

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA (DICEA)

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Modellazione di ponti strallati con impalcato composto acciaio-calcestruzzo. Il Ponte Filomena Delli Castelli

> Modeling of cable-stayed bridges with steel-concrete composite deck. The Filomena Delli Castelli Bridge

RELATORE: Prof. Ing. Luigino Dezi

TESISTA: Alessandro Genevrini

CORRELATORE: Prof. Ing. Fabrizio Gara

ANNO ACCADEMICO 2019-2020

"The best time to repair the roof is when the sun is shining" John F. Kennedy

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	I PONTI STRALLATI	3
	2.1 EVOLUZIONE DEI PONTI STRALLATI	
	2.2 Tipologie strutturali	
	2.2.1 Dimensione delle campate	14
	2.2.2 Disposizione generale degli elementi strutturali	16
	2.2.3 Stralli	16
	2.2.4 Antenne e Sottostrutture	
	2.2.5 Impalcato	
	2.2.6 Disposizione dei vincoli	
	2.2.7 Comportamento statico e dinamico	44
	2.3 ANALISI DELLE FASI COSTRUTTIVE	
	2.3.1 Modalità costruttive	
	2.3.2 Effetti delle fasi costruttive	
	2.4 STUDIO DELLA CONFIGURAZIONE INIZIALE DEGLI STRALLI	
	2.4.1 Generalità sul comportamento di un cavo	72
	2.4.2 Determinazione del carico assiale degli stralli	
3	CASO STUDIO	
	3.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	90
	3.2 MODELLAZIONE PER FASI COSTRUTTIVE	
	3.2.1 Descrizione del modello	
	3.2.2 Modellazione degli stralli	
	3.3 CONFRONTO TRA DATI NUMERICI E DATI SPERIMENTALI	
	3.3.1 Risultati dei rilievi	
	3.3.2 Confronto delle deformate delle travi principali	
	3.3.3 Confronto in termini di carico assiale degli stralli	134
	3.3.4 Considerazioni finali	141

K DI		100	
σιν ζυσα 71 α ναγνητι			
4	CONCLUSIONI		
	3.5.3 Confronto dei parametri modali con l'Analisi Modale Operativa	158	
	3.5.2 Studio dell'influenza delle fasi costruttive sui parametri modali	151	
	3.5.1 Determinazione dei parametri modali	150	
	3.5 MODELLAZIONE SENZA FASI COSTRUTTIVE	150	
	3.4.2 Verifica degli stralli	146	
	3.4.1 Determinazione delle sollecitazioni	142	
	3.4 MODELLAZIONE DI SCENARI SENZA UNO STRALLO	141	

1 INTRODUZIONE

I ponti strallati rappresentano una tipologia strutturale relativamente recente in grado di offrire elevate prestazioni in termini di rigidezza, economia e semplicità di realizzazione, divenuta perciò una valida alternativa alla tipologia sospesa nel superamento delle luci medio-grandi.

Le caratteristiche appena descritte possono essere conseguite mediante un'accurata analisi del comportamento strutturale del ponte durante le fasi realizzative, così da poter cogliere, nella definizione del carico da applicare agli stralli nelle varie fasi di tesatura, tutte le azioni legate al montaggio e determinare una configurazione in grado di garantire la completa efficienza del sistema di strallatura.

La tesi affronta il tema della modellazione dei ponti strallati, con particolare riferimento agli aspetti connessi alla deformabilità degli stralli durante la costruzione dell'opera ed in esercizio, al fine di descriverne correttamente il comportamento statico e dinamico.

Nella prima parte del lavoro viene proposta una panoramica delle principali caratteristiche tipologiche, partendo da richiami storici sull'evoluzione dei ponti strallati, fino all'approfondimento del comportamento statico dei principali elementi strutturali di cui sono costituiti e delle differenti modalità costruttive. Particolare attenzione viene posta allo studio dei metodi per la valutazione della configurazione iniziale degli stralli e al confronto tra i metodi proposti in letteratura per la determinazione del carico assiale da assegnare agli stralli nelle fasi di tesatura, basati sul controllo dello stato deformativo e/o tensionale del sistema antenne-impalcato.

Nella seconda parte viene illustrato il caso studio di un ponte strallato di recente costruzione, caratterizzato da antenne ed impalcato a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Viene presentato il modello agli elementi finiti della struttura in cui sono state elaborate varie analisi non-lineari per studiarne il comportamento nelle fasi costruttive e valutare gli effetti della tesatura degli stralli e del getto frazionato della soletta. Successivamente, vengono proposti numerosi confronti tra i dati numerici e le misure sperimentali acquisite durante le fasi di realizzazione e nel corso delle prove di collaudo statico dell'opera. Al fine di valutare la robustezza strutturale del sistema, si esaminano inoltre differenti scenari conseguenti alla rimozione di uno strallo, stimando l'incremento di sollecitazione negli stralli e nell'impalcato ed effettuando le verifiche nei confronti di questa condizione di carico eccezionale.

Da ultimo viene presentato un modello della struttura completa con la soletta discretizzata con elementi *Shell* al fine di valutare anche il comportamento dinamico della struttura in termini di frequenze e forme modali e confrontare i risultati numerici con i valori sperimentali acquisiti mediante Analisi Modale Operativa.

2 I PONTI STRALLATI

In questo capitolo viene presentata una descrizione sintetica dei ponti strallati, che parte da un breve excursus storico sull'evoluzione di questa tipologia strutturale, per passare poi alla descrizione dei suoi principali elementi strutturali, fino allo sviluppo di alcune considerazioni sul suo comportamento statico e dinamico.

Successivamente, viene affrontato il problema delle fasi costruttive, che assumono fondamentale importanza sia per la complessità delle modalità operative che per le difficoltà di cogliere il comportamento statico della struttura nelle fasi transitorie.

Infine si affronta il tema degli stralli, analizzando i principali metodi di tesatura con individuazione del carico assiale da imporre agli stralli nelle fasi di montaggio.

2.1 Evoluzione dei ponti strallati

L'idea di utilizzare delle funi a sostegno di un impalcato da ponte ha origini molto antiche. I primi studi teorici sui ponti strallati in legno risalgono alla fine del '700. Le prime due esperienze risalgono agli inizi dell'800, il ponte sul fiume Tweed in Scozia e quello sul fiume Saale in Germania, e furono entrambe negative. A seguito del collasso dei due ponti, Navier espresse un giudizio molto negativo sull'affidabilità di questa tipologia strutturale, ribadendo la superiorità dei ponti sospesi. Alla fine dell'800 il primo ponte strallato, seppure in configurazione ibrida (strallato-sospeso), fu realizzato in Gran Bretagna (Figura 2.1). Il ponte presentava una deformabilità così elevata da richiedere una significativa limitazione dei carichi da traffico e, dopo molti anni, la costruzione di una pila intermedia sulla campata centrale.



Figura 2.1 - Albert Bridge, Londra (1874) di R. M. Ordish, con impalcato sostenuto da stralli e da un cavo parabolico

Lo sviluppo vero e proprio di questa tipologia strutturale si è verificato in Europa negli ultimi settant'anni, bisognerà infatti aspettare il 1956 per poter vedere il primo esempio moderno di ponte strallato. In realtà, alcuni ponti strallati erano già stati realizzati da J.A. Roebling negli Stati Uniti, dove probabilmente le esperienze negative europee non avevano avuto un così forte impatto. In Figura 2.2 viene proposta una panoramica dello sviluppo temporale dei più significativi ponti che hanno segnato l'evoluzione di questa tipologia in termini di luce della campata principale.



Figura 2.2 - Evoluzione dei ponti strallati negli ultimi 70 anni

Il primo ponte strallato moderno realizzato nel '900 è rappresentato dallo *Strömsund Bridge* in Svezia (1956) progettato da F. Dischinger (Figura 2.3). Questo presenta una travata molto rigida flessionalmente ma con scarsa rigidezza torsionale; da qui l'impiego di due piani di stralli disposti a Ventaglio ancorati tutti in testa all'antenna. Il progresso nelle tecniche e nelle conoscenze relative all'analisi strutturale dei ponti di grande luce ha consentito il preciso calcolo delle forze trasmesse dagli stralli durante le fasi costruttive, assicurando la loro completa efficienza a struttura ultimata.



Figura 2.3 - Strömsund Bridge, Svezia (1956) di F. Dischinger

La diffusione vera e propria di questa tipologia strutturale si avrà intorno agli anni '60 in Germania, dove l'esigenza di ricostruzione post-bellica di una serie di attraversamenti del fiume Reno con luci libere fino ai 300 m permise lo sviluppo di una serie di ponti strallati ad impalcato metallico, a firma di F. Leonhardt, che risultavano molto competitivi grazie alla possibilità di costruzione a sbalzo senza l'utilizzo di sostegni intermedi. Il primo di questi è rappresentato dal *Theodor Heuss Bridge* (Figura 2.4).



Figura 2.4 - Theodor Heuss Bridge, Germania (1957)

Questo ponte sancisce l'inizio dello sviluppo della tipologia strallata in Germania, introducendo nuove idee riguardanti il sistema di stralli e le antenne: questo è infatti il primo ponte strallato con schema ad Arpa, ovvero con gli stralli paralleli e connessi alle antenne a diverse altezze. Presenta un impalcato torsio-rigido, composto da due cassoni longitudinali connessi mediante 10 travi trasversali; ciò ha richiesto un'analisi tridimensionale del sistema durante la sua progettazione.

Il *Theodore Heuss Bridge* viene seguito da una serie di importanti realizzazioni, come il *Leverkusener Bridge* (Figura 2.5), lo *Knie Bridge* (Figura 2.6) ed il *Duisburg-Neuenkamp Bridge* (Figura 2.7), tutti sul fiume Reno e tutti dall'architettura molto simile: antenne snelle, numero ridotto di stralli e struttura prevalentemente in acciaio. L'ultimo risulta inoltre uno dei primi esempi di ancoraggio degli stralli di riva a terra, che risulta conveniente per migliorare le prestazioni di rigidezza degli stralli della campata centrale.



Figura 2.5 – Leverkusener Bridge, Germania (1965)



Figura 2.6 - Knie Bridge, Germania (1969)



Figura 2.7 - Duisburg-Neuenkamp Bridge, Germania (1971)

Intorno agli anni '60 si avrà anche la nascita del primo ponte strallato multi-campata, ad opera del progettista Riccardo Morandi: il *Maracaibo Bridge*. Lo schema strutturale ricorrente è composto da una serie di antenne molto rigide, generalmente a forma di cavalletto per aumentarne la rigidezza nel piano longitudinale, e da un impalcato formato da due sbalzi simmetrici sorretti dagli stralli. Essendo questi elementi perfettamente auto-equilibrati, il collegamento tra due cavalletti successivi veniva realizzato mediante delle travi tampone semplicemente appoggiate.

Sulla scia del medesimo schema Morandi progettò un'altra importante opera, il *Viadotto sul Polcevera* (Figura 2.8), opera italiana passata da qualche anno agli onori della cronaca dopo il crollo avvenuto nel 2016.



Figura 2.8 - Viadotto sul Polcevera, Genova (1967) prima del crollo

Alla fine degli anni '60, il problema delle grandi luci viene ampiamente superato con l'impiego di procedimenti costruttivi più innovativi e con l'introduzione delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo.

A partire dagli anni '70 inizia a diffondersi l'utilizzo di sistemi di strallatura diffusi, che consente di rendere l'impalcato più leggero e sottile, semplificando le operazioni di costruzione.

Parallelamente si avrà lo sviluppo di nuove forme strutturali per le antenne, in funzione della richiesta di rigidezza trasversale, oltreché longitudinale, del sistema di strallatura.

Tre esempi ben noti sono rappresentati dal *Saint-Nazaire Bridge* (Figura 2.9), dall'*Engineer Carlos Fernandez Casado Bridge* (Figura 2.10) e dallo *Yangpu Bridge* (Figura 2.11), i quali presentano delle antenne di forme ben diverse, derivate proprio dall'esigenza di garantire una rigidezza trasversale del ponte anche nelle fasi costruttive, dove il sistema di strallatura, non ancora montato, non è in grado di garantire l'effetto stabilizzante alle stesse antenne.



Figura 2.9 - Saint-Nazaire Bridge, Francia (1975)



Figura 2.10 - Engineer Carlos Fernandez Casado Bridge, Spagna (1983)



Figura 2.11 - Yangpu Bridge, Cina (1993)

Nel 1995 viene inaugurato il *Normandy Bridge* (Figura 2.12) in Francia, il quale deterrà il primato della campata più lunga, di 856 m, fino al 1998, anno di costruzione del *Tatara Bridge* (Figura 2.13). I piloni del *Normandy Bridge* sono in calcestruzzo ed hanno la caratteristica forma ad Y rovescia, mentre l'impalcato della campata principale è realizzato in calcestruzzo nei tratti laterali (in continuità con le campate di accesso) ed in acciaio nella parte centrale. La tipologia strallata è stata preferita a quella sospesa in quanto più economica e resistente ai forti venti del delta della Senna. Tuttavia, poco

dopo la sua inaugurazione, gli stralli più lunghi manifestarono oscillazioni eccessive e tali da richiedere l'introduzione di una serie di sistemi di controllo e riduzione delle vibrazioni.



Figura 2.12 - Normandy Bridge, Francia (1995), progettato da Michel Virlogeux



Figura 2.13 - *Tatara Bridge*, Giappone (1998)

Il *Tatara Bridge* ha detenuto il record della campata maggiore fino al 2007, anno di costruzione del *Sutong Bridge* (Figura 2.14). Quest'ultimo presenta una campata principale di lunghezza pari a 1088 m, molto prossima al valore di 1104 m del *Russky Bridge* (Figura 2.15), attuale detentore del record per la campata principale più lunga, ad indicare che il limite pratico della massima lunghezza di una campata strallata sia prossimo a questo valore.



Figura 2.14 - Sutong Bridge, Cina (2007)



Figura 2.15 - *Russky Bridge*, Russia (2012)

In presenza di attraversamenti di entità considerevole, se l'altezza del fondale o la profondità del fondo valle lo permette, una soluzione semplice è rappresentata dalla successione di una serie di campate principali, come rappresentato in Figura 2.16, di cui l'ingegner Morandi fu il precursore.



Figura 2.16 - Ponte strallato multi-campata

In questo caso, bisogna tener conto di una serie di problematiche aggiuntive, principalmente legate alla mancanza di punti di ancoraggio fissi degli stralli, per cui la deformabilità dell'impalcato risulta elevata all'applicazione del carico in una sola delle campate.

Questo inconveniente è stato affrontato nel tempo in numerosi modi, tutti più o meno soddisfacenti, ai quali si farà riferimento qui di seguito.

Un primo metodo prevede l'impiego di antenne dotate di un'elevata rigidezza flessionale, in grado di scongiurare spostamenti eccessivi dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi variabili. Due esempi ben noti sono rappresentati dal cavalletto auto-equilibrato del già citato ingegner Morandi (Figura 2.17), e dalle quattro torri a diamante del *Rion-Antirion Bridge* (Figura 2.18), il quale detiene il record per il ponte strallato più lungo al mondo.



Figura 2.17 - Cavalletto dell'ingegner Morandi applicato al Viadotto sul Polcevera (1967)



Figura 2.18 - Rion-Antirion Bridge (2004)

La medesima soluzione è stata adottata per il *Millau Viaduct* di Figura 2.19, dove vengono mostrate, durante la fase di varo a spinta, l'antenna in acciaio biforcata solidale all'impalcato e la pila sottostante in calcestruzzo armato, anch'essa biforcata nella sua parte sommitale per garantire un adeguato vincolo all'impalcato ed una continuità estetica con l'antenna stessa.



Figura 2.19 - Millau Viaduct (2004)

Un secondo esempio è rappresentato dal *Ting Kau Bridge* di Hong Kong (Figura 2.20), il quale ha richiesto una stabilizzazione dello schema strutturale sia dal punto di vista longitudinale che trasversale. Longitudinalmente l'effetto stabilizzante viene garantito da un cavo di 450 m di lunghezza ancorato in prossimità delle due antenne laterali, mentre trasversalmente, l'irrigidimento dell'antenna è stato ottenuto mediante un sistema di tiranti che collegano la parte superiore dell'antenna all'impalcato, e subito dopo alla parte inferiore dell'antenna stessa, generando un sistema simile a quello del collegamento degli alberi di una barca a vela allo scafo.



Figura 2.20 - *Tink Kau Bridge*, Hong Kong (1998)

Infine vi è l'esempio del *Queensferry Bridge* (Figura 2.21), il terzo attraversamento del Firth of Forth, dove la riduzione della deformabilità longitudinale dell'impalcato viene ottenuta mediante la sovrapposizione degli ancoraggi degli stralli più lunghi al centro delle campate e l'ancoraggio degli stralli laterali ad un viadotto di accesso laterale in precompresso.

La soluzione è indubbiamente più leggera e trasparente delle precedenti.



Figura 2.21 - Queensferry Bridge, Scozia (2017)

2.2 Tipologie strutturali

Il sistema strutturale che definisce un ponte strallato è composto principalmente da tre elementi fondamentali:

- Gli stralli, ovvero i cavi, più o meno inclinati secondo diverse configurazioni, che sostengono l'impalcato mediante il collegamento alle antenne e sono soggetti quasi esclusivamente a sforzo assiale di trazione;
- Le antenne, con un'altezza ottimale pari al 20-25% della campata principale, che permettono di creare un punto di ancoraggio in quota degli stralli, così da poter generare delle componenti principalmente verticali per il sostegno dell'impalcato;
- L'impalcato, che costituisce l'attraversamento vero e proprio, in grado di equilibrare le componenti orizzontali trasmesse dagli stralli ed interviene come elemento strutturale principalmente compresso.

La caratteristica saliente di questi ponti è quella di rappresentare non più un sistema di travi, ma piuttosto un sistema di aste che non necessitano di importanti rigidezze flessionali in quanto sarà il sistema "triangolare" antenne-stralli-impalcato a garantire la rigidezza necessaria.

In questo modo sarà possibile prevedere impalcati molto snelli, la cui richiesta in rigidezza flessionale sarà governata solamente da un'adeguata sicurezza contro lo sbandamento e dalla necessità di limitare le deformazioni locali dovute ai carichi, che peraltro può essere soddisfatta diminuendo il passo degli stralli.

2.2.1 Dimensione delle campate

Il rapporto tra la lunghezza delle campate laterali e quella della campata principale ha una forte influenza sulla variazione delle tensioni, soprattutto negli stralli delle campate laterali. La disposizione del carico sulle campate principali tende ad aumentare il carico sugli stralli laterali, mentre la disposizione del carico sulle campate laterali, tende a ridurlo. Inoltre, tale rapporto ha influenza anche sulle forze agenti sulle spalle o comunque sui sistemi di ancoraggio degli stralli connessi a terra, in quanto tale azione diminuisce all'aumentare dell'ampiezza delle campate laterali. Considerato che gli stralli laterali subiscono i massimi incrementi di tensione, che è bene limitare per evitare rotture per fatica, è necessario identificare il giusto rapporto tra la luce della campata laterale e quella della campata principale.

Il digramma di Figura 2.22 presenta un criterio di scelta di tale rapporto: in ascissa è posta la lunghezza della campata principale *l* ed in ordinata il rapporto tra i carichi variabili e quelli permanenti (*max p/g*). Le curve rappresentano il valore ideale da assumere per il rapporto l_l/l , con l_l lunghezza della campata laterale, e la retta quasi verticale indica il punto in cui una variazione di tensione di 200 MPa viene raggiunta negli stralli laterali per effetto di un carico pari al 40% dei carichi variabili, utile per tutelare gli stralli nei confronti della rottura per fatica.



Figura 2.22 - Grafico per la scelta del rapporto l_l/l^1

E' possibile subito notare come, in assenza di carichi variabili, la lunghezza delle due campate laterali è pari esattamente alla metà di quella della campata principale, in modo da creare uno schema statico perfettamente equilibrato.

Il rapporto p/g risulta maggiore per ponti metallici piuttosto che per ponti in cemento armato, dato l'elevato peso proprio del cemento armato rispetto a quello dell'acciaio, da cui consegue che la lunghezza della campata laterale ottimale di un ponte metallico sarà inferiore rispetto a quella di un ponte in cemento armato.

Inoltre vi è un limite superiore anche alla lunghezza della campata principale, oltre il quale si generano azioni alle spalle, o ai dispositivi di ancoraggio degli stralli di estremità, così grandi da causare un forte aumento dei costi.

Tale limite, teorizzato da F. Leonhardt in 1400 m, tiene in considerazione anche che la rigidezza equivalente dello strallo, che descrive l'andamento della deformabilità dello strallo in funzione della

¹ Tratto da Leonhardt, F. & Zellener, W. (1980). Cable-stayed bridges. *IABSE Periodica*, 2, 21-48.

tensione di trazione applicata, non dovrebbe scendere al di sotto dei 180 GPa. Tuttavia tale limite risulta ancora ben lontano dal massimo valore raggiunto, pari ai 1104 m del *Russky Bridge*.

2.2.2 Disposizione generale degli elementi strutturali

Per quanto riguarda gli schemi con campata principale singola, possono citarsi tre differenti tipologie di schemi costruttivi:

- Campata principale maggiore affiancata da due campate laterali, di cui si è ampiamente discusso nelle pagine precedenti (Figura 2.23 a);
- Configurazione a due campate dissimmetriche, dove il cavo più esterno della campata più corta può essere ancorato a terra (Figura 2.23 b);



Figura 2.23 - Configurazione a tre campate (a), configurazione dissimmetrica (b)

2.2.3 Stralli

Gli schemi tipici di disposizione longitudinale degli stralli sono tre, come mostrato in Figura 2.24:

- Disposizione a ventaglio;
- Disposizione ad arpa;
- Disposizione mista, o a semi-arpa, fusione delle due precedenti.



Figura 2.24 - Disposizione degli stralli: (a) a ventaglio, (b) ad arpa, (c) mista

La disposizione a ventaglio consiste nel disporre tutti gli stralli sull'antenna alla stessa quota. In questo modo l'antenna è prevalentemente compressa e gli stralli sono sfruttati in maniera più adeguata, ancor meglio se lo strallo di estremità della campata laterale è collegato a terra, limitandone così anche gli spostamenti. Tuttavia questo richiede una progettazione molto accurata del dettaglio dell'ancoraggio, che sarà soggetto ad elevate concentrazioni locali degli sforzi.

La disposizione ad arpa, invece, consiste nel disporre gli stralli a quote diverse sull'antenna, ma con la stessa inclinazione rispetto all'impalcato. In questo modo gli ancoraggi degli stralli sull'impalcato saranno tutti uguali mentre l'antenna sarà soggetta a flessione, tanto maggiore quanto maggiore sarà lo sbilanciamento delle componenti orizzontali trasferite dagli stralli delle due diverse campate.

La disposizione a semi-arpa rappresenta una soluzione più moderna, nata dalla fusione delle due precedenti, in cui si sommano i vantaggi propri dei due schemi strutturali, ovvero il contenimento dell'altezza dell'antenna e al contempo la possibilità di separare gli ancoraggi degli stralli in quota semplificando il livello di dettaglio dell'ancoraggio stesso. Se gli ancoraggi degli stralli in quota saranno molto vicini tra loro, il comportamento della disposizione a semi-arpa sarà assimilabile a quello della disposizione a ventaglio, ed i momenti indotti nella zona di ancoraggio saranno inferiori di quelli presenti nella disposizione ad arpa, in quanto essi sono dipendenti dal passo degli stralli in tale zona, o meglio dalla distanza verticale tra le componenti orizzontali degli stralli.

Quando le caratteristiche del terreno lo consentono, è utile ancorare gli stralli di riva a terra, così da migliorare le prestazioni degli stralli della campata centrale.

Un'ulteriore disposizione è quella ibrida mostrata in Figura 2.25, ovvero che presenta i vantaggi delle tecniche costruttive proprie dei ponti sospesi, caratterizzati dall'assenza di sforzi assiali nell'impalcato nelle fasi di montaggio, ed i vantaggi in fase di esercizio offerti dalla componente assiale nell'impalcato dovuta agli stralli. La soluzione, già presente nell'*Albert Bridge* (Figura 2.1), è stata utilizzata nella recente costruzione del terzo ponte sul Bosforo: lo *Yavuz Sultan Selim Bridge* (Figura 2.26).



Figura 2.25 - Disposizione degli stralli e dei cavi in un ponte Ibrido



Figura 2.26 - Yavuz Sultan Selim Bridge (2016), terzo ponte sul Bosforo

Questo schema può essere ritrovato anche in alcuni vecchi ponti sospesi, dove degli stralli sono stati aggiunti successivamente per diminuirne la deformabilità e per rinforzarli, adeguandoli ai nuovi carichi, come ad esempio il ponte di *Brooklyn*.

D'altro canto, la disposizione trasversale degli stralli può interessare uno o due piani.

La configurazione ad un piano presenta vantaggi dal punto di vista estetico, per l'elevata leggerezza della forma legata alla presenza di un basso numero di stralli, dal punto di vista aerodinamico dell'impalcato e dal punto di vista della vita utile a fatica degli stralli. Infatti, l'impalcato a cassone,

necessario per tale configurazione, data la sua elevata rigidezza torsionale presenta una importante capacità di fronteggiare i carichi concentrati, cui ne consegue una minore variabilità delle sollecitazioni negli stralli stessi.

La configurazione a due piani maggiormente utilizzata richiede una serie di accorgimenti soprattutto nelle campate di luce modesta, dove le antenne di altezza ridotta e con forma ad A, possono comportare la presenza di stralli non sufficientemente lontani dalla sagoma limite dei veicoli, per scongiurarne l'eventuale urto.

Per quanto riguarda il numero di stralli, si è passati da un interasse longitudinale di 30-50 m delle prime realizzazione, ad un interasse di 10-15 m nelle realizzazioni più recenti. Questo perché un numero maggiore di stralli offre una serie di vantaggi:

- L'impalcato può essere più sottile, poiché, raggiunta la configurazione finale ottimale di trave continua su più appoggi, gli effetti del carico diventano limitati, tra due stralli successivi;
- Gli stralli sono di dimensioni contenute, e perciò più facilmente movimentabili nelle operazioni di trasporto ed installazione. Inoltre, stralli più piccoli determinano azioni concentrate inferiori nei punti di ancoraggio;
- Maggior semplicità di sostituzione degli stralli in esercizio; addirittura se gli stralli sono abbastanza vicini, tale operazione può avvenire senza la chiusura del ponte al traffico;
- Semplificazione delle fasi di montaggio dell'impalcato, perché se gli stralli sono vicini, ogni concio di impalcato può essere messo in opera con il proprio strallo, riducendo al minimo i tratti a sbalzo.

2.2.3.1 Tipologie di stralli e sistemi di connessione

Generalmente gli stralli sono realizzati in acciaio armonico, un acciaio al Silicio ad elevato contenuto di Carbonio (0,70-0,80 %), anche 4 volte superiore al normale contenuto di un acciaio da carpenteria. Questo genera un forte aumento della resistenza del materiale, fino anche a superare ampiamente i 1000 MPa, tuttavia, tale incremento in resistenza viene pagato con una forte riduzione della duttilità del materiale, che presenta una deformazione a rottura circa pari ad un quinto di quella di un normale acciaio da carpenteria. La minima deformazione plastica disponibile è in genere sufficiente a permettere la ridistribuzione delle forze tra due cavi con tensione inziale differente, causata dal procedimento di montaggio e tesatura, tuttavia non è sufficiente a garantire un meccanismo di progetto di redistribuzione delle tensioni tra gli stralli e l'impalcato.

Dal punto di vista realizzativo gli stralli possono essere costituiti:

- Da singoli elementi (fili o trefoli) avvolti a spirale, i cui elementi esterni potrebbero essere semplici trefoli od avere una sezione speciale, così che dopo la fase di avvolgimento, questi esercitino una pressione sull'elemento adiacente in modo da chiudere completamente la sezione. Questi hanno il vantaggio di poter essere avvolti in bobine di raggio contenuto, facilitando il trasporto e permettendo la prefabbricazione dell'intero strallo in officina. Tuttavia, l'avvolgimento dei fili ne riduce il modulo elastico fino a valori di 140-170 GPa, inoltre presentano una resistenza a fatica abbastanza bassa per effetto delle sollecitazioni parassite dovute all'avvolgimento ed alle tensioni trasmesse tra fili adiacenti;
- Da trefoli paralleli, i quali, data la scarsa capacità di sopportare pressioni laterali, non possono
 essere rinviati mediante delle selle sulle antenne, ma richiedono di essere ancorati. Tuttavia,
 presentano il vantaggio di avere un modulo di elasticità coincidente con quello dei singoli
 elementi componenti, e per la mancanza di tensioni orizzontali tra i trefoli, hanno anche una
 maggiore resistenza a fatica.

La tipologia più diffusa di trefolo è costituita da 7 fili, di diametro approssimativamente intorno ai 5 mm, 6 dei quali avvolti in maniera elicoidale attorno al filo centrale (Figura 2.27), raggiungendo un diametro nominale del trefolo di circa 15 mm (circa pari a 0,6"), in grado di garantire una tensione ultima di trazione dell'ordine dei 1770-1860 MPa.



Figura 2.27 - Trefolo di acciaio armonico dal quale è possibile vedere l'avvolgimento a spirale di 6 fili attorno a quello centrale

L'avvolgimento dei fili riduce in parte il modulo di elasticità del trefolo, tuttavia, siccome l'inclinazione dei singoli fili rispetto all'asse del filo centrale è abbastanza piccola, tale riduzione sarà dell'ordine del 6-8%, al quale corrisponde un modulo di elasticità intorno ai 190 GPa.



Figura 2.28 - Confronto tra il legame costitutivo di un acciaio armonico con $\sigma_u = 1860$ MPa ed $\epsilon_u = 0.03$ ed un acciaio da carpenteria con $\sigma_u = 550$ MPa ed $\epsilon_u = 0.21$

Generalmente, in presenza di campate medio-piccole, si preferisce rivestire singolarmente ognuno dei trefoli, eventualmente zincati, mediante una guaina in *Vipla*[®] entro cui il trefolo può scorrere grazie alla presenza di un grasso che funge da protezione anticorrosione.

In questo modo i trefoli possono essere tirati uno ad uno mediante dei martinetti e dei coni di bloccaggio, fino a raggiungere la tensione richiesta per lo specifico trefolo (*Metodo dell'Isotensione*, trattato al Capitolo 2.3.1.2). Questa tecnica permette di ridurre le dimensioni dell'attrezzatura per la tesatura, tuttavia prevede un incremento del quantitativo di lavoro, dovendo tesare, per ogni strallo, tutti i trefoli componenti.

Dopodiché, i trefoli sono raccolti parallelamente in un fascio, e data la protezione individuale di ognuno di essi, non sarebbe necessario prevedere ulteriori rivestimenti, se non degli elementi di collegamento dei vari trefoli, per garantire l'integrità del fascio ed evitare oscillazioni individuali dei singoli elementi. Tuttavia, per rendere la superficie esterna più liscia, il fascio viene in genere rivestito con una protezione in HDPE, che a sua volta può essere riempito con una con un'iniezione di malta di cemento (necessaria se i singoli trefoli non sono individualmente protetti), operazione molto delicata soprattutto per stralli molto lunghi, o meno (se i singoli trefoli sono individualmente protetti). Una serie di sperimentazioni effettuate presso l'Università di Austin (Texas) ha permesso di evidenziare le seguenti problematiche:

• Osservazioni attraverso guaine trasparenti hanno identificato una fessurazione longitudinale e trasversale dell'iniezione di malta di cemento appena lo strallo è stato caricato assialmente dai carichi permanenti e del traffico (non risente del peso proprio in quanto l'iniezione viene effettuata subito dopo la messa in carico dello strallo sotto i carichi permanenti);

 Osservazioni a seguito di prove di corrosione accelerata hanno messo in luce che per effetto della fessurazione della malta di iniezione, l'effetto protettivo contro la corrosione offerto dalla malta stessa è trascurabile.

A seguito di queste osservazioni è stato fortemente consigliato di evitare l'utilizzo di iniezioni in malta di cemento nei ponti di nuova costruzione, e di tenere sotto stretta osservazione i ponti esistenti che presentavano questa tipologia di protezione.

