedura *backward* è una sequenza evolutiva che accumula tensioni e deformazioni negli elementi ma non tiene conto dei singoli schemi elastici di ogni fase.

3. METODO DEGLI SCHEMI ELASTICI PARZIALI

In questa sezione viene proposta una metodologia per la valutazione degli sforzi iniziali nei cavi, basata su *schemi elastici parziali* delle fasi costruttive (*Partial Elastic Scheme Method*). Il metodo, messo a punto dagli autori e valutato numericamente sui ponti strallati [11], viene qui esteso ai ponti ad arco. L'obiettivo principale è quello di determinare una sequenza di tesatura dei cavi che permetta il raggiungimento, a costruzione ultimata, di una configurazione ottimale della struttura sia in termini di deformazioni che di sollecitazioni.

Nello studio delle fasi costruttive dei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi con l'ausilio di tiranti, emergono, fin da una prima analisi, evidenti somiglianze con i ponti strallati. Infatti, i singoli schemi statici che si susseguono nella sequenza costruttiva dei ponti

ad arco realizzati con questa metodologia, si possono considerare sostanzialmente analoghi a quelli di un ponte strallato costruito con la stessa metodologia, differenziandosi essenzialmente per la forma della linea d'asse (figura 5). In entrambi i casi si tratta, infatti, di strutture parziali a sbalzo le cui sezioni, senza l'ausilio dei tiranti, sarebbero soggette a stati di sollecitazione e di deformazione inammissibili. In entrambi i casi, la possibilità di applicare delle pretensioni nei cavi permette di limitare gli spostamenti della struttura nelle varie fasi e di raggiungere a fine costruzione il profilo geometrico desiderato. Contemporaneamente, la regolazione delle tensioni nei cavi consente di intervenire sulle sollecitazioni ed in particolare sul diagramma dei momenti flettenti.

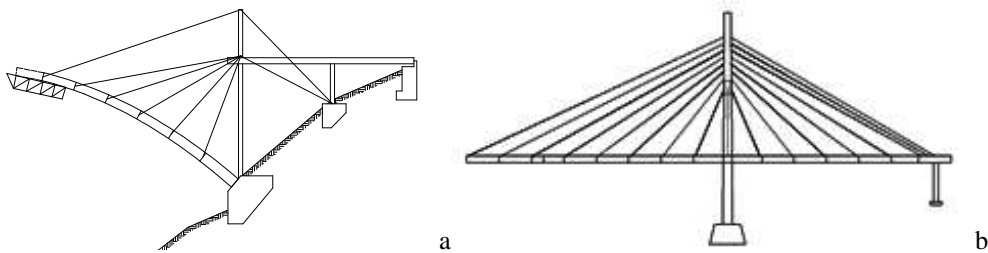


Figura 5.- Schemi parziali: a) ponte ad arco; b) ponte strallato.

Ovviamente tra le due tipologie di ponti esistono alcune differenze fondamentali. Innanzitutto, nonostante le analogie sulle configurazioni parziali citate in precedenza, è necessario sottolineare che la stessa condizione non si verifica per ciò che riguarda gli schemi finali delle due tipologie di struttura. Infatti, nei ponti strallati il regime statico finale è prevalentemente flessionale, potendo assimilare la struttura ad una trave continua su appoggi elastici, la cui rigidità dipende dalle tensioni finali dei cavi che, ovviamente, permangono anche nella configurazione di esercizio. Di conseguenza il funzionamento statico si mantiene dello stesso tipo sia durante le fasi costruttive che a struttura ultimata.

Viceversa nei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi con tiranti provvisori, mentre gli schemi statici parziali sono caratterizzati dalla presenza di momenti flettenti considerevoli, nella configurazione finale, a seguito della chiusura in chiave e della rimozione dei cavi, invece, il regime che si instaura è quello tipico dell'arco in cui la sollecitazione prevalente è lo sforzo normale di compressione.

Se si considerano solo i ponti in calcestruzzo, bisogna sottolineare che i ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi ed i ponti strallati, realizzati con la stessa metodologia, presentano un comportamento viscoso differente. Infatti nei ponti strallati è possibile minimizzare gli effetti flessionali della viscosità attraverso un'opportuna sequenza di tesatura dei cavi. Tale procedura, presentata e discussa in [11], prevede di ottenere, nelle fasi costruttive ed a fine costruzione, una configurazione equivalente a quella di trave continua su appoggi rigidi, attraverso la regolazione delle tensioni degli stralli. In tal modo si può ridurre il fenomeno della redistribuzione viscosa.

Nei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi, invece, lo schema statico della struttura in esercizio differisce completamente da quello che si ha durante le varie fasi costruttive, per cui l'applicazione del primo principio della viscoelasticità lineare con la contemporanea forzatura del vincolo elastico, non è sufficiente per minimizzare gli effetti della redistribuzione viscosa in termini di momenti flettenti. Infatti, si passa da un regime di sollecitazioni prevalentemente flessionale durante le fasi a sbalzo, al funzionamento tipicamente assiale dell'arco a seguito della chiusura in chiave. Proprio l'introduzione di questo vincolo interno tra i due semiarchi causa una redistribuzione delle sollecitazioni ed il permanere di momenti flettenti residui

provenienti dall'accumulo di sollecitazioni degli stadi precedenti. Di conseguenza, un certo valore di momento flettente rimarrà nelle sezioni dell'arco a tempo infinito anche se l'arco è funicolare dei carichi permanenti e, sugli archi iperstatici, tale valore si sommerà agli effetti generati dalla caduta di spinta. Nasce dunque l'esigenza della verifica accurata dei momenti flettenti e delle conseguenti tensioni indotte negli archi che presentano prevalente comportamento assiale per forma.

Nonostante le differenze di comportamento viscoso sopra esposte che modificano l'approccio concettuale nell'analisi delle due tipologie di struttura, rimane comune ad entrambe uno degli obiettivi principali che devono essere raggiunti a fine costruzione. Ottenere il profilo geometrico desiderato, infatti, è una condizione che riveste grande importanza per qualsiasi tipo di struttura da ponte. In particolare, per gli archi funicolari, un profilo geometrico difforme da quello di progetto, genera un'eccentricità tra la linea d'asse ed il centro delle pressioni, causando la nascita di significativi momenti flettenti parassiti. Ancora di più se questa differenza accade in archi snelli, ove la forma della linea d'asse è importante anche ai fini della stabilità.

