

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento

Relatore

Prof. Gabriele Bertagnoli

Candidato

Diego Fratarcangeli

Alla mia famiglia.

A me stesso.

Sommario

SOMMARIO	I
INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1 IL MONITORAGGIO STRUTTURALE	5
1.1 EVOLUZIONE STORICA DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE.....	6
1.2 L'ARCHITETTURA DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE.....	6
1.3 INDIVIDUAZIONE DEL DANNO	7
1.4 IL PROCESSO DI MONITORAGGIO	8
1.5 ESEMPI DI SISTEMI DI MONITORAGGIO	9
1.5.1 GPS.....	10
1.5.2 Interferometria radar terrestre	10
1.5.3 Accelerometri	12
1.5.4 Sensori a fibra ottica	13
1.5.5 Inclinometri MEMS.....	17
1.6 MONITORAGGIO STRUTTURALE CON INCLINOMETRI.....	19
CAPITOLO 2 DESCRIZIONE DEL PONTE OGGETTO DI STUDIO	23
2.1 PONTI A TRAVATA: GENERALITÀ	23
2.2 CASO STUDIO.....	26
2.3 SISTEMA DI MONITORAGGIO	28
2.4 PROVE DI CARICO.....	30
2.4.1 Prova di carico con mezzi leggeri.....	30
2.4.2 Prova di carico con mezzi pesanti.....	31
2.4.3 Misurazioni	31

CAPITOLO 3 COSTRUZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	33
3.1 MODELLO "SEMPLIFICATO"	33
3.1.1 Geometria	34
3.1.2 Sistema di riferimento.....	36
3.1.3 Armatura	37
3.1.4 Materiali	45
3.1.5 Condizioni di vincolo	54
3.1.6 Mesh.....	55
3.1.7 Carichi.....	56
3.1.8 Analisi lineare.....	59
3.1.9 Analisi non lineare	62
3.2 MODELLO COMPLETO.....	65
3.2.1 Geometria	65
3.2.2 Sistema di riferimento.....	66
3.2.3 Armatura	67
3.2.4 Materiali	74
3.2.5 Condizioni di vincolo	74
3.2.6 Mesh.....	75
3.2.7 Carichi.....	76
3.2.8 Analisi non lineare	78
3.2.9 Analisi non lineare con modellazione dell'attrito all'interfaccia appoggio-trave.....	80
CAPITOLO 4 APPLICAZIONE DI UN DANNEGGIAMENTO STRUTTURALE.....	85
4.1 MODELLAZIONE DEI DANNI	86
4.1.1 Danneggiamento del calcestruzzo.....	86
4.1.2 Danneggiamento delle armature	87
4.2 ANALISI NON LINEARE.....	88
4.2.1 Risultati e confronto	88
CAPITOLO 5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	91
5.1 GLOBAL RESISTANCE FORMAT	91
5.2 SAFETY FORMAT - ECoV.....	93
5.3 PROPRIETÀ CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	94
5.4 DEFINIZIONE DELLE AZIONI A SLU.....	97
5.4.1 Carichi permanenti	97
5.4.2 Carichi variabili.....	98
5.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza	103
5.5 VALUTAZIONE DEL CARICO DI COLLASSO	105

5.5.1	<i>Risultati</i>	108
5.6	VERIFICA DELL’AFFIDABILITÀ STRUTTURALE.....	114
	CONCLUSIONI	117
	APPENDICE	119
	INDICE DELLE FIGURE	143
	INDICE DELLE TABELLE	149
	BIBLIOGRAFIA	153
	RINGRAZIAMENTI	157

Introduzione

Il periodo storico attuale ha visto affermarsi una generale consapevolezza sullo stato delle infrastrutture italiane, in particolar modo della rete autostradale. Alla luce di ciò, il monitoraggio strutturale ha assunto un ruolo centrale nella valutazione della sicurezza di ponti e viadotti.

Monitorare lo stato di salute di una struttura significa aumentarne il livello di sicurezza nelle sue diverse fasi di vita, dalla realizzazione all'abbattimento. Nello scenario in cui gran parte delle opere civili sul territorio italiano è giunto alla fase finale della propria vita utile si possono apprezzare maggiormente i benefici e le potenzialità di un monitoraggio strutturale continuo ed efficiente nel tempo. Implementare un sistema di monitoraggio, ad esempio, rende possibile, alle autorità competenti, l'individuazione delle criticità e una loro categorizzazione. La realizzazione di un archivio, continuamente aggiornato con i dati rilevati, permette infine di ottimizzare l'impiego delle risorse e migliorare la qualità degli interventi da programmare.

L'impiego di tecniche di monitoraggio avanzate, permette di intervenire in modo proattivo, ovvero percepire anticipatamente i potenziali problemi strutturali, le tendenze o i cambiamenti futuri, al fine di programmare in modo efficace un piano di manutenzione per ridurre i costi dello stesso e prevenire l'insorgere del danno. Diversamente, l'utilizzo di tecniche di monitoraggio meno avanzate consentirebbe di intervenire con attività di manutenzione solamente dopo il verificarsi del danno. Chiaramente, nell'ambito dell'ingegneria civile, ciò non rappresenta la soluzione migliore sia per i costi, che devono essere sostenuti, sia per ragioni legate all'incolumità delle persone.

Il monitoraggio strutturale di opere esistenti è una pratica ingegneristica che, dal punto di vista teorico, riscopre i ruoli ricoperti dalle informazioni utilizzate in fase di progettazione.

Infatti, durante il progetto di una costruzione sono note le azioni sollecitanti (statiche o dinamiche) e si ha a disposizione un modello strutturale; la combinazione di queste conoscenze dà luogo alla previsione della risposta strutturale nelle varie condizioni d'interesse (stato limite di servizio e stato limite ultimo). Al contrario, nel monitoraggio di un'opera esistente vengono effettuati rilievi e prove (in situ o in laboratorio) che forniscono la risposta strutturale a determinate sollecitazioni; in tal caso, quindi, si è a conoscenza della risposta e delle azioni, mentre ciò che si vuole determinare è il modello. In questa ottica, si potrebbe dire che mentre nel primo caso si gestisce un problema diretto, nel secondo si affronta un problema inverso.

In questo contesto, la presente tesi si propone di risolvere un caso di "problema inverso" e successivamente di mettere in discussione l'efficacia del monitoraggio strutturale come indicatore di sicurezza.

L'elaborato pone le basi sulla realizzazione di un modello tridimensionale non lineare agli elementi finiti di un viadotto autostradale in calcestruzzo armato precompresso, realizzato nella fine degli anni '60, per mezzo del software di calcolo DIANA FEA. Esso è stato costruito e calibrato avvalendosi della documentazione di progetto originale e dei risultati di monitoraggi effettuati durante prove statiche di collaudo.

Con riferimento a tale modello, è stata verificata l'attendibilità dello strumento di controllo attraverso il confronto dei parametri monitorabili in seguito all'applicazione di danneggiamenti strutturali. Inoltre, stabilita la valenza dei precedenti risultati, sono state confrontate le velocità di collasso della struttura integra e danneggiata, sotto l'azione dei carichi di progetto in conformità con l'attuale normativa.

Inoltre, con i modelli numerici costruiti, è stata eseguita una procedura di valutazione della sicurezza, anche detta analisi di affidabilità, della struttura esistente. Questa è una procedura quantitativa, volta a determinare l'entità delle azioni che una struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa di riferimento.

In particolar modo, la resistenza strutturale è stata definita mediante analisi non lineari agli elementi finiti, secondo l'approccio del Global Resistance Format (GRF). Tale approccio nasce dall'esigenza di incorporare, all'interno della valutazione della resistenza di una struttura, diversi tipi di incertezze (aleatorie ed epistemiche).

Sebbene i due approcci di studio siano separati, i risultati del lavoro sono da definirsi complementari. Di fatto, lo scopo è dimostrare se un sistema di monitoraggio come quello utilizzato per il viadotto in esame sia realmente in grado di osservare un danneggiamento strutturale e, qualora ciò si dimostri falso, stabilire quanto lo stesso danno influisca in termini di resistenza strutturale globale.

La possibilità di avere a che fare con un sistema di monitoraggio inefficace da una parte, ed un meccanismo di collasso che avanza sempre più velocemente dall'altra, costituisce un enorme rischio che merita di essere approfondito.

Il lavoro di tesi è strutturato nel seguente modo:

Nel capitolo 1 viene affrontato il tema del monitoraggio strutturale, definendo il concetto di danno e lo sviluppo di un processo di monitoraggio; inoltre, vengono descritti alcuni tra i sistemi di monitoraggio utilizzati nell'ambito delle infrastrutture civili.

Nel capitolo 2 viene descritto il viadotto oggetto di studio, il sistema di monitoraggio su di esso installato e le prove di carico effettuate sull'impalcato.

Nel capitolo 3 viene esposta la fase di costruzione del modello tridimensionale agli elementi finiti. Sono, quindi, illustrate le varie scelte di modellazione e la loro influenza sui risultati finali.

Nel capitolo 4 vengono descritte le differenti tipologie di danneggiamento al quale la struttura è sottoposta. Sono proposte le risposte della struttura sottoposta alla prova di collaudo statico, con i diversi livelli di danno, in termini di parametri monitorabili.

Nel capitolo 5 viene delineata la procedura di analisi di affidabilità applicata ai modelli numerici della struttura esistente, con cenni teorici, riferimenti bibliografici, calcoli effettuati e risultati ottenuti.

Capitolo 1

Il monitoraggio strutturale

Il monitoraggio strutturale, noto nella letteratura scientifica come “Structural Health Monitoring” (SHM), è il processo di caratterizzazione delle strutture esistenti con il quale ci si propone di identificare alcune proprietà della struttura, in modo da avere informazioni sul livello prestazionale della stessa e con le quali poter calibrare modelli analitici per la valutazione dello stato della struttura e dell’evoluzione del suo comportamento nel tempo. Nell’ambito delle opere civili, quali per esempio edifici, ponti, viadotti e dighe, il monitoraggio strutturale ricopre un ruolo decisivo perché direttamente collegato alla sicurezza degli utenti. Il controllo di tali opere richiede, infatti, uno studio attento e dettagliato al fine di garantire condizioni di servizio compatibili con gli standard di sicurezza indicati dalle norme tecniche di settore.

In via generale, i principali obiettivi che questa pratica di controllo si propone di perseguire possono essere così riassunti:

- monitorare le condizioni di carico di una struttura;
- valutare il comportamento strutturale in diverse condizioni di carico;
- realizzare un modello dell’opera;
- verificare e aggiornare i criteri usati in fase di progetto;
- individuare i danneggiamenti;
- guidare all’ispezione e alla manutenzione;
- verifica dell’affidabilità.

1.1 Evoluzione storica del monitoraggio strutturale

La disciplina del monitoraggio strutturale ha avuto un notevole successo nel campo dell'ingegneria aerospaziale e meccanica. Per quanto riguarda l'ingegneria civile si è sviluppata principalmente su opere infrastrutturali d'importanza strategica come i ponti, le dighe e le piattaforme off-shore. Solo negli ultimi anni l'SHM ha registrato un aumento di applicazioni nel campo delle costruzioni ad uso residenziale o commerciale [1]. La pratica di monitorare un ponte per analizzarne il suo stato di salute trova le sue radici a San Francisco, in California (USA), quando negli anni '30 del secolo scorso furono realizzati il famoso Golden Gate Bridge (1933 - 1937) e il Bay Bridge (1933 - 1936) [2].



Figura 1 - Golden Gate Bridge (sinistra) e Bay Bridge (destra) a San Francisco, California, USA

Un massiccio impiego di questa pratica ingegneristica ha avuto inizio solo dopo alcuni tragici eventi, come il crollo del Tacoma Narrows Bridge nel 1940 (Washington, USA) o quello del ponte a Point Pleasant nel 1967 (West Virginia, USA) [1]. È però dagli anni '90 del secolo scorso che si è registrato un aumento dell'installazione dei sistemi di monitoraggio a lungo termine nei principali scenari mondiali [2].

1.2 L'architettura del monitoraggio strutturale

L'installazione e la gestione di un sistema di monitoraggio strutturale necessita l'investimento di risorse economiche in misura non trascurabile. La scelta della strumentazione dipende dai possibili scenari di danno che si vogliono analizzare e dall'entità delle grandezze che si devono misurare per poter risalire a tale danno. Pertanto, nel caso in cui si utilizzi una

strumentazione non adeguata, l'intervento di monitoraggio si può rivelare un'applicazione di poca, o addirittura nulla, utilità.

I sistemi di monitoraggio strutturale possono essere realizzati con modalità molto differenti a seconda delle finalità e delle motivazioni tecniche. Negli ultimi anni si stanno sviluppando apparati moderni che sfruttano lo sviluppo di nuove tecniche numeriche di identificazione strutturale e l'adozione di sensori sempre più sofisticati. Nonostante le varie differenze, tutte le tipologie di sistema presentano alcune componenti comuni:

- sistema di sensori che misura le grandezze di interesse;
- sistema di acquisizione e trasmissione dei dati rilevati (solitamente in rete);
- sistema di controllo ed elaborazione dei dati;
- algoritmo di pulitura dei dati;
- sistema di gestione e archivio dei dati;
- modello numerico o sperimentale per lo studio dei dati e la valutazione strutturale;
- sistema decisionale sulla base dei dati di output.

Per i sistemi di monitoraggio più semplici, il maggior problema dal punto di vista pratico è stato spesso legato alla difficoltà di raccogliere i dati e inviarli a dispositivi remoti. Negli ultimi anni lo sviluppo di reti wireless locali e delle trasmissioni radio in generale ha in gran parte risolto tale difficoltà, perciò al giorno d'oggi i problemi maggiori riguardano le operazioni di pulitura e interpretazione dei dati raccolti.

1.3 Individuazione del danno

All'interno di un sistema di monitoraggio è necessario definire il concetto di danno, affinché il sistema sia in grado di individuarlo e segnalarlo opportunamente. I moderni sistemi di monitoraggio si basano sull'utilizzo di sensori permanentemente installati sulla struttura, poco invasivi e automatizzati. Altrettanto automatico dovrà essere il processo di individuazione del danno e la successiva segnalazione, in base ad una condizione limite fissata in fase di progetto del sistema.

Il danno può considerarsi come il manifestarsi nella struttura di una variazione rispetto ad una condizione iniziale di perfetta salute dell'opera; perciò, è bene installare i sistemi di

monitoraggio su strutture sane, in modo che essi rimangano funzionanti e raccolgano dati partendo da una condizione iniziale nota e priva di criticità. Nell'ambito strutturale, il danno può essere ricondotto ad un cambiamento:

- delle proprietà dei materiali (carbonatazione, corrosione);
- delle condizioni di vincolo (cedimenti vincolari, bloccaggio di gradi di libertà altrimenti liberi, interazione non desiderata con strutture adiacenti);
- della geometria del sistema strutturale (riduzione delle sezioni: espulsione del copriferro, corrosione delle armature, corrosione dei cavi di precompressione);
- delle presollecitazioni di progetto (variazione delle forze di precompressione);

Ad esempio, si può assumere che la struttura non lavori più in condizioni accettabili se la rigidità scende al di sotto di un limite prefissato, causando:

- spostamenti nei punti monitorati superiori a un valore soglia;
- variazione delle frequenze principali di vibrazione;
- variazione delle forme modali;
- redistribuzioni di sforzo con conseguente variazione delle tensioni o delle forze nei punti monitorati.

1.4 Il processo di monitoraggio

L'attività di monitoraggio consiste nell'osservazione di una struttura nel tempo a intervalli regolari e la successiva analisi statistica e strutturale dei dati ottenuti, finalizzata a ricavare i parametri indicativi delle condizioni di "salute" della struttura.

In generale, il processo di monitoraggio può essere diviso in 4 fasi [3]:

- *Valutazione operativa*: la valutazione operativa riguarda la fattibilità tecnico-economica del sistema di monitoraggio che si vuole realizzare, a seconda del tipo di struttura analizzata e delle sue peculiarità. In funzione di ciò si definisce il processo di individuazione del danno più adatto, la tipologia di sensori, il numero e la loro posizione.
- *Acquisizione e pulitura dei dati*: i dati registrati dai sensori sono raccolti in centraline e inviati (per i sistemi moderni mediante rete wireless) a memorie hardware aventi dimensione in funzione del numero di sensori e della frequenza di acquisizione. I dati

raccolti sono sottoposti a operazioni di pulitura (“data cleaning”) in modo da distinguere le variazioni di misurazioni causate dal danno da quelle causate da rumori ambientali. I dati ottenuti dopo il “data cleaning” contengono informazioni strettamente legate allo stato di salute della struttura monitorata.

- *Estrazione delle caratteristiche*: è necessario ottenere delle caratteristiche o dei parametri fisici significativi a partire dai quali poter differenziare tra strutture danneggiate e non. Un metodo di estrazione delle caratteristiche per l'identificazione del danno è quello di applicare difetti di ingegneria, simili a quelli che ci si aspetta nella struttura in condizioni operative, a sistemi fittizi e sviluppare un'iniziale comprensione dei parametri sensibili al danno previsto. Il sistema difettoso può essere usato al fine di verificare che le misurazioni diagnostiche siano sufficientemente sensibili nella distinzione tra sistema danneggiato e sistema privo di danno. L'interpretazione dei dati può essere svolta, per esempio, con riferimento a esperienze passate, oppure tramite strumenti analitici sperimentalmente convalidati come modelli ad elementi finiti.
- *Sviluppo di modelli statistici*: lo sviluppo di modelli statistici si occupa dell'implementazione di algoritmi che permettono l'estrazione di caratteristiche per poter individuare e quantificare lo stato di danno della struttura.

1.5 Esempi di sistemi di monitoraggio

La necessità di monitorare le strutture esistenti ha fatto sì che negli ultimi anni la ricerca in questo settore si concentrasse sullo sviluppo dei sensori. Molte tecnologie oggi impiegate nel settore civile provengono da altri rami dell'ingegneria (meccanica, aeronautica), altri sensori invece sono studiati appositamente per le strutture civili. Alcuni esempi sono gli accelerometri, i sensori di emissioni acustiche, i sensori in fibra ottica, i dispositivi di geolocalizzazione (GPS – Global Positioning System) e molti altri. Di seguito vengono descritti alcune tipologie utilizzate nel settore civile.

1.5.1 GPS

Il sistema di posizionamento globale (GPS) ha fornito nuove possibilità per la misura degli spostamenti nelle infrastrutture. Le tecniche di posizionamento relativo garantiscono misurazioni assolute e dirette degli spostamenti senza la maggior parte dei problemi intrinsecamente legati ai sistemi ottici. Il sistema necessita di una stazione master GPS installata in una posizione di riferimento nota vicino alla struttura monitorata e di un'antenna con ricevitore rover installata sulla struttura in corrispondenza dei punti che si vogliono monitorare. Il posizionamento relativo permette di determinare il vettore "baseline" che collega la stazione master, di coordinate note, con la generica stazione rover. Le posizioni delle due antenne sono definite in un determinato sistema di riferimento geodetico. Note le coordinate della stazione master e calcolato il vettore "baseline", si ottengono le coordinate del punto monitorato, con precisione sub-centimetrica.

In alternativa all'utilizzo di una stazione master, soprattutto qualora non fosse possibile collocarne una nelle immediate vicinanze della struttura da monitorare o per ridurre i costi del sistema di monitoraggio, si possono utilizzare algoritmi di processazione dei dati forniti da più antenne rover collocate sulla struttura oppure utilizzare una rete di stazioni permanenti regionale che fornisce, in funzione della località, le correzioni da applicare ai dati di posizione.

Nel caso in cui non vi siano effetti dinamici importanti (monitoraggio strutturale in campo statico) e adottando opportuni tempi di misura e frequenze di acquisizione, si riescono a ottenere misurazioni di posizionamento sufficientemente accurate, dell'ordine di alcuni millimetri.

1.5.2 Interferometria radar terrestre

Tra le tecnologie emergenti nell'ambito del monitoraggio strutturale, i sistemi di telerilevamento hanno avuto un ruolo predominante. Tra le tecniche di telerilevamento più efficaci per lo SHM figura l'Interferometria Radar Terrestre, la cui efficacia è pienamente comprovata da diversi studi e applicazioni. I risultati forniti da tale tecnologia sono del tutto paragonabili a quelli ottenuti mediante altre tecniche convenzionali di monitoraggio "da contatto" (ad esempio reti di accelerometri, inclinometri, estensimetri ecc. installati sulle strutture). Tale tecnica si presta bene a rapide analisi di parametri strutturali, anche in

condizioni di emergenze, col vantaggio di abbattere i costi legati alle fasi progettuali e di installazione tipiche di altre tecniche convenzioni a contatto. In particolare, non essendo possibile discriminare oggetti ricadenti nella medesima cella di risoluzione in range (ubicati quindi alla stessa distanza dal radar), le strutture che meglio si prestano per un monitoraggio dinamico con tecnica ad interferometria radar sono quelle caratterizzate da un prevalente sviluppo monodimensionale verticale (come torri, ciminiere, grattacieli, ecc.) od orizzontale (come ponti, viadotti, passerelle, ecc.) rispetto a strutture a prevalente estensione planimetrica sulle quali si potrebbe incorrere in problemi di ambiguità.

L'interferometria radar terrestre permette di misurare contemporaneamente gli spostamenti di numerosi punti di strutture o di altri elementi antropici e naturali, con elevate frequenze di campionamento del dato. Tale misura viene eseguita completamente in remoto, ovvero senza l'installazione di altri sensori o riflettori a contatto con la struttura, sfruttando la naturale riflettività alle microonde degli elementi presenti nello scenario irradiato. In particolare, il sensore è costituito da un radar interferometrico ad apertura reale "coerente" (in grado quindi di emettere impulsi radar a lunghezza d'onda nota), dotato di una o più antenne emittenti e riceventi (Figura 2).



Figura 2 - Strumentazione per interferometria radar terrestre

La tecnica interferometrica consente il calcolo degli spostamenti lungo la linea di vista strumento-scenario (LOS), attraverso il confronto delle informazioni di fase dell'onda elettromagnetica emessa e riflessa a differenti intervalli temporali. Lo spostamento è quindi calcolato, simultaneamente, su un elevato numero di punti della struttura, attraverso la relazione fondamentale riportata in Figura 3.

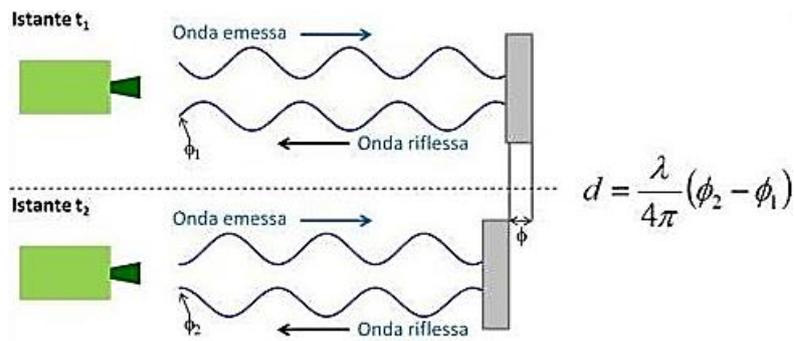


Figura 3 - Principio interferometrico per il calcolo degli spostamenti (d = spostamento misurato; λ = lunghezza d'onda; ϕ = misura della fase)

Le portate strumentali tipiche delle tecnologie attualmente in commercio vanno da alcune centinaia di metri fino ad alcuni km.

1.5.3 Accelerometri

Gli accelerometri sono componenti chiave all'interno di un sistema di monitoraggio strutturale nel campo dell'ingegneria civile. Sono strumenti molto versatili ed efficienti nell'individuazione di fenomeni di danneggiamento a seguito di carichi sismici o all'azione del vento, e nel settore della sensoristica, possono essere considerati come sensori a basso costo. Attraverso l'analisi dei dati di accelerazione acquisiti è possibile risalire ai principali parametri modali della struttura (frequenze proprie, smorzamenti e forme modali) e conoscerne il comportamento dal punto di vista dinamico. Tali parametri dinamici costituiscono "l'impronta digitale" della struttura e la ripetizione delle prove a distanza di tempo consente l'identificazione di mutamenti non sempre individuabili con monitoraggi statici. La conoscenza dei parametri modali permette inoltre la calibrazione di modelli strutturali agli elementi finiti (modelli FEM) che possono essere utilizzati sia per la valutazione della vulnerabilità sismica della struttura e quindi per il progetto di eventuali interventi, sia per l'individuazione delle cause che possono aver determinato cambiamenti nel comportamento dinamico.

Un accelerometro è un dispositivo elettro-meccanico in grado di misurare l'accelerazione statica (gravità) o dinamica (movimenti o vibrazioni). I moderni accelerometri sono dei dispositivi con tecnologia MEMS ("Micro Electro-Mechanical System) e in genere, oltre al sistema di acquisizione dei dati contengono ulteriori sensori per la misurazione di temperatura e umidità. Gli accelerometri possono essere classificati a seconda del principio

di funzionamento del sensore di posizione contenuto al suo interno, il quale ha il compito di rilevare lo spostamento della massa rispetto alla struttura fissa del dispositivo.

Gli accelerometri piezoelettrici (Figura 4) sfruttano come principio di rilevazione dello spostamento il segnale elettrico generato da un cristallo piezoelettrico quando questo è soggetto ad una forza di compressione. In presenza di un'accelerazione la massa comprime il cristallo, il quale genera un segnale elettrico proporzionale alla compressione. L'accelerometro piezoelettrico offre molteplici caratteristiche vantaggiose come il fatto di essere robusto e affidabile, con caratteristiche stabili anche per lunghi periodi, e di essere in grado di resistere a sollecitazioni di shock molto elevate. Di contro, non è in grado di misurare accelerazioni quasi statiche; in questi casi, infatti, se la compressione sul cristallo permane, le cariche elettriche raggiungeranno in breve tempo una configurazione di equilibrio e il segnale decadrà rapidamente.

Gli accelerometri capacitivi invece (Figura 5), sfruttano la variazione di capacità elettrica di un condensatore al variare della distanza tra le due sue armature. (la struttura fissa del dispositivo e la massa di prova). Nello specifico, negli ultimi anni, gli accelerometri capacitivi vengono realizzati con tecnologia MEMS. Di seguito un esempio di accelerometro piezoelettrico e di accelerometro capacitivo con tecnologia MEMS.



Figura 4 – Accelerometro piezoelettrico



Figura 5 – Accelerometro capacitivo MEMS

1.5.4 Sensori a fibra ottica

I sensori a fibra ottica sono rilevatori che adottano per le misurazioni non più le proprietà della corrente elettrica bensì quelle della luce, sfruttando i principi di ottica ondulatoria. Ciò garantisce l'insensibilità di tali sensori ai campi magnetici rispetto ai convenzionali sensori

elettrici. Oltre a questo, i sensori a fibre ottiche presentano dei vantaggi importanti rispetto ai metodi di misura più convenzionali, come ad esempio, le loro dimensioni ridotte, la vasta gamma di parametri misurabili, l'insensibilità alla corrosione.

Il sensore FBG - "Fiber Bragg Grating" - è un sensore basato sulla tecnologia in fibra ottica ed è detto 'intrinseco': non necessita di alcuna altra fonte di energia per funzionare, se non la luce che si propaga lungo la fibra ottica stessa; non necessita di alcun altro tipo di collegamento per la propagazione del segnale, se non la fibra ottica stessa. Il sensore FBG funziona 'in riflessione': la fibra ottica che autoalimenta il sensore trasporta indietro anche il segnale. Nella parte più interna della fibra, nel core, viene realizzata una variazione periodica dell'indice di rifrazione che costituisce il reticolo di Bragg. Ciò significa che quando una luce proveniente da una sorgente viene introdotta nella fibra ottica, solo quella con una larghezza spettrale molto stretta, centrata sulla lunghezza d'onda di Bragg, verrà riflessa indietro dalla griglia. La luce restante continuerà il suo percorso nella fibra ottica fino alla successiva griglia di Bragg senza subire alcuna perdita. La lunghezza d'onda di Bragg dipende dalla contrazione/espansione della fibra, a sua volta dovuta alle deformazioni della struttura monitorata. Dalla variazione nel tempo della lunghezza d'onda registrata è possibile risalire all'accelerazione; analogamente si potrebbe lavorare in termini di spostamenti, pressioni o forze, anziché sulla base delle deformazioni.

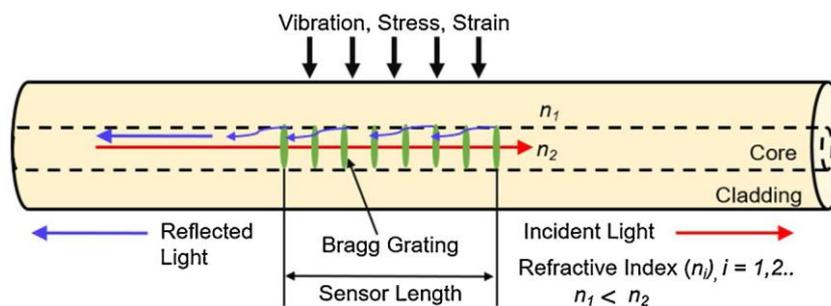


Figura 6 - Schematizzazione del reticolo di Bragg

Un esempio di sensori basato sulla fibra ottica è l'accelerometro con sensore in fibra ottica FBG (Figura 7). La risposta di questo accelerometro si basa sulla deformazione ϵ della fibra imposto dallo spostamento di massa inerziale [4].

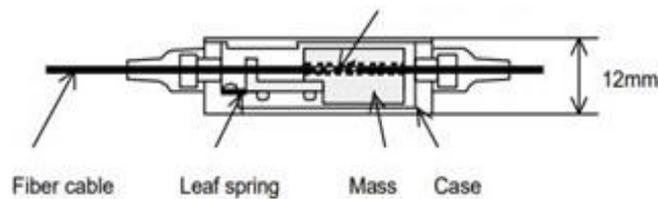


Figura 7 – Viste di un accelerometro con sensore FBG

La struttura dell'accelerometro, schematizzata in Figura 8, è costituita da una massa inerziale, supportata da una trave a sbalzo a forma di L, collegata alla base della struttura da una molla a balestra in acciaio e da un elemento FBG. Se esposta a un'accelerazione esterna, la massa inerziale si sposta nella direzione verticale, imponendo una conseguente contrazione/espansione della fibra ottica; da questa deformazione si risale all'accelerazione [4].

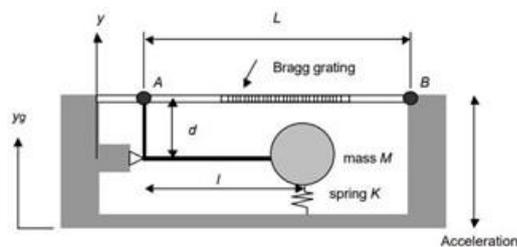


Figura 8 - Modello meccanico equivalente di un accelerometro con fibra ottica FBG

Ulteriore esempio di questa tecnologia, è l'Optical Fibre Strain Monitoring System – “sistema di monitoraggio della deformazione con sensori a fibre ottiche” - o semplicemente Smart Fibre System (Sistema di Fibre Intelligenti). Il dispositivo è costituito da un insieme ordinato di sensori a fibre ottiche annegabili in strutture di calcestruzzo (ponti, edifici, ecc), materiali compositi o superfici di rivestimento di strutture in acciaio o calcestruzzo e consente di rilevare dall'interno il carico di deformazione (Figura 9).



Figura 9 – Sensori a fibra ottica fissati alle barre delle armature all'interno degli elementi strutturali

Nell'ambito delle infrastrutture civili come i ponti, un sistema di monitoraggio con tecnologia in fibra ottica è stato applicato al ponte Shaba An'ning River Bridge facente parte della linea ferroviaria Chengdu-Kunming in Cina [5]. Il ponte è realizzato in calcestruzzo armato precompresso con elementi scatolari gettati in opera. Il sistema di monitoraggio è stato installato per monitorare la struttura durante l'intero processo di costruzione degli elementi strutturali a sbalzo. In particolare, utilizzando gli inclinometri con tecnologia in fibra ottica, sono stati ricavati gli spostamenti della struttura durante le fasi costruttive.



Figura 10 - Layout del sistema di monitoraggio

Con riferimento alla fase costruttiva in cui viene introdotta la pretensione fino al blocco #2, si riportano a titolo di esempio gli spostamenti registrati per i blocchi già realizzati. I risultati in Figura 11 confermano spostamenti verso l'alto per tutti i segmenti già costruiti ed interessati dall'introduzione della pretensione.

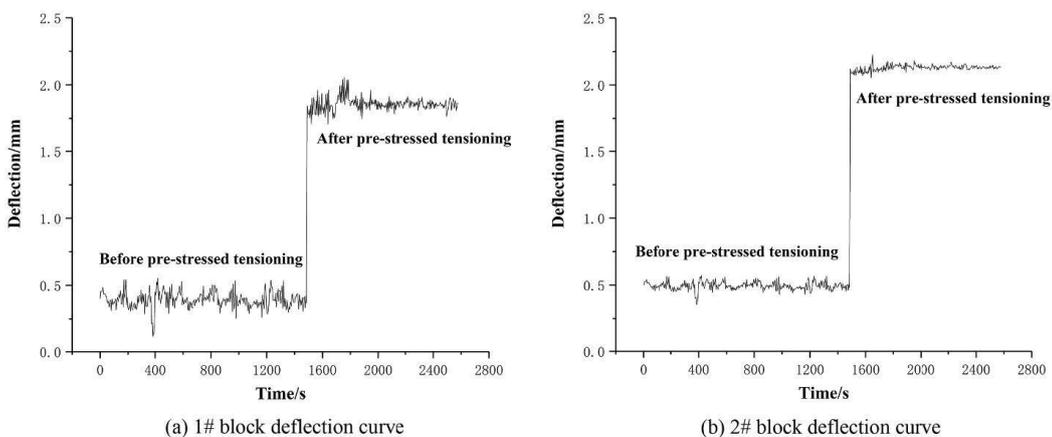


Figura 11 - Spostamenti durante l'introduzione della pretensione nel blocco #2

1.5.5 Inclinometri MEMS

In generale, il clinometro o inclinometro (detto anche tiltmetro) è lo strumento utilizzato per la misura di angoli di inclinazione, di pendenza, di elevazione o di depressione rispetto all'orizzontale.

L'elemento centrale dell'inclinometro con tecnologia MEMS è un accelerometro. Esso misura la forza di reazione vincolare con cui un supporto fisso agisce su una massa di prova per mantenerla legata a sé nel movimento. Da essa si ottiene l'accelerazione, a partire dalla quale si calcolano gli angoli di inclinazione. A tal proposito, si immagini un accelerometro monoassiale posto su un piano orizzontale, cioè sul piano perpendicolare alla direzione del vettore rappresentante la forza di gravità. In questa configurazione, l'accelerometro misura un'accelerazione pari a $1g$ sull'unico asse di misura disponibile. Se l'accelerometro viene ruotato di un certo angolo α rispetto al piano dell'orizzonte, esso misurerà la componente del vettore accelerazione parallela all'asse su cui il sensore effettua misurazione, indicato in Figura 12 con "A".

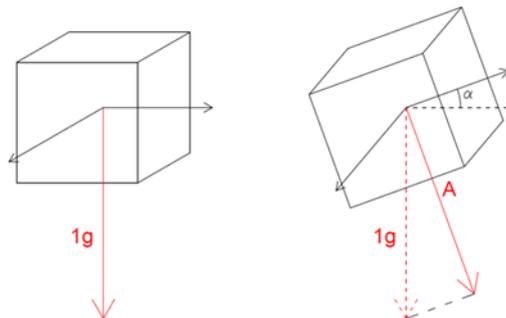


Figura 12 - Legame tra accelerazione misurata e inclinazione

Considerando il legame trigonometrico tra i due vettori, si può affermare che:

$$A = 1g \cdot \sin \alpha$$

Invertendo tale formula, si ottiene facilmente il valore dell'angolo α :

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{A}{1g}\right)$$

Attualmente in commercio sono disponibili diversi sensori inclinometrici con tecnologia MEMS, analogici o digitali. Il sensore può essere monoassiale o biassiale, può cioè misurare

rispettivamente angoli di inclinazione in una o due direzioni perpendicolari tra loro. La strumentazione è in genere disponibile in un contenitore scatolare per il posizionamento in piano o su parete verticale. Esistono sensori inclinometrici appositamente creati per applicazioni statiche ed altri destinati ad applicazioni dinamiche, come per esempio il monitoraggio di fenomeni vibratori. In Figura 13 e Figura 14 si riportano alcuni di questi sensori presenti in commercio:



Figura 13 - Bean Air HI-INC
(precisione di $\pm 5 \times 10^{-20}$)



Figura 14 - IFM Electronic JD1121
(precisione di $\leq \pm 1 \times 10^{-20}$)

Un'altra tipologia di inclinometri usata nell'ambito del monitoraggio strutturale è quella degli inclinometri MEMS a barra (Figura 15). Tali sensori possono essere impiegati singolarmente per monitorare l'inclinazione relativa tra due punti, oppure possono essere installati in sequenza per controllare, ad esempio, i cedimenti differenziali di una struttura. Il funzionamento si basa su un sensore posizionato su una barra di alluminio avente una determinata base di misura ("gauge length"), indicata con L in Figura 16. La *gauge length*, in generale pari a 1, 2 o 3 metri, rappresenta la distanza tra i due punti di riferimento tra cui si vuole misurare l'inclinazione.

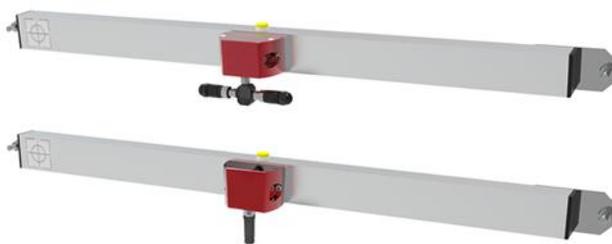


Figura 15 - Inclinometri MEMS a barra

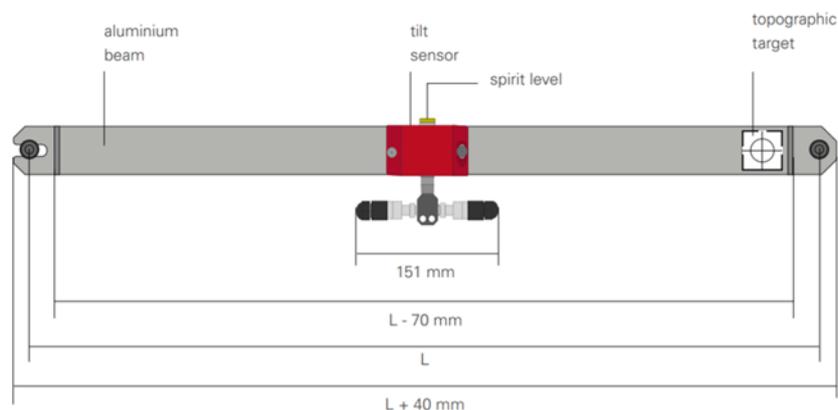


Figura 16 - Elementi e dimensioni dell'inclinometro a barra

La precisione degli inclinometri riportati in figura varia, a seconda dal range di misura del dello strumento ($\pm 2.5^\circ$, $\pm 5^\circ$, $\pm 10^\circ$), da $\pm 0.008^\circ$ a $\pm 0.020^\circ$; alcuni raggiungono anche precisioni maggiori.

1.6 Monitoraggio strutturale con inclinometri

Gli inclinometri sono stati ampiamente utilizzati in applicazioni industriali nel settore automobilistico, aerospaziale ed elettronico. I primi esempi di inclinometri usati nel campo dell'ingegneria civile risalgono ad applicazioni geotecniche, settore nel quale i movimenti monitorati hanno ordini di grandezza maggiori rispetto a quelli che si verificano in strutture civili come i ponti. Tuttavia, nell'ultimo decennio, le prestazioni e l'accuratezza di questi dispositivi sono state notevolmente migliorate, permettendo così il loro utilizzo anche per il monitoraggio strutturale di infrastrutture civili. Nell'articolo di F. Huseynov et al. [6], è riportata una tabella contenente le principali specifiche tecniche di alcuni inclinometri disponibili in commercio (Tabella 1).

Tabella 1 - Specifiche tecniche degli inclinometri disponibili in commercio [6]

Model	Manufacturer	Country of Origin	Measurement Range	Precision in degrees	Resolution in degrees	Sampling rate
HI-INC	Bean Air	Germany	$\pm 15^\circ$	$\pm 5 \times 10^{-20}$	1×10^{-30}	100 Hz
DNS	MP SENSOR	Germany	$\pm 85^\circ$	$\pm 3 \times 10^{-20}$	3×10^{-30}	100 Hz
JDI 100	Jewell Instruments	U.S.A	$\pm 1^\circ$	$\pm 4 \times 10^{-30}$	1×10^{-40}	125 Hz
JN2101	IFM Electronic	Germany	$\pm 45^\circ$	$\pm 1 \times 10^{-20}$	1×10^{-30}	20 Hz
ACA2200	RION	Japan	$\pm 0.5^\circ$	$\pm 3 \times 10^{-30}$	1×10^{-40}	20 Hz
ZERO-TRONIC	WYLER AG	Switzerland	$\pm 0.5^\circ$	$\pm 3.5 \times 10^{-40}$	1×10^{-40}	10 Hz
T935	Sherborne Sensors	U.K	$\pm 1^\circ$	$\pm 4 \times 10^{-40}$	6×10^{-50}	10 Hz

Le informazioni tecniche riportate in tabella dimostrano la possibilità di misurare valori di rotazioni molto piccoli inerenti alle strutture dei ponti, con una precisione fino a $3,5 \times 10^{-4}$ gradi usando sensori all'avanguardia.

Diversi sono i casi in cui gli inclinometri sono stati utilizzati in infrastrutture civili come i ponti per comprendere meglio il loro complesso comportamento strutturale durante la vita di servizio ma anche durante le fasi costruttive. Nel lavoro di Glišić' et al [7]., per esempio, viene riportato il progetto di monitoraggio di un ponte in calcestruzzo armato post teso durante la sua costruzione, l'inserimento della post tensione e nel primo anno di vita, usando inclinometri ed estensimetri. Il monitoraggio ha permesso di verificare l'effetto della post tensione e le performance complessiva della struttura [6].

Uno dei vantaggi di questa tecnica di monitoraggio è che essa risulta poco influenzata dalle condizioni ambientali in quanto la strumentazione è installata direttamente sull'impalcato. In questo modo, le misurazioni effettuate non risentono della subsidenza delle pile e della deformazione degli appoggi. Diversa è invece la situazione per altri sensori adoperati per il monitoraggio della medesima tipologia di opere. Le stazioni totali, per esempio, sono ampiamente usate per il controllo delle deformazioni di infrastrutture civili, ma il loro impiego necessita punti stabili da cui fare le osservazioni. I sensori fotoelettrici (fotocellule) sono in grado di misurare continuamente le deformazioni statiche o dinamiche della struttura, ma di contro sono fortemente influenzati dalle condizioni ambientali esterne (pioggia, nebbia, ecc...) oltre alla necessità di punti di osservazione stabili. La necessità, infatti, di adeguati punti di osservazione, molto spesso esclude a priori l'utilizzo di un sistema di monitoraggio a favore di un altro; basti pensare a un ponte che attraversa un fiume o il mare.

La tecnica di monitoraggio basata sui dati inclinometrici permette di ottenere l'andamento temporale degli angoli di inclinazione dei punti monitorati e la deflessione dell'impalcato. Attualmente, tale tecnica di monitoraggio è largamente applicata, con ottimi risultati in termini di precisione, a ponti autostradali a travata caratterizzati da modeste luci. Per ponti strallati, sospesi, ponti ad arco, e in generale ponti con grandi luci, il monitoraggio della configurazione deformata è più complesso e ancora oggetto di studi e ricerche [8].

L'attuale andamento della ricerca nell'ambito del monitoraggio strutturale mostra un allontanamento dai metodi tradizionali adottati in passato, a favore di sistemi di monitoraggio altamente tecnologici e *wireless*. Il forte interesse verso questa direzione è

spinto dalle caratteristiche tecniche in continua evoluzione dei sensori utilizzati. Secondo quanto pubblicato in [9], i sensori più appropriati al fine del monitoraggio strutturale si sono dimostrati essere gli accelerometri e gli inclinometri. I primi consentono la misura dei cambiamenti causati da danni strutturali nel comportamento dinamico della struttura, e in alcuni casi anche la localizzazione del danno stesso. Gli inclinometri, invece, permettono di risalire alla deformazione degli elementi strutturali mediante la misura degli angoli di rotazione. Ad oggi, gli “smart sensors” sono considerati gli strumenti migliori per il monitoraggio strutturale. Con essi si fa riferimento a tipologie di sensori che al loro interno hanno circuiti elettrici capaci, oltre che di rilevare una grandezza di tipo fisico, chimico o elettrico, anche di elaborare le informazioni e di trasmetterle all'esterno sotto forma di segnale digitale [9].

Un esempio di moderno sistema di monitoraggio basato sui dati inclinometrici è quello installato sul Xinguang Bridge in Guangzhou [10]. Si tratta di un ponte ad arco con tre campate continue della lunghezza di 177+428+177 m in cui si vuole monitorare la deformazione degli archi metallici in seguito al traffico veicolare (Figura 17).



Figura 17 - Vista del Xinguang Bridge (sinistra), punto di misura (destra)

Ogni punto di misura consiste in una base metallica e in un inclinometro. La base è imbullonata all'arco e il sensore a sua volta è imbullonato alla base in posizione orizzontale.

Il monitoraggio strutturale dell'opera analizzata si basa sui valori di angolo misurati dagli inclinometri, dai quali è possibile ricavare i valori di deflessione e confrontarli con i risultati del modello numerico. Il sistema è composto da una rete di inclinometri posizionati in diversi punti della struttura. I dati registrati vengono raccolti da un sistema di acquisizione costituito dai cavi e dal modulo di trasmissione. Successivamente vengono trasmessi, tramite reti

wireless, ad un sistema di trattamento e monitoraggio dei dati composto da un software per l'acquisizione e da un ulteriore software per l'analisi dei dati ricevuti. Entrambi i software sono installati ed operano su una piattaforma *cloud*.

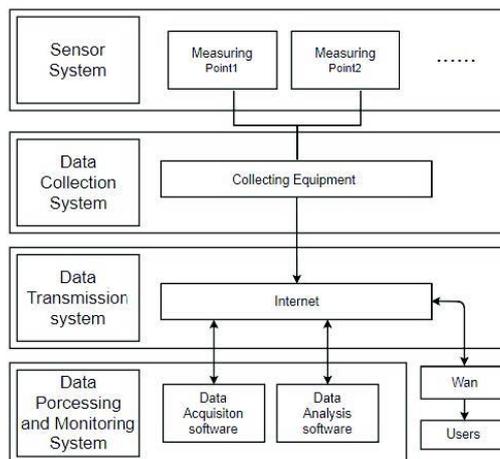


Figura 18 - Organizzazione generale del sistema di monitoraggio

Il sistema di elaborazione dei dati, ultimo blocco dello schema in Figura 18, effettua una serie di test statistici e delle operazioni finalizzate alla pulizia del segnale proveniente dalla struttura.

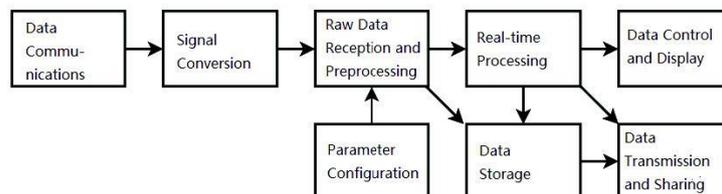


Figura 19 - Sistema di elaborazione dei dati

Tale architettura di monitoraggio strutturale permette all'utente il monitoraggio dell'arco in qualsiasi momento utilizzando un collegamento internet.

Capitolo 2

Descrizione del ponte oggetto di studio

2.1 Ponti a travata: generalità

I ponti a travata sono quelli la cui struttura principale è composta da una o più travi longitudinali appoggiate alle sottostrutture (pile e spalle) e sollecitate prevalentemente da azioni taglianti e da momenti flettenti. Le travi possono essere a parete piena o di tipo reticolare. Dal punto di vista dei materiali, sono normalmente realizzati con travi prefabbricate in calcestruzzo precompresso, oppure in acciaio con soletta in calcestruzzo collaborante; raramente si adottano travi in calcestruzzo gettato in opera.



Figura 20 – Impalcato in calcestruzzo armato precompresso



Figura 21 – Impalcato con travi in acciaio e soletta collaborante in calcestruzzo armato

I ponti a travata a parete piena possono essere classificati secondo la tipologia di impalcato:

- ponti con impalcato a graticcio;
- ponti a cassone;
- ponti a graticcio cassonati.

Gli impalcati a graticcio sono costituiti da un numero variabile di travi longitudinali, fra loro affiancate e collegate puntualmente da elementi irrigidenti trasversali detti traversi. Le travi principali, poste ad interasse i , ed i traversi posti ad interasse j , formano una struttura portante a graticcio a maglie rettangolare $i \times j$. Per luci modeste (fino a 30-40 m) si utilizzano travi prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso; per luci maggiori, sono economicamente più vantaggiose le travi saldate a doppio T in acciaio.