Poiché la protezione esterna conferisce alla guina un colore nero, sfavorevole per gli effetti termici, la guaina stessa può essere poi avvolta con un nastro colorato. L'utilizzo del doppio rivestimento in HDPE genera nello strallo un importante volume di vuoti. Ad esempio, uno strallo composto di 109 trefoli di diametro circa 15 mm (composti di 7 trefoli di diametro 5 mm circa), con un diametro esterno di 315 mm, presenta una sezione metallica A_s di:

$$A_s = 109 \cdot \left[7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 5^2}{4} \right) \right] \approx 15000 \ mm^2$$

Questo conduce ad un contenuto di vuoti percentuale V_r di:

$$V_r = 1 - \frac{15000}{\frac{\pi \cdot 315^2}{4}} \simeq 0.808$$

Questo significa che meno di un quinto dell'area totale dello strallo è metallica, e dunque efficace.

Per campate medio-lunghe e lunghe, quando il diametro degli stralli risulterebbe troppo elevato se ognuno dei trefoli fosse rivestito, la protezione contro la corrosione dei trefoli viene garantita mediante la deumidificazione dell'intero strallo.

Per quanto riguarda i fenomeni dipendenti dal tempo, la deformazione irreversibile dovuta all'applicazione di un carico costante può collegarsi al rapporto tra il carico applicato e la resistenza ultima a trazione; l'alternativa all'utilizzo di leggi sperimentali specifiche per l'acciaio in esame è quella di mantenere la tensione dovuta ai carichi permanenti inferiore al 45% della tensione ultima di trazione.

Infine, per i problemi generali relativi alla fatica degli stralli, bisogna dire che la resistenza è principalmente legata alla zona di ancoraggio più che allo strallo in sé. Questo si deve principalmente al fatto che nella zona possono nascere delle tensioni localizzate dovute al fatto che lo strallo, contrariamente da quanto assunto nei calcoli, non è perfettamente privo di rigidezza flessionale.

Inoltre, potrebbero nascere problemi legati all'alterazione dei trefoli di acciaio stessi nella zona di ancoraggio, dovuti a processi meccanici, quindi legati all'ammorsamento dei cavi prima della tesatura, o termici, dovuti alla fusione della testa dello strallo. Quest'ultimo problema può essere eliminato utilizzando dei martinetti di tesatura che vadano ad ammorsare lo strallo in punti differenti ad ogni tesatura.

Dal momento che eventuali urti legati al traffico, la corrosione, e la rottura a fatica non possono essere completamente evitati, è ragionevole progettare i sistemi di ancoraggio in modo che gli stralli possano essere facilmente sostituiti.

Ancoraggio del singolo strallo

Per quanto riguarda il singolo strallo bisogna tener conto che esso può essere caricato con delle forze molto elevate concentrate in piccole sezioni, dato l'elevato modulo di elasticità. Inoltre, sia la composizione² che le caratteristiche fisiche dello strallo, non ne permettono il collegamento per bullonatura o saldatura ad altri elementi strutturali.

Il metodo più semplice per ancorare una fune spiroidale (composta di trefoli avvolti a spirale) è quello di incastrare la testa di estremità all'interno di un elemento cilindrico di acciaio con cavità tronco conica riempita con materiale a bassa temperatura di fusione, come zinco o alluminio (Figura 2.29), o, per aumentarne la resistenza a fatica, con un composto a freddo di resina epossidica, polvere di zinco e piccole sfere di acciaio.



Figura 2.29 - Elemento di bloccaggio dello strallo con cavità tronco-conica

² Acciai con elevato tenore di carbonio si prestano poco alla saldatura.

Nel caso in cui la fune sia di tipo aperto, i singoli elementi che la compongono possono essere ulteriormente condotti attraverso una piastra dotata di fori, oltre la quale i singoli fili vengono collegati ad un dado per aumentarne la resistenza allo scorrimento. Soluzioni più complesse possono essere ottenute a partire da quella appena descritta, che garantiscano un sistema di aggancio per dei martinetti di tesatura, o un sistema di filettatura per l'avvitamento delle barre.

In Figura 2.30 viene mostrato il sistema di ancoraggio *Freyssinet*, sviluppato negli anni '80, una delle forme di collegamento più semplice, e principalmente utilizzata quando lo strallo è composto di trefoli paralleli.



Figura 2.30 - Sistema di ancoraggio *Freyssinet* (a), nel quale si evidenziano gli elementi principali: 1) testata di chiusura; 2) testa di bloccaggio; 3) dispositivo di guida dei trefoli e composto anti corrosivo a base di cera; 4) elemento tronco-conico; 5) deviato

Come si vede, il fascio di trefoli inguainati viene passato all'interno di un deviatore che lo allarga, separando i singoli trefoli, i quali vengono quindi indirizzati verso un primo elemento che funge da guida all'interno della scatola dell'ancoraggio, riempita di un composto anti corrosivo a base di cera, in quanto in questa zona viene rimossa la guaina protettiva dei trefoli.

A questo punto i singoli trefoli vengono inseriti all'interno di un elemento di forma tronco-conica (ganascia metallica composta di 3 elementi singoli) che ne permette la tesatura (Figura 2.30 b), e che,

quando questi vengono rilasciati, a meno di minimi scorrimenti di assestamento, permette il trasferimento del carico e l'inibizione dello spostamento del trefolo mediante la pressione radiale esercitata dal dispositivo tronco-conico sul trefolo stesso, quando posto all'interno del blocco di ancoraggio.

Al di fuori della zona di ancoraggio viene inserita una testata di chiusura all'interno del quale viene iniettato lo stesso composto anti corrosivo a base di cera utilizzato precedentemente.

In questo modo, mediante la semplice rimozione della testa dell'ancoraggio, è possibile ritesare, singolarmente, ognuno dei trefoli.

Nel caso in cui l'ancoraggio preveda una piccola flessione della traiettoria dello strallo è necessario posizionare il dispositivo di supporto (che ne permette la flessione) sufficientemente lontano dall'ancoraggio, per non incrementare ulteriormente le concentrazioni di sforzi in quella zona.

Un secondo sistema di ancoraggio può essere costituito da una testa a forca collegata mediante un perno alla struttura adiacente (Figura 2.31). In questo modo si riescono ad effettuare importanti variazioni d'angolo durante l'installazione, evitando però forti rotazioni in fase di esercizio per effetto dell'attrito che si genera tra il perno e le piastre metalliche. Tale sistema non permette aggiustamenti nella lunghezza e nel tiro del cavo, perciò in genere sono preassemblati e disposti all'estremità opposta di quella che si prevede di ritesare.



Figura 2.31 - Sistema di ancoraggio a forca

Connessione strallo-impalcato

Nello studio del sistema di connessione dello strallo all'impalcato bisogna tener conto che la forza trasferita dallo strallo, anche piuttosto elevata, deve essere efficacemente trasmessa agli elementi resistenti che costituiscono l'impalcato stesso.

Nei casi in cui l'impalcato permetta la connessione diretta degli stralli alla sezione, come presentato in Figura 2.32, l'attenzione potrà concentrarsi sul progetto del sistema di ancoraggio in se, in quanto la connessione all'impalcato richiederà solamente il rinforzo locale degli elementi già esistenti.



Figura 2.32 - Impalcati con possibilità di connessione diretta degli stralli

In casi particolari di impalcati piuttosto stretti, come quello in Figura 2.33, dove non è possibile il collegamento diretto dell'ancoraggio dello strallo agli elementi principali della sezione, dovranno prevedersi una serie di particolari strutturali aggiuntivi in grado di distribuire efficacemente le azioni concentrate dello strallo in tutta la sezione.



Figura 2.33 - Impalcato senza la possibilità di connessione diretta degli stralli

Esiste una vasta gamma di possibili soluzioni, in quanto ogni impalcato richiede le proprie scelte progettuali. Nelle figure successive si farà riferimento ad alcune delle soluzioni più comuni nel caso di impalcato con sezione a cassone e con sezione bitrave.

Per la sezione a cassone si presentano due alternative. Se gli stralli sono molto ravvicinati tra loro, si può collegare il punto di ancoraggio con le pareti del cassone mediante due semplici tiranti inclinati (Figura 2.34 b).

Nel caso la distanza tra gli stralli sia maggiore, si può prevedere un sistema di diaframmi longitudinali e trasversali (Figura 2.34 a). L'azione dello strallo viene inizialmente trasmessa ai diaframmi longitudinali, che a loro volta la trasmettono ai diaframmi trasversali e quindi alle anime del cassone.



Figura 2.34 - Ancoraggio di un piano di stralli su un impalcato a cassone

Nel caso di impalcato bitrave si può prevedere un elemento che trasferisca, per taglio, il carico degli stralli alle anime della trave, avendo cura di prevedere che il sistema sia passante tra le varie travi che compongono l'impalcato (Figura 2.35).



Figura 2.35 - Ancoraggio di due piani di stralli in un impalcato bitrave

Connessione strallo-antenna

Come già anticipato, l'ancoraggio degli stralli in corrispondenza delle antenne è subordinato alla tipologia di stralli utilizzati.

L'utilizzo di trefoli avvolti a spirale permette che questi vengano rinviati, in cima alle antenne, mediante l'utilizzo di selle (Figura 2.36 (a)). Una soluzione più innovativa è rappresentata da una sella in grado di permettere degli spostamenti longitudinali della stessa, ad esempio tramite dei rulli (Figura 2.36 (b)). Questa soluzione permette in generale di ridurre la flessione agente sulle antenne, ma allo stesso tempo ne riduce l'efficienza strutturale, perciò non è certo che riesca a raggiungere un vantaggio complessivo.

Una soluzione alternativa, l'unica utilizzabile in presenza di stralli a trefoli paralleli, consiste nell'ancorare i singoli stralli alle antenne (Figura 2.36 (c)). Questo schema permette una grande libertà nella scelta del numero, della dimensione e dell'inclinazione degli stralli. Un ulteriore vantaggio può essere ottenuto nelle fasi di montaggio quando gli stralli, prefabbricati, vengono prodotti della effettiva lunghezza che devono coprire tra l'ancoraggio sull'antenna e quello sull'impalcato.



Figura 2.36 - Tre possibilità di collegamento dello strallo in testa all'antenna

In presenza di una strallatura diffusa, il gran numero di stralli richiede che la zona di ancoraggio sia estesa per una certa altezza, al fine di evitare pericolose concentrazioni di sforzi. Le teste di ancoraggio vanno quindi posizionate in modo da essere il più vicine possibili, a meno di considerazioni dal punto di vista dell'installazione e della manutenzione, così che lo schema finale possa essere riconducibile a quello a ventaglio.

La soluzione presentata in Figura 2.37 è facilmente applicabile nel caso di antenne in acciaio, dato che le componenti orizzontali delle forze negli stralli devono essere trasferite alle pareti longitudinali dell'antenna stessa.



Figura 2.37 - Ancoraggio su antenna in acciaio

Un'alternativa per antenne realizzate in calcestruzzo può essere un sistema di ancoraggio del tipo rappresentato in Figura 2.38.



Figura 2.38 - Due soluzioni di ancoraggio su pila in calcestruzzo

La soluzione (a) è del tutto analoga a quanto visto per l'antenna in acciaio, solamente che in questo caso le importanti forze orizzontali devono essere efficacemente distribuite sulla superficie dell'antenna, e ciò può essere realizzato mediante dei cavi di precompressione all'interno del getto, nella zona di ancoraggio.

Una seconda soluzione (b) prevede che lo strallo sia ancorato sulla faccia esterna opposta. In questo modo la componente orizzontale andrà a sollecitare a compressione l'antenna, che non richiederà accorgimenti particolari, ed anche le teste di ancoraggio possono essere molto semplici.

In questo caso il problema sarà legato all'eccentricità trasversale che si genera tra gli stralli delle due campate adiacenti (Figura 2.39 a), in quanto l'intersezione richiesta all'interno dell'antenna deve essere evitata distanziando, sul piano orizzontale, i due stralli incidenti. Questo verrebbe a generare una torsione all'interno dell'antenna, che, essendo in calcestruzzo, ne è particolarmente sensibile. L'eccentricità può essere ridotta posizionando uno sopra l'altro l'ancoraggio degli stralli di destra, e uno a fianco all'altro gli ancoraggi degli stralli di sinistra (Figura 2.39 b).



Figura 2.39 - Ancoraggio degli stralli in un'antenna in calcestruzzo

Una soluzione più radicale per l'ancoraggio su antenne in calcestruzzo prevede l'introduzione di speciali blocchi di ancoraggio in acciaio, contenenti tutti gli irrigidimenti necessari, posizionati all'interno della parte alta delle antenne, come ad esempio quello del *Normandy Bridge* in Figura 2.40. In questo modo ogni ancoraggio è progettato *ad hoc* in modo da trasferire al calcestruzzo, ad esempio mediante delle connessioni a taglio, solamente la risultante delle tensioni di tutti gli stralli ancorati all'interno del blocco, in quanto gli sforzi locali e le eccentricità vengono trasferiti ai vari elementi di acciaio efficacemente posizionati.



Figura 2.40 - Blocco di ancoraggio del Normandy Bridge

2.2.4 Antenne e Sottostrutture

La forma longitudinale delle antenne dipende fortemente dalla configurazione degli stralli e dalla presenza o meno di campate laterali ancorate a terra, in quanto queste fungono da irrigidimento longitudinale, che altrimenti dovrà essere fornito dall'antenna stessa. La trasmissione delle azioni orizzontali a terra mediante gli stralli delle campate laterali, o ancor meglio mediante degli stralli ancorati a terra, è molto più economico rispetto al bilanciamento delle stesse per effetto della rigidezza flessionale delle antenne, che poi andranno a scaricare sollecitazioni importanti di momento flettente sulle fondazioni, che richiederanno particolare attenzione, con un conseguente aggravio dei costi.

Inoltre, è necessario tener conto che se la campata principale fosse molto lunga, gli effetti generati dalle variazioni termiche e dal ritiro potrebbero creare delle sollecitazioni localizzate all'ancoraggio dell'antenna con l'impalcato, perciò potrebbe rendersi necessaria la divisione dell'antenna nella sua parte inferiore e superiore all'impalcato, separate mediante degli appoggi scorrevoli, o che comunque siano in grado di permettere gli scorrimenti previsti.

L'utilizzo della disposizione a ventaglio degli stralli offre un vantaggio maggiore per le antenne; infatti, gli stralli, soprattutto quelli più vicini alle antenne e quindi più inclinati, generano una componente verticale importante, riducendo al minimo le sollecitazioni flessionali sull'antenna; diversamente, nella disposizione ad arpa, gli stralli, aventi tutti la stessa inclinazione, soprattutto in condizioni di carichi non simmetrici sull'impalcato, trasmettono alle antenne importanti azioni orizzontali, che chiamano le stesse a resistere generando elevati momenti flettenti.

Una soluzione vantaggiosa, in mancanza di ancoraggio a terra degli stralli, può essere quella di biforcare l'antenna, nella parte superiore all'impalcato, al fine di creare un elemento triangolare in grado di garantire una maggiore rigidezza longitudinale. Al fine di trasferire efficacemente le azioni orizzontali che si sviluppano sull'antenna, questa deve essere direttamente connessa all'impalcato; questo richiede una serie di accorgimenti, quali un corretto posizionamento di diaframmi all'interno della sezione dell'impalcato stesso in modo da garantire la trasmissione delle azioni dall'antenna all'impalcato, e quindi agli appoggi, i quali devono essere posizionati subito al di sotto dell'antenna stessa. Inoltre, è richiesta l'introduzione di appoggi scorrevoli tra l'impalcato e la sottostruttura, al fine di permettere alla struttura di deformarsi liberamente sotto l'effetto delle sollecitazioni ambientali, ed eventualmente saranno da prevedere degli appoggi a carico negativo, per garantire la trasmissione degli sforzi di trazione tra l'impalcato e la sottostruttura, dovuti proprio alla forma triangolare dell'antenna.
Perciò dal punto di vista longitudinale, la rigidezza dell'antenna è una componente importante in fase di esercizio, nel caso di disposizione ad arpa degli stralli, o solamente in fase esecutiva nel caso di stralli con disposizione a ventaglio.

La configurazione trasversale delle antenne invece, dipende principalmente dal numero di piani su cui sono disposti gli stralli, come mostrato dalla Figura 2.41.



Figura 2.41 - Forme di antenne per stralli disposti su di un unico piano (a) e (b) e disposti su due piani (c), (d) ed (e) Nel caso di configurazione ad un piano degli stralli, in presenza di campate medio-piccole, la snellezza trasversale di una singola antenna centrale viene in qualche modo contenuta mediante la componente orizzontale, stabilizzante, degli stralli. Con l'incremento della lunghezza della campata, che a sua volta richiede un incremento dell'altezza dell'antenna, la stabilità trasversale può essere assicurata dividendo l'antenna stessa in due bracci al di sotto della zona di ancoraggio, generando una forma ad A (o ad Y rovescia) dell'antenna (Figura 2.41 b). Tuttavia, l'utilizzo di un elemento inclinato comporta inevitabilmente un incremento dello sforzo assiale e della lunghezza dell'elemento (rispetto al corrispettivo verticale); questo conduce ad un incremento delle quantità di materiale richieste, e quindi ad un incremento dei costi, i quali aumentano all'aumentare dell'inclinazione dei due bracci dell'antenna. Perciò tale tipologia di antenne risulta più appropriata quando il rapporto tra la larghezza dell'impalcato e l'altezza delle antenne è relativamente basso. Nella configurazione a due piani degli stralli le antenne sono esterne all'impalcato, e possono essere costituite di due semplici elementi verticali, eventualmente irrigiditi mediante un collegamento superiore (puntone, tirante od un sistema di controventatura) nel caso in cui gli stralli siano inclinati anche trasversalmente. Il momento flettente che si genera sull'antenna per effetto dell'inclinazione trasversale degli stralli può essere eliminato utilizzando una disposizione a ventaglio con ancoraggio degli stralli alla quota della trave trasversale. Un'alternativa è rappresentata dall'antenna ad A, dove i due bracci si collegano in sommità, soluzione preferita in presenza di campate molto lunghe, dove la stabilità aerodinamica diventa fondamentale. In questo caso gli stralli saranno sicuramente inclinati trasversalmente, tuttavia la sezione trasversale chiusa dell'antenna risulta già sufficientemente rigida. Un'alternativa alla forma ad A è rappresentata dalla forma a Lambda (Figura 2.41 e). In ogni caso, quando l'antenna tende a chiudersi al di sopra dell'impalcato, come nella configurazione ad A e a Lambda, è necessario venga rispettata la sagoma limite per il transito dei veicoli.

Altro aspetto da considerare è l'altezza stessa delle antenne, in quanto essa ha una forte influenza sul quantitativo di acciaio impiegato per gli stralli e sulle forze di compressione agenti sull'impalcato. Maggiore sarà l'altezza e minori saranno i quantitativi di acciaio e le forze di compressione; quest'ultime a loro volta sono legate all'angolo di inclinazione degli stralli, il cui valore ottimale è di 45°, ma che tuttavia può variare dai 25° ai 65° per i cavi più esterni.

Un parametro caratteristico dei ponti sostenuti da cavi è rappresentato dalla "snellezza" definita come il rapporto tra l'altezza delle antenne h, misurata dall'impalcato, e la luce della campata principale l, mostrato nella Figura 2.42, dove viene anche indicata la zona ottimale all'interno della quale si collocano la maggior parte dei ponti realizzati.



Figura 2.42 - Quantitativo di acciaio per gli stralli in funzione della "snellezza" del ponte

Dal grafico si evince che l'altezza ottimale delle antenne è compresa tra il 20% e il 25% della lunghezza della campata principale, fermo restando che l'altezza delle antenne nella disposizione ad arpa è maggiore di quella nella disposizione a ventaglio. Inoltre, è interessante notare come questa sia circa il doppio di quelle delle torri di un ponte sospeso, la cui altezza ottimale si aggira intorno al 10% della lunghezza della campata.

Per quanto riguarda le sezioni, sono da preferire quelle scatolari per le antenne, così che i sistemi di ancoraggio degli stralli possano essere accessibili internamente ed eventualmente ritesati o sostituiti. Nelle sezioni in calcestruzzo, l'intensità dello sforzo assiale di compressione richiede in genere delle sezioni abbastanza spesse, tuttavia il quantitativo di armatura da prevedere è in genere stabilito dalle condizioni in costruzione. Infatti, in mancanza dell'effetto stabilizzante di tutti i cavi, la sezione nelle fasi costruttive potrebbe essere soggetta a dei momenti flettenti importanti, dovuti all'azione del vento o a degli sbilanciamenti nella costruzione a sbalzo, i quali generano a loro volta trazione in uno dei lembi della sezione. Un esempio generale di sezione trasversale in calcestruzzo viene proposto in Figura 2.43 a), dove sono ben visibili gli importanti quantitativi di armature longitudinali e l'efficacia del sistema di staffatura. Localmente si può far ricorso alla post-tensione nelle zone di calcestruzzo teso, o dove questo è soggetto ad importanti momenti flettenti, come nelle zone di ancoraggio degli stralli nella disposizione ad arpa.





Una sezione in acciaio, per effetto degli importanti sforzi di compressione agenti sull'antenna, necessita una serie di irrigidimenti longitudinali al fine di salvaguardare la stessa nei confronti dell'instabilità; il collegamento tra i vari irrigidimenti viene garantito da una serie di piastre trasversali, le quali devono comunque prevedere un passo d'uomo centrale per garantire l'accesso ai

sistemi di ancoraggio degli stralli. Un esempio generale di sezione in acciaio viene presentato in Figura 2.43 b) sono visibili gli irrigidimenti longitudinali a T e la piastra trasversale.

L'utilizzo dell'acciaio permette inoltre la prefabbricazione delle sezioni, per conci, in officina. La dimensione dei conci in questo caso è legata alle esigenze di trasportabilità degli stessi in cantiere: se il trasporto avviene esclusivamente via mare è possibile predisporre dei conci di dimensioni importanti; se il trasporto deve avvenire, anche se per brevi tratti, via terra è necessario prevedere delle sezioni di minor ingombro. In quest'ultimo caso è possibile prevedere la suddivisione della sezione trasversale in elementi scatolari mono-cellulari oppure nei suoi quattro pannelli laterali componenti.

Analisi effettuate sui ponti costruiti più di recente mostrano come il costo di un'antenna in acciaio sia maggiore di quello della rispettiva in cemento armato, ed inoltre, per la qualità e le caratteristiche richieste, le dimensioni di un'antenna in acciaio non sarebbero molto diverse da quelle della stessa in cemento armato.

In conclusione, possiamo affermare che l'utilizzo del cemento armato è preferibile nella maggior parte dei casi, anche per contenere i costi di costruzione e manutenzione. Si preferisce l'acciaio in quei casi in cui l'antenna presenti forme particolari oppure in presenza di configurazione ad un solo piano centrale degli stralli, dove il contenimento della larghezza dell'impalcato, e quindi dell'antenna, sono prioritari rispetto al costo, in tal caso anche l'impalcato sarà metallico per minimizzare il peso proprio della struttura.

Le sottostrutture possono essere identificate come tutte quelle che si sviluppano al di sotto dell'impalcato, comprendenti le fondazioni ed i vari elementi di elevazione fino all'impalcato, e vengono principalmente realizzate in cemento armato, anche nei casi in cui le antenne si sviluppino interamente in acciaio fino al terreno. Ad esempio, facendo riferimento alla Figura 2.41, nel caso (a) la sottostruttura è realizzata in cemento armato fino al piano di appoggio dell'impalcato, il quale, insieme alle antenne, può essere realizzato in acciaio, per ridurre il carico sul terreno di fondazione; nel caso (b) invece l'antenna si imposta direttamente sulle fondazioni, ed in questo caso può essere realizzata interamente in acciaio o calcestruzzo, o prevedere un cambio di materiale a livello dell'impalcato.

2.2.5 Impalcato

L'impalcato è l'elemento strutturale maggiormente caricato del ponte, in quanto su di esso agiscono direttamente i carchi da traffico e la sua superficie, maggiore rispetto a quella degli stralli, lo rende particolarmente soggetto anche all'azione del vento.

La scelta della tipologia costruttiva dell'impalcato è principalmente legata alla luce da attraversare, ed inoltre dipende dal numero e dalla disposizione degli stralli, dalla tecnologia costruttiva da adottare e da considerazioni di carattere economico. Le caratteristiche sezionali sono invece direttamente correlate alla tipologia ed entità dei carichi cui esso è chiamato a resistere.

Tenendo conto dell'ampio range di luci attualmente realizzate, che vanno da meno di 100 m ad oltre 1000 m, in generale ponti con impalcato in calcestruzzo sono vantaggiosi per piccole luci (100-350 m, dove le luci maggiori sono coperte in genere mediante la precompressione), ponti con impalcato a sezione mista per luci intermedie (350-700 m) ed i ponti con impalcato completamente metallico a piastra ortotropa per le luci maggiori, al fine di contenerne il peso proprio.

Soprattutto nei ponti strallati, dove le reazioni degli stralli generano una componente orizzontale sull'impalcato, la rigidezza assiale dello stesso è una caratteristica fondamentale. Da questo punto di vista, utilizzando uno schema che induce compressione nell'impalcato, potrebbe favorire l'impiego del calcestruzzo, il quale riceverà un effetto benefico da questa compressione, la quale andrà a ridurre le tensioni di trazione in corrispondenza delle zone di momento negativo agli appoggi, sia sulla pila, che in corrispondenza degli stralli. D'altra parte, l'acciaio predilige la trazione, tantoché se utilizzato in un impalcato compresso, questo richiederà una particolare cura dei dettagli degli irrigidimenti che devono tutelare la sezione nei confronti del *Buckling*.

Dal punto di vista della rigidezza flessionale in direzione verticale, si deve garantire la trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato agli stralli, ricordando che tra due stralli successivi l'impalcato si comporta come una trave appoggiata su appoggi più o meno rigidi, e si deve garantire anche un'adeguata distribuzione dei carichi concentrati ad un maggior numero di stralli possibili così da ridurre la massima tensione trasferita al singolo strallo, e la curvatura dell'impalcato.

Nella Figura 2.44 viene mostrata graficamente la distribuzione di un carico concentrato generico *P* sull'impalcato. In presenza di bassa rigidezza flessionale dell'impalcato (a), vi è una importante deformazione locale, con conseguente mobilitazione del solo strallo afferente al carico; l'aumento della rigidezza flessionale dell'impalcato (b) consente la mobilitazione di un numero maggiore di stralli, con conseguente riduzione del carico assiale su questi ultimi e riduzione della deformazione locale.



Figura 2.44 - Distribuzione di un carico concentrato sull'impalcato

La trasmissione dei carichi laterali, quali il vento o il sisma, deve invece essere garantita mediante un'adeguata rigidezza flessionale trasversale dell'impalcato, il quale dovrà farsi carico interamente di quest'azione se lo schema statico è di tipo auto-ancorato, mentre per i sistemi ancorati a terra nascerà una interazione tra l'impalcato e il sistema di strallatura. Sotto l'azione dei carichi laterali, gli stralli tenderanno a spostarsi lateralmente, assumendo una forma a catenaria nella direzione della risultate dell'azione combinata del peso proprio dello strallo e del vento; in questo modo la componente laterale dovuta al vento verrà trasmessa per metà all'impalcato e per metà all'antenna. La scelta della sezione trasversale è invece subordinata alla configurazione trasversale, e quindi al numero di piani, degli stralli: la presenza di un solo piano di stralli richiede l'utilizzo di una sezione chiusa a cassone (Figura 2.45 a); la presenza di due piani di stralli lascia la libertà di utilizzo anche di una sezione aperta, come ad esempio un impalcato bitrave a sezione composta acciaio-calcestruzzo (Figura 2.45 b).



Figura 2.45 - Sezione trasversale dell'impalcato in funzione del numero di piani di stralli

L'utilizzo di un solo piano di stralli, non presenta più i vantaggi offerti dall'utilizzo di un gran numero di stralli, come descritto precedentemente. All'applicazione di carichi simmetrici l'impalcato si comporta come due mensole incastrate al piano degli stralli. L'applicazione di carichi eccentrici invece genera importanti momenti torcenti, che a loro volta richiedono un impalcato a cassone, la cui resistenza flessionale potrebbe non essere sfruttata a pieno, nel caso in cui la strallatura sia particolarmente diffusa in direzione longitudinale. Inoltre, la presenza di una campata particolarmente lunga richiederebbe un'antenna di altezza importante, e quindi di larghezza importante, e nel caso in cui questa sia centrale all'impalcato, ne comporterebbe un aumento di larghezza e quindi un incremento dei costi.

Bisogna oltretutto proteggere adeguatamente gli stralli con appositi dispositivi di ritenuta, con lo scopo di evitare impatti potenzialmente disastrosi tra i veicoli e gli stralli.

L'utilizzo di due piani di stralli consente di alleggerire l'impalcato, che in questo caso si comporta come una trave semplicemente appoggiata alle estremità, la cui sezione trasversale dipende principalmente dalla larghezza della piattaforma stradale, generando notevoli benefici anche dal punto di vista estetico.

Un incremento della sezione trasversale potrebbe essere richiesto in presenza di stralli inclinati, per effetto della componente assiale trasversale che si genera nell'impalcato.

La rigidezza torsionale dell'impalcato non è necessaria, in quanto carichi asimmetrici sulla sezione trasversale verranno supportati mediante uno sforzo assiale differenziale degli stralli, e le rotazioni dell'impalcato saranno minime; tuttavia, l'utilizzo anche in questo caso di un impalcato torsio-rigido permette di ridurre la differenza tra le due forze agenti nei due stralli trasversali.

In presenza di stralli disposti su di un piano verticale (o quasi), tutti i carichi trasversali agenti sugli stralli, come ad esempio la componente del vento, funzione dell'area offerta dallo strallo nella direzione del carico, devono essere trasmessi agli ancoraggi, i quali le trasmettono in parte all'antenna ed in parte all'impalcato; su quest'ultimo il carico trasversale ne incrementa la flessione laterale.

Il trasferimento del carico laterale viene garantito da un "*effetto pendolo*" ³, il quale si sviluppa solamente per i sistemi ancorati a terra, perciò bisogna che l'impalcato di un sistema auto-ancorato siano in grado di trasferire queste azioni mediante la sola flessione dell'impalcato stesso.

Se necessario, la rigidezza laterale dell'impalcato può essere incrementata utilizzando una configurazione a doppio cassone, dove le due carreggiate sono separate da un varco; in questo modo si viene a creare, sotto le azioni trasversali, un comportamento a trave *Vierendeel*, di cui un esempio ben noto è rappresentato dall'impalcato dello *Stonecutters Bridge* di Figura 2.46.

³ Quando, per effetto dell'azione trasversale in un ponte ancorato a terra, il piano contenente gli stralli devia dalla verticale, la somma delle componenti verticale (del carico verticale trasferito dall'impalcato) ed inclinata (sforzo di trazione sullo strallo agente lungo la direzione inclinata dello strallo stesso), genera una risultante diretta nel verso opposto a quello della forza trasversale agente. Questa componente è favorevole alla riposta del sistema al carico inclinato riducendo la flessione trasversale agente sull'impalcato.



Figura 2.46 - Stonecutters Bridge (2009), pianta e sezione dell'impalcato

Sezioni composte acciaio-calcestruzzo

La sezione composta acciaio-calcestruzzo rappresenta una tipologia di sezione trasversale molto utilizzata negli ultimi anni. E' costituita da una soletta superiore in calcestruzzo armato o precompresso, connessa alla struttura inferiore, generalmente costituita da un cassone o da due o più travi in acciaio, mediante un sistema di connettori a taglio. Questi ultimi hanno il ruolo di prevenire, o meglio, contenere ogni possibile movimento relativo tra la flangia superiore dell'elemento in acciaio e la soletta in calcestruzzo, governando, a tutti gli effetti, le deformazioni della sezione all'interfaccia acciaio-calcestruzzo.

Per effetto dei carichi applicati, e facendo riferimento, nel seguito, al solo comportamento longitudinale della sezione, quest'ultima sarà soggetta a delle sollecitazioni flettenti, le quali generano uno stato tenso-deformativo come quello presentato in Figura 2.47, riferito ad un'analisi elastica della sezione.



Figura 2.47 - Andamento delle tensioni e delle deformazioni in una sezione composta in presenza di momento positivo (a) e di momento negativo (b)

La presenza, nella sezione, di un elemento massivo come la soletta fa sì che il baricentro della sezione sia relativamente alto; questo implica che in presenza di momento positivo la soletta sarà compressa mentre gli elementi metallici saranno prevalentemente tesi: in questo modo la sezione risulta altamente specializzata, e ne consegue anche un risparmio dal punto di vista economico.