3.1 Il metodo degli schemi elastici parziali nella sequenza di tesatura dei ponti strallati

Nel caso di un ponte strallato, l'obiettivo prefissato dell'analisi è duplice: da un lato si vuole raggiungere a fine costruzione il desiderato profilo geometrico; dall'altro si vogliono minimizzare gli effetti della redistribuzione viscosa sui momenti flettenti d'impalcato. Questo risultato si può ottenere raggiungendo in ciascuna fase costruttiva una configurazione il più possibile vicina a quella di trave continua su appoggi rigidi, tramite la forzatura degli appoggi elastici (ovvero, in questo caso, tramite la pretensione degli stralli). Conseguentemente, per il primo teorema della viscoelasticità lineare, nelle strutture parziali non si dovrebbe verificare alcuna redistribuzione delle tensioni dovuta alla viscosità [11, 12].

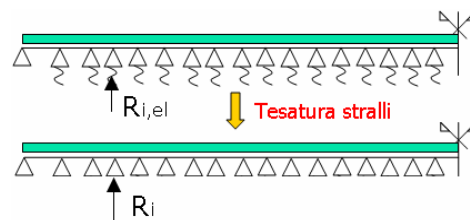


Figura 6.- Configurazione di trave continua su appoggi rigidi attraverso la tesatura degli stralli.

Successivamente, una volta ultimata la costruzione, la stessa procedura va effettuata per la configurazione finale, considerando tutti i carichi permanenti, la precompressione definitiva e l'accorciamento assiale dovuto alla viscosità ed al ritiro. In questo modo, prima dell'applicazione dei carichi mobili, attraverso la regolazione degli stralli si può raggiungere la configurazione finale, equivalente ad una trave continua su appoggi rigidi (figura 6). Per ottenere il duplice obiettivo fissato, è stata proposta dagli autori una procedura di regolazione dei cavi in due fasi:

- in ciascuno stadio di costruzione vengono regolati due stralli: l'ultimo posto in opera ed il precedente, applicando una pretensione tale da ottenere uno sforzo con componente verticale pari alla corrispondente reazione di vincolo rigido (figura 7a);
- nella configurazione finale, quando la struttura è stata completata, tutti i cavi vengono ritesati e regolati per ottenere la geometria definitiva considerando tutti i carichi

permanenti aggiuntivi, la precompressione e l'effetto della viscosità e del ritiro sull'accorciamento assiale (figura 7b).

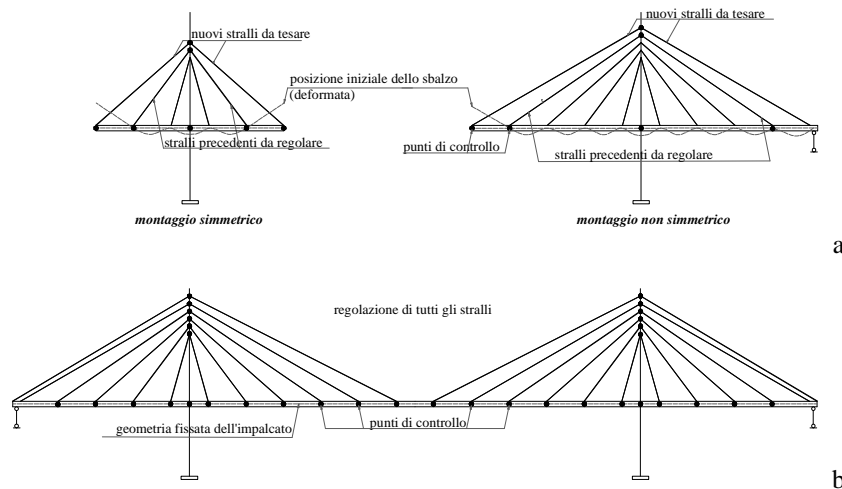


Figura 7.- a) Sequenza di tesatura durante la costruzione. b) Regolazione finale degli stralli

Alla fine di questa procedura la deformata e il diagramma dei momenti sull'impalcato sono molto prossimi a quelli di una trave continua su appoggi rigidi e di conseguenza i valori finali degli sforzi nei cavi sono determinati. L'analisi della sequenza costruttiva che viene realizzata è soltanto di tipo *forward*. Il metodo proposto non prevede nessuna analisi *backward*, neanche per la determinazione delle pretensioni da fornire al nuovo strallo installato e del valore della regolazione del cavo precedente. I valori delle presollecitazioni da applicare agli stralli nelle varie fasi sono determinati a partire dai singoli *schemi elastici parziali (PES method)* che si susseguono nella sequenza costruttiva (figura 8). Ciò equivale ad utilizzare un procedimento del tipo *zero displacement*, per ogni singolo schema elastico, prendendo come funzione obiettivo valori nulli dello spostamento verticale all'ancoraggio dei cavi e come variabili le pretensioni dello strallo messo in opera e del precedente da regolare. Le sole azioni applicate in questi schemi parziali sono il peso proprio dei nuovi elementi posti in opera, le pretensioni dei cavi da regolare ed eventuali carichi dovuti all'attrezzatura di costruzione.