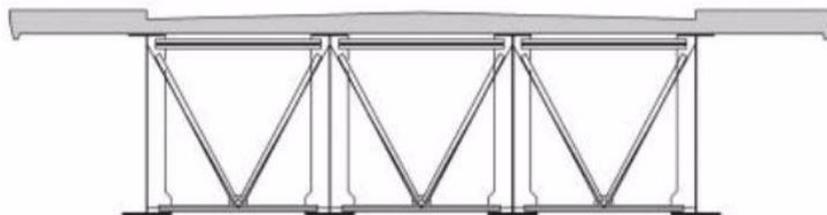


Figura 22 - Impalcato a graticcio

Dal punto di vista del comportamento strutturale, gli impalcati a graticcio si differenziano da quelli a cassone per la ridotta rigidità torsionale delle travi che li compongono. Infatti, gli impalcati a graticcio non contrastano le sollecitazioni torcenti per merito della rigidità torsionale dei singoli elementi e/o della sezione composta (travi-soletta) nel suo insieme ma, quando sono sottoposti ad un'azione verticale agente con eccentricità e rispetto al baricentro dell'impalcato, il momento torcente risultante è equilibrato attraverso un'asimmetrica distribuzione delle azioni verticali sulle singole travi.

I ponti a cassone sono costituiti da pareti piane, collegate in modo da formare una sezione scatolare chiusa. Questa caratteristica conferisce al cassone, diversamente dai ponti a graticcio, grande rigidità torsionale. Solitamente, le pareti inferiori e laterali verticali sono realizzate in acciaio, mentre la chiusura superiore è garantita dalla soletta in calcestruzzo che fa anche da piattaforma stradale.

Fra i vantaggi di questa tipologia d'impalcati può citarsi di sicuro:

- effetto estetico gradevole;
- possibilità di sfruttare l'interno del cassone per il passaggio di impianti;
- utilizzo di pile più snelle rispetto agli impalcati a graticcio.

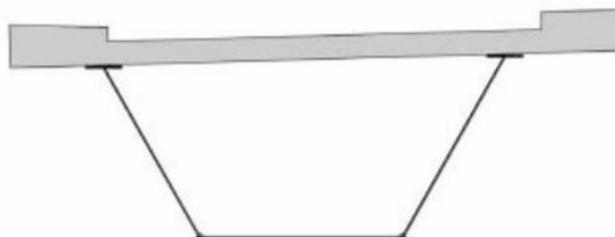


Figura 23 - Impalcato a cassone

I ponti a graticcio cassonato hanno impalcati a graticcio. Le travi longitudinali, in corrispondenza delle piattabande inferiori, sono collegate attraverso una controventatura orizzontale, formando così sezioni di tipo scatolare in cui il controvento stesso funge da piastra inferiore, le anime delle travi fungono da piastre verticali e la soletta funge da piastra di chiusura. Il numero di sezioni scatolari che si possono realizzare dipende dal numero di travi longitudinali.

2.2 Caso studio

Il caso studio analizzato riguarda un viadotto autostradale italiano costruito nella fine degli anni '60. Si tratta di un ponte a travata con impalcato a graticcio, in calcestruzzo armato precompresso, costituito da 25 campate di 45 m di luce.

L'impalcato è largo complessivamente 19,10 m ed è realizzato per mezzo di sei travi longitudinali in calcestruzzo armato precompresso con sezione a "I", solidarizzate da una soletta in cemento armato dello spessore di 20 cm e collegate da quattro traversi. Esso è in semplice appoggio sulle pile con una distanza longitudinale tra gli appoggi pari a 42 m.

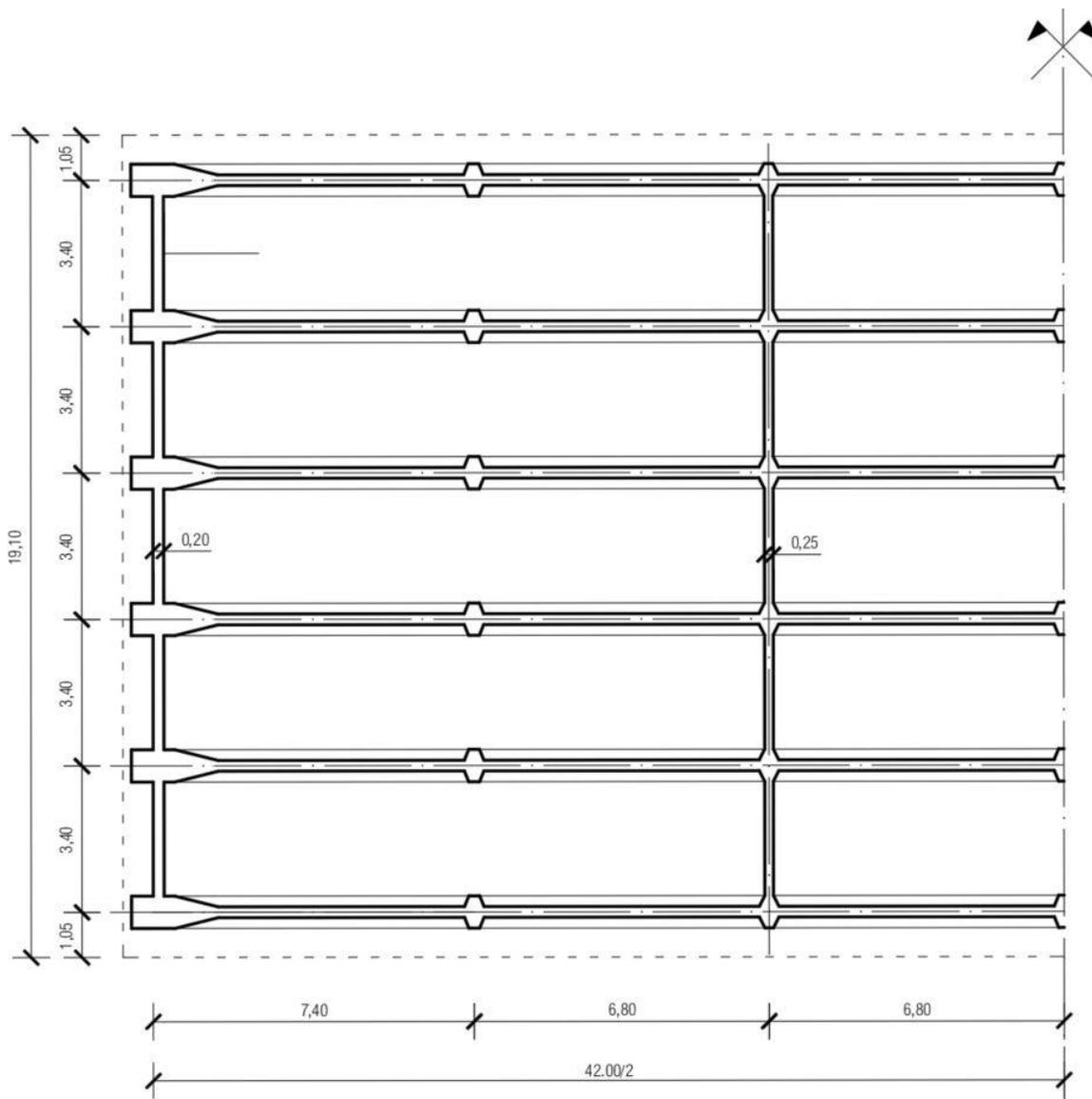


Figura 24 - Planimetria dell'impalcato

Le travi longitudinali sono posizionate con un interasse di 3,40 m. Esse hanno la medesima sezione trasversale di altezza 2,60 m e anima centrale spessa 25 cm; inoltre, presentano dei ringrossi in corrispondenza degli appoggi, dei traversi di campata e nei punti intermedi compresi tra un traverso e l'altro.

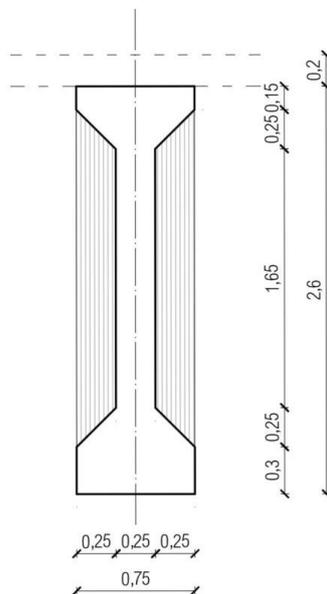


Figura 25 - Sezione trasversale della trave longitudinale

I traversi, due di testata e due di campata, hanno sezione trasversale rettangolare di altezza 2,30 m e spessore, rispettivamente, di 25 cm e 20 cm.

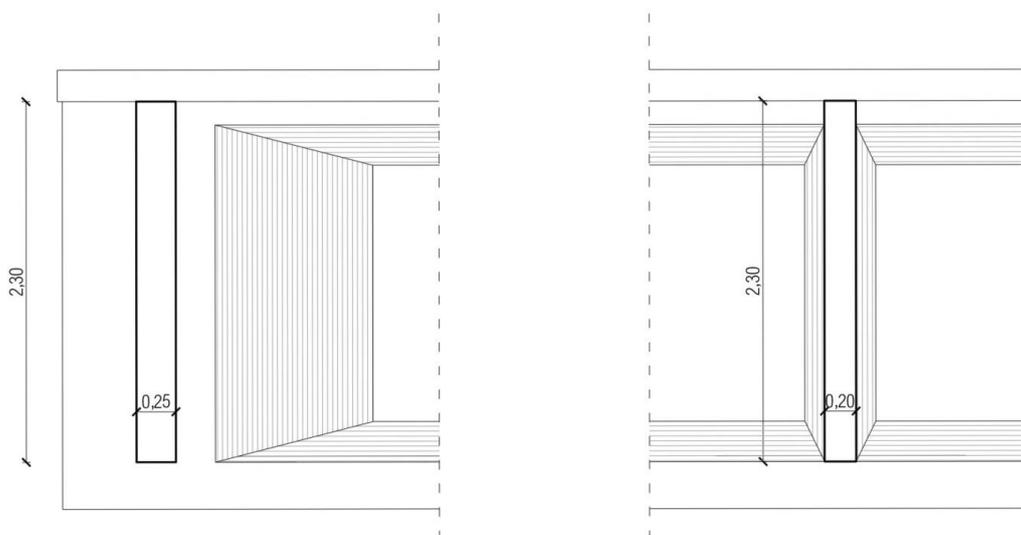


Figura 26 - Sezione trasversale del traverso di testata e di campata

La sezione stradale è realizzata a “schiena d’asino” mediante un opportuno posizionamento delle travi longitudinali. In particolare, le due travi centrali si trovano alla stessa quota, mentre quelle man mano più esterne sono posizionate ad una quota più bassa di 10 cm rispetto alla precedente. In questo modo, le travi di bordo sono 20 cm più in basso rispetto alle travi centrali.

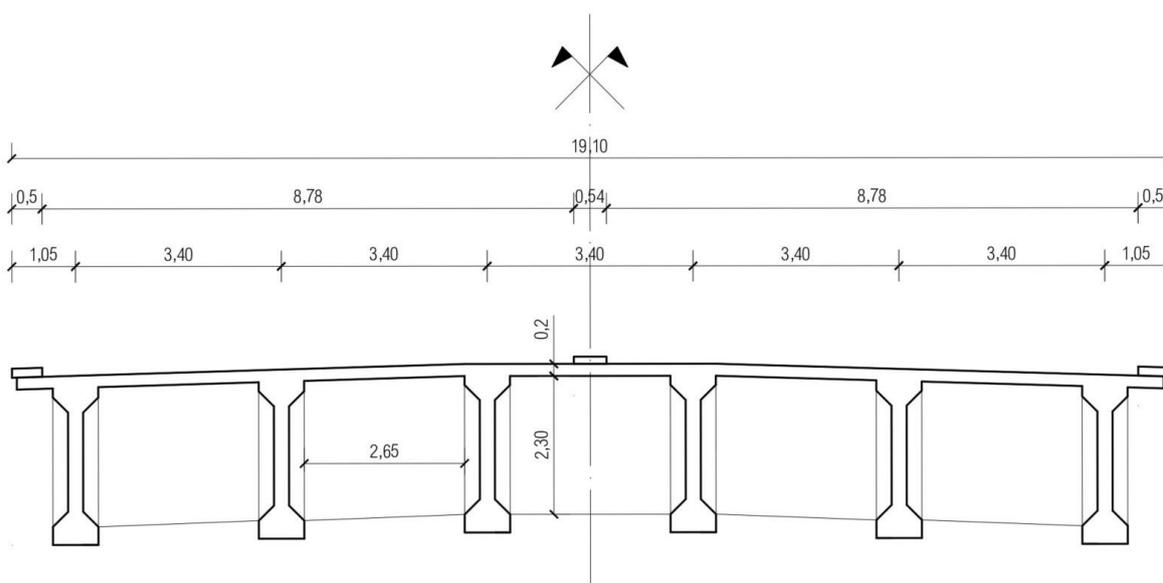


Figura 27 - Sezione trasversale dell'impalcato

2.3 Sistema di monitoraggio

Il viadotto dispone di un sistema di monitoraggio installato su alcune campate, composto da clinometri a barra di lunghezza pari a 2 m ed estensimetri a corda vibrante. Tali sensori sono distribuiti tra le varie travi longitudinali del generico impalcato; in particolare, nella campata oggetto di studio, sono installati sulle quattro travi longitudinali centrali.

Di seguito viene riportata la disposizione dei sensori presenti sulla campata oggetto di studio; i clinometri sono rappresentati in verde mentre gli estensimetri in rosso.

Come si osserva nella figura, su ciascuna delle travi longitudinali è installato un clinometro a barra sul lato nord della campata e uno sul lato sud. Gli estensimetri invece sono installati sulle travi longitudinali adiacenti alle travi longitudinali di bordo, indicate con i numeri 2 e 5.

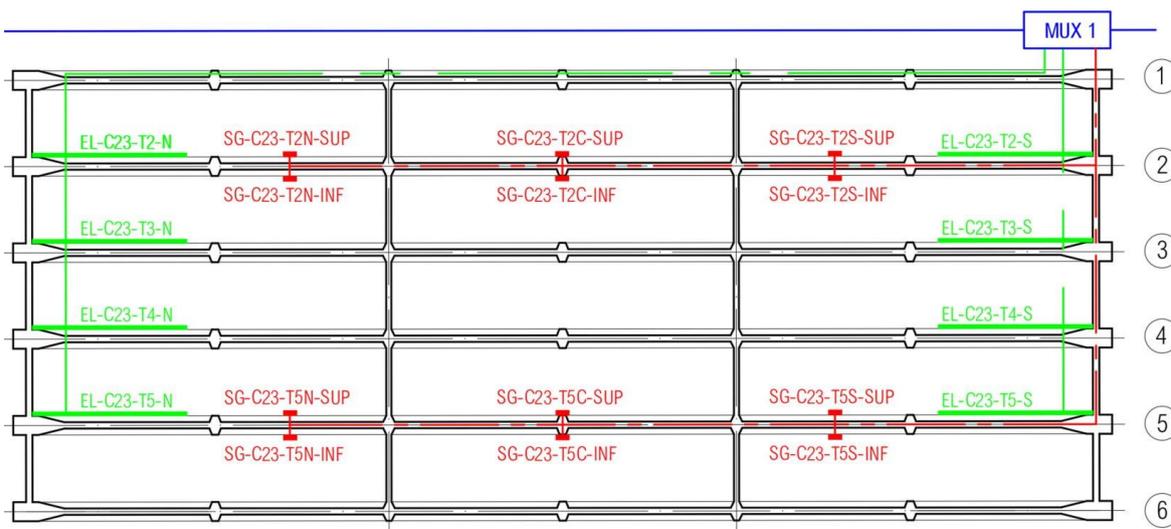


Figura 28 - Sistema di monitoraggio installato

Ogni clinometro viene indicato con un codice identificativo del tipo EL-C23-T2-N, in cui il primo gruppo di lettere specifica il tipo di strumento (EL = clinometro, SG = estensimetro), il secondo e il terzo gruppo determinano rispettivamente il numero della campata e il numero della trave, mentre il quarto e ultimo gruppo specifica il lato della campata su cui è posizionato (nord o sud).

Nei paragrafi successivi, si farà riferimento al lato nord e al lato sud dell'impalcato e alla seguente numerazione delle travi longitudinali (Figura 29):

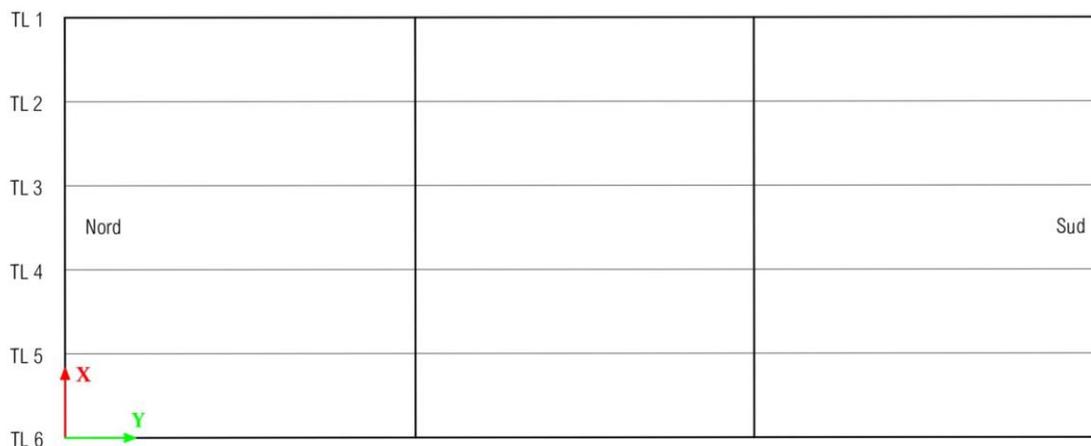


Figura 29 - Numerazioni travi longitudinali

2.4 Prove di carico

Sono state eseguite due prove di carico sull'impalcato al fine di tarare la strumentazione installata. Entrambe le prove di carico sono state suddivise in due diverse fasi (fase 1 e fase 2), aventi come scopo quello di generare i massimi effetti sull'impalcato: la fase 1 prevede l'introduzione di una porzione del carico totale che verrà poi completato nella successiva fase 2. Inoltre, in entrambe le prove, l'eccentricità del carico riferita all'asse dei veicoli rispetto al centro dell'impalcato è pari a 6,80 m.

2.4.1 Prova di carico con mezzi leggeri

La prima prova di carico è stata effettuata con mezzi leggeri (Figura 30) impiegando 8 autovetture di peso pari a 1.6 ton ciascuna. La fase 1 ha previsto l'introduzione di quattro autovetture allineate in colonna, disposte sulla corsia più esterna dell'impalcato, in corrispondenza della mezzeria e in posizione spalla contro spalla (posto di guida in posizioni opposte). Nella fase 2, sono state posizionate le restanti quattro autovetture, sempre sulla corsia più esterna, accodate ai mezzi posizionati nella fase 1 e col medesimo verso del mezzo precedente. Terminata la prima fase di carico, sono state effettuate le letture su ognuno degli undici punti di stazione, a distanza di 10 minuti l'una dall'altra, per un totale di 30 minuti. Al termine della seconda fase di carico, le letture sono state ripetute in maniera analoga. Infine, al termine della fase di scarico, sono state eseguite letture per 60 minuti.

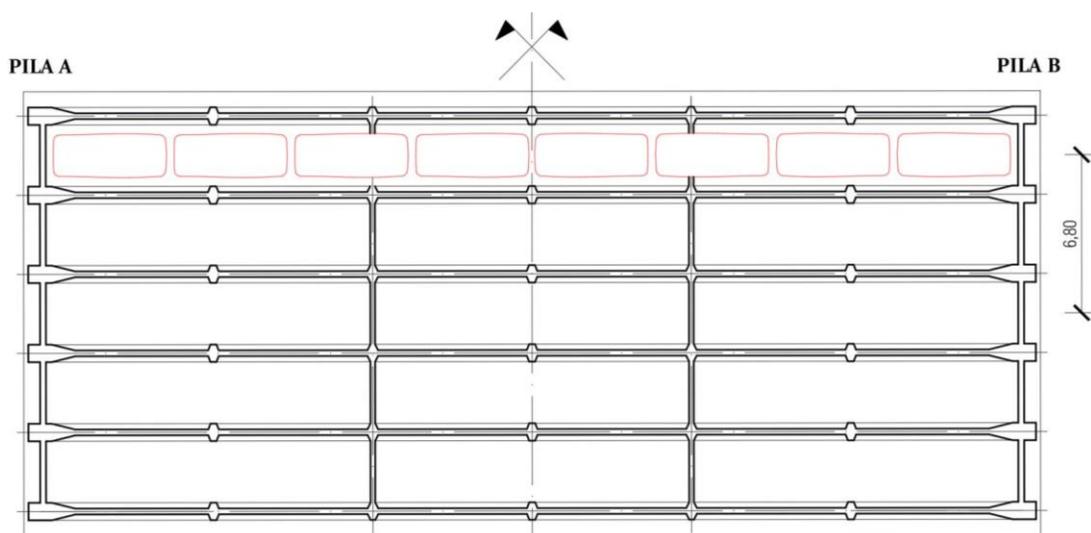


Figura 30 - Disposizione automezzi leggeri

2.4.2 Prova di carico con mezzi pesanti

La seconda prova di carico è stata effettuata con mezzi pesanti (Figura 31), impiegando 4 automezzi di peso pari a 34 ton ciascuno. Tale prova è stata svolta secondo le medesime modalità e procedure previste per la prova con mezzi leggeri ma, a differenza di quest'ultima, nella fase 1 vengono posizionati solamente due veicoli pesanti posti spalla contro spalla, che diventano quattro nella fase 2.

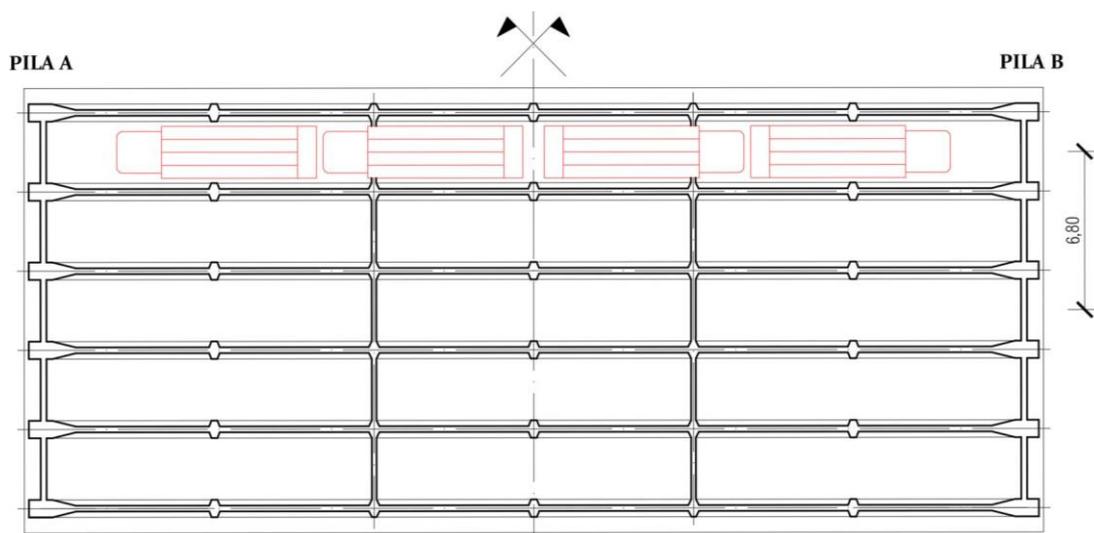


Figura 31 - Disposizione automezzi pesanti

2.4.3 Misurazioni

Durante le prove di carico sono state registrate le misurazioni effettuate dagli inclinometri e dagli estensimetri, la temperatura e sono stati monitorati gli spostamenti verticali di undici punti di controllo.

È stato scelto come verso positivo della rotazione quello mostrato in Figura 32, avendo assunto negative le rotazioni che comportano un'inflexione verso il basso dell'impalcato.

Nella Tabella 2 sono riportate le rotazioni massime registrate da ciascun inclinometro durante la fase 2 della prova con mezzi pesanti. Queste rappresentano le rotazioni massime che le travi dell'impalcato hanno subito durante l'intera prova di carico e sono state prese come riferimento nella fase di modellazione dell'impalcato. Per la posizione e il codice identificativo degli inclinometri si rimanda alla Figura 28.



Figura 32 - Verso positivo delle rotazioni

Tabella 2 - Rotazioni massime rilevate

Trave longitudinale	Inclinometri	Rotazioni misurate [mrad]
TL2	EL-C23-T2-N	-0,53
	EL-C23-T2-S	-0,52
TL3	EL-C23-T3-N	-0,36
	EL-C23-T3-S	-0,32
TL4	EL-C23-T4-N	-0,15
	EL-C23-T4-S	-0,20
TL5	EL-C23-T5-N	≈ 0
	EL-C23-T5-S	≈ 0

Gli spostamenti verticali degli undici punti di controllo sono stati monitorati attraverso una livellazione topografica di precisione dall'estradosso dell'impalcato (Figura 33). I punti osservati sono organizzati in due file di cinque punti ciascuna lungo i bordi dell'impalcato e da un punto isolato al centro dell'impalcato stesso. I dati registrati dagli estensimetri e gli spostamenti verticali dei punti non sono stati analizzati in quanto non disponibili.

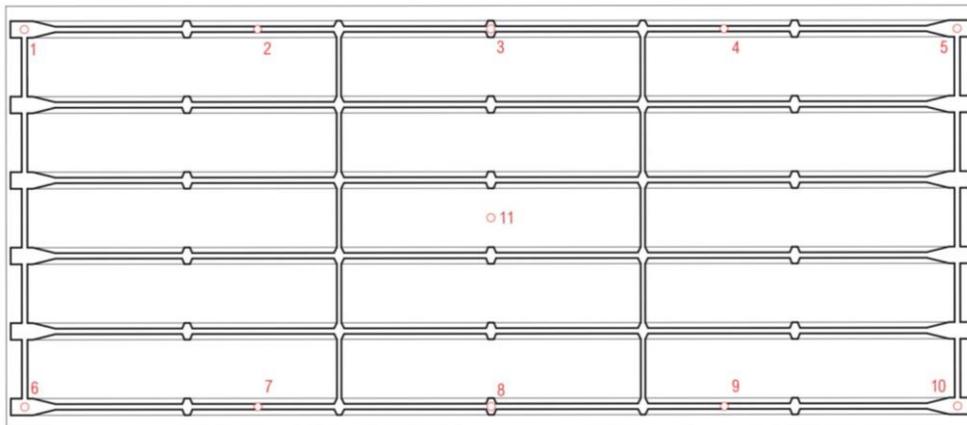


Figura 33 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali

Capitolo 3

Costruzione del modello agli elementi finiti

Per l'impalcato oggetto di studio è stato realizzato un modello tridimensionale non lineare agli elementi finiti attraverso l'utilizzo del software di calcolo DIANA FEA.

Esso è il risultato di due fasi di modellazione che hanno visto la realizzazione di:

- un primo modello, “semplificato”, costituito da una sola trave longitudinale e la rispettiva porzione di soletta collaborante, validato facendo riferimento ad un calcolo manuale, supportato da un foglio di calcolo in Microsoft Excel, eseguito secondo le equazioni classiche della Scienza delle Costruzioni e della teoria del calcestruzzo armato;
- un secondo modello, “definitivo”, completo di tutte le parti dell'impalcato così come descritto nel paragrafo 2.2, la cui validazione è stata invece basata sulle massime rotazioni misurate dagli inclinometri durante le prove di carico, riportate in Tabella 2, considerando quindi la sola prova di carico con mezzi pesanti.

Al fine di calibrare in modo corretto il modello sono state eseguite, per entrambi i modelli, analisi a fasi di tipo lineare e non lineare. In particolare, l'analisi non lineare è stata condotta fino ad un tempo pari a 49 anni (età del ponte al momento della prova di carico con mezzi pesanti) al fine di simulare le reali condizioni dell'impalcato.

3.1 Modello “semplificato”

In questo paragrafo verranno descritte tutte le caratteristiche del modello semplificato.

3.1.1 Geometria

Come detto precedentemente, la trave longitudinale è un elemento prefabbricato in calcestruzzo armato precompresso con sezione a "I" di lunghezza 43 m, altezza 2.60 m ed anima centrale di spessore 25 cm, fatta eccezione per le zone ringrossate che invece hanno una sezione trasversale rettangolare piena di base 0.75 m e altezza 2.60 m. In particolare, per semplicità, nella modellazione agli elementi finiti non sono stati tenuti in considerazione i ringrossi della trave nei punti intermedi compresi tra un traverso e l'altro. Nella Figura 34 sono riportate le due sezioni caratteristiche.

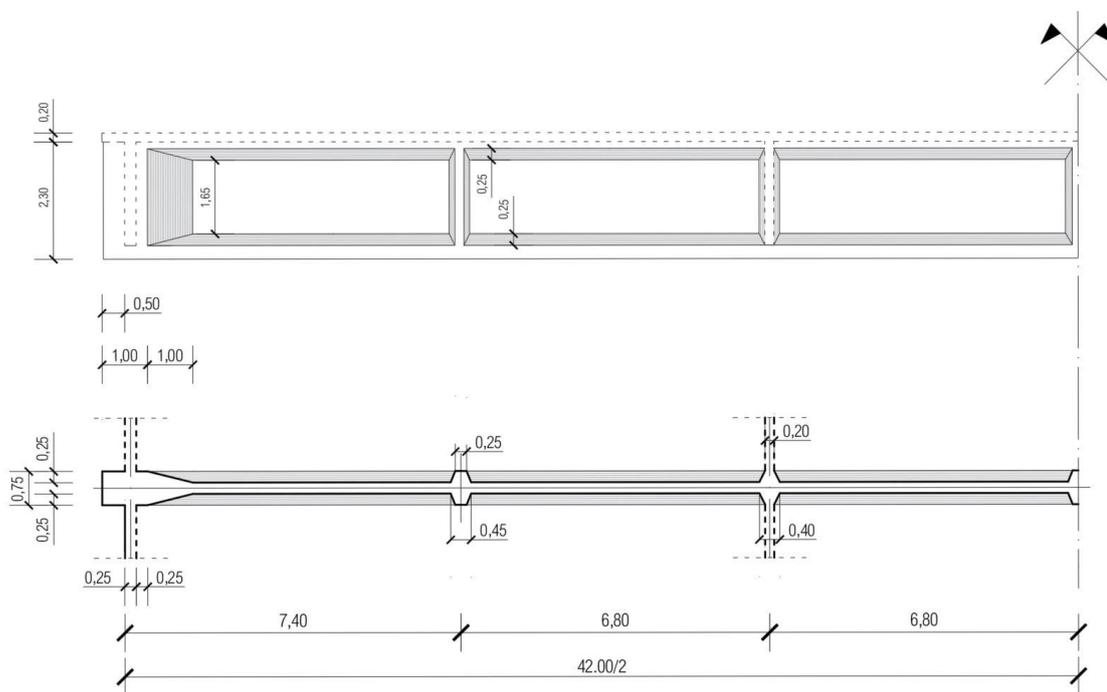


Figura 34 - Geometria trave longitudinale

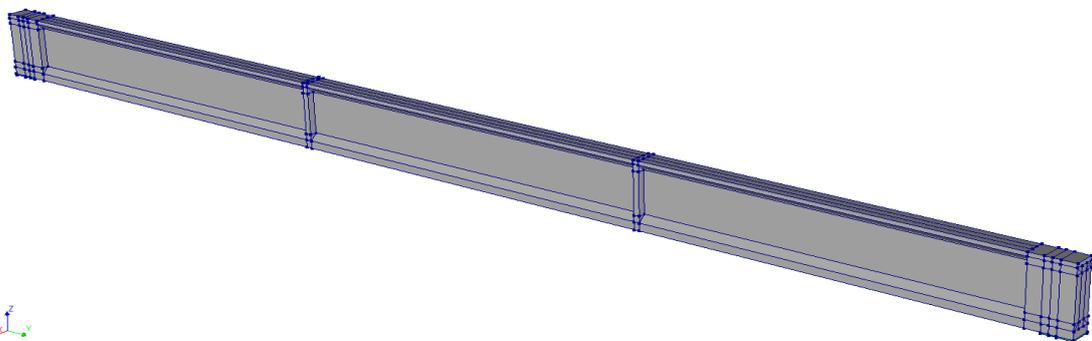


Figura 35 - Geometria trave longitudinale in DIANA



Figura 36 – Sezioni della trave in DIANA: piena, a “I”

La trave è a sostegno di una soletta in calcestruzzo armato gettato in opera dello spessore di 20 cm, per una larghezza collaborante di 3.40 m. Considerata una delle due travi longitudinali centrali, a causa della forma “a schiena d’asino” dell’impalcato, la parte di soletta modellata risulta inclinata da un lato e perfettamente orizzontale dall’altro.



Figura 37 – Soletta collaborante in DIANA



Figura 38 – Sezione della soletta collaborante in DIANA

Come si può osservare, la costruzione della geometria della trave è stata conseguita per mezzo di diversi solidi tridimensionali con l’obiettivo di rendere più veloce ed efficiente il successivo processo di generazione della mesh.

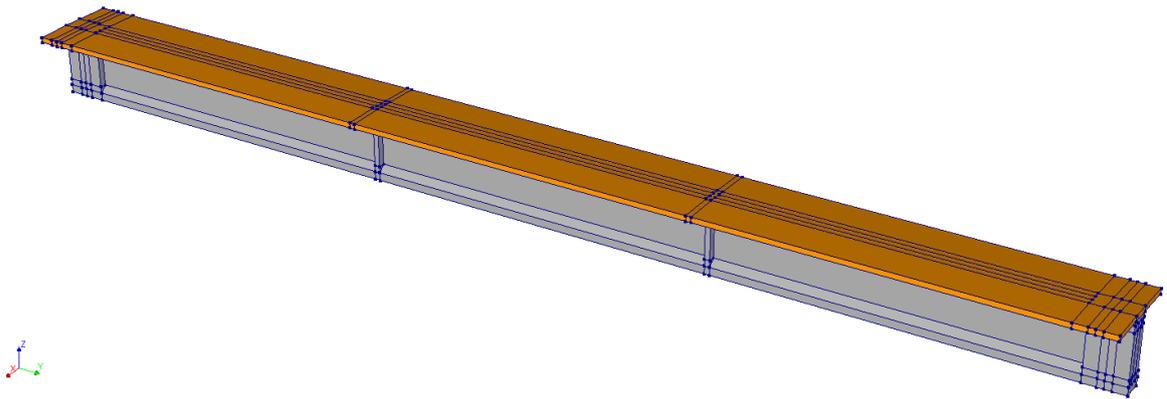


Figura 39 – Modello geometrico “trave + soletta”

3.1.2 Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento utilizzato è composto da una terna destrorsa di assi cartesiani XYZ, dove:

- l'asse X rappresenta la direzione trasversale della sezione;
- l'asse Y rappresenta la direzione longitudinale della sezione;
- l'asse Z rappresenta la direzione della gravità.

La generica sezione trasversale è quindi contenuta nel piano XZ e si sviluppa nella direzione Y (Figura 40 e Figura 41).

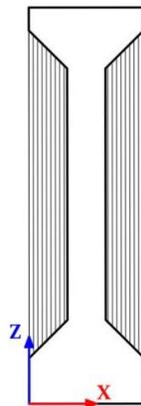


Figura 40 – Sistema di riferimento XZ

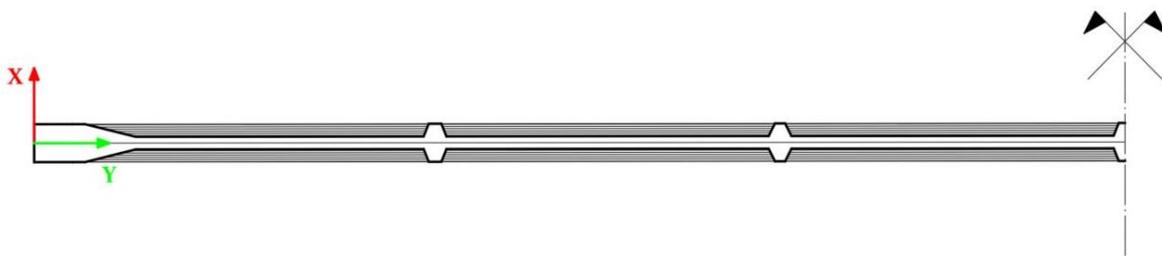


Figura 41 – Sistema di riferimento XY

3.1.3 Armatura

La trave longitudinale è rinforzata con barre di armatura ordinaria (cosiddetta “lenta”), longitudinale e trasversale, e armatura da precompressione mediante trefoli pretesi e un cavo post-teso.

Le armature, indipendentemente dalla tipologia, sono state modellate come “embedded”, ovvero “incorporate”. Esse sono infatti immerse negli elementi in cui si trovano, con i quali sono completamente accoppiate, in modo da garantire una perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

Questa tipologia di rinforzo così modellata non ha gradi di libertà propri, ha un comportamento simile ad un traliccio con deformazioni e sollecitazioni solo in senso longitudinale.

Per il modello “semplificato” non è stata tenuta in considerazione l’armatura all’interno della porzione di soletta collaborante.

3.1.3.1 Armatura ordinaria

La disposizione dell’armatura ordinaria, longitudinale e trasversale, all’interno della trave è rappresentata nella Figura 42. Di seguito viene inoltre descritta tale disposizione attraverso l’individuazione di 4 sezioni caratteristiche, per mezzo di disegni e tabelle.

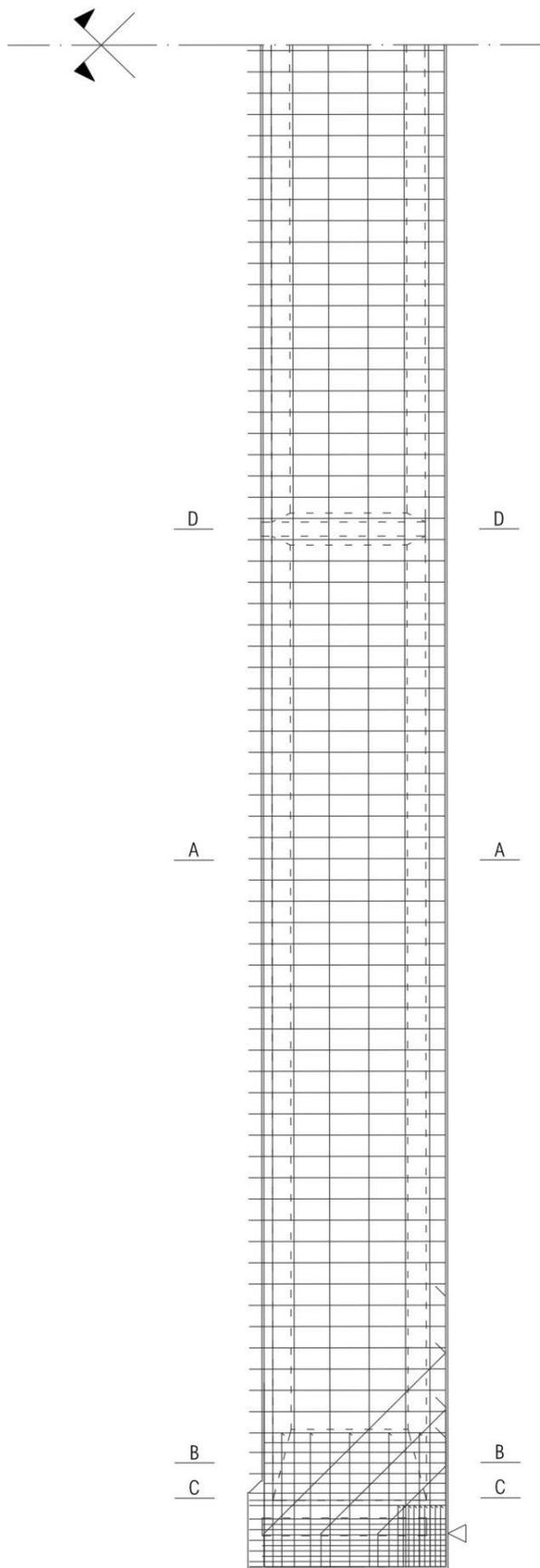


Figura 42 - Armatura longitudinale e trasversale della trave

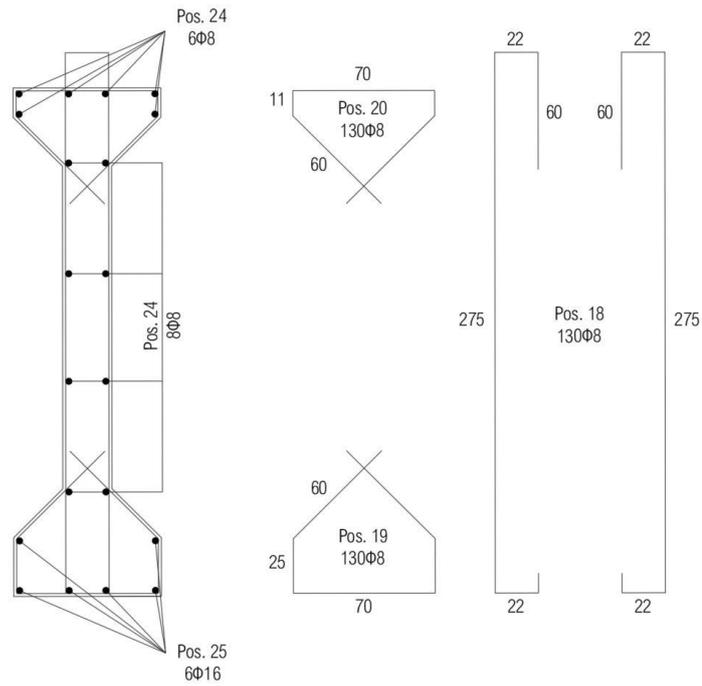


Figura 43 – Armatura sezione AA

Tabella 3 – Armatura sezione AA

Sezione	Tipologia armatura	Livello	Barre	Riferimento
AA Y = 10.00 m	Longitudinale	Superiore	4Φ8	Pos. 24
			2Φ8	Pos. 24
		Centrale	2Φ8	Pos. 24
			2Φ8	Pos. 24
			2Φ8	Pos. 24
			2Φ8	Pos. 24
	Inferiore	2Φ16	Pos. 25	
		4Φ16	Pos. 25	
	Trasversale		Superiore	Φ8/30
Centrale			Φ8/30	Pos. 18
Inferiore			Φ8/30	Pos. 19

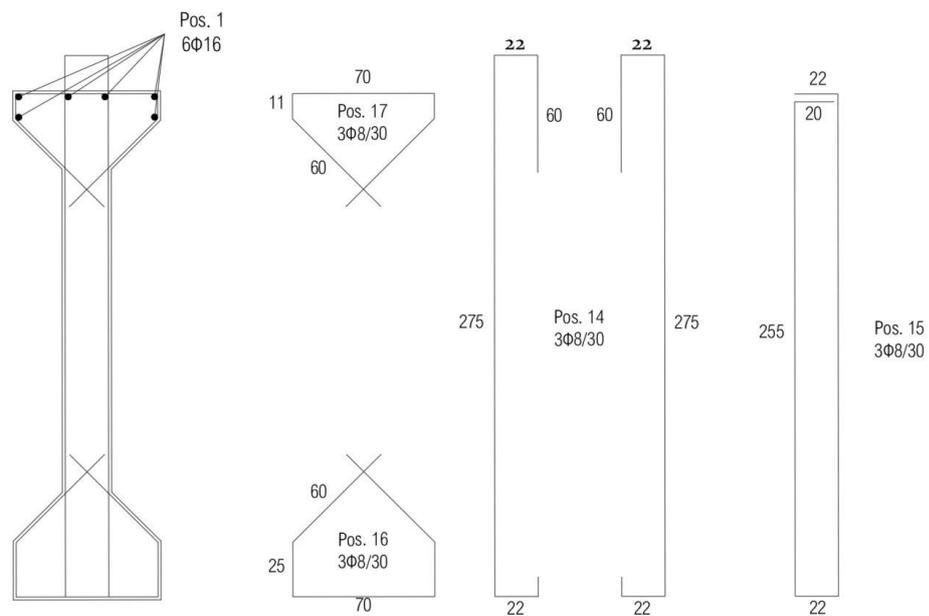


Figura 44 - Armatura sezione BB

Tabella 4 - Armatura sezione BB

Sezione	Tipologia armatura	Livello	Barre	Riferimento
BB Y = 1.50 m	Longitudinale	Superiore	4Φ816	Pos. 1
		Centrale	-	-
		Inferiore	-	-
	Trasversale	Superiore	3Φ8/30	Pos. 17
		Centrale	3Φ8/30	Pos. 14
			3Φ8/30	Pos. 15
		Inferiore	3Φ8/30	Pos. 16

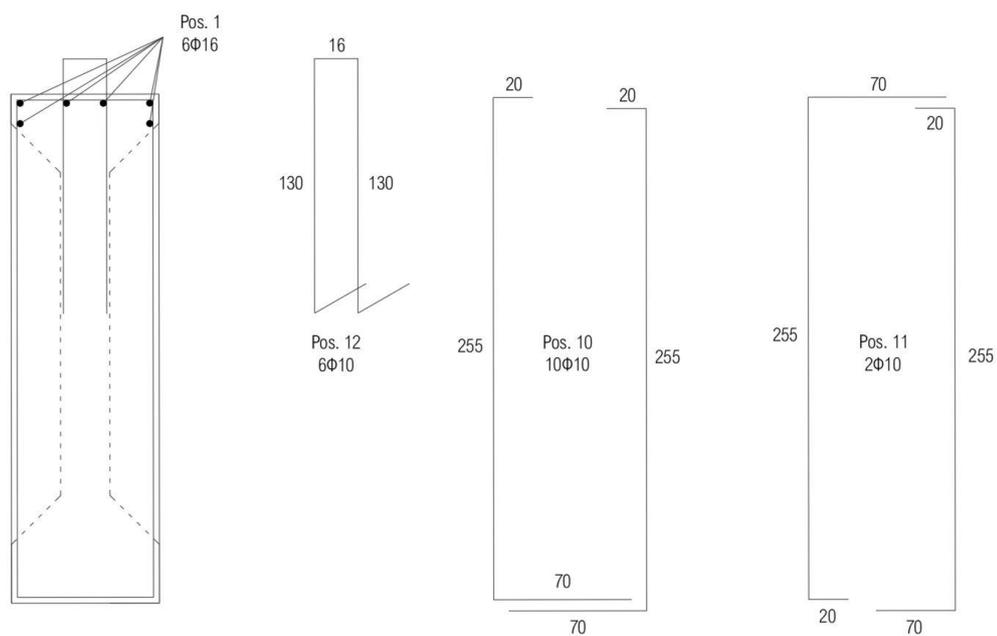


Figura 45 - Armatura sezione CC

Tabella 5 - Armatura sezione CC

Sezione	Tipologia armatura	Livello	Barre	Riferimento
CC Y = 1.00 m	Longitudinale	Superiore	4Φ8/16	Pos. 1
		Centrale	2Φ16	Pos. 1
		Inferiore	-	-
	Trasversale	Superiore	6Φ10/15	Pos. 12
		Centrale	10Φ10	Pos. 10
		Inferiore	2Φ10	Pos. 11
		Inferiore	-	-

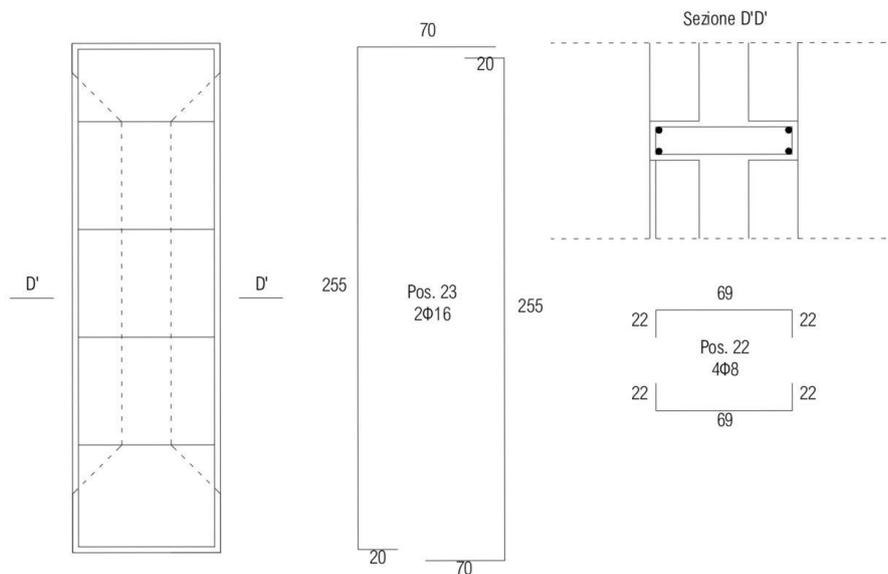


Figura 46 - Armatura sezione DD

Tabella 6 - Armatura sezione DD

Sezione	Tipologia armatura	Livello	Barre	Riferimento
DD Y = 14.70 m	Longitudinale	Superiore	-	-
		Centrale	-	-
		Inferiore	-	-
	Trasversale	Superiore	-	-
		Centrale	2Φ16	Pos. 23
		Inferiore	4Φ8	Pos. 22

3.1.3.2 Armatura da precompressione

L'armatura da precompressione si compone di 94 trefoli pretesi (70 rettilinei e 24 deviati) e 1 cavo post-teso. La geometria e la posizione di tale armatura è riportata nella Figura 47 e descritta nei disegni e nelle tabelle seguenti.