Tuttavia, in presenza di momento flettente negativo, le tensioni si invertono, e la soletta si ritrova ad essere sollecitata da importanti tensioni di trazione, e perciò, sia nella modellazione che nella progettazione, si considera che questa non offra alcun contributo resistente. In questo modo, le tensioni agenti sulla soletta sono appannaggio della sola armatura lenta presente all'interno della

stessa. D'altra parte, gli elementi metallici risultano invece compressi, e ciò li sottopone al rischio di instabilità, cui bisogna sempre porre attenzione nella verifica di piastre metalliche sottili compresse. Tutte le problematiche appena citate comportano un utilizzo meno efficiente della sezione composta e dei suoi materiali componenti, portando alla richiesta, in fase di verifica, di un incremento dimensionale degli elementi della sezione stessa.

2.2.6 Disposizione dei vincoli

Per quanto riguarda il sistema di vincolo della sovrastruttura, ovvero dell'impalcato, alla sottostruttura, esistono una vasta serie di configurazioni più o meno funzionanti; tuttavia lo schema generale consiste nel realizzare un impalcato continuo su appoggi scorrevoli, almeno in direzione longitudinale, così da lasciare completamente libere le espansioni e contrazioni dell'impalcato dovute agli effetti termici. Una progettazione più tradizionale avrebbe previsto un solo appoggio fisso ad una delle due estremità dell'impalcato, per evitare di trasferire importanti azioni orizzontali alle antenne o pile; una progettazione più moderna invece prevede che i meccanismi dissipativi duttili degli elementi verticali siano localizzati nelle pile, sulle quali andrà quindi posizionato l'appoggio fisso. E' possibile l'utilizzo di due appoggi fissi, in corrispondenza delle due pile, tuttavia queste devono possedere una certa flessibilità in direzione longitudinale, in modo che le contrazioni ed espansioni dell'impalcato siano possibili senza la nascita di importanti sollecitazioni flettenti sulle sottostrutture. L'ubicazione di questi vincoli dovrebbe essere in corrispondenza dell'asse dell'impalcato, così da consentire eventuali rotazioni dell'impalcato stesso dovute alle azioni trasversali sul piano orizzontale.

Per quanto riguarda le spalle o le pile di estremità, in caso di campate laterali corte, gli appoggi potrebbero risultare sottoposti ad azioni di trazione, e quindi di sollevamento. Per far fronte a questa problematica si possono prevedere elementi di vincolo bilateri reagenti anche a carico negativo; una seconda soluzione prevede l'adozione di un sistema di cavi di precompressione congiungenti l'impalcato e l'interno della pila stessa (Figura 2.48); infine si può prevedere un incremento del carico di compressione agente sul vincolo, tramite un appesantimento della campata laterale, che può essere realizzata in calcestruzzo (mantenendo la campata principale in acciaio), oppure sfruttando il carico della campata adiacente del viadotto di avvicinamento.



Figura 2.48 - Pila scatolare con cavi di precompressione verticali collegati all'impalcato

Un miglioramento dello schema di vincolo può essere ottenuto se affiancato da dispositivi viscosi *Shock Absorber*⁴, il cui comportamento, dipendente dalla velocità, lascia liberi i movimenti della struttura in condizioni di esercizio, ma consente un controllo degli spostamenti ed una dissipazione di energia durante movimenti rapidi ed improvvisi, come possono essere il sisma o l'azione di frenatura del traffico, la cui entità diventa molto importante soprattutto in presenza di ponti ferroviari. In ogni caso tale soluzione prevede l'introduzione di due giunti di espansione alle due estremità dell'impalcato.

Nell'ottica di una progettazione antisismica moderna si può ricorrere anche all'utilizzo di sistemi di isolamento alla base (elastomerici o ad attrito) in grado di assolvere alla doppia funzione di sostegno dell'impalcato e di dissipazione della componente orizzontale trasferita alla sottostruttura.

2.2.7 Comportamento statico e dinamico

Una peculiarità della tipologia strutturale strallata è quella di prevedere una serie di elementi in posizioni tali da sfruttarne al massimo le capacità dal punto di vista assiale, tanto che ogni elemento

⁴ La resistenza offerta dal dispositivo dipende dal flusso di un fluido viscoso, le cui comportamento è legato alla velocità di applicazione del carico, da una camera all'altra di un tubo cilindrico. La dimensione dei fori di passaggio per il fluido definisce le caratteristiche di smorzamento del dispositivo.

risulta teso o compresso sotto l'effetto del carico, e gli effetti flessionali vengono ridotti al minimo mediante l'adeguata disposizione e collegamento degli elementi all'interno della struttura.

Lo studio del comportamento statico, ovvero sotto l'effetto dei carichi permanenti e da traffico, e dinamico, sotto l'effetto dei carichi aerodinamici da vento, verrà affrontato nei paragrafi successivi, soffermandosi in particolare sullo schema parzialmente ancorato a terra, rappresentativo del caso studio.

2.2.7.1 Schemi strutturali e comportamento statico

Dal punto di vista più generale possibile, in funzione del modo in cui si stabilisce l'equilibrio orizzontale dell'impalcato soggetto al tiro degli stralli, vengono presentati i tre seguenti sistemi, le cui caratteristiche sono determinate dalla scelta delle condizioni di vincolo dell'impalcato e degli ancoraggi degli stralli all'estremità della campata laterale:

 Sistema ancorato a terra (Figura 2.49); in questo caso l'impalcato richiede la costruzione di un giunto di espansione in corrispondenza delle antenne e degli appoggi fissi alle estremità. Questo genera un sistema ancorato a terra per cui lo sforzo assiale è nullo in corrispondenza delle antenne ma si genera trazione lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato;



Figura 2.49 - Sistema ancorato a terra

 Sistema auto-ancorato (Figura 2.50); in questo caso l'impalcato viene realizzato continuo da un'estremità all'altra, e viene sostenuto, come già descritto, da appoggi mobili alle estremità ed in corrispondenza di una pila, e da un appoggio fisso sull'altra pila. Gli stralli sono tutti ancorati all'impalcato, generando un sistema auto-sostenuto con soli sforzi assiali di compressione nell'impalcato;



Figura 2.50 - Sistema auto-ancorato

• Sistema parzialmente ancorato a terra (Figura 2.51); anche in questo caso l'impalcato è continuo, ma sostenuto solamente mediante appoggi mobili. Gli stralli di estremità sono

ancorati, come nel sistema ancorato a terra, ad un blocco di estremità, il quale può essere compreso o meno all'interno delle spalle; questo fa nascere una trazione al centro della campata principale, mentre nelle restanti parti dell'impalcato si genera compressione;



Figura 2.51 - Sistema parzialmente ancorato a terra

Ipotizzando che all'impalcato sia applicato un carico distribuito q, assimilabile ad un carico concentrato q dx, ad una distanza x dall'antenna, di altezza h, lo sforzo assiale sull'impalcato può essere ottenuto integrando l'espressione generale:



Figura 2.52 - Distribuzione dello sforzo assiale sull'impalcato per effetto di un carico q dx agente su di una lunghezza dx di impalcato

Dal quale si ottengono i digrammi di sollecitazione in Figura 2.53 per i tre sistemi visti, nell'ipotesi di un numero infinito di stralli posti a distanza infinitesima l'uno dall'altro.



Figura 2.53 – Diagramma dello sforzo assiale nell'impalcato nelle tre configurazioni viste, rispettivamente di sistema ancorato a terra (a), sistema auto-ancorato (b) e sistema parzialmente ancorato a terra (c)

I diagrammi mostrano come lo sforzo assiale sia significativamente differente, in termini di segno e valore, tra i tre differenti schemi strutturali, perciò anche le caratteristiche che permettono all'impalcato di trasferire tali azioni saranno differenti.

Rimanendo in campo generale, si può effettuare un confronto dal punto di vista qualitativo, in termini di incremento di materiale strutturale (acciaio e calcestruzzo) necessario a trasmettere gli sforzi sull'impalcato; questa quantità viene identificata con A_N , e rappresenta l'area sottesa dal diagramma dello sforzo assiale. Tuttavia, bisogna tener presente della capacità resistente posseduta dall'impalcato stesso, il quale è in grado di trasferire, senza la necessità di un rinforzo, degli sforzi assiali fino al valore di N_{0c} di compressione ed N_{0t} di trazione. Perciò concorreranno al calcolo dell'area A_N solamente le zone esterne a tali valori, campite in grigio nella Figura 2.53.

Il grafico in Figura 2.54 presenta in ordinata la variazione di A_N con il rapporto l/l_0 , dove l_0 viene definita la massima lunghezza della campata principale che si può realizzare senza la necessità di incrementare la resistenza della sezione.



Figura 2.54 - Variazione dell'area A_N con il parametro l/l_0 per i tre sistemi strutturali descritti: ancorato a terra (A), autoancorato (B) e parzialmente ancorato a terra (C)⁵

Il grafico mostra come il quantitativo di materiale di irrigidimento sia maggiore per il sistema autoancorato che per gli altri sistemi, quando la campata principale supera la lunghezza l_0 ; tuttavia, il fatto che il sistema sia auto-ancorato può comportare dei risparmi sulla sottostruttura, risparmi che potrebbero bilanciare il costo, maggiore, dell'impalcato.

Il grafico mostra però anche come il sistema parzialmente ancorato a terra sia in realtà quello che induce il minor quantitativo di irrigidimento, risultando perciò il più competitivo all'aumentare della lunghezza della campata.

⁵ Tratto da Gimsing, N.J. & Georgakis, C.T. (2012). *Cable supported bridges: concept and design* (3rd ed.). Chichester UK:John Wiley and Sons.

2.2.7.2 Sistemi parzialmente ancorati a terra

Come già visto al punto precedente, lo sforzo assiale trasmesso dall'impalcato, generato dalle componenti orizzontali dei tiri degli stralli, rappresenta un importante fattore di confronto tra i vari sistemi strutturali presentati e quindi per la scelta del più adeguato.

Sotto questo punto di vista, il sistema parzialmente ancorato a terra nasce per ridurre le componenti assiali agenti sull'impalcato, ed il rapporto tra la compressione e la trazione presenti è determinato dal rapporto tra la lunghezza della campata laterale su quella della campata principale. Riducendo la lunghezza della campata laterale, lo sforzo di trazione nella mezzeria della campata principale, diverrà maggiore della compressione in corrispondenza delle antenne, come mostrato in Figura 2.55, tuttavia bisogna dire che lo sforzo di trazione si riduce velocemente allontanandosi dalla mezzeria.





Figura 2.55 - Diagramma dello sforzo assiale nell'impalcato di un ponte strallato parzialmente ancorato a terra

Siccome l'incremento di peso, dovuto ad un eventuale rinforzo, comporta maggiori conseguenze se applicato nella zona di campata, rispetto a quella di appoggio, bisogna studiare con attenzione l'intervento di rinforzo da applicare, qualora necessario.

Utilizzare delle piastre metalliche per incrementare la resistenza a trazione comporterebbe un incremento di peso paragonabile a quello che si avrebbe volendole utilizzare per incrementarne la resistenza a compressione; il rinforzo può diventare più efficace aggiungendo dei cavi o delle barre di acciaio armonico (Figura 2.56), che come già visto, presenta una resistenza superiore al normale

acciaio da carpenteria. Per ridurre ulteriormente l'incremento di peso, si potrebbe ricorrere all'utilizzo dei materiali compositi, come la fibra di carbonio, la quale presenta un rapporto resistenza su densità anche quattro volte maggiore di quello dell'acciaio armonico.

L'utilizzo di cavi ancorati internamente all'impalcato, ne garantisce un'adeguata protezione e ne permette inoltre l'ispezione e la sostituzione.



Figura 2.56 - Andamento dello sforzo assiale nell'impalcato in presenza di cavi ancorati internamente all'impalcato

In termini costruttivi, la metodologia a sbalzo, la quale è perfettamente in armonia con il sistema autoancorato, non è applicabile per il sistema parzialmente ancorato a terra, il quale è caratterizzato da importanti sforzi di trazione nella campata principale, e perciò la parte centrale della campata principale deve essere costruita come in un sistema ancorato a terra.

La tecnica di costruzione dell'impalcato dalla campata verso le antenne è ben nota per i ponti sospesi; per i ponti strallati parzialmente ancorati a terra il procedimento costruttivo da seguire è il medesimo, ovvero l'operazione preliminare è quella di installare un cavo continuo che vada da un blocco d'ancoraggio all'altro, passando per la testa delle antenne. Dopo la messa in opera di tale cavo, questo viene utilizzato come supporto per i segmenti centrali della campata principale, i quali possono essere sollevati dal basso. D'altra parte, si può procedere al contemporaneo montaggio dei tratti di impalcato adiacenti alle pile a sbalzo, come per i ponti strallati auto-ancorati.

2.2.7.3 Comportamento aerodinamico

Lo studio vero e proprio dell'effetto del vento sui ponti ha inizio nel 1940, in seguito al crollo del *Tacoma Bridge*, dove in Figura 2.57 viene mostrato il momento del collasso di una sezione di 183 m della campata centrale il 7 novembre 1940, solamente quattro mesi dopo la sua inaugurazione, avvenuta il 1° luglio dello stesso anno.



Figura 2.57 – Tacoma Bridge al momento del collasso

Questo non significa che precedentemente non fosse considerato tale effetto, ma solamente che la forte iperstaticità degli schemi statici utilizzati, la mancanza di strumenti informatici, ed anche la limitata conoscenza della dinamica di interazione vento-struttura portavano i progettisti a considerare il vento come una semplice pressione orizzontale applicata alle pareti dell'impalcato e delle antenne. Tuttavia, come già detto, il crollo del *Tacoma Bridge*, a pochi mesi dalla sua inaugurazione ha generato un forte impatto mediatico, tantoché, ad appena cinque mesi dal crollo, una commissione aveva già pubblicato il suo verdetto riguardo all'evento, citando per la prima volta una mancanza di stabilità di tipo aeroelastico, perfettamente osservabile dalle forti oscillazioni verticali e torsionali del ponte negli istanti precedenti al collasso; nel verbale viene affrontata per la prima volta tale

problematica, sollecitando il mondo dell'ingegneria ad intraprendere degli studi più approfonditi sull'azione delle forze aerodinamiche sulle grandi strutture da ponte.

Per la prima volta l'interazione fluido-struttura diventa fondamentale nella salvaguardia della struttura nei confronti del collasso, il quale può avvenire, per superamento dei limiti di resistenza dei materiali, anche a seguito delle grandi oscillazioni provocate dal vento.

La prima teoria moderna a riguardo affronta l'instabilità aerodinamica di profili alari sottili soggetti al fenomeno di divergenza torsionale, è dovuta ad A.G. Frandsen.

La teoria fa riferimento ad una lastra sottile di larghezza *b*, e di lunghezza infinita, permettendo di idealizzare il flusso attorno ad essa come bidimensionale, semplificandone la descrizione matematica. Le due ipotesi, nonostante la teoria risalga al 1935, fanno già pensare che questa sia nata per il campo dell'aeronautica, ma che sia anche direttamente applicabile al campo dell'ingegneria dei ponti.

Tale teoria, in sintesi, descrive il comportamento di una lastra (Figura 2.58), nella quale l'azione del vento genera uno spostamento, caratterizzato dalla traslazione δ e dalla rotazione θ , fino al raggiungimento della posizione deformata, nella quale si genera un'azione aerostatica rappresentata mediante la forza *L* ed il momento *M*.



Figura 2.58 – Lastra sottile nella sua posizione indeformata (linea tratteggiata) e deformata (linea continua) a seguito dell'effetto del vento

Partendo dalla semplice scrittura dell'equazione del moto, trascurando lo smorzamento:

$$K_{v}\delta + \mu\hat{\delta} = L(t)$$

$$K_{t}\theta + I_{m}\ddot{\theta} = M(t)$$
(2.2)

Dove:

- $K_v e K_t$ sono rispettivamente la rigidezza verticale e torsionale della lastra;
- μ ed I_m sono la massa per unità di lunghezza ed il momento di inerzia della stessa.

Ipotizzando un sistema di forze esterne note (L_0 ed M_0), e che le derivate della traslazione e della rotazione siano nulle, si giunge all'espressione delle due componenti dello spostamento, dove, in

particolare la rotazione, mostra come la pressione aerostatica ρ riduca la rigidezza torsionale della lastra:

$$\theta = \frac{M_0}{K_t - \frac{1}{4}\pi\rho b^2 V^2}$$
(2.3)

In questo modo è possibile dimostrare che la rigidezza torsionale si annulla in corrispondenza della velocità:

$$V_d = \frac{2}{b} \sqrt{\frac{K_t}{\pi \rho}}$$
(2.4)

Tale velocità prende il nome di *Velocità di Divergenza*, raggiunta la quale, piccole rotazioni della lastra comporteranno degli spostamenti, potenzialmente senza limiti.

Tale formula permette la determinazione della velocità del vento che provoca il fenomeno della *Divergenza Torsionale (Torsional Divergence)* senza dover ricorrere a laboriose analisi od a test in galleria del vento. In realtà la rappresentazione dell'impalcato di un ponte come una lastra sottile è abbastanza irrealistica, per questo motivo è stato introdotto un coefficiente aerodinamico di beccheggio al variare dell'angolo di attacco del vento sull'impalcato.

Tuttavia, la Divergenza Torsionale risulta per i ponti un fenomeno aeroelastico secondario, rispetto al fenomeno, ben più noto, del *Flutter*, il quale rappresenta un'oscillazione armonica caratterizzata dall'accoppiamento delle oscillazioni verticali e torsionali che avviene quando le frequenze di questi due moti oscillatori coincidono. Quindi l'espressione della velocità di *Flutter* risulta dipendente dalle due frequenze verticale f_v e torsionale f_t , e risulta inferiore della precedente velocità di divergenza:

$$V_f = V_d \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{f_t}\right)^2} \tag{2.5}$$

In corrispondenza di tale velocità critica del vento, l'energia fornita al ponte è superiore a quella che quest'ultimo può dissipare, in questo modo le oscillazioni flesso-torsionali crescono rapidamente, portando al collasso del ponte.

Generalmente la frequenza torsionale viene mantenuta ben lontana da quella verticale, tuttavia, per effetto della pressione aerostatica, la quale riduce la rigidezza torsionale, la frequenza torsionale potrebbe ridursi, riducendo anche la velocità del *Flutter*. Tuttavia, il fatto che l'impalcato di un ponte possa essere sensibilmente lontano dalla rappresentazione mediante una lastra sottile, fa si che la velocità critica del vento al quale un impalcato può essere sottoposto si discosta dalla velocità limite per il fenomeno del *Flutter* idealizzata per la lastra.

Test in galleria del vento effettuati durante lo studio preliminare del *Little Belt Bridge* in Danimarca, hanno evidenziato come un impalcato a cassone snello presenti una velocità critica pari al 91% della V_{f} , mentre un impalcato a cassone scatolare, come quello utilizzato nel *Tacoma Bridge*, una velocità critica pari al 43% della V_{f} , nettamente inferiore (Figura 2.59), evidenziando la superiorità dell'utilizzo di sezioni snelle comparabili ad un profilo alare.





L'azione del vento su di un ponte, od una struttura in generale, può quindi essere stimata tenendo in considerazione i seguenti fenomeni:

- Fenomeni strettamente aerodinamici, in cui è trascurabile l'azione di risposta della struttura sul campo di moto del fluido;
- Fenomeni aeroelastici, in cui non è trascurabile l'azione di risposta della struttura, in quanto le deformazioni della stessa determinano l'insorgere di un moto anche all'interno del fluido sollecitante, perciò la forzante esterna risulta autoeccitata. Inoltre, con il variare della deformazione, si modifica anche l'esposizione della struttura al flusso del fluido;

La modellazione delle azioni dovute al vento viene quindi affrontata come la somma di forze aerodinamiche, dovute alla turbolenza incidente sulla struttura, e forze aeroelastiche o autoeccitate, dovute al moto del corpo. Ne consegue che il moto di una struttura investita da un flusso di vento si suddivida in oscillazioni forzate, in presenza di forze aerodinamiche, ed oscillazioni autoeccitate, in presenza di forze aeroelastiche.

Nel primo caso sulla struttura agisce una forzante esterna (eccitazioni aerodinamiche) indipendente dal moto del corpo stesso; questo genera, se la forzante presenta una frequenza coincidente con quella naturale della struttura, la nascita del fenomeno della risonanza, la quale comporta un'amplificazione degli spostamenti, che nel caso ipotetico di fattore di smorzamento nullo hanno valore infinito, e delle sollecitazioni, che possono portare al collasso della struttura.

Nel secondo caso la forzante dipende dal moto del sistema, nonché da alcuni fattori caratteristici della struttura, quali lo smorzamento e la velocità critica del vento, i quali delimitano la condizione di stabilità, nella quale il moto si smorza, da quella di instabilità in cui il moto si amplifica.

Modificandosi l'esposizione della struttura al flusso al variare della deformazione, le forze aeroelastiche, cambiano il comportamento della struttura modificandone frequenze proprie e il fattore di smorzamento.

In generale, nel campo dell'ingegneria civile strutturale, i fenomeni aeroelastici vengono classificati nelle seguenti categorie:

- Fenomeni di aeroelasticità dinamica:
 - Distacco dei Vortici (*Vortex Shedding*), comportano oscillazioni armoniche con frequenze simili a quelle dei principali modi di vibrare del ponte. La velocità critica di distacco rappresenta quella velocità per il quale si avrà il distacco dei vortici con la stessa frequenza di uno dei modi di vibrare della struttura;
 - Stall Flutter, dovuto al fatto che le forze aerodinamiche che agiscono su una sezione relativamente snella crescono progressivamente con l'angolo di incidenza del vento, fino ad un certo valore, oltre il quale decadono bruscamente, in quanto si è raggiunto lo "stallo" della sezione. A questo punto le forze di richiamo della struttura riducono l'angolo di incidenza e le forze aerodinamiche si ritrovano ad agire nuovamente come nella configurazione iniziale.
 - o Oscillazioni Galoppanti (Galloping), tipiche di elementi strutturali non circolari;
 - *Flutter*, tipico dei ponti sospesi o strallati. Questo contiene anche il *Buffeting*, ovvero il meccanismo per il quale il ponte inizia a vibrare per effetto del vento; tali vibrazioni non sono distruttive, tuttavia possono causare l'interruzione di esercizio del ponte, e il loro effetto cumulativo, può provocare un deterioramento degli elementi strutturali per effetto della fatica;
- Fenomeni di aeroelasticità statica:
 - Divergenza Torsionale (*Torsional Divergence*), tipica di lastre sottili, come i cartelloni pubblicitari;

Gli ultimi tre sono anche previsti dal D.M. 17 gennaio 2018, il quale raccomanda, nelle analisi dei fenomeni citati, di fare riferimento a dati ricavati da documenti di comprovata validità, o per mezzo di prove analitiche/sperimentali adeguatamente comprovate.

Anche i singoli stralli possono essere soggetti ad una serie di fenomeni indotti dall'effetto del vento, tra i quali si ritrovano:

- Vibrazioni indotte dal vento (*Wind-Induced Vibrations*), le quali possono essere ulteriormente incrementate di entità nel caso in cui lo strallo risulti ghiacciato, le cui conseguenze sono un incremento della sua sezione ed un incremento, seppur minimo, di rigidezza dello stesso;
- Vibrazioni indotte dal vento e dall'azione dell'acqua (*Rain-Wind-Induced Vibrations*), in questo caso l'oscillazione dello strallo è generata dal vento che colpisce lo stesso, sul quale vi è lo scorrimento di un rivolo d'acqua durante una precipitazione (forte dipendenza dalla velocità del vento e dall'intensità della pioggia);
- Dry Galloping, dove le caratteristiche del moto del fluido, rappresentabili mediante il numero di Reynolds, provocano una variazione del coefficiente di trascinamento (Drag) dello strallo all'aumentare della velocità del vento;
- *Wake Galloping*, per il quale si generano, in particolari circostanze e in un intervallo abbastanza ristretto di angoli di attacco, dei vortici di scia, che provocano delle ulteriori eccitazioni sugli elementi presenti sulla scia di un altro oggetto. Casi tipici sono i vortici di scia che agiscono sugli stralli immediatamente prossimi ad un'antenna, o quelli che si generano quando degli stralli, o dei cavi, sono collegati in un fascio.

Le tecniche principalmente utilizzate per smorzare l'effetto di vibrazione degli stralli conseguente ai fenomeni sopra descritti sono principalmente due.

La prima prevede l'impiego di guaine in HDPE la cui superficie presenta differenti trame, con lo scopo di interrompere ed evitare la formazione di rivoli d'acqua sulle superfici stesse. Le soluzioni più comuni, in questo caso, utilizzano una trama elicoidale, come quella dell'Øresund Bridge, od una particolare diposizione di una serie di fossette, come per gli stralli dello *Stonecutters Bridge* (Figura 2.48).



Figura 2.60 - Guaina in HDPE di uno strallo con trama elicoidale dell'Øresund Bridge (sinistra) e con una trama rappresentata da serie di fossette dello Stonecutters Bridge (destra)

La seconda tecnica consiste nell'incrementare la capacità di smorzamento degli stralli per favorire la soppressione delle vibrazioni indotte (Figura 2.49). Questo può essere ottenuto installando dei sistemi puntuali che prevedono smorzatori viscosi o ad attrito e smorzatori a massa risonante. Tuttavia, più questi sono posizionati vicino agli ancoraggi e minore è la loro efficacia; in questi casi si può ricorrere a dei sistemi di smorzamento esterni.



Figura 2.61 - Smorzatore idraulico esterno dello *Yavuz Sultan Selim Bridge* (sinistra) e smorzatore ad attrito installato tra due stralli (destra)

2.3 Analisi delle fasi costruttive

2.3.1 Modalità costruttive

Le modalità e le fasi di costruzione di un ponte hanno una forte influenza anche sulla concezione e sul progetto del ponte stesso, quindi la scelta del sistema strutturale, dei materiali e lo studio dei dettagli costruttivi deve essere effettuato anche nell'ottica del processo costruttivo da adottare.

Il metodo costruttivo dipende fortemente dal sistema strutturale adottato, poiché sarà questo a determinare l'ordine di costruzione dei vari elementi del ponte.

Ad esempio, in presenza di un sistema di cavi ancorato a terra, come può essere quello che troviamo nella Figura 2.49 o quello classico dei ponti sospesi, i singoli componenti dovranno essere realizzati uno di seguito all'altro: per prime le pile e i blocchi di ancoraggio, poi i cavi ed infine l'impalcato. Tale tipologia è più vulnerabile a dei ritardi, in quanto l'ordine rigoroso da seguire prevede che le torri ed i blocchi di ancoraggio siano completamente realizzati prima di poter iniziare ad installare gli stralli.

Nei sistemi auto-ancorati invece, come in Figura 2.50, i differenti componenti devono essere realizzati a turno. Infatti, durante la costruzione dell'impalcato a sbalzo dalle antenne, man mano che si realizza un concio di impalcato, lo strallo necessario al suo sostegno deve essere installato. Quando la disposizione degli stralli è ad arpa, anche l'antenna può essere costruita contemporaneamente all'impalcato. Il vantaggio è che in presenza di ponti multi-campata è possibile lavorare autonomamente su ognuno degli schemi componenti, cioè, ad esempio, non è necessaria la realizzazione di tutte le antenne per iniziare a realizzare l'impalcato di una sola di queste.

Al fine di garantire l'equilibrio in ogni fase di realizzazione della struttura, nel caso di ponti a tre luci, ed a maggior ragione per i ponti multi-campata, il procedimento costruttivo si sviluppa principalmente a sbalzo in maniera simmetrica da ogni pilone intermedio. L'utilizzo di una distanza ridotta tra gli stralli permette di minimizzare il peso ed il costo delle attrezzature di getto e di montaggio, tuttavia si incrementa il numero ed il costo degli ancoraggi degli stralli. Nel caso in cui il passo degli stralli sia abbastanza ampio, si potrebbero prevedere in costruzione, degli stralli provvisori al fine di ridurre le sollecitazioni sull'impalcato, ma senza aggravare eccessivamente i costi aumentando il numero degli ancoraggi.

2.3.1.1 Costruzione delle antenne

I metodi di costruzione delle antenne di un ponte strallato possono differire in funzione che queste siano realizzate in acciaio o in calcestruzzo.

L'acciaio lascia ampio spazio alla prefabbricazione dei vari pezzi in officina, così che l'unica operazione di cantiere sia quella di collegamento dei vari elementi, mediante saldatura o bullonatura. In presenza di antenne di dimensioni modeste, queste possono anche essere poste in opera nella loro interezza, tuttavia, la diponibilità di gru di grandi dimensioni via terra, ma soprattutto via mare, permette di costruire anche antenne di dimensioni consistenti utilizzando solamente due o tre pezzi. Per quanto riguarda la realizzazione di torri in cemento armato, il metodo più semplice è quello delle

casseforme rampanti (Figura 2.62), che permettono la realizzazione di un getto continuo, ma che richiedono anche un apporto continuo di calcestruzzo preconfezionato in cantiere.



Figura 2.62 - Esempio di cassaforma rampante

Queste consistono in una serie di casserature scorrevoli appese a delle barre metalliche che fuoriescono dal getto sottostante, che permettono di realizzare conci di calcestruzzo dell'altezza di 1-3 m. Il sollevamento della cassaforma avviene per mezzo di martinetti idraulici che, agganciandosi da una barra a quella superiore, trascinano verso l'alto la cassaforma stessa. In questo modo la costruzione è completamente svincolata da sostegni provvisori ancorati a terra, e le sue caratteristiche sono indipendenti dall'altezza dell'opera da realizzare. Anche il trasporto del calcestruzzo in quota risulta relativamente semplice, in quanto si può ricorrere a delle gru, anch'esse rampanti, le quali, potendosi agganciare alla parte costruita dell'antenna, non hanno limitazioni di altezza.

L'utilizzo di tale tecnica ha anche un forte impatto sulla forma delle antenne, per le quali risulta conveniente avere un unico fusto a sezione costante o poco variabile, generalmente cava, in modo da ottenere, a parità di materiale, la massima inerzia.

Il metodo presenta però alcuni svantaggi: la difficoltà nel realizzare importanti variazioni di forma lungo l'altezza; necessità di uno studio approfondito dei tempi di presa del calcestruzzo, in quanto il sollevamento del cassero richiede che il calcestruzzo sottostante abbia raggiunto una resistenza minima per sopportare sia il peso dell'attrezzatura, sia quello del getto sovrastante; la difficoltà di realizzare il pulvino in sommità alla pila, quando questa non abbia una larghezza sufficiente ad accogliere l'impalcato. In questo caso potrebbe essere necessario ricorrere all'utilizzo di una struttura metallica provvisoria che fuoriesce, a sbalzo, dal fusto precedentemente costruito.

Quando le antenne sono inclinate, come nel caso di antenne ad A, durante la costruzione, il peso proprio induce importanti momenti flettenti, finché queste non vengono collegate tra loro; può quindi rendersi necessario aggiungere di puntoni o dei tiranti provvisori tra le due torri con lo scopo di ridurre tali sollecitazioni, come mostrato nella Figura 2.63.



Figura 2.63 - Costruzione con casseforme rampanti di antenne inclinate, dove sono visibili il puntone (sinistra) ed il tirante (destra) utilizzati per assorbire la componente orizzontale dovuta al peso proprio dell'antenna nella fase di getto

Nelle fasi costruttive delle antenne bisogna anche tener conto che queste sono in genere progettate con una certa snellezza in direzione longitudinale, per assecondare in parte gli spostamenti longitudinali indotti dagli stralli; tuttavia, durante la costruzione, quando gli stralli non sono ancora in opera, l'antenna deve provvedere autonomamente a resistere alle azioni orizzontali, principalmente dovute al vento che investe l'elevata superficie esposta delle antenne e delle eventuali impalcature provvisorie: la fase più critica si presenta quindi quando l'antenna sarà completamente realizzata ma nessuno degli stralli è ancora posto in opera.