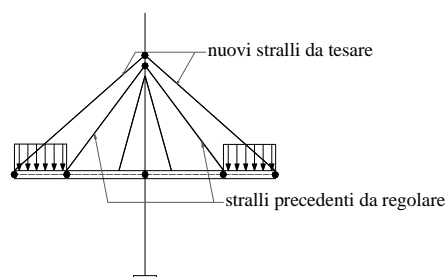


Figura 8.- Schema elastico parziale (PES) di una fase costruttiva

Considerando come variabili incognite dirette le deformazioni imposte dei cavi, le pretensioni possono essere valutate come variabili indirette. Il numero massimo delle incognite deve ovviamente essere uguale al numero degli stralli. Dal punto di vista matematico per ottenere un problema ben condizionato, è necessario considerare il minor numero possibile di punti di controllo cui assegnare un fissato valore di spostamento. Nel caso di un ponte strallato può essere consigliabile scegliere come parametri di controllo gli spostamenti verticali dei punti di ancoraggio dei cavi all'impalcato e gli spostamenti

orizzontali della torre. Considerando un ponte con n stralli ed m spostamenti dei punti di controllo, la matrice di influenza \mathbf{D} si ottiene valutando lo spostamento δ_{ij} del j -esimo punto di controllo ($j \leq m$) dovuto ad una distorsione (pretensione) unitaria applicata all' i -esimo cavo ($i \leq n$). Considerando poi il vettore \mathbf{d} , di dimensione m , degli spostamenti dei punti di controllo del profilo geometrico ed il vettore \mathbf{e} , di dimensione n , delle deformazioni imposte nei cavi, si può scrivere:

$$\mathbf{d} = \mathbf{D} \cdot \mathbf{e} + \mathbf{d}^* \quad (13)$$

in cui \mathbf{d}^* è il vettore degli spostamenti causati dai carichi applicati nella fase considerata, valutati nei punti di controllo [13]. Poiché generalmente m ed n non sono uguali, la matrice \mathbf{D} non è quadrata. Pertanto per ottenere il vettore \mathbf{e} delle distorsioni, imponendo che il vettore \mathbf{d} sia nullo (*zero displacement method*), si deve utilizzare la seguente relazione:

$$\mathbf{D}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{e} + \mathbf{D}^T \cdot \mathbf{d}^* = \mathbf{0} \quad (14)$$

in cui la matrice $\mathbf{K}_D = \mathbf{D}^T \cdot \mathbf{D}$ è quadrata ed invertibile.

In questo modo si può ottenere in ciascuna fase costruttiva una configurazione prossima a quella su appoggi rigidi, minimizzando, in virtù di quanto stabilito dal primo principio della viscoelasticità lineare, la redistribuzione delle tensioni indotta in ogni struttura parziale dalla viscosità. Ciò naturalmente assume un'importanza maggiore se si esegue il getto in situ dei conci d'impalcato, mentre per strutture ad elementi prefabbricati, l'influenza della viscosità in costruzione è molto ridotta.

Le pretensioni così determinate devono poi essere inserite in un modello evolutivo della sequenza costruttiva, in modo da verificare attraverso un'analisi forward il comportamento della struttura nelle varie fasi di costruzione e di esercizio.

3.2 Il metodo degli schemi elastici parziali nella sequenza di tesatura dei ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi

La sequenza di tesatura dei cavi per un ponte ad arco costruito per sbalzi successivi con l'ausilio di tiranti non può essere determinata con lo stesso obiettivo perseguito per i ponti strallati, cioè la minimizzazione della redistribuzione viscosa. In questo tipo di ponti ad arco ciò è dovuto al fatto che il regime statico in esercizio è completamente differente rispetto a quello che si ha nelle varie fasi costruttive.

La procedura proposta ed applicata con successo per i ponti strallati, mira in realtà anche al raggiungimento del profilo geometrico desiderato. Esso rimane come obiettivo principale nella costruzione dei ponti ad arco e risulta raggiungibile attraverso la medesima sequenza di tesatura. Ancora una volta è necessario determinare lo sforzo di trazione da applicare ai cavi quando vengono messi in opera, ovvero lo sforzo iniziale in ogni cavo installato ed in ogni stage costruttivo. Analogamente a quanto fatto per i ponti strallati si può procedere analizzando i singoli *schemi elastici parziali* delle configurazioni intermedie ed applicando il metodo dello *zero displacement* allo schema elastico parziale. Per ogni schema allora, scelti i punti di controllo nei quali imporre la condizione di nullo in termini di spostamento, si deve valutare la matrice di influenza \mathbf{D} della struttura, i cui coefficienti δ_{ij} rappresentano lo spostamento nella direzione fissata per effetto di una pretensione unitaria applicata singolarmente a ciascuno dei cavi.

Negli schemi elastici parziali le azioni che vanno considerate sono: il peso proprio del nuovo segmento di arco, i carichi dovuti all'attrezzatura da costruzione e le pretensioni

unitarie applicate nell'ultimo cavo posto in opera, su quello immediatamente precedente e sui tiranti di compenso da regolare (figura 9).

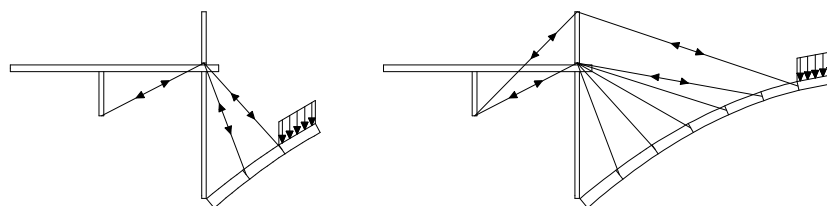


Figura 9.- Schemi statici parziali di un ponte ad arco costruito per sbalzi successivi.

Allora valutato il vettore \mathbf{d} degli spostamenti dei punti di controllo, dovuti ai carichi applicati nello schema parziale, e determinata la matrice di influenza \mathbf{D} , attraverso la relazione (14) si possono ricavare le distorsioni \mathbf{e} , ovvero le pretensioni iniziali da applicare ai nuovi cavi e le regolazioni dei tiranti precedentemente posti in opera.

Nel caso di ponti strallati si è visto che un'altra possibilità per determinare gli sforzi iniziali dei cavi consiste nell'effettuare preliminarmente un'analisi evolutiva a ritroso (*backward*). Nelle analisi effettuate per i ponti ad arco costruiti per sbalzi successivi, si è verificato che questa procedura non è sempre percorribile. In alcuni casi, infatti, con questa metodologia sono risultati dei valori negativi delle pretensioni da applicare ai tiranti al momento della loro installazione. I valori di pretensione negativi non sono ovviamente accettabili in quanto risultano incompatibili con il funzionamento a trazione dei cavi. Pertanto, l'analisi *backward* classica non risulta essere un metodo valido per la determinazione degli sforzi iniziali da applicare ai cavi dei ponti ad arco. Si può ovviare a questo inconveniente mediante la procedura introdotta da Manterola [8] e brevemente illustrata nel paragrafo 2.2. Essa valuta gli sforzi iniziali su uno schema con nodi cerniera nei punti di ancoraggio dei cavi ed applica tali sforzi alla struttura completa. Successivamente inizia la decostruzione del ponte.