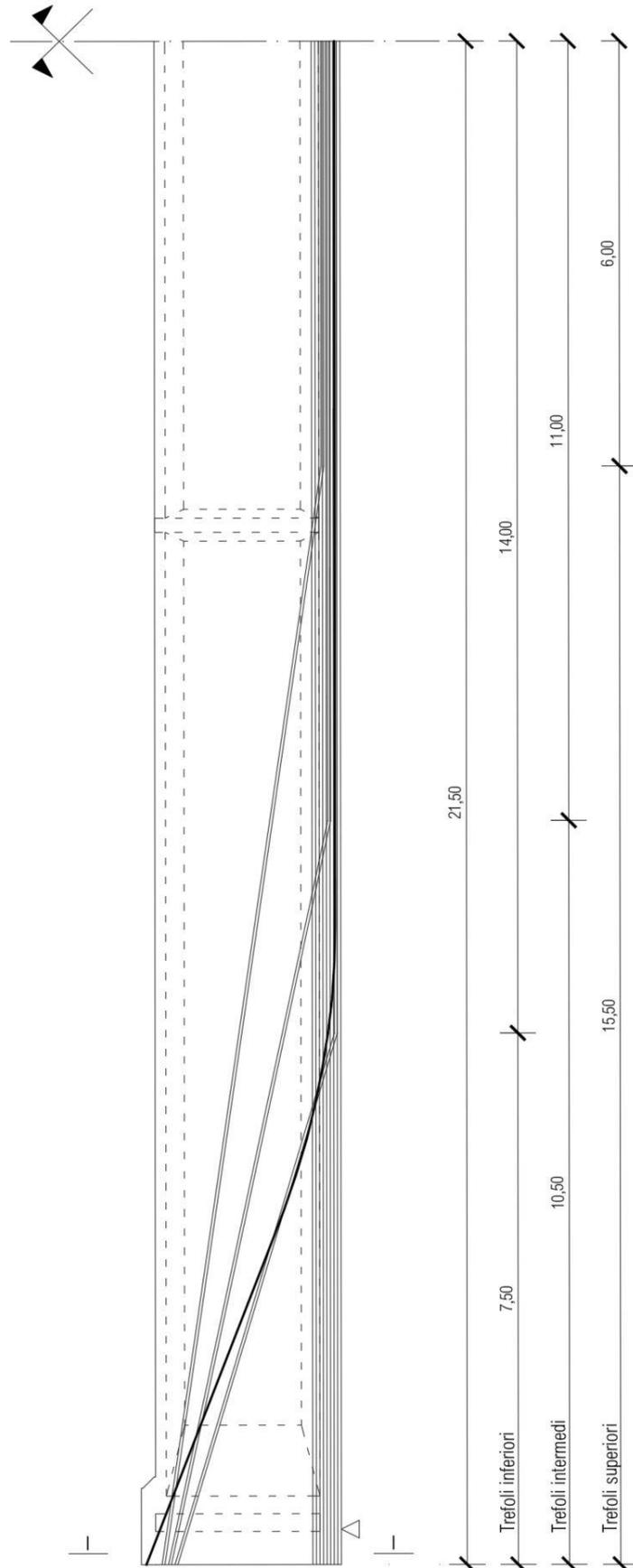


Figura 47 – Armatura da precompressione della trave

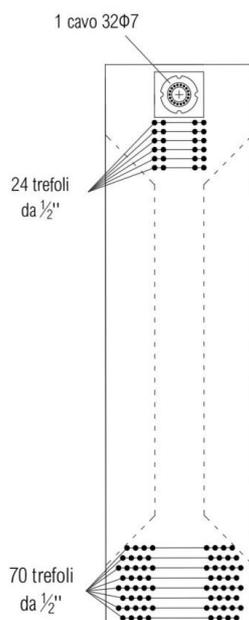


Figura 48 - Armatura sezione II

Tabella 7 - Trefoli rettilinei

Riferimento	n° [-]	Sezione [mm ²]	z [m]	Lunghezza [m]
R1	8	92.90	0.05	43.00
R2	10	92.90	0.10	43.00
R3	8	92.90	0.15	43.00
R4	10	92.90	0.20	43.00
R5	8	92.90	0.25	43.00
R6	10	92.90	0.30	43.00
R7	8	92.90	0.35	43.00
R8	8	92.90	0.40	43.00

Tabella 8 - Trefoli deviati

Riferimento	Sezione [mm ²]	α (y=0.00) [°]	α (y=21.50) [°]	α (y=43.00) [°]	Z (y=0.00) [m]	Z (y=21.50) [m]	Z (y=43.00) [m]	Lunghezza [m]
A1	92.90	16° 24'	0.00	- 16° 24'	2.51	0.27	2.51	43.64
A2	92.90	16° 24'	0.00	- 16° 24'	2.47	0.23	2.47	43.64
M1	92.90	11° 52'	0.00	- 11° 52'	2.42	0.18	2.42	43.46
M2	92.90	11° 52'	0.00	- 11° 52'	2.38	0.14	2.38	43.46
B1	92.90	8° 05'	0.00	- 8° 05'	2.33	0.09	2.33	43.31
B2	92.90	8° 05'	0.00	- 8° 05'	2.29	0.05	2.29	43.31

Tabella 9 – Layout cavo post-teso I

Y [m]	Z [m]	Y [m]	Z [m]	Y [m]	Z [m]	L [m]	Sezione [mm ²]
0.00	2.73	5.50	1.20	13.50	0.12	42.79	1232.00
0.50	2.58	6.50	0.99	14.50	0.09		
1.00	2.43	7.50	0.80	15.50	0.08		
1.50	2.28	8.50	0.63	16.50	0.08		
2.00	2.13	9.50	0.48	17.50	0.08		
2.50	1.98	10.50	0.36	18.50	0.08		
3.50	1.70	11.50	0.26	19.50	0.08		
4.50	1.44	12.50	0.18	21.50	0.08		

3.1.4 Materiali

Le proprietà dei materiali sono state ottenute mediante indagini in situ attraverso il prelievo di carote cilindriche di calcestruzzo e provini di armatura metallica per le armature lente e per i trefoli di pretensione. Nessun campione è stato prelevato per i cavi di post-tensione. Dai risultati di laboratorio sono state effettuate le operazioni di media, ottenendo così le proprietà in situ dei materiali indagati. Questi sono stati utilizzati per la valutazione delle restanti caratteristiche, meccaniche e reologiche, necessarie per la fase di calcolo e modellazione con riferimento alle formulazioni riportate nel Model Code 2010 [11] e nell'EN 1992-1-1 [12].

3.1.4.1 Calcestruzzo

In Tabella 10 e Tabella 11 sono riportate le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi direttamente provenienti dalle indagini in situ. Tutti i parametri derivati sono stati calcolati in accordo con il Model Code 2010 [11]*. I legami costitutivi adottati sono descritti nei grafici di Figura 49 e Figura 50.

Tabella 10 – Proprietà del calcestruzzo della trave prefabbricata

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Resistenza a compressione cilindrica ottenuta da prove in situ	$f_{cm, situ}$	57	MPa
Fattore di confidenza	FC	1	-
Resistenza a compressione media usata nei calcoli ($f_{cm, situ}/FC$)	f_{cm}	57	MPa
Resistenza a compressione caratteristica usata nei calcoli	f_{ck}	49	MPa
Resistenza a trazione*	f_{ctm}	4	MPa
Modulo elastico*	E_{cm}	38339	MPa

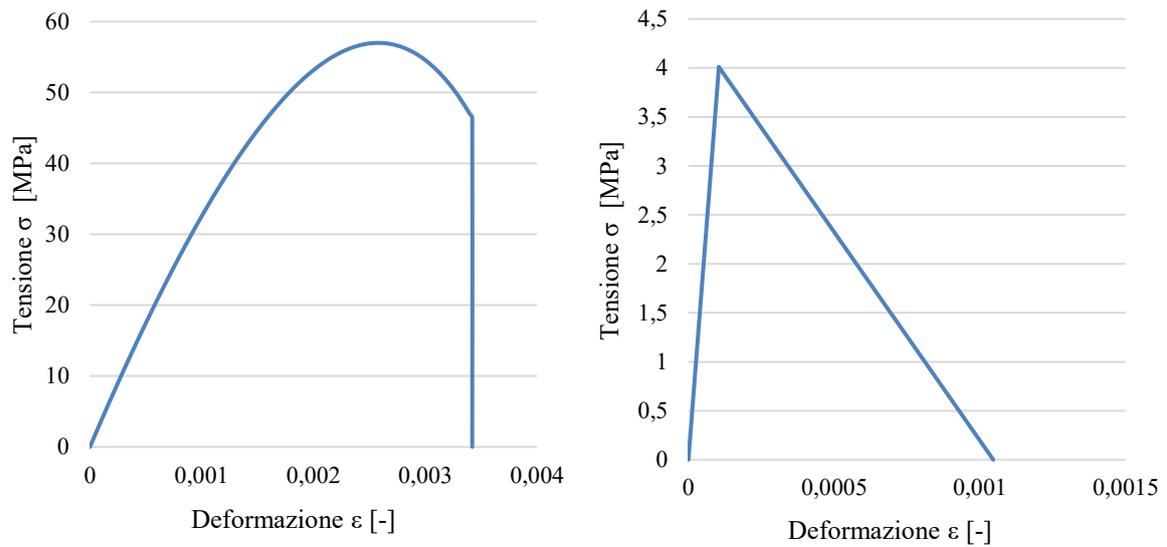


Figura 49 - Legame costitutivo del calcestruzzo della trave: compressione, trazione

Tabella 11 - Proprietà del calcestruzzo della soletta

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Resistenza a compressione cilindrica ottenuta da prove in sito	$f_{cm, situ}$	49	MPa
Fattore di confidenza	FC	1	-
Resistenza a compressione media usata nei calcoli ($f_{cm, situ}/FC$)	f_{cm}	49	MPa
Resistenza a compressione caratteristica usata nei calcoli	f_{ck}	41	MPa
Resistenza a trazione*	f_{ctm}	3,5	MPa
Modulo elastico*	E_{cm}	36400	MPa

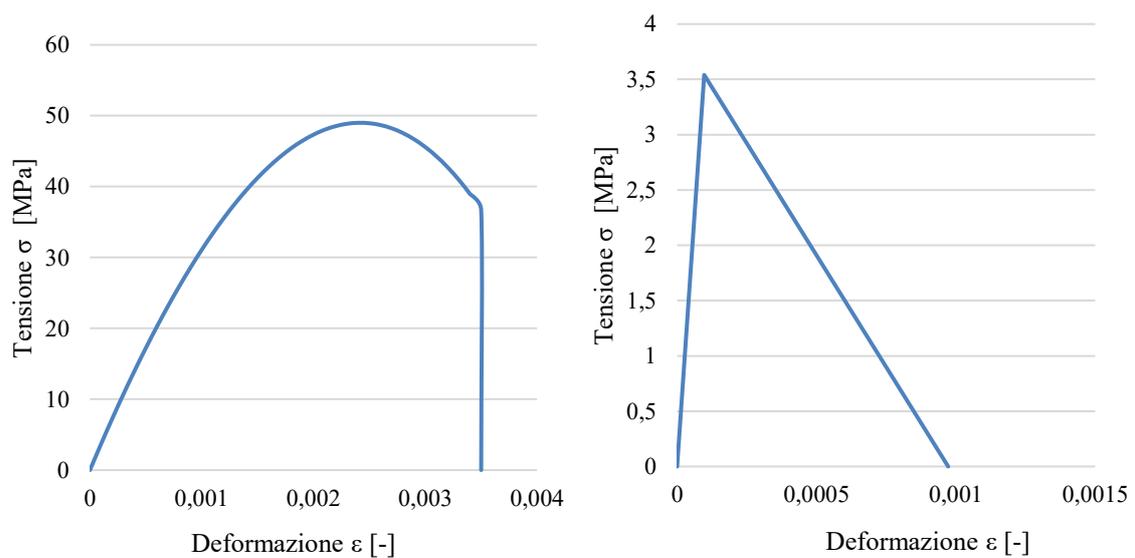


Figura 50 - Legame costitutivo del calcestruzzo della soletta: compressione, trazione

3.1.4.1.1 Ritiro

Il ritiro è la diminuzione di volume che il calcestruzzo subisce, in assenza di sollecitazioni, successivamente al getto. Ciò accade in virtù di reazioni chimico-fisiche, la cui causa principale è legata all'evaporazione dell'acqua d'impasto durante la fase di maturazione.

Sebbene sia possibile distinguere diverse tipologie di ritiro, per il modello in considerazione sono stati considerati:

- il ritiro *autogeno* (*autogenous shrinkage*), chiamato anche ritiro d'idratazione, è dovuto al consumo dell'acqua interna al momento dell'idratazione del cemento, il quale porta ad una riduzione di volume della pasta cementizia. Tale ritiro si sviluppa in modo isotropo all'interno della massa del conglomerato e il suo valore aumenta al diminuire del rapporto acqua-cemento. La sua curva d'evoluzione ricalca bene quella dello sviluppo della resistenza meccanica: è molto rapida nei primi giorni e raggiunge a 28 giorni il 60÷90% del suo valore ultimo;
- il ritiro *d'essiccamento* (*drying shrinkage*), è dovuto all'evaporazione dell'acqua dai pori capillari presenti nella pasta di cemento idrata. Tale acqua, chiamata acqua libera, è trattenuta da forze che sono tanto più forti quanto più piccolo è il diametro dei pori. Questo ritiro non è isotropo e si manifesta infatti dall'esterno verso l'interno della massa. Il fenomeno dell'essiccazione si sviluppa molto lentamente e può avere una durata di molti anni, durante i quali la massa di calcestruzzo è soggetta ad una continua, anche se decrescente, riduzione di volume.

Con riferimento al paragrafo 5.1.9.4.4 del Model Code 2010 [11] sono state determinate le curve di ritiro per entrambe le tipologie di calcestruzzo presenti nella struttura:

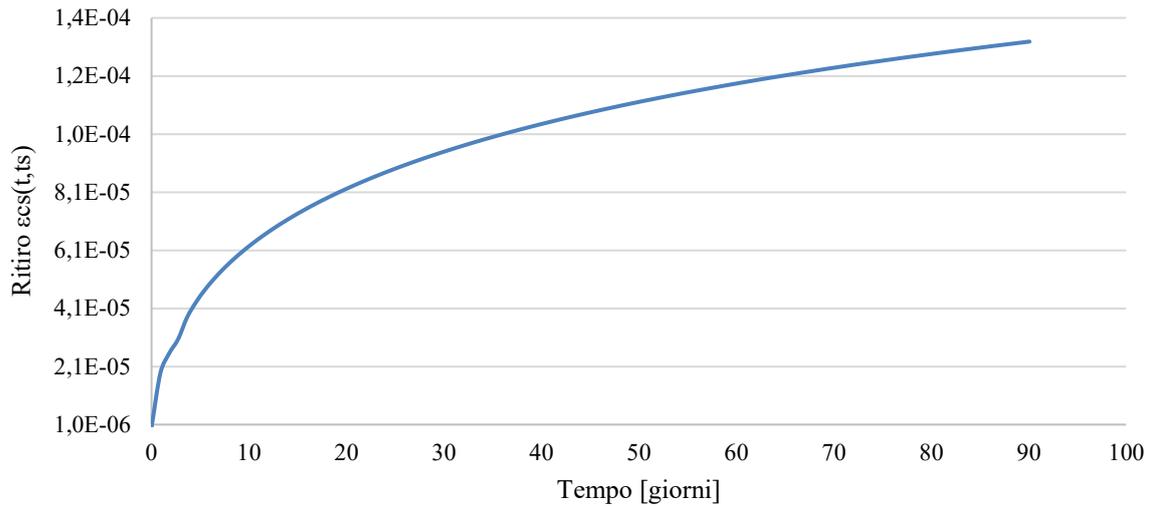


Figura 51 – Funzione di ritiro (totale) del calcestruzzo della trave

Tabella 12 – Proprietà per il calcolo del ritiro del calcestruzzo della trave

A_c [mm ²]	u [mm]	h [mm]	RH [%]	f_{cm} [MPa]	t_s [giorni]	$\alpha_{ds,1}$ [-]	$\alpha_{ds,2}$ [-]
1000000	6364	314	80	54	3	4	0.012

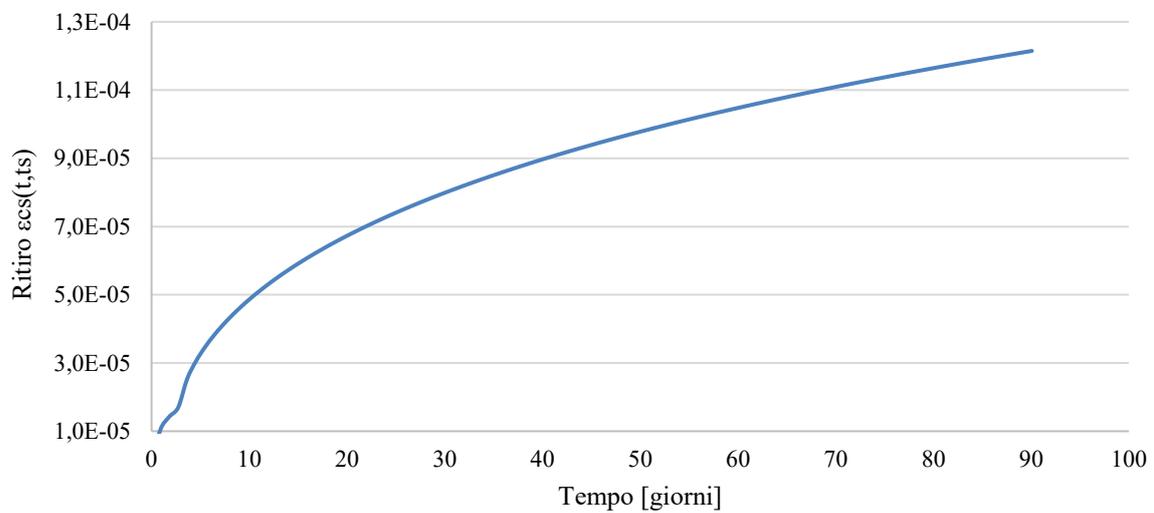


Figura 52 – Funzione di ritiro (totale) del calcestruzzo della soletta

Tabella 13 – Proprietà per il calcolo del ritiro del calcestruzzo della soletta

A_c [mm ²]	u [mm]	h [mm]	RH [%]	f_{cm} [MPa]	t_s [giorni]	$\alpha_{ds,1}$ [-]	$\alpha_{ds,2}$ [-]
680000	6050	225	80	36	3	4	0.012

3.1.4.1.2 Creep

Il creep, anche chiamato fluage, rappresenta la deformazione che un materiale subisce, in aggiunta a quella elastica, quando viene sottoposto permanentemente ad una sollecitazione. Esso è determinato da vari e complessi meccanismi, tra i quali: scivolamento degli strati colloidali di gel di cemento a contatto con l'acqua libera adsorbita, espulsione dell'acqua libera all'interno della pasta di cemento, sviluppo di microfessure locali coinvolgenti la rottura di legami esistenti.

Tra i più importanti fattori che influenzano il creep si ricordano:

- influenza dell'*umidità relativa*: a parità di carico e per uno stesso calcestruzzo, il creep è tanto più elevato quanto più bassa è l'umidità relativa;
- influenza dell'*età del calcestruzzo all'atto dell'applicazione del carico*: più il calcestruzzo è giovane, meno esso avrà sviluppato la propria resistenza meccanica e più risentirà del fenomeno del creep;
- influenza della *resistenza del conglomerato*: il creep specifico finale, ovvero il creep per unità di carico applicato, diminuisce al crescere della resistenza all'atto dell'applicazione del carico. influenza degli aggregati: l'aggregato normale non ha creep apprezzabile, dunque si può dire che il creep del calcestruzzo si riduce all'aumentare della frazione dell'inerte. Gli aggregati svolgono un'azione di vincolo nei confronti delle deformazioni;
- influenza della *temperatura*: il creep cresce al crescere della temperatura, fino a circa 50°C, per poi iniziare a decrescere;
- influenza delle *dimensioni del getto*: il creep, al pari del ritiro, diminuisce all'aumentare delle dimensioni del getto di calcestruzzo. Questo può essere dovuto al fatto che il creep, nelle zone prossime alla superficie, avviene nella fase d'essiccamento ed è pertanto maggiore che nelle zone interne, che rimangono in condizioni prossime alla saturazione. Anche se con il passare del tempo l'interno perde umidità, esso raggiunge un elevato grado d'idratazione ed un'elevata resistenza, con conseguente minore effetto del creep. Se la stagionatura avviene senza scambio di umidità con l'esterno, non si verifica alcuna dipendenza dalle dimensioni del getto.

Con riferimento al paragrafo 5.1.9.4.3 del Model Code 2010 [11] sono state determinate le curve di creep per entrambe le tipologie di calcestruzzo presenti nella struttura:

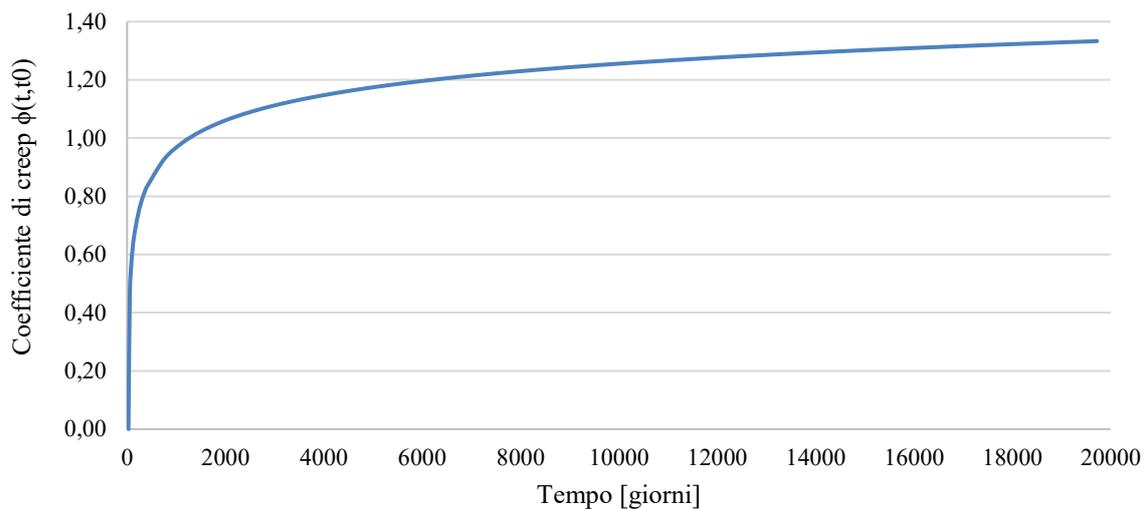


Figura 53 - Funzione di creep del calcestruzzo della trave

Tabella 14 - Proprietà per il calcolo del creep del calcestruzzo della trave

A_c	u	h	RH	f_{cm}	t_0
[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[giorni]
1000000	6364	314	80	54	28

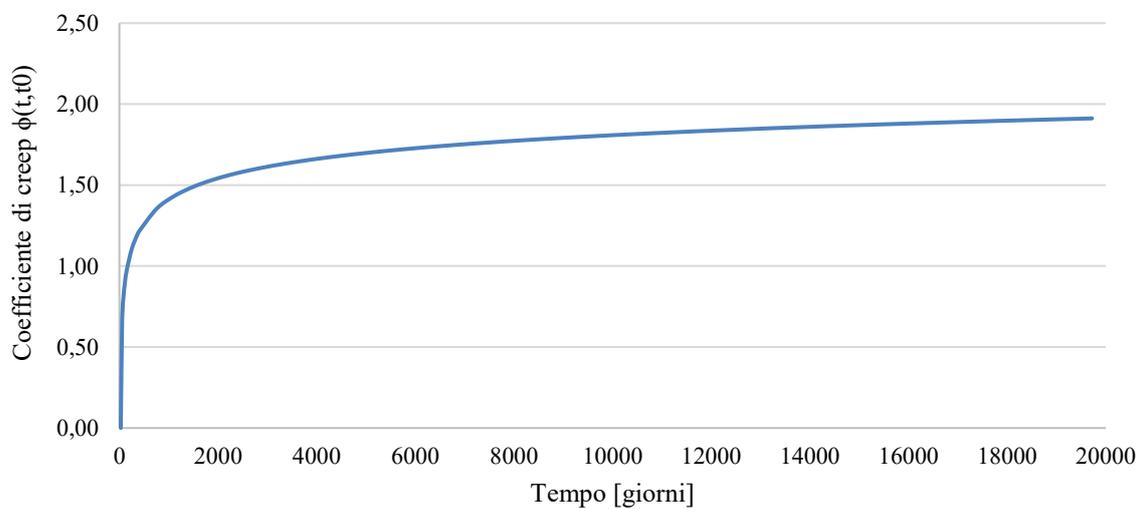


Figura 54 - Funzione di creep del calcestruzzo della soletta

Tabella 15 - Proprietà per il calcolo del creep del calcestruzzo della soletta

A_c	u	h	RH	f_{cm}	t_0
[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[MPa]	[giorni]
680000	6050	225	80	36	28

3.1.4.2 Acciaio per armatura ordinaria

In Tabella 16 sono riportate le caratteristiche meccaniche dell'acciaio per armatura lenta direttamente provenienti dalle indagini in situ:

Tabella 16 - Proprietà dell'acciaio per armatura lenta

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di snervamento media da prove in situ	$f_{ym, situ}$	425	MPa
Tensione di rottura	f_{uk}	575	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u,m}$	0.117	-
Modulo elastico	E_s	200000	MPa

Il legame costitutivo adottato per l'acciaio delle barre di armatura ordinaria è di tipo elasto-plastico incrudente (Figura 55).

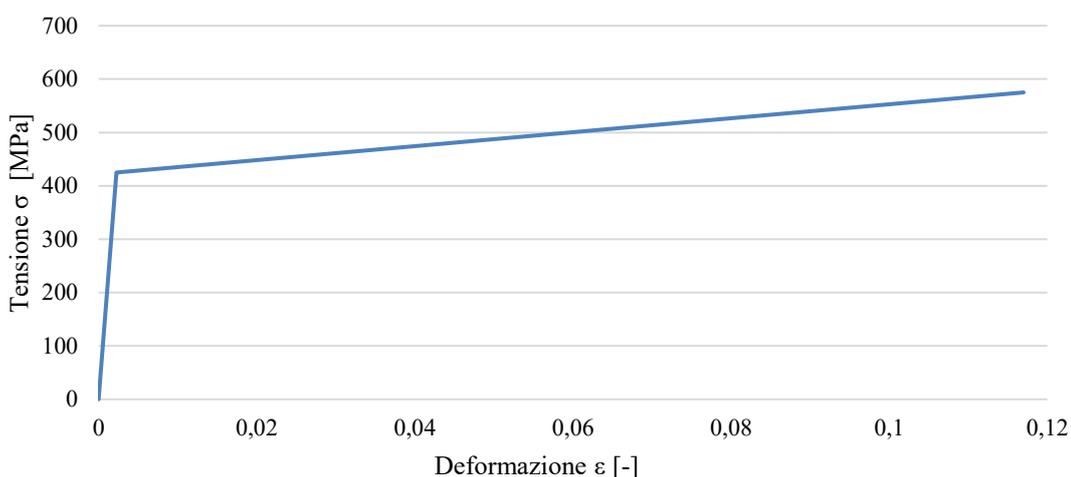


Figura 55 - Legame costitutivo acciaio per armatura lenta

3.1.4.3 Acciaio da precompressione

In Tabella 17 e Tabella 18 sono riportate le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione direttamente provenienti dalle indagini in situ:

Tabella 17 - Proprietà dell'acciaio armonico per trefoli pretesi

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di rottura da prove in situ	$F_{ptm, situ}$	1818	MPa
Tensione di snervamento media usata nei calcoli	$F_{pi,m}$	1636	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u,m}$	0.05	-
Modulo elastico	E_s	195000	MPa

Tabella 18 - Proprietà dell'acciaio armonico per cavi post-tesi

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di rottura da relazione originaria	$F_{ptk,c}$	1700	MPa
Tensione di snervamento media usata nei calcoli	$F_{p1,m}$	1530	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u,m}$	0.05	-
Modulo elastico	E_s	195000	MPa

Il legame costitutivo adottato per l'acciaio da precompressione dei trefoli è di tipo elasto-plastico incrudente (Figura 56):

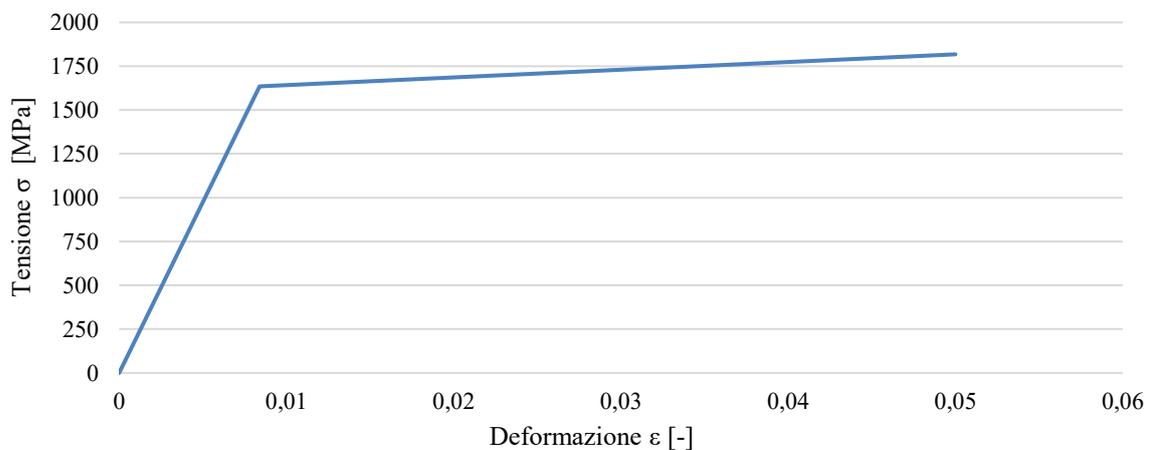


Figura 56 - Legame costitutivo dell'acciaio dei trefoli pretesi

Il legame costitutivo adottato per l'acciaio da precompressione dei cavi è di tipo elasto-plastico incrudente (Figura 57):

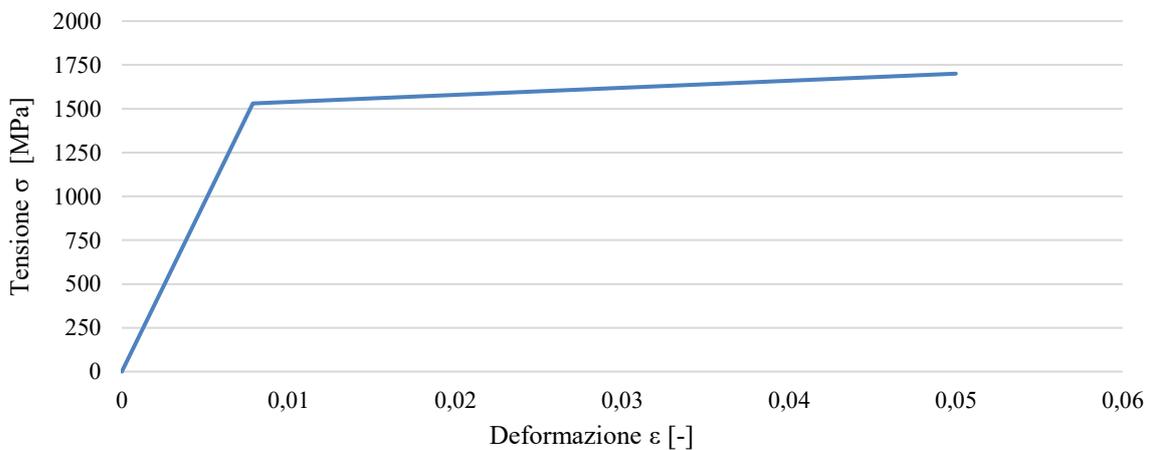


Figura 57 - Legame costitutivo dell'acciaio del cavo post-teso

3.1.4.3.1 Rilassamento

Il rilassamento degli sforzi (o rilassamento viscoelastico) è un comportamento tipico dei materiali viscoelastici come l'acciaio, che comporta una caduta di tensione a deformazione costante.

La perdita per rilassamento può essere definita come il rapporto, in percentuale, della variazione della tensione di precompressione sulla tensione di precompressione iniziale. In particolare, secondo la Normativa EN 1992-1-1 – paragrafo 3.3.2 [12], gli acciai sono classificati, in base alle massime percentuali di perdita di tensione, in:

- Classe 1: fili o trefoli a rilassamento ordinario;
- Classe 2: fili o trefoli a basso rilassamento;
- Classe 3: barre laminate e lavorate a caldo.

Sulla base delle formulazioni contenute nello stesso documento sopra citato, sono state valutate le curve di rilassamento per gli acciai di classe 1 e 2 (Figura 58) per un tempo pari a 49 anni, età effettiva del ponte in oggetto. Gli acciai utilizzati all'epoca di costruzione del ponte non sono però descritti dalle attuali normative e, pertanto, non possono essere collocati all'interno di una delle due classi. Tuttavia, facendo riferimento ai valori di rilassamento riportati nella relazione di calcolo dell'impalcato (12% per i trefoli pretesi, 7% per i cavi post-tesi), sono state costruite le due curve di riferimento, anch'esse riportate in Figura 58.

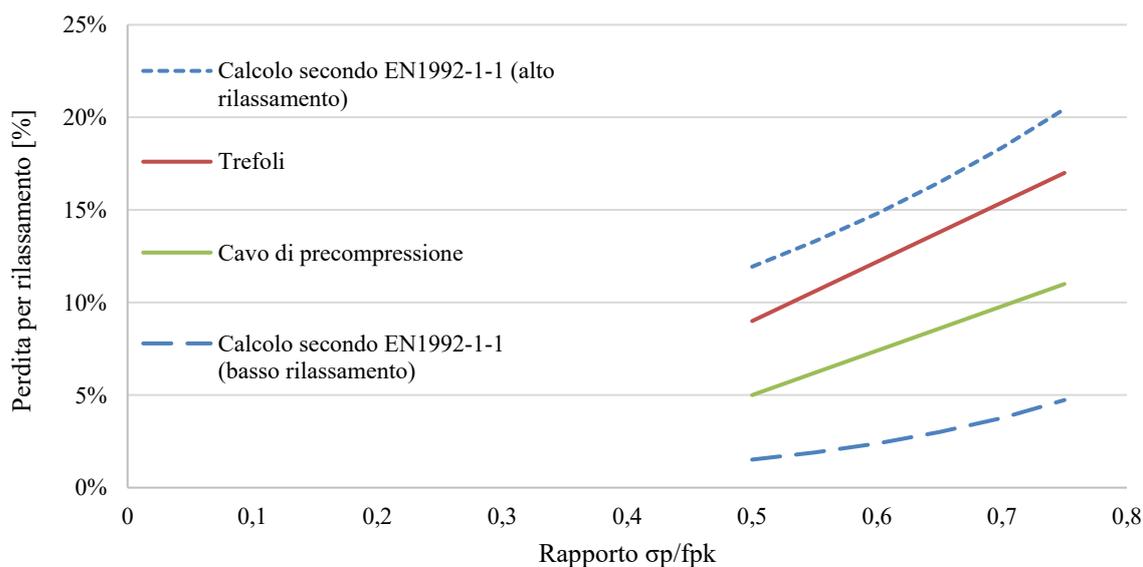


Figura 58 – Perdita per rilassamento dei trefoli pretesi e del cavo post-teso

3.1.5 Condizioni di vincolo

Come già detto nel paragrafo 2.2, l'impalcato è in semplice appoggio sulle pile del viadotto e pertanto, nella modellazione, è stato adottato uno schema statico di tipo cerniera – carrello. In particolare, come si osserva nella Figura 59, gli appoggi sulle quali sono state imposte le condizioni vincolari sono stati modellati con piastre in acciaio di peso nullo, di dimensioni 75 cm x 1 m e spessore 4 cm.

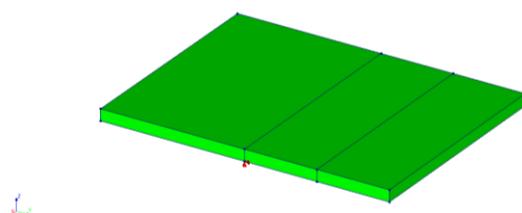


Figura 59 – Geometria delle piastre d'appoggio

Di seguito viene indicata per chiarezza la numerazione dei vincoli e la porzione di impalcato esaminata.



Figura 60 – Numerazione dei vincoli

In Tabella 19 vengono invece indicate le condizioni di vincolo, dove \times = libero, \checkmark = bloccato.

Tabella 19 – Condizioni di vincolo

Nodo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
V41	\times	\checkmark	\checkmark	\times	\times	\times
V42	\times	\times	\checkmark	\times	\times	\times

3.1.6 Mesh

In seguito alla costruzione del modello geometrico e all'assegnazione del materiale, gli elementi strutturali sono stati discretizzati in elementi finiti attraverso la definizione della mesh.

In particolare, per ciò che concerne le parti in calcestruzzo, sono stati sfruttati elementi solidi tridimensionali isoparametrici quali prismi a base quadrata o rettangolare a 20 nodi e prismi a base triangolare a 15 nodi, questi ultimi nelle parti di volume in cui vi è un cambiamento di sezione, causa di possibili fenomeni di concentrazione delle deformazioni e tensioni (Figura 61):

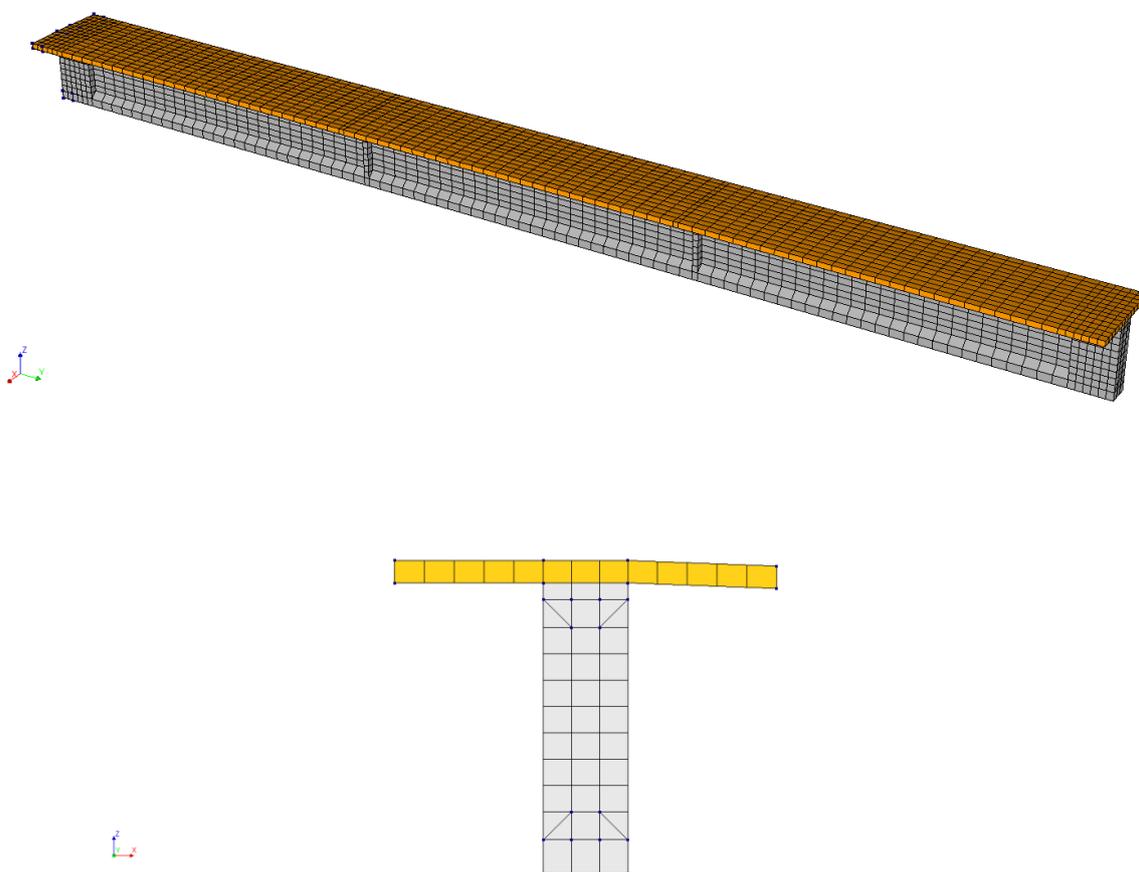


Figura 61 – Mesh del modello “semplificato”

La discretizzazione è stata definita in modo tale che la dimensione massima del generico elemento solido non fosse superiore a 0.50 metri e comunque non inferiore a 0.15 metri. Così operando si ottengono valori di AR (aspect-ratio) compresi tra 1 e 2 nella direzione trasversale e tra 1 e 3 nella direzione longitudinale. Le dimensioni di tali elementi sono state scelte,

inoltre, con il fine di ottenere un risultato sufficientemente accurato (processo iterativo di accuratezza numerica) e, al contempo, non appesantire eccessivamente il lavoro del software, guadagnando in termini di tempi di elaborazione.

Le armature, invece, sono state discretizzate assegnando una distanza massima tra i punti di integrazione (essendo esse elementi di rinforzo monodimensionali) pari a 0.25 m.

Il modello così costruito conta un totale di 40061 nodi, 3252 elementi e 840 elementi di rinforzo.

3.1.7 Carichi

Ricordando lo scopo di questa fase di modellazione, nel modello “semplificato” sono stati considerati esclusivamente i carichi da peso proprio e le due tipologie di precompressione agenti sulla sezione “trave + soletta”. Non sono state considerate azioni trasversali. Nelle tabelle seguenti vengono riportate le entità e le caratteristiche delle suddette azioni.

Tabella 20 – Carichi da peso proprio

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Peso proprio calcestruzzo trave	G ₁	25	kN/m ³
Peso proprio calcestruzzo soletta	G ₂	25	kN/m ³
Peso proprio pavimentazione stradale	G ₃	3	kN/m ²

Tabella 21 – Carichi da precompressione

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di tiro trefoli pretesi (da ambo i lati)	P ₁	1240	MPa
Tensione di tiro cavo post-teso (da ambo i lati)	P ₂	1190	MPa

3.1.7.1 Perdite di tensione

Nella fase di messa in tensione di un cavo intervengono delle variazioni nella forza di precompressione, comunemente chiamate “perdite” di tensione. Queste si manifestano per:

- *effetto mutuo*: le tesature dei cavi o la presenza di azioni in più fasi successive comportano un ulteriore accorciamento elastico della trave rispetto a quello

intervenuto nelle fasi precedenti, con conseguente diminuzione del tiro dei cavi già messi in tensione; in via approssimata tale perdita può essere valutata con la seguente espressione:

$$\Delta P_c = A_p E_{sp} \sum_j \frac{\Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (3.1)$$

dove $\Delta \sigma_c$ è la variazione di tensione indotta nel calcestruzzo dalla successiva tesatura o dal carico seguente;

- *attrito*: esse si verificano nei casi di post-tensione o pretensione con deviatori a causa dell'attrito tra il cavo e il materiale circostante. Questo attrito è costituito in parte dalla curvatura del cavo e in parte da irregolarità locali (deviazioni non intenzionali). Queste possono essere stimate attraverso la formulazione riportata nella Normativa EN1992-1-1 - paragrafo 5.10.5.2 secondo cui:

$$\Delta P_\mu(x) = P_0 \left(1 - e^{-\mu(\alpha+kx)}\right), \quad (3.2)$$

dove P_0 è la forza di precompressione alla messa in tensione, μ è il coefficiente d'attrito tra armatura e guaina (0.10-0.19), α è la somma delle deviazioni angolari che il cavo subisce in corrispondenza della sezione considerata e k è una deviazione angolare non intenzionale (0.005 - 0.01 rad/m);

- *rientro degli ancoraggi*: è la perdita di tensione dovuta al rientro del cavo post-teso all'interno del cuneo di ancoraggio. Tale perdita ha in genere effetto confinato nelle zone terminali del cavo grazie all'intervento benefico dell'attrito, che impedisce che l'effetto si risenta per un tratto più esteso (tuttavia, per particolari tracciati, caratterizzati da attrito ridotto, e per travi di lunghezza limitata tale effetto può interessare una zona di estensione non trascurabile). Essa può essere calcolata attraverso la seguente equazione:

$$P_{2,0} = \frac{P_{1,0} \cdot e^{-\mu(\alpha_{LP}+k \cdot l_p)}}{2 - e^{-\mu(\alpha_{LP}+k \cdot l_p)}}, \quad (3.3)$$

- dove $P_{2,0}$ è la forza di precompressione dopo la perdita, $P_{1,0}$ è la forza di precompressione alla messa in tensione, l_p è il tratto interessato dalla diminuzione di

tensione, α_{LP} è la somma delle deviazioni angolari che il cavo subisce in corrispondenza della sezione in cui termina l'effetto del rientro degli ancoraggi. Questa si risolve per via iterativa, facendo variare la lunghezza l_p affinché l'entità del rientro, calcolato come:

$$\Delta a = \frac{1}{E_{sp} A_p} \int_0^{l_p} \Delta P(x) dx, \quad (3.4)$$

sia compreso tra 2 e 5 mm. Per il cavo post-teso in oggetto, $l_p = 9,50$ m e $\Delta a = 2,30$ mm.

Tutte le tipologie di perdite di tensione sono determinate, in modo analitico e secondo le formulazioni sopra proposte, direttamente dal software DIANA.

3.1.7.2 Cadute di tensione

La tensione in un cavo precompresso è variabile, oltre che lungo il cavo, anche nel tempo. Tali variazioni sono note come “cadute” di tensione, le cui cause sono da ricercarsi nel comportamento visco-elastico del calcestruzzo e dell'acciaio. Infatti, per tempi $t > 0$, intervengono i fenomeni reologici del calcestruzzo, quali ritiro e creep, e il rilassamento dell'acciaio.

L'Eurocodice 2, al paragrafo 4.2.3.5.5, stabilisce che il valore della caduta di tensione è pari a:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_s + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c0} + \Delta \sigma_{ril}}{1 + \alpha \frac{A_p}{A_c} \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)) \right]}, \quad (3.5)$$

dove:

- $\Delta \sigma_p$ è la variazione di tensione nelle armature di precompressione dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento nella sezione di ascissa x al tempo t ;
- $\varepsilon_s(t, t_0)$ è la deformazione di ritiro stimata;
- α è il rapporto E_s / E_{cm} ;
- E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio per precompressione;
- E_{cm} è il modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $\Delta \sigma_{ril}$ è la variazione di tensione nell'armatura della sezione di ascissa x dovuta al rilassamento;

- $\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità;
- σ_{co} è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, in combinazione quasi permanente;
- A_p è l'area di tutte le armature di precompressione al livello considerato;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;
- z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature di precompressione.

In questa equazione $\Delta\sigma_{ril}$ è funzione di $\Delta\sigma_p$ ed occorre quindi instaurare un ciclo iterativo per valutare $\Delta\sigma_p$. L'EC2, al fine di evitare il ciclo iterativo, considera $0.8\Delta\sigma_{ril}$ in luogo di $\Delta\sigma_{ril}$.

Il software DIANA calcola in modo analitico le cadute di tensione dovute al ritiro e al creep del calcestruzzo, ma non tiene in considerazione quelle dovute al rilassamento dell'acciaio. Nel paragrafo 3.1.9 verrà illustrato il procedimento adottato per sopperire a tale mancanza.

3.1.8 Analisi lineare

Completata la modellazione, è stata impostata un'analisi a fasi. L'analisi a fasi consente la modellazione della costruzione a fasi di una struttura, determinando gli effetti della storia della costruzione e mostrandone le fasi critiche.

Un'analisi di questo tipo comprende diverse fasi costruttive e di calcolo; all'interno di ognuna di esse il modello agli elementi finiti può essere modificato per l'aggiunta o la rimozione di elementi, vincoli, carichi o per la variazione dei materiali. In ogni fase viene eseguita un'analisi separata, i cui risultati vengono usati come punto di partenza per l'analisi della fase successiva.

Nella fattispecie, con il fine di ottenere un maggiore controllo dei risultati, per il modello in questione è stata eseguita in un primo momento un'analisi a fasi di tipo elastico-lineare, i cui dettagli sono riassunti nelle tabelle seguenti (Tabella 22 e Tabella 23).

Tabella 22 – Storia di carico del modello “semplificato”

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave (G_1) Pretensione (P_1)
2	28	Trave	Peso proprio soletta (G_2)
3	35	Trave + soletta	-
4	60	Trave + soletta	Post-tensione (P_2)
5	90	Trave + soletta	Peso pavimentazione (G_3)

Tabella 23 – Elementi e vincoli attivi nelle fasi costruttive del modello “semplificato”

Elementi	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Trave	✓	✓	✓	✓	✓
Soletta			✓	✓	✓
Armatura longitudinale	✓	✓	✓	✓	✓
Armatura trasversale	✓	✓	✓	✓	✓
Trefoli	✓	✓	✓	✓	✓
Cavo				✓	✓
Vincoli	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Cerniera	✓	✓	✓	✓	✓
Carrello	✓	✓	✓	✓	✓

3.1.8.1.1 Risultati

A seguito dell’analisi, state estrapolate dal software DIANA FEA i valori di tensione longitudinale σ_{yy} in diverse sezioni del modello; più in particolare, sono stati considerati quattro punti significativi facilmente identificabili:

- intradosso trave;
- estradosso trave;
- intradosso soletta;
- estradosso soletta.

Questi valori di tensione sono stati confrontati con i valori di tensione longitudinale, nelle stesse sezioni e negli stessi punti, ottenuti mediante il calcolo manuale eseguito secondo le equazioni classiche della Scienza delle Costruzioni (per il quale ci si è avvalsi di fogli elettronici in Microsoft Excel).