I problemi relativi alle eventuali oscillazioni indotte dal vento nelle fasi in cui le antenne non sono ancora vincolate, sono in genere più pronunciati per antenne in acciaio che per quelle in calcestruzzo, per effetto del loro ridotto peso, della loro grande flessibilità e basso smorzamento. In alcuni casi diventa quindi fondamentale prevedere speciali contromisure per garantire la necessaria stabilità aerodinamica. Una tecnica che sta prendendo piede ad esempio, già ampiamente sviluppata per gli edifici, prevede l'introduzione di *Tuned Mass Damper* (TMD)⁶ installati temporaneamente sulle antenne, una volta raggiunta una certa altezza, e finché il supporto necessario non può essere fornito dagli stralli. Nelle antenne molto alte può risultare conveniente completare il montaggio della la parte sommitale dopo la tesatura dei primi stralli, in modo da sfruttarne la funzione stabilizzante.

In ogni caso è divenuta pratica comune eseguire delle prove in galleria del vento non solo dell'intero ponte, le cui prestazioni richieste sono normate, ma anche delle antenne o delle torri per determinare in quale delle fasi costruttive sarà necessario prevedere delle misure precauzionali.

2.3.1.2 Montaggio degli stralli

Per quanto riguarda gli stralli a fune spiroidale, questi vengono realizzati completamente in officina ed avvolti in bobine per il trasporto. Arrivati in cantiere, questi possono essere srotolati sull'impalcato o collegati ad un avvolgicavo, ed una delle due estremità viene trasportata, tramite una gru od un sistema di funi, al punto di ancoraggio (in genere in sommità all'antenna). Dopo tale operazione, la quale induce una tensione irrisoria nello strallo, esso è caratterizzato da un'importante curvatura, la quale viene recuperata con la successiva fase di tesatura mediante l'utilizzo di un martinetto. La scelta

⁶ Smorzatori a massa risonante; sono costituiti da grandi blocchi di calcestruzzo sospesi per mezzo di molle o pendoli. Questi sono in genere posizionati nella parte alta della struttura da proteggere, in modo tale che i movimenti del blocco (relativamente leggero rispetto alla struttura) in un senso, comparati al movimento della struttura nell'altro, possano ammortizzare l'oscillazione della struttura. Questi sono progettati per sintonizzarsi su particolari frequenze ritenute nocive per la struttura in esame.

da quale estremo effettuare la tesatura è puramente legata ad esigenze di accessibilità dell'attrezzatura.

Per gli stralli a trefoli paralleli interamente prefabbricati le modalità di montaggio possono essere quelle già viste per gli stralli a fune spiroidale.

Nel caso invece lo strallo a trefoli paralleli venga realizzato in cantiere a partire dai singoli trefoli, già inguainati, si procede attraverso il *Metodo dell'Isotensione*⁷, dove ogni trefolo (portato singolarmente in cantiere avvolto in bobine) viene tesato ed installato singolarmente. Il primo trefolo viene trasportato dall'impalcato alla sommità dell'antenna mediante un argano, e successivamente viene tesato, ancorato e tagliato alla lunghezza desiderata. I trefoli successivi seguono lo stesso processo venendo trasportati fino all'antenna sostenuti da una serie di staffe collegate ai trefoli già montati, o direttamente dalla guaina esterna in HDPE, la quale viene supportata dal primo trefolo messo in opera. Nel caso in cui uno dei due ancoraggi sia costituito di una forca, l'assemblaggio dello strallo avviene a terra, e successivamente si dovrà prevedere il sollevamento ed il bloccaggio della forca mediante un apposito perno.

Il *Metodo dell'Isotensione* (Figura 2.64) prevede l'utilizzo di un martinetto idraulico monotrefolo dotato di cella di carico integrata, accoppiato ad una centralina idraulica, un lettore ed una cella di carico fissa. Quest'ultima rimane in genere in opera per permettere il monitoraggio della forza nello strallo durante l'esercizio dello strallo stesso.



Figura 2.64 - Operazione di tesatura dei trefoli lato antenna mediante il Metodo dell'Isotensione

Il metodo prevede le seguenti fasi:

• Installazione della cella di carico fissa su di un trefolo di riferimento, in genere situato in posizione laterale;

⁷ Consente il bilanciamento dei carichi applicati ai trefoli e l'omogeneizzazione della tensione nello strallo.

- Il carico nel trefolo viene incrementato finché questo non si discosta dal valore relativo al peso proprio del trefolo, condizione corrispondente all'equilibrio del trefolo a seguito della rimozione dell'effetto del cavo lasco;
- Il trefolo viene quindi tesato fino ad un valore di carico F₀, pari al carico finale che il trefolo deve avere al termine della tesatura, aumentata del carico che il trefolo perde per effetto della progressivo accorciamento dello strallo durante l'operazione; questo avviene per effetto della tesatura degli altri trefoli, durante la quale la piastra di ancoraggio tende a sollevarsi verso l'altra estremità, con conseguente perdita di carico nei trefoli già tesati. Da questa fase in poi, sia la cella di carico fissa che quella del martinetto vengono collegate al lettore così da poter leggere in contemporanea i valori di carico delle due celle, condizione necessaria per il raggiungimento dell'Isotensione;
- Successivamente viene tesato il secondo trefolo; man mano che la forza aumenta su di esso, il carico diminuisce sul trefolo di riferimento per l'effetto descritto al punto precedente; la tesatura viene interrotta quando la forza indicata dalla cella di carico del martinetto equivale alla forza letta dalla cella di carico fissa. Lo stesso procedimento viene poi applicato ai trefoli successivi, in modo da bilanciare, volta per volta, la forza indicata dalla cella di carico fissa;

L'operazione permette di avere, al termine della tesatura, tutti i trefoli soggetti allo stesso carico, pari a quello indicato dalla cella di carico fissa. Il carico sullo strallo è semplicemente ottenuto dal prodotto del carico sul singolo trefolo, per il numero di trefoli componenti lo strallo.

Sempre in relazione al montaggio degli stralli, e nell'ottica di ottenere, al termine della costruzione, uno schema statico di trave continua su più appoggi, è importante minimizzare i momenti sull'impalcato nelle fasi costruttive, in modo da ottenere a costruzione ultimata, nell'ideale ipotesi di stralli uniformemente distribuiti con passo infinitesimo, un diagramma dei momenti completamente nullo.

2.3.1.3 Costruzione dell'impalcato

La capacità del singolo strallo dipende dalla possibilità di trasferire la componente orizzontale della forza nel cavo all'impalcato, perciò quest'ultimo deve essere installato per poter collegare lo strallo ad esso adiacente.

Una tecnica molto semplice è quella di costruire l'intero impalcato su una serie di supporti temporanei (Figura 2.65).

Modellazione di ponti strallati con impalcato composto acciaio-calcestruzzo. Il Ponte Filomena Delli Castelli



Figura 2.65 - Costruzione su appoggi temporanei

In una prima fase vengono costruiti gli appoggi permanenti e installati gli appoggi temporanei, perciò il modo di procedere per la costruzione dell'impalcato è quello di un ponte a travata. Successivamente viene costruita la parte superiore delle antenne, vengono installati tutti gli stralli e infine vengono rimossi gli appoggi provvisori. È necessario prevedere mediante gli appoggi provvisori una contromonta se si vuole evitare che in quest'ultima fase, quando gli stralli vanno in carico, si abbia una forte deflessione verso il basso. Tuttavia, questa tecnica induce, soprattutto per impalcati molto rigidi, delle flessioni permanenti sulle sezioni di impalcato; in questo caso l'impalcato dovrebbe essere inizialmente costruito alla quota di progetto sugli appoggi provvisori ed in seguito essere sollevato prima che gli stralli vengano montati e tesati.

Il principale svantaggio della tecnica è legato proprio ai supporti temporanei, i quali richiedono uno spazio completamente libero, e di altezza limitata, al di sotto della campata da realizzare.

I supporti provvisori possono essere completamente eliminati se il ponte viene realizzato interamente a sbalzo: in Figura 2.66 viene mostrato il *Queensferry Bridge*, uno degli attraversamenti del Firth of Forth, durante le fasi costruttive, dove è possibile vedere la progressione della costruzione dell'impalcato per sbalzi successivi.



Figura 2.66 - Costruzione del Queensferry Bridge (2017)

In questo caso vengono per prima cosa realizzati interamente le antenne e tutte le sottostrutture; quindi inizia la costruzione a sbalzo, bilanciata mediante una simmetria dei due lati, dei vari elementi di impalcato mediante delle speciali gru *Derrick*, le quali sollevano i conci di impalcato stessi dal basso, trasportati mediante delle chiatte. Con l'avanzamento della costruzione, i vari stralli vengono installati e tesati man mano che il segmento adiacente di impalcato viene sollevato e collegato.

Durante le fasi costruttive è necessario garantire un collegamento efficace della sovrastruttura all'antenna, poiché l'intera stabilità del sistema dipende da questo, finché non si raggiunge la spalla o la pila di ormeggio laterale; inoltre la rigidezza flessionale laterale dell'impalcato deve essere sufficiente da assicurare la stabilità della parte a balzo, finché essa non viene collegata con l'altra metà. Questo richiede la verifica, in ognuna delle fasi costruttive, delle strutture che formano lo sbalzo nei confronti delle azioni agenti durante la costruzione, compreso il vento. Potrebbe essere necessario in queste fasi l'ancoraggio dell'impalcato alle antenne, anche sul piano orizzontale, almeno finché questo non è stato definitivamente ancorato alle spalle.

Il procedimento costruttivo a sbalzo risulta ancora più efficiente se la distanza tra i punti di ancoraggio degli stralli viene scelta in modo che l'impalcato possa essere costruito a sbalzo da un attacco a quello successivo senza il bisogno di supporti provvisori, quali possono essere degli stralli temporanei; tale condizione è in genere soddisfatta in presenza di una strallatura diffusa.

Se gli stralli sono molto distanti tra loro, per ridurre le sollecitazioni flettenti nella sezione di impalcato e la tensione negli ultimi stralli installati durante l'avanzamento, si potrebbe ricorrere all'utilizzo di uno strallo provvisorio. In Figura 2.67 sono mostrate le due fasi di installazione di un concio di impalcato in presenza di uno strallo provvisorio: in (a) è mostrata la fase di sollevamento del concio di impalcato, mentre in (b) è mostrata la fase di ancoraggio dello strallo definitivo, cui seguiranno l'avanzamento dell'attrezzatura di sollevamento, e la rimozione dello strallo provvisorio.



Figura 2.67 - Utilizzo di uno strallo provvisorio nella costruzione a sbalzo

Nel caso in cui siano previste delle pile permanenti nella campata laterale, potrebbe essere conveniente adottare un metodo costruttivo che è una combinazione dei due precedenti (Figura 2.68): si costruiscono le sottostrutture e quindi l'impalcato della campata laterale sulle pile permanenti, successivamente si costruisce l'antenna e si procede con il varo a sbalzo dei vari conci della campata principale. In questo caso la costruzione risulta più stabile in quanto gli stralli della campata laterale sono ancorati all'impalcato che a sua volta è sostenuto da una serie di pile intermedie permanenti.



Figura 2.68 - Costruzione su pile permanenti delle campate laterali e a sbalzo della campata principale

Per gli impalcati a sezione mista è possibile procedere secondo due soluzioni simili: la prima prevede il montaggio del concio metallico a sbalzo e dello strallo, e solo successivamente al getto della soletta si applica la tesatura dello stesso con il carico di pretensione; nella seconda soluzione invece, dopo il montaggio del concio metallico e dello strallo, viene data una prima tesatura, che, successivamente al getto della soletta, verrà ulteriormente regolata fino al carico previsto.

Per il montaggio di conci prefabbricati in calcestruzzo, il cui peso tende ad aumentare il momento sullo sbalzo, possono essere predisposte delle speciali gru in grado di ancorarsi alle antenne e di garantire, anche durante il sollevamento del concio, l'azione assiale di compressione sull'impalcato, favorevole nei confronti del momento resistente.

Per quanto riguarda il getto in opera, il calcestruzzo viene gettato all'interno di casseforme mobili ancorate alla parte già realizzata dell'impalcato per conci di lunghezza 4-6 m. Le casseforme devono potersi spostare in avanti ed operare a sbalzo una volta che l'ultimo concio gettato sia maturato e gli stralli siano stati installati e tesati.

Come già accennato per le antenne, è di fondamentale importanza la stabilità aerodinamica dell'intero sistema anche durante le fasi costruttive. Pertanto, le problematiche connesse dovranno essere studiate, in fase progettuale, anche relativamente alle fasi costruttive, sia dal punto di vista analitico, che sperimentale, mediante delle prove su modelli in scala in galleria del vento; tali studi dovranno essere finalizzati ad identificare la necessità o meno di sistemi di smorzamento delle vibrazioni.

Bisogna sottolineare che tutte le misure provvisorie prese per la costruzione, quali pile, antenne e stralli, hanno un costo elevato, in quanto si deve prevedere di progettarle, realizzarle, montarle e

smantellarle prima che il ponte venga completato. Perciò è bene, già in fase progettuale, tener in considerazione le problematiche connesse alla costruzione, così da poter adottare la configurazione strutturale più adatta per la struttura, ma che al contempo permetta di minimizzare i costi e le problematiche connesse alla sua realizzazione.

In conclusione, si procede ad una breve descrizione della modalità di varo a spinta, ben nota nei ponti a travata, ma che ha trovato impiego anche nei ponti strallati, di cui *Viadotto di Millau* è un illustre esempio.

Data la difficoltà di trasportare segmenti di impalcato di grandi dimensioni, cosa che avviene generalmente se l'opera attraversa una vallata, sono stati predisposte due officine di assemblaggio sui due versanti opposti, dal quale l'impalcato, assemblato per conci successivi, è stato varato a spinta (*Incremental Launching*), mediante *Avambecco*, fino al congiungimento delle due parti ad un'altezza di 270 m dal fondovalle. Per fornire un supporto adeguato durante le fasi di spinta, oltre alle pile, sono stati realizzati dei supporti provvisori al centro di ogni campata. Per permettere alla parte frontale dell'impalcato di raggiungere adeguatamente gli appoggi temporanei e quelli definitivi, la prima antenna e i relativi stralli sono stati installati, mentre le antenne successive sono state installate, insieme agli stralli, dopo che l'impalcato ha raggiunto la posizione finale.

Nella Figura 2.69 viene mostrata una delle fasi di avanzamento durante il varo a spinta: sono visibili l'Avambecco metallico con struttura reticolare, le pile provvisorie, anch'esse con struttura reticolare, e l'antenna più vicina all'Avambecco, con i relativi stralli già installati. In Figura 2.70 viene invece mostrata una delle fasi di installazione delle antenne rimanenti: in particolare viene mostrata la fase di rotazione verso la verticale di una delle antenne metalliche.



Figura 2.69 - Varo a spinta dell'impalcato del Millau Viaduct



Figura 2.70 - Installazione di un'antenna del Millau Viaduct
2.3.2 Effetti delle fasi costruttive

In generale, tutte le tecniche costruttive dei ponti strallati prevedono una variazione della geometria, dei carichi e dei vincoli della struttura durante l'avanzamento delle varie fasi costruttive.

Ad esempio le antenne di un ponte strallato, con disposizione degli stralli a ventaglio del tipo ancorato a terra, sono soggette in esercizio principalmente a sforzo assiale; un minimo momenti flettente sarà comunque presente, per effetto di un limitato spostamento longitudinale della testa delle antenne dovuto all'allungamento degli stralli e dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi da traffico e delle variazioni termiche. Tuttavia, durante la costruzione, in mancanza dell'effetto stabilizzante offerto dall'intero sistema di stralli, l'antenna reagisce come una mensola soggetta al solo peso proprio. In questo caso l'effetto del vento, o lo sbilanciamento prodotto dalla costruzione a sbalzo delle due estremità, la quale non avverrà mai in maniera perfettamente simmetrica, possono indurre dei momenti flettenti nei confronti dei quali l'antenna potrebbe non essere adeguatamente tutelata, se la sua progettazione avesse previsto solamente le condizioni di esercizio.

Lo stesso ragionamento può essere mosso per l'impalcato, dove per un ponte a travata ad esempio, una progettazione basata sulle sole condizioni di esercizio andrebbe a garantire una efficace progettazione della sezione in funzione delle sollecitazioni attese, prevedendo quindi delle zone di rinforzo nei confronti del taglio in corrispondenza della pila, e nei confronti del momento in corrispondenza della zona di campata. Tuttavia, prevedendo un varo a spinta su appoggi fissi (le pile vengono realizzate prima di incominciare il varo dell'impalcato), ogni sezione del ponte si troverà, durante le varie fasi del varo, ad essere la sezione di appoggio e quella di campata, perciò sarà necessario progettare la sezione trasversale nei confronti sia delle sollecitazioni di esercizio, che di quelle, sensibilmente differenti e talvolta opposte, in costruzione.

Perciò, in virtù della principale modalità di costruzione e delle notevoli dimensioni di questa tipologia di opere strutturali, la valutazione del comportamento di questi ponti, e di tutti quelli con una tecnica costruttiva complessa, come ad esempio i ponti sospesi, ma anche, come visto, i ponti a travata, viene effettuata mediante un'analisi in avanzamento delle varie fasi di montaggio ed applicazione dei carichi, in grado di tener conto dei tempi, non indifferenti, di costruzione, durante i quali le caratteristiche meccaniche della struttura evolvono con l'aggiungersi di nuovi elementi.

Analisi simili richiedono una modellazione numerica avanzata, e di conseguenza un software che sia in grado di suddividere la costruzione dell'opera in una serie di passaggi consecutivi, all'interno dei quali sia possibile l'aggiunta o la rimozione di parti della struttura, nonché l'applicazione di carichi in momenti diversi dell'analisi. In particolare, gli aspetti che rendono questa tipologia di analisi complessa, ma al tempo stesso necessaria per la tipologia di strutture in esame, sono i seguenti:

- Elevata non-linearità geometrica;
- Aggiunta o rimozione di componenti strutturali durante l'analisi;
- Mancata conoscenza, a priori, dell'esatta posizione di montaggio dei nuovi elementi strutturali.

Il primo punto è chiaramente strettamente collegato ai ponti sorretti da cavi, quali quelli sospesi e quelli strallati, dove lo studio della non-linearità geometrica prevede l'utilizzo di una cinematica nel campo dei grandi spostamenti, concetto di fondamentale importanza affinché sia possibile considerare l'influenza della posizione deformata della struttura, la quale è direttamente collegata alla presenza dei cavi per la loro elevata deformabilità (soprattutto per i ponti sospesi), sulle condizioni di equilibrio della stessa.

Il secondo punto è legato direttamente alle fasi costruttive dell'opera, in quanto, come già detto, opere di grandi dimensioni si trovano, durante la costruzione, ad avere uno schema statico in continua evoluzione, e differente da quello finale (è il caso dei due esempi dell'antenna del ponte strallato e dell'impalcato del ponte a travata presentati sopra). In tal senso, un'analisi per fasi costruttive permette di cogliere la variazione delle caratteristiche meccaniche e geometriche durante tutte le fasi, informazione utile nella scelta del processo costruttivo più adeguato.

Infine, il terzo punto può essere interpretato come una conseguenza dei due precedenti, infatti utilizzando un'analisi in piccoli spostamenti (che identifichi la condizione di equilibrio sempre e solo nella configurazione indeformata) i nuovi elementi strutturali verranno aggiunti, durante le varie fasi, nella loro posizione di equilibrio indeformata, procedura non del tutto corretta, a valle delle osservazioni fatte ai punti precedenti. Considerare gli effetti della non-linearità geometrica significa infatti considerare, durante le varie fasi dell'analisi, differenti configurazioni di equilibrio per la struttura; queste variano a seconda dei nuovi carichi applicati e della configurazione di equilibrio raggiunta nelle fasi precedenti. E' quindi necessario che, in analogia a quanto dovrà avvenire nella configurazione deformata della struttura precedentemente raggiunta, ed è per questo motivo che non è possibile conoscere, a priori, le coordinate di montaggio dei vari elementi; ulteriore motivo per il quale lo studio delle fasi costruttive si evidenzia necessario.

D'altro canto, l'utilizzo delle fasi costruttive mette in condizione il progettista di poter tener conto anche dei fenomeni lenti nel tempo, quali la viscosità ed il ritiro del calcestruzzo, che per i ponti strallati genera principalmente due effetti:

- L'accorciamento assiale delle torri e della soletta in calcestruzzo per effetto del ritiro, che possono indurre nel tempo abbassamenti dell'impalcato e la fessurazione della soletta;
- Diminuzione della rigidezza del calcestruzzo, per opera della viscosità, che per sezioni miste porta ad una redistribuzione tensionale all'interno della sezione tra le porzioni in calcestruzzo e quelle in acciaio, reologicamente non omogenei, e ad un ulteriore variazione del baricentro della sezione (*Creep-trasformed section*) rispetto a quello della sezione composta a breve termine, generando un incremento delle sollecitazioni, come mostrato in Figura 2.71.



Figura 2.71 - Posizione del baricentro di una sezione composta: baricentro della sola sezione metallica (a), baricentro della sezione composta a breve termine (b) ed a lungo termine per effetto della viscosità (c)

Per gli effetti reologici del calcestruzzo qui descritti, e per effetto delle fasi di montaggio dei conci, o comunque dei vari elementi della struttura, si nota facilmente la necessità di studiare in maniera approfondita le varie fasi della costruzione.

In conclusione, l'importanza delle fasi costruttive è legata al fatto che un ponte, indipendentemente dal suo schema strutturale, è un'opera di dimensioni rilevanti, che perciò non può essere realizzata in un'unica fase o getto. La predisposizione di più fasi di montaggio per l'opera necessita chiaramente uno studio delle condizioni che possono occorrere nelle varie fasi, in termini di sollecitazioni e spostamenti, i cui valori potrebbero essere sensibilmente differenti da quelli a fine costruzione, per effetto delle grandi masse movimentate e delle notevoli dimensioni dei vari elementi dell'opera. Generalmente, lo studio e la progettazione delle fasi costruttive di un ponte strallato sono direttamente collegati alla sequenza di tesatura, ovvero alla valutazione del valore del carico di pretensione degli stralli e alla sua applicazione a questi ultimi nel susseguirsi delle varie fasi costruttive.

2.4 Studio della configurazione iniziale degli stralli

In tutti gli schemi visti nei paragrafi precedenti, si fa riferimento agli stralli come degli elementi rettilinei; tuttavia, per effetto del loro peso proprio, i cavi, ovvero gli elementi meccanici con i quali vengono modellati gli stralli, si dispongono secondo una configurazione che si discosta da quella rettilinea, con conseguenze non trascurabili sul comportamento dell'intera struttura.

Il problema dello studio del comportamento di un cavo ha origini piuttosto antiche, addirittura antecedenti alla risoluzione delle *Equazioni della Linea Elastica*⁸, e già ai tempi era diffusa l'idea che il cavo potesse comportarsi come una parabola, definizione non del tutto errata, ma imprecisa, in quanto oggi la sua modellazione avviene attraverso la curva geometrica piana denominata "*catenaria*", la cui equazione cartesiana è:

$$y = y_0 \cosh \frac{x}{y_0} \tag{2.6}$$

Dove y_0 è il parametro che rappresenta l'ordinata del punto più basso della catenaria. Ancora oggi il problema di determinare la disposizione spaziale assunta da un cavo fissato alle

estremità è di fondamentale importanza, specialmente nel campo dei ponti sospesi e strallati.

2.4.1 Generalità sul comportamento di un cavo

Esistono diverse soluzioni analitiche riguardati il comportamento del cavo, e tra di queste ritroviamo la catenaria inestensibile, la parabola inestensibile e la catenaria elastica; tuttavia, tutte sono coerenti

⁸ La testimonianza scritta più antica risale a Galileo Galilei nel suo trattato "Discorsi e Dimostrazioni Matematiche".

nell'ipotizzare che un generico cavo, le cui dimensioni trasversali sono molto ridotte rispetto alla sua lunghezza, non sia in grado di esercitare la resistenza necessaria ad escludere qualsiasi fenomeno di instabilità, sia esso assiale, flessionale o torsionale, perciò è lecito assumere che questo sia dotato di sola rigidezza estensionale, e che sia quindi in grado di sopportare solamente sforzi di trazione⁹. Quello che interessa determinare è in generale il rapporto che intercorre tra la lunghezza effettiva (deformata) del cavo ed il carico cui è sottoposto.

Facendo riferimento alla Figura 2.72, per prima cosa si determina la lunghezza effettiva del cavo L, che vale:



Figura 2.72 - Rappresentazione del cavo mediante la catenaria

$$L = \int_{x_1}^{x_2} ds = \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx = \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{1 + \operatorname{senh}^2\left(\frac{x}{y_0}\right)} dx = \int_{x_1}^{x_2} \cosh\left(\frac{x}{y_0}\right) dx \tag{2.7}$$

Approssimando la catenaria con una parabola, ipotesi valida tanto più la freccia della stessa è piccola (ovvero quanto più il cavo è teso), si può ottenere un'espressione approssimata del valore di *L*:

⁹ In realtà delle sollecitazioni flessionali possono diventare rilevanti nelle zone di ancoraggio. Dal punto di vista teorico gli ancoraggi sono modellati come delle cerniere, tuttavia il meccanismo di ancoraggio reale è più facilmente assimilabile ad un incastro; ne consegue la nascita di un regime tensionale locale per effetto della curvatura, la quale fa nascere delle flessioni locali, dovute alla deviazione del cavo nelle zone di ancoraggio.

Modellazione di ponti strallati con impalcato composto acciaio-calcestruzzo. Il Ponte Filomena Delli Castelli

$$L = l_0 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l_0} \right)^2 \right]$$
 (2.8)

Ora, dalla Figura 2.72, è possibile determinare il tiro agente sul cavo come:

$$T \approx \frac{H}{\cos \alpha} \tag{2.9}$$

Inoltre, dovendo essere nullo il momento in ogni punto del cavo, nella sua mezzeria si avrà:

$$\frac{(q\cos\alpha)l_0^2}{8} = T \cdot f \tag{2.10}$$

Da cui si ricava il valore della freccia, da sostituire nella (2.8), per ottenere:

$$L = l_0 \left[1 + \frac{q^2 x^2}{24T^2} \right]$$
 (2.11)

Noto che:

$$\cos \alpha = \frac{x}{l_0} \tag{2.12}$$

In questo modo dalla formula precedente è possibile determinare la lunghezza del cavo L, una volta noto lo sforzo di trazione T cui è sottoposto.

Ipotizzando un incremento di tiro nel cavo ΔT , il quale passa dal suo valore iniziale T_0 al nuovo valore T_1 , il punto B in Figura 2.73 subirà uno spostamento Δl , il quale sarà pari alla somma di un allungamento elastico e di un allungamento rigido, il quale è dovuto al fatto che aumentando il tiro diminuisce la freccia del cavo, e perciò, a parità di lunghezza *L* dello stesso, l_0 aumenterà.



Figura 2.73 - Applicazione di una ΔT al cavo e conseguente allungamento

Alessandro Genevrini

Modellazione di ponti strallati con impalcato composto acciaio-calcestruzzo. Il Ponte Filomena Delli Castelli

Dove:

$$\Delta l = \Delta l_{el} + \Delta l_{rig} \tag{2.13}$$

$$\Delta l_{el} \approx \frac{\Delta T}{E_c A_c} l_0 \tag{2.14}$$

$$\Delta I_{rig} = L \left[\frac{1}{1 + \frac{q^2 x^2}{24T_1^2}} - \frac{1}{1 + \frac{q^2 x^2}{24T_0^2}} \right]$$
(2.15)

Dove:

- E_c è il modulo di elasticità effettivo del materiale;
- A_c è l'area trasversale del cavo;
- q è il suo peso per unità di lunghezza;
- x la proiezione orizzontale della lunghezza del cavo;
- *T* è il carico assiale di trazione del cavo.

Quindi, il cavo si comporta come se avesse un modulo di elasticità ridotto:

$$E_r = \frac{l_0 \Delta T}{\Delta l A_c} \tag{2.16}$$

La (2.16), sviluppata mediante le (2.14) e (2.15), definendo il rapporto L/l_0 dalla (2.11), ed ipotizzando che l'incremento di tensione ΔT sia trascurabile, permette di definire il Modulo di Elasticità Equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(qx)^2 A_c E_c}{12T^3}}$$
(2.17)

E' possibile dimostrare¹⁰ che per stralli di lunghezza superiore ai 250-300 m la riduzione di rigidezza può essere tale da risultare insufficiente. Un valido contributo all'irrigidimento di stralli lunghi può essere offerto dalle funi di irrigidimento (Figura 2.74): in questo modo la rigidezza del sistema di stralli può essere mantenuta anche in presenza di campate molto lunghe.

¹⁰ Grafico di figura 2 in Leonhardt, F. & Zellener, W. (1980). Cable-stayed bridges. *IABSE Periodica*, 2, 21-48, dove viene mostrata la diminuzione del E_{eq} all'aumentare della lunghezza dello strallo, al variare della tensione agente nello strallo stesso.



Figura 2.74 - Funi di Irrigidimento

In conclusione, dallo studio del cavo come una catenaria elastica, assimilata per semplicità ad una parabola, è possibile evidenziare l'andamento della tensione, e quindi della rigidezza, in funzione dell'allungamento del cavo stesso. Si è poi visto come l'efficienza del cavo sia massima quando il suo comportamento tende a quello di una biella tesa, ovvero il rapporto $L/l_0 < 1$; perciò ai fini pratici, potrebbero evidenziarsi dei casi in cui non sia necessario ricorrere a soluzioni esatte per il cavo, ma piuttosto utilizzare una semplice biella tesa, con tutta la semplicità che ne consegue.

2.4.2 Determinazione del carico assiale degli stralli

La geometria iniziale di un ponte strallato ne determina la configurazione iniziale in termini di deformazione e carico assiale agli stralli. Nella sua definizione devono comunque essere rispettati l'equilibrio globale del ponte, nonché le condizioni al contorno e il profilo architettonico richiesto. Mentre è possibile definire la non-linearità del materiale mediante un appropriato legame costitutivo, idealizzando il ponte strallato come un insieme di stralli tesi ed elementi trave compressi, è necessario definire le seguenti fonti di non-linearità geometriche:

- Sag Effect dei cavi, ovvero l'abbassamento che essi subiscono per effetto del loro peso;
- Beam-Column Effect, che tiene conto del comportamento di un'asta compressa, rappresentata dalle antenne e dall'impalcato, per effetto del carico assiale di trazione nei cavi. Soprattutto per aste snelle, questo genera una correlazione che lega la rigidezza flessionale al carico assiale di compressione presente nell'asta stessa, e a sua volta la sua rigidezza assiale è affetta dalla presenza di sollecitazioni flettenti;
- *Large Displacement Effect*, perché per effetto della elevata snellezza degli elementi che compongono un ponte strallato, l'effetto di grandi spostamenti dovrebbe essere considerato impostando l'equilibrio della struttura nella configurazione deformata.

L'introduzione o meno delle non-linearità geometriche nel modello, permette di definire una Matrice di Rigidezza Linearizzata (nel caso esse vengano considerate) o Lineare (nel caso esse vengano trascurate) a partire dalla quale potranno essere descritte le equazioni del sistema nella forma:

$$T_i - T_i^0 = K_{ii} \cdot u_i, \qquad i = 1, 2, ..., N$$
 (2.18)

Dove:

- T_i è il carico assiale allo strallo considerato;
- T_i^0 è la forza assiale di pre-carico;
- K_{ij} è la Matrice di Rigidezza del sistema;
- *u_j* sono gli spostamenti dei gradi di libertà considerati.

Nota a priori una configurazione deformata, corrispondente ad esempio all'assenza di spostamenti verticali dell'impalcato ed orizzontali delle antenne, e note le forze già presenti nei vari elementi della struttura, è possibile determinare la configurazione che soddisfi le equazioni di equilibrio del sistema appena definite. Nel caso le non-linearità geometriche siano state considerate, questo avviene a seguito di un procedimento iterativo come quello rappresentato in Figura 2.75, fino al raggiungimento della tolleranza ε .



Figura 2.75 - Flow chart della risoluzione delle equazioni di equilibrio

Sebbene la configurazione identificata sia perfettamente equilibrata e compatibile con i vincoli, gli spostamenti target non sono stati ancora raggiunti, perciò è necessaria una seconda serie di iterazioni (*Shape-Iteration*), per ottenere la configurazione deformata richiesta e per ottimizzare i momenti flettenti sull'impalcato.