È opportuno precisare comunque che, pur non essendo accettabili valori negativi delle pretensioni iniziali, sono invece accettabili valori negativi per le regolazioni dei cavi precedentemente installati. Queste variazioni negative degli sforzi nei tiranti corrispondono infatti ad un parziale rilascio del cavo e sono ammissibili a condizione che le tensioni risultanti si mantengano positive (trazione) e preferibilmente al di sopra di un'accettabile tensione di lavoro. Tale circostanza, di variazione negativa dello sforzo, generalmente non si verifica nei ponti strallati, ma non è inusuale nei ponti ad arco costruiti a sbalzo a causa della sagoma curvilinea della struttura. In alcuni casi infatti, nelle sequenze costruttive degli ultimi conci del ponte ad arco, è necessario rilasciare del tutto alcuni tiranti provvisori che si scaricano per effetto dell'evoluzione geometrica e della messa in tensione dei nuovi tiranti [14].

Un'ulteriore considerazione va fatta sulla regolazione finale dei cavi; essa riveste una notevole importanza nei ponti strallati per ottenere un diagramma dei momenti flettenti prossimo a quello di una trave continua su appoggi rigidi. Nel caso di un ponte ad arco, non essendoci questa necessità in termini di momenti flettenti, se il profilo geometrico si discosta poco da quello di progetto, si può evitare di intervenire nuovamente sui cavi. È opportuno ricordare, infatti, che le operazioni di tesatura dei cavi sono sempre molto delicate ed economicamente onerose, in quanto per ogni tesatura è necessario spostare l'attrezzatura di tiro.

I valori e la distribuzione dei momenti flettenti residui sull'arco a fine costruzione, sono da tenere in considerazione per le valutazioni sul comportamento in esercizio del ponte. Infatti, il

diagramma dei momenti flettenti a fine costruzione si mantiene nell'arco e si aggiunge a quello dovuto agli effetti della caduta di spinta per deformabilità assiale che si ha nelle strutture iperstatiche.

Nelle fasi di esercizio inoltre, gli effetti dei carichi mobili devono essere sovrapposti a quelli dovuti al processo costruttivo. Pertanto è necessario verificare che le tensioni totali nelle sezioni dell'arco siano sempre al di sotto dei valori limite. Inoltre, durante e dopo la costruzione, deve essere valutata attentamente l'influenza delle azioni termiche.

4 APPLICAZIONE NUMERICA

Per verificare la validità della procedura proposta, la sequenza di tesatura dei cavi è stata applicata su un modello di ponte ad arco in calcestruzzo a via superiore realizzato per sbalzi successivi con tiranti provvisori. Le caratteristiche geometriche principali sono illustrate nella figura 10. Il modello ipotizzato prevede due archi a profilo parabolico con freccia pari a 19.20 m e luce 90 m, con un rapporto $f/l = 0.213$ lontano, quindi, dai valori tipici degli archi ribassati. Gli archi sono disposti su due piani paralleli, trasversalmente ad una distanza di 3.20 m l'uno dall'altro e sono connessi da alcuni traversi in corrispondenza dei ritzi. Entrambi hanno una sezione rettangolare con una base costante pari ad 1 m ed un'altezza variabile da 1.80 m, alle imposte, a 1.30 m in chiave.

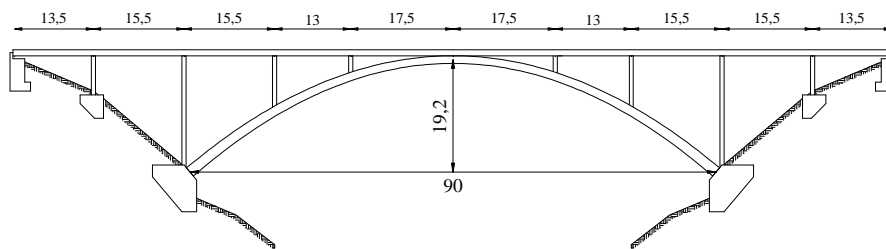


Figura 10.- Geometria del ponte ad arco in studio.

L'impalcato, anch'esso in calcestruzzo, è largo 7 m ed è suddiviso in dieci campate di lunghezza variabile da 13 m a 17.5 m. Sei delle dieci campate si trovano al di sopra dell'arco mentre due campate per ciascun lato costituiscono l'accesso al vero e proprio ponte ad arco.

La costruzione dei due semiarchi simmetrici per sbalzi successivi (figura 11) inizia dopo che sono state ultimate le campate di accesso. La realizzazione del solo arco consta di nove fasi, dal getto del primo concio fino alla rimozione dei tiranti provvisori. Gli otto conci realizzati a sbalzo sono sostenuti da sette coppie di cavi ciascuno con diametro d'acciaio equivalente pari a $\phi_1 = 0.0298$ m per le prime tre coppie e pari a $\phi_2 = 0.0353$ m per le successive quattro. I cavi sono ancorati ad una torre metallica e bilanciati da due coppie di tiranti di ancoraggio con diametro equivalente pari a $\phi_3 = 0.0462$ m.

I conci hanno una lunghezza di 6 m ciascuno e sono gettati in opera con l'ausilio di un carro di avanzamento che esercita un'azione distribuita sul tratto a sbalzo pari a $q_c = 20$ kN/m. Le operazioni di una generica fase di realizzazione di un tratto a sbalzo possono essere così distinte:

- posa in opera del tirante ancorato all'estremo dell'ultimo concio realizzato;
- posizionamento del carro di avanzamento, posa delle armature e getto del calcestruzzo;

- tesatura del cavo posto in opera, regolazione del cavo precedente e del tirante posteriore, dopo un periodo di maturazione del getto.