Per semplicità, in Tabella 24 e Tabella 25 sono riportati i risultati relativi alla sola sezione di mezzzeria.

Tabella 24 – Tensioni longitudinali da DIANA FEA

Sezione	Punto	σ_{yy} [MPa]				
		Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Y = 21.50 m	Intradosso trave	-17.18	-11.97	-11.97	-15.09	-12.87
	Estradosso trave	-1.90	-8.12	-9.20	-7.82	-8.91
	Intradosso soletta	-	-	0.00	0.30	-0.73
	Estradosso soletta	-	-	0.00	0.28	-0.71

Tabella 25 – Tensioni longitudinali da calcolo manuale

Sezione	Punto	σ_{yy} [MPa]				
		Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5
Y = 21.50 m	Intradosso trave	-16.40	-11.10	-11.10	-14.20	-11.90
	Estradosso trave	-2.90	-9.20	-9.20	-8.90	-10.00
	Intradosso soletta	-	-	0.00	0.30	-0.70
	Estradosso soletta	-	-	0.00	0.50	-0.70

Nel grafico successivo è invece riportato il confronto tra le tensioni lungo tutto lo sviluppo della trave:

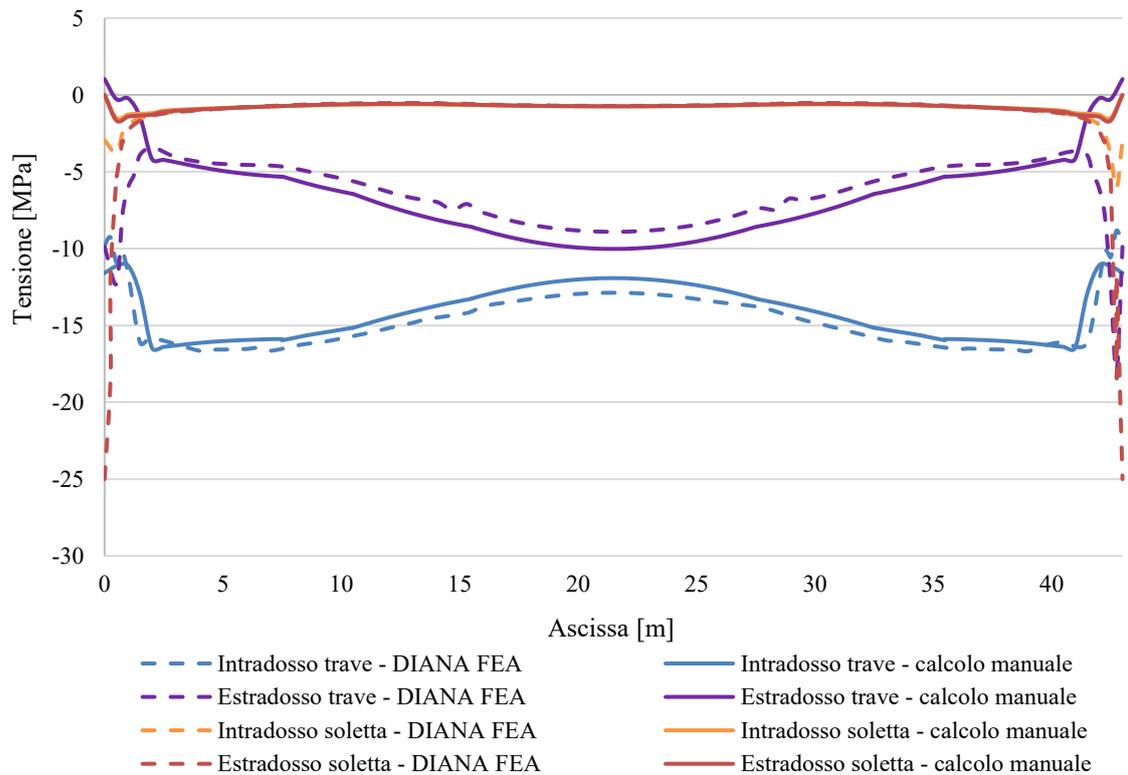


Figura 62 - Confronto tensioni nella fase 5

3.1.9 Analisi non lineare

In seguito ai buoni risultati forniti dall'analisi lineare, si è proceduto all'impostazione di una nuova analisi, questa volta non lineare. Le fasi costruttive rimangono le stesse della analisi lineare ma, in essa, vengono inglobati i comportamenti dei materiali in funzione del tempo.

Come anticipato al paragrafo 3.1.4.3.1 però, il software di calcolo utilizzato per la modellazione non contempla il comportamento viscoelastico dell'acciaio e, conseguentemente, si perde la corretta valutazione delle cadute di tensione in un'analisi temporale non lineare. Tuttavia, questo fondamentale aspetto è stato tenuto in considerazione in modo indiretto.

3.1.9.1 Modellazione indiretta del rilassamento degli acciai

Ricordando la (3.5), il calcolo iterativo delle cadute di tensione è funzione di:

- ritiro del calcestruzzo al tempo considerato;
- fluage per tensioni iniziali del calcestruzzo;
- rilassamento dell'acciaio;
- fluage per variazione di tensioni nel calcestruzzo causate dal rilassamento dell'acciaio.

I primi due termini sono funzione, rispettivamente, del coefficiente di ritiro al tempo considerato e dal valore delle tensioni nel calcestruzzo al livello dei cavi in combinazione quasi permanente. Pertanto, essi rappresentano quantità invarianti all'interno del calcolo di $\Delta\sigma_p$, comunque valutabili dal software. D'altra parte, gli ultimi due termini non sono costanti all'interno del ciclo iterativo in virtù della dipendenza di $\Delta\sigma_{ril}$ da $\Delta\sigma_p$, ma soprattutto non sono contemplati dal software utilizzato.

L'obiettivo era quindi quello di stimare l'andamento delle tensioni nei trefoli e nei cavi depurate dalla sola parte di cadute di tensione dovute al rilassamento e al fluage causato dal rilassamento stesso. Di seguito viene descritto il procedimento adottato.

Tramite il calcolo manuale realizzato in Microsoft Excel, sono stati calcolati i valori di tensione nei trefoli pretesi, nel cavo post-teso e nel calcestruzzo, ad un tempo pari a 49 anni. Tale calcolo, che tiene conto di tutti gli aspetti non lineari dei materiali (ritiro, creep e rilassamento) ha costituito la base teorica di riferimento.

Successivamente, in un nuovo foglio di calcolo, è stata eseguita la valutazione delle tensioni nel calcestruzzo al livello dei cavi e nei cavi stessi, in combinazione quasi permanente.

All'interno di questo calcolo rientrano le perdite di precompressione per attrito e rientro degli ancoraggi, che però non sono state considerate poiché il software è in grado di stimarle autonomamente. Di fatto, le tensioni in combinazione quasi permanente sono state definite nell'ipotesi di trefoli e cavi non aderenti.

Da questo punto sono state definite, in modo iterativo secondo la (numero equazione) le tensioni nei trefoli e nei cavi al tempo 49 anni, trascurando le cadute per attrito e per fluage legato alle tensioni iniziali (anch'esse stimate automaticamente dal software). Infine, dall'andamento delle tensioni ottenute, sono stati determinati dei nuovi valori di tiro da applicare all'interno di un nuovo modello.

Il procedimento adottato è stato validato dai risultati della nuova analisi non lineare in quanto, al tempo pari a 49 anni, il modello ha restituito tensioni nei trefoli, nel cavo e nel calcestruzzo circa coincidenti a quelle teoriche inizialmente calcolate.

3.1.9.2 Risultati

Dai risultati dell'analisi è stato effettuato un confronto tra i valori di tensione longitudinale restituiti dal modello e quelli ottenuti tramite calcolo manuale. Anche in questo caso, nonostante le difficoltà riscontrate per la modellazione del rilassamento, i risultati forniti dal modello si sono rivelati molto accurati. A dimostrazione di ciò, in Tabella 26 è riportato il confronto tra le tensioni, nella sezione di mezzeria, al tempo pari a 49 anni:

Tabella 26 – Confronto tensioni longitudinali a 49 anni

Sezione [m]	Punto	σ_{yy} [MPa]	
		49 anni - DIANA FEA	49 anni - Calcolo manuale
Y = 21.50	Intradosso trave	-6.47	-7.00
	Estradosso trave	-9.80	-10.40
	Intradosso soletta	-1.16	-1.10
	Estradosso soletta	-1.51	-1.50

Nel grafico successivo è invece riportato il confronto tra le tensioni longitudinali lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato:

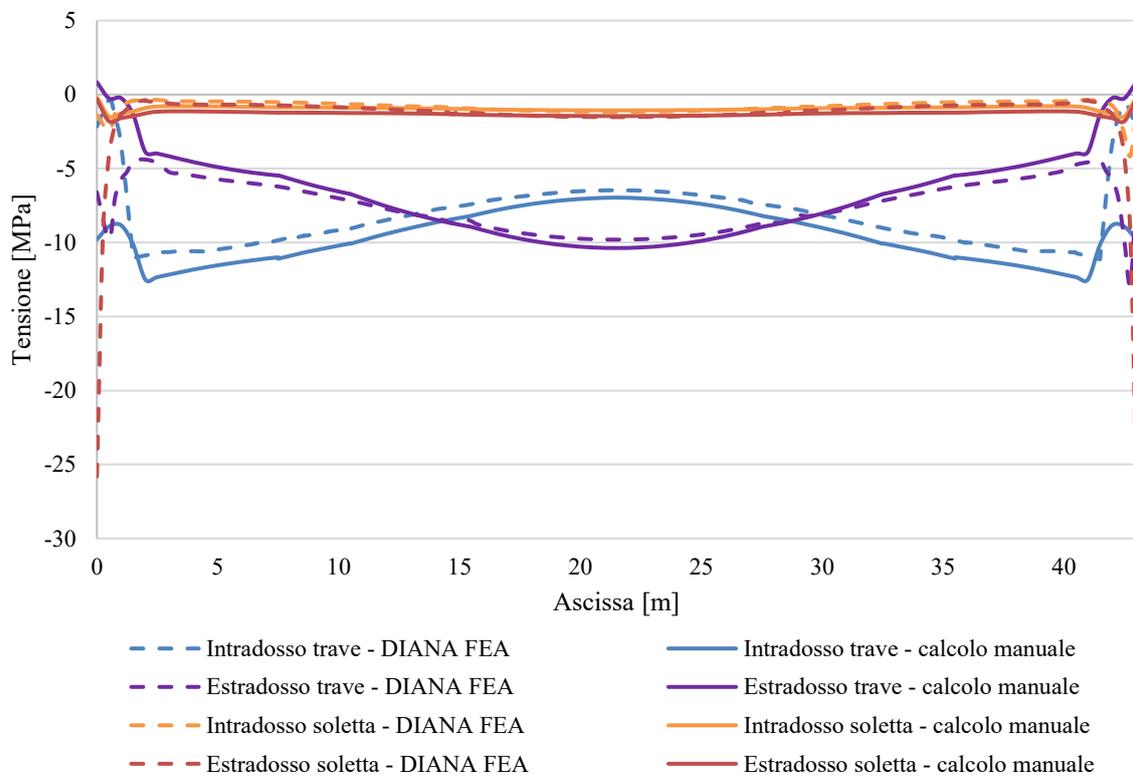


Figura 63 - Confronto tensioni a 49 anni

3.2 Modello completo

In questo paragrafo verranno descritte tutte le caratteristiche del modello completo, realizzato sulla base di quello “semplificato” e successivamente calibrato in relazione ai risultati delle misure ottenute in seguito alla prova di carico con mezzi pesanti.

Oltre ad un completamento della struttura in termini geometrici, si è provveduto ad inserire nel modello anche tutte le azioni agenti in direzione trasversale. L’impalcato è infatti precompresso anche in direzione trasversale, per mezzo di cavi post-tesi posizionati all’interno dei traversi centrali e nella soletta.

3.2.1 Geometria

La geometria del modello è costituita da tutte le parti strutturali dell’impalcato. Sono state modellate, infatti, oltre che le sei travi longitudinali, l’intera soletta ed i quattro traversi di collegamento tra le travi (Figura 64).

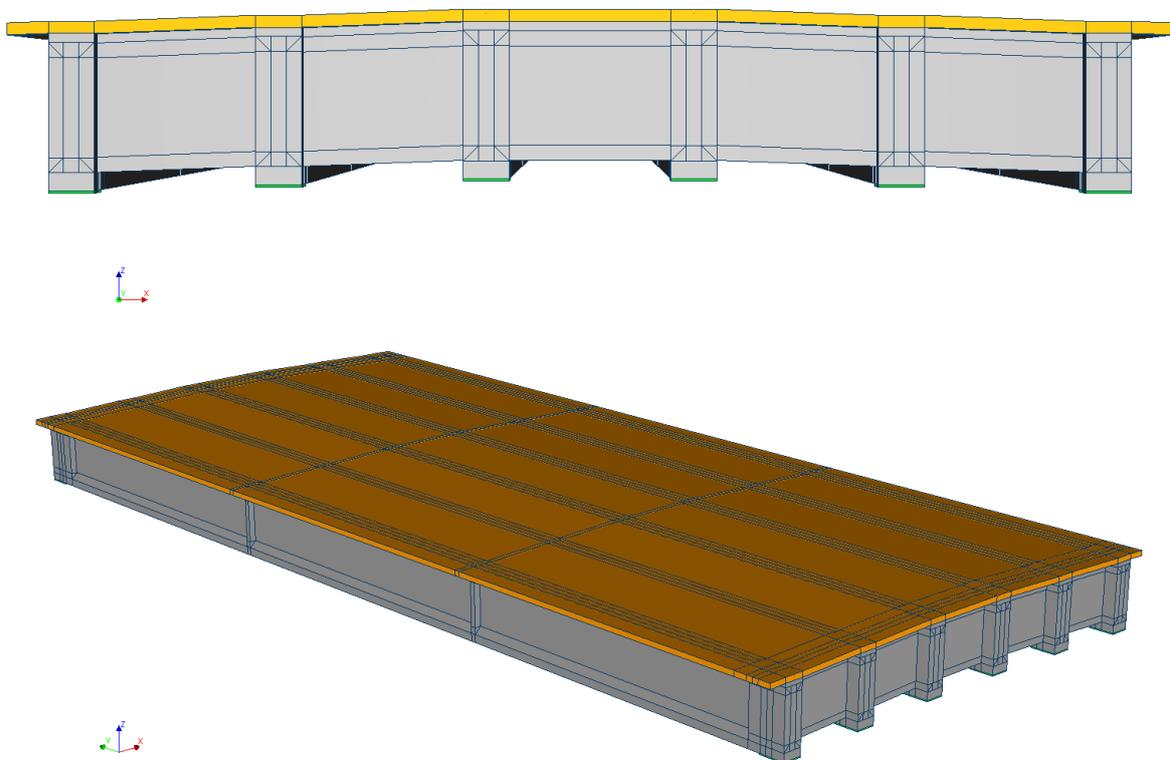


Figura 64 – Geometria del modello completo

3.2.2 Sistema di riferimento

Anche in questo caso, il sistema di riferimento utilizzato è composto da una terna destrorsa di assi cartesiani XYZ, dove:

- l'asse X rappresenta la direzione trasversale dell'impalcato;
- l'asse Y rappresenta la direzione longitudinale dell'impalcato;
- l'asse Z rappresenta la direzione della gravità.

L'impalcato si sviluppa dunque nella direzione Y, mentre il piano il XZ contiene la sua sezione trasversale (Figura 65 e Figura 66).

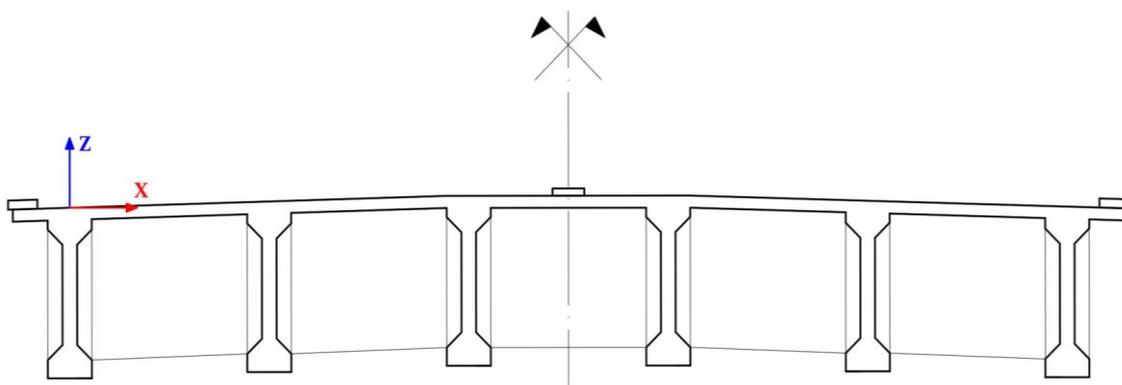


Figura 65 - Sistema di riferimento XZ

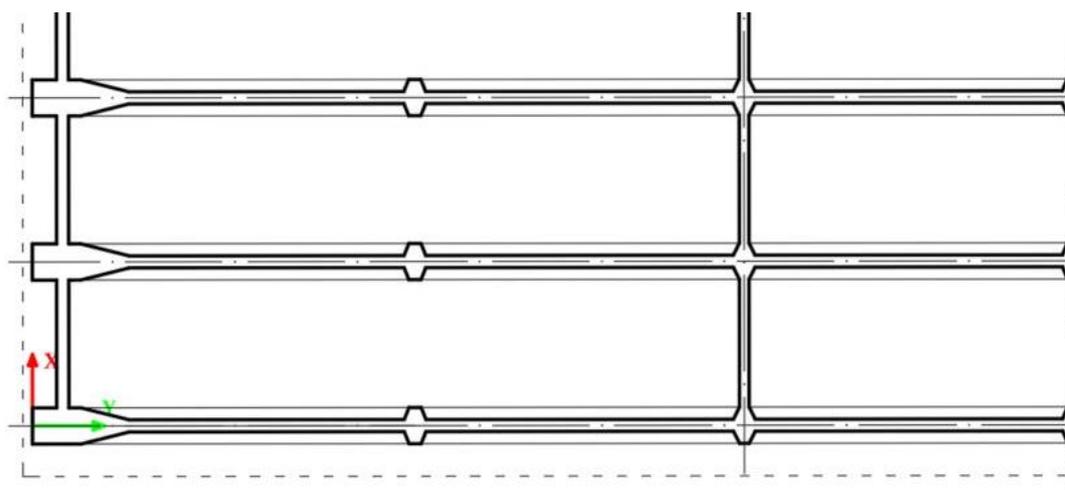


Figura 66 - Sistema di riferimento XY

3.2.3 Armatura

Di seguito vengono riportate e riassunte le disposizioni delle armature della struttura nel suo intero. Rispetto al modello “semplificato”, in questa fase sono state aggiunte le armature della soletta e dei traversi di irrigidimento, che si compone di armatura ordinaria “lenta” e armatura da precompressione. Anche esse sono state modellate secondo la tipologia “embedded”.

3.2.3.1 Armatura ordinaria

La disposizione dell’armatura ordinaria, longitudinale e trasversale, all’interno della soletta e dei traversi è riportata nelle figure seguenti, mediante disegni e tabelle. In particolare, sono state individuate cinque sezioni caratteristiche, tre per la soletta e due per i traversi.

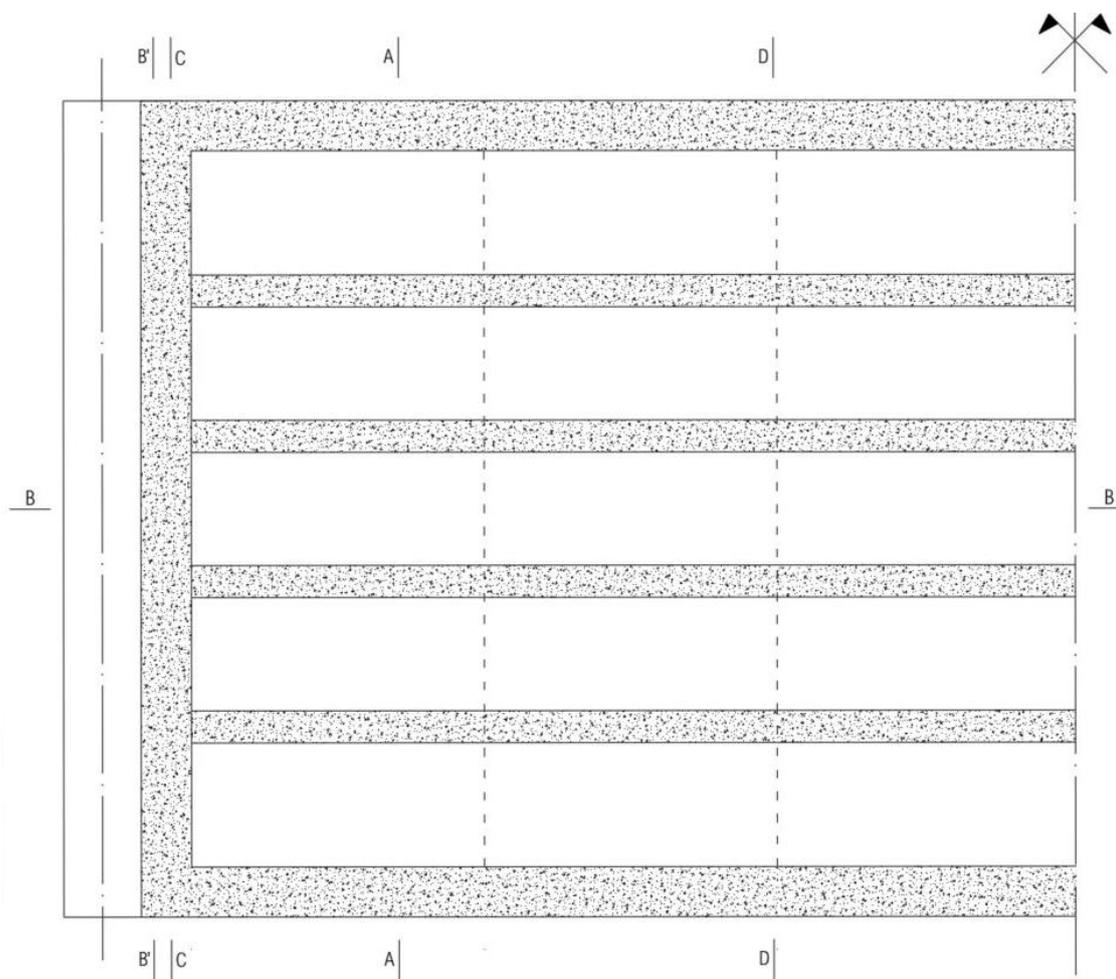


Figura 67 – Pianta della soletta con sezioni caratteristiche

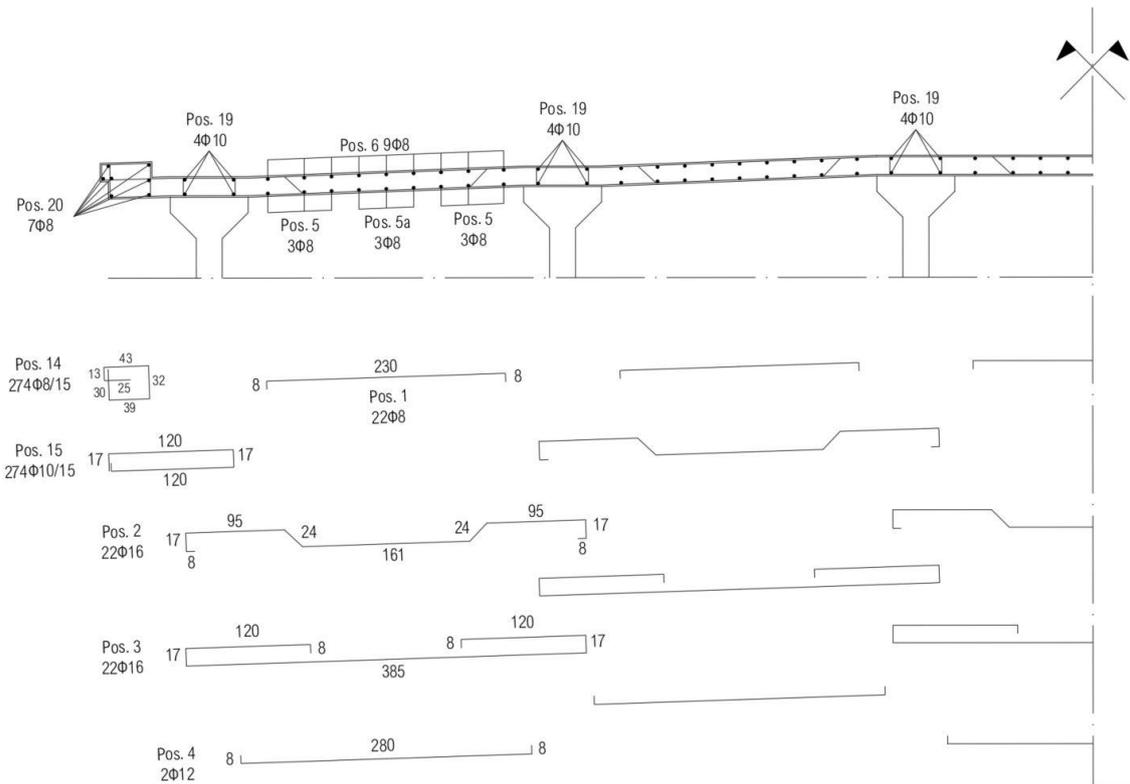


Figura 68 – Armatura sezione AA

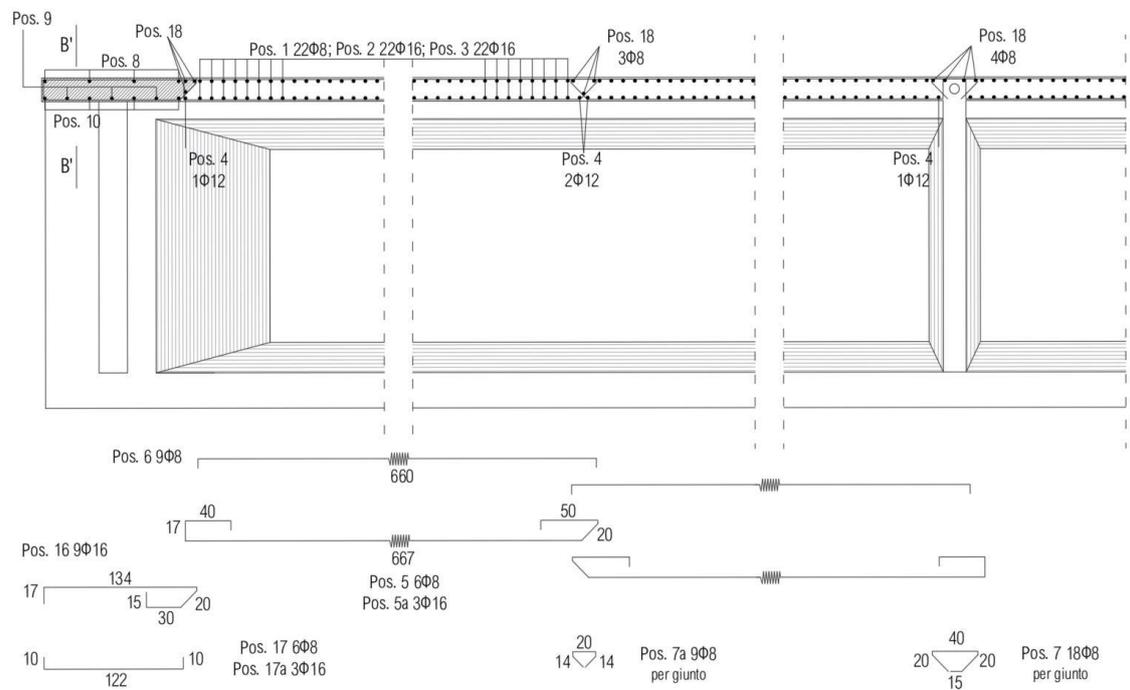


Figura 69 – Armatura sezione BB

Tabella 27 – Armatura sezione AA

Sezione	Tipologia armatura	X	Livello	Barre	Riferimento
AA Y = 4.50 m	Longitudinale	Appoggio	Superiore	2Φ10	Pos. 19
			Inferiore	2Φ10	Pos. 19
		Mezzeria	Superiore	9Φ8	Pos. 6
			Inferiore	6Φ8	Pos. 5
		Appoggio	Superiore	3Φ8	Pos. 5a
			Inferiore	2Φ10	Pos. 19
	Trasversale	Appoggio laterale	Superiore	2Φ10	Pos. 19
			Inferiore	2Φ10	Pos. 19
			Superiore	1Φ16	Pos. 2
		Mezzeria	Inferiore	1Φ16	Pos. 3
			Superiore	1Φ8	Pos. 1
			Inferiore	1Φ16	Pos. 2
		Appoggio centrale	Superiore	1Φ12	Pos. 4
			Inferiore	2Φ16	Pos. 2
				2Φ16	Pos. 3
				2Φ16	Pos. 3

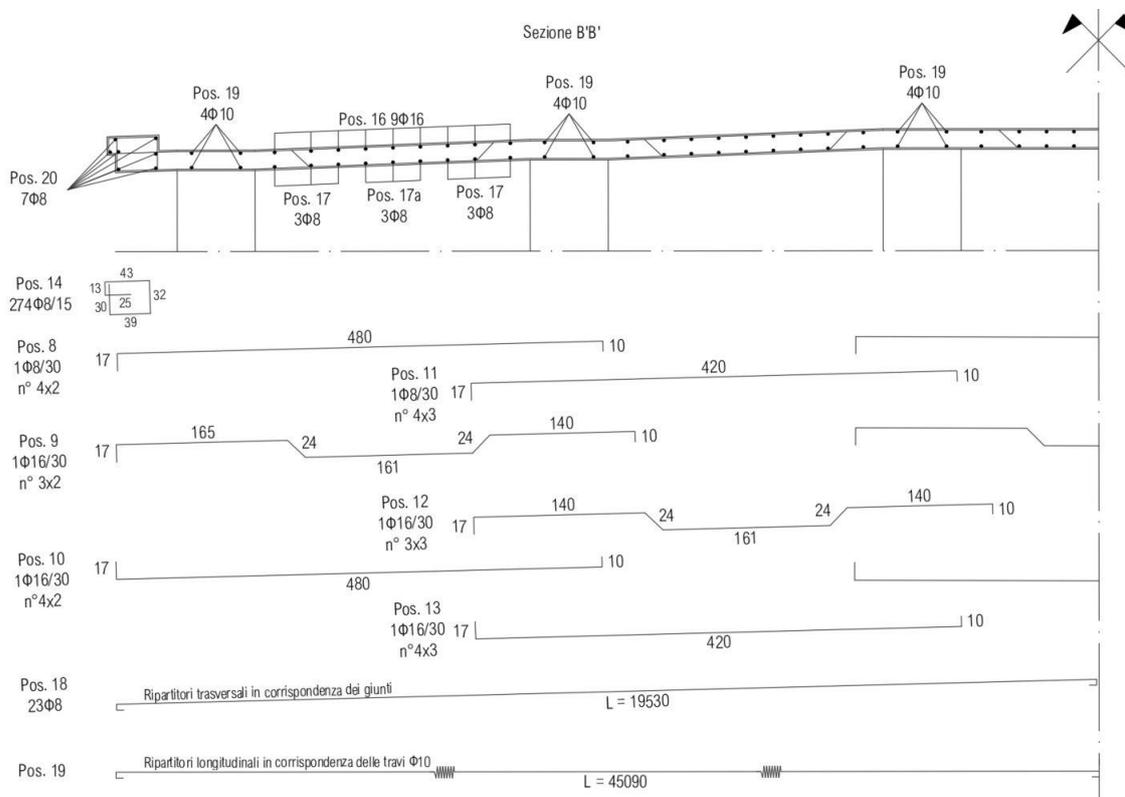


Figura 70 – Armatura sezione B'B'

Tabella 28 – Armatura sezione B'B'

Sezione	Tipologia armatura	X	Livello	Barre	Riferimento	
B'B' Y = 0.30 m	Longitudinale	Appoggio	Superiore	2Φ10	Pos. 19	
			Inferiore	2Φ10	Pos. 19	
		Mezzeria	Superiore	9Φ16	Pos. 16	
			Inferiore	6Φ8	Pos. 17	
		Appoggio	Superiore	3Φ8	Pos. 17a	
			Inferiore	2Φ10	Pos. 19	
		Trasversale	Appoggio laterale	Superiore	2Φ10	Pos. 19
				Inferiore	2Φ10	Pos. 19
	Mezzeria		Superiore	1Φ8	Pos. 8	
			Inferiore	1Φ16	Pos. 9	
	Appoggio centrale		Superiore	1Φ16	Pos. 10	
			Inferiore	1Φ8	Pos. 8/Pos. 11	
	Mezzeria	Superiore	1Φ16	Pos. 9/Pos. 12		
		Inferiore	1Φ16	Pos. 10/Pos.13		
Appoggio centrale	Superiore	2Φ8	Pos. 8+Pos. 11			
	Inferiore	2Φ16	Pos. 9+Pos. 12			
Appoggio centrale	Superiore	2Φ16	Pos. 8+Pos. 11			
	Inferiore	2Φ16	Pos. 9+Pos. 12			
Appoggio centrale	Superiore	2Φ16	Pos. 10+Pos. 13			
	Inferiore	2Φ16	Pos. 10+Pos. 13			

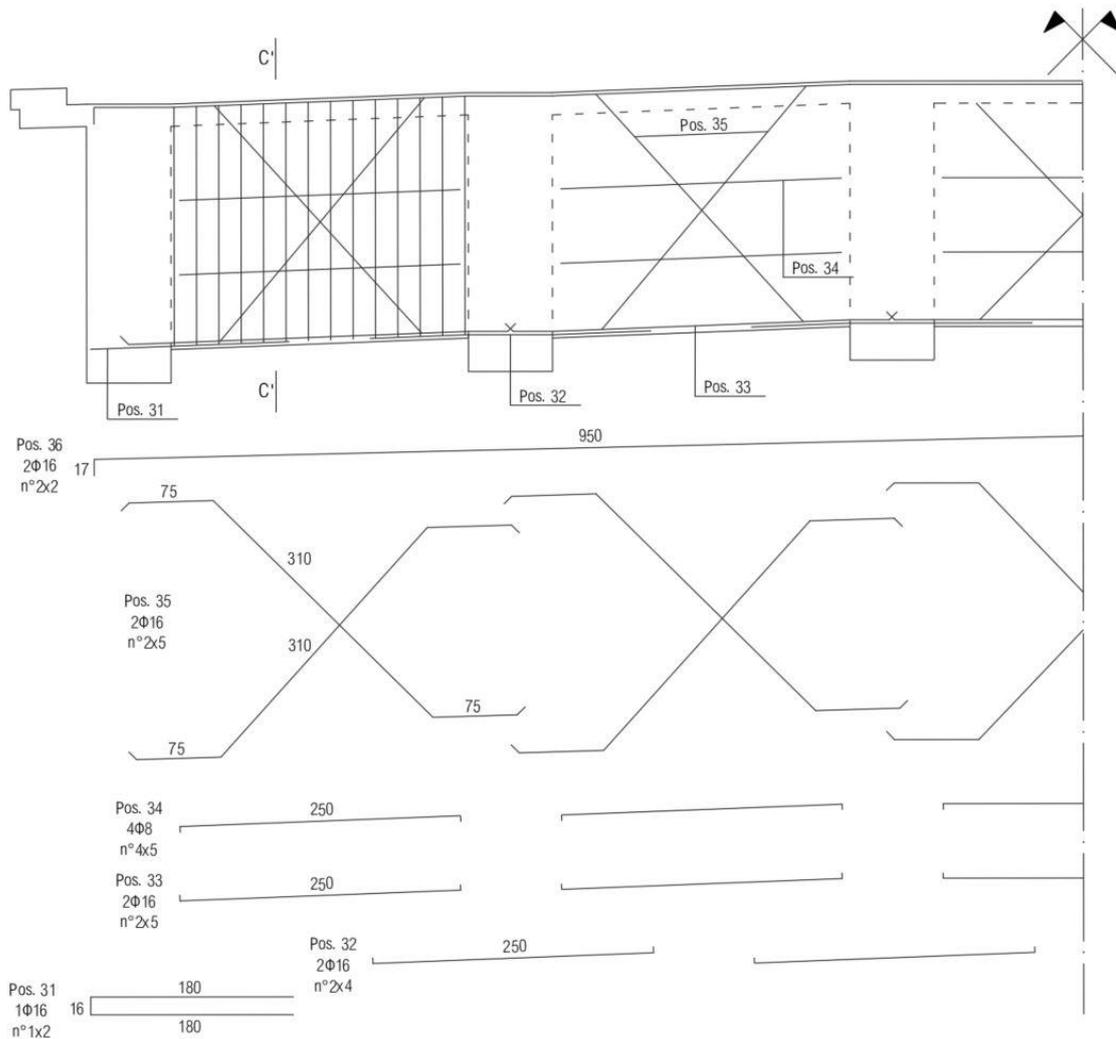


Figura 71 - Armatura sezione CC
Sezione C'C'

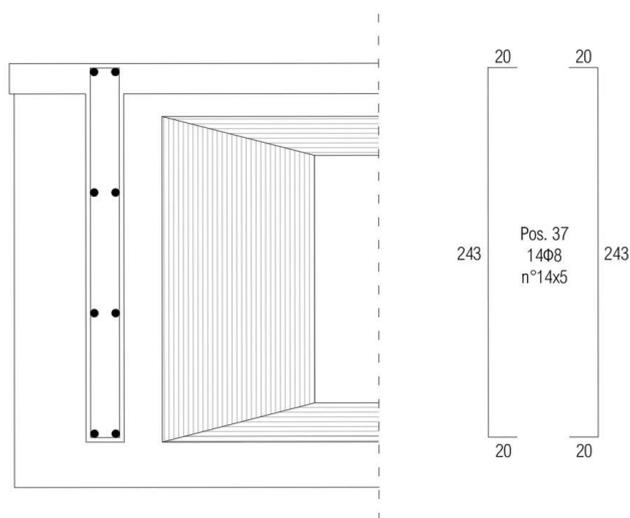


Figura 72 - Armatura sezione C'C'

Tabella 29 - Armatura sezione CC

Sezione	Tipologia armatura	X	Livello	Barre	Riferimento
CC Y = 0.60 m	Longitudinale	Appoggio laterale	Superiore	2Φ16	Pos. 36
			Inferiore	2Φ16	Pos. 31
		Mezzeria	Superiore	2Φ16	Pos. 36
			Centrale	4Φ8	Pos. 34
		Inferiore	2Φ16	Pos. 33	
		Appoggio centrale	Superiore	2Φ16	Pos. 36
	Inferiore		2Φ16	Pos. 32	
	Trasversale	-	-	14Φ8	Pos. 37
Tra un appoggio e l'altro sono disposti 4Φ16 in diagonale - Pos. 35					

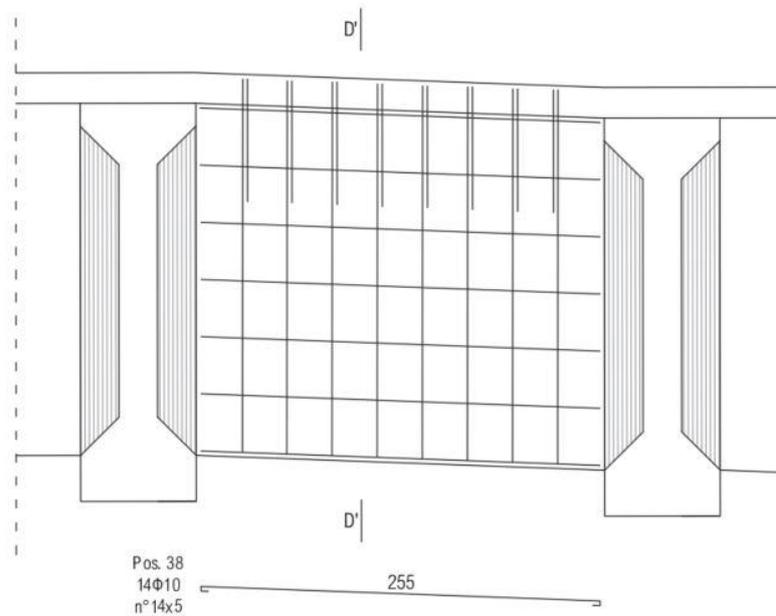


Figura 73 - Armatura sezione DD

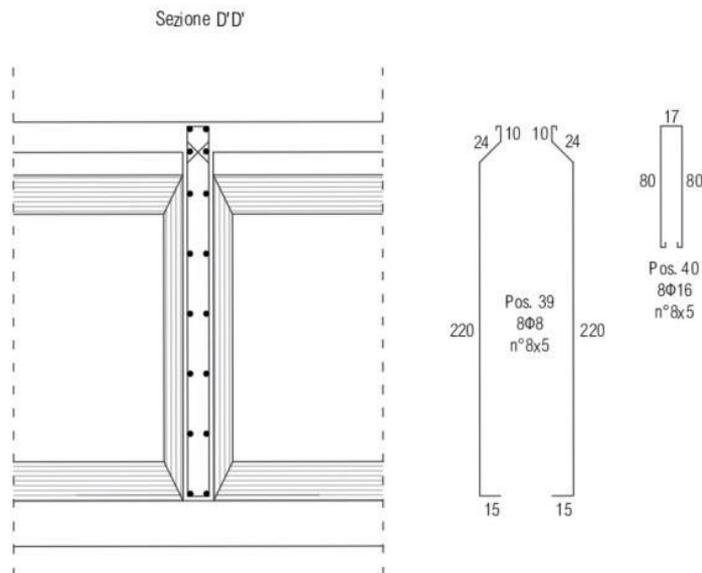


Figura 74 - Armatura sezione D'D'

Tabella 30 - Armatura sezione DD

Sezione	Tipologia armatura	X	Livello	Barre	Riferimento
D Y = 14.70 m	Longitudinale	Appoggio	-	-	-
		Mezzeria	-	14Φ10	Pos. 38
		Appoggio	-	-	-
	Trasversale	-	-	8Φ8	Pos. 39

3.2.3.2 Armatura da precompressione

L'armatura da precompressione si compone di 6 cavi post-tesi, di cui 4 nei traversi centrali e 2 nella soletta in corrispondenza dei traversi centrali. La geometria e la posizione di tale armatura è riportata nella Figura 75 e descritta nella Tabella 31.

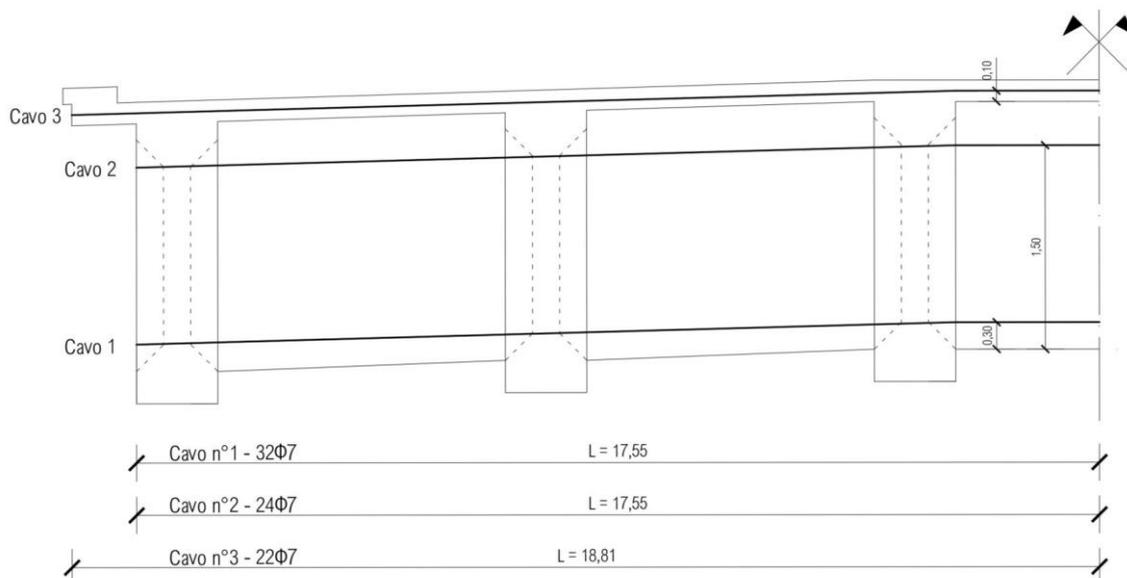


Figura 75 – Armatura da precompressione nei traversi e nella soletta

Tabella 31 – Cavi post-tesi nei traversi e nella soletta

Riferimento	Sezione [mm ²]	z [m]*	Lunghezza [m]
Cavo 1	1232	0.30	17.55
Cavo 2	924	1.50	17.55
Cavo 3	847	2.70	18.81

*La z è da intendersi da intradosso di ogni trave

3.2.4 Materiali

I materiali utilizzati all'interno del modello completo sono gli stessi adottati per il modello "semplificato", descritti al paragrafo 3.1.4. In particolare, ai traversi è stato assegnato lo stesso calcestruzzo delle travi longitudinali.

3.2.5 Condizioni di vincolo

Le travi longitudinali sono in semplice appoggio sulle pile. Esse sono quindi tutte vincolate come visto per la singola trave, fatta eccezione per la trave longitudinale 4 (TL4) che è vincolata anche trasversalmente.

In Tabella 32 e Tabella 33 vengono indicate le condizioni di vincolo, dove * = libero, ✓ = bloccato:

Tabella 32 – Condizioni di vincolo lato nord

Nodo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
V11	*	✓	✓	*	*	*
V21	*	✓	✓	*	*	*
V31	*	✓	✓	*	*	*
V41	✓	✓	✓	*	*	*
V51	*	✓	✓	*	*	*
V61	*	✓	✓	*	*	*

Tabella 33 – Condizioni di vincolo lato sud

Nodo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
V21	*	*	✓	*	*	*
V22	*	*	✓	*	*	*
V32	*	*	✓	*	*	*
V42	✓	*	✓	*	*	*
V52	*	*	✓	*	*	*
V62	*	*	✓	*	*	*

3.2.6 Mesh

Per ciò che concerne la discretizzazione della geometria non ci sono sostanziali variazioni rispetto al modello “semplificato”. La definizione e la generazione della mesh del modello completo, infatti, è stata eseguita secondo i medesimi criteri adottati in precedenza, sia per gli elementi strutturali in calcestruzzo che per i rinforzi di acciaio e le armature da precompressione.

Ciò che varia è l'onere computazionale del software di calcolo. Per l'operazione di generazione della mesh viene richiesto un tempo di circa 1 ora, contro i 10 minuti del modello precedente. Questo rallentamento è da imputare all'espansione della geometria da discretizzare, che in questo caso raggiunge i 344353 nodi, 22995 elementi e 9411 elementi di rinforzo.

In Figura 76 è riportato il modello discretizzato:

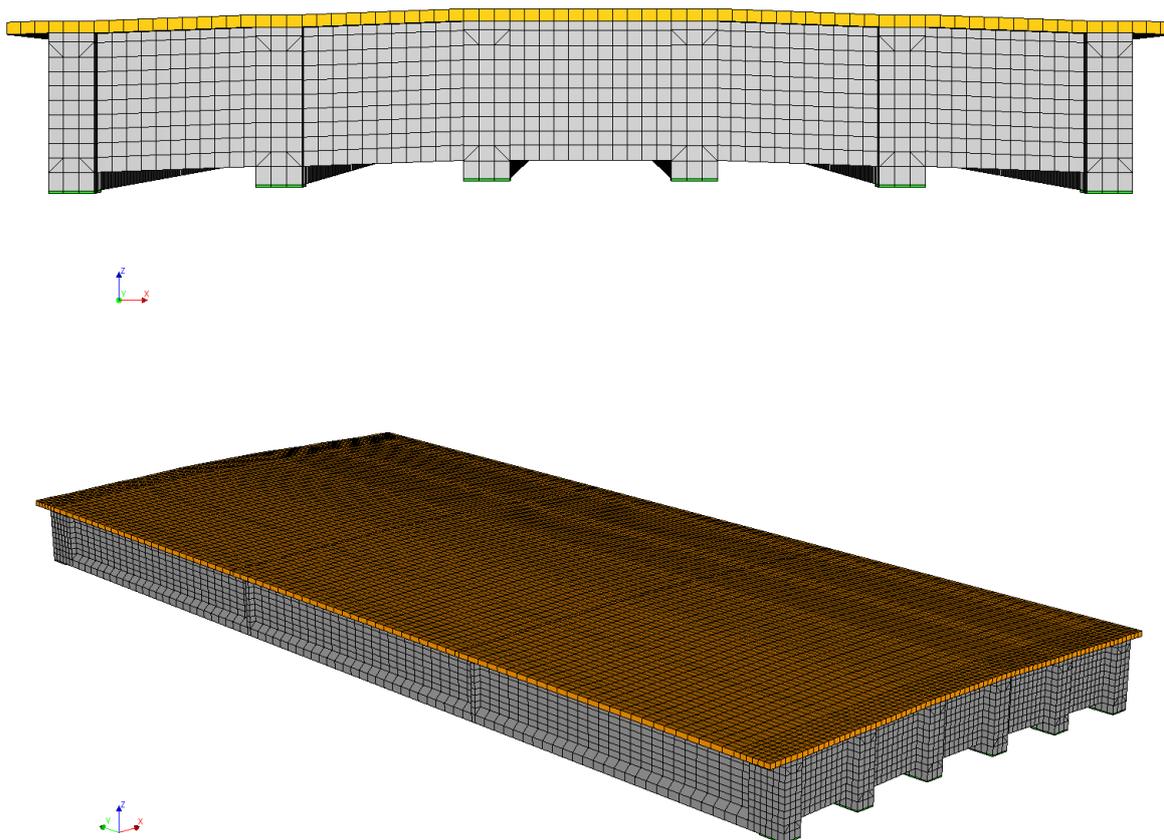


Figura 76 – Mesh del modello completo

3.2.7 Carichi

A differenza del modello precedente, nel modello completo sono state considerate tutte le azioni agenti sulla struttura, longitudinali e trasversali: in particolare, oltre a quelle già descritte al paragrafo 3.1.7, sono state aggiunte le precompressioni applicate ai traversi centrali e alla soletta. Inoltre, al fine di calibrare la modellazione, al tempo 49 anni è stata simulata la prova di carico eseguita con i mezzi pesanti. Di seguito vengono brevemente riportate le entità e le caratteristiche di tali azioni.