Per questa seconda serie di iterazioni, è necessaria la definizione di un carico iniziale presente negli stralli. Quindi il carico assiale determinato nella precedente fase di raggiungimento dell'equilibrio, viene utilizzato come carico assiale iniziale, ed una seconda serie di iterazioni vengono effettuate per raggiungere l'equilibrio sotto l'effetto del carico assiale iniziale inserito e del peso proprio della struttura. Una volta raggiunta la tolleranza ε_s , pari al rapporto tra gli spostamenti dei punti di controllo dopo una *Shape-Iteration* e quelli target negli stessi punti, richiesta per la convergenza, definita a partire da una serie di punti di controllo (in genere i punti di ancoraggio degli stralli all'impalcato), il processo termina in quanto la configurazione iniziale del ponte è stata raggiunta.

L'obiettivo di questo, e degli altri metodi presenti in letteratura, è quello di soddisfare, durante ma soprattutto al termine della costruzione, uno o più dei seguenti requisiti:

- L'impalcato deve avere un profilo geometrico che soddisfi dei requisiti architettonici e funzionali ben definiti;
- Le antenne devono avere un profilo il più possibile verticale, al fine di limitare gli effetti del secondo ordine;
- Lo stato di sollecitazione della struttura sia compatibile con le caratteristiche meccaniche dei vari elementi strutturali.

Nell'ottica delle fasi costruttive del ponte strallato, esistono differenti metodi di determinazione della configurazione del ponte ad ogni *Step* di analisi.

Nel seguito verranno descritti i passi affrontati dai due metodi principalmente utilizzati, facendo riferimento alle fasi costruttive di un ponte strallato varato a sbalzo per conci successivi.

2.4.2.1 Backward Analysis

Il metodo di analisi tradizionale consiste in un'analisi all'indietro (*Backward Analysis*), in cui il ponte parte dalla sua configurazione finale e viene progressivamente smontato, consentendo di determinare la pretensione da applicare al singolo strallo come il carico presente nello strallo stesso prima della sua rimozione. Il flusso seguito dal metodo viene descritto in Figura 2.76.



Figura 2.76 - Flow chart per il processo di Backward Analysis

Tuttavia, questo metodo di analisi presenta una serie di inconvenienti. Primo su tutti il fatto che la valutazione del carico assiale viene effettuata in una configurazione che non parte da uno stato di sollecitazione nullo, come invece avviene quando, durante il montaggio, si mette in opera un nuovo concio o strallo. In secondo luogo, con tale analisi non è possibile considerare gli effetti di non-

linearità geometrica degli stralli, e i fenomeni lenti legati al calcestruzzo. Infine, non è possibile considerare una serie di aspetti fondamentali caratteristici della reale sequenza di costruzione, ovvero il montaggio di un concio successivo tangente a quello precedente (Figura 2.77 a); la variazione di lunghezza dello strallo rispetto a quella teorica per effetto dello spostamento del punto di ancoraggio in configurazione deformata (*Lack of fit force*) (Figura 2.77 b); la posa in opera dell'impalcato per fasi successive, come nel caso degli impalcati misti.



Figura 2.77 - Montaggio tangente del concio successivo (a) e Lack of fit force (b)

2.4.2.2 Forward Analysis

Per le ragioni definite al punto precedente, la *Backward Analysis* viene oggi utilizzata solo per una stima preliminare delle pretensioni, mentre si preferisce ottenere i risultati definitivi mediante un'analisi in avanzamento (*Forward Analysis*) che segue invece il processo di costruzione della struttura. Il flusso logico seguito durante quest'analisi viene mostrato in Figura 2.78.



Figura 2.78 - Flow chart per il processo di Forward analysis

Indipendentemente dal metodo utilizzato, tra quelli sopra descritti, il calcolo dei carichi assiali inziali degli stralli (pretensioni) può essere ottenuto al raggiungimento di una delle seguenti configurazioni:

- Annullamento degli spostamenti verticali nei punti di ancoraggio degli stralli all'impalcato o di quelli orizzontali delle antenne generalmente in riferimento ai carichi permanenti (Zero-Displacement Method);
- Raggiungimento di una conveniente configurazione dei momenti sull'impalcato volta a limitare le massime tensioni di trazione nell'acciaio e nella soletta di calcestruzzo (*Force-Equilibrium Method*);
- Minimizzazione di una funzione energetica, come ad esempio l'Energia di Deformazione Totale (*Optimization Method*).

Nell'ottica dell'importanza delle fasi costruttive per un ponte strallato, il raggiungimento di una delle configurazioni sopra descritte è da conseguire non solo a costruzione ultimata, ma anche durante le varie fasi di montaggio della struttura, al fine di generare le stesse favorevoli condizioni: riduzione dei picchi del diagramma dei momenti e degli spostamenti delle sezioni di ancoraggio degli stralli.

Dopo aver quindi compreso l'influenza che la pretensione ed i fenomeni lenti hanno sul comportamento finale della struttura, è possibile immaginare gli effetti negativi in termini di stato tenso-deformativo che potrebbero crearsi nella struttura per effetto di una loro errata valutazione, specialmente se ad essi si aggiungono eventuali errori nelle fasi di costruzione.

Per questo motivo è fondamentale disporre di un modello che permetta di valutare nella maniera corretta la sequenza di tesatura e tutti i fenomeni dipendenti dal tempo, ma è altrettanto importante predisporre dei sistemi di controllo e di monitoraggio dell'opera durante la costruzione per la valutazione dello stato *in situ*, così da poter correggere in corso d'opera, anche mediante una nuova regolazione degli stralli (una singola tesatura potrebbe ad esempio non essere sufficiente per raggiungere gli obiettivi prefissati), i parametri assunti in fase di progettazione: pretensioni, deformata target, stato di sollecitazione target.

Tuttavia, la ritesatura degli stralli potrebbe comportare un aggravio dei costi di costruzione, perché ritesare significa trasportare l'attrezzatura da uno strallo all'altro, e un problema tecnologico, perché la ritesatura degli stralli prevede l'aggancio, e quindi l'incisione, dei vari trefoli, danneggiandoli in maniera permanente e generandone una riduzione della resistenza a fatica. Quest'ultimo problema può essere ridotto se le successive tesature incidono zone vergini differenti dei trefoli.

Nel calcolo del valore iniziale dello sforzo assiale negli stralli è fondamentale tener conto di un ulteriore aspetto; infatti, la tipologia strutturale di ponte strallato, trova la sua più semplice rappresentazione in una trave continua su più appoggi elastici, come in Figura 2.79.



Figura 2.79 - Rappresentazione del ponte strallato come trave continua su più appoggi elastici

Tuttavia, bisogna osservare che una configurazione molto vantaggiosa è quella della trave continua su più appoggi rigidi; infatti quest'ultima è la configurazione per la quale gli effetti del carico su una porzione di impalcato tra due stralli successivi, risultano minimizzati; e questo è perfettamente visibile dalla Figura 2.80. Questa mostra come l'effetto dei momenti flettenti sull'impalcato sia notevolmente ridotto in presenza di una serie di appoggi rigidi (b) rispetto alla configurazione di più appoggi elastici (a); lo stesso effetto si avrà per l'andamento delle deformazioni.



Figura 2.80 - Andamento qualitativo dei momenti in un ponte strallato in funzione del grado di vincolo fornito dagli stralli

Per questo motivo la progettazione si pone l'ulteriore obiettivo di valutare le pretensioni negli stralli in modo che la componente verticale dello sforzo di trazione negli stessi sia, per ogni fase costruttiva, pari alla reazione che si avrebbe sostituendo lo strallo stesso con un appoggio rigido.

Perciò una progettazione efficiente di un ponte strallato prevede il raggiungimento degli obiettivi prefissati, per ogni fase costruttiva, ed in riferimento ai tre metodi già citati, minimizzando il numero di interventi sugli stralli.

2.4.2.3 Zero-Displacement Method

Lo Zero-Displacement Method permette di determinare le forze iniziali negli stralli ipotizzando di annullare gli spostamenti verticali nei punti di ancoraggio degli stralli all'impalcato, e quelli orizzontali nei punti di ancoraggio degli stralli di estremità alle antenne.

Il metodo viene esposto facendo riferimento ad un semplice esempio, che prevede una trave appoggiata soggetta ad un carico uniformemente distribuito, alla quale viene collegato uno strallo in mezzeria, come presentato in Figura 2.81.



Figura 2.81 - Trave appoggiata soggetta ad un carico distribuito, e strallo di sostegno in mezzeria

L'obiettivo del problema è quello di identificare il valore del tiro da applicare allo strallo così da poter annullare lo spostamento in mezzeria dovuto al carico distribuito. Per fare ciò verranno analizzate separatamente le due strutture di Figura 2.82: la prima rappresentata dalla sola trave appoggiata soggetta al carico distribuito; la seconda avente solamente lo strallo, al quale è applicato un valore di tensione unitario.



Figura 2.82 – Strutture da analizzare: trave appoggiata soggetta a carico distribuito (sinistra) e trave appoggiata con strallo in mezzeria (destra)

Risolvendo le due strutture mediante una semplice analisi lineare, è possibile determinare l'entità degli spostamenti u_0 generati in mezzeria dal carico distribuito, ed u_T generati dal tiro unitario applicato allo strallo. Essendo l'obiettivo quello di azzerare lo spostamento, si costruisce il seguente sistema:

$$T \cdot u_T - u_0 = 0 \tag{2.19}$$

Da cui:

$$T \cdot u_T = u_0 \quad \rightarrow \quad T = \frac{u_0}{u_T}$$
 (2.20)

La medesima analisi può essere condotta in presenza di *n* stralli. In particolare, si analizza il caso di trave appoggiata sostenuta da due stralli, come in Figura 2.83.



Figura 2.83 - Trave appoggiata con due stralli di sostegno

Il procedimento da seguire è lo stesso, solamente le strutture da analizzare diventano tre, ovvero quella solamente soggetta al carico permanente distribuito, e le due strutture ottenute applicando un tiro unitario uno strallo alla volta. Gli spostamenti da annullare in questo caso sono due, perciò le equazioni risolventi diventano due (*n* nel caso più generale):

$$T_1 \cdot u_1^1 + T_2 \cdot u_2^1 = u_0^1$$

$$T_1 \cdot u_1^2 + T_2 \cdot u_2^2 = u_0^2$$
(2.21)

Dove il generico spostamento u^i_j rappresenta lo spostamento nel nodo *i* per effetto del tiro sullo strallo *j*. Riscrivendo il sistema in forma matriciale si ottiene:

$$\begin{bmatrix} u_1^1 & u_2^1 \\ u_1^2 & u_2^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_0^1 \\ u_0^2 \end{bmatrix} \longrightarrow \mathbf{D} \cdot \mathbf{t} = \mathbf{u}_0$$
(2.22)

In questo caso **D** rappresenta una *Matrice di Flessibilità* della struttura, perciò per ottenere la relativa *Matrice di Rigidezza* **K**, che permette di derivare il valore dei tiri da applicare ai singoli stralli, una volta noto il vettore degli spostamenti "target" **u**₀ da annullare, basta calcolarne l'inversa:

Alessandro Genevrini

$$\mathbf{D}^{-1} = \mathbf{K} \quad \rightarrow \quad \mathbf{t} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}_{\mathbf{0}} \tag{2.23}$$

Nel problema ad *n* dimensioni perciò si hanno *n* stralli, e le strutture da risolvere sono n+1. Il risultato è una Matrice di Flessibilità di dimensioni *nxn*.

Il vettore dei termini noti u_0 , rappresenta in genere gli spostamenti dovuti ai carichi permanenti, ma nulla vieta di definire al suo interno gli spostamenti necessari, ad esempio, a garantire una certa curvatura dell'impalcato, od a garantire una certa configurazione in una delle fasi di costruzione.

Tale metodo risulta molto efficiente in presenza di un impalcato con inclinazione longitudinale trascurabile, ovvero quando le componenti orizzontali del tiro negli stralli hanno un'influenza minima sull'andamento dei momenti flettenti nell'impalcato. Dal momento in cui questa ipotesi viene meno, e cioè le componenti orizzontali del tiro degli stralli influenzano l'andamento del diagramma del momento flettente dell'impalcato, il parametro che conta realmente nella determinazione del carico iniziale degli stralli diviene il momento flettente, ed il fatto che gli spostamenti siano nulli o meno diventa irrilevante.

2.4.2.4 Force Equilibrium Method

Il *Force Equilibrium Method* si basa sull'evoluzione della struttura oggetto di studio, eventualmente comprendente sia l'impalcato che le antenne, alla ricerca di un sistema di forze iniziali negli stralli in grado di determinare un'adeguata configurazione del momento flettente in punti prestabiliti dell'impalcato. Il fatto che il metodo lavori solamente sull'equilibrio di un sistema di forze, permette di oltrepassare le non-linearità geometriche legate ad esempio al *Sag* degli stralli.

Il primo passaggio del metodo consiste nella definizione dello schema strutturale di base, composto dal solo impalcato, dove gli ancoraggi degli stralli sono sostituiti da appoggi semplici, come mostrato in Figura 2.84. A partire da questo schema viene definito il diagramma dei momenti target, generalmente assunto pari a quello del peso proprio dell'impalcato nella nuova configurazione strutturale.



Figura 2.84 - Schema strutturale equivalente di trave su più appoggi

In questo modo le forze iniziali negli stralli sono assunte come variabili indipendenti del problema, mentre il momento flettente nelle sezioni di ancoraggio viene assunto come parametro di controllo per il raggiungimento del momento target. Ulteriori parametri di controllo possono essere assunti per aumentare l'efficienza del metodo, quali ad esempio la forza negli stralli di estremità ancorati a terra, oppure il momento flettente nell'antenna.

Il passo successivo, analogamente al metodo precedente, consiste nel valutare l'influenza del carico unitario di un generico strallo sul momento flettente globale dell'impalcato. Quindi viene calcolato il momento flettente agente sull'impalcato facendo riferimento solamente alla componente del tiro degli stralli agente sull'impalcato. Allo stesso modo il momento flettente sull'antenna viene determinato tenendo conto della sola componente dello strallo agente sull'antenna: eventuali errori introdotti in questa fase verranno corretti mediante le iterazioni degli step successivi.

L'equilibrio iniziale delle forze può essere scritto come segue:

$$\mathbf{M}^0 = \mathbf{mT} + \mathbf{M}^p \tag{2.24}$$

Dove:

- M⁰ rappresenta il vettore dei momenti target dovuti al peso proprio, determinati nella configurazione di Figura 2.84;
- m è una matrice nxn contenente l'influenza del tiro dell'i-esimo strallo sul momento della jesima sezione di controllo;
- T è il vettore contenente le forze agenti negli stralli;
- **M**^p è un vettore contenente eventuali momenti flettenti dovuti a delle presollecitazioni applicate durante la costruzione dell'impalcato;
- *n* è il numero di stralli considerati nell'analisi.

Dall'equazione (2.24) è possibile determinare una stima del vettore dei tiri negli stralli T^0 a partire dai momenti target M^0 dovuti al solo peso proprio dell'impalcato come segue:

$$\mathbf{T}^{\mathbf{0}} = \mathbf{m}^{-1} \left(\mathbf{M}^{\mathbf{0}} - \mathbf{M}^{p} \right)$$
(2.25)

Quest'ultima costituisce solamente una stima iniziale, in quanto non tiene conto di alcuni effetti, come l'interazione tra l'impalcato, gli stralli e le antenne. Per questo motivo, il vettore dei tiri definitivo viene determinato a seguito di una procedura iterativa, la quale, utilizza il vettore T^0 ed il vettore dei momenti M^p per effettuare un primo calcolo dei momenti flettenti nell'impalcato M^1 mediante l'inversione della (2.24). Per effetto della naturale differenza tra i momenti appena calcolati M^1 e quelli target M^0 , sarà necessario effettuare degli aggiustamenti alle forze iniziali degli stralli pari a:

$$\Delta \mathbf{T}^{1} = \mathbf{m}^{-1} \left(\mathbf{M}^{1} - \mathbf{M}^{0} \right) \quad \rightarrow \quad \mathbf{T}^{1} = \mathbf{T}^{0} + \Delta \mathbf{T}^{1}$$
(2.26)

Il vettore dei tiri appena aggiornato permette di determinare un nuovo vettore dei momenti flettenti: questo da inizio ad una procedura iterativa che ha termine quando la differenza tra i momenti calcolati al *k*-esimo step $\mathbf{M}^{\mathbf{k}}$ ed il momento target $\mathbf{M}^{\mathbf{0}}$ risulta inferiore ad una certa tolleranza.

Il metodo risulta particolarmente efficace in quanto può essere facilmente implementato in un software; inoltre permette di considerare nel calcolo gli effetti dovuti alle presollecitazioni dell'impalcato e ad eventuali momenti flettenti addizionali, riuscendo a generare l'andamento caratteristico di una trave continua su più appoggi rigidi.

2.4.2.5 **Optimization Method**

L'utilizzo di questo metodo permette di scegliere una configurazione iniziale degli stralli in base alla minimizzazione di una certa funzione obiettivo, che può essere correlata ad esempio all'efficienza strutturale, ovvero alle sollecitazioni presenti negli elementi della struttura, o al costo dell'opera.

Come per ogni procedimento di ottimizzazione, il raggiungimento di una soluzione realisticamente accettabile è subordinato alla scelta di una serie di parametri intesi come i vincoli del problema.

I parametri di vincolo più comuni sono quelli già descritti per i due metodi precedenti, ovvero gli spostamenti nodali e le sollecitazioni interne agli elementi stessi, tuttavia questo metodo assicura il raggiungimento della configurazione geometrica desiderata facendo riferimento anche ad una ulteriore serie di parametri, quali la discretizzazione della mesh degli elementi strutturali o la spaziatura tra due stralli successivi.

La soluzione viene determinata mediante un procedimento iterativo che può essere riassunto nei seguenti punti:

1. Scelta di una configurazione iniziale arbitraria della struttura, da analizzare successivamente con un modello agli elementi finiti;

- 2. Utilizzo di un'analisi di sensitività per determinare la sensibilità del problema ad una variazione di uno dei parametri vincolo. Successivamente i parametri che maggiormente influenzano il problema vengono trasformati in funzioni lineari dei parametri di progetto, ovvero delle funzioni obiettivo, che sono alla base dei problemi di ottimizzazione. La funzione obiettivo più comune è rappresentata dal funzionale Energia di Deformazione Totale, ovvero l'energia potenziale associata alla deformazione elastica di un corpo per effetto delle sollecitazioni agenti su di esso;
- 3. Minimizzazione della funzione obiettivo mediante l'utilizzo di algoritmi di ottimizzazione. In questo modo viene determinata la nuova configurazione della struttura, da assumere come configurazione iniziale nell'iterazione successiva. Il processo iterativo ha termine quando la differenza tra la configurazione ottenuta ad un generico step e quella dello step precedente risulta inferiore ad una certa tolleranza.

La configurazione finale permette quindi di determinare lo sforzo assiale da applicare agli stralli nelle varie fasi di tesatura.

3 CASO STUDIO

Nel presente capitolo viene affrontato il caso studio del Ponte "*Filomena Delli Castelli*", un ponte strallato ad impalcato composto acciaio-calcestruzzo recentemente ultimato in provincia di Pescara. Dopo una descrizione dell'opera e delle sue peculiarità, sarà analizzato nel dettaglio il modello per fasi costruttive, sviluppato nella fase progettuale dell'opera. Saranno descritte le caratteristiche del modello ad elementi finiti del ponte e saranno affrontati alcuni aspetti legati alla modellazione degli stralli e all'applicazione delle sollecitazioni indotte dalla tesatura, nonché alla modellazione delle fasi di getto della soletta in calcestruzzo armato. A riguardo verranno proposti una serie di confronti tra i dati ottenuti dal modello numerico, e quelli misurati durante la costruzione in termini tenso-deformativi dell'impalcato e di sollecitazione degli stralli.

Successivamente, nell'ambito dello studio della robustezza strutturale, si analizzeranno vari scenari in cui vengono rimossi, uno alla volta, tutti gli stralli, così da valutare gli incrementi di sollecitazione negli stralli adiacenti e nell'impalcato.

Infine, verrà analizzato il modello del ponte finito senza le fasi costruttive, dal quale si sono estrapolati i parametri modali per confrontarli con i dati dell'Analisi Modale Operativa svolta nell'ambito del collaudo statico dell'opera.

3.1 Descrizione dell'opera

L'opera oggetto di studio è il Ponte "*Filomena Delli Castelli*", che consente l'attraversamento stradale e ciclo-pedonale del fiume Saline, nei pressi della sua foce, ed inserito nell'ambito dei lavori di realizzazione della viabilità di collegamento tra la variante SS16 ed i comuni di Montesilvano e Città Sant'Angelo, nella Provincia di Pescara (Figura 3.1).



Figura 3.1 –Vista dall'alto del ponte

Il ponte è di tipo strallato, costituito da una campata centrale di 103,40 m e due campate laterali di 42,60 m, per una lunghezza complessiva di 188,60 m (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Prospetto longitudinale e planimetria generale

L'impalcato presenta una larghezza variabile tra i 19,20 m ed i 22,70 m, ed è composto di una carreggiata stradale (una corsia per senso di marcia e relative banchine), di due cordoli laterali per

l'alloggiamento delle barriere, due percorsi tecnici in corrispondenza degli ancoraggi degli stralli, ed una pista ciclo-pedonale, di larghezza minima 2,50 m, posta lato valle.

La struttura dell'impalcato è realizzata mediante una sezione composta acciaio-calcestruzzo, con due travi principali a doppio T di altezza 1,20 m disposte ad interasse 14,10 m, e traversi ortogonali collaboranti a sezione variabile posti ad interasse di 4,26 m nelle campate laterali e 4,70 m nella campata centrale ed entrambi connessi ad una soletta in calcestruzzo di spessore 25 cm e gettata su predalles autoportanti mediante pioli di tipo *Nelson*. I traversi si estendono in aggetto dalle travi principali per una lunghezza di 1,10 m lato monte e per una lunghezza variabile dai 4,00 m ai 7,50 m lato valle (Figura 3.3 e Figura 3.4).



Figura 3.3 - Sezione trasversale tipo dell'impalcato



Figura 3.4 - Vista dal basso del ponte

L'impalcato è sostenuto da un totale di 40 stralli di diametro variabile, 20 per ogni lato, composti da un fascio di 7 trefoli in acciaio armonico a basso rilassamento paralleli, cerati e Viplati, ed infine protetti mediante una guaina esterna in HDPE. Gli stralli sono disposti in una configurazione a semi-arpa e sono ancorati alle antenne mediante due forche fisse imperniate ad un fazzoletto saldato sulle antenne stesse su 5 file distanziate circa 2,50 m tra loro. Il collegamento all'impalcato avviene mediante una ghiera regolabile inserita in un elemento tubolare collegato, mediante una piastra metallica irrigidita, direttamente all'anima delle travi principali, ad eccezione dei 4 stralli di estremità, per i quali la piastra di ancoraggio è collegata direttamente alle spalle tramite 8 barre in acciaio tipo *Dywidag*, in modo da contenere gli spostamenti longitudinali delle antenne (Figura 3.5).



Figura 3.5 –Geometria e foto degli ancoraggi degli stralli sull'impalcato e sulle antenne

Le pile sono costituite di 2 antenne per lato, realizzate mediante una sezione metallica circolare, di diametro 1,90 m, di altezza variabile tra i 33,45 m lato monte ed i 36,40 m lato valle, riempita di calcestruzzo per i primi 16 m e resa collaborante mediante l'utilizzo di pioli tipo *Nelson*.

Le due antenne sono collegate tra loro mediante un elemento scatolare irrigidito, di dimensioni 2,00x0,95 m, al di sopra del quale si realizzano gli appoggi delle travi principali e del traverso, e sono ancorate a sottostrutture in c.a. di forma troncoconica mediante 20 barre di ancoraggio tipo *Dywidag* (Figura 3.6).



Figura 3.6 –Geometria delle pile

Le spalle sono composte di una parete frontale di uno spessore di 1,90 m, al di sopra del quale è realizzato, con un arretramento di 2,25 m, un muro paraghiaia dello spessore di 0,50 m. Le pareti laterali sono costituite di due muri di spessore 3,00 m, all'interno del quale sono vincolate le barre *Dywidag* degli stralli di estremità, e sono collegati alla parete frontale mediante un tratto inclinato (Figura 3.7).



Figura 3.7 –Geometria delle spalle



Figura 3.8 – Foto dell'ancoraggio di un strallo di estremità

Le travi principali sono vincolate in corrispondenza delle pile e delle spalle mediante appoggi multidirezionali in PTFE a carico negativo. La protezione sismica del ponte è assicurata da un sistema di isolamento alla base costituito di 2 isolatori elastomerici accoppiati con nucleo in piombo (LRB) al di sotto del centro del traverso di collegamento tra le due travi principali, che ne assicurano un incremento del periodo di oscillazione ed una dissipazione dell'energia sismica (Figura 3.9).



Figura 3.9 – Schema appoggi e giunti

Le fondazioni di ognuna delle antenne sono costituite da zattere di spessore 2,00 m su 9 pali di grande diametro, pari ad 1,20 m, approfondite di 3,00 m rispetto al fondo alveo.

Le fondazioni delle spalle sono analogamente costituite da zattere di spessore 1,40 m su 16 pali dello stesso diametro.

Le fasi di realizzazione della struttura, brevemente riassunte, sono le seguenti:

- 4. Realizzazione della sottostruttura, e quindi delle spalle e montaggio delle antenne;
- 5. Montaggio della carpenteria metallica su pile provvisorie e mediante il sostegno di alcuni stralli;
- 6. Montaggio degli stralli rimanenti mediante una tesatura iniziale e posizionamento delle predalles;
- 7. Tesatura di montaggio degli stralli e rimozione delle pile provvisorie;
- 8. Prima tesatura degli stralli;
- 9. Getto della soletta in 3 fasi successive;
- 10. Rimozione dei controventi orizzontali a getto ultimato;
- Posa in opera della pavimentazione, della pista ciclabile e di tutti i restanti carichi permanenti e successiva ritesatura di alcuni degli stralli;

3.2 Modellazione per fasi costruttive

L'analisi strutturale e le valutazioni utilizzate nel presente capitolo sono state effettuate su di un modello di calcolo tridimensionale ad elementi finiti, mediante il software *SAP2000 (Computers & Structures Inc.)*, schematizzando l'intera struttura con elementi *Frame*.

Nel seguito viene effettuata una descrizione della modellazione dei vari elementi strutturali del ponte all'interno delle varie fasi costruttive, e successivamente si affronta la modellazione raffinata degli stralli mediante una descrizione come elemento cavo (*Cable*, nel software), lo studio dell'applicabilità della tesatura degli stralli mediante una deformazione imposta, e lo studio della possibilità di dividere la fase di getto della soletta, agente come carico su di una sezione solamente metallica da quella di maturazione della stessa, successivamente alla quale la sezione resistente diverrà quella composta.

3.2.1 Descrizione del modello

Nell'ottica del software utilizzato, si procede alla descrizione della geometria, dei vincoli e dei carichi inseriti nel modello; vengono infine descritte le fasi costruttive previste, in accordo con quelle adottate in cantiere, e le modalità di analisi delle stesse.

3.2.1.1 Geometria

La geometria degli elementi è inserita in modo da riprodurre nella maniera più accurata possibile la distribuzione di massa e rigidezza strutturale effettiva, così da poter ottenere una distribuzione delle sollecitazioni (sismiche e statiche durante le fasi costruttive) il più corretta possibile.

Il modello è composto da 946 elementi *Frame* e 20 *Link* (Figura 3.10). La numerazione degli stralli utilizzata nel seguito è mostrata in Figura 3.11.



Figura 3.10 - Vista estrusa del modello



Figura 3.11 – Planimetria con nomenclatura degli stralli

Nel modello base, ogni elemento strutturale (travi principali, traversi, stralli, antenne, controventi) è stato modellato con elementi *Frame*, mentre tutti i vincoli del ponte (appoggi multidirezionali, isolatori sismici e appoggi provvisori) sono stati modellati mediante dei *Link*.

Tranne che per gli elementi più semplici, quali i controventi e la base delle antenne, per i quali sono state utilizzate delle sezioni predefinite all'interno del software, per tutti gli altri elementi si è fatto ricorso al *Section Designer* (Figura 3.12), un tool del software che permette di definire sezioni di dimensioni e forma qualsiasi, anche costituite di differenti materiali, che verranno successivamente omogeneizzati ad un materiale di base.



Figura 3.12 - Trave composta definita mediante il Section Designer

Inoltre, per i traversi di geometria variabile sono state introdotte le due sezioni di estremità, e successivamente una sezione di tipo *Nonprismatic* (Figura 3.13), definita a partire dalle due sezioni precedenti, che permette di determinare la lunghezza stessa dell'elemento e le modalità di variazione delle caratteristiche delle due sezioni componenti lungo l'elemento stesso.

Nonprismatic Section Name Section Notes		TRA_VAR01 Modify/Show Notes		Display Color	
TRA_01A_ACC	TRA_01B_ACC	1.	Variable 💌	Parabolic	Linear 💌
	Add	Insert	Modify	Delete	

Figura 3.13 - Definizione del traverso a sezione variabile mediante sezione di tipo Nonprismatic

Infine, gli elementi del modello con lo scopo di riportare gli assi dei traversi a quello delle travi principali, gli elementi per collegare rigidamente gli stralli al baricentro delle travi principali e le pile provvisorie, sono stati modellati mediante dei "braccetti rigidi", ovvero degli elementi *Frame* di sezione qualsiasi, ma con rigidezza molto maggiore rispetto a quella degli altri elementi del modello, tanto da poter essere considerati infinitamente rigidi.

3.2.1.2 Vincoli

Nel modello in esame, si omette la modellazione delle fondazioni, che tuttavia possono essere considerate abbastanza rigide da poter ritenere la struttura incastrata alla base.

La modellazione degli appoggi multidirezionali avviene mediante dei *Link* lineari in grado di vincolare la sola componente verticale dello spostamento.

La coppia di dispositivi di isolamento con nucleo in piombo (LRB) al di sotto dei traversi di appoggio viene invece modellata mediante un *Link* di tipo *Rubber Isolator*, dove il comportamento nelle due direzioni orizzontali viene simulato con una rigidezza ed uno smorzamento equivalenti per i casi di

analisi lineari, e mediante un comportamento elasto-plastico incrudente per i casi di analisi non lineari.

L'ancoraggio dello strallo nella parete laterale della spalla viene modellato mediante una cerniera semplice.

Infine, l'appoggio in sommità alle pile provvisorie è rappresentato da un *Link* di tipo *Gap*, ovvero un elemento definito da una molla in serie ad un appoggio, in grado di fornire una reazione resistente alla sola compressione nella direzione di definizione dell'elemento.

3.2.1.3 Carichi

Nell'ottica dello studio del comportamento del ponte durante le fasi costruttive, vengono quindi descritti i carichi applicati alla struttura.

Il carico dovuto al peso proprio viene calcolato in maniera automatica dal software, note le sezioni degli elementi strutturali e la densità dei materiali di cui sono costituite, ed applicato come carico per unità di lunghezza dell'elemento.

Per quanto riguarda le tre file di predalles applicate per consentire il montaggio degli stralli, queste sono applicate come carico distribuito sulle travi principali.

I restanti carichi afferenti all'impalcato, quali le predalles, il peso della soletta e dei permanenti, sono applicati come carichi distribuiti ai traversi, e solo per i permanenti, vi è l'ulteriore applicazione di carichi concentrati in corrispondenza delle barriere stradali, delle barriere della pista ciclo-pedonale e del parapetto esterno lato monte.

Determinazione del carico di trazione sugli stralli

Relativamente agli stralli, i carichi dovuti alla tesatura sono applicati mediante dei gradienti di temperatura uniformi, che, a partire dal coefficiente di espansione termica del materiale α , producono una deformazione assiale lungo lo sviluppo dell'elemento, come descritto dalla formula:

$$\frac{N}{EA} = \varepsilon = \alpha \cdot \Delta T \tag{3.1}$$

Dalla quale è possibile individuare la relazione che intercorre tra la variazione termica applicata all'elemento ΔT e il carico assiale dal quale esso è sollecitato *N*, debitamente diviso per la rigidezza assiale dell'elemento *EA*.