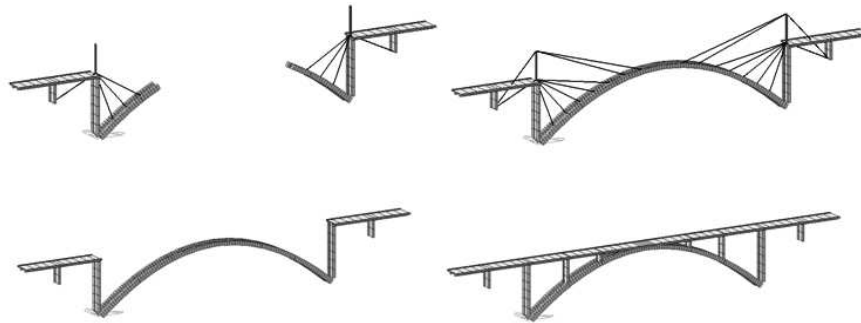


Figura 11.- Sequenza della realizzazione per sbalzi successivi con tiranti provvisori del ponte ad arco.

Una volta realizzati i due semiarchi simmetrici, con l'ausilio del carro mobile viene effettuato il getto del concio di chiave di lunghezza pari a 2 m. L'ultima operazione per il completamento dell'arco è la rimozione dei tiranti provvisori. Successivamente vengono realizzati i pilastri e l'impalcato che poggia su di essi.

L'arco, l'impalcato, le pile ed i pilastri sono tutti elementi in calcestruzzo, la cui resistenza a compressione è $f_{ck} = 40$ MPa (C40/50). I tiranti provvisori, invece, sono in acciaio armonico con resistenza caratteristica a trazione pari a $f_{ptk} = 1860$ MPa.

I parametri utilizzati per implementare i fenomeni lenti nel tempo con il modello CEB MC90 sono i seguenti:

- umidità relativa: $RH=70\%$;
- altezza nominale dell'arco: $h = 2Ac/u = 300$ mm;
- tipo di cemento: indurimento normale.

Con questi parametri il coefficiente di creep, valutato secondo il modello scelto, risulta pari a $\phi(10000, 7) = 1.88$.

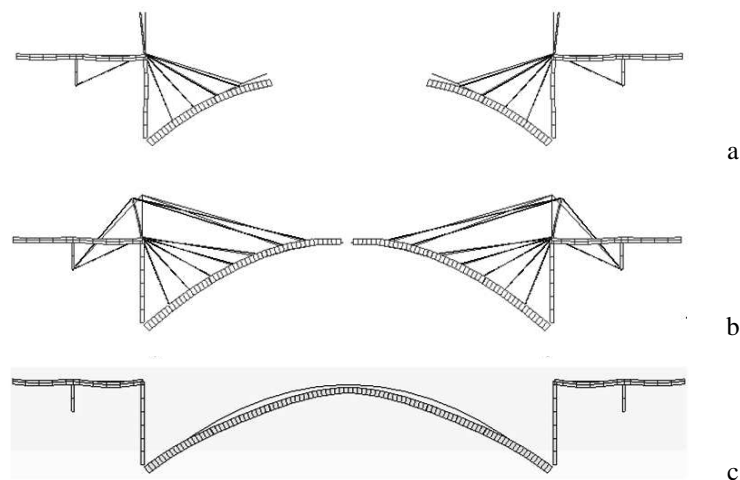


Figura 12.- Configurazione deformata dell'arco.

L'analisi del processo costruttivo è stata effettuata secondo la seguente cronologia:

- costruzione delle campate d'accesso: 45 giorni, durata totale 45 gg.;

- costruzione per sbalzi successivi dei due semiarchi simmetrici: 7 gg. per ciascuna fase (in totale sono otto fasi), durata totale 101 gg;
 - chiusura in chiave dell'arco: 7 gg., durata totale 108 gg.;
 - rimozione delle strutture provvisorie di costruzione (tiranti, torri, etc.): 7 gg., durata totale 115 gg.
 - realizzazione dei pilastri e dell'impalcato sopra l'arco: 65gg., durata totale 180 gg.
- valutazioni a tempo infinito: 10000 gg.

La figura 12 mostra la configurazione deformata dell'arco in una fase costruttiva a sbalzo (fig. 12a), subito prima del getto di chiusura in chiave (fig. 12b) e dopo la rimozione dei tiranti provvisori (fig. 12c), ottenute dall'analisi forward dell'intero processo costruttivo in cui sono state applicate le pretensioni iniziali calcolate con il metodo proposto. Si nota come nelle varie fasi la sagoma ha un'ottima corrispondenza con il profilo geometrico di progetto.

La procedura di tesatura dei cavi proposta è stata confrontata con una sequenza che prevede la regolazione di tutti i cavi installati in ciascuna fase costruttiva, utilizzata nella realizzazione di alcuni ponti di questa tipologia [15]. Nella tabella 1 sono riportati i valori dei massimi spostamenti verticali registrati nella fase precedente alla chiusura dell'arco, dopo il getto del concio di chiave e dopo la rimozione dei tiranti provvisori.

Fase costruttiva	Procedura proposta		Regolazione di tutti i cavi	
	Totale	Viscosità	Totale	Viscosità
08 (ultima fase a sbalzo)	-0.0052	-0.007	-0.030	-0.011
09 (chiusura in chiave)	-0.0109	-0.0088	-0.0132	-0.0094
10 (rimozione tiranti)	-0.0095	-0.0041	-0.0096	-0.0050

Tabella 1: Massimi spostamenti verticali dell'arco [m]

I valori riportati nella tabella 1 mostrano che attraverso le due procedure si ottengono a fine costruzione gli stessi abbassamenti massimi e che, quindi, risulta conveniente utilizzare la sequenza di tesatura proposta, che ha un minore numero di regolazioni dei cavi. Inoltre, si nota che gli effetti della viscosità influiscono al 50% sullo spostamento finale totale (fase 10). Questo fenomeno è importante per gli archi realizzati con getti in situ, i quali rendono la struttura molto sensibile agli effetti della viscosità. Nella figura 13 è mostrata la configurazione deformata dell'arco.