Tabella 34 – Carichi da peso proprio

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Peso proprio calcestruzzo trave	G_1	25	kN/m^3
Peso proprio calcestruzzo soletta	G_2	25	kN/m^3
Peso proprio pavimentazione stradale	G_3	3	kN/m^2
Peso proprio calcestruzzo traversi	G_4	25	kN/m^3
Peso proprio barriere e spartitraffico	G_5	2	kN/m

Tabella 35 – Carichi da precompressione

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di tiro trefoli pretesi delle travi (da ambo i lati)	P ₁	1240	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi delle travi (da ambo i lati)	P ₂	1190	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi dei traversi (da ambo i lati)	P ₃	1190	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi della soletta (da ambo i lati)	P ₄	1190	MPa

La prova di carico con mezzi pesanti è stata eseguita mediante 4 autocarri di 34 ton ciascuno, disposti sulla corsia più esterna dell'impalcato, in corrispondenza della mezzeria della stessa. Il carico si trova quindi tra le travi longitudinali 1 e 2. Il peso totale del singolo autocarro è ripartito in 8 ton sull'asse anteriore e 13 ton sui due assi posteriori.

Al fine di riprodurre il carico distribuito sull'area di impronta degli pneumatici, il peso su ogni asse è stato successivamente suddiviso in forze concentrate, 8 per l'asse anteriore e 16 per l'asse posteriore.

Per la disposizione dei mezzi sulla corsia, si è assunta una sagoma del mezzo illustrata in Figura 77:

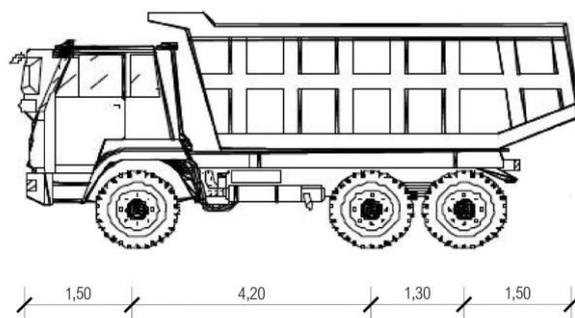


Figura 77 – Sagoma autocarro

La distanza tra gli assi, e le impronte degli pneumatici, sono state definite secondo quanto riportato nella Tabelle 5.1.VIII e 5.1.VIX della NTC 2018 [13]:

Tabella 36 – Tab. 5.1.VIII NTC 2018

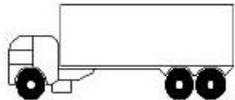
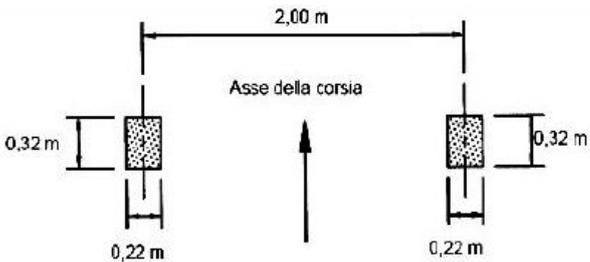
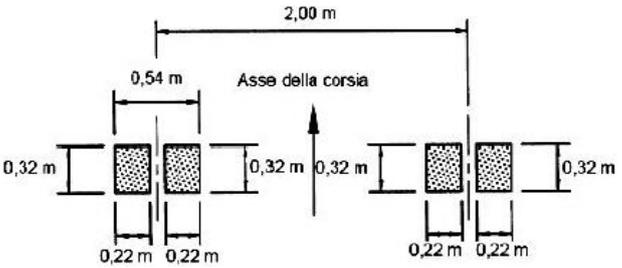
Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico	Interassi [m]
	A	
	B	4,20
	B	1,30

Tabella 37 – Tab. 5.1.VIX NTC 2018

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	

3.2.8 Analisi non lineare

Sebbene siano state condotte anche analisi a fasi di tipo lineare, di seguito è illustrata e descritta solamente l'analisi a fasi non lineare. In essa vengono presi in considerazione tutti gli aspetti non lineari del problema ed intervengono tutti i carichi sopra descritti. Anche in questo caso, sulla base di quanto visto per il modello “semplificato”, si è proceduto al calcolo di una precompressione “equivalente” per i cavi post-tesi nei traversi e nella soletta.

Le fasi costruttive, e quindi la storia di carico, sono state dedotte dalla lettura della relazione di calcolo originale dell'impalcato, i cui dettagli sono riassunti nelle tabelle seguenti (Tabella 38 e Tabella 39).

Tabella 38 – Storia di carico del modello completo

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave (G ₁) Pretensione (P ₁)
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi (G ₄)
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi (P ₃)
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta (G ₂)
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave (P ₂)
6	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta (P ₄)
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere (G ₃ +G ₅)
...
7	17885	Trave + traversi + soletta	Peso mezzi pesanti (Q ₁)

Tabella 39 – Elementi e vincoli attivi nelle fasi costruttive del modello completo

Elementi attivi	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7
Trave	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Traversi		✓	✓	✓	✓	✓	✓
Soletta				✓	✓	✓	✓
Armatura trave	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Armatura soletta				✓	✓	✓	✓
Armatura traversi		✓	✓	✓	✓	✓	✓
Trefoli pretesi	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Cavi post-tesi trave					✓	✓	✓
Cavi post-tesi traversi			✓	✓	✓	✓	✓
Cavi post-tesi soletta						✓	✓
Vincoli	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4	Fase 5	Fase 6	Fase 7
Cerniera (TL 1,2,3,5,6)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Carrello (TL 1,2,3,5,6)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Cerniera (TL 4)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Carrello (TL 4)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

3.2.8.1 Risultati

A seguito dell'analisi non lineare è stata effettuato il confronto tra le massime rotazioni misurate dagli inclinometri durante le prove di carico, riportate in Tabella 2, e i differenziali di rotazione estrapolati dal modello agli elementi finiti. La differenza tra le due misure, rapportata ai massimi valori di rotazione misurata per la trave longitudinale 2, restituisce la variazione in percentuale. I risultati sono riportati nella tabelle seguenti.

Tabella 40 – Confronto delle rotazioni, lato nord

Inclinometri	Misura reale [mrad]	Misura modello [mrad]	Variazione [%]
EL-C23-T2-N	0.53	0.49	-6.52
EL-C23-T3-N	0.36	0.37	2.77
EL-C23-T4-N	0.15	0.26	20.83
EL-C23-T5-N	≈ 0	0.15	-

Tabella 41 – Confronto delle rotazioni, lato sud

Inclinometri	Misura reale [mrad]	Misura modello [mrad]	Variazione [%]
EL-C23-T2-S	0.52	0.56	8.22
EL-C23-T3-S	0.32	0.37	10.85
EL-C23-T4-S	0.20	0.20	-0.34
EL-C23-T5-S	≈ 0	0.09	-

Come si evince i differenziali di rotazione forniti dal modello mostrano, oltre che uno scarto non trascurabile per alcune travi, una asimmetria tra lato nord e lato sud. Per questo motivo è stato necessario incrementare il livello di definizione del modello, considerando la componente di attrito che si trova all'interfaccia appoggio-trave.

3.2.9 Analisi non lineare con modellazione dell'attrito all'interfaccia appoggio-trave

Essendo vincoli di tipo carrello, gli appoggi sul lato sud dell'impalcato consentono spostamenti longitudinali. Tuttavia, nella realtà, tali spostamenti sono in parte contrastati dalle forze di attrito che si manifestano all'interfaccia tra appoggi e travi, azioni proporzionali alle forze verticali scaricate negli appoggi stessi.

D'altra parte, le cerniere sul lato nord impediscono gli spostamenti longitudinali delle travi. Ciò nonostante, essi non sono mai perfetti e consentono piccoli cinematismi, a loro volta in competizione con le forze di attrito. Inoltre, vista l'età dell'opera è ragionevole considerare un comportamento non ideale dei vincoli.

Per tali motivi, su entrambi i lati dell'impalcato è stato considerato il fenomeno di attrito che si sviluppa in corrispondenza delle piastre di appoggio.

Questo aspetto è stato trattato per mezzo di particolari elementi strutturali di interfaccia, disponibili nel software DIANA FEA [14] [15]. Essi descrivono il comportamento in termini di relazione tra forze e spostamenti relativi, normali e di taglio, sull'interfaccia.

La superficie di interazione utilizzata ha le seguenti caratteristiche di rigidità:

Tabella 42 – Caratteristiche della superficie di interfaccia

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Modulo di rigidità normale	K_{nn}	2E+09	N/m ³
Modulo di rigidità a taglio lungo x	K_{tx}	1E+08	N/m ³
Modulo di rigidità a taglio lungo y	K_{ty}	1E+08	N/m ³

Inoltre, considerati l'attrito naturale presente nei vincoli e l'età dell'opera, è stato fissato a 5% il massimo rapporto tra forza d'attrito disponibile e forza verticale sull'interfaccia.

In secondo luogo, è stato necessario modificare anche le condizioni vincolari dell'impalcato. Per poter permettere lo scorrimento delle travi sulle piastre d'appoggio, infatti, queste ultime devono essere vincolate anche nella direzione longitudinale. In ultimo, dal momento che viene presa in considerazione anche la rigidità a taglio nella direzione trasversale all'interfaccia appoggio-trave, vengono eliminati i due vincoli nella direzione trasversale posti sulla trave 4. In Tabella 43 e

Tabella 44 sono riportate le nuove condizioni di vincolo:

Tabella 43 – Condizioni di vincolo per attrito, lato nord

Nodo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
V11	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V21	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V31	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V41	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V51	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V61	✓	✓	✓	✗	✗	✗

Tabella 44 – Condizioni di vincolo per attrito, lato sud

Nodo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
V21	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V22	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V32	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V42	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V52	✓	✓	✓	✗	✗	✗
V62	✓	✓	✓	✗	✗	✗

La storia di carico e le fasi costruttive rimangono le medesime viste nel paragrafo precedente, con la sola aggiunta degli elementi di interfaccia in tutte le fasi.

3.2.9.1 Risultati

Come in precedenza, sono state estrapolate dal modello le nuove rotazioni calcolate e successivamente confrontate con le stesse misurate. Il riepilogo è riportato nelle tabelle seguenti:

Tabella 45 - Confronto definitivo delle rotazioni, lato nord

Inclinometri	Misura reale [mrad]	Misura modello [mrad]	Variazione [%]
EL-C23-T2-N	0.53	0.56	6.73
EL-C23-T3-N	0.36	0.36	0.29
EL-C23-T4-N	0.15	0.18	5.35
EL-C23-T5-N	≈ 0	0.01	-

Tabella 46 - Confronto definitivo delle rotazioni, lato sud

Inclinometri	Misura reale [mrad]	Misura modello [mrad]	Variazione [%]
EL-C23-T2-S	0.52	0.56	8.49
EL-C23-T3-S	0.32	0.36	7.33
EL-C23-T4-S	0.20	0.18	3.45
EL-C23-T5-S	≈ 0	0.01	-

I risultati forniti da questo modello sono da ritenersi soddisfacenti in quanto rappresentativi della situazione reale. Pertanto, è da considerarsi concluso e risolto il cosiddetto “problema inverso”. Oltre ai differenziali di rotazione riportati, per il tempo pari a 49 anni sono stati estrapolati dal modello ulteriori risultati, che sono serviti successivamente da confronto.

In particolare, nelle tabelle successive vengono riportati:

- differenziali di rotazione longitudinale delle travi in appoggio;
- differenziali di rotazione longitudinale delle travi in mezzeria;
- differenziali di rotazione trasversale delle travi in mezzeria;
- differenziali di spostamento da estradosso soletta in mezzeria dell’impalcato.

Tabella 47 - Differenziali di rotazione

Parametro	Trave	Differenziale	
		[mrad]	[°]
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	4.372
	TL 2	0.568	3.254
	TL 3	0.362	2.074
	TL 4	0.180	1.031
	TL 5	0.012	0.069
	TL 6	-0.145	-0.831
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	4.372
	TL 2	0.568	3.254
	TL 3	0.362	2.074
	TL 4	0.180	1.031
	TL 5	0.012	0.069
	TL 6	-0.145	-0.831
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.435
	TL 2	0.060	0.344
	TL 3	0.032	0.183
	TL 4	0.016	0.092
	TL 5	0.000	0.000
	TL 6	-0.014	-0.080
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-1.513
	TL 2	-0.318	-1.822
	TL 3	-0.281	-1.610
	TL 4	-0.260	-1.490
	TL 5	0.246	1.409
	TL 6	0.242	1.387

Tabella 48 - Differenziali di spostamento

Parametro	Trave	Differenziale [mm]
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89
	TL 2	-8.15
	TL 3	-5.15
	TL 4	-2.37
	TL 5	0.02
	TL 6	2.31

Capitolo 4

Applicazione di un danneggiamento strutturale

Come anticipato nel paragrafo 1.3, tutto ciò che comprende la variazione delle proprietà dei materiali, delle condizioni di vincolo, della geometria o delle azioni in gioco in una struttura, può essere ricondotto alla definizione di danno. L'individuazione di tali cambiamenti è oggi affidata a ispezioni visive, per quanto possibile, e in misura sempre maggiore ai sistemi di monitoraggio strutturale.

Quando viene riscontrata un'anomalia, ovvero il superamento di uno o più valori soglia dei parametri monitorati, deve essere effettuata una valutazione della sicurezza, più o meno approfondita a seconda dei casi, che stabilirà se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

Allo stesso modo, danneggiamenti evidenti da un'ispezione visiva possono comportare le medesime conseguenze.

In questo capitolo viene affrontato il tema del danneggiamento in relazione al viadotto oggetto di studio e al sistema di monitoraggio su di esso installato durante l'esecuzione delle prove di collaudo statiche. Di fatto, si vuole stabilire se il sistema di monitoraggio sia in grado di rilevare la presenza di un particolare danneggiamento attraverso i parametri monitorati durante le prove di carico.

4.1 Modellazione dei danni

Con lo scopo sopra definito, sono stati applicati al modello numerico completo dell'impalcato due diverse tipologie di danno:

- riduzione della sezione di calcestruzzo;
- riduzione dell'armatura.

Il primo dei due casi è puramente fittizio, mentre il secondo è rappresentativo della condizione odierna dell'impalcato. I due tipi di degrado non sono applicati contemporaneamente.

4.1.1 Danneggiamento del calcestruzzo

Al fine di ottenere un risultato significativo, è stato definito un danneggiamento fittizio, di notevole entità, da applicare alla struttura esistente. In particolare, si è ipotizzato un danno simultaneo all'intradosso di tutte le travi longitudinali tramite la rimozione di una striscia di calcestruzzo di dimensioni 75 x 50 x 30 cm.

Tabella 49 - Danneggiamento del calcestruzzo

Trave	Sezione	Danno applicato	Estensione
TL 1, TL 2 TL 3, TL 4 TL 5, TL 6	Mezzeria	Rimozione area di calcestruzzo pari a 0.75 x 0.30 m in intradosso	0.50 m

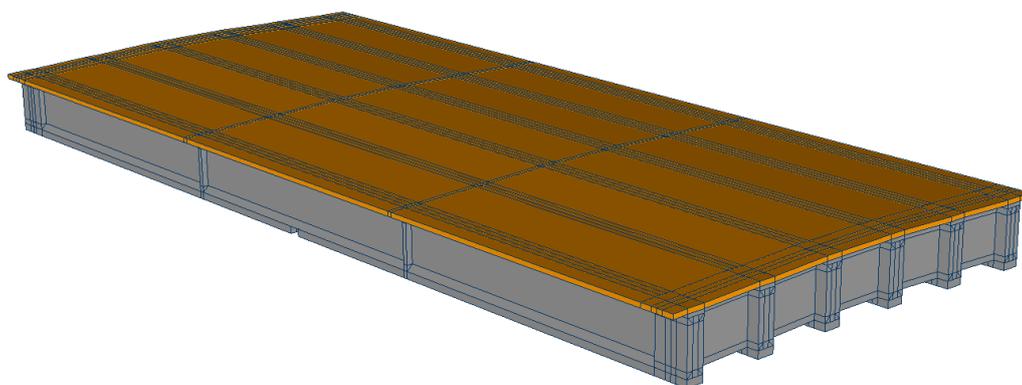


Figura 78 - Impalcato con danneggiamento del calcestruzzo in intradosso delle travi longitudinali

4.1.2 Danneggiamento delle armature

Con riferimento ai verbali di ispezione trimestrale sul viadotto, sono stati applicati gli ammaloramenti realmente esistenti sulla struttura (in particolare, sulla campata oggetto di studio). Essi consistono prevalentemente nella corrosione e/o rottura dell'armatura da precompressione e dell'armatura lenta. Nella fattispecie sono stati rilevati:

- rottura di 7 fili del cavo post-teso;
- corrosione avanzata di 5 fili del cavo post-teso;
- rottura di 19 trefoli pretesi;
- corrosione avanzata dell'armatura lenta.

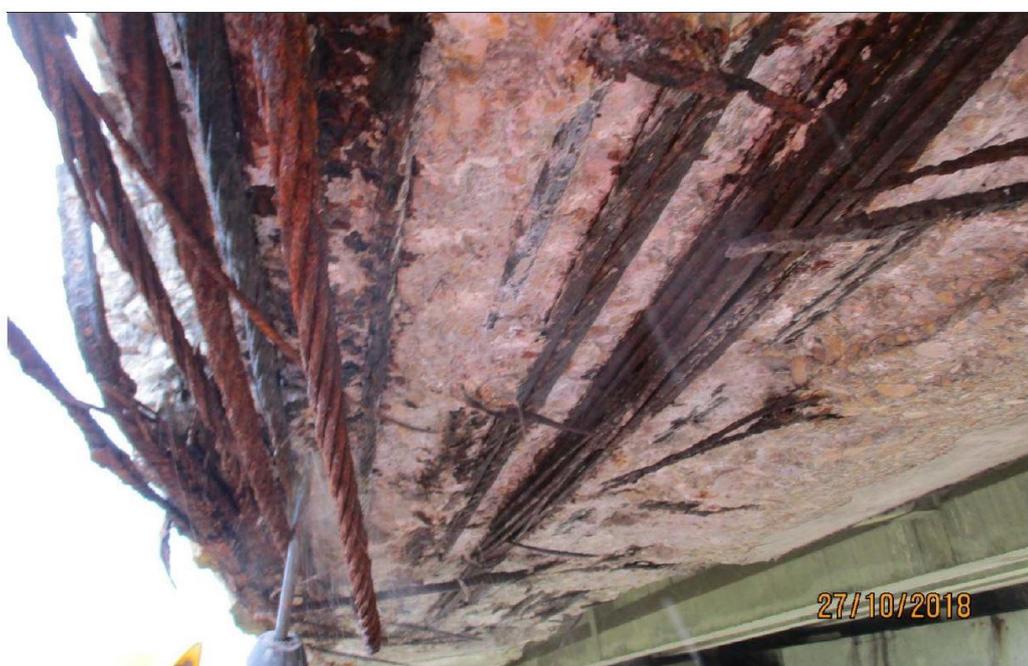


Figura 79 - Danneggiamenti rilevati nel corso di ispezioni visive

La localizzazione, l'estensione e i riferimenti di tali danneggiamenti sono riportati nella tabella seguente (Tabella 50):

Tabella 50 - Danneggiamenti dell'armatura

Trave	Sezione	Danno rilevato	Danno applicato	Estensione
		Rottura di 7 fili del cavo post-teso Corrosione di 5 fili del cavo post-teso	Rottura di 8 fili del cavo post-teso I	2 m
TL 1	Mezzeria	Rottura di 19 trefoli pretesi	Rottura dei trefoli R1 (8), B2 (4), R2 (7)	2 m
		Corrosione avanzata dell'armatura lenta	Rottura delle barre longitudinali in Pos.25 (4)	2 m

4.2 Analisi non lineare

L'analisi a fasi non lineare è la medesima svolta per il modello sano. L'unica differenza è da ricercarsi nell'applicazione dei danneggiamenti precedentemente alla simulazione delle prove di carico con mezzi pesanti (Tabella 51):

Tabella 51 – Storia di carico del modello danneggiato

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave (G ₁) Pretensione (P ₁)
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi (G ₄)
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi (P ₃)
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta (G ₂)
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave (P ₂)
6	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta (P ₄)
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere (G ₃ +G ₅)
...
7	17885	Trave + traversi + soletta	-
8	17886	Trave + traversi + soletta + danneggiamenti	Peso mezzi pesanti (Q ₁)

4.2.1 Risultati e confronto

Di seguito vengono riportati i parametri cinematici di interesse per i due modelli danneggiati:

- impalcato con danneggiamento del calcestruzzo (caso 2);
- impalcato con danneggiamento delle armature (caso 3).

Vengono inoltre riportati, per confronto, i medesimi parametri estrapolati dall'analisi del modello sano visti nel paragrafo 3.2.9.1 (caso 1).

Come si evince nella Tabella 52, i differenziali di rotazione dei modelli danneggiati differiscono da quelli del modello sano al massimo nell'ordine del centesimo di mrad (centesimo del centesimo di grado). Le differenze di spostamento (Tabella 53), invece, sono al di sotto del millimetro. Tali variazioni sono assolutamente impercettibili ed è praticamente impossibile che vengano colte con un sistema di monitoraggio come quello del caso in esame.

Infatti, sebbene nei casi 2 e 3 l'impalcato sia danneggiato, tutti gli elementi strutturali si trovano in campo elastico sotto l'azione dei carichi permanenti (a 49 anni) e vi permangono (anche se al limite del passaggio in campo non lineare) mentre viene eseguita la prova di collaudo con i mezzi pesanti.

Tabella 52 – Risultati e confronto dei differenziali di rotazione

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]			Differenziale [°]		
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.764	0.755	4.37	4.38	4.33
	TL 2	0.568	0.568	0.562	3.25	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.359	0.355	2.07	2.06	2.03
	TL 4	0.180	0.175	0.173	1.03	1.00	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.005	0.07	0.03	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.155	-0.83	-0.90	-0.89
Rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.764	0.755	4.37	4.38	4.33
	TL 2	0.568	0.568	0.562	3.25	3.25	3.22
	TL 3	0.362	0.359	0.355	2.07	2.06	2.03
	TL 4	0.180	0.175	0.173	1.03	1.00	0.99
	TL 5	0.012	0.005	0.005	0.07	0.03	0.03
	TL 6	-0.145	-0.157	-0.155	-0.83	-0.90	-0.89
Rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.087	0.079	0.44	0.50	0.45
	TL 2	0.060	0.068	0.060	0.34	0.39	0.34
	TL 3	0.032	0.035	0.032	0.18	0.20	0.18
	TL 4	0.016	0.016	0.016	0.09	0.09	0.09
	TL 5	0.000	-0.001	0.000	0.00	-0.01	0.00
	TL 6	-0.014	-0.018	-0.014	-0.08	-0.10	-0.08
Rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.269	-0.263	-1.51	-1.54	-1.51
	TL 2	-0.318	-0.326	-0.319	-1.82	-1.87	-1.83
	TL 3	-0.281	-0.286	-0.281	-1.61	-1.64	-1.61
	TL 4	-0.260	-0.265	-0.261	-1.49	-1.52	-1.50
	TL 5	0.246	0.250	0.246	1.41	1.43	1.41
	TL 6	0.242	0.247	0.243	1.39	1.42	1.39

Tabella 53 – Risultati e confronto dei differenziali di spostamento

Parametro	Trave	Differenziale [mm]		
		Caso 1	Caso 2	Caso 3
Spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-11.11	-10.92
	TL 2	-8.15	-8.31	-8.17
	TL 3	-5.15	-5.25	-5.16
	TL 4	-2.37	-2.41	-2.38
	TL 5	0.02	0.03	0.02
	TL 6	2.31	2.36	2.32

Capitolo 5

Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa di riferimento.

5.1 Global Resistance Format

La valutazione della sicurezza, o analisi di affidabilità, delle strutture in cemento armato richiede metodologie in grado di soddisfare i requisiti di sicurezza definiti dai codici di progetto [16]. Tali livelli di sicurezza dovrebbero essere soddisfatti sia dalle strutture nuove che da quelle esistenti. A tal proposito, nel corso degli anni sono state sviluppate metodologie appropriate per eseguire le verifiche di sicurezza (cioè gli stati limite ultimi) mediante analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) [11], [17] - [18].

In particolare, il Global Resistance Format (GRF), (vedere fib Model Code 2010 [11] e Allaix et al. 2013 [17]), si occupa delle incertezze associate al comportamento strutturale, secondo l'approccio dello stato limite, a livello di risposta strutturale globale (cioè di resistenza strutturale). Secondo il GRF, la resistenza strutturale può essere identificata da qualsiasi parametro in grado di descrivere la risposta globale della struttura contro le azioni (capacità portante, spostamenti, fattori moltiplicativi del carico ultimo, accelerazioni, ecc.).

Per la stima del valore di progetto della resistenza strutturale R_d , vengono prese in considerazione le diverse fonti di incertezza includendo nel calcolo opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Questi fattori di sicurezza parziali riflettono l'influenza delle incertezze

nella determinazione della risposta strutturale globale a seconda della loro natura: si dividono, infatti, incertezze aleatorie ed epistemiche.

Le incertezze aleatorie si riferiscono alla casualità intrinseca delle proprietà dei materiali (ad esempio, la resistenza alla compressione del calcestruzzo e la resistenza allo snervamento dell'armatura) e delle proprietà geometriche (ad esempio, dimensione degli elementi, copriferro e posizione dell'armatura).

Le incertezze epistemiche sono legate alla mancanza di conoscenza, semplificazione e assunzioni eseguite all'interno della definizione del modello di resistenza stesso. Di fatto, ingegneri e professionisti sfruttano molte "ipotesi di modellazione" al fine di eseguire analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) di strutture in cemento armato [19] - [20]. Nel dettaglio, una "ipotesi di modellazione" raccoglie tutte le ipotesi relative alla valutazione dell'equilibrio (ovvero il metodo adottato per risolvere il sistema di equazioni non lineare, come, ad esempio, il metodo Newton-Raphson o il metodo Arc Length, i criteri di convergenza), della compatibilità cinematica (tipo di elementi finiti e relativa formulazione) e delle leggi costitutive (comportamento del calcestruzzo in compressione e in trazione, effetto di confinamento, comportamento perfettamente plastico o incrudente delle armatura, ecc.) relative alla specifica definizione del modello non lineare agli elementi finiti.

In linea con il GRF, la condizione di sicurezza può essere espressa come segue:

$$R_d \geq F_d \quad (5.1)$$

dove il valore di progetto delle azioni F_d può essere definito in accordo alle NTC 2018 [13] secondo la giusta combinazione, mentre il valore di progetto della resistenza strutturale R_d può essere stimato tramite un modello non lineare agli elementi finiti con l'applicazione di un safety format, basato sul Global Resistance Format, secondo la seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad (5.2)$$

Nell'equazione (5.2), $R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})$ indica la resistenza strutturale stimata mediante l'analisi non lineare agli elementi finiti utilizzando i valori rappresentativi delle caratteristiche dei materiali X_{rep} e delle proprietà geometriche a_{rep} . Il livello di affidabilità strutturale interviene per mezzo di due diversi fattori parziali di sicurezza:

- il *fattore parziale di sicurezza della resistenza globale* γ_R , che tiene conto, a livello di comportamento strutturale globale, dell'influenza delle incertezze aleatorie legate alle proprietà dei materiali e alla geometria. Questo fattore di sicurezza parziale può essere determinato nel rispetto di uno specifico livello di affidabilità secondo la metodologia descritta dal safety format adottato [11], [17], [21];
- il *fattore parziale di sicurezza di incertezza del modello di resistenza* γ_{Rd} , che tiene conto dell'incertezza epistemica legata a semplificazioni, ipotesi e scelte eseguite per definire il modello numerico non lineare. Questo fattore di sicurezza parziale è indipendente dal safety format [11], [17], [22] adottato per effettuare la verifica strutturale.

5.2 Safety format - ECoV

In linea con l'approccio del GRF, in questo elaborato di tesi è stato adottato il safety format denotato come ECoV (Estimation of the Coefficient of Variation - Stima del Coefficiente di Variazione) [11], [18], [23] per eseguire la verifica di sicurezza.

Il metodo di stima del coefficiente di variazione (ECoV) consente di stimare il valore di progetto della resistenza strutturale R_d come segue:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad (5.3)$$

dove $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$ rappresenta la resistenza strutturale stimata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà del materiale (X_m) e i valori nominali della proprietà geometriche (a_{nom}) usate per definire il modello strutturale numerico; γ_R è il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale e γ_{Rd} è il fattore parziale di sicurezza di incertezza del modello di resistenza.

Il metodo ECoV si basa sulle ipotesi che la variabile casuale associata alla resistenza strutturale sia distribuita log-normalmente e che il valore medio correlato sia quasi uguale al valore di $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$. Secondo queste ipotesi, il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale γ_R può essere stimato secondo la seguente espressione:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_R) \quad (5.4)$$

dove V_R è il coefficiente di variazione della distribuzione probabilistica associata alla resistenza strutturale, α_R è il fattore di sensibilità di primo ordine del metodo di affidabilità (FORM: first-order-reliability-method) assunto uguale a 0,8 come suggerito dal fib Model Code 2010 [11] per le variabili dominanti; β_t è il valore di riferimento dell'indice di affidabilità che consente di tenere conto del livello di affidabilità richiesto per la struttura studiata. Secondo l'ipotesi che la resistenza strutturale possa essere assunta come una variabile distribuita log-normalmente, il valore di V_R può essere facilmente stimato come:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})} \right) \quad (5.5)$$

dove $R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})$ rappresenta la resistenza strutturale stimata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori caratteristici delle proprietà dei materiali (X_m) e i valori nominali delle proprietà geometriche (a_{nom}) usate per definire il modello strutturale numerico.

In questo contesto, la resistenza strutturale R_d considerata è un parametro in grado di descrivere la capacità ultima della struttura rispetto alla combinazione delle azioni allo SLU adottata per effettuare la simulazione numerica non lineare. In particolare, la resistenza strutturale R_d è qui valutata in termini di moltiplicatore λ_u applicato ai carichi agenti sull'impalcato, al raggiungimento del collasso.

5.3 Proprietà caratteristiche dei materiali

Come visto, per l'applicazione del safety format ECoV devono essere prese in considerazione, oltre che le resistenze medie dei materiali (derivanti da prove in situ), anche le proprietà caratteristiche. Queste sono determinate a partire dai valori di resistenza dedotti dai test effettuati sui provini, in accordo al capitolo 4 del Reliability Handbook [24] e all'allegato D dell'EN 1990 [25].

Secondo quanto specificato in [24], la valutazione dei risultati di prove per la determinazione di un generico parametro deve essere basata su metodi statistici. I risultati, infatti, devono includere al loro intero la distribuzione di probabilità di quantità sconosciute, comprese le incertezze statistiche. Ovviamente, un'interpretazione statistica è possibile solo se i dati a disposizione costituiscono un largo campione. Il valore di progetto del parametro è quindi

ottenuto dai risultati delle prove come valore stimato di un certo frattile del parametro in questione.

Il metodo proposto assume che le variabili in gioco seguano una distribuzione normale o log-normale. Il valore caratteristico (frattile al 5%) della resistenza a compressione di un calcestruzzo e della resistenza a snervamento (o a rottura) di un acciaio sono stimate secondo la procedura esposta in [25], come segue:

$$X_k = m_y (1 - k_n \cdot s_y) \quad (5.6)$$

Assumendo una distribuzione log-normale, l'espressione (5.1) diventa:

$$X_k = \exp(m_y - k_n \cdot s_y), \quad (5.7)$$

dove:

- m_y è il valore medio della variabile $\ln(X)$;
- s_y è la deviazione standard della variabile $\ln(X)$;
- k_n è un fattore dipendente dal numero di osservazioni a disposizione, dalla conoscenza del coefficiente di variazione V_x , e dal frattile della distribuzione che si intende considerare (5% in questo caso).

Con riferimento a quanto detto, vengono riportate le proprietà caratteristiche dei materiali.

Tabella 54 – Resistenza caratteristica del calcestruzzo della trave da calcolo statistico

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Resistenza a compressione cilindrica da prove in sito	$f_{cm, situ}$	57	MPa
Resistenza a compressione caratteristica da prove in sito	$f_{ck, situ}$	49	MPa
Resistenza a compressione caratteristica da calcolo statistico	f_{ck}	40	MPa

Tabella 55 – Resistenza caratteristica del calcestruzzo della soletta da calcolo statistico

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Resistenza a compressione cilindrica da prove in sito	$f_{cm, situ}$	48	MPa
Resistenza a compressione caratteristica da prove in sito	$f_{ck, situ}$	40	MPa
Resistenza a compressione caratteristica da calcolo statistico	f_{ck}	36	MPa

Tabella 56 – Proprietà caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta da calcolo statistico

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di snervamento da prove in situ	$f_{ym, situ}$	425	MPa
Tensione di rottura da prove in situ	$f_{uk, situ}$	575	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u, m}$	0.117	-
Tensione di snervamento caratteristica da calcolo statistico	f_{yk}	383	MPa
Tensione di rottura caratteristica da calcolo statistico	f_{uk}	542	MPa
Deformazione ultima caratteristica da calcolo statistico	$\epsilon_{u, k}$	0.098	-
Modulo elastico	E_s	200000	MPa

Tabella 57 - Proprietà caratteristiche dell'acciaio dei trefoli pretesi da calcolo statistico

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di snervamento da prove in situ	$F_{pi, situ}$	1636	MPa
Tensione di rottura da prove in situ	$F_{pt, situ}$	1818	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u, m}$	0.05	-
Tensione di snervamento caratteristica da calcolo statistico	$F_{pt, k}$	1466	MPa
Tensione di rottura caratteristica da calcolo statistico	$F_{pi, k}$	1629	MPa
Deformazione ultima caratteristica da calcolo statistico*	$\epsilon_{u, k}$	0.05	-
Modulo elastico	E_s	195000	MPa

Tabella 58 - Proprietà caratteristiche dell'acciaio dei cavi post-tesi da calcolo statistico

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di snervamento da prove in situ	$F_{pi, situ}$	1700	MPa
Tensione di rottura da prove in situ	$F_{ptm, situ}$	1530	MPa
Deformazione ultima da prove in situ	$\epsilon_{u, m}$	0.05	-
Tensione di snervamento caratteristica da calcolo statistico	$F_{pt, k}$	1412	MPa
Tensione di rottura caratteristica da calcolo statistico	$F_{pi, k}$	1569	MPa
Deformazione ultima caratteristica da calcolo statistico*	$\epsilon_{u, k}$	0.05	-
Modulo elastico	E_s	195000	MPa

*Per il calcolo della deformazione ultima si utilizza il frattile al 10%.

Questi sono stati utilizzati per la valutazione delle restanti caratteristiche, meccaniche e reologiche, con riferimento alle formulazioni riportate nel Model Code 2010 [11] e nell'EN 1992-1-1 [12].

5.4 Definizione delle azioni a SLU

Ai fini della verifica dello stato limite ultimo (SLU), le Norme Tecniche per le Costruzioni (2018) [13] definiscono la seguente combinazione delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (5.8)$$

Di seguito vengono descritte e riportate tutte le azioni tenute in considerazione per la valutazione della sicurezza, in accordo con la (5.8).

5.4.1 Carichi permanenti

Le azioni permanenti agenti su una struttura possono essere così divise:

- peso proprio degli elementi strutturali;
- carichi permanenti portati;
- presollecitazioni;
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;

Nel caso in esame i carichi permanenti agenti sull'impalcato del viadotto sono gli stessi già visti e applicati nella modellazione agli elementi finiti. Nella tabella seguente ne viene comunque proposto un riassunto:

Tabella 59 - Carichi permanenti

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Peso proprio calcestruzzo trave	G ₁	25	kN/m ³
Peso proprio calcestruzzo soletta	G ₂	25	kN/m ³
Peso proprio calcestruzzo traversi	G ₃	25	kN/m ³
Pavimentazione stradale	G ₄	3	kN/m ²
Barriere e spartitraffico	G ₅	2	kN/m

Tabella 6o - Precompressioni

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tensione di tiro trefoli pretesi delle travi (da ambo i lati)	P ₁	1240	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi delle travi (da ambo i lati)	P ₂	1190	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi dei traversi (da ambo i lati)	P ₃	1190	MPa
Tensione di tiro cavi post-tesi della soletta (da ambo i lati)	P ₄	1190	MPa

5.4.2 Carichi variabili

Le principali azioni variabili da considerare per un impalcato da ponte sono:

- carichi da traffico;
- vento;
- neve;
- variazioni termiche.

Nel caso in esame non sono state tenute in conto le azioni derivanti da neve e variazioni termiche. Il carico da neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti., mentre le azioni termiche sono pressoché ininfluenti in virtù dell'isostaticità dell'impalcato.

5.4.2.1 Carichi da traffico

5.4.2.1.1 Verticali

Secondo il paragrafo 5.1.3.3 delle NTC 2018 [13], i carichi verticali da traffico sono definiti con schemi di carico e disposti sulle cosiddette "corsie convenzionali". Il numero e la larghezza delle corsie convenzionali è funzione della larghezza dell'impalcato e della presenza di uno spartitraffico centrale fisso o mobile. In particolare, viene specificato che "se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è divisa in corsie convenzionali".

Larghezza superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.40 \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_l)$

Figura 80 - Numero e larghezza delle corsie (NTC 2018)

Inoltre, "quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti".

Per ciò che concerne l'entità dei carichi si fa riferimento allo schema di carico 1, il cui prospetto è riportato in Figura 81:

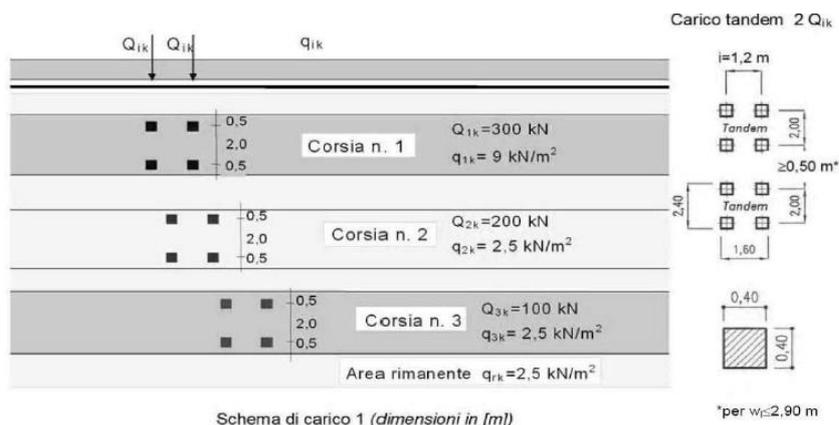


Figura 81 - Schema di carico 1 (NTC 2018)

5.4.2.1.2 Orizzontali

Secondo i paragrafi 5.1.3.5 e 5.1.3.6 delle NTC 2018 [13], le azioni orizzontali derivanti dal traffico sono la forza di frenatura e la forza centrifuga. Tuttavia, per l'impalcato in esame non sono state considerate in quanto:

- la forza di frenatura è ininfluenza ai fini della valutazione del massimo carico verticale;
- l'impalcato è rettilineo.

La disposizione dei carichi da traffico risulta quindi la seguente:

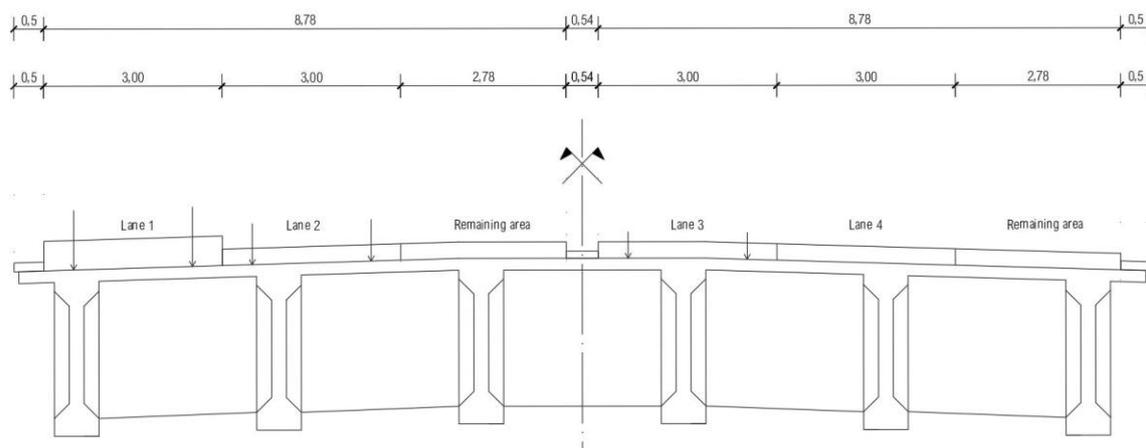


Figura 82 – Disposizione carichi da traffico

È da evidenziare che, al fine di rappresentare le più gravose condizioni di carico, la lane 4 e la remaining area della carreggiata destra non vengono prese in considerazione. La ripartizione delle azioni secondo Courbon, infatti, mostra come i carichi presenti in quella zona di impalcato diano un contributo favorevole ai fini della verifica [26].

5.4.2.2 Vento

Al paragrafo 5.1.3.7 delle NTC 2018 [13] viene specificato che *“l’azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all’asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza stradale e le barriere acustiche, ove previsti [...]. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell’altezza di 3 m a partire dal piano stradale”*. Viene inoltre chiarito che la valutazione dell’entità dell’azione da vento può essere eseguito facendo riferimento a quanto riportato nel capitolo delle normali costruzioni civili (Capitolo 3 – NTC 2018).

Più in particolare, si fa riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC 2018 [13] per la valutazione della pressione del vento e alla sezione 8 dell’EN 1991 Parte 1-4 [27] per la definizione dell’azione in direzione trasversale.

La velocità di base per la regione in cui è sito il viadotto, per una vita di riferimento di 50 anni, è:

$$V_b(T_R = 50) = 27 \frac{m}{s} \quad (5.9)$$

Visto che il viadotto ha una vita utile di riferimento pari a 100 anni, la velocità di riferimento viene modificato in accordo alla (3.3.2) delle NTC 2018 [13]:

$$V_b(T_R = 100) = V_b(T_R = 50) \cdot 1.04 = 28.08 \frac{m}{s} \quad (5.10)$$

La pressione cinetica di riferimento è data dalla (3.3.6) delle NTC 2018 [13]:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_r = 492.80 \frac{N}{m^2} \quad (5.11)$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_d \cdot C_p \quad (5.12)$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_d è il coefficiente dinamico;
- C_p è il coefficiente di pressione.

Tenuto conto della classe di rugosità del terreno (B) e della categoria di esposizione del sito (III), dalla Tabella 3.3 delle NTC 2018 [13] si ottengono i coefficienti:

- $K_r = 0.20$;
- $z_0 = 0.10$ m;
- $z_{min} = 5$ m.

Considerando il punto più alto dell'impalcato ($z = 95$ m), è possibile calcolare il coefficiente di esposizione come segue:

$$C_e(z) = K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] = 3.80 \quad (5.13)$$

Ipotizzando un coefficiente dinamico $C_d = 1$, la pressione del vento vale:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_d \cdot C_p = 1872.64 \cdot C_p \frac{N}{m^2} \quad (5.14)$$

Il coefficiente di pressione C_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Esso viene definito con riferimento alla sezione 8 dell'EN 1991 Parte 1-4 [27]. Tale coefficiente dipende dalla tipologia di impalcato e dalle sue dimensioni (Figura 83):

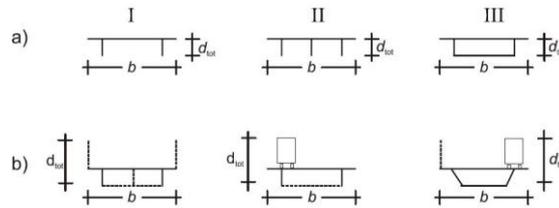


Figura 83 - Tipologia di impalcato per la definizione di C_p

L'impalcato in esame è di tipo b); è largo 19.10 m e alto 2.80 m. Dal rapporto b/d_{tot} , tramite il grafico riportato in Figura 84, si ricava il valore del coefficiente di pressione $C_p = 1.50$.

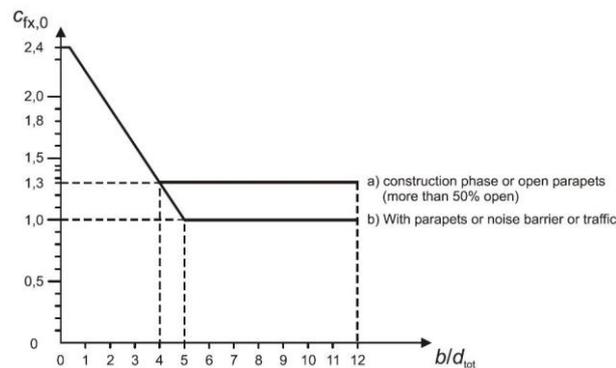


Figura 84 - Coefficiente di pressione C_p

La pressione del vento vale quindi:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_d \cdot C_p = 2808.96 \frac{N}{m^2} = 2.81 \frac{kN}{m^2} \quad (5.15)$$

La superficie investita dal vento si definisce secondo la Tabella 8.1 dell'EN 1991 Parte 1-4 [27]; tenendo conto che lo spessore dell'impalcato è pari a 2.80 m e considerando la presenza di parapetti aperti su entrambi i lati dell'impalcato, la superficie investita dal vento, per unità di lunghezza nella direzione longitudinale dell'impalcato, è pari a:

$$d(A_{rif}) = d_{tot} + d_1 = 5.80 + 0.6 = 6.60m \quad (5.16)$$

Da qui, il carico distribuito trasversale per unità di lunghezza agente sull'impalcato vale:

$$F_{yx} = p \cdot d(A_{rif}) = 18.54 \frac{kN}{m} \quad (5.17)$$

Questa forza è applicata nel baricentro della superficie esposta cioè a 2.70m dall'intradosso della trave 1. La quota media del baricentro (media in quanto il baricentro varia lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato) è pari a 1.25 m. Ne deriva che la forza F_{yx} genera un'azione torcente pari a:

$$T_{yx} = F_{yx} \cdot (y_{Gs} - y_G) = 26.88 \frac{kNm}{m}, \quad (5.18)$$

che alza il lato sopravvento e abbassa il lato sottovento.

Al fine della valutazione del carico limite, l'azione del vento è stata posta in modo tale da massimizzare gli effetti sulla prima trave longitudinale.

5.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Al paragrafo 8.5 delle NTC 2018 [13] viene precisato che *“i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati. I valori di progetto delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma”*.

Con riferimento a quanto sopra, in Tabella 61 e Tabella 62 sono riportati i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione dei carichi variabili per la combinazione allo stato limite ultimo. Nella Tabella 63 sono invece descritti i coefficienti parziali adottati per il caso in esame.

Tabella 61 - Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU^(a)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A ₁	A ₂
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli	γ_{G_1} e γ_{G_3}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Azioni permanenti non strutturali g ₂ ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G_2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Q_i}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E_1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E_2}, \gamma_{E_3}, \gamma_{E_4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

Tabella 62 - Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ_0 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali^(b)

Azioni	Gruppo di azioni	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_1 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.00
	Schema 1,5 e 6 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0.40	0.40	0.00
	Schema 2	0.00	0.75	0.00
	2	0.00	0.00	0.00
	3	0.00	0.00	0.00
	4 (folla)	-	0.75	0.00
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.00
	in esecuzione	0.80	0.00	0.00
	a ponte carico SLU e SLE	0.60	0.00	0.00
Neve	SLU e SLE	0.00	0.00	0.00
	in esecuzione	0.80	0.60	0.50
Temperatura	SLU e SLE	0.60	0.60	0.50

Tabella 63 - Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione a SLU

Carico	Valore caratteristico	Coefficiente sfavorevole ^(a)	ψ_0 ^(b)	γ_i
Permanenti	1	1.35	-	1.35
Permanenti non strutturali	1	1.35	-	1.35
Precompressioni	1	1	-	1
Traffico	1	1.35	-	1.35
Vento	1	1.5	0.6	0.9

5.5 Valutazione del carico di collasso

La valutazione del carico di collasso è stata eseguita applicando tutte le azioni viste sopra al modello agli elementi finiti, secondo la storia di carico descritta di seguito (Tabella 64).