A valle di questa relazione, è stata applicata una variazione termica uniforme agli stralli con un valore di riferimento di -100°C, che produce quindi un effetto di accorciamento degli elementi. Lo *Scale*

Factor da applicare a tale valore, relativo al carico realmente applicato, viene determinato dal prodotto della Matrice delle Rigidezze della struttura per il vettore degli spostamenti target di 40 punti caratteristici della struttura (36 sull'impalcato, nei punti di ancoraggio degli stralli, e 4 sulle antenne in corrispondenza dell'ancoraggio degli stralli esterni). Tale matrice si ottiene dall'inversione della Matrice di Flessibilità del sistema, ovvero quella matrice che descrive l'influenza di un gradiente termico uniforme unitario applicato ad ognuno dei 40 stralli, sui 40 punti precedentemente descritti, come descritto al Capitolo 2.4.2.3.

Gli spostamenti target dei 40 punti vengono scelti, in riferimento allo *Zero-Displacemente Method*, in modo da annullare lo spostamento verticale dell'impalcato e lo spostamento longitudinale delle antenne. Il sistema con cui si è affrontata la determinazione dei tiri degli stralli è il seguente (utilizzando la nomenclatura vista al Capitolo 2.4.2.3):

$$\begin{bmatrix} T_{1} \\ \vdots \\ T_{40} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_{1}^{1} & \dots & u_{40}^{1} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ u_{1}^{40} & \dots & u_{40}^{40} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} u_{0}^{1} \\ \vdots \\ u_{0}^{40} \end{bmatrix}$$
(3.2)

Tale procedimento è stato utilizzato in corrispondenza di tutte le fasi di tesatura previste, per determinare in ogni fase il carico da assegnare ad ogni strallo.

Lo stesso procedimento è stato affrontato per la determinazione del tiro nella configurazione finale del modello globale, senza fasi costruttive, descritto al Capitolo 3.5, dove la semplice sommatoria dei valori definiti nelle fasi costruttive non è risultata applicabile, essendo queste ultime definite in un *Load Case* non-lineare, in presenza del quale perde di validità il Principio di Sovrapposizione degli Effetti.

3.2.1.4 Fasi Costruttive

Data l'importanza che le fasi costruttive ricoprono in strutture di luce importante come i ponti, non realizzabili in un'unica fase, il modello è stato implementato tenendo conto delle fasi di realizzazione e montaggio del ponte.

Questo risulta importante a maggior ragione nei ponti strallati, dove è necessario tener conto della tesatura non contemporanea di tutti gli stralli, e quindi dell'effetto che la tesatura del singolo strallo produce negli elementi adiacenti, e nei ponti a sezione composta, dove i carichi applicati prima del getto sono afferenti alla sezione metallica, mentre a seguito della maturazione del getto stesso è l'intera sezione composta a partecipare in termini di resistenza e rigidezza.

Nel modello in esame sono stati definiti 33 Stage di analisi, mostrati nella tabella seguente.

Stage n°	Label	Descrizione
FASE_001	PILE	Inserimento nel modello delle spalle, gettate in opera, e delle antenne, prefabbricate e successivamente riempite di calcestruzzo fino all'altezza prevista, essendo elementi totalmente disconnessi
FASE_002	IMPALC_MET+TES4	Inserimento degli isolatori, dell'impalcato metallico, dei controventi, delle pile provvisorie e degli stralli (SX_02, SX_04, SX_07, SX_09, DX_02, DX_04, DX_07 e DX_09) afferenti alle tesature TES4 e TES8, e del relativo peso proprio. Tesatura di montaggio degli stralli della TES4 (SX_04, SX_07, DX_04 e DX_07)
FASE_003	TES8	Tesatura di montaggio degli stralli della TES8 (SX_02, SX_09, DX_02 e DX_09)
FASE_004	3_FILE_PREDALLE	Inserimento di tre file di predalles, poggiate sulle travi principali, necessarie al passaggio ed alla stesa degli stralli per il loro montaggio
FASE_005	TESI	Inserimento degli stralli della TES1 (SX_15, SX_16, DX_15 e DX_16) e loro tesatura di montaggio
FASE_006	TES2	Inserimento degli stralli della TES2 (SX_05, SX_06, DX_05 e DX_06) e loro tesatura di montaggio
FASE_007	TES3	Inserimento degli stralli della TES3 (SX_14, SX_17, DX_14 e DX_17) e loro tesatura di montaggio
FASE_008	TES5	Inserimento degli stralli della TES5 (SX_13, SX_18, DX_13 e DX_18) e loro tesatura di montaggio
FASE_009	TES6	Inserimento degli stralli della TES6 (SX_03, SX_08, DX_03 e DX_08) e loro tesatura di montaggio
FASE_010	TES7	Inserimento degli stralli della TES7 (SX_12, SX_19, DX_12 e DX_19) e loro tesatura di montaggio
FASE_011	TES9	Inserimento degli stralli della TES9 (SX_11, SX_20, DX_11 e DX_20) e loro tesatura di montaggio
FASE_012	TES10	Inserimento degli stralli della TES10 (SX_01, SX_10, DX_01 e DX_10) e loro tesatura di montaggio
FASE_013	PREDALLES	Montaggio delle predalles rimanenti, poggiate sui traversi
FASE_014	RIM_PILE_PROVV	Rimozione delle pile provvisorie a seguito della messa in carico di tutti gli stralli
FASE_015	TESI	Tesatura definitiva degli stralli della TES1
FASE_016	TES2	Tesatura definitiva degli stralli della TES2
FASE_017	TES3	Tesatura definitiva degli stralli della TES3
FASE_018	TES4	Tesatura definitiva degli stralli della TES4
FASE_019	TES5	Tesatura definitiva degli stralli della TES5
FASE_020	TES6	Tesatura definitiva degli stralli della TES6
FASE_021	TES7	Tesatura definitiva degli stralli della TES7
FASE_022	TES8	Tesatura definitiva degli stralli della TES8
FASE_023	TES9	Tesatura definitiva degli stralli della TES9
FASE_024	TES10	Tesatura definitiva degli stralli della TES10

Stage n°	Label	Descrizione
FASE_025	RITESATURA	Ritesatura degli stralli centrali (SX_10, SX_11, DX_10 e DX_11)
FASE_026	GETTO+MOD1	Applicazione del carico della soletta e modifica delle proprietà inerziali delle travi principali e dei traversi, nel tratto di 34 m adiacente alle spalle delle campate laterali
FASE_027	GETTO+MOD2	Applicazione del carico della soletta e modifica delle proprietà inerziali delle travi principali e dei traversi, nel tratto di 55 m centrale della campata principale
FASE_028	GETTO+MOD3	Applicazione del carico della soletta e modifica delle proprietà inerziali delle travi principali e dei traversi, nei tratti restanti in corrispondenza delle antenne
FASE_029	RIM_CONTROV	Rimozione dei controventi, utilizzati solamente per la stabilizzazione delle travi principali durante le fasi di getto della soletta
FASE_030	PERMANENTI	Applicazione dei carichi permanenti relativi alla pavimentazione, alle barriere stradali, ciclo-pedonali ed ai parapetti
FASE_031	RITESATURA2_1	Ritesatura degli stralli della campata laterale Sud (SX_02, SX_03, SX_04 e DX_02, DX_03, DX_04)
FASE_032	RITESATURA2_2	Ritesatura degli stralli SX_07, SX_08 e DX_07, DX_08
FASE_033	RITESATURA2_3	Ritesatura degli stralli della campata laterale Nord SX_18, SX_19 e DX_18, DX_19

Tabella 3.1 - Riepilogo degli Stage utilizzati nell'analisi per fasi costruttive del modello

3.2.1.5 Analisi

Al fine di simulare nella maniera più corretta possibile il comportamento deformativo del ponte e delle sollecitazioni durante le varie fasi dell'analisi, ed in funzione delle caratteristiche non-lineari dei materiali definite nella modellazione, è stata programmata un'analisi statica non-lineare per fasi costruttive, che considera anche gli effetti del secondo ordine.

3.2.2 Modellazione degli stralli

Il modello esaminato permette già un'ottima descrizione del comportamento della struttura, tuttavia, per il presente lavoro sono state prese in considerazione alcune modifiche apportabili al fine di ottimizzare ulteriormente il modello.

Tra le modifiche che hanno prodotto i risultati più significativi si hanno:

- Modellazione degli stralli mediante elementi Cable;
- Applicazione del tiro agli stralli mediante una deformazione;
- Scomposizione delle fasi di getto della soletta da quelle di modifica della sezione;

3.2.2.1 Modellazione degli stralli mediante elementi Cable

In fase di studio del modello e date le potenzialità del software, è stato deciso di sostituire gli elementi *Frame* con il quale erano stati modellati gli stralli, con degli elementi *Cable*.

Tale elemento è definito come non-lineare, ed è utilizzato per modellare il comportamento "a catenaria" che assume un cavo snello sotto l'effetto del peso proprio, di cui si è trattato al Capitolo 2.4.1. Il suo comportamento, che tiene implicitamente conto del *Tension-Stiffening*¹¹ e degli effetti *P-Delta*¹², è legato alla sola rigidezza assiale del cavo (perciò reagisce ai carichi solamente con una forza diretta lungo il proprio asse), che a sua volta dipende dal suo abbassamento, mediante il modulo di elasticità equivalente definito dalla (2.17).

Volendo rappresentare il cavo inclinato con un singolo elemento, definito un sistema di coordinate locali per l'elemento stesso, si identifica con u_1 lo spostamento del cavo lungo il suo asse. Quindi, come mostrato in Figura 3.14, la matrice di rigidezza del cavo può essere rappresentata come segue:



Figura 3.14 - Effetto dell'abbassamento (Sag) del cavo

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{1\times 1} = \begin{cases} \frac{E_{eq}A}{L} & per \ u_1 \ge 0\\ 0 & per \ u_1 < 0 \end{cases}$$
(3.3)

Definita L la lunghezza effettiva della corda.

Per sfruttare le potenzialità dell'elemento Cable è richiesta l'applicazione di analisi non-lineari.

Al momento della definizione della geometria del *Cable*, si apre un menu che permette di definire la lunghezza indeformata del cavo, caratteristica fondamentale per determinarne il successivo comportamento, poiché se il cavo è aggiunto con una lunghezza maggiore di quella effettiva della corda, questo andrà in carico solo una volta raggiunta la lunghezza indeformata, ed allo stesso modo sarà il suo contributo alla deformazione dell'impalcato; se invece viene inserito con una lunghezza

¹¹ Effetto di irrigidimento delle barre di armatura di un elemento in cemento armato teso od inflesso ad opera del calcestruzzo teso ed integro presente tra due fessure successive. Questo genera una riduzione della deformazione della barra di acciaio nel tratto tra due fessure, rispetto a quella ottenibile nell'ipotesi di calcestruzzo teso non reagente.

¹² Effetto del secondo ordine per il quale si genera un incremento del momento flettente nella struttura a seguito dello spostamento relativo di un punto (caricato assialmente) dovuto alla presenza di azioni trasversali all'asse dell'elemento.
inferiore a quella della corda, anche senza aver applicato alcun carico sull'impalcato, questo sarà sollecitato con un carico di trazione, aumentando l'efficacia del suo vincolo, rispetto al caso precedente.

Come mostrato dalla Figura 3.15, è possibile definire la geometria del cavo a partire da una serie di parametri, quali la sua lunghezza, il suo massimo abbassamento, od eventualmente a partire da un tiro di precarico applicato ad una delle estremità dello stesso.

ine Obj	ject Parameter	s			Cable Paramete	ers			
ine Ob	piect Type	Cable		-	Number of Cable Segments 1 Refres				Refresh
able T	lupe	Cable - Undef	ormed Length		Added Weight	Per Unit Length	. [0	Ι.	
Jable I	- ype		onned Length		Projected Unif	orm Gravity Loa	4 TO	. <u></u>	
Section	n Property	STRALLO_37		_	Toppion At L End				
		×	Y	7	Tension At J-E	nd	5	67 8587	
Lark		L4.15	12.65		Horizontal Ten	rion Componen	- 12	28 7101	
Juli		1.10			Tronzonitar For	ision componen	15		
End		41.6367	-13.9746 2	25.6164			L.	Deformed	Undeformed
Mod	del Cable Usini	g Straight Frame	Objects		Maximum Verti	cal Sag		1.5729	-6.403E-13
		-	•		Low-Point Vert	tical Sag	0	Ľ.	0.
ine Obj	ject Meshing –				Length		5	2.4949	52.4821
									And a state of the second s
Kee	ep as Single Ob	iject			Relative Leng	h	1	.0002	1.
Kee Brea	ep as Single Ob ak into Multiple	iject Equal Length O	ojects		Relative Leng	h	1	.0002	1.
Kee Brea Brea Brea	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple	iject Equal Length O Objects with Eq	ojects Jal Projected Leng	ith on Chord	Relative Leng	h tem	1	.0002	1.
 Kee Brea Brea 	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple	iject Equal Length O Objects with Eq	pjects ual Projected Leng	ith on Chord	Relative Lengt	tem	r] T	.0002 Units	1. , m, C
 Kee Bread Bread Ompute Use 	ep as Single Ob ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord e Undeformed I	iject Equal Length O Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab	ojects ual Projected Leng Gegments (Undefo le Object	th on Chord ormed Cable Geor	Relative Lengt	tem ole Object		.0002 Units KN - Planar View -	1. .m,C _
 Kee Bread Br	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord a Undeformed I	iject Equal Length O Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab	ojects Jal Projected Leng Gegments (Undefo le Object	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed Sag	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance	tem ble Object Rel. Dist .		.0002 Units RN - Planar View	1. . m, C <u> </u>
Kee Bre Bre Bre Bre Bre Bre Bre Br	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord e Undeformed I X -4.15	iject Equal Length O Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 12.720	ojects Jail Projected Leng Gegments (Undefo le Object 2 0. 1, 501	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed Sag 0.	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance 0. 2 2001	tem ble Object Rel. Dist. 0.0000		.0002	л. С <u></u>
Kee Bre Bre O Bre O D C Pt. O 1 2	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord a Undeformed I X -4.15 -1.2883 1 5732	ject Equal Length O Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156	ojects Jual Projected Leng Gegments (Undefo le Object 2 0. 1.601 3.202	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed 0. 0. 1 0405-05	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance 0. 3.2801 5.5503	th tem ble Object Rel. Dist. 0. 0.0625 0.125	T	.0002 Units RN Planar View	1. .m.C
Kee Bre. Bre. Bre. Bre. Bre. Bre. D Bre. D D 1 2 3	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord a Undeformed I × -4.15 -1.2883 1.5733 4.435	ject Equal Length O Objects with Eq nates for Linear S Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8156	Dijects Jual Projected Leng Gegments (Undefo le Object Z 0. 1.601 3.202 4.8031	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed 0. 0. 1.040E-06 .3 510E-06	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance 0. 3.2801 6.5603 9.8404	h tem ble Object Rel. Dist. 0,0025 0,125 0,125		.0002 Units RN Planar View –	1. , m, C
Kee Bre. Bre. Bre. Dre. Use Pt. 0 1 2 3 4	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord b Undeformed 1 4.15 -1.2883 1.5733 1.5733 2.967	ject Equal Length O Objects with Eq nates for Linear ! Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8984 -12.8984	Dijects Gegments (Undefor le Object 2 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed 0. 0. 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance 0, 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205	h tem ble Object Rel. Dist. 0, 0625 0, 125 0, 1875 0, 25		.0002 Units RN - Planar View -	, m, C
 Kee Bread Br	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord e Undeformed I × -4.15 -1.2883 1.5733 4.435 7.2967 10.1584	iject Equal Length 0 Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8984 -12.8914 -13.0639	bjects Lal Projected Leng Segments (Undefo le Object 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041 8.0052	th on Chord prmed Cable Geor C Use Deformed 0. 0. 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07 -1.272E-04	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) Geometry for Cal Distance 0. 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205 16.4007	h ble Object Rel. Dist. 0. 0.0625 0.125 0.1875 0.25 0.3125		.0002 Units RN - Planar View -	1. . m, C _
 Kee Bread Br	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord b Undeformed I 	iject Equal Length O Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.9814 -13.0639 -13.1467	Dijects Lal Projected Leng Segments (Undefor le Object 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041 8.0052 9.6074	th on Chord ormed Cable Geor C Use Deformed 0. 0. 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07 -1.272E-04 -1.281E-03	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL decemetry for Cal 0. 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205 16.4007 19.6814	h tem cle Object Rel. Dist. 0. 0.0625 0.125 0.1875 0.25 0.3125 0.3125 0.375		.0002 Units KN - Planar View	1. , m, C
Kee Breaction Bre	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord b Undeformed I X -4.15 -1.2883 1.5733 4.435 7.2967 10.1584 13.02 15.8817	iject Equal Length O Objects with Eq nates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8984 -12.9811 -13.0639 -13.1467 -13.2295	Dijects Jal Projected Leng Gegments (Undefor le Object 2 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041 8.0052 9.6074 11.2067	th on Chord ormed Cable Geor Use Deformed 0, 0, 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07 -1.272E-04 -1.281E-03 4.552E-04	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL netry) d Geometry for Cal 0. 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205 16.4007 19.6814 22.9607	h tem cle Object Rel. Dist. 0, 0,0625 0,125 0,1875 0,25 0,3125 0,3125 0,375 0,375	1	.0002	1. , m, C
 Kee Bread Br	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord b Undeformed I -4.15 -1.2883 1.5733 4.435 7.2967 10.1584 13.02 15.8817 18.7434	iject Equal Length 0 Objects with Eq inates for Linear 1 Geometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8984 -12.9811 -13.0633 -13.1467 -13.2295 -13.3123	Dijects Jail Projected Leng Degments (Undefor le Object 2 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041 8.0052 9.6074 11.2067 12.8065	th on Chord med Cable Geor Use Deformed 0. 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07 -1.272E-04 -1.281E-03 4.552E-04 1.644E-03	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal 0. 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205 16.4007 19.6814 22.9607 26.2403	h tem Dele Object Rel. Dist. 0. 0.0625 0.125 0.1875 0.25 0.3125 0.3125 0.375 0.375 0.375 0.375 0.375		0002	1. , m, C
 Kee Bre- Bre- Iompute Use Use Use Use Use Use 1 3 4 5 6 7 8 9 	ep as Single Ot ak into Multiple ak into Multiple ed Point Coord a Undeformed 1 -4.15 -1.2883 1.5733 4.435 7.2967 10.1584 13.02 15.8817 15.8817 18.7434 21.605	iject Equal Length 0 Objects with Eq inates for Linear t Reometry for Cab Y -12.65 -12.7328 -12.8156 -12.8984 -12.9811 -13.0639 -13.1467 -13.2295 -13.3123 -13.3123 -13.3951	Dijects Jail Projected Leng Degments (Undefo le Object 2 0. 1.601 3.202 4.8031 6.4041 8.0052 9.6074 11.2067 12.8065 14.4144	th on Chord med Cable Geor C Use Deformed 0. 1.040E-06 -3.510E-06 7.912E-07 -1.272E-04 -1.281E-03 4.552E-04 1.644E-03 -5.246E-03	Relative Lengt Coordinate Sys GLOBAL metry) d Geometry for Cal Distance 0, 3.2801 6.5603 9.8404 13.1205 16.4007 19.6814 22.9607 26.2403 29.5238	h tem ble Object Rel. Dist. 0.0625 0.125 0.1875 0.25 0.3125 0.3125 0.375 0.4375 0.4375 0.5 0.5		0002	1. . m, C

Figura 3.15 - Menu di definizione della geometria dell'elemento Cable

Inoltre il software permette, mediante l'opzione *Using Straight Frame Objects*, di modellare comunque l'elemento *Cable* con un elemento trave rettilineo, che non tenga conto dell'effetto del *Sag* (abbassamento centrale del cavo), nei casi in cui la modellazione sia incentrata principalmente sulla non-linearità del materiale, e non ci si aspettino eccessivi movimenti dalla struttura di supporto del *Cable*.

Le osservazioni precedenti sono state validate, prima di poter essere applicate al caso studio, su di un semplice modello contenente uno schema semplificato di ponte strallato, definito mediante un'antenna, un impalcato rappresentato da due sbalzi simmetrici, e quattro stralli di sostegno. Il carico applicato all'impalcato è un carico distribuito generico, mentre agli stralli viene applicato un gradiente termico uniforme per simularne l'applicazione del tiro.

Per ognuna delle analisi effettuate sono stati valutati gli spostamenti u₁ e u₂ rispettivamente del primo e del secondo strallo di destra, ed i carichi assiali N_1 ed N_2 degli stessi, come rappresentato in figura.



Figura 3.16 - Modello di base utilizzato per la validazione dell'elemento Cable

I risultati delle analisi di validazione possono	essere riassunti nelle tabelle seguenti.
--	--

4 Stralli as <i>Frame</i>	u1 (m)	u2 (m)	N1 (kN)	N2 (kN)
Effetto ΔT (1000kN)	0.0132	0.0354	338.96	101.06
Effetto Carico (50kN/m)	-0.0108	-0.0228	483.73	543.12
Effetto Strallo (0,995 L)	0	0	0	0
Effetto Strallo (0,9975 L)	0	0	0	0

Tabella 3.2 - Modellazione dei 4 stralli come Cable as Frame

Nella prima tabella è possibile notare, come la definizione dello strallo come elemento *Cable*, ma utilizzando l'opzione *Using Straight Frame Objects*, definisce a tutti gli effetti un elemento con comportamento attribuibile a quello di un *Frame*, in quanto lo strallo con una lunghezza inferiore a quella reale della corda, relativamente pari a 0,995 L e 0,9975 L, non genera alcun effetto sull'elemento, né in termini di spostamento dei punti nodali (dei quali si sarebbe previsto un innalzamento, per effetto del tiro applicato sottoforma di deformazione agli stralli), né in termini di sforzo assiale sull'elemento stesso. Mentre gli spostamenti e gli sforzi assiali per effetto dei carichi definiti (un carico distribuito sull'impalcato di 50 kN/m ed una variazione termica uniforme sugli

stralli, corrispondente ad un tiro di 1000 kN) sono perfettamente equivalenti a quelli di un elemento *Frame*.

4 Stralli as <i>Cable</i>	u1 (m)	u ₂ (m)	N1 (kN)	N ₂ (kN)
Effetto ΔT (1000kN)	0.0132	0.0354	338.96	101.06
Effetto Carico (50kN/m)	-0.0108	-0.0228	483.73	543.12
Effetto Strallo (0,995L)	0.1013	0.2721	2602.12	782.8
Effetto Strallo (0,9975L)	0.0506	0.1359	1299.45	389.15

Tabella 3.3 - Definizione dei 4 stralli come Cable as Cable

La definizione dello strallo come *Cable*, ovvero con tutte le caratteristiche che competono all'elemento definito in precedenza, mostra innanzitutto gli stessi valori del caso precedente, in termini di spostamenti nei punti di ancoraggio e carico assiale degli stralli, ad opera del carico distribuito e della variazione termica uniforme sullo strallo; questo permette di validare l'equivalenza del comportamento globale del ponte nei due differenti metodi di modellazione degli stralli.

Inoltre si percepisce l'effetto dell'accorciamento del *Cable*: infatti si nota come un elemento definito con una lunghezza inferiore a quella della corda, rispettivamente pari a 0,995*L* ed 0,9975*L*, rappresenti in realtà un elemento teso soggetto ad un carico assiale che può essere definito proprio a partire dall'accorciamento imposto e dalla rigidezza assiale dello strallo; è ben visibile inoltre l'innalzamento dei due punti di ancoraggio degli stralli, come prevedibile, a seguito di una loro tesatura.

4 Stralli as <i>Cable</i>	u1 (m)	u2 (m)	N1 (kN)	N ₂ (kN)
Effetto ΔT (1000kN)	0	0	0	0
Effetto Carico (50kN/m)	-0.0486	-0.1336	0	0
Effetto Strallo (1,005L)	0	0	0	0

Tabella 3.4 - Definizione dello strallo come elemento Cable as Cable, ma con un certo Sag

In questa ultima tabella si mostrano invece gli effetti della definizione del *Cable* con un certo *Sag* (conseguente alla definizione di un elemento lasco, con lunghezza pari a 1,005*L*). In particolare è possibile notare come il gradiente termico uniforme, corrispondente ad un tiro di 1000 kN, non sia sufficiente a mandare in carico lo strallo, il quale risulta completamente scarico (come mostrato dal valore nullo dello sforzo assiale) e non genera effetti sullo spostamento dei punti di ancoraggio. Lo stesso effetto si nota quando la struttura viene analizzata scarica, per cogliere l'effetto dovuto alla sola definizione dello strallo lasco; trascurando infatti l'effetto del peso proprio degli stralli e dell'impalcato, quest'ultimo risulta perfettamente indeformato e lo strallo risulta scarico.

Un'ultima osservazione viene posta in corrispondenza dell'applicazione del solo carico distribuito, il cui effetto, in termini di spostamento dei due punti di ancoraggio, è esattamente quello di una mensola semplicemente incastrata ad una estremità. Ad evidenziarlo ulteriormente c'è la totale assenza di sforzo assiale nei due stralli, la quale mette in luce nuovamente che lo strallo, per il livello di carico cui è soggetto nell'analisi effettuata, non è ancora entrato in carico.

Il contributo offerto nella modellazione dall'abbassamento del cavo può essere in genere trascurato per cavi di lunghezza relativamente contenuta, come nel caso in esame, dove la lunghezza degli stralli varia dai 18 ai 55 m; perciò, facendo riferimento a quanto detto nel Capitolo 2.4.1, la matrice di rigidezza dell'elemento assume la forma:

$$\left[K\right]_{1x1} = \frac{EA}{L} \tag{3.4}$$

Nella tabella seguente si riassumono i risultati del confronto, in termini di carico assiale sugli stralli allo *Stage* finale (dopo le 3 fasi di ritesatura), tra il modello di partenza, con gli stralli modellati come *Frame*, ed il modello appena generato, con gli stralli modellati come *Cable*.

Nome	Frame	Cable	DIFF	DIFF	Nome	Frame	Cable	DIFF	DIFF
Strallo	P (kN)	P (kN)	kN	%	Strallo	P (kN)	P (kN)	kN	%
SX_20	1332.23	1334.67	2.44	0.18	DX_20	1941.66	1950.11	8.46	0.43
SX_19	1909.33	1904.00	-5.33	-0.28	DX_19	2448.34	2444.08	-4.26	-0.17
SX_18	1600.25	1593.30	-6.95	-0.44	DX_18	1736.71	1734.26	-2.45	-0.14
SX_17	264.97	265.71	0.74	0.28	DX_17	683.07	684.76	1.69	0.25
SX_16	497.27	496.69	-0.58	-0.12	DX_16	1083.17	1078.63	-4.54	-0.42
SX_15	885.60	881.82	-3.78	-0.43	DX_15	1491.62	1484.37	-7.25	-0.49
SX_14	934.17	933.18	-0.99	-0.11	DX_14	1494.74	1495.26	0.52	0.04
SX_13	1176.52	1178.76	2.24	0.19	DX_13	1692.41	1696.62	4.22	0.25
SX_12	1385.61	1384.87	-0.74	-0.05	DX_12	1565.72	1571.03	5.31	0.34
SX_11	1555.26	1550.30	-4.95	-0.32	DX_11	2130.79	2137.05	6.26	0.29
SX_10	1290.85	1286.46	-4.39	-0.34	DX_10	1941.73	1942.27	0.54	0.03
SX_09	1414.13	1412.68	-1.44	-0.10	DX_09	1515.74	1522.22	6.48	0.43
SX_08	1878.51	1868.41	-10.11	-0.54	DX_08	2078.96	2080.70	1.74	0.08
SX_07	1074.65	1070.75	-3.89	-0.36	DX_07	1802.06	1801.20	-0.86	-0.05
SX_06	601.29	600.41	-0.88	-0.15	DX_06	1248.70	1244.17	-4.53	-0.36
SX_05	328.95	329.50	0.55	0.17	DX_05	961.44	955.42	-6.02	-0.63
SX_04	1055.16	1050.85	-4.31	-0.41	DX_04	1401.48	1397.93	-3.55	-0.25
SX_03	1398.94	1393.90	-5.05	-0.36	DX_03	1613.03	1611.39	-1.64	-0.10
SX_02	1860.24	1854.35	-5.89	-0.32	DX_02	2197.94	2195.39	-2.55	-0.12
SX_01	1391.35	1382.28	-9.06	-0.66	DX_01	2019.57	2021.63	2.05	0.10

Tabella 3.5 - Confronto del carico assiale agli stralli tra la modellazione Frame e la modellazione Cable

Dai dati riportati è possibile notare come le differenze, in termini percentuali, sono inferiori allo 0,66%, indicando un'ottima corrispondenza, e validando a tutti gli effetti la possibilità di utilizzare l'elemento *Cable* per la modellazione degli stralli nei passaggi successivi.

3.2.2.2 Applicazione della deformazione

Al fine di modellare in maniera più corretta la modalità di applicazione del tiro agli stralli nelle varie fasi costruttive, la variazione termica uniforme presente è stata trasformata in una deformazione, applicata mediante il *Cable Load-Strain*.

Facendo riferimento all'equazione (3.1), si nota che il legame tra la deformazione assiale e il gradiente termico uniforme è rappresentato solamente dal termine α , coefficiente di espansione termica del materiale. Questo permette di risalire facilmente alla deformazione da applicare al singolo strallo, che anche in questo caso viene definita partendo da un valore nominale, pari a -0,001, al quale viene poi applicato uno *Scale Factor* ottenuto dal prodotto della Matrice delle Rigidezze, definita come l'inversa della Matrice di influenza di una deformazione unitaria applicata ad ognuno dei 40 stralli sui 40 punti caratteristici, con il vettore degli spostamenti target, come al Capitolo 3.2.1.3.

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati del confronto, in termini di carico assiale sugli stralli allo *Stage* finale (dopo le 3 fasi di ritesatura), tra il modello precedentemente definito, con gli stralli modellati come *Cable*, ed il modello appena creato, con l'applicazione del carico come *Strain*.

Nome Strallo	⊿T P (kN)	e P (kN)	DIFF kN	DIFF %	Nome Strallo	⊿ <i>T</i> P (kN)	E P (kN)	DIFF kN	DIFF %
SX_20	1332.23	1332.19	-0.042	-0.003	DX_20	1941.66	1941.87	0.213	0.011
SX_19	1909.33	1909.35	0.024	0.001	DX_19	2448.34	2448.49	0.146	0.006
SX_18	1600.25	1600.26	0.004	0.000	DX_18	1736.71	1736.78	0.071	0.004
SX_17	264.97	264.96	-0.005	-0.002	DX_17	683.07	683.01	-0.057	-0.008
SX_16	497.27	497.27	-0.003	-0.001	DX_16	1083.17	1083.16	-0.014	-0.001
SX_15	885.60	885.58	-0.019	-0.002	DX_15	1491.62	1491.58	-0.035	-0.002
SX_14	934.17	934.17	0.000	0.000	DX_14	1494.74	1494.72	-0.016	-0.001
SX_13	1176.52	1176.54	0.017	0.001	DX_13	1692.41	1692.46	0.050	0.003
SX_12	1385.61	1385.63	0.018	0.001	DX_12	1565.72	1565.85	0.126	0.008
SX_11	1555.26	1555.22	-0.040	-0.003	DX_11	2130.79	2131.05	0.268	0.013
SX_10	1290.85	1290.90	0.048	0.004	DX_10	1941.73	1940.51	-1.223	-0.063
SX_09	1414.13	1414.12	-0.007	0.000	DX_09	1515.74	1516.40	0.657	0.043
SX_08	1878.51	1878.51	0.001	0.000	DX_08	2078.96	2079.17	0.201	0.010
SX_07	1074.65	1074.67	0.029	0.003	DX_07	1802.06	1801.93	-0.128	-0.007
SX_06	601.29	601.30	0.012	0.002	DX_06	1248.70	1248.67	-0.031	-0.002
SX_05	328.95	328.94	-0.003	-0.001	DX_05	961.44	961.47	0.024	0.002

Nome Strallo	⊿ <i>T</i> P (kN)	e P (kN)	DIFF kN	DIFF %	Nome Strallo	⊿ <i>T</i> P (kN)	e P (kN)	DIFF kN	DIFF %
SX_04	1055.16	1055.17	0.012	0.001	DX_04	1401.48	1401.48	0.003	0.000
SX_03	1398.94	1398.95	0.002	0.000	DX_03	1613.03	1613.01	-0.020	-0.001
SX_02	1860.24	1860.24	-0.004	0.000	DX_02	2197.94	2197.75	-0.188	-0.009
SX_01	1391.35	1391.39	0.045	0.003	DX_01	2019.57	2019.22	-0.353	-0.017

 Tabella 3.6 - Confronto del carico assiale agli stralli tra l'applicazione del tiro mediante Cable Load-Temperature e l'applicazione mediante Cable Load-Strain

Anche in questo caso, la semplice variazione del tipo di carico genera, come previsto, differenze trascurabili, inferiori allo 0,05%; perciò si andrà ad utilizzare il modello appena definito nelle fasi successive.