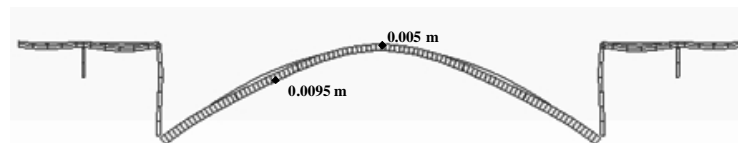


Figura 13.- Configurazione deformata dell'arco completato.

Gli spostamenti massimi dell'arco sono stati valutati anche a fine costruzione ed a tempo infinito. Subito dopo la realizzazione dell'impalcato sopra l'arco si registra uno spostamento massimo dell'arco pari a circa 0.02 m, mentre per $t = 10000$ giorni, cioè quando l'evoluzione degli effetti della viscosità può considerarsi esaurita, il valore aumenta fino a 0.043 m (figura 14). Tali spostamenti risultano in definitiva accettabili anche in relazione alle dimensioni complessive della struttura.

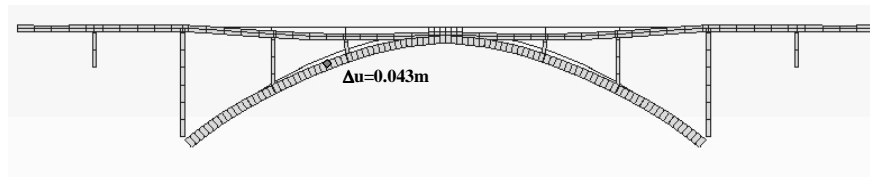


Figura 14.- Configurazione deformata a $t = 10000$ gg. (procedura proposta).

La figura 15, invece, mostra il diagramma dei momenti flettenti sul ponte ad arco nella fase immediatamente precedente al getto di chiusura in chiave. Il massimo valore di momento flettente negativo sull'arco si registra nella sezione in corrispondenza dell'ancoraggio dell'ultimo tirante provvisorio con un valore pari a $M_y = -1484$ kNm che risulta assolutamente sopportabile dalla sezione dell'arco. I valori di momento flettente determinati nell'analisi della sequenza costruttiva con la regolazione di tutti i cavi sono risultati molto prossimi (coincidenti in alcuni casi) a quelli ricavati con la procedura proposta, evidenziando soltanto un leggero incremento del valore della sollecitazione all'imposta.

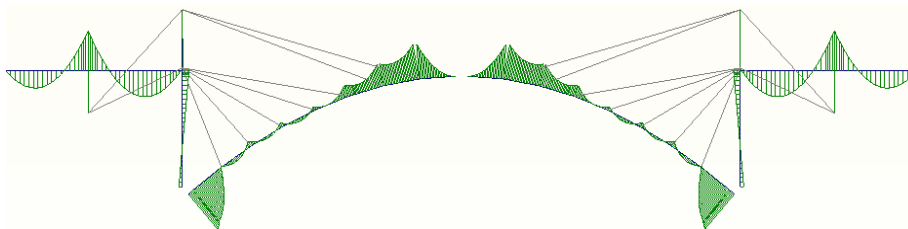


Figura 15.- Diagramma dei momenti flettenti nell'ultima fase a sbalzo.

I diagrammi dei momenti flettenti che si ottengono dalle analisi delle due procedure (figura 16), mostrano un andamento analogo con valori molto prossimi registrati nei due casi.

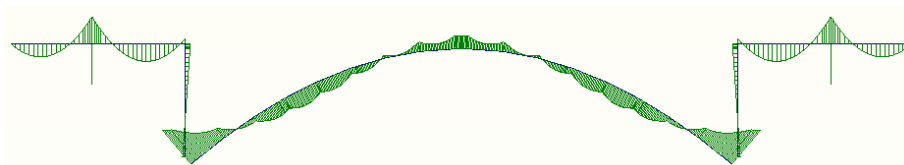


Figura 16.- Diagramma dei momenti flettenti dell'arco dopo la rimozione dei cavi

Le stesse analogie riscontrate per il momento flettente si ritrovano confrontando i diagrammi dello sforzo normale sull'arco nelle varie fasi costruttive. Infatti, l'arco risulta soggetto ad uno sforzo normale di compressione durante tutte le fasi costruttive a sbalzo, relativamente alle quali il massimo si registra nella sezione d'imposta immediatamente prima della chiusura. Nell'analisi effettuata con la procedura proposta tale valore risulta pari ad $N = -3778$ kN, implementando la procedura con la regolazione di tutti i cavi si ha invece uno sforzo normale pari a $N = -3807$ kN. Nella figura 17 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale prima e dopo la chiusura in chiave. Ovviamente dopo il getto di chiusura in chiave e la rimozione dei tiranti provvisori il regime statico di compressione diventa quello prevalente ed i valori dello sforzo di compressione aumentano, risultando praticamente coincidenti per le due sequenze costruttive implementate (figura 17b). In particolare il valore alle imposte risulta pari ad $N = -5248$ kN, quello valutato in chiave, invece, è pari a $N = -3769$ kN.

È opportuno ricordare che nella procedura proposta non è prevista una regolazione finale di tutti i tiranti, che, come detto, potrebbe risultare necessaria per compensare eventuali errori di costruzione o deformazioni inattese.

Per quanto riguarda i tiranti provvisori, le pretensioni determinate, sia con il metodo proposto che con la procedura di regolazione di tutti i cavi, mostrano la necessità di rilasciare parzialmente ad ogni fase il tirante precedente rispetto all'ultimo installato (pretensioni negative).

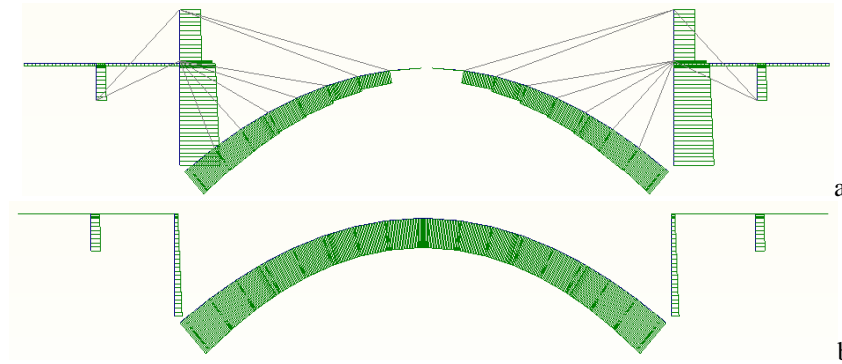


Figura 17.- Diagramma degli sforzi normali nell'arco: a) prima della chiusura in chiave; b) fine costruzione.