Tabella 64 - Storia di carico

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave (G_1) Pretensione (P_1)
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi (G_4)
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi (P_3)
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta (G_2)
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave (P_2)
6	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta (P_4)
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere (G_3+G_5)

6	17885	Trave + traversi + soletta	-
	17886	Trave + traversi + soletta	Introduzione dei γ_i per lo SLU
	17886 ⁺	Trave + traversi + soletta	Incremento dei γ_i fino a collasso

Il tempo 17885 giorni identifica l'età effettiva dell'opera (49 anni). A questo tempo è possibile valutare la condizione dell'impalcato, soggetto ai soli carichi permanenti (chiuso al traffico) in valore caratteristico.

Successivamente, vengono aggiunte tutte le azioni variabili ed è determinata la condizione di stato limite ultimo, in accordo con la (5.8). In particolare, per la definizione di tale condizione è stato adottato il processo di carico seguente:

Tabella 65 - Processo di carico per la definizione dello SLU

Step	Descrizione	Riferimento grafici
1*	Carichi permanenti caratteristici	$\gamma_G=1, \gamma_{LM}=0, \gamma_W=0$
2	Applicazione del fattore γ_G per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=0, \gamma_W=0$
3	Inserimento carichi variabili caratteristici combinati	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1, \gamma_W=0.6$
4	Applicazione dei fattori γ_Q per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1.35, \gamma_W=0.9$

* lo step 1 coincide con il tempo 17885 della Tabella 64

L'intero processo di carico che porta alla combinazione di SLU avviene in un arco temporale del tutto trascurabile ai fini degli effetti dei fenomeni di creep e ritiro del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio.

Determinata la condizione di stato limite ultimo, l'impalcato è stato portato al punto di collasso facendo crescere simultaneamente e proporzionalmente tutte le azioni agenti su di esso.

A partire dal giorno 17886 (coincidente con lo step 4 della Tabella 65), è stato definito un processo di carico che vede aumentare nel tempo i moltiplicatori dei diversi carichi. La sequenza è descritta nel grafico successivo (Figura 85):

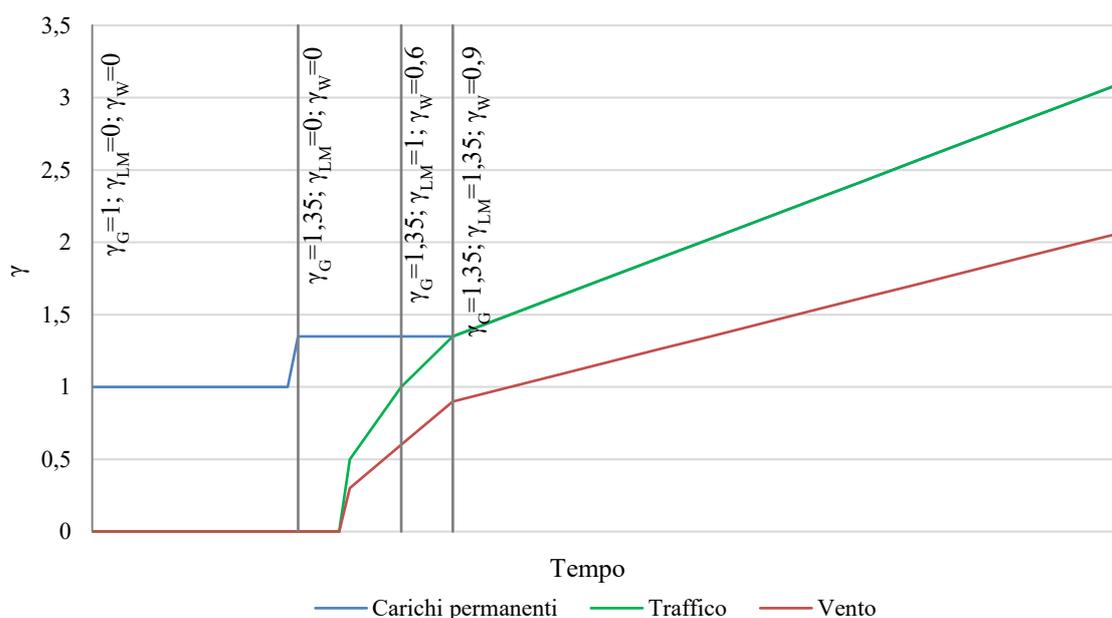


Figura 85 – Processo di carico adottato per la valutazione del carico limite

Anche in questo caso, il processo che porta al collasso avviene in un arco temporale del tutto trascurabile in relazione agli effetti dei fenomeni creep, ritiro e rilassamento.

La storia di carico descritta è stata utilizzata per valutare il punto di collasso di sei diversi modelli dell'impalcato:

- sano con resistenze medie dei materiali [a];
- danneggiato (lato calcestruzzo) con resistenze medie dei materiali [b];
- danneggiato (lato acciaio) con resistenze medie dei materiali [c];
- sano con resistenze caratteristiche dei materiali [d];
- danneggiato (lato calcestruzzo) con resistenze caratteristiche dei materiali [e];
- danneggiato (lato acciaio) con resistenze caratteristiche dei materiali [f].

Vengono infine riassunte tutte le ipotesi considerate nella realizzazione del modello numerico non lineare agli elementi finiti (Tabella 66).

Tabella 66 – Ipotesi assunte nella definizione del modello

Software: DIANA FEA	
<hr/>	
Equilibrio	<ul style="list-style-type: none"> - Metodo di integrazione Standard Newton-Raphson basato sull'ipotesi di approssimazione lineare - Criterio di convergenza basato su spostamenti ed equilibrio delle forze con tolleranza 2% e massimo numero di iterazioni pari a 100 - Step di carico definiti in accordo alle fasi costruttive dell'opera
Compatibilità	<p><i>ELEMENTI FINITI</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Solidi "bricks" tridimensionali isoparametrici a 20 nodi (3 x 3 x 3 punti di integrazione di Gauss con interpolazione quadratica) - Solidi " wedges" tridimensionali isoparametrici a 15 nodi (4 x 2 punti di integrazione numerica con interpolazione quadratica) - Elementi di rinforzo "embedded" - Elementi di interfaccia tridimensionali a 8+8 nodi (3 x 3 punti di integrazione di Newton-Cotes con interpolazione quadratica) - Dimensione degli elementi definita attraverso un processo iterativo di accuratezza numerica
Leggi costitutive	<p><i>CALCESTRUZZO</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Modello di fessurazione basato sulla deformazione, fessura spalmata, riduzione rigidezza a taglio dopo la fessurazione (fattore = 0.2) - Compressione: non lineare con ramo di softening post picco in accordo al fib Model Code 2010, riduzione della resistenza dopo la fessurazione in accordo al modello Vecchio e Collins 1993, confinamento in accordo al nodello Shelby e Vecchio - Trazione: lineare con ramo di softening basato sulla deformazione ultima <p><i>ACCIAIO ORDINARIO</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Bilineare elasto-plastico incrudente in trazione e compressione <p><i>ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE</i></p> <ul style="list-style-type: none"> - Bilineare elasto-plastico incrudente in trazione e compressione

5.5.1 Risultati

Nella Tabella 67 vengono riportati i risultati ottenuti in termini di massimo moltiplicatore λ_u di collasso.

Tabella 67 - Moltiplicatori di collasso

Modello	Descrizione	Resistenze materiali	Moltiplicatore di collasso λ_u	
			$\lambda_{G,u} = \lambda_{LM,u}$	$\lambda_{W,u}$
a	Impalcato sano	Medie	2.56	1.71
b	Impalcato danneggiato (calcestruzzo)	Medie	2.56	1.71
c	Impalcato danneggiato (acciaio)	Medie	2.18	1.46
d	Impalcato sano	Caratteristiche	2.35	1.57
e	Impalcato danneggiato (calcestruzzo)	Caratteristiche	2.35	1.57
f	Impalcato danneggiato (acciaio)	Caratteristiche	2.02	1.35

Dai risultati si può subito notare che la condizione di stato limite ultimo definita dalla (5.8) venga nettamente superata in tutti i casi. Questo può essere giustificato da diverse ragioni:

- la resistenze dei materiali ottenute dalle prove in sito sono maggiori delle stesse ipotizzate in fase di progettazione (ad esempio, la resistenza a rottura fissata per il calcestruzzo era di 460 kg/cm², poco più di 45 MPa);
- non sono stati applicati coefficienti parziali di sicurezza alle resistenze dei materiali;
- i carichi di progetto della normativa in vigore all'epoca di progettazione della struttura sono diversi da quelli delle norme attuali;
- la rigidità della struttura computata dal software di calcolo agli elementi finiti è sicuramente maggiore rispetto a quella prevista da calcoli con modelli statici semplici;
- nei modelli tridimensionali agli elementi finiti vi è una redistribuzione delle azioni, e quindi delle tensioni, difficilmente valutabile da calcoli meno raffinati.

Come era lecito aspettarsi, inoltre, si evince che il moltiplicatore dei carichi di collasso sia maggiore per i casi di impalcato con resistenze medie dei materiali.

Più particolare, per i modelli con danneggiamento del calcestruzzo non si riscontra alcuna variazione in termini di moltiplicatore ultimo rispetto ai modelli con la struttura integra ($\lambda_{G,u} = \lambda_{LM,u} = 2.56$, $\lambda_{W,u} = 1.71$ per resistenze medie) . Di fatto, sebbene il danno applicato al calcestruzzo nei modelli [b] e [e] sia di notevole entità, il comportamento della struttura non muta in quanto l'intradosso delle travi longitudinali è al limite della resistenza a trazione al

tempo di 49 anni già nel caso di impalcato sano. Ciò è facilmente osservabile dal grafico di Figura 86.

Pertanto, i risultati e le osservazioni del modello [a] possono essere estesi anche al modello [b], così come quelli dei modelli [d] e [e].

Al contrario, nei casi di impalcato con acciaio danneggiato si registra una sensibile diminuzione del carico ultimo rispetto al caso di impalcato sano, per entrambe le classi di resistenza dei materiali ($\lambda_{G,u} = \lambda_{LM,u} = 2.18$, $\lambda_{W,u} = 1.46$ per resistenze medie, $\lambda_{G,u} = \lambda_{LM,u} = 2.02$, $\lambda_{W,u} = 1.35$ per resistenze caratteristiche). Ciò è da imputare al diverso tipo di collasso.

L'impalcato sano ([a] e [d]) crolla per rottura a compressione all'estradosso della soletta in corrispondenza della mezzera della lane 1 (Figura 89) e raggiungimento della tensione massima a trazione su tutta l'altezza della travi 1 e 2 e in intradosso della soletta, con annessa fessurazione (Figura 86, Figura 87 e Figura 88); al momento della rottura, i trefoli e il cavo I della trave 1 sono molto prossimi ai limiti delle loro resistenze (Figura 90 e Figura 91);

L'impalcato con i danneggiamenti dell'acciaio ([c] e [f]) crolla per raggiungimento della tensione massima nei trefoli e nel cavo I (Figura 90 e Figura 91) e superamento della resistenza a trazione su tutta l'altezza della trave 1 e in intradosso della soletta, con conseguente fessurazione (Figura 86, Figura 87 e Figura 88); al momento del collasso, le tensioni in estradosso della soletta sono ancora minori della resistenza ultima a compressione del calcestruzzo (Figura 89).

In appendice sono riportati gli output di analisi per i diversi modelli al momento del collasso.

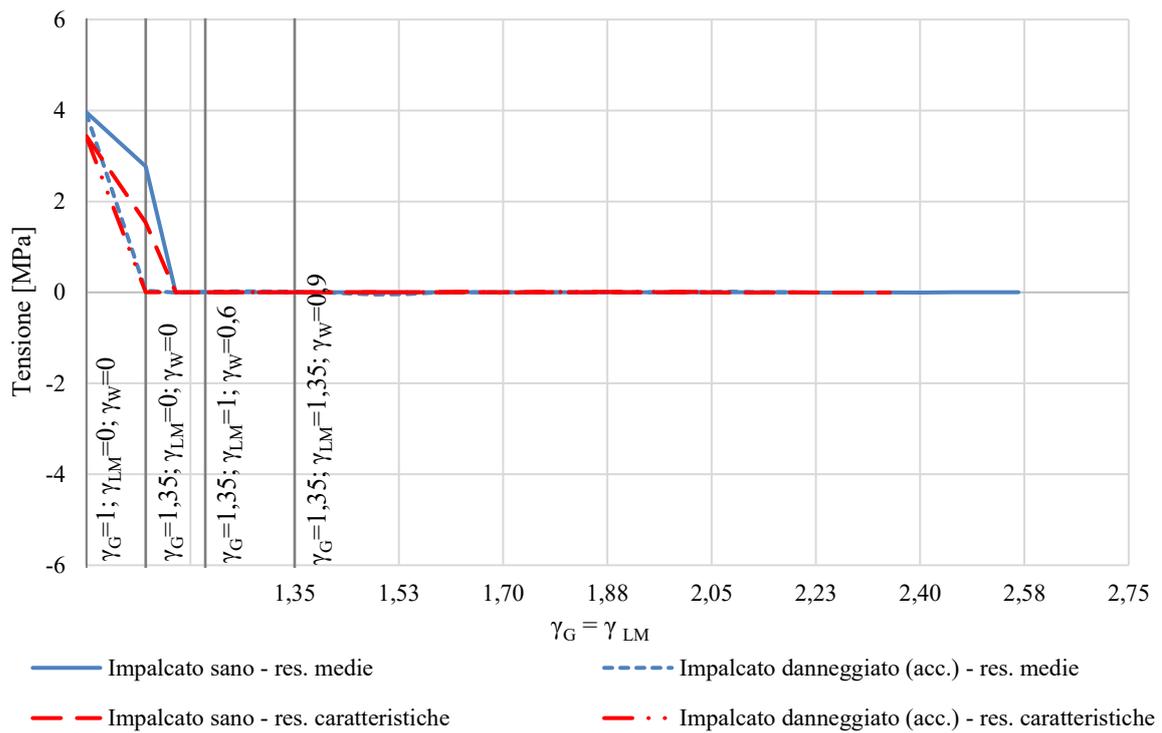


Figura 86 – Tensioni a intradosso trave 1

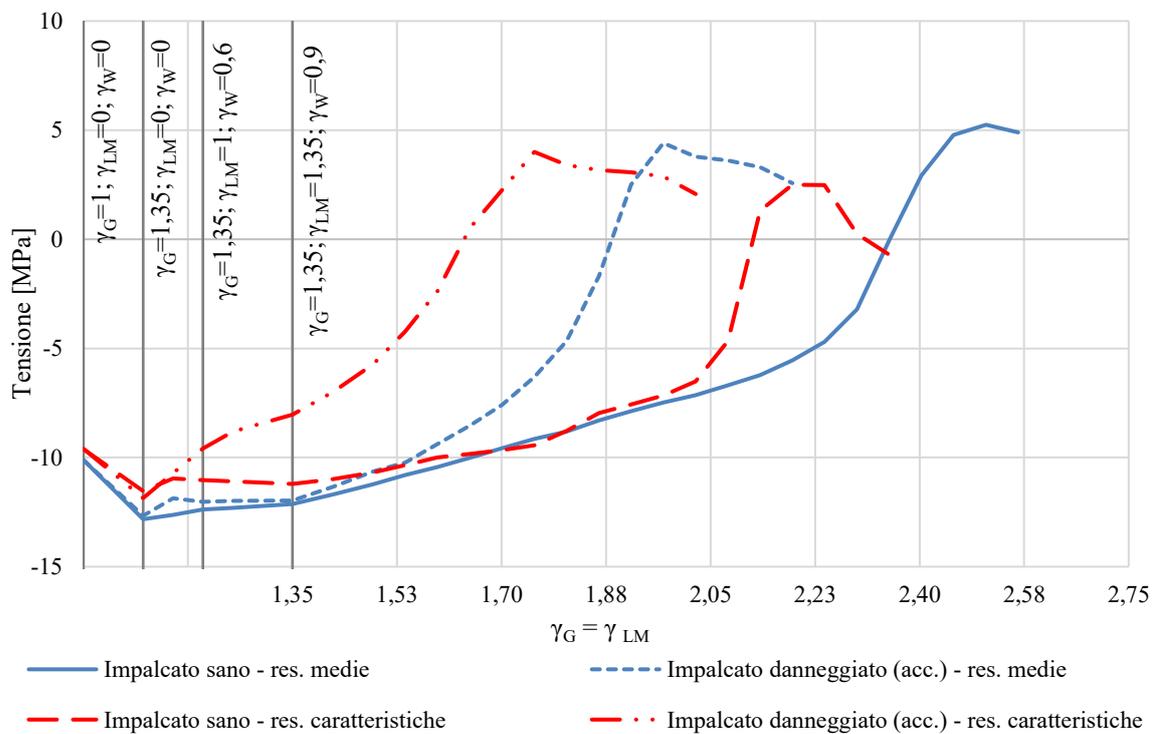


Figura 87 – Tensioni a estradosso trave 1

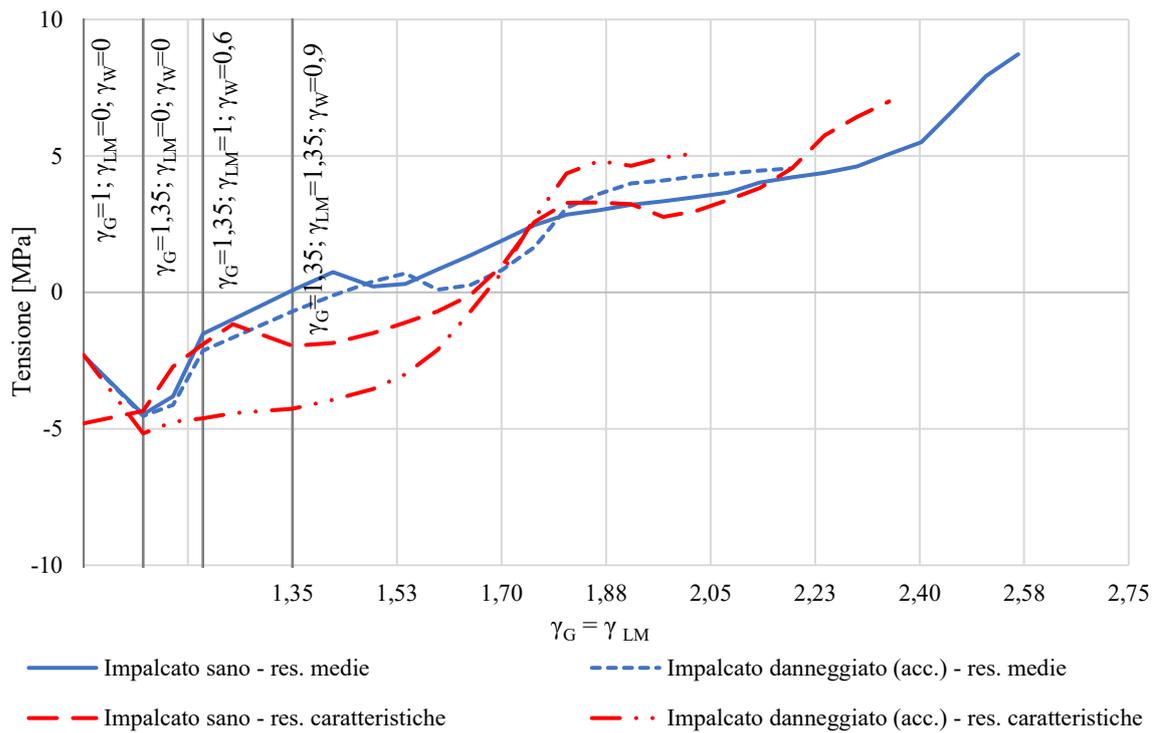


Figura 88 – Tensioni a intradosso soletta, in corrispondenza della mezzeria della lane 1

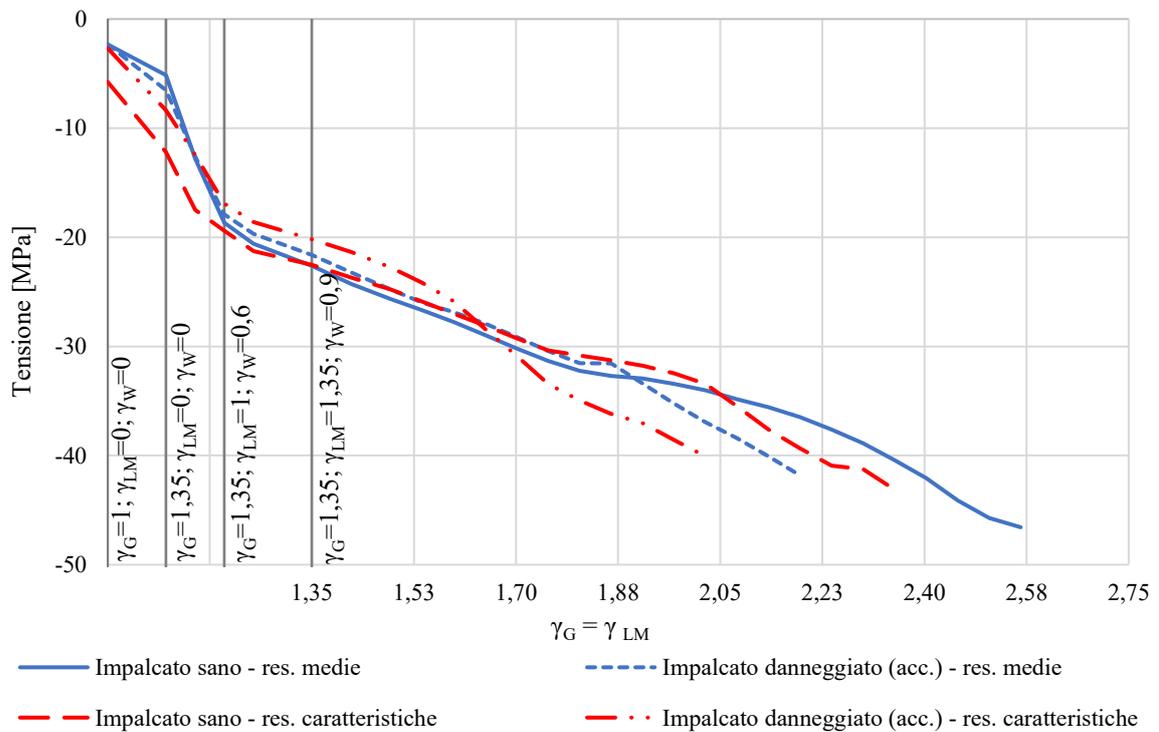


Figura 89 – Tensioni a estradosso soletta, in corrispondenza della mezzeria della lane 1

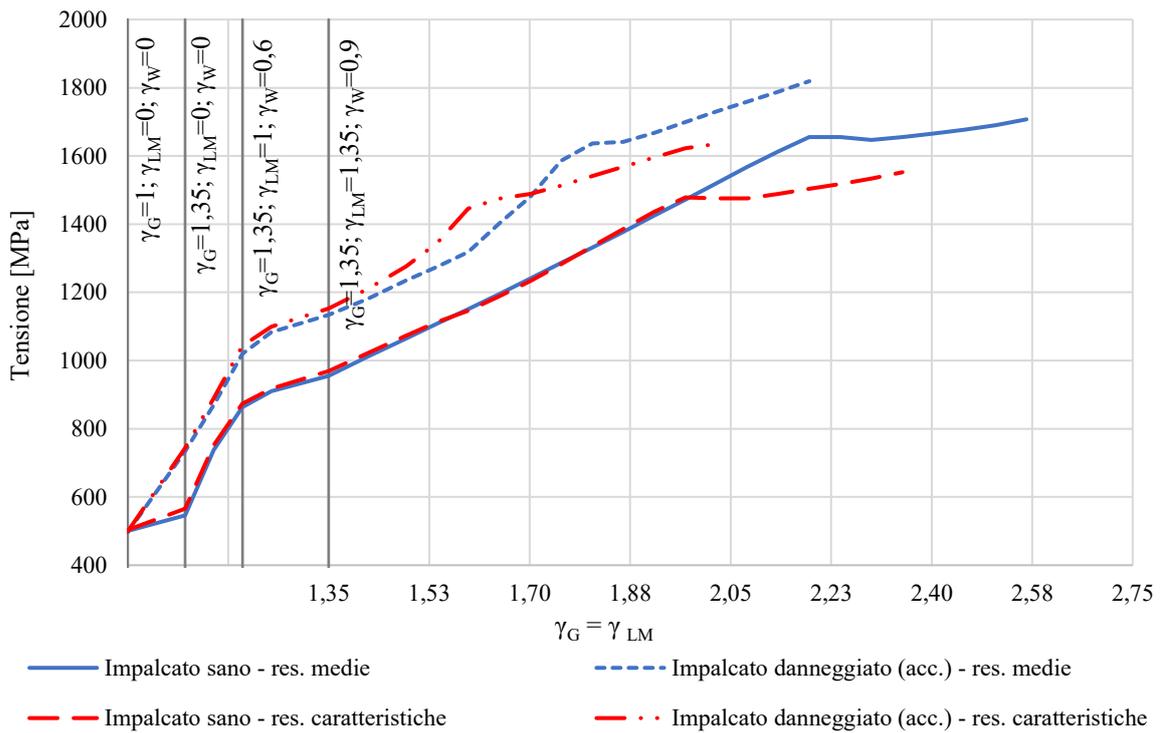


Figura 90 – Tensione nei trefoli R2 della trave 1

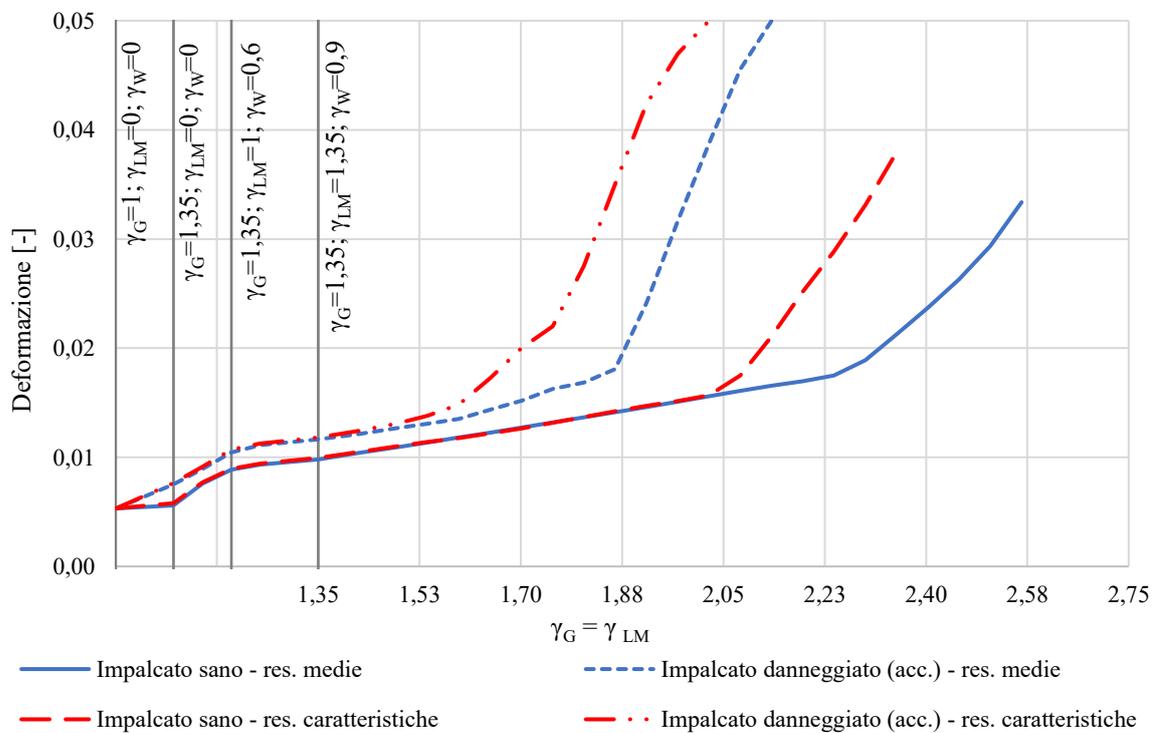


Figura 91 – Deformazione dei trefoli R2 della trave 1

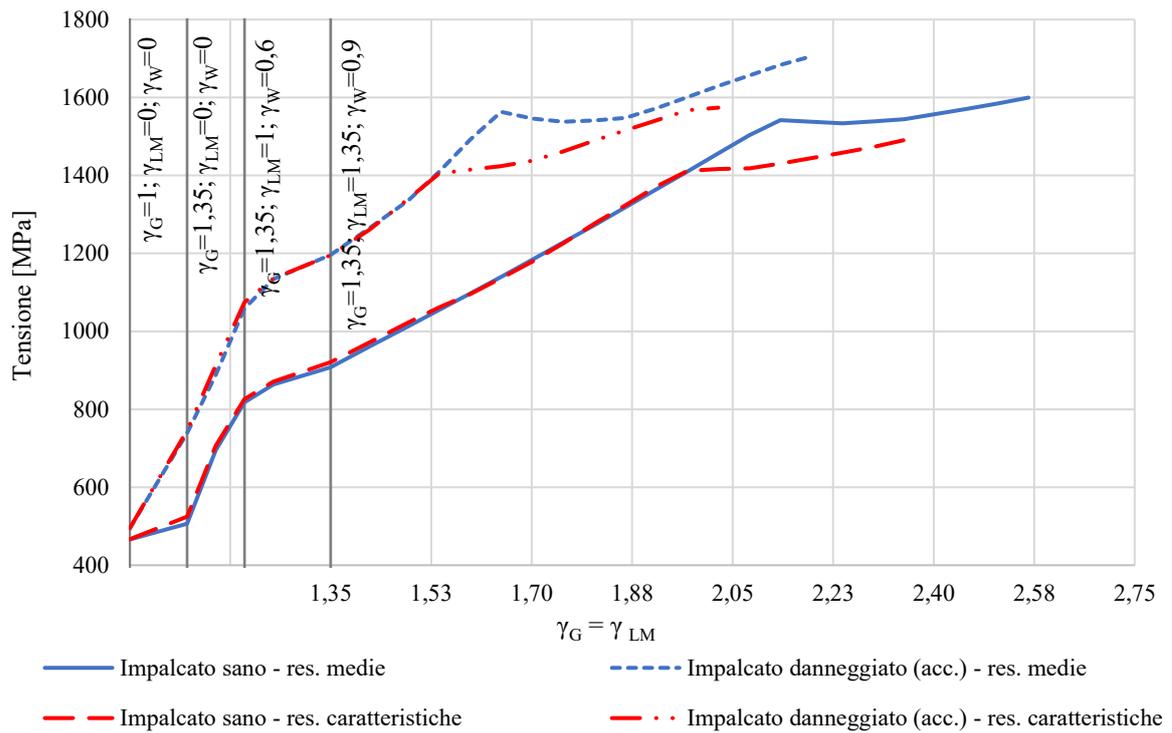


Figura 92 - Tensione nel cavo I della trave 1

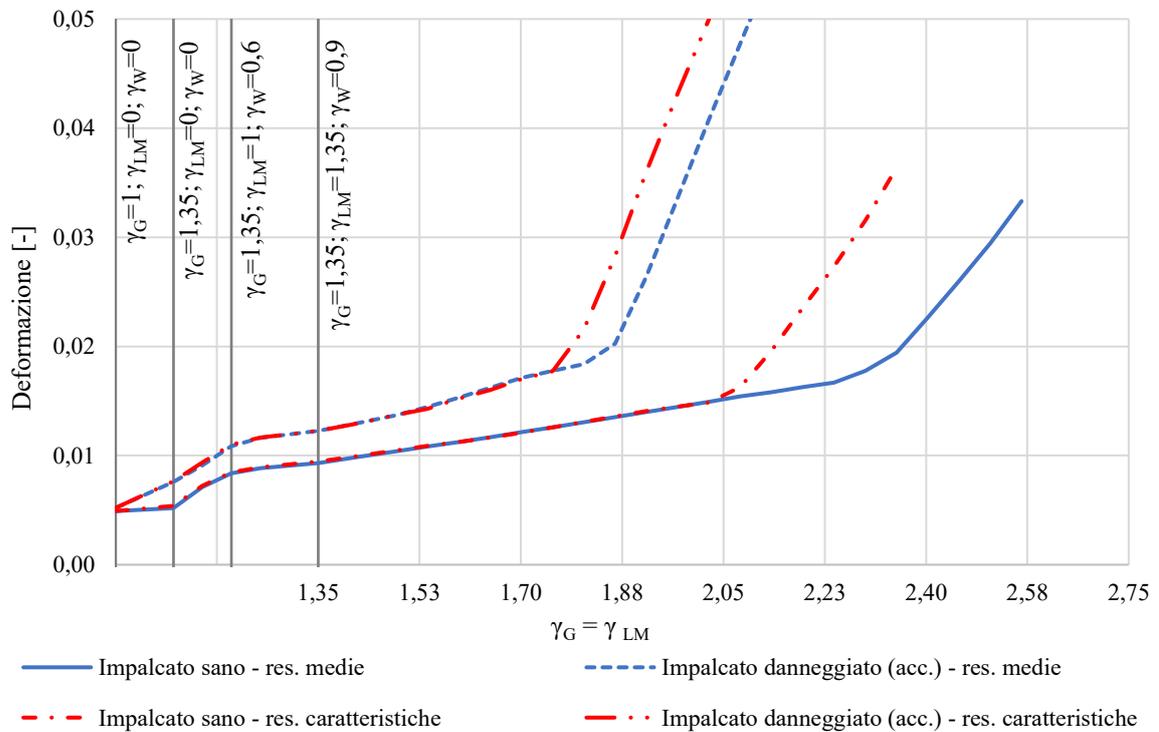


Figura 93 - Deformazione del cavo I della trave 1

Chiaramente, i danneggiamenti applicati (e le diverse resistenze dei materiali) si tramutano in una maggiore deformabilità dell'impalcato a parità di carico (Figura 94).

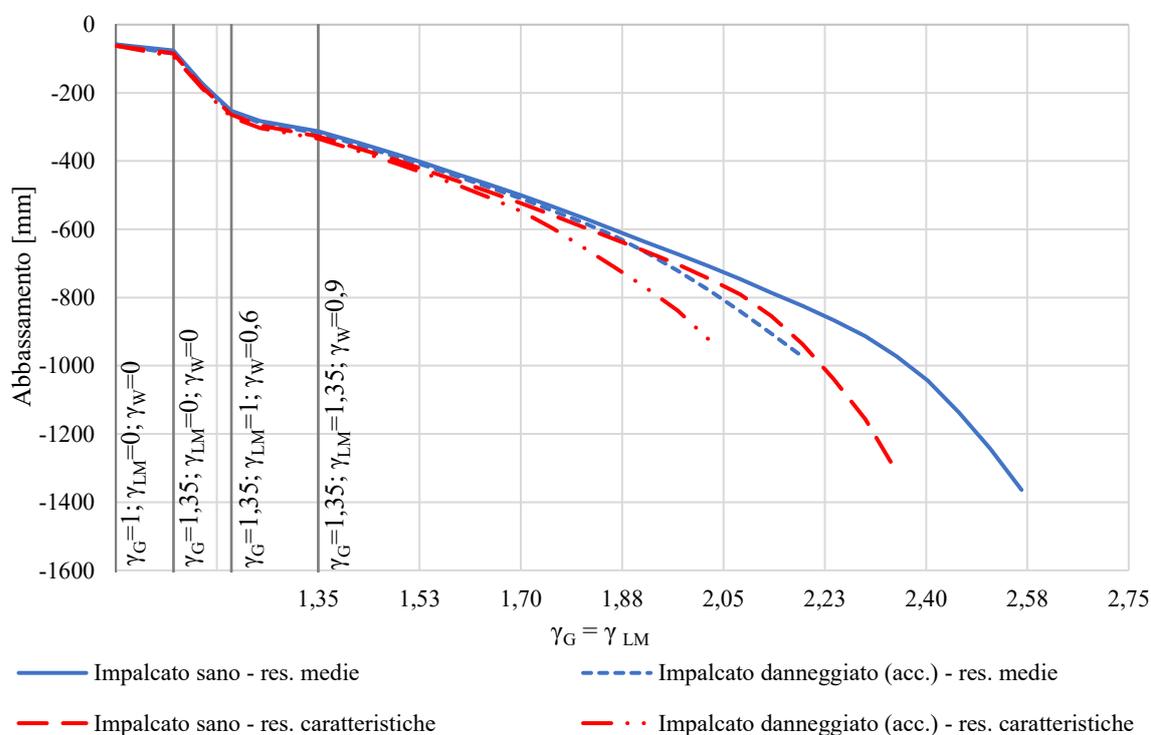


Figura 94 – Abbassamento trave 1

5.6 Verifica dell'affidabilità strutturale

Come anticipato al paragrafo 5.2, il safety format adottato per la valutazione dell'affidabilità strutturale per il caso in esame è l'ECov (Estimation of the Coefficient of Variation).

Nella specifica valutazione della sicurezza sono state seguite le seguenti ipotesi:

- valore di riferimento per l'indice di affidabilità $\beta t = 3,8$ (fattori di sensibilità correlati $\alpha_R = 0,8$ per le variabili dominanti e $\alpha_R = 0,32$ per le variabili non dominanti) per lo scenario legato a normali conseguenze in caso di collasso in 50 anni di vita [25];
- la combinazione delle azioni allo stato limite ultimo è in accordo alla (5.8) e include le azioni permanenti G e P, l'azione del traffico e l'azione del vento:

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} \quad (5.19)$$

- la simulazione numerica viene effettuata aumentando proporzionalmente la combinazione di carico espressa dalla (5.19);
- la resistenza strutturale R_d è un parametro in grado di descrivere la capacità ultima della struttura rispetto alla combinazione delle azioni allo SLU adottata per effettuare la simulazione numerica non lineare. In particolare, la resistenza strutturale R_d è qui valutata in termini di moltiplicatore λ_u applicato ai carichi permanenti, ai carichi da traffico e all'azione del vento, raggiunto nell'ultima fase di carico dall'analisi non lineare che soddisfi i criteri di convergenza numerica:

$$R_{NLFEA} \begin{cases} \lambda_{G,u} \cdot G \\ \lambda_{LM,u} \cdot LM \\ \lambda_{Wind,u} \cdot W \end{cases} \quad (5.20)$$

Secondo le ipotesi sopra menzionate, il valore progettuale della resistenza strutturale R_d espresso dalla (5.2) può essere stimato come:

$$R_d = \frac{\lambda_{G,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot G + \frac{\lambda_{LM,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot LM + \frac{\lambda_{Wind,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot W = \lambda_d \quad (5.21)$$

La condizione di sicurezza (5.1) può essere invece espressa come:

$$\lambda_d \geq \gamma_{SLU} \quad (5.22)$$

In virtù dei risultati precedentemente discussi, la verifica di affidabilità è stata eseguita per il caso di impalcato integro e impalcato con danneggiamenti dell'acciaio (danneggiamenti reali rilevati).

Tabella 68 - Verifica di affidabilità dell'impalcato sano

Impalcato sano	Permanenti (G)	Traffico (LM)	Vento (W)
R_{NLFEA} con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.56	2.56	1.71
R_{NLFEA} con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.35	2.35	1.57
Coefficiente di variazione V_R - ECoV		0.052	
Fattore di sicurezza della resistenza globale γ_R		1.17	
Fattore di sicurezza di incertezza del modello γ_{Rd}^*		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.82	1.82	1.22
Azioni di progetto γ_{SLU}	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 69 – Verifica di affidabilità dell'impalcato con danneggiamenti rilevati

Impalcato danneggiato	Permanenti (G)	Traffico (LM)	Vento (W)
R_{NLFEA} con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.18	2.18	1.46
R_{NLFEA} con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.02	2.02	1.35
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.043	
Fattore di sicurezza della resistenza globale γ_R		1.14	
Fattore di sicurezza di incertezza del modello γ_{Rd}^*		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.58	1.58	1.07
Azioni di progetto γ_{SLU}	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

*il fattore di sicurezza legato all'incertezza del modello è assunto come valore costante. L'ipotesi è supportata da riferimenti bibliografici [21] [20] [23] ed è a favore di sicurezza. Il valore di 1,20 è correlato all'indice di affidabilità $\beta_t=3,8$ e $\alpha_R=0.32$ (variabile non dominante) per lo scenario legato a normali conseguenze in caso di collasso in 50 anni di vita.

La condizione di sicurezza (5.22) è rispettata in entrambi i casi. In particolare, nel caso di impalcato sano la combinazione delle azioni a collasso supera di circa il 35% la condizione di stato limite ultimo definita dalla normativa, mentre nel caso di impalcato danneggiato il margine è del 17% circa.

Conclusioni

Il monitoraggio strutturale è uno dei principali campi di studio e ricerca dell'ingegneria civile.

La sicurezza di una struttura influenza lo sviluppo di diversi settori della società, da quello economico, a quello ambientale, ed è pertanto di vitale importanza garantirne la continuità nel tempo.

Il patrimonio infrastrutturale italiano è variegato e unico nel suo genere, e costituisce un importante archivio storico di valore plurimillenario. La naturale complessità legata alle differenti tecniche costruttive e ai diversi materiali utilizzati, che si sono susseguiti nel corso dei secoli, rende necessario lo sviluppo di metodologie di controllo innovative in grado di fornire risultati soddisfacenti a costi contenuti.

Il presente lavoro di tesi introduce in linea generale il concetto di *Structural Health Monitoring*, ovvero del monitoraggio strutturale, con una breve panoramica sui sistemi di controllo attualmente a disposizione. Con riferimento ai risultati di un monitoraggio con inclinometri su un viadotto autostradale esistente in calcestruzzo armato precompresso, si è voluto mettere in discussione l'efficacia di tale strumento per lo scopo di rilevamento di danneggiamenti, oltre che effettuare una verifica di sicurezza della struttura allo stato attuale.

A partire dalle massime rotazioni longitudinali dell'impalcato misurate durante una prova di carico con mezzi pesanti, dalle resistenze dei materiali ottenute da prove sperimentali in sito e dai dati geometrici riportati sui documenti originali di progetto, è stato ricostruito e tarato un modello tridimensionale non lineare agli elementi finiti dell'impalcato, per mezzo del software di calcolo DIANA FEA. Esso ripercorre l'intera storia costruttiva della struttura ed è capace di rappresentare la condizione strutturale a qualsiasi tempo, fino all'età attuale.

Risolto il “problema inverso”, sono stati modellati ed applicati alla struttura due diversi tipologie di danno. Oltre ad un caso puramente esemplificativo, sono stati riportati sul modello i danneggiamenti reali riscontrati nel corso di varie ispezioni visive, che riguardano principalmente la rottura di armatura precompressa. Simulando la medesima prova di carico eseguita nella realtà e confrontando i parametri cinematici monitorabili, è stato possibile osservare come la risposta strutturale dell’impalcato danneggiato è pressoché la medesima dell’impalcato integro e che, quindi, il danneggiamento sia nella pratica irrilevabile.

Per i modelli numerici costruiti, è stata inoltre eseguita una procedura di valutazione della sicurezza, anche detta analisi di affidabilità, volta a determinare l’entità delle azioni che le strutture sono in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In particolar modo, la resistenza strutturale è stata definita secondo l’approccio del Global Resistance Format (GRF), grazie al quale si tengono in considerazione le incertezze aleatorie ed epistemiche di problemi di questo tipo. Il safety format adottato (ECoV) ha dimostrato come la resistenza strutturale dell’impalcato sia maggiore di quella richiesta dalle attuali norme in vigore, sia nel caso di impalcato sano (+35%), sia, seppur in misura minore, nel caso di impalcato danneggiato (+17%).

In conclusione, si può affermare che il sistema di monitoraggio del caso in esame si è rivelato inadatto per il fine di individuazione del danneggiamento strutturale, di fatto rilevabile solo con ispezioni visive. La prova di carico effettuata non provoca lo spostamento della risposta strutturale in campo non lineare che, di conseguenza, rimane pressoché invariata. Parallelamente, sebbene sia ancora garantita l’affidabilità, la resistenza strutturale dell’impalcato diminuisce di circa il 13%.

L’evoluzione della resistenza strutturale, a fronte di sistemi di monitoraggio inefficaci, rappresenta una situazione di enorme rischio, che si pensa possa interessare molti dei ponti e viadotti realizzati in calcestruzzo armato precompresso.