3.2.2.3 Studio delle fasi di getto della soletta

Un ulteriore studio viene condotto sull'influenza delle fasi di getto della soletta, in quanto nel modello fin ora analizzato, sono stati condensati nello stesso *Stage* di analisi sia il getto stesso della soletta, in termini di applicazione del carico, sia la modifica delle proprietà della sezione a seguito della maturazione del getto.

In realtà, per ottenere una modellazione più veritiera della sezione composta di cui è costituita la sezione trasversale del ponte, è necessario tener conto delle due seguenti fasi:

- In una prima fase, quando è solo presente la sezione metallica, il getto della soletta non rappresenta altro che un carico applicato alla sezione metallica stessa;
- In una seconda fase, a seguito della maturazione del getto, e per effetto dell'utilizzo di un sistema di connessioni a piolo di tipo *Nelson*, la sezione diventa composta, perciò ci sarà una variazione dell'area e delle caratteristiche inerziali della stessa, grazie alla presenza della soletta di calcestruzzo, ora collaborante, superiore.

Per questo motivo, ognuno degli *Stage* riguardanti le fasi di getto verrà nel seguito diviso in due *Stage* consecutivi.

La variazione di sezione nel software è stata realizzata mediante il seguente procedimento:

• Definizione dei *Frame Modifiers*, ovvero dei fattori di modifica dei parametri della sezione metallica di base, determinati mediante il semplice rapporto:

$$FM = \frac{I_{composta}}{I_{acciaio}}$$
(3.5)

Dove:

- FM rappresenta il fattore di modifica;
- *I_{composta}* e *I_{acciaio}* rappresentano la generica caratteristica, rispettivamente della sezione composta, con riferimento alla larghezza efficace utilizzata per la modellazione, e della sezione di solo acciaio;

Modifier Name FM_T	P01_BT
Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	4.6652
Shear Area in 2 direction	1.3696
Shear Area in 3 direction	5.7229
Torsional Constant	190.3571
Moment of Inertia about 2 axis	324.9933
Moment of Inertia about 3 axis	4.6553
Mass	1.
Weight	1.

Figura 3.17 - Definizione dei Frame Modifiers della generica sezione

• Applicazione dei *Frame Modifiers* nelle fasi costruttive, ai singoli elementi, mediante il comando *Change Modifiers*, direttamente all'interno delle fasi costruttive dell'analisi.

Di seguito vengono riportate le deformate delle travi principali dopo le tre fasi di getto frazionato, al termine di ognuno degli *Stage* di maturazione della soletta, ed allo *Stage* finale. La denominazione GETTO+MOD indica il modello in cui il getto e la modifica delle sezioni sono stati effettuati nello stesso *Stage*, mentre la denominazione MOD indica lo *Stage* relativo alla maturazione della soletta e conseguente variazione della sezione, da solo metallica a composta.



Figura 3.18 – Deformata delle travi principali dopo la maturazione della prima parte del getto, ovvero quella relativa alle sole campate laterali



Figura 3.19 - Deformata delle travi principali dopo la maturazione della seconda parte del getto, ovvero quella relativa alla campata principale



Figura 3.20 - Deformata delle travi principali dopo la maturazione della terza ed ultima parte del getto, ovvero quella relativa alle zone degli appoggi in corrispondenza delle antenne



Figura 3.21 - Deformata delle travi principali allo Stage finale

Si nota che le differenze sono piccole, dell'ordine del centimetro, tranne che per le campate laterali, dove il modello MOD in cui la modifica della sezione viene effettuata nello *Stage* successivo al getto, presenta degli abbassamenti superiori rispetto al modello di base, dovuti al fatto che il carico del getto viene effettivamente applicato alla sola sezione metallica, che di per se è meno rigida della sezione composta, a cui invece si fa riferimento nel modello base GETTO+MOD.

Ora viene invece riportato il confronto in termini di carico assiale agli stralli, per gli stessi *Stage* definiti precedentemente.





Figura 3.22 - Carico assiale agli stralli dopo la maturazione della prima parte del getto





Figura 3.23 - Carico assiale agli stralli dopo la maturazione della seconda parte del getto





Figura 3.24 - Carico assiale agli stralli dopo la maturazione della terza parte del getto





Figura 3.25 - Carico assiale agli stralli allo Stage finale

Analogamente a quanto visto per la deformata, anche per il carico assiale sugli stralli, nella campata centrale le differenze sono piccole, inferiori al 5%, mentre, nelle campate laterali, un maggiore abbassamento del modello MOD in cui la modifica della sezione viene effettuata nello *Stage*

successivo al getto, genera un maggiore carico assiale agli stralli delle campate laterali (direttamente correlabile con l'incremento di deformata delle stesse). Tale aumento, a sua volta, genera uno spostamento longitudinale delle antenne verso le estremità del ponte, causando invece una riduzione del carico assiale negli stralli di estremità, che sono ancorati alle spalle e non all'impalcato, rispetto al modello base. Questo è visibile dal grafico seguente, che riporta gli spostamenti, sul piano orizzontale, delle antenne ai punti di ancoraggio degli stralli di estremità, allo *Stage* finale.



Figura 3.26 - Spostamenti orizzontali delle antenne allo Stage finale

Per completare lo studio del modello, di seguito si riporta anche il confronto dei momenti flettenti delle travi principali tra i due modelli, per i medesimi *Stage* definiti precedentemente.



Figura 3.27 - Momento flettente delle travi principali dopo la maturazione della prima parte del getto



Figura 3.28 - Momento flettente delle travi principali dopo la maturazione della seconda parte del getto



Figura 3.29 - Momento flettente delle travi principali dopo la maturazione della terza parte del getto



Figura 3.30 - Momento flettente delle travi principali allo Stage finale

L'andamento dei momenti flettenti si rivela coerente con i risultati della deformata e del carico assiale agli stralli, ed è proprio dall'osservazione di tale andamento che si riesce a visualizzare, nella maniera più esplicita possibile, l'effetto dell'aver definito o meno il cambio della sezione nello stesso *Stage* del getto. Infatti, dal confronto nello *Stage* relativo alla maturazione della prima parte del getto si nota come l'applicazione del carico della soletta alle sole campate laterali genera un momento minore quando la sezione è di solo acciaio (MOD) e di conseguenza meno rigida della sezione composta, mentre il momento rimane pressoché invariato nelle sezioni non caricate, ovvero dove entrambi i modelli, presentano una sezione di solo acciaio.

Lo stesso ragionamento può essere applicato al confronto dello *Stage* relativo alla maturazione della seconda parte del getto, dove vi è un momento positivo dovuto al carico (applicato in questo *Stage* alla sola campata principale), ma la sua entità è inferiore quando viene applicato alla sola trave metallica del modello MOD rispetto che all'intera sezione composta del modello GETTO+MOD. Dopodiché questa differenza tra i due modelli si protrae fino allo *Stage* finale, ad indicare che, a seguito delle fasi di getto, il comportamento dei due modelli rimane lo stesso.

3.3 Confronto tra dati numerici e dati sperimentali

Di seguito viene proposto un confronto del modello aggiornato ed ottimizzato con i dati degli spostamenti verticali dell'impalcato e degli sforzi assiali negli stralli, rilevati in varie fasi durante la costruzione del ponte.

3.3.1 Risultati dei rilievi

Durante le fasi di costruzione del ponte è stato possibile rilevarne gli spostamenti verticali dell'impalcato ed i carichi assiali agli stralli in seguito al raggiungimento delle fasi principali di costruzione dell'opera, previste anche nel modello sviluppato.

Dal punto di vista della deformata dell'impalcato sono disponibili i seguenti rilievi:

- 1. Rilievo dell'impalcato metallico su pile provvisorie, senza nessuno strallo;
- 2. Rilievo in seguito al montaggio e prima tesatura (di montaggio) degli stralli, e con predalles applicate;
- 3. Rilievo in seguito all'applicazione della tesatura definitiva degli stralli;
- 4. Rilievo dopo la ritesatura degli stralli centrali;
- 5. Rilievo dell'impalcato in seguito al getto frazionato della soletta;

- 6. Rilievo dopo l'applicazione dei carichi permanenti, al termine della stesa del conglomerato bituminoso;
- 7. Rilievo dopo la ritesatura finale.

Per quanto riguarda i rilievi dei carichi assiali degli stralli, questi sono disponibili per le medesime fasi, tranne che per la prima, dove gli stralli non erano ancora stati installati.

3.3.2 Confronto delle deformate delle travi principali

In seguito alla fase di montaggio della carpenteria metallica, per effetto della sua elevata deformabilità, si è generato un profilo delle travi principali molto particolare (Figura 3.31), ed il cui effetto si ritrova in tutti i rilievi; perciò tutti i confronti sono effettuati in termini relativi, ovvero mediante la differenza della deformata di una fase rispetto alla precedente.



Figura 3.31 - Rilievo dell'impalcato metallico su pile provvisorie e senza stralli.

Per prima cosa vengono mostrati i confronti tra il modello ed il rilievo, in termini di effetti della tesatura di montaggio, della tesatura definitiva e della prima ritesatura. Per questi primi tre confronti si farà riferimento solamente al modello GETTO+MOD, ovvero quello in cui il getto della soletta e la modifica della sezione avvengono nello stesso *Stage*, in quanto gli effetti sono perfettamente coincidenti con il modello MOD, dove la modifica della sezione avviene nello *Stage* successivo a

quello di applicazione del carico dovuto al getto, non essendo ancora stata raggiunta la fase di getto della soletta.



Figura 3.32 - Effetto della tesatura di montaggio in termini di deformata delle travi principali

Per quanto riguarda la tesatura di montaggio si nota subito che l'andamento della deformata del modello, in generale, coglie la deformata del rilievo, tuttavia si presentano importanti differenze, anche dell'ordine dei 5 cm, tra i due andamenti. Questo può essere causato da una serie di incongruenze tra il modello e la struttura reale in termini di fasi di montaggio dei conci metallici e posizionamento delle pile provvisorie. Informazioni più affidabili potranno essere ottenute dai confronti successivi.





Figura 3.33 - Effetto della tesatura definitiva in termini di deformata delle travi principali

Nonostante le differenze rimangano elevate, anche di 7 cm, tuttavia l'andamento del grafico si regolarizza sia per il rilievo che per il modello. Dall'osservazione di questo confronto si percepisce per la prima volta, come verrà ampiamente rappresentato in seguito, che la deformata ottenuta dal modello risulta di maggiore entità rispetto a quella rilevata in cantiere, il che è direttamente correlabile con una maggiore rigidezza mostrata dalla struttura, rispetto al suo corrispettivo numerico.





Figura 3.34 - Effetto della prima ritesatura in termini di deformata delle travi principali

Alla prima ritesatura, dopo aver ritesato gli stralli centrali, nel modello si genera un effetto solo sugli stralli direttamente interessati e su quelli adiacenti, mentre nel rilievo, la ritesatura si ripercuote anche sugli stralli della campata laterale.

Nelle figure successive si propongono i confronti, sempre in termini di deformata, degli effetti del getto della soletta, dell'applicazione dei carichi permanenti e dell'applicazione degli ultimi tre *Stage* di ritesatura degli stralli. Per i confronti successivi si farà riferimento ad entrambi i modelli già citati precedentemente, ovvero GETTO+MOD (carico e modifica della sezione nello stesso *Stage*) e MOD (modifica della sezione nello *Stage* successivo a quello del getto).





A seguito dell'analisi dell'intera fase di getto della soletta, avvenuta nei 6 *Stage* previsti, si nota che il modello MOD, dove la modifica della sezione avviene nello *Stage* successivo al getto, si ha un incremento dello spostamento verticale dell'impalcato nelle campate laterali rispetto al modello GETTO+MOD dove invece il getto e la modifica avvengono nello stesso *Stage*, coerentemente a quanto definito precedentemente.

Considerando anche il rilievo, è possibile vedere che nella campata laterale Nord questo tende a seguire l'andamento del modello MOD con getto e modifica che avvengono in due *Stage* successivi,

-100

mentre nella campata laterale Sud il rilievo sembra essere più aderente al modello GETTO+MOD, in cui getto e modifica avvengono nello stesso *Stage*.







La sovrapposizione dei grafici relativi al modello rappresenta come l'applicazione dei carichi permanenti generi esattamente lo stesso effetto indipendentemente dall'aver considerato il getto della soletta e la modifica delle sezioni in uno o due *Stage* successivi.

Per quanto riguarda il rilievo invece, il suo effetto è inferiore rispetto a quello del modello, suggerendo che in realtà, da come si è già potuto apprezzare dai confronti effettuati nelle prime fasi, a seguito della maturazione della soletta, il ponte risulta più rigido di quanto previsto dal modello.

RILIEVO







Anche allo *Stage* finale, come nel confronto precedente, vediamo come i due modelli si comportano esattamente allo stesso modo quando ne valutiamo l'effetto della tesatura finale.

In termini di rilievo, questo segue in maniera adeguata i dati ottenuti dai modelli, tuttavia presenta dei picchi che il modello non è in grado di cogliere.

Come ultima valutazione viene riportata la deformata delle travi principali allo *Stage* finale, dove per rendere i dati del modello confrontabili con quelli del rilievo, ai primi viene aggiunta una deformata esattamente pari alla differenza tra il progetto costruttivo del ponte, ovvero la livelletta richiesta in fase progettuale, ed il rilievo dell'opera in Figura 3.31, ovvero quello relativo all'impalcato metallico

su pile provvisorie e senza nessuno strallo. In questo modo è stato aggiunto l'effetto delle due cuspidi anche alla deformata ottenuta dal modello.





Figura 3.38 – Confronto delle deformate allo Stage finale

Dal confronto delle deformate allo *Stage* finale si nota un importante scostamento tra i dati del rilievo e quelli ottenuti dai due modelli, soprattutto per la trave destra, ovvero quella afferente alla pista ciclabile, che è anche la più caricata. In entrambi i casi però, il rilievo presenta sempre una deformata inferiore rispetto ai modelli, a rimarcare quanto già detto, ovvero che la struttura reale risulta più rigida di quella modellata.

3.3.3 Confronto in termini di carico assiale degli stralli

Di seguito si andranno ad analizzare i confronti, in termini di carico assiale agli stralli, tra i modelli già visti, ovvero quello in cui il getto della soletta e la modifica della sezione avvengono allo stesso *Stage* (GETTO+MOD) e quello in cui invece le due fasi sono definite in due *Stage* successivi (MOD), ed i dati ottenuti in varie fasi della costruzione mediante il rilievo del carico assiale in tutti e 40 gli stralli, come descritto al Capitolo 3.3.1.

Come già detto, per i primi tre confronti si farà riferimento solamente al modello GETTO+MOD, in quanto l'influenza della fase di getto e modifica della sezione interviene successivamente.





Figura 3.39 - Confronto dei carichi assiali agli stralli dopo la tesatura di montaggio





Figura 3.40 - Confronto dei carichi assiali agli stralli dopo la tesatura definitiva





Figura 3.41 - Confronto dei carichi assiali agli stralli dopo la prima ritesatura

Da un primo confronto si vede che le differenze sono importanti tra i dati rilevati e quelli ottenuti dal modello.

Analizzando i dati in maniera più approfondita si nota che alla tesatura di montaggio, principalmente per gli stralli sulla trave destra, ovvero quella di valle, il modello tende a sovrastimare il carico assiale agli stralli rispetto al rilievo. La differenza media è del 30%, ma arriva in alcuni casi anche al 60%. L'applicazione della tesatura definitiva tende a ridurre questa differenza, soprattutto per gli stralli

della trave destra, dove si arriva a valori medi del 10%.

Riguardo agli stralli della trave sinistra, ovvero quella di monte, possiamo dire che sono meno caricati di quelli di destra, i quali devono sostenere la pista ciclo-pedonale, tuttavia non è possibile individuare una tendenza caratteristica riguardo alle differenze tra modello e rilievo, che rimangono comunque più elevate, con una media del 23%.

L'effetto della prima ritesatura, che riguarda solamente i 4 stralli centrali (DX_10, DX_11, SX_10 e SX_11), è quello di incrementare il carico degli stralli ritesati e degli stralli di estremità ancorati a terra, e di ridurre in piccola parte il carico sugli stralli adiacenti a quelli ritesati.

Successivamente si analizzano le fasi seguenti il getto della soletta, nelle quali viene introdotto anche il secondo modello creato (MOD).







L'applicazione del getto e la modifica della sezione in due *Stage* successivi riesce a ridurre le differenze tra i valori rilevati e quelli ottenuti dai modelli, che passano da una differenza media del 12% per gli stralli sulla trave destra e 17% per gli stralli sulla trave sinistra, ad una differenza media del 9% e 12% relativamente per gli stralli di destra e sinistra del modello MOD. Nonostante il

miglioramento ottenuto, rimangono comunque delle importanti differenze puntuali, soprattutto per gli stralli della trave sinistra, anche dell'ordine del 30%.





Figura 3.43 - Confronto dei carichi assiali agli stralli dopo l'applicazione dei permanenti

L'applicazione dei carichi permanenti genera, come previsto, un incremento globale delle sollecitazioni su tutti gli stralli, tuttavia le differenze tra modello e rilievo rimangono simili ai valori precedenti.





Figura 3.44 - Confronto dei carichi assiali agli stralli allo Stage finale
Allo *Stage* finale si arrivano ad ottenere delle differenze, tra rilievo e modello, dell'ordine del 8% e 17% rispettivamente per gli stralli della trave destra e sinistra per il modello GETTO+MOD, e del 8% e 14% rispettivamente per gli stralli della trave destra e sinistra per il modello MOD. Tali differenze rimangono comunque imputabili alla differenza di rigidezza tra modello e rilievo, apprezzabile al Capitolo 3.3.2.

3.3.4 Considerazioni finali

Dalle analisi dei grafici mostrati e dei modelli creati, si deduce che:

- L'applicazione delle deformazioni come metodo di tesatura dei cavi, e la modellazione degli stralli mediante elementi *Cable* è perfettamente equivalente alla modellazione precedente, date le ridotte dimensioni dell'opera, per la quale non risultano significativi gli effetti di nonlinearità geometrica dei cavi stessi;
- La modifica delle proprietà della sezione in uno *Stage* successivo a quello di applicazione del carico dovuto al getto della soletta genera differenze importanti nella distribuzione dei momenti nelle travi principali a seguito delle tre fasi di getto. Potendosi ritenere che la modellazione in *Stage* successivi del getto e modifica della sezione sia una modellazione più aderente alla realtà, si assume il modello in questione come riferimento per successive analisi. Ciò a maggior ragione a seguito del confronto dei modelli con i dati del rilievo;
- La struttura reale è più rigida di quella modellata, in quanto, in tutte le fasi, presenta degli spostamenti verticali inferiori rispetto a quelli ottenuti dal modello;
- Gli effetti del montaggio delle travi principali si ripercuotono su tutte le fasi successive, tantoché le due cuspidi identificate nel primo rilievo, quello in presenza del solo impalcato metallico su pile provvisorie, risultano visibili nella deformata per tutte le fasi successive;

3.4 Modellazione di scenari senza uno strallo

Lo studio del ponte nello scenario di rimozione di uno strallo, il quale può avvenire in fase di sostituzione o per il danneggiamento dello stesso, risulta preliminare allo studio della "robustezza strutturale", la quale richiede la successiva verifica di resistenza del sistema di strallatura nella nuova configurazione eccezionale, secondo le prescrizioni previste dalla norma.

3.4.1 Determinazione delle sollecitazioni

L'analisi è stata condotta sul modello a fasi costruttive, al quale viene aggiunto uno *Stage* di analisi, nel quale, uno alla volta, vengono rimossi tutti gli stralli per valutarne l'incremento di sollecitazione assiale conseguente. Vengono inoltre presentati gli inviluppi del diagramma del momento flettente sulle travi principali, al fine di osservarne la variazione rispetto alle normali condizioni di esercizio. Di seguito viene riportata la variazione del carico assiale sugli stralli alla rimozione dello strallo DX_19, in corrispondenza del quale, dalle analisi effettuate, si ha che lo strallo DX_18 risulta quello che subisce il maggior incremento di carico (812.22 kN); d'altra parte, lo strallo che presenta il maggior carico in termini assoluti (3300.68 kN) è il DX_19 nel momento in cui viene rimosso lo strallo di estremità adiacente, il DX_20.



Per la nomenclatura degli stralli è possibile fare riferimento alla Figura 3.11.

Figura 3.45 - Incremento di carico assiale, in kN, degli stralli, alla rimozione dello strallo DX_19

Una veloce interpretazione del grafico permette di osservare come alla rimozione dello strallo DX_19, il maggior incremento di carico si ha in corrispondenza degli stralli adiacenti; lo sbilanciamento creato dalla rimozione dello strallo genera un abbassamento nella campata laterale afferente allo strallo rimosso, e per effetto della rigidezza flessionale dell'impalcato, questo genera un minimo innalzamento della metà campata principale adiacente allo strallo rimosso, generando una minima riduzione dello sforzo assiale negli stralli più centrali (DX_11, DX_12 e DX_13). Per quanto riguarda gli stralli relativi alla trave di monte, questi risentono in maniera minima della rimozione dello strallo nel lato opposto.

Il risultato seguente, mostrato in Figura 3.46, rappresenta invece l'inviluppo dei momenti, separatamente per la trave destra e la sinistra, ottenuti in seguito alla rimozione di tutti gli stralli, uno alla volta. La linea tratteggiata rappresenta invece il diagramma dei momenti al termine dell'ultimo *Stage* di analisi del modello comprensivo di tutti gli stralli.



Figura 3.46 - Inviluppo dei momenti flettenti in seguito alla rimozione di uno strallo

Gli incrementi di momento flettente risultano importanti, soprattutto nella campata principale, dove i momenti iniziali, i quali risultavano contenuti per effetto dello schema statico di trave su più appoggi quasi rigidi, presentano un forte incremento, soprattutto quelli positivi, in corrispondenza della rimozione degli stralli della campata principale. D'altronde anche l'incremento di momenti negativi è importante, anche se di minore entità rispetto a quelli positivi, e si verifica nei tratti di campata principale adiacenti a quello relativo allo strallo rimosso, come visibile in Figura 3.47.



Figura 3.47 - Incremento dei momenti flettenti alla rimozione dello strallo DX_11, uno degli stralli centrali della campata principale lato valle

L'effetto della rimozione degli stralli delle campate laterali è essenzialmente simile alla rimozione di uno strallo della campata principale, con la sola differenza che i primi provocano invece un incremento del momento negativo agli appoggi delle antenne, ben visibile dagli inviluppi, e dalla Figura 3.48.



Figura 3.48 - Incremento dei momenti flettenti alla rimozione dello strallo DX_16, uno degli stralli più inclinati, adiacente alle antenne, della campata laterale Nord lato valle

Infine è interessante osservare che nelle campate laterali l'importante incremento di momento negativo è dovuto alla rimozione degli stralli di estremità, come è possibile vedere dalla Figura 3.49.



Figura 3.49 - Incremento dei momenti flettenti alla rimozione dello strallo DX_20, ovvero lo strallo di estremità ancorato alla spalla della campata laterale Nord, lato valle

3.4.2 Verifica degli stralli

Il requisito di robustezza strutturale è definito nella Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019, al Capitolo 2.2.5, come la "*capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali*" che possano causare il collasso di una parte della struttura.

Il concetto di robustezza è strettamente legato all'uso previsto per la costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, nonché alle peculiarità dell'opera; per questo motivo risulta un requisito molto complesso da quantificare attraverso delle prescrizioni progettuali riconducibili a delle sole verifiche numeriche. Più in generale si può dire che questo requisito sia adeguatamente rispettato mediante una corretta concezione della struttura in esame e di ogni suo particolare costruttivo.

La stessa Circolare assume che le verifiche effettuate secondo le prescrizioni previste al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" siano sufficienti a garantire un adeguato livello di robustezza. Tuttavia, per costruzioni di particolare importanza strategica o complessità strutturale, tale livello può essere incrementato mediante il conseguimento di una delle strategie di progettazione previste al Capitolo 2.2.5 del D.M. 17/01/2018, di seguito esposte:

- Progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale;
- Prevenzione degli effetti indotti dall'azione eccezionale, o riduzione della loro intensità;
- Adozione di una tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
- Adozione di una tipologia strutturale in grado di tollerare il danneggiamento localizzato generato dall'azione eccezionale;
- Realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili possibile;
- Adozione di sistemi di controllo attivi o passivi dei fenomeni ai quali la struttura può essere sottoposta.

Nel seguito viene presentata la verifica degli stralli nel rispetto della prima strategia, ovvero viene determinata la capacità resistente degli stralli nei confronti delle azioni eccezionali generate a seguito della rottura di uno strallo, la quale, date le condizioni di esposizione dell'opera, può avvenire, ad esempio, a seguito dell'urto di un'imbarcazione con l'impalcato del ponte.

Il D.M. prevede al Capitolo 3.6 che le azioni eccezionali che si verificano in seguito ad un urto vengano considerate nel progetto, combinate con le altre azioni secondo la regola di combinazione eccezionale espressa nella forma:

Alessandro Genevrini

$$G_1 + G_2 + P + A + \sum_{i} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3.6)

Dove:

- *G*₁ e *G*₂ sono rispettivamente il peso proprio degli elementi strutturali ed i carichi permanenti non strutturali;
- *P* sono le azioni legate ad eventuali presollecitazioni;
- A sono le azioni eccezionali;
- Q_{ki} sono le azioni variabili legate ai sovraccarichi, alla neve, al vento, alla temperatura, e nel caso specifico dei ponti, al traffico veicolare o ferroviario.

In riferimento ai coefficienti di combinazione ψ_{2i} , questi sono definiti per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali, nella Tab. 5.1.VI del Capitolo 5.1.3.14 del D.M., di seguito riportata.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ¥0 di combi- nazione	Coefficiente	Coefficiente Ψ ₂ (valori quasi permanenti)
	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
Azioni da	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)		0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Vento	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
INEVE	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 3.50 - Tab. 5.1.VI contenente i coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

La Figura 3.50 mostra come i valori dei coefficienti di combinazione siano nulli per le azioni legate al traffico, al vento ed alla neve; di conseguenza, la verifica viene condotta in presenza di una sollecitazione negli stralli dovuta al peso proprio degli elementi strutturali del ponte, al peso dei carichi permanenti, ed all'azione eccezionale rappresentata dall'incremento di carico assiale negli stessi per effetto della rimozione di uno degli stralli del ponte.

Ai fini della verifica, per ognuno degli stralli, verrà utilizzata la massima sollecitazione assiale agente tra quelle determinate per ognuno degli scenari riferiti alla rimozione di un solo strallo alla volta.

Le verifiche effettuate faranno riferimento allo Stato Limite Ultimo secondo la EN 1993-1-11. La verifica allo SLU ha lo scopo di garantire che la massima sollecitazione sia inferiore alla resistenza dell'elemento, e viene posta nella forma:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \le 1 \tag{3.7}$$

Dove la resistenza F_{Rd} dell'elemento teso viene assunta pari a:

$$F_{Rd} = min\left\{\frac{F_{uk}}{1,5\gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right\}$$
(3.8)

Dove:

- *F_{uk}* è la resistenza caratteristica a rottura del materiale, assunta pari a 1860 MPa secondo la Tab. 11.3.VIII del D.M. 17/01/2018;
- F_k è il valore caratteristico della resistenza di prova dei componenti tesi, che per stralli composti di trefoli paralleli viene assunto pari a $F_{0,1k}$, ovvero la tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua; quest'ultima risulta pari a 1570 MPa secondo quanto proposto dai risultati delle prove eseguite per i trefoli in esame;
- γ_R viene assunto pari ad 1,00 secondo la tabella 6.2 dell'EN 1993-1-11 in quanto non sono state assunte misure per minimizzare il momento flettente agli ancoraggi;

Definita l'area del singolo trefolo pari a 150 mm², la resistenza F_{Rd} viene calcolata come segue:

$$F_{uk} = 1860 \cdot 150 = 279kN$$

$$F_k = 1570 \cdot 150 = 235,5kN$$

$$F_{Rd} = min\left\{\frac{279}{1,5 \cdot 1,00}; \frac{235,5}{1,00}\right\} = min\left\{186; 235,5\right\} = 186kN$$

In Tabella 3.7 viene mostrato l'esito della verifica ad SLU degli stralli per la combinazione eccezionale.

Nomo Strallo	F_{MAX}	n _{TREFOLI}	F _{Ed}	F _{Rd}	Verifica
Nome Strailo	(kN)		(kN)	(kN)	F_{Ed}/F_{Rd}
SX_20	1784.60	37	48.23	186.00	0.26
SX_19	2499.16	25	99.97	186.00	0.54
SX_18	2455.47	25	98.22	186.00	0.53
SX_17	1019.80	19	53.67	186.00	0.29
SX_16	858.06	19	45.16	186.00	0.24
SX_15	1264.48	19	66.55	186.00	0.36
SX_14	1374.01	25	54.96	186.00	0.30
SX_13	1657.31	30	55.24	186.00	0.30
SX_12	1985.06	25	79.40	186.00	0.43
SX_11	2058.10	30	68.60	186.00	0.37
SX_10	1801.86	30	60.06	186.00	0.32
SX_09	1931.80	25	77.27	186.00	0.42
SX_08	2370.47	30	79.02	186.00	0.42
SX_07	1782.86	25	71.31	186.00	0.38
SX_06	1030.66	19	54.25	186.00	0.29
SX_05	725.84	19	38.20	186.00	0.21
SX_04	1703.07	19	89.64	186.00	0.48
SX_03	2239.24	25	89.57	186.00	0.48
SX_02	2487.22	25	99.49	186.00	0.53
SX_01	1841.50	37	49.77	186.00	0.27
DX_20	2527.24	37	68.30	186.00	0.37
DX_19	3300.68	25	132.03	186.00	0.71
DX_18	2840.88	25	113.64	186.00	0.61
DX_17	1509.19	19	79.43	186.00	0.43
DX_16	1458.10	19	76.74	186.00	0.41
DX_15	2105.11	19	110.80	186.00	0.60
DX_14	2139.47	25	85.58	186.00	0.46
DX_13	2223.61	30	74.12	186.00	0.40
DX_12	2387.46	25	95.50	186.00	0.51
DX_11	2711.99	30	90.40	186.00	0.49
DX_10	2502.72	30	83.42	186.00	0.45
DX_09	2270.29	25	90.81	186.00	0.49
DX_08	2688.64	30	89.62	186.00	0.48
DX_07	2602.24	25	104.09	186.00	0.56
DX_06	1963.43	19	103.34	186.00	0.56
DX_05	1498.77	19	78.88	186.00	0.42
DX_04	2200.65	19	115.82	186.00	0.62
DX_03	2644.32	25	105.77	186.00	0.57
DX_02	3081.70	25	123.27	186.00	0.66
DX 01	2525.90	37	68.27	186.00	0.37

Tabella 3.7 - Verifica ad SLU degli stralli

Come mostrato dalla Tabella 3.7, la verifica risulta soddisfatta per tutti gli stralli.

3.5 Modellazione senza fasi costruttive

Con lo scopo di determinare l'influenza che le fasi costruttive hanno sui parametri modali del ponte strallato in esame, si procede con la realizzazione di un modello equivalente dal quale si escludono le fasi costruttive dell'opera, da confrontare con il modello analizzato in precedenza.

L'analisi si basa sul confronto dei parametri modali, ovvero dei parametri dinamici caratteristici del ponte, una sorta di "impronta digitale", i quali, dipendendo direttamente dalla massa e dalla rigidezza dello stesso, permettono di apprezzare la differenza, nel comportamento del ponte, introdotta mediante la modellazione delle fasi di realizzazione dello stesso.