Inoltre, nel secondo metodo di tesatura si nota come le regolazioni dei cavi, ad eccezione degli ultimi due posti in opera, presentano valori piuttosto modesti, confermando la validità della procedura proposta nella quale, dopo la pretensione iniziale ed il successivo aggiustamento, non si interviene più sui tiranti precedenti.

I grafici riportati nella figura 18 mostrano l'andamento dello sforzo normale di trazione nei cavi nelle varie fasi costruttive. I massimi sforzi di trazione si riscontrano nei due cavi posteriori di ritenuta (indicati con le lettere A e B) i quali, infatti, presentano una sezione trasversale con diametro d'acciaio equivalente maggiore rispetto agli altri. Durante tutta la sequenza costruttiva, gli sforzi assiali nei cavi si mantengono ovviamente sempre positivi e con valori al di sotto dei limiti di lavoro, indicati dalle aziende produttrici pari a circa il 50 ÷ 60% dei corrispondenti valori di rottura.

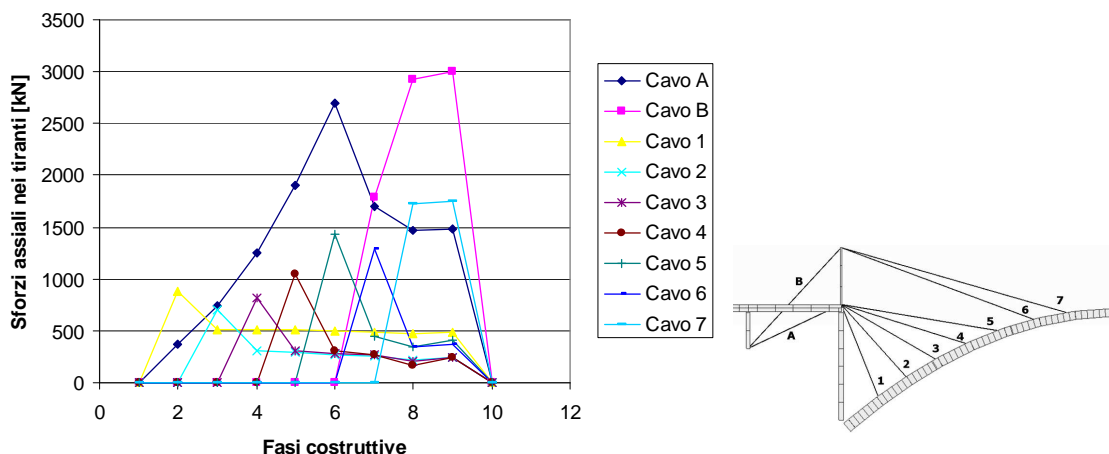


Figura 18.- Andamento degli sforzi assiali nei cavi durante la costruzione. Procedura proposta.

Anche il grafico di figura 19, nel quale sono riportate le tensioni di trazione nei tiranti, mostra che esse non superano mai i valori limite dell'acciaio armonico. La massima tensione

di trazione si ha nel cavo di ritenuta indicato con la lettera B per il quale si registra una tensione nell'ultima fase precedente la rimozione pari 894 MPa, comunque al di sotto del 50% della resistenza caratteristica a trazione pari a $f_{ptk} = 1860$ MPa. La normativa vigente (DM 14/01/2008) in ogni caso prevede come tensione limite per cavi costituiti da trefoli un valore pari al 75% del valore caratteristico di rottura ($0.75 \cdot f_{ptk} = 1395$ MPa).

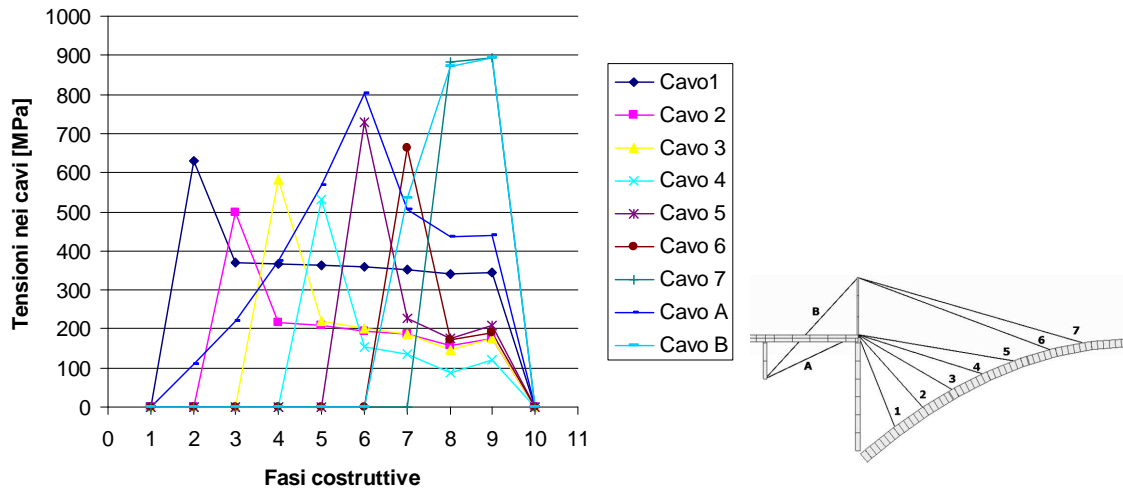


Figura 19.- Andamento delle tensioni di trazione nei cavi durante la costruzione. Procedura proposta.