Appendice

Output di analisi modello [a]: impalcato sano – resistenze medie

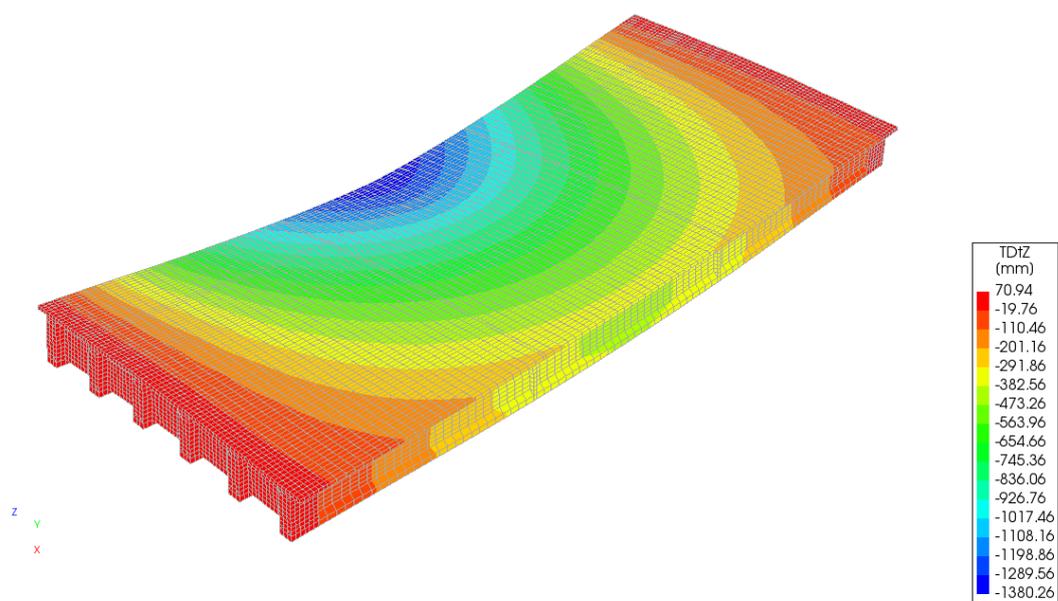


Figura 95 – Abbassamento impalcato a collasso [a]

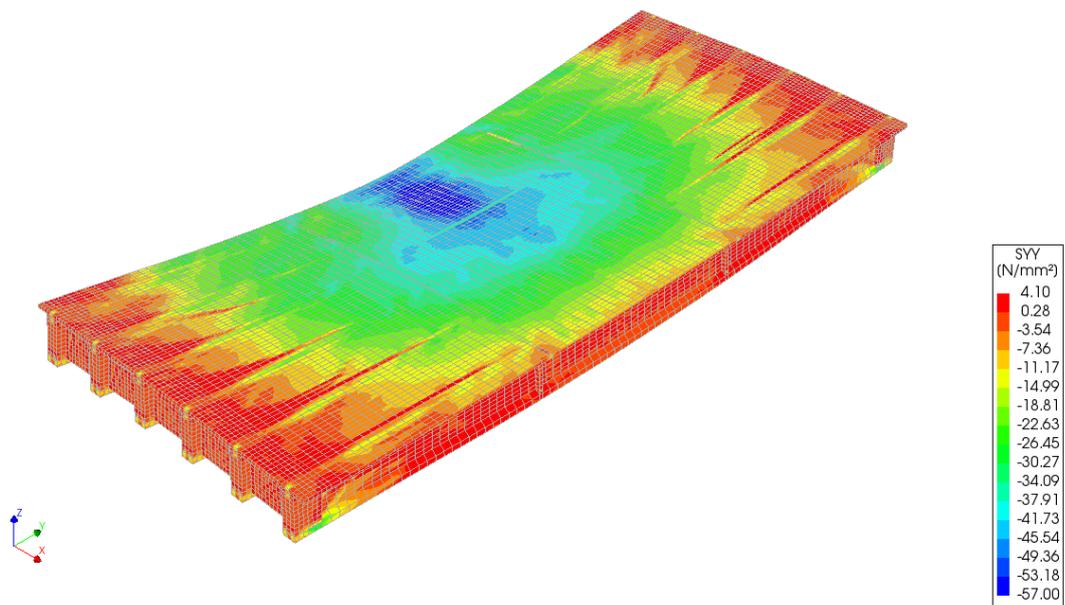


Figura 96 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [a]

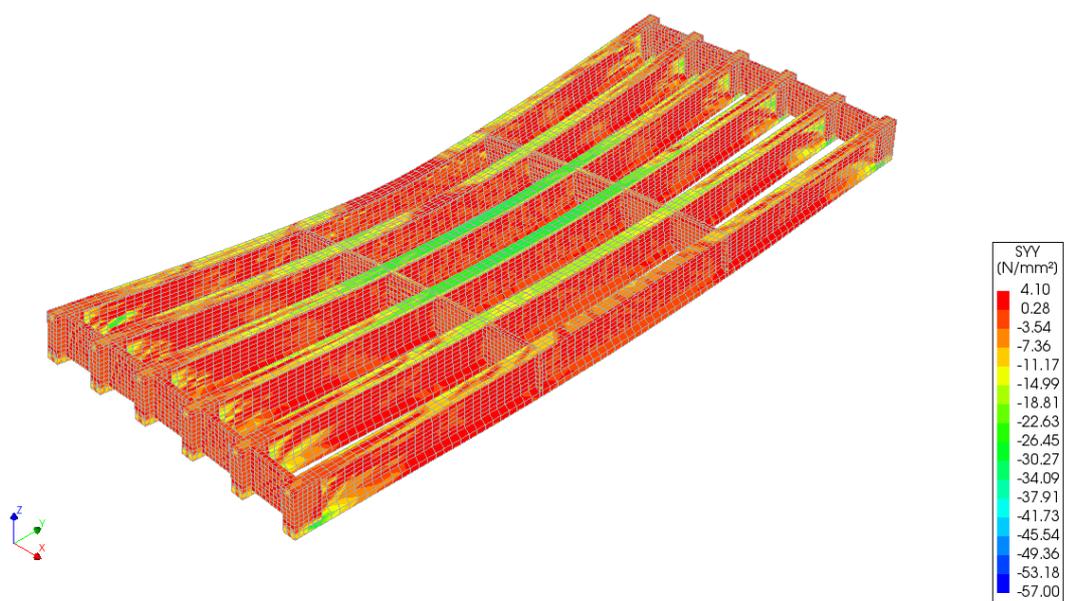


Figura 97 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [a]

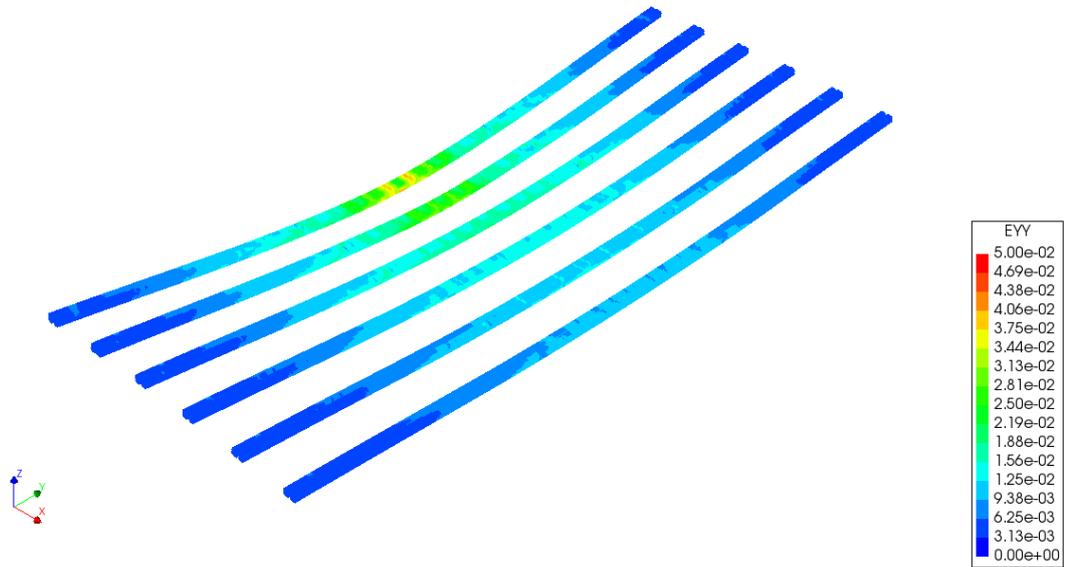


Figura 98 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [a]

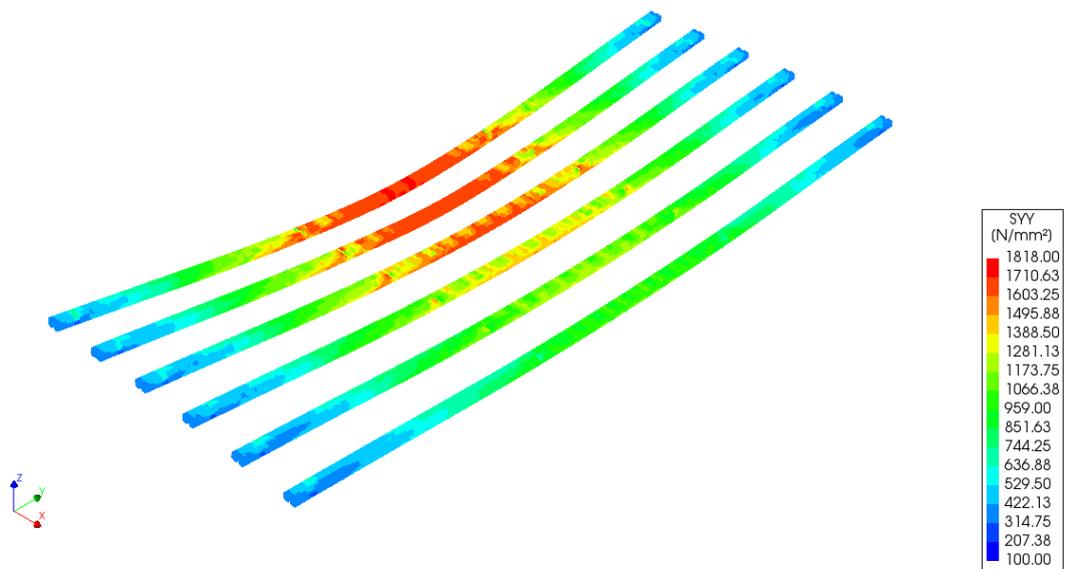


Figura 99 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [a]

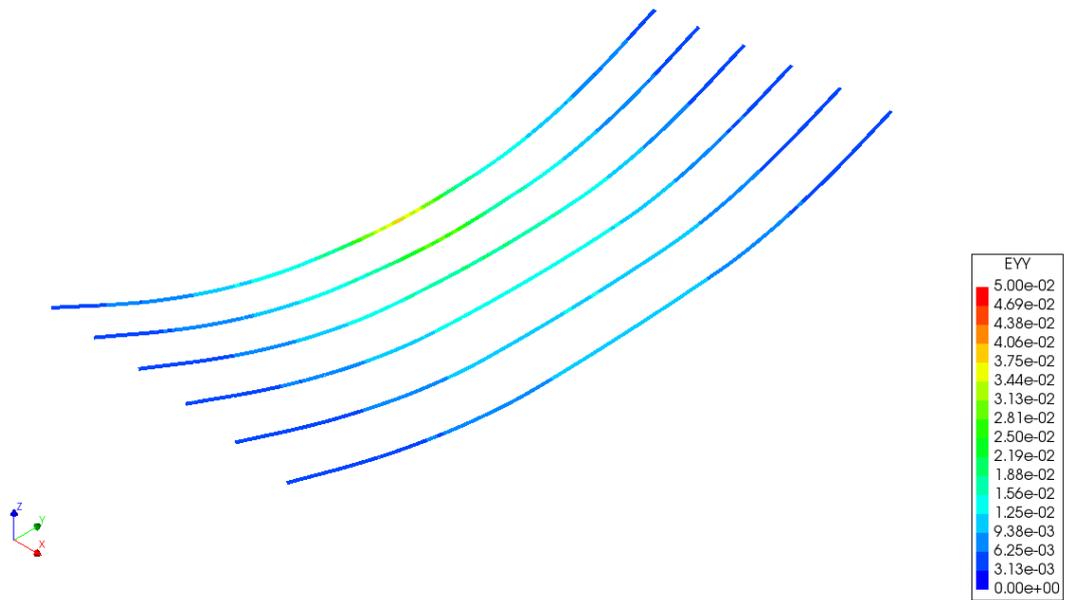


Figura 100 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [a]

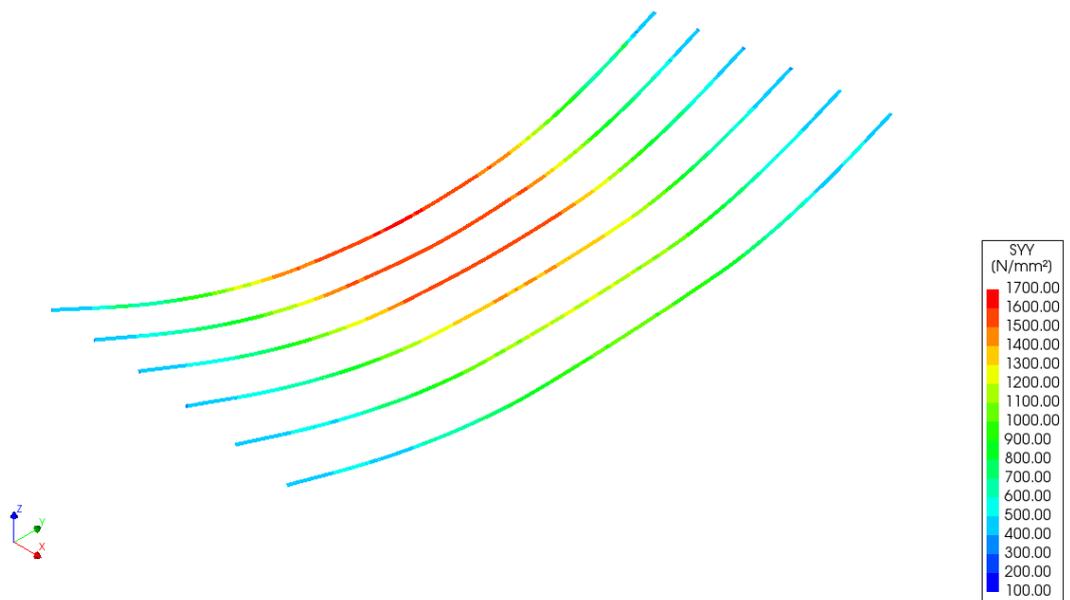


Figura 101 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [a]

**Output di analisi modello [b]: impalcato danneggiato (calcestruzzo) –
resistenze medie**

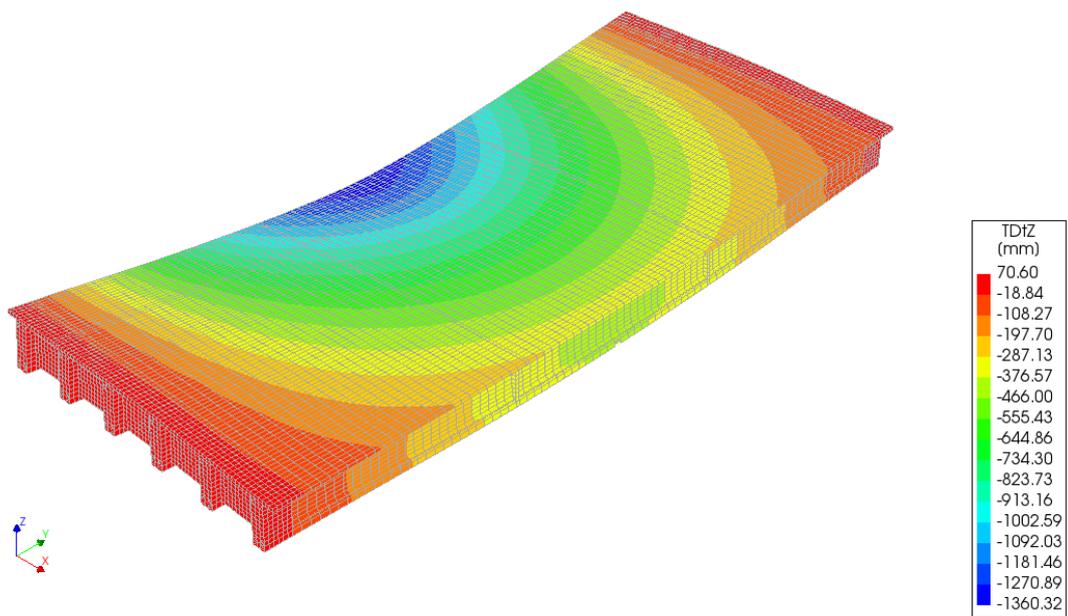


Figura 102 – Abbassamento impalcato a collasso [b]

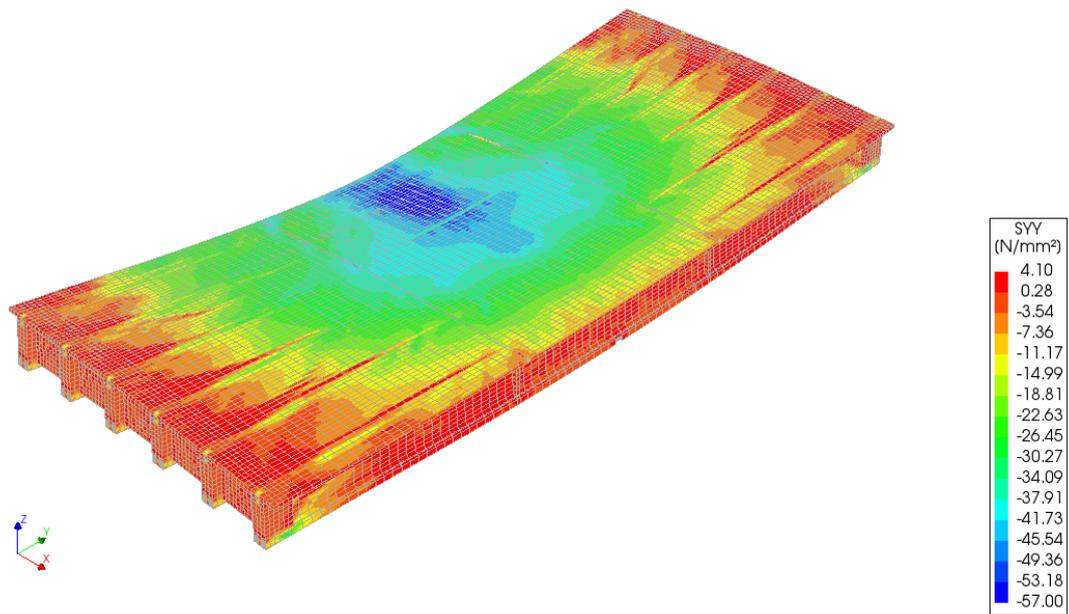


Figura 103 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [b]

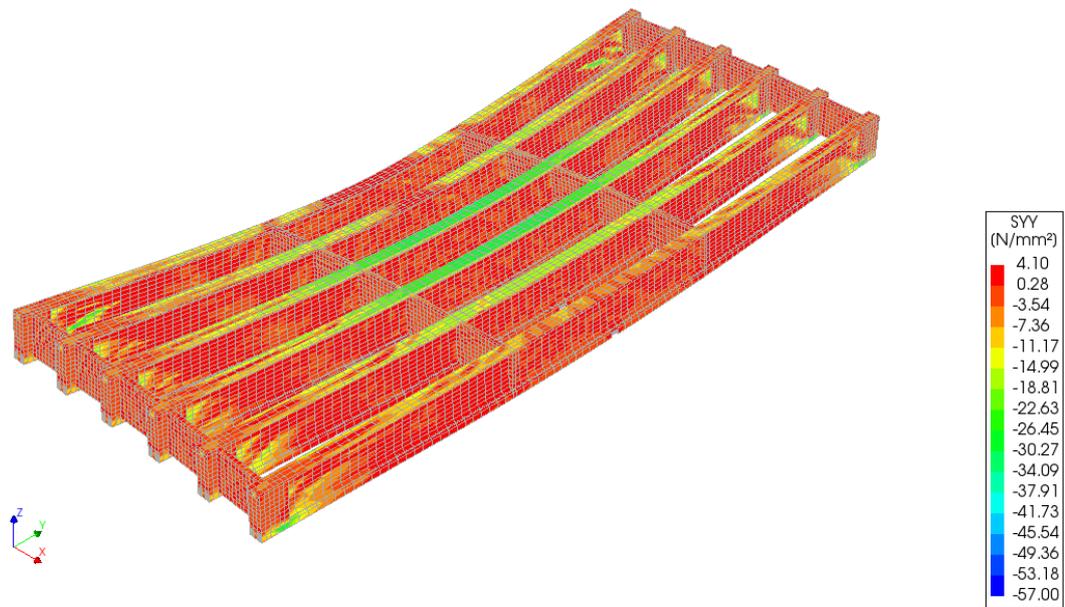


Figura 104 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [b]

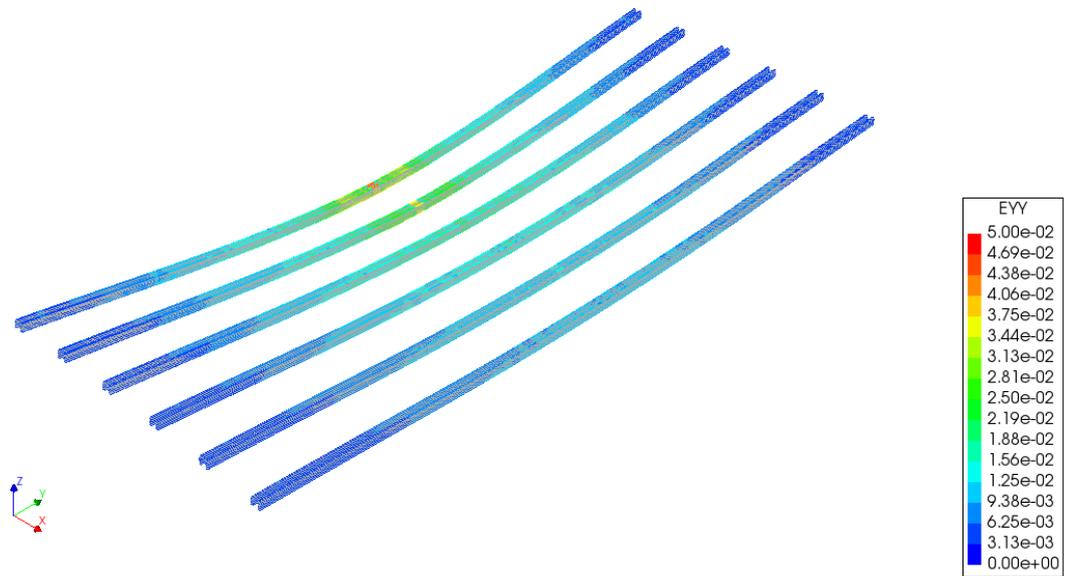


Figura 105 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [b]

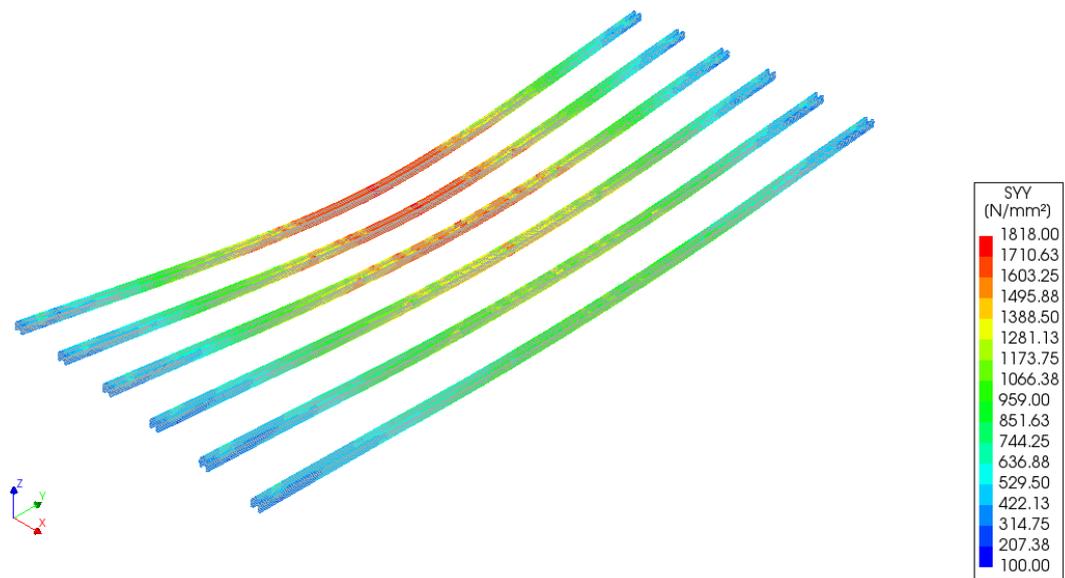


Figura 106 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [b]

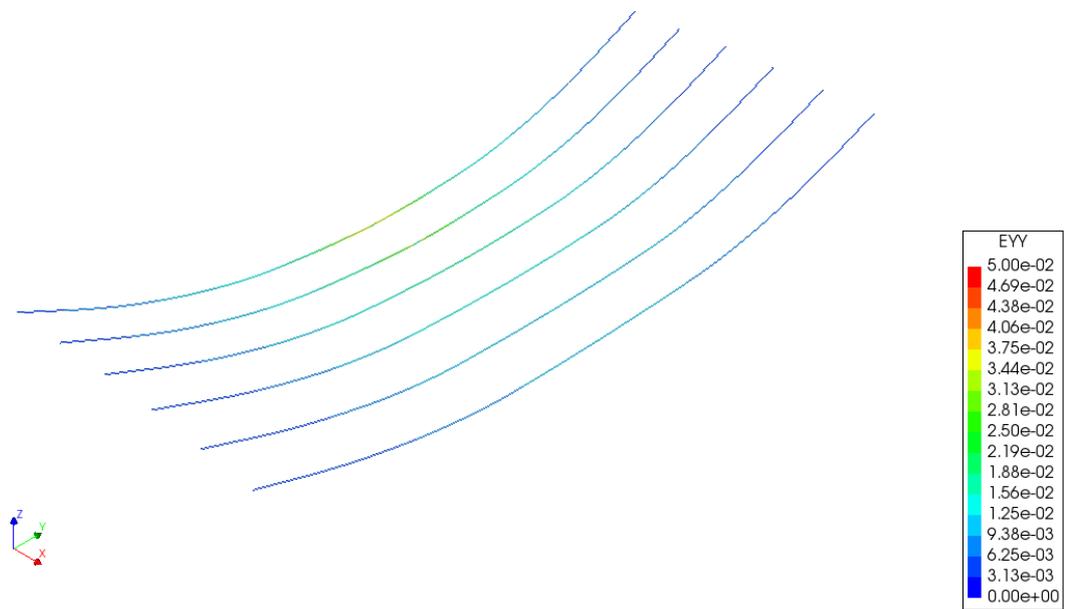


Figura 107 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [b]

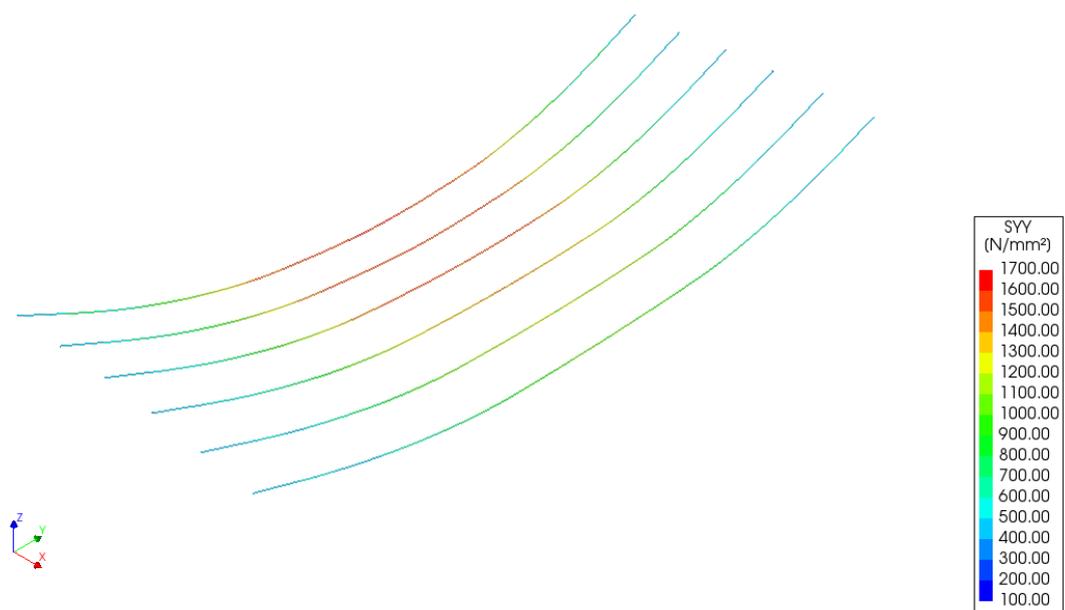


Figura 108 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [b]

Output di analisi modello [c]: impalcato danneggiato (acciaio) – resistenze medie

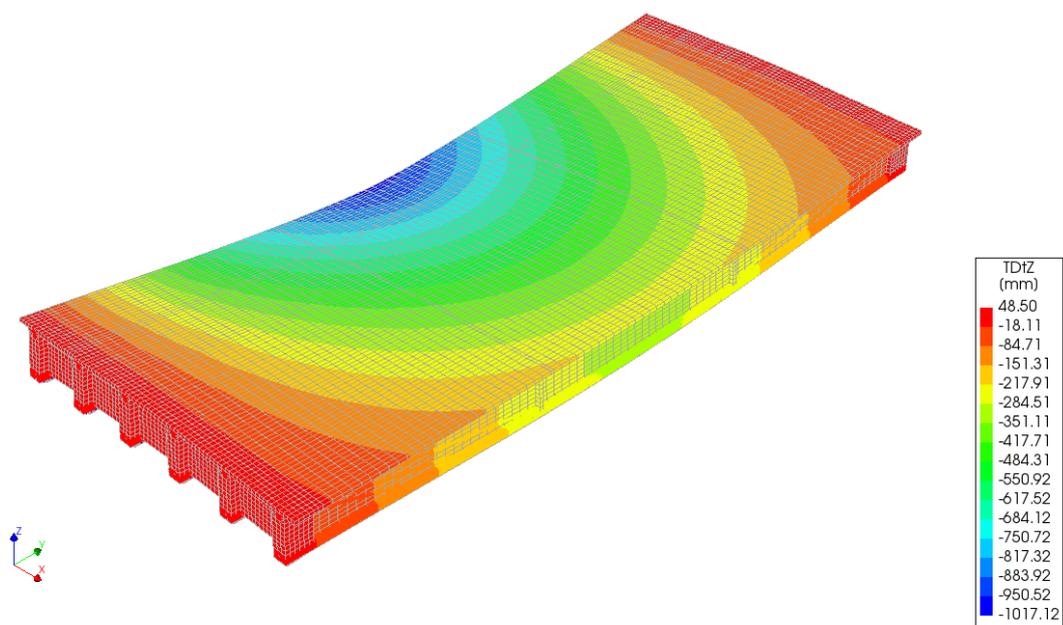


Figura 109 – Abbassamento impalcato a collasso [c]

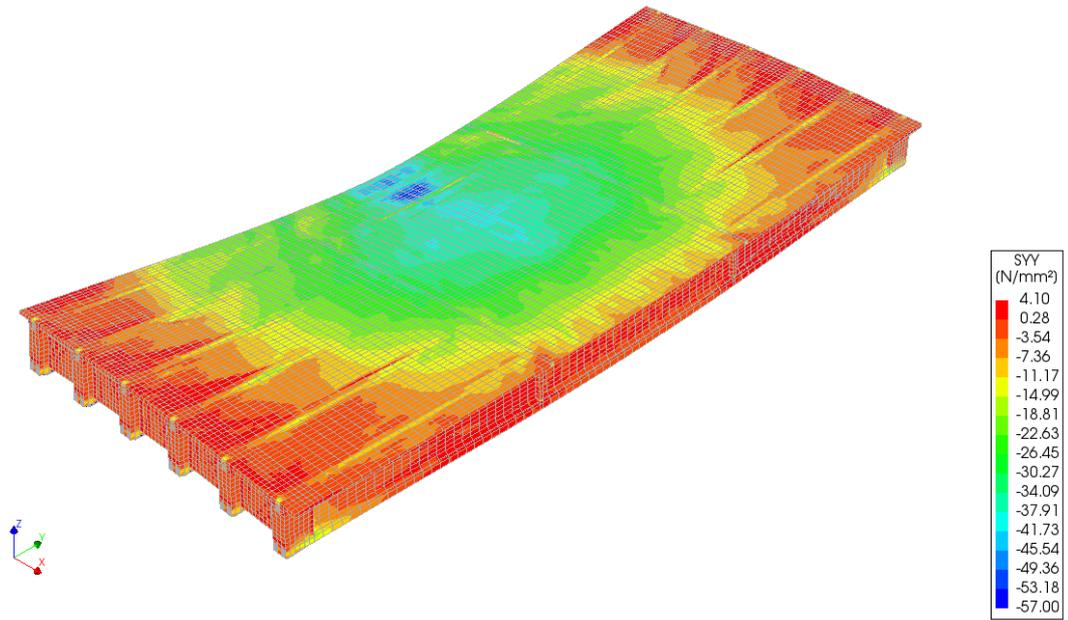


Figura 110 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [c]

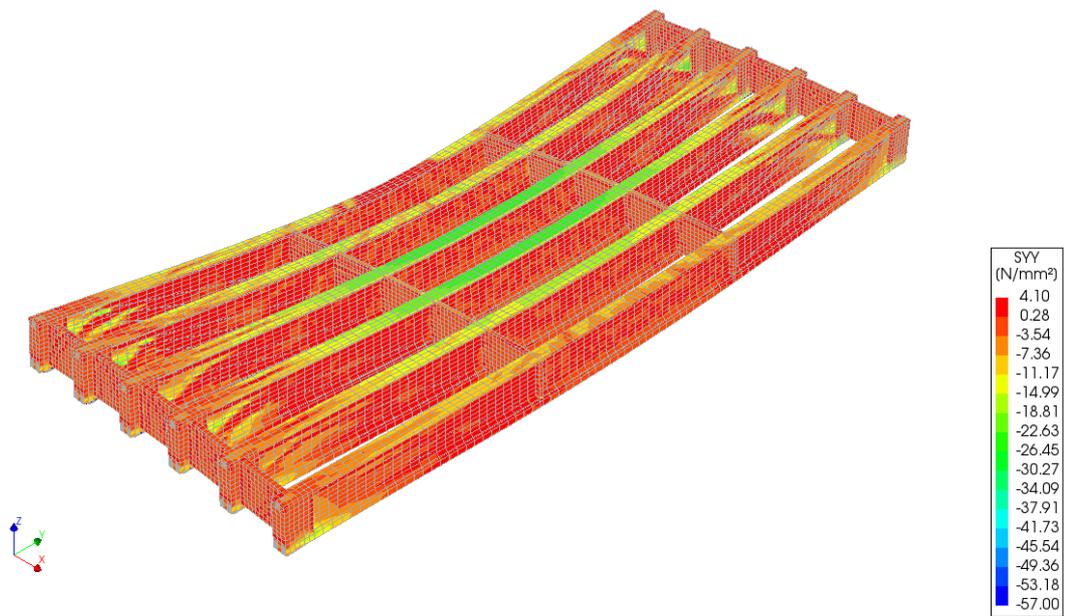


Figura 111 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [c]

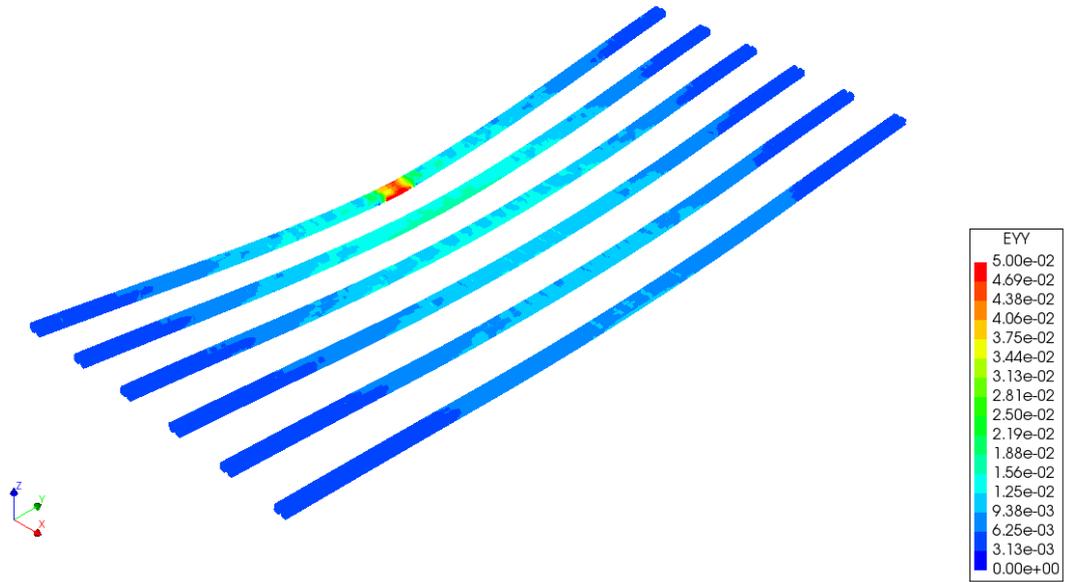


Figura 112 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [c]

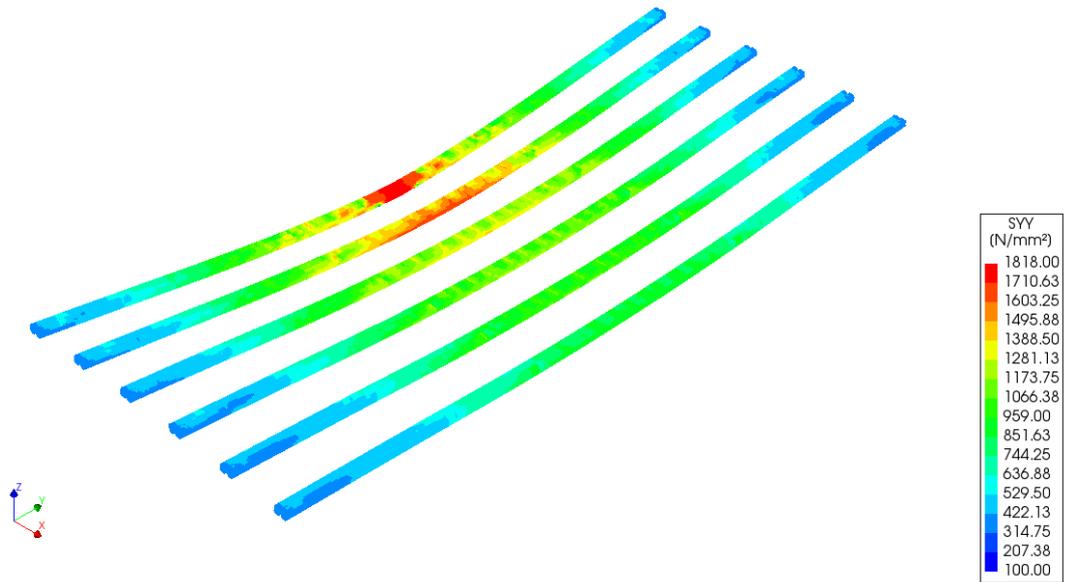


Figura 113 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [c]

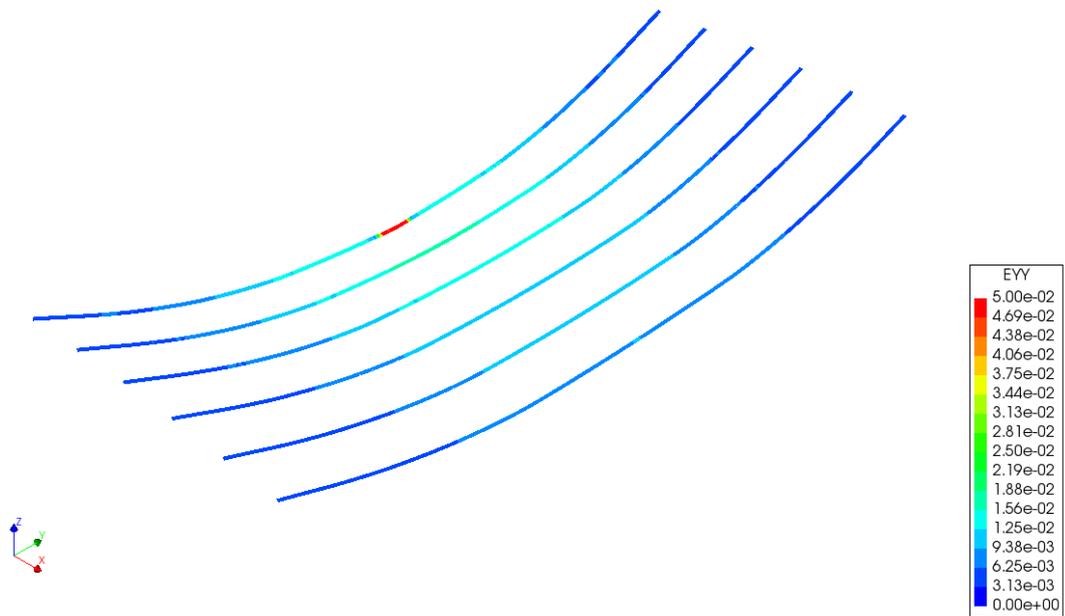


Figura 114 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [c]

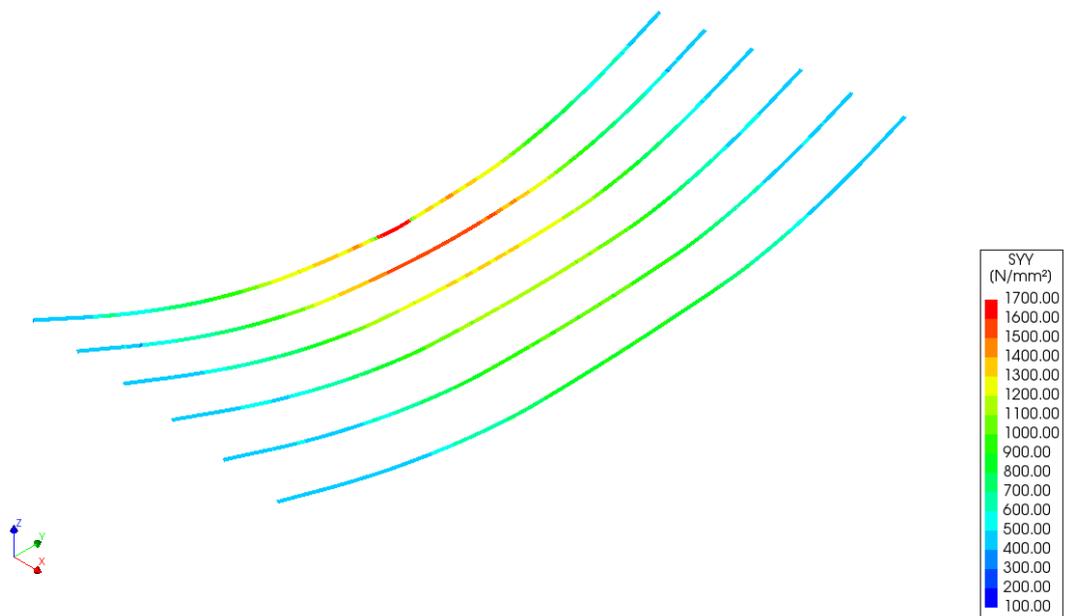


Figura 115 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [c]

Output di analisi modello [d]: impalcato sano – resistenze caratteristiche

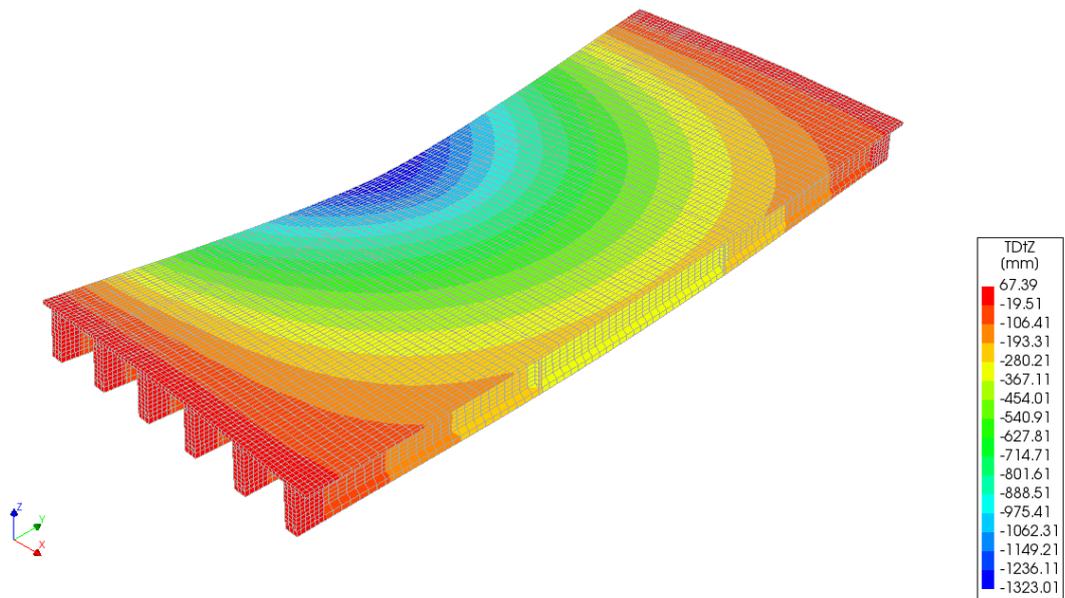


Figura 116 – Abbassamento impalcato a collasso [d]

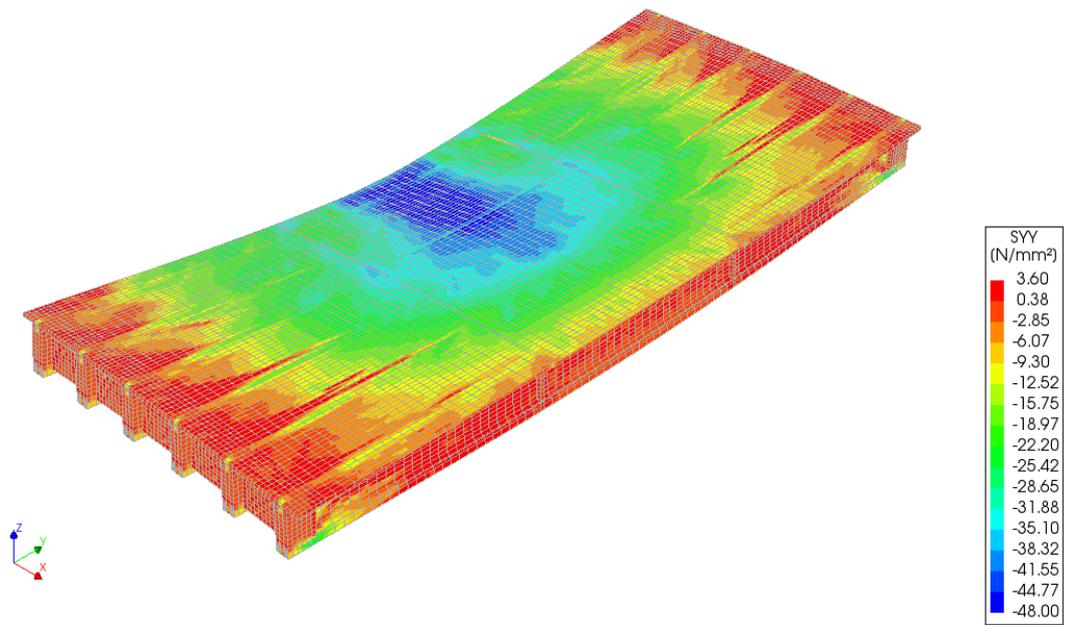


Figura 117 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [d]

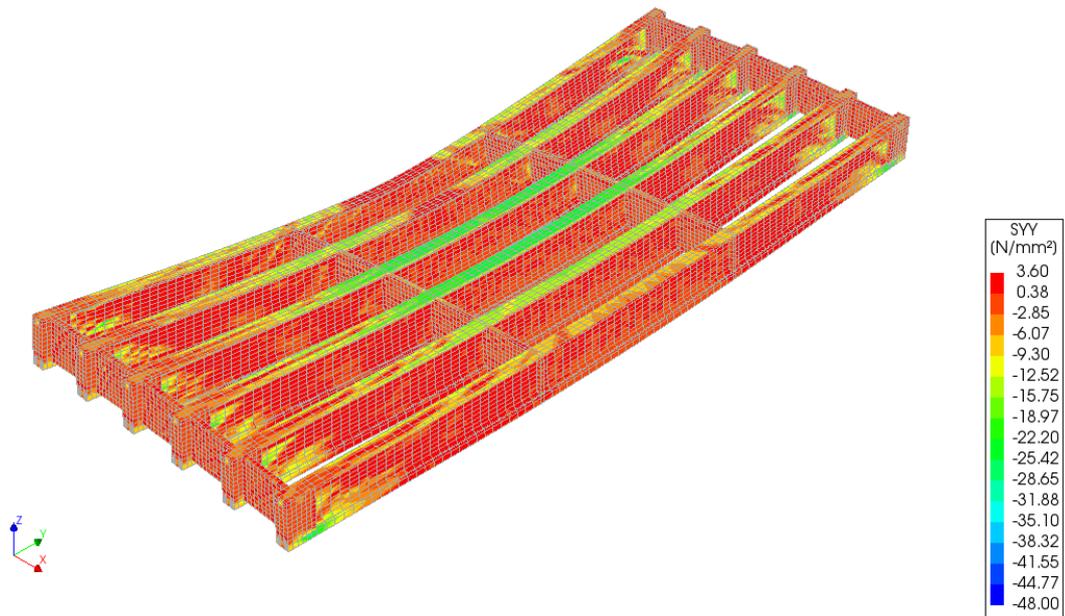


Figura 118 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [d]

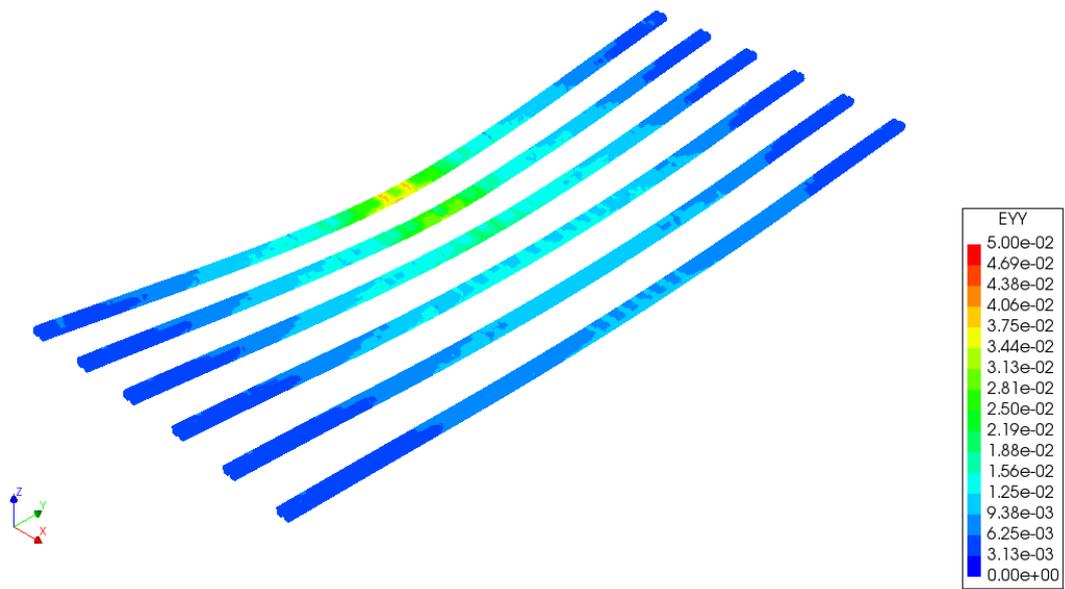


Figura 119 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [d]

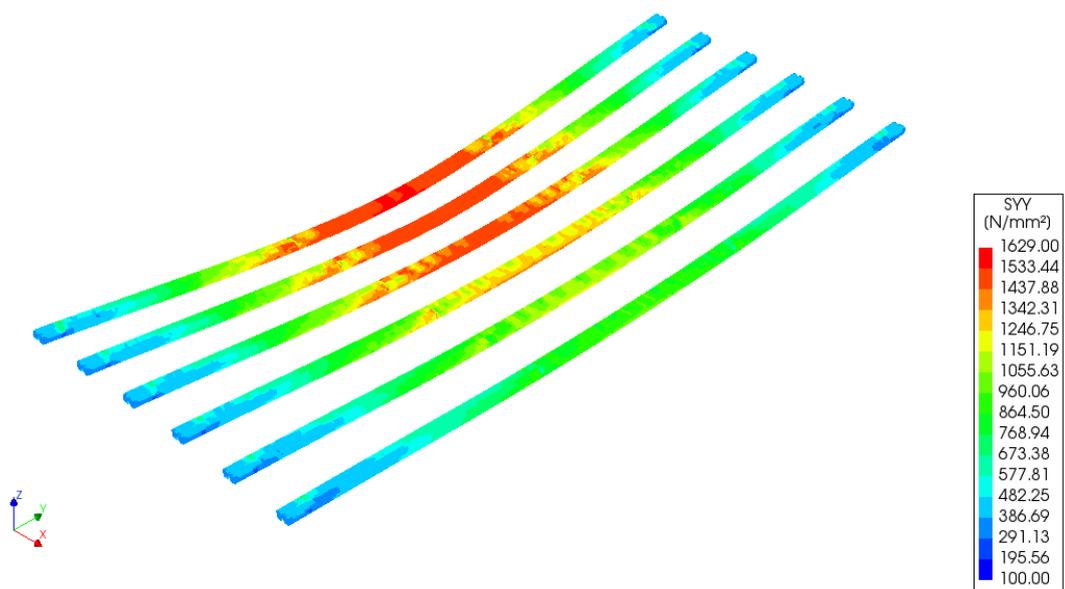


Figura 120 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [d]