Infine si andranno a confrontare i modelli definiti in precedenza, con e senza fasi costruttive, in termini di parametri modali numerici, determinati dal software, e sperimentali, misurati mediante l'Analisi Modale Operativa condotta durante le operazioni di collaudo.

3.5.1 Determinazione dei parametri modali

La determinazione dei parametri modali di una struttura, quali le sue frequenze naturali¹³ associate ai modi di vibrare, e i fattori di smorzamento, avviene per mezzo dell'Analisi Modale, la quale consiste nello studio del comportamento dinamico di un sistema quando sottoposto ad una vibrazione; questo può avvenire, nelle strutture civili, per effetto del vento e del sisma, e più specificatamente per i ponti, per l'effetto dinamico dei carichi da traffico.

Facendo riferimento al caso più generale di un sistema ad *n* gradi di libertà, l'equazione del moto può essere condensata nella forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{M}\mathbf{1}a_{g}(t)$$
(3.9)

Indicando con u(t) il vettore contenente gli *n* spostamenti generalizzati del sistema, rispetto al sistema di riferimento locale, e rispettivamente le velocità e le accelerazioni; **M**, **C**, **K** sono le Matrici di Massa, Smorzamento e Rigidezza del sistema, matrici *nxn*, simmetriche e definite positive; infine l' $a_g(t)$ rappresenta l'accelerazione al suolo, rispetto al sistema di riferimento assoluto, la quale è moltiplicata per un vettore unitario **1**.

¹³ intervallo di tempo che il sistema impiega per compiere un'oscillazione completa secondo una configurazione deformata affine al modo di vibrare associato

Considerando per semplicità un sistema libero non smorzato, si ipotizza che il moto possa essere rappresentato da una funzione data dal prodotto di un vettore costante $\{\phi\}$, ed una funzione scalare λ del tempo:

$$\mathbf{u}(t) = \{\phi\} e^{\lambda t} \tag{3.10}$$

In questo modo il sistema dinamico ammette soluzione se e solo se:

$$\det\left(\lambda^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}\right) = \mathbf{0} \tag{3.11}$$

Quest'ultimo rappresenta un problema agli autovalori, il quale ammette come soluzione *n* autocoppie di autovalori reali $\lambda^2_{(i)}$ associati ai corrispondenti autovettori $\{\phi^{(i)}\}$, i quali esprimono la forma geometrica dei modi di vibrare del sistema in assenza di forzante.

In questo modo, l'equazione (3.11), ammette soluzione nella forma:

$$\lambda_{(i)1,2} = \pm i\omega_i \qquad \omega_i \in \Re \tag{3.12}$$

Dove gli *n* valori di ω_i rappresentano le pulsazioni del sistema, altrimenti descritte con la formula:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \tag{3.13}$$

che a loro volta sono correlabili con le frequenze proprie del sistema:

$$f_i = 2\pi\omega_i \tag{3.14}$$

L'introduzione della Matrice di Smorzamento C avviene in genere con un approccio semplificato; il più adottato è quello proposto da $Rayleigh^{14}$.

La modalità operativa utilizzata dal software è esattamente quella descritta, dove la risoluzione avviene per mezzo di uno schema di integrazione delle equazioni del moto attraverso un procedimento iterativo secondo il *Metodo di Newton-Raphson*, o *Metodo delle Tangenti*, nel quale la curva che rappresenta la soluzione viene approssimata mediante la tangente locale alla curva stessa.

3.5.2 Studio dell'influenza delle fasi costruttive sui parametri modali

Il modello del ponte senza fasi costruttive è composto di tutti gli elementi, i carichi e le sezioni caratteristici al termine dell'ultima delle fasi costruttive, ovvero al termine della costruzione.

$$C = \alpha M + \beta K$$

¹⁴ Esso assume una forma della Matrice di Smorzamento tale che risulti diagonalizzata sulla base della stessa trasformazione che diagonalizza $\mathbf{M} \in \mathbf{K}$. In generale la sua espressione è del tipo:

dove i termini α e β sono direttamente correlati al fattore di smorzamento ed alla pulsazione dei modi con frequenza più alta e più bassa nel campo di interesse.

Con lo scopo di raffinare la modellazione per ricreare una distribuzione di masse e rigidezze più veritiera, la soletta è stata modellata mediante l'utilizzo di elementi *Shell*, ovvero degli elementi bidimensionali in grado di cogliere il comportamento a lastra e a piastra della soletta di impalcato nei confronti delle azioni che agiscono nel piano e fuori dal piano della soletta, rispettivamente. Una rappresentazione del modello utilizzato viene presentata nella Figura 3.51.



Figura 3.51 - Vista assonometrica del modello del ponte senza fasi costruttive

Quindi si procede alla definizione di un *Load Case* di analisi in cui viene impostata un'analisi nonlineare che considera anche gli effetti *P-Delta*, ma senza le fasi costruttive, dove vengono definiti tutti i carichi agenti sulla struttura al termine della sua costruzione, quali il peso proprio, il carico della soletta, i carichi permanenti, ed i tiri applicati agli stralli, sempre mediante l'utilizzo di una deformazione imposta. Il carico assiale agli stralli è stato determinato con il già citato metodo degli spostamenti target (*Zero Displacement Method*), come descritto al Capitolo 2.4.2.3.

Le analisi modali verranno condotte a valle dell'analisi statica non-lineare di ognuno dei modelli, ovvero si andrà ad impostare come condizione iniziale, per l'analisi modale, la struttura analizzata al termine della precedente analisi non-lineare: in questo modo l'analisi modale, la quale dipende fortemente dalla rigidezza della struttura, potrà essere effettuata considerando la rigidezza raggiunta dal ponte a seguito dell'applicazione di tutti i carichi, nel caso del modello senza fasi costruttive, ed a seguito dell'analisi di tutti gli *Stage* di costruzione, per il modello a fasi costruttive.

Load Case Name —	28		Not	es	Load Case Type	
VARO_TOTALE	Set D	ef Name	1	dodify/Show	Static	▼ Design
Initial Conditions					- Analysis Type	
 Zero Initial Con 	ditions - Start fro	m Unstressed	d State		C Linear	
C Continue from 9	State at End of N	Ionlinear Cas	eΓ	-	Nonlinear	
Important Note	Loads from this current case	s previous ca	ase are	included in the	C Nonlinear Stage	d Construction
Modal Load Case —					│ │	Parameters
All Modal Loads Ap	plied Use Mode	s from Case	N	10DALE 👻	C None	
					P-Delta	
Loads Applied					C P-Delta plus Large	Displacements
Load Type	Load Name	Scale Fac	ctor			
Load Patterr	PESU_PRUI	1.				
Load Pattern	SOLETTA	1.	^	Add		
Load Pattern	PERMANENTI	1.				
Load Pattern	STR_01 STR_02	1.6214		Modiry		
Load Pattern	STR_03	1.6874		Delete		
Load Pattern	STR_04	1.7094				
Load Fattern	STR_05	2.3423				
Other Parameters —				Modifu/Show	0	K
Other Parameters — Load Application	Full	Load		inodily/onorm		
Other Parameters — Load Application Results Saved	Full Final S	Load tate Only	- [Modify/Show	Car	ncel

Figura 3.52 - Caratteristiche del Load Case utilizzato per l'analisi del modello senza le fasi costruttive

Load Case Name		Notes	Load Case Type	
MODALE	Set Def Name	Modify/Show	Modal	💌 Design
Stiffness to Use			Type of Modes	
C Zero Initial Conditions - L	Instressed State		Eigen Vectors	
 Stiffness at End of Nonlin 	near Case	VARO_TOTAL -	C Ritz Vectors	
Important Note: Loads in the c	from the Nonlinear (surrent case	Case are NOT included		
Number of Modes				
Maximum Number of Mo	odes	100		
Minimum Number of Mo	des	1		
Loads Applied				
Show Advanced Load	Parameters			
Other Parameters				
Frequency Shift (Center)		0.		_
Cutoff Frequency (Radius)		0.		
Convergence Tolerance		1.000E-09	Canc	el
Allow Automatic Frequer	ocu Shifting			

Figura 3.53 - Load Case utilizzato per l'analisi modale del modello senza fasi costruttive

I risultati dell'analisi modale vengono confrontati in termini di frequenza associata ai vari modi e di correlazione tra le forme modali.

Nella Tabella 3.8 vengono riassunte le frequenze e le forme modali caratteristiche dei primi dieci modi identificati dal modello con fasi costruttive, mentre nella Tabella 3.9 vengono presentati il numero del modo e la frequenza dei modi di vibrare del modello senza fasi costruttive corrispondenti ai modi identificati dal modello precedente. Infine in Figura 3.54 vengono presentati sotto forma grafica i risultati del confronto modale tra i due modelli.

Modello con fasi costruttive								
Modo n°	Periodo s	Frequenza Hz	Тіро					
1	1.283	0.780	PRIMO FLESSIONALE IMPALCATO					
2	1.123	0.891	TRASLAZIONE UX					
3	1.038	0.963	PRIMO TORSIONALE IMPALCATO					
4	0.965	1.036	ROTAZIONE RZ RISPETTO AD ASSE IMPALCATO					
5	0.854	1.171	TRASLAZIONE UY					
6	0.774	1.292	SECONDO FLESSIONALE TRAVE DI VALLE (CAMPATE LATERALI DISCORDI)					
7	0.698	1.433	ROTAZIONE RZ RISPETTO ALLE ANTENNE					
8	0.671	1.490	SECONDO TORSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI DISCORDI)					
9	0.619	1.616	TERZO FLESSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI DISCORDI)					
10	0.579	1.728	SECONDO FLESSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI CONCORDI)					

Tabella 3.8 - Frequenze proprie e modi di vibrare dei primi 10 modi del modello con fasi costruttive

Modello senza fasi costruttive							
Modo	Periodo	Frequenza	Tine				
n°	S	Hz	Tipo				
1	1.230	0.813	PRIMO FLESSIONALE IMPALCATO				
2	1.108	0.903	TRASLAZIONE UX				
3	0.938	1.055	PRIMO TORSIONALE IMPALCATO				
4	0.892	1.120	ROTAZIONE RZ RISPETTO AD ASSE IMPALCATO				
5	0.825	1.211	TRASLAZIONE UY				
6	0.779	1.284	SECONDO FLESSIONALE TRAVE DI VALLE (CAMPATE LATERALI DISCORDI)				
18	0.535	1.870	ROTAZIONE RZ RISPETTO ALLE ANTENNE				
11	0.643	1.556	SECONDO TORSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI DISCORDI)				
14	0.614	1.628	TERZO FLESSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI DISCORDI)				
17	0.577	1.734	SECONDO FLESSIONALE IMPALCATO (CAMPATE LATERALI CONCORDI)				

Tabella 3.9 - Numero del modo e frequenze proprie dei modi di vibrare del modello senza fasi costruttive



Figura 3.54 - Confronto tra le frequenze dei primi 10 modi di vibrare. Le barre di errore si riferiscono ad un errore del 2%.







Figura 3.55 - Rappresentazione delle dieci forme modali identificate con il modello senza fasi costruttive

Per ottenere una migliore rappresentazione del grado di correlazione tra due diverse forme modali, dei modelli appena proposti, si procede definendo il *Modal Assurance Critrion* (MAC):

$$MAC(i,j) = \frac{\left|\varphi_{i}^{T}\varphi_{j}\right|^{2}}{\left(\varphi_{i}^{T}\varphi_{i}\right)\left(\varphi_{j}^{T}\varphi_{j}\right)}$$
(3.15)

Dove il vettore ϕ rappresenta la forma modale relativa ai modi *i* e *j*. Generalmente i due modi appartengono a due modelli differenti, oppure uno dei due è determinato sperimentalmente ed uno

numericamente, tuttavia è possibile determinare anche la correlazione che intercorre tra i modi di vibrare di uno stesso modello: in questo caso il criterio assume il nome di *AutoMAC*.

Questo indice fornisce la deviazione standard tra due sistemi di Autovettori, ovvero i vettori rappresentanti i modi di vibrare, associati agli Autovalori, ovvero le pulsazioni del sistema, ottenuti dalla risoluzione del problema agli Autovalori tipico dell'analisi modale, presentato dalla (3.11). Il valore della *MAC* varia tra 0 ed 1, dove lo 0 indica l'ortogonalità dei due vettori, mentre l'1 ne indica la coincidenza.

uttive	0.78 Hz	99.857	0.001	0.030	0.000	0.183	0.001	0.114	0.000	0.059	0.000
	0.89 Hz	0.008	99.843	0.010	19.155	0.007	78.449	0.000	9.787	0.000	0.401
	0.96 Hz	0.314	0.019	99.832	0.187	78.172	0.003	0.803	0.029	0.358	0.002
ostr	1.04Hz	0.001	9.435	46.703	49.628	41.137	0.736	0.938	22.180	0.013	3.650
Modello con fasi c	1.17 Hz	0.383	0.014	83.862	0.936	97.928	0.057	9.059	0.528	1.134	0.032
	1.29 Hz	0.000	58.726	0.004	1.255	0.003	96.027	0.000	11.909	0.000	0.071
	1.43 Hz	0.468	0.002	21.191	0.007	2.048	0.001	25.633	0.001	40.917	0.003
	1.49 Hz	0.000	15.361	0.006	29.499	0.004	0.885	0.011	99.416	0.015	0.143
	1.62 Hz	0.013	0.007	0.166	0.010	1.216	0.000	1.854	0.046	99.534	0.012
	1.73 Hz	0.000	0.602	0.001	8.253	0.002	0.070	0.015	0.017	0.018	99.875
		0.81 Hz	0.90 Hz	1.07 Hz	1.12 Hz	1.21 Hz	1.28 Hz	1.87 Hz	1.56 Hz	1.63 Hz	1.73 Hz

Modello senza fasi costruttive

Tabella 3.10 - MAC relativa ai modi identificati dai due modelli con e senza fasi costruttive

Dall'interpretazione della *MAC* si osserva come la corrispondenza tra i modi identificati dal modello con fasi costruttive e quello senza fasi costruttive sia ottima, tranne che per il quarto modo, per il quale la frequenza del modello senza fasi costruttive risulta decisamente più elevata, mostrando una maggiore rigidezza di quest'ultimo modello. Tuttavia, questa differenza può essere imputata alla modellazione della soletta mediante elementi *Shell*, la quale risulta molto più rigida nel proprio piano rispetto alla modellazione semplificata del modello con fasi costruttive; perciò, la maggiore rigidezza della soletta si ripercuote in un aumento della frequenza del quarto modo, il quale, essendo caratterizzato da una rotazione dell'impalcato rispetto al suo asse centrale, è fortemente influenzato dall'aumento di rigidezza della soletta nel proprio piano.

Lo stesso ragionamento può essere applicato al settimo modo del modello con fasi costruttive, il quale va ad impegnare in maniera ancora maggiore la rigidezza della soletta nel suo piano, e che perciò è stato identificato tra i modi superiori del modello senza fasi costruttive in quanto la sua frequenza risulta molto più elevata del suo corrispondente.

3.5.3 Confronto dei parametri modali con l'Analisi Modale Operativa

Da ultimo si procede con il confronto dei parametri modali ottenuti dal modello senza fasi costruttive con quelli ottenuti a seguito dell'*Analisi Modale Operativa* del ponte, realizzata a completamento delle operazioni di collaudo.

3.5.3.1 Generalità sull'identificazione dinamica

L'identificazione dinamica rappresenta il collegamento tra la fisica di un sistema dinamico, rappresentato da una generica struttura dell'ingegneria, e l'idealizzazione dello stesso mediante un modello matematico, il quale può essere creato a partire da una serie di dati sperimentali. L'identificazione rappresenta un approccio sperimentale il quale, diversamente dall'approccio analitico, dove sono l'*input* e la struttura ad essere noti, si basa sulla misura dell'*input* e dell'*output* per poter conoscere la struttura.



Figura 3.56 - Rappresentazione schematica del concetto di identificazione dinamica

L'analisi modale rappresenta un approccio di identificazione di un sistema, basato sulla determinazione dei suoi parametri modali: frequenze, smorzamenti e forme modali, i quali possono essere visti come una sorta di "impronta digitale" della struttura, in quanto dipendono solamente dalle sue caratteristiche intrinseche (massa, smorzamento, vincoli) e non dall'entità o dal tipo di carico applicato, perciò se non intervengono modificazioni della struttura, ad esempio dovute al danneggiamento, il comportamento della stessa rimane inalterato

Le tecniche di analisi modale stanno trovando una sempre maggiore applicazione nel campo dell'ingegneria strutturale; infatti, nonostante le crescenti capacità dei software di realizzare modelli sempre più complessi, molto spesso le proprietà dinamiche calcolate mediante un'analisi agli elementi finiti differiscono da quelle effettive della struttura, e questo principalmente è dovuto al fatto che gli elementi finiti hanno il compito di discretizzare la struttura; inoltre bisogna tener conto del fatto che la geometria effettiva della struttura può differire da quella prevista nel modello e che, nonostante massa e rigidezza possano essere facilmente valutabili una volta note le proprietà dei

materiali e le caratteristiche delle sezioni, lo smorzamento risulta molto più complesso da determinare, in quanto esso è legato anche ad una serie di meccanismi che non è semplice modellare analiticamente, quali l'apertura e chiusura delle fessure, o l'interazione con gli elementi non-strutturali.

L'identificazione dinamica fa rifermento a due tipologie di sistemi.

La prima tipologia è rappresentata dai sistemi *Input-Output*, i quali permettono di ricavare informazioni sia sull'eccitazione che sulla risposta del sistema stesso. In questo caso il metodo di analisi di un sistema è rappresentato dall'*Analisi Modale Sperimentale (EMA)*, la quale si basa sulla conoscenza dell'eccitazione in ingresso per l'identificazione della struttura.

La seconda tipologia è rappresentata dai sistemi di tipo *Output-only*, ovvero che non prevedono la misura dell'eccitazione in *input*. Questo la rende particolarmente adeguata a strutture di grandi dimensioni, come i ponti, non necessitando di alcun macchinario che debba produrre una forzante di entità sufficiente, ma basandosi solamente sull'eccitazione ambientale provocata dall'ambiente circostante e dai carichi di esercizio dell'opera stessa, a patto che il periodo di identificazione sia abbastanza ampio da poter associare l'eccitazione esterna ad un rumore bianco. L'identificazione condotta in queste condizioni prende il nome di *Analisi Modale Operativa (OMA*).

3.5.3.2 Analisi Modale Operativa della struttura

In riferimento alla struttura oggetto di studio, sono state eseguite una serie di prove dinamiche di vibrazione ambientale (OMA) nei giorni 11 e 12 ottobre 2019. Le prove sono state eseguite dall'Università Politecnica delle Marche nell'ambito delle operazioni di collaudo statico del ponte "Filomena Delli Castelli".

La prova del giorno 11 ottobre è stata effettuata sul ponte scarico, ed i risultati sono stati eletti a riferimento per le prove effettuate nel giorno successivo, in concomitanza del collaudo.

Tralasciando i valori rilevati durante il collaudo, i quali mostrano una diminuzione della frequenza per effetto dell'incremento di massa generato dai carchi del collaudo, del quale non si è trattato nel presente lavoro, si vanno di seguito ad esporre i risultati, in termini di frequenza, smorzamento e forme modali dei sei modi identificati dall'*Analisi Modale Operativa* in condizioni di ponte scarico.



160



Figura 3.57 - Forme modali dei primi sei modi identificati dall'Analisi Modale Operativa

Analisi Modale Operativa								
Modo	٤	Frequenza	Tipo					
n°	%	Hz	P *					
1	0.96	0.85	PRIMO FLESSIONALE IMPALCATO					
2	0.92	1.15	PRIMO TORSIONALE IMPALCATO					
3	1.04	1.31	SECONDO FLESSIONALE IMPALCATO					
4	0.88	1.77	SECONDO TORSIONALE IMPALCATO E CAMPATA LATERALE NORD					
5	0.58	1.78	SECONDO TORSIONALE IMPALCATO E CAMPATA LATERALE SUD					
6	1.02	1.95	TERZO FLESSIONALE IMPALCATO					

Tabella 3.11 - Riepilogo dei sei modi identificati dall'Analisi Modale Operativa

Facendo riferimento alla Tabella 3.9 dove sono riassunti i parametri modali dei modi di vibrare del modello senza fasi costruttive, ed in riferimento alla Tabella 3.11, si andrà di seguito ad effettuare un confronto tra i risultati sperimentali e quelli numerici in termini di frequenze modali.

Il Ponte Filomena Delli Castelli

Modo n°	Тіро	NUMERICO (MOD. TOTALE)	SPERIMENTALE (OMA)
1	PRIMO FLESSIONALE	0.813	0.850
2	PRIMO TORSIONALE	1.055	1.150
3	SECONDO FLESSIONALE	1.284	1.310
4	SECONDO TORSIONALE 1	1.556	1.770
5	SECONDO TORSIONALE 2		1.780
6	TERZO FLESSIONALE	1.628	1.950

Tabella 3.12 - Confronto delle frequenze modali tra i risultati dell'*Analisi Modale Operativa* ed il modello senza fasi costruttive



Figura 3.58 - Confronto delle frequenze modali tra i risultati dell'*Analisi Modale Operativa* ed il modello senza fasi costruttive

Dall'analisi della Tabella 3.12 e del Figura 3.58 in cui viene mostrato il confronto delle frequenze modali si evince in primo luogo la somiglianza dei modi di vibrare identificato come quarto e quinto modo; tuttavia dall'analisi delle forme modali si può osservare come la differenza tra i due secondi modi torsionali identificati dall'*Analisi Modale Operativa* consista in realtà semplicemente nell'oscillazione della campata laterale, come visibile dalla Figura 3.57. Un modo con caratteristiche simili viene identificato dal modello, tuttavia quest'ultimo presenta una contemporanea oscillazione di entrambe le campate laterali.

In secondo luogo è perfettamente visibile come l'incremento del modo di vibrare generi una sempre crescente differenza tra le frequenze numeriche e quelle sperimentali, le quali presentano sempre dei

valori superiori alle prime. Quest'ultima precisazione, in accordo con quanto detto al Capitolo 3.3, permette di osservare ulteriormente che, a parità di massa del ponte tra il modello numerico e la struttura reale, quest'ultima risulta più rigida dell'analogo numerico, essendo la deformata numerica inferiore a quella sperimentale (la deformata è inversamente proporzionale alla rigidezza del sistema); e la frequenza numerica maggiore di quella sperimentale (la frequenza è direttamente proporzionale alla rigidezza del sistema).

A completamento di quanto detto, in Tabella 3.13 viene presentata la *MAC* tra i modi identificati dall'*Analisi Modale Operativa* ed i corrispondenti del modello senza fasi costruttive.

	Modello senza fasi costruttive									
		0.81 Hz	1.06 Hz	1.28 Hz	1.56 Hz	1.56 Hz	1.63 Hz			
	1.95 Hz	0.018	0.080	0.003	0.002	0.002	59.688			
	1.78 Hz	0.028	3.737	1.901	63.705	63.705	30.969			
0	1.77 Hz	0.495	4.518	2.706	59.253	59.253	16.738			
I A	1.31 Hz	1.421	0.122	89.288	2.065	2.065	2.319			
	1.15 Hz	0.074	98.927	0.494	1.827	1.827	0.184			
	0.85 Hz	96.790	4.260	2.161	0.052	0.052	0.490			

Tabella 3.13 - MAC relativa ai modi identificati dall'Analisi Modale Operativa

La corrispondenza dei primi tre modi risulta ottima, anche se decrescente all'aumentare del numero del modo, mentre per il quarto e quinto modo, ovvero i due modi identificati come secondi torsionali, differenti tra loro solamente per l'oscillazione della campata laterale, risultano correlati tra loro, come mostrato da valori della *MAC* intorno al 60 % in corrispondenza di questi ultimi. Infine, l'importante differenza di frequenza nel terzo modo flessionale dell'impalcato genera valori della *MAC* relativamente bassi: ulteriore sintomo della differenza di rigidezza tra il modello e la struttura reale. I valori molto bassi al di fuori della diagonale indicano una mancanza di correlazione tra i vari modi, perciò in generale è possibile osservare che la corrispondenza tra il modello numerico e la struttura reale, in termini di comportamento dinamico, risulta buona.

4 CONCLUSIONI

I ponti strallati hanno subito negli ultimi sessant'anni una forte crescita, grazie allo sviluppo tecnologico nel campo dei materiali da costruzione e delle tecniche costruttive, garantendo un incremento dell'affidabilità strutturale di questa tipologia, caratterizzata da una serie di aspetti peculiari legati alla deformabilità degli stralli ed alle modalità costruttive, per cui la modellazione diventa fondamentale e di particolare complessità.

Nella prima parte è stata affrontata una panoramica sull'evoluzione e sulle principali caratteristiche dei ponti strallati, presentandone le principali peculiarità in termini di disposizione, comportamento e modalità costruttive degli elementi strutturali. Sono stati inoltre approfonditi l'importanza dello studio delle fasi costruttive, argomento di fondamentale rilevanza per strutture che per loro dimensioni necessitano della definizione di un procedimento costruttivo adeguato, e lo studio dei metodi per la determinazione del carico assiale da applicare agli stralli nelle fasi di tesatura, basati sul raggiungimento di una configurazione target dello stato tenso-deformativo.

Nella seconda parte è stato illustrato il caso studio di un ponte strallato di recente costruzione con impalcato ed antenne a sezione composta acciaio-calcestruzzo, di cui sono stati esaminati mediante una modellazione ad elementi finiti ed analisi di tipo non-lineare le modalità di tesatura, le fasi costruttive e la modellazione degli stralli.

Le analisi effettuate nel presente lavoro hanno permesso di giungere ad una serie di interessanti conclusioni.

Per prima cosa è stata validata l'affidabilità dello *Zero-Displacement Method* per la determinazione della configurazione iniziale degli stralli, basato sul controllo della geometria dell'impalcato in termini di abbassamento delle travi principali e spostamento orizzontale delle antenne.

In secondo luogo, è stato osservato che l'elevata flessibilità dell'impalcato prima del getto e le esigenze di cantiere per il varo della carpenteria metallica hanno reso complessa la modellazione delle fasi costruttive. Tuttavia, il monitoraggio del carico assiale negli stralli e dell'abbassamento delle travi avvenuto durante le principali fasi di realizzazione della struttura ha permesso, a seguito di numerosi confronti, di osservare una buona corrispondenza tra i dati numerici e le misure sperimentali.

Inoltre, viene effettuata la verifica di robustezza strutturale, con esito positivo, del sistema di strallatura in seguito ad un'azione eccezionale rappresentata dalla rimozione di uno strallo.

Infine, lo studio delle caratteristiche modali della struttura ha permesso di evidenziare che le fasi costruttive influiscono minimamente sul comportamento dinamico della struttura finita e che la modellazione della soletta mediante elementi *Shell* permette di cogliere in misura maggiore l'elevata rigidezza dell'impalcato evidenziata dai risultati dell'Analisi Modale Operativa.

RINGRAZIAMENTI

Non posso che iniziare ringraziando Federica, per la pazienza con cui ha sopportato di essere privata del tempo libero che avremmo potuto passare insieme.

Ringrazio la mia famiglia, perché senza il loro fondamentale contributo economico ed affettivo non sarei riuscito a portare a termine questo importante percorso.

Ringrazio i "colleghi" dell'università, poiché anche un solo gesto od una parola sono stati fondamentali per affrontare questi sei lunghi anni. In particolare ringrazio Simone, Alberto ed Andrea, coi quali ho condiviso i vari progetti svolti; i confronti e le discussioni con loro sono stati di fondamentale importanza per la mia crescita accademica, e spero in futuro, anche professionale.

Ringrazio l'Ingegner Raoul Davide Innocenzi per la passione, puntualità e cordialità con cui mi ha seguito durante questo lungo periodo di tirocinio e preparazione della tesi; un esempio da seguire.

Ringrazio infine il Professor Dezi ed il Professor Gara che mi hanno permesso di addentrarmi in un tema così affascinante quanto complesso, quali sono i ponti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Arici, M., Granata, M.F., Margiotta, P. & Recupero, A. (2011). *La sequenza di tesatura nella costruzione dei ponti strallati con impalcato misto acciaio-calcestruzzo*. XXIII Giornate Italiane delle Costruzioni in Acciaio, Napoli, 675-682.
- [2] Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (Sétra). (2002). *Cable stays: Recommendations of French interministerial commission of Prestressing*. Bagneux, France.
- [3] Chen, D.W., Au, F.T.K., Tham, L.G., & Lee, P.K.K. (2000). Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profile using the force equilibrium method. *Computer and Structures* 74, 1-9.
- [4] Computer & Structures, Inc. (March 2010). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, CA, USA.
- [5] De Matteis, D., Chauvel, G., Cordier, N., Corfdir, P., Leconte, R., Le Faucheur, D. & Léglise, R. (2010). Steel-Concrete composite bridges: Sustainable design guide. Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (Sétra).
- [6] Dezi, L., Leoni, G. & Tarantino, A.M. (1998). Creep and shrinkage analysis of composite beams. *Progress in Structural Engineering and Materials 1*(2), 170-177.
- [7] D.M. 17 gennaio 2018, n.8 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".
- [8] EN 1993-1-11: Design of steel structure Design of structures with tension components
- [9] Fabbrocino, G., Rainieri, C. & Verderame, G.M. (2007, Giugno). *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*, Giornata di Studio "Controllo e monitoraggio di edifici in Calcestruzzo Armato: il caso-studio di Punta Perotti, Bari.
- [10] Gimsing, N.J. & Georgakis, C.T. (2012). *Cable supported bridges: concept and design* (3rd ed.). Chichester UK:John Wiley and Sons.
- [11] Giusti, D., Sgambi, L. & Bontempi, F. (2004, Novembre). Influenza delle fasi costruttive sulle caratteristiche strutturali di un ponte sospeso di grande luce. Atti del Congresso CTE, Bari.
- [12] Granata, M.F., Margiotta, P., Arici, M. & Recupero, A. (2012). Construction stages of cablestayed bridges with composite deck. *Bridge Structures* 8, 93-106.
- [13] Leonhardt, F. & Zellener, W. (1980). Cable-stayed bridges. IABSE Periodica, 2, 21-48.

- [14] Longo, G. (2016). La sequenza di tesatura nei ponti strallati metallici di grande luce costruiti per sbalzi successivi. Bando di concorso Seminario internazionale CIAS, Lisbona.
- [15] Magalhães, F., Caetano, E., Cunha, A., Flamand, O. & Grillaud, G. (2012). Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies. *Engineering Structures* 45, 372-384.
- [16] Mezzina, M., Raffaele, D., Uva, G. & Marano, G.C. (2017). *Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato* (1st ed.). Torino: Città Studi Edizioni.
- [17] Nuti, E. (2019). *Monitoraggio dinamico di un ponte strallato*. Bando di concorso Premi di laurea per tesi universitarie CIAS, Roma.
- [18] Petrangeli, M.P. (1996). Progettazione e costruzione di ponti, con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti (4th ed.). Milano: Masson.
- [19] Podolny, W. & Scalzi, J.B. (1986). *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges* (2nd ed.). Hoboken, NJ: John Wiley and Sons.
- [20] Simiu, E. & Yeo, D. (2019). *Wind effects on structures: modern structural design for wind* (4th ed.). Hoboken, NJ: John Wiley and Sons.
- [21] Tessari, A. (2015). Attrezzature e tecniche costruttive per ponti di calcestruzzo armato gettati in opera. Unpublished master's thesis, Università degli studi di Padova, Padova, Italia.
- [22] Theodorsen, T. (1935). General theory of aerodynamic instability and the mechanism of flutter. *National Advisory Committee for Aeronautic Report 496*.
- [23] Virolgeux, M. (1999). Recent evolution of cable-stayed bridges. *Engineering Structures*, 21, 737-755.
- [24] Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P. & Klein, J.F. (1999). *Cable stayed bridges* (2nd ed.). London: Thomas Telford.
- [25] Wang, P.H., Tang, T.Y., & Zheng, H.N. (2004). Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. *Computer and Structures* 82, 329-346.
- [26] Wang, P.H., Tseng, T.C. & Yang, C.G. (1993). Initial Shape of Cable-Stayed Bridges. *Computer and Structure* 46, 1095-1106.
- [27] Xiao, R., Jia, L., Song, X. & Xiang, H. (2001, January). Influence matrix method of cable tension optimization for long span cable-stayed bridges. IABSE Conference on cablesupported bridges, Seoul.