5 CONCLUSIONI

In questo studio è stata affrontata l'analisi delle fasi costruttive dei ponti ad arco a via superiore realizzati per sbalzi successivi con l'ausilio di tiranti provvisori. Dopo avere illustrato i metodi di determinazione degli sforzi nei tiranti nelle strutture sostenute da cavi, è stata svolta un'analisi propedeutica sui ponti strallati costruiti con la stessa metodologia, in considerazione delle evidenti analogie tra gli schemi statici parziali delle due tipologie strutturali. È stata messa a punto una procedura di ottimizzazione della tesatura e della regolazione degli stralli con l'obiettivo di trovare una conveniente sequenza costruttiva che permetta di ottenere la configurazione finale di progetto prefissata. La metodologia proposta segue il metodo delle matrici di influenza per determinare le pretensioni da fornire agli stralli, in modo che il ponte raggiunga ad ogni fase costruttiva una configurazione equivalente a quella di una trave continua su appoggi rigidi.

Tale procedura, testata sui ponti strallati e denominata *metodo degli schemi elastici parziali*, è stata quindi applicata ai ponti ad arco in calcestruzzo costruiti per sbalzi successivi. Per questa tipologia di strutture, l'approccio è stato modificato in virtù delle peculiarità proprie del funzionamento statico degli archi. Si è determinata una sequenza di tesatura dei cavi che avesse come obiettivo principale il raggiungimento del profilo geometrico voluto per l'arco. Questa rimane una problematica di grande interesse per gli archi, in quanto essi sono strutture resistenti per forma ed ancora di più per quelli snelli che possono essere soggetti a problemi di instabilità. Pertanto, adottando la sequenza di tesatura utilizzata per i ponti strallati ed applicando il metodo delle matrici di influenza in termini di spostamenti, si è ottenuto a fine costruzione il profilo geometrico voluto per l'arco. Questo fondamentale risultato raggiunto, non può però prescindere dalla valutazione del comportamento della struttura nelle sue configurazioni parziali. L'analisi dell'intero processo costruttivo ha messo

in evidenza che, applicando la sequenza di tesatura proposta, le sollecitazioni ottenute (in particolare i momenti flettenti negativi sui semiarchi a sbalzo) in ciascuna fase si mantengono entro limiti accettabili per le sezioni dei vari elementi strutturali che vanno comunque analizzati con estrema attenzione. Quando questo obiettivo non può essere raggiunto mediante il solo approccio agli spostamenti, la metodologia proposta potrebbe essere ancora applicata mediante un approccio misto che tenga conto di spostamenti e sollecitazioni, analogo a quello proposto in letteratura da Recupero [13] per i ponti strallati in acciaio. Complessivamente il metodo sviluppato risulta vantaggioso sia da un punto di vista computazionale che tecnologico. In primo luogo, infatti, la determinazione delle pretensioni da fornire ai cavi e delle loro successive regolazioni risulta abbastanza agevole, basandosi sull'analisi dei semplici schemi elastici parziali. In secondo luogo, la sequenza di tesatura proposta prevede che si intervenga solo due volte su ciascun cavo, evitando così un elevato numero di operazioni di tesatura che risulterebbero sempre troppo delicate ed economicamente onerose. Dal confronto con una sequenza che prevede la regolazione di tutti i tiranti ad ogni fase, la metodologia proposta risulta preferibile, in quanto i risultati ottenuti sono equivalenti e del tutto accettabili per il raggiungimento degli obiettivi fissati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] P. H. Wang, T. C. Tseng, C. G. Yang, "Initial shape of cable-stayed bridges", *Computers and Structures*, **46** (6), 1095-1106 (1993).
- [2] D. W. Chen, F. T. K. Au, L. G. Tham, P. K. K. Lee, "Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable - stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method", *Computers and Structures*, **74**, 1-9 (2000).
- [3] D. Janjic, M. Pircher, H. Pircher, "The unit load method - Some recent application", *Advances in Steel Structures*, Vol. II, 831-837 (2002).
- [4] R. Xiao, L. Jia, X. Song, H. Xiang, "Influence matrix method of cable tension optimization for long span cable-stayed bridges", *IABSE Conference on cable-supported bridges*, Seoul (2001).
- [5] W. Li, J. Lv, J. Zhang, J. Song, "Optimization of cable forces during cantilever construction for arch bridge", *Chinese - Croatian Joint Colloquium. Long Arch Bridges*. Brijuni (Croazia), 277 - 283 (2008).
- [6] F. T. K. Au, J. J. Wang, G. D. Liu, "Construction control of reinforced concrete arch bridges", *Journal of Bridge Engineering ASCE*, **8**(1), 39 - 45, (2003).
- [7] H. Danjian, Y. Quansheng, "Cable force adjustment and construction control", *Bridge Engineering Handbook*, a cura di Chen W. F., Duan L, 58 CRC Press, Boca Raton, USA (1999).
- [8] J. Manterola Armisen, *Puentes*, Esc. Tec. Sup. De Ingenieros De Caminos, Canales y Puertos, Madrid (2000).
- [9] M. J. Grabow, *Construction stage analysis of cable - stayed bridges*, Tesi di laurea discussa presso la Technical University of Hamburg, Germania (2004).
- [10] S. Mueller - Hagen, *Berechnungsstrategien zur sicheren und formtreuen errichtung von schrägseilbrücken*, Tesi di laurea discussa presso la Technical University of Hamburg, Germania (2005).
- [11] M. Arici, M.F. Granata, P. Margiotta, A. Recupero, "Creep effects and stress adjustments in cable-stayed bridges with concrete deck", *Proceedings of 3rd fib Conference*, Washington (2010).

- [12] M. Arici, M.F. Granata, P. Margiotta, “L’influenza dei fenomeni lenti nella costruzione e nell’esercizio dei ponti in c.a.p. Parte I: Basi teoriche.”, *Meccanica dei Materiali e delle Strutture*, **1**(1), 36-54 (2009).
- [13] A. Recupero, “Initial cable-forces adjustments in cable-stayed bridges: Effects of parameters uncertainties”, *Advances in Structural Engineering and Mechanics ASEM’04*, Seoul (2004).
- [14] P. Missbauer, “Ponte ad arco eseguito con il procedimento per sbalzi successivi in Svizzera”, *L’industria italiana del cemento*, **6**, 379 – 388 (1981).
- [15] L. Brenni, G. Dazio, “Ponte ad arco sulla Val Crotta in Canton Ticino”, *L’industria italiana del cemento*, **611** (5), 310 – 329 (1987).