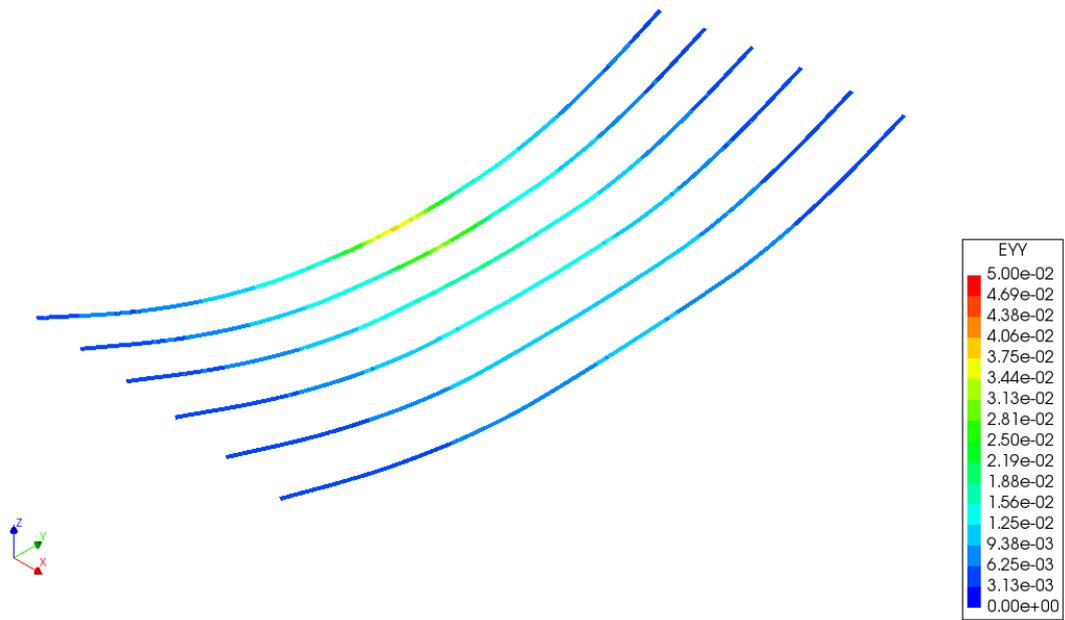


Figura 121 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [d]

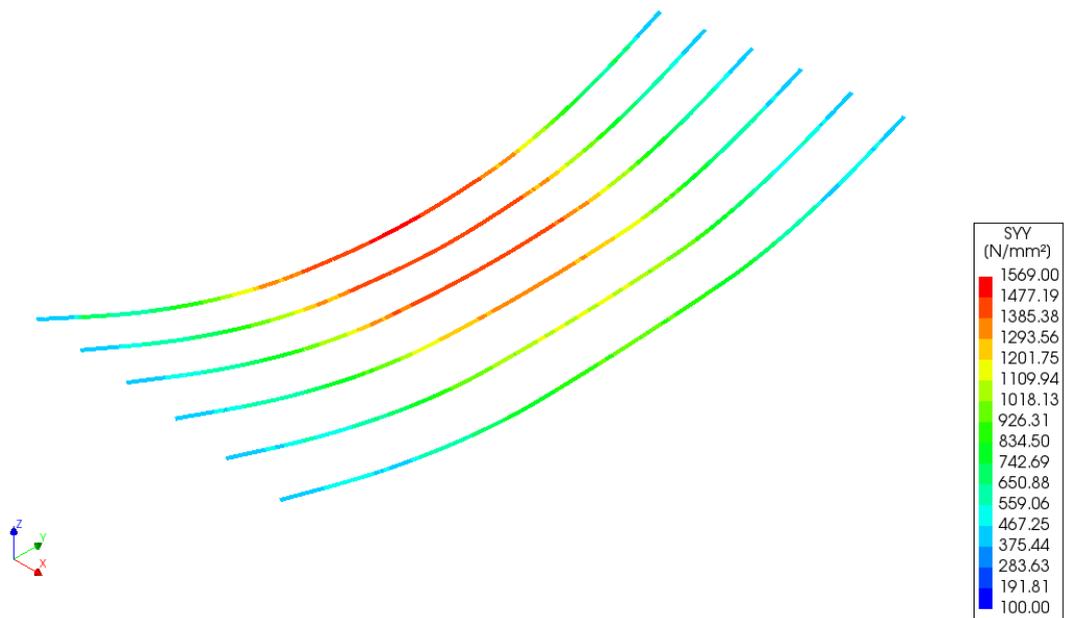


Figura 122 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [d]

**Output di analisi modello [e]: impalcato danneggiato (calcestruzzo) –
resistenze caratteristiche**

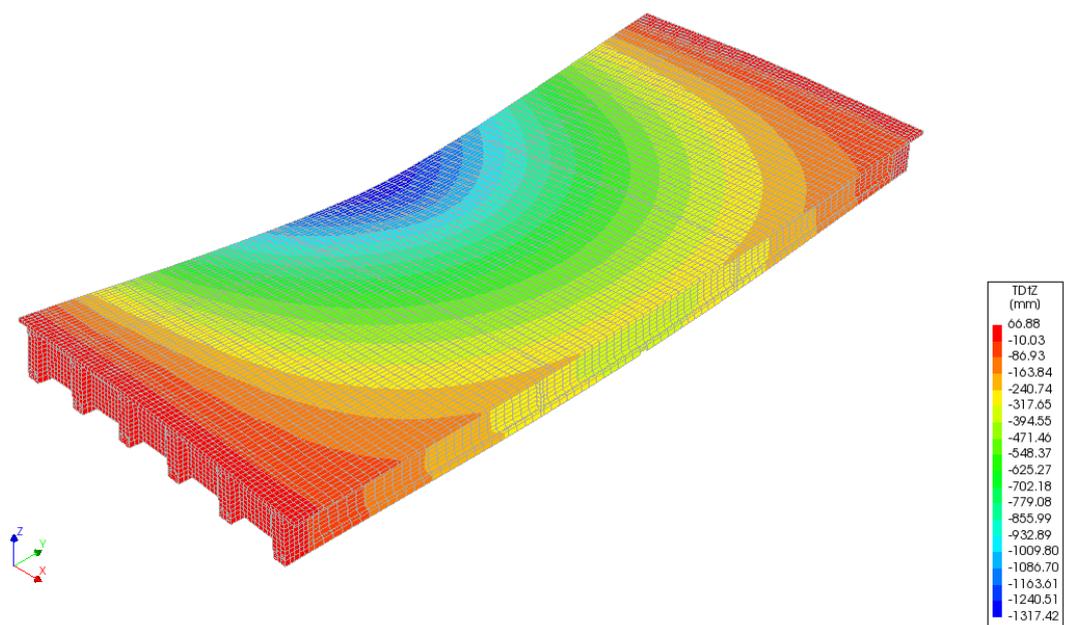


Figura 123 – Abbassamento impalcato a collasso [e]

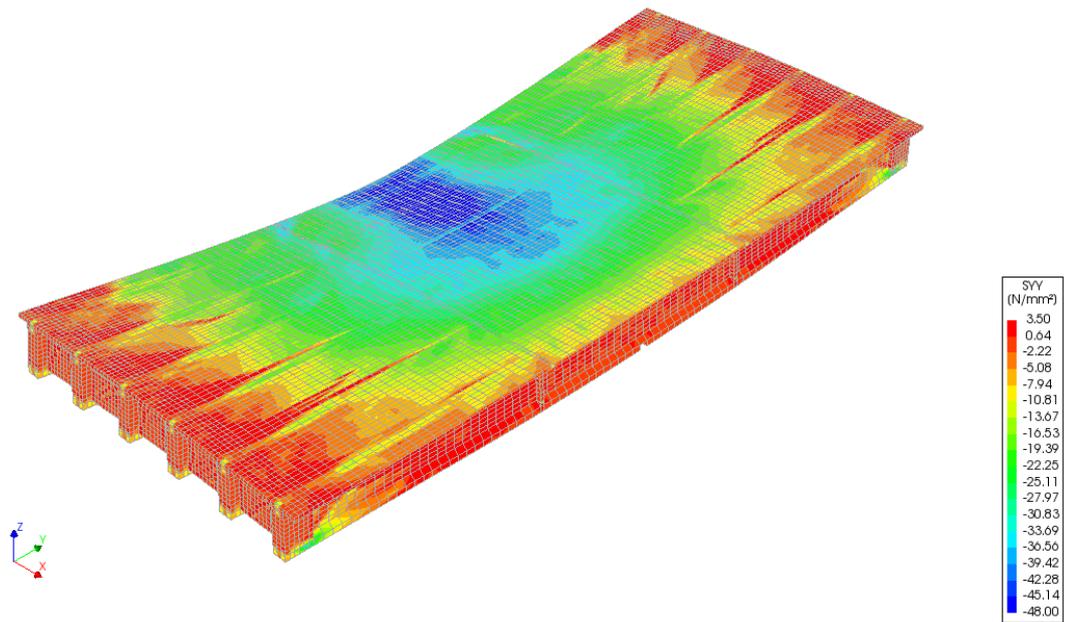


Figura 124 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [e]

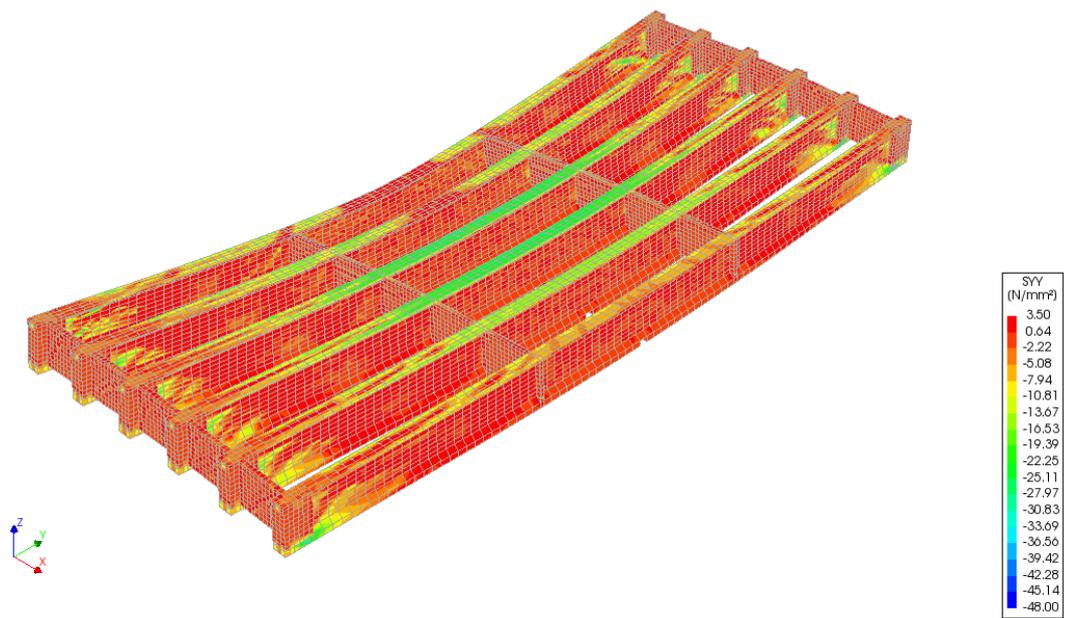


Figura 125 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [e]

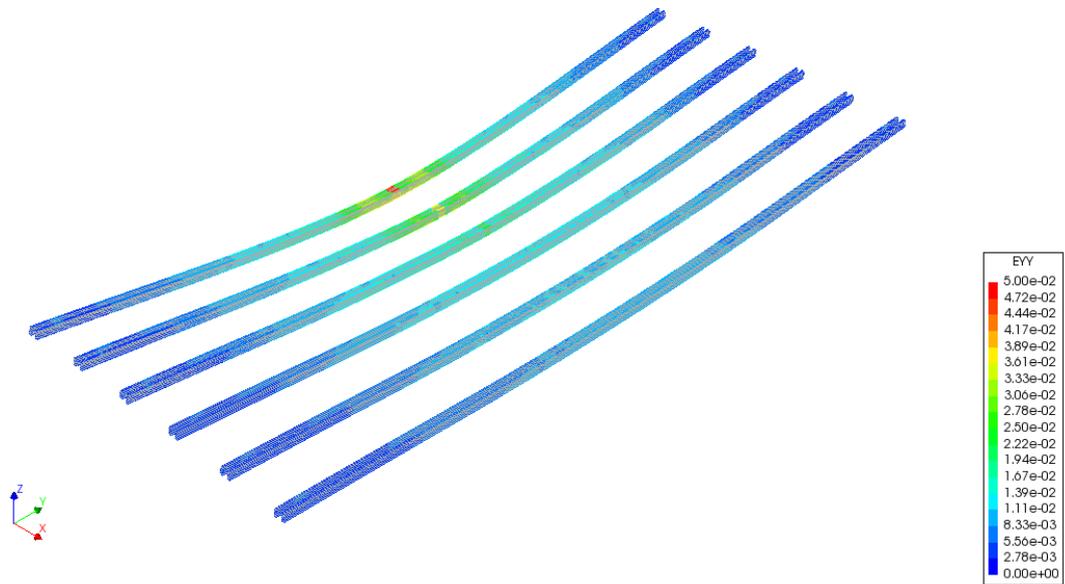


Figura 126 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [e]

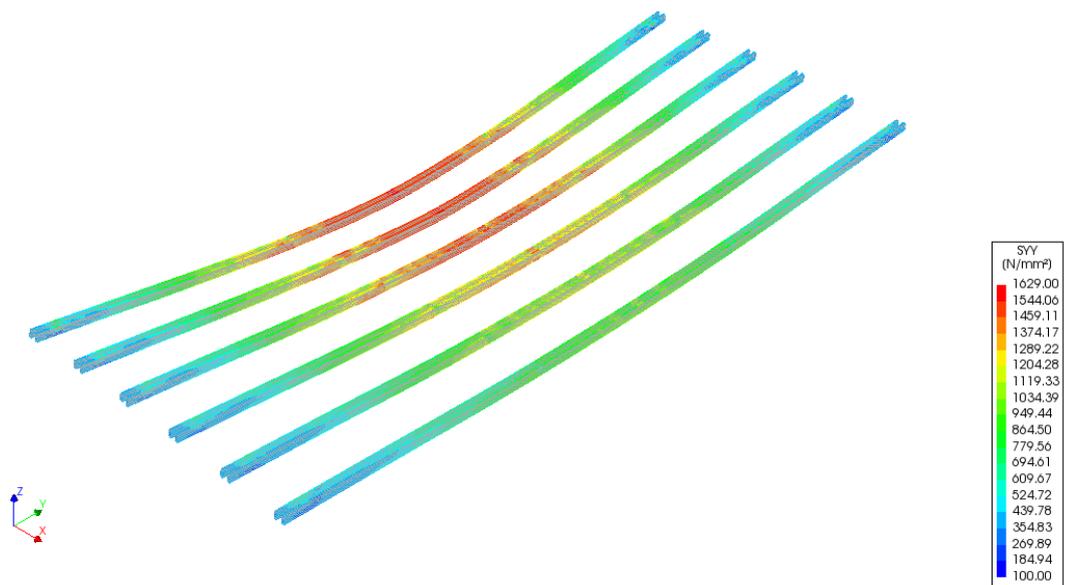


Figura 127 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [e]

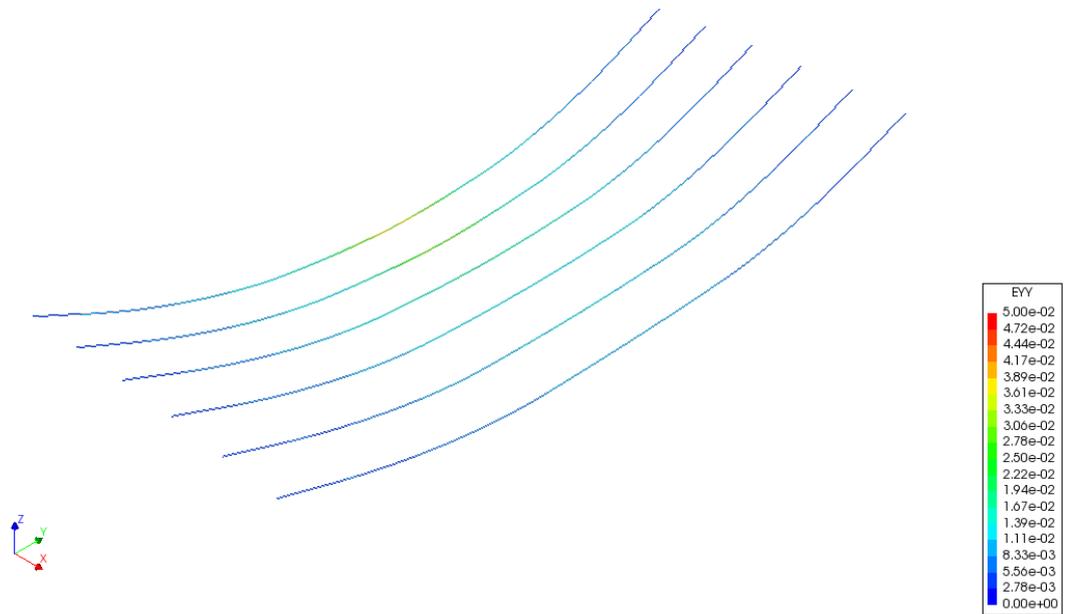


Figura 128 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [e]

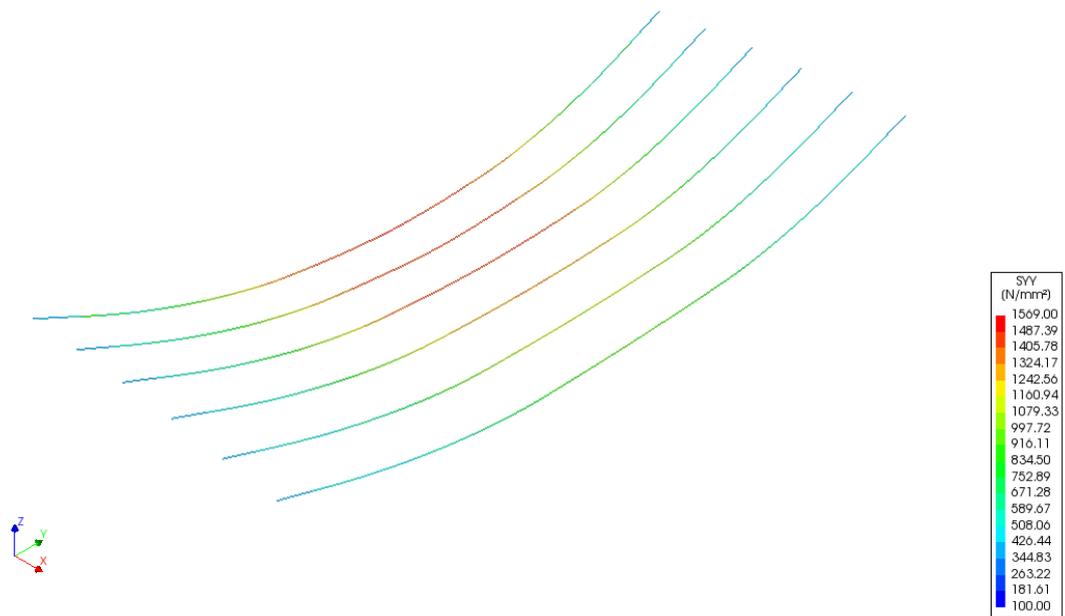


Figura 129 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [e]

Output di analisi modello [f]: impalcato danneggiato (acciaio) – resistenze caratteristiche

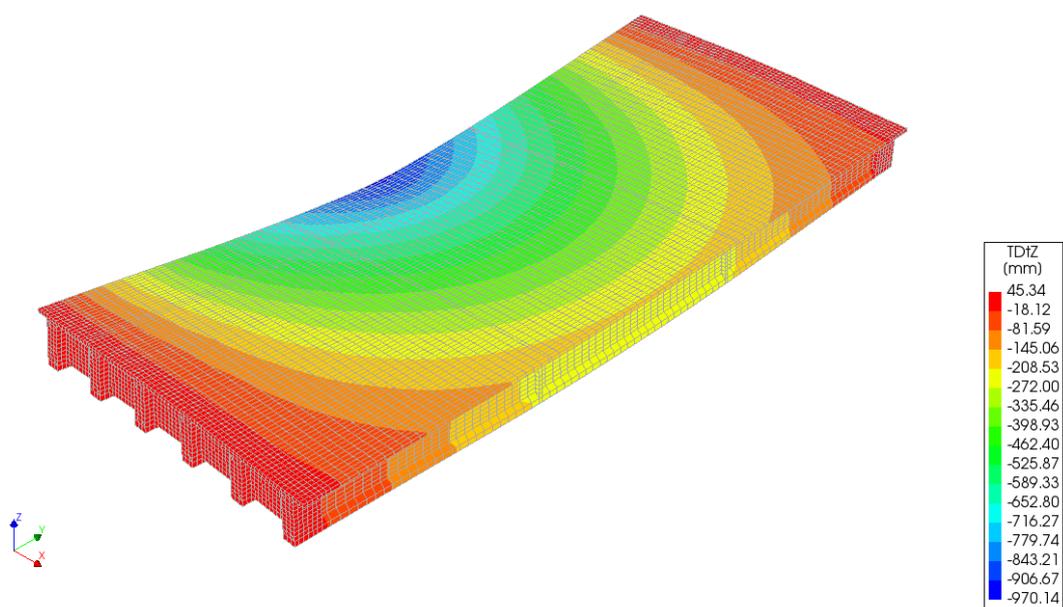


Figura 130 – Abbassamento impalcato a collasso [f]

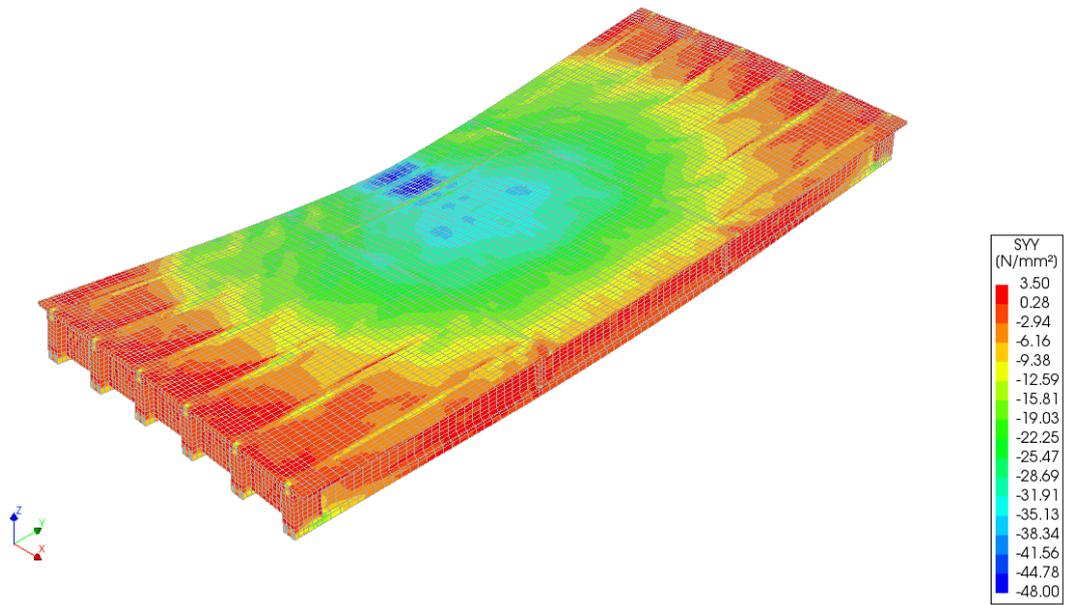


Figura 131 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [ff]

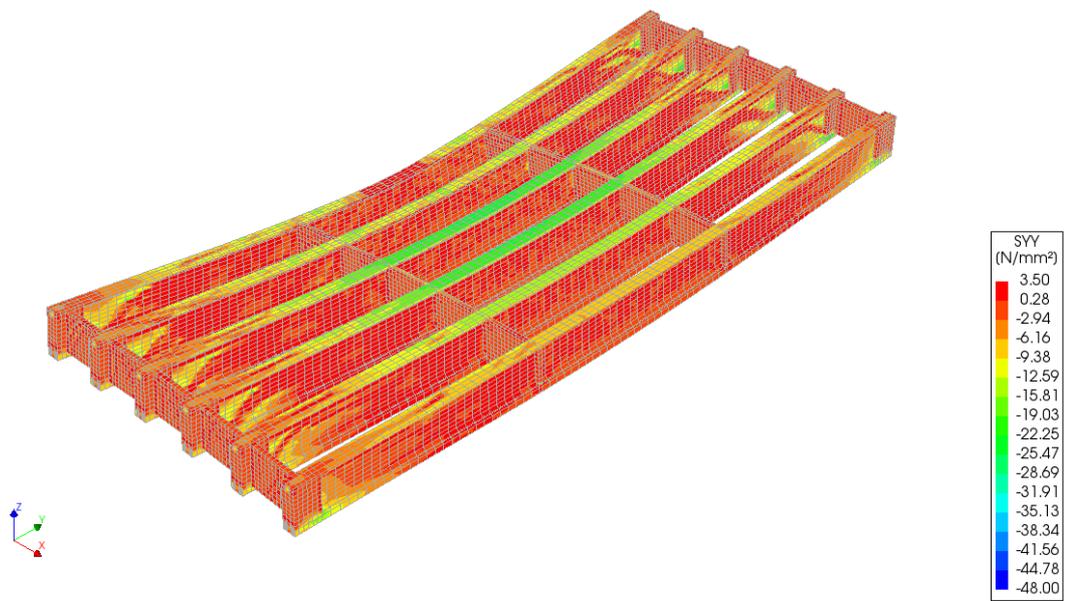


Figura 132 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [ff]

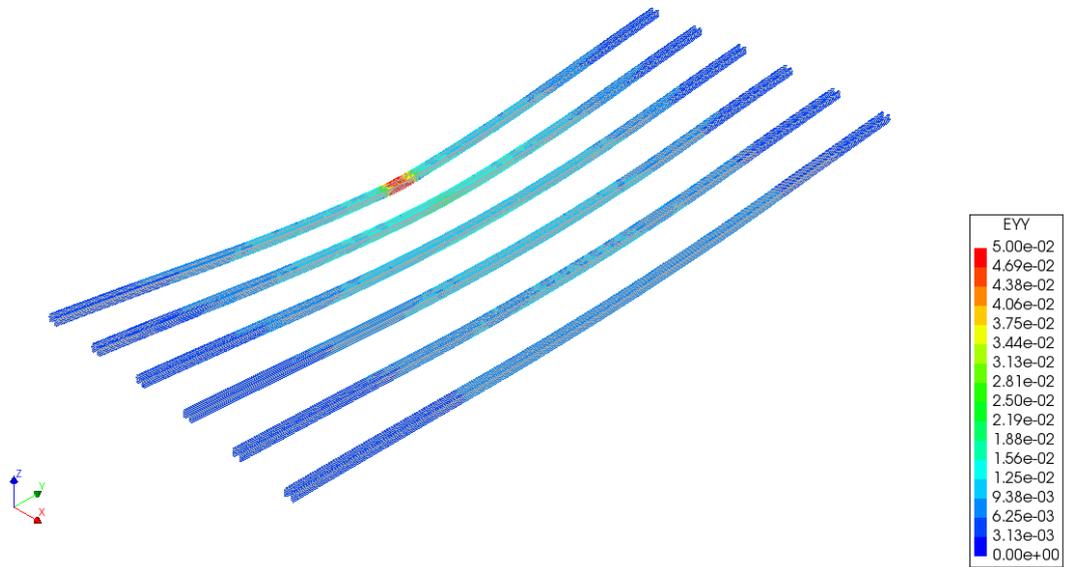


Figura 133 - Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [f]

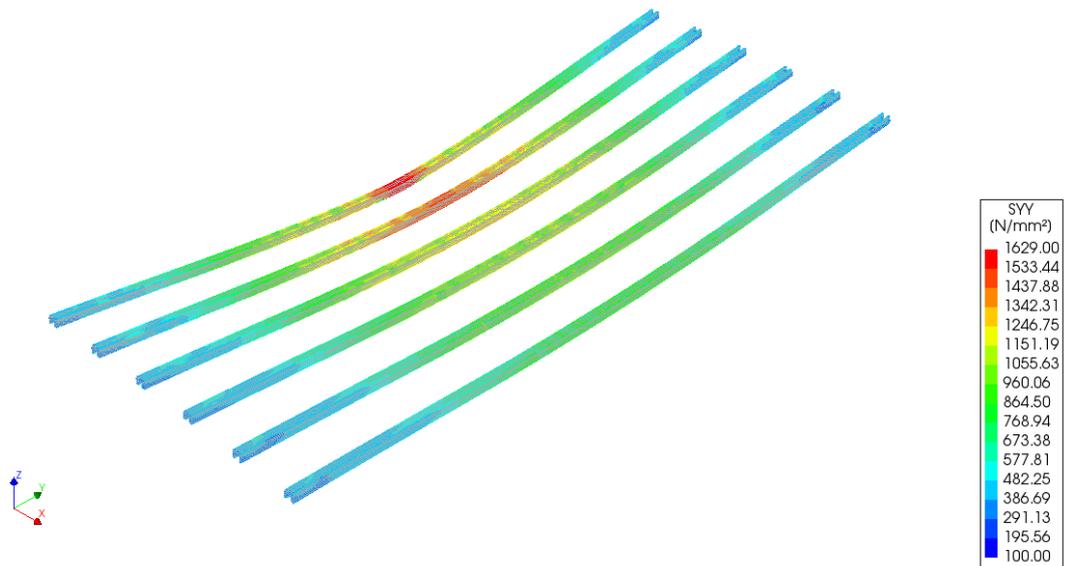


Figura 134 - Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [f]

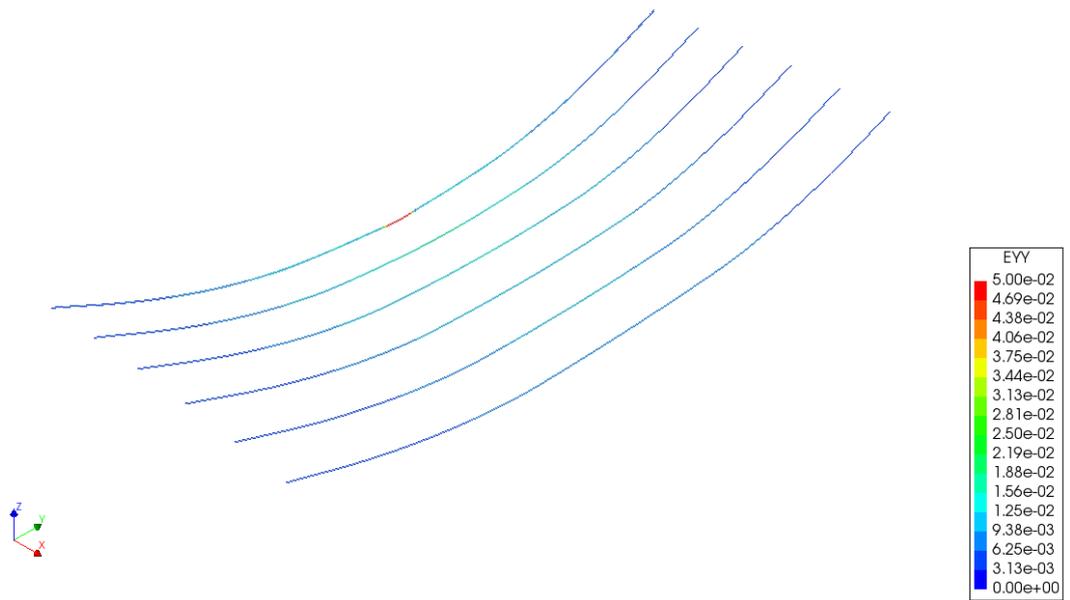


Figura 135 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [f]

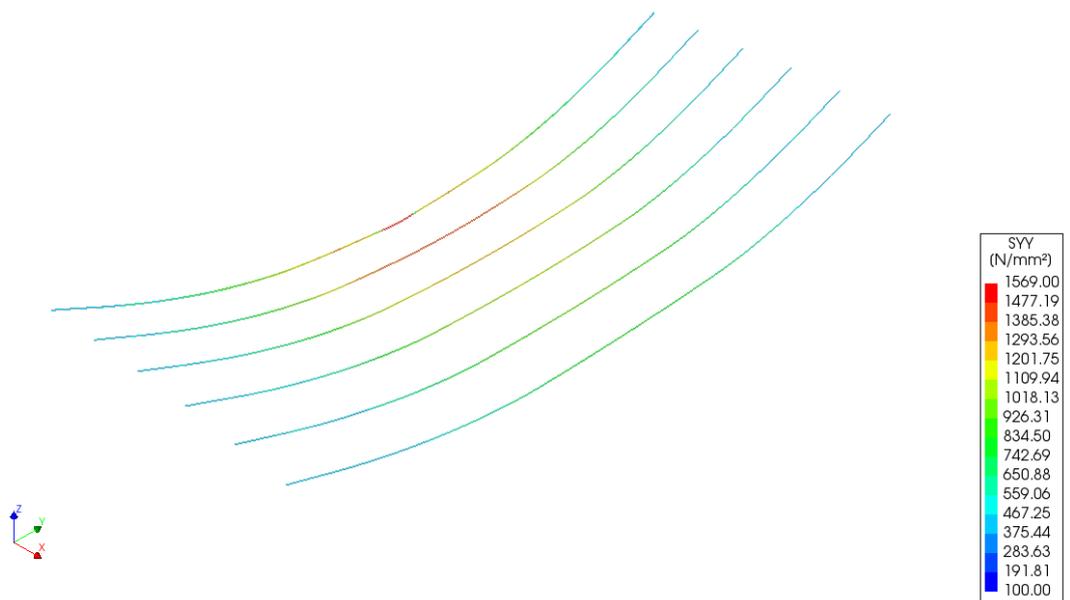


Figura 136 - Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [f]

Indice delle figure

Figura 1 - Golden Gate Bridge (sinistra) e Bay Bridge (destra) a San Francisco, California, USA	6
Figura 2 - Strumentazione per interferometria radar terrestre	11
Figura 3 - Principio interferometrico per il calcolo degli spostamenti (d = spostamento misurato; λ = lunghezza d'onda; ϕ = misura della fase)	12
Figura 4 - Accelerometro piezoelettrico.....	13
Figura 5 - Accelerometro capacitivo MEMS.....	13
Figura 6 - Schematizzazione del reticolo di Bragg.....	14
Figura 7 - Viste di un accelerometro con sensore FBG.....	15
Figura 8 - Modello meccanico equivalente di un accelerometro con fibra ottica FBG	15
Figura 9 - Sensori a fibra ottica fissati alle barre delle armature all'interno degli elementi strutturali	15
Figura 10 - Layout del sistema di monitoraggio	16
Figura 11 - Spostamenti durante l'introduzione della pretensione nel blocco #2	16
Figura 12 - Legame tra accelerazione misurata e inclinazione.....	17
Figura 13 - Bean Air HI-INC (precisione di $\pm 5 \times 10^{-20}$)	18
Figura 14 - IFM Electronic JD1121 (precisione di $\leq \pm 1 \times 10^{-20}$).....	18
Figura 15 - Inclinometri MEMS a barra.....	18
Figura 16 - Elementi e dimensioni dell'inclinometro a barra.....	19
Figura 17 - Vista del Xinguang Bridge (sinistra), punto di misura (destra).....	21
Figura 18 - Organizzazione generale del sistema di monitoraggio.....	22
Figura 19 - Sistema di elaborazione dei dati	22
Figura 20 - Impalcato in calcestruzzo armato precompresso	23
Figura 21 - Impalcato con travi in acciaio e soletta collaborante in calcestruzzo armato.....	24

Figura 22 - Impalcato a graticcio.....	24
Figura 23 - Impalcato a cassone.....	25
Figura 24 - Planimetria dell'impalcato.....	26
Figura 25 - Sezione trasversale della trave longitudinale.....	27
Figura 26 - Sezione trasversale del traverso di testata e di campata	27
Figura 27 - Sezione trasversale dell'impalcato.....	28
Figura 28 - Sistema di monitoraggio installato	29
Figura 29 - Numerazioni travi longitudinali.....	29
Figura 30 - Disposizione automezzi leggeri.....	30
Figura 31 - Disposizione automezzi pesanti.....	31
Figura 32 - Verso positivo delle rotazioni	32
Figura 33 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali.....	32
Figura 34 - Geometria trave longitudinale	34
Figura 35 - Geometria trave longitudinale in DIANA.....	34
Figura 36 - Sezioni della trave in DIANA: piena, a "I"	35
Figura 37 - Soletta collaborante in DIANA.....	35
Figura 38 - Sezione della soletta collaborante in DIANA	35
Figura 39 - Modello geometrico "trave + soletta"	36
Figura 40 - Sistema di riferimento XZ.....	36
Figura 41 - Sistema di riferimento XY.....	37
Figura 42 - Armatura longitudinale e trasversale della trave	38
Figura 43 - Armatura sezione AA	39
Figura 44 - Armatura sezione BB.....	40
Figura 45 - Armatura sezione CC.....	41
Figura 46 - Armatura sezione DD.....	42
Figura 47 - Armatura da precompressione della trave	43
Figura 48 - Armatura sezione II.....	44
Figura 49 - Legame costitutivo del calcestruzzo della trave: compressione, trazione	46
Figura 50 - Legame costitutivo del calcestruzzo della soletta: compressione, trazione	46
Figura 51 - Funzione di ritiro (totale) del calcestruzzo della trave	48
Figura 52 - Funzione di ritiro (totale) del calcestruzzo della soletta	48
Figura 53 - Funzione di creep del calcestruzzo della trave.....	50
Figura 54 - Funzione di creep del calcestruzzo della soletta	50
Figura 55 - Legame costitutivo acciaio per armatura lenta	51

Figura 56 - Legame costitutivo dell'acciaio dei trefoli pretesi	52
Figura 57 - Legame costitutivo dell'acciaio del cavo post-teso	52
Figura 58 - Perdita per rilassamento dei trefoli pretesi e del cavo post-teso.....	53
Figura 59 - Geometria delle piastre d'appoggio	54
Figura 60 - Numerazione dei vincoli.....	54
Figura 61 - Mesh del modello "semplificato"	55
Figura 62 - Confronto tensioni nella fase 5.....	61
Figura 63 - Confronto tensioni a 49 anni.....	64
Figura 64 - Geometria del modello completo	65
Figura 65 - Sistema di riferimento XZ.....	66
Figura 66 - Sistema di riferimento XY	66
Figura 67 - Pianta della soletta con sezioni caratteristiche	67
Figura 68 - Armatura sezione AA.....	68
Figura 69 - Armatura sezione BB.....	68
Figura 70 - Armatura sezione B'B'	69
Figura 71 - Armatura sezione CC	71
Figura 72 - Armatura sezione C'C'	71
Figura 73 - Armatura sezione DD.....	72
Figura 74 - Armatura sezione D'D'	73
Figura 75 - Armatura da precompressione nei traversi e nella soletta.....	74
Figura 76 - Mesh del modello completo.....	76
Figura 77 - Sagoma autocarro	77
Figura 78 - Impalcato con danneggiamento del calcestruzzo in intradosso delle travi longitudinali.....	86
Figura 79 - Danneggiamenti rilevati nel corso di ispezioni visive	87
Figura 80 - Numero e larghezza delle corsie (NTC 2018)	99
Figura 81 - Schema di carico 1 (NTC 2018).....	99
Figura 82 - Disposizione carichi da traffico	100
Figura 83 - Tipologia di impalcato per la definizione di C_p	102
Figura 84 - Coefficiente di pressione C_p	102
Figura 85 - Processo di carico adottato per la valutazione del carico limite	106
Figura 86 - Tensioni a intradosso trave 1.....	110
Figura 87 - Tensioni a estradosso trave 1.....	110
Figura 88 - Tensioni a intradosso soletta, in corrispondenza della mezzeria della lane 1	111

Figura 89 – Tensioni a estradosso soletta, in corrispondenza della mezzeria della lane 1	111
Figura 90 – Tensione nei trefoli R2 della trave 1.....	112
Figura 91 – Deformazione dei trefoli R2 della trave 1	112
Figura 92 - Tensione nel cavo I della trave 1.....	113
Figura 93 – Deformazione del cavo I della trave 1.....	113
Figura 94 – Abbassamento trave 1.....	114
Figura 95 – Abbassamento impalcato a collasso [a].....	119
Figura 96 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [a].....	120
Figura 97 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [a]	120
Figura 98 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [a]	121
Figura 99 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [a].....	121
Figura 100 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [a]	122
Figura 101 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [a].....	122
Figura 102 – Abbassamento impalcato a collasso [b]	123
Figura 103 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [b].....	124
Figura 104 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [b].....	124
Figura 105 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [b]	125
Figura 106 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [b]	125
Figura 107 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [b]	126
Figura 108 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [b].....	126
Figura 109 – Abbassamento impalcato a collasso [c]	127
Figura 110 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [c]	128
Figura 111 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [c].....	128
Figura 112 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [c]	129
Figura 113 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [c].....	129
Figura 114 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [c]	130
Figura 115 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [c]	130
Figura 116 – Abbassamento impalcato a collasso [d].....	131
Figura 117 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [d]	132
Figura 118 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [d].....	132
Figura 119 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [d].....	133
Figura 120 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [d]	133
Figura 121 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [d].....	134
Figura 122 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [d]	134

Figura 123 – Abbassamento impalcato a collasso [e]	135
Figura 124 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [e]	136
Figura 125 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [e]	136
Figura 126 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [e]	137
Figura 127 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [e]	137
Figura 128 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [e]	138
Figura 129 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [e]	138
Figura 130 – Abbassamento impalcato a collasso [f]	139
Figura 131 – Tensioni longitudinali nella soletta a collasso [f]	140
Figura 132 – Tensioni longitudinali nelle travi a collasso [f]	140
Figura 133 – Deformazioni dei trefoli pretesi a collasso [f]	141
Figura 134 – Tensioni nei trefoli pretesi a collasso [f]	141
Figura 135 - Deformazioni dei cavi post-tesi a collasso [f]	142
Figura 136 – Tensioni nei cavi post-tesi a collasso [f]	142

Indice delle tabelle

Tabella 1 - Specifiche tecniche degli inclinometri disponibili in commercio [6]	19
Tabella 2 - Rotazioni massime rilevate	32
Tabella 3 - Armatura sezione AA	39
Tabella 4 - Armatura sezione BB.....	40
Tabella 5 - Armatura sezione CC.....	41
Tabella 6 - Armatura sezione DD	42
Tabella 7 - Trefoli rettilinei.....	44
Tabella 8 - Trefoli deviati.....	44
Tabella 9 - Layout cavo post-teso I.....	45
Tabella 10 - Proprietà del calcestruzzo della trave prefabbricata.....	45
Tabella 11 - Proprietà del calcestruzzo della soletta	46
Tabella 12 - Proprietà per il calcolo del ritiro del calcestruzzo della trave	48
Tabella 13 - Proprietà per il calcolo del ritiro del calcestruzzo della soletta.....	48
Tabella 14 - Proprietà per il calcolo del creep del calcestruzzo della trave	50
Tabella 15 - Proprietà per il calcolo del creep del calcestruzzo della soletta.....	50
Tabella 16 - Proprietà dell'acciaio per armatura lenta	51
Tabella 17 - Proprietà dell'acciaio armonico per trefoli pretesi	51
Tabella 18 - Proprietà dell'acciaio armonico per cavi post-tesi.....	52
Tabella 19 - Condizioni di vincolo	54
Tabella 20 - Carichi da peso proprio	56
Tabella 21 - Carichi da precompressione.....	56
Tabella 22 - Storia di carico del modello "semplificato"	60
Tabella 23 - Elementi e vincoli attivi nelle fasi costruttive del modello "semplificato"	60
Tabella 24 - Tensioni longitudinali da DIANA FEA.....	61

Tabella 25 – Tensioni longitudinali da calcolo manuale.....	61
Tabella 26 – Confronto tensioni longitudinali a 49 anni	63
Tabella 27 – Armatura sezione AA.....	69
Tabella 28 – Armatura sezione B’B’.....	70
Tabella 29 – Armatura sezione CC.....	72
Tabella 30 – Armatura sezione DD	73
Tabella 31 – Cavi post-tesi nei traversi e nella soletta	74
Tabella 32 – Condizioni di vincolo lato nord.....	75
Tabella 33 – Condizioni di vincolo lato sud.....	75
Tabella 34 – Carichi da peso proprio	76
Tabella 35 – Carichi da precompressione	77
Tabella 36 – Tab. 5.1.VIII NTC 2018.....	78
Tabella 37 – Tab. 5.1.VIX NTC 2018.....	78
Tabella 38 – Storia di carico del modello completo	79
Tabella 39 – Elementi e vincoli attivi nelle fasi costruttive del modello completo	79
Tabella 40 – Confronto delle rotazioni, lato nord.....	80
Tabella 41 – Confronto delle rotazioni, lato sud.....	80
Tabella 42 – Caratteristiche della superficie di interfaccia	81
Tabella 43 – Condizioni di vincolo per attrito, lato nord.....	81
Tabella 44 – Condizioni di vincolo per attrito, lato sud.....	81
Tabella 45 – Confronto definitivo delle rotazioni, lato nord	82
Tabella 46 - Confronto definitivo delle rotazioni, lato sud.....	82
Tabella 47 – Differenziali di rotazione.....	83
Tabella 48 – Differenziali di spostamento	83
Tabella 49 – Danneggiamento del calcestruzzo	86
Tabella 50 – Danneggiamenti dell’armatura.....	87
Tabella 51 – Storia di carico del modello danneggiato	88
Tabella 52 – Risultati e confronto dei differenziali di rotazione.....	89
Tabella 53 – Risultati e confronto dei differenziali di spostamento	89
Tabella 54 – Resistenza caratteristica del calcestruzzo della trave da calcolo statistico	95
Tabella 55 – Resistenza caratteristica del calcestruzzo della soletta da calcolo statistico.....	95
Tabella 56 – Proprietà caratteristiche dell’acciaio per armatura lenta da calcolo statistico .	96
Tabella 57 - Proprietà caratteristiche dell’acciaio dei trefoli pretesi da calcolo statistico.....	96
Tabella 58 - Proprietà caratteristiche dell’acciaio dei cavi post-tesi da calcolo statistico	96

Tabella 59 - Carichi permanenti.....	97
Tabella 60 - Precompressioni.....	98
Tabella 61 - Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU ^(a)	104
Tabella 62 - Tab. 5.1.VI – Coefficienti ψ_0 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali ^(b)	104
Tabella 63 – Coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione a SLU.....	104
Tabella 64 – Storia di carico	105
Tabella 65 – Processo di carico per la definizione dello SLU.....	105
Tabella 66 – Ipotesi assunte nella definizione del modello	107
Tabella 67 – Moltiplicatori di collasso	108
Tabella 68 – Verifica di affidabilità dell’impalcato sano	115
Tabella 69 – Verifica di affidabilità dell’impalcato con danneggiamenti rilevati	116

Bibliografia

- [1] S. W. Doebling, C. R. Farrar, M. B. Prime and D. W. Shevitz, *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review*, Los Alamos National Laboratory, 1996.
- [2] Y. L. Xu and Y. Xia, *Structural health monitoring of long-span suspension bridges*, United States of America: Spoon Press, 2012.
- [3] C. R. Farrar, T. A. Duffey, S. W. Doebling and D. A. Nix, "A statistical pattern recognition paradigm for vibration-based structural," in *2nd International workshop on structural health monitoring*, Stanford, CA, 1999.
- [4] A. Mita, "Fiber bragg grating-based acceleration sensors for civil and building structures," in *International workshop on present and future in health monitoring*, Bauhaus-University Weimar, Germany, 2000.
- [5] C. Zhang, Y. Ge, Z. Hu, K. Zou, G. Ren and X. Wang, "Research on deflection monitoring for long span cantilever bridge based on optical fiber sensing," *Elsevier*, 2019.
- [6] F. Huseynov, C. Kim, E. J. O'Brien, J. M. Brownjohn, D. Hester and K. C. Chang, "Bridge damage detection using rotation measurements - Experimental validation," *Elsevier*, 2019.
- [7] B. Glišić', D. Posenato and D. Inaudi, *Structural health monitoring method for curved concrete bridge box girders*, Tomizuka, M: International.

- [8] R. Lan, Y. Wang and Q. Chi, "Reconstitution of static deflections of suspension bridge base on inclinometer data," in *IOP Conference Series: earth and environmental science*, 2019.
- [9] S. Konovalov, D. Mayorov, Y. Ponomarev and T. Soloveva, *High precision smart system on accelerometers and inclinometers for structural health monitoring: developement and applications*, Bauman Moscow State Technical University, 2018.
- [10] J. Ye, M. Huang, Y. Xu and Z. Li, "design of deformation monitoring system of arch rib of steel arch bridge based on inclination," in *The 31th chinese control and decsion conference (CCDC)*, 2019.
- [11] fib Model Code for Concrete Structures 2010, John Wiley & Sons, 2013.
- [12] EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, UNI.
- [13] NTC 2018: Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.
- [14] Theory Manual of DIANA FEA, Release 10.2, DIANA FEA BV.
- [15] Element Library of DIANA FEA, release 10.2, DIANA FEA BV.
- [16] ISO 2394: General principles on reliability for structures, Ginevra, 2015.
- [17] D. L. Allaix, V. I. Carbone and G. Mancini, "Global safety format forn non-linear analysis of reinforced concrete structures," *Structural Concrete*, vol. 1, no. 14, pp. 29-42, 2013.
- [18] P. Castaldo, D. Gino and G. Mancini, "Safety formats for non-linear analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposal," *Engineering Structures*, no. 193, pp. 136-153, 2019.
- [19] fib Bulletin n°45: Practitioner's guide to finite element modelling of reinforced concrete structures - State of the art report, Losanna, 2008.

- [20] M. Engen, M. Hendriks, J. Kohler, J. A. Overli and E. Aldtstedt, "A quantification of modelling uncertainty for non linear finite element analysis of large concrete structures," *Structural safety*, no. 64, pp. 1-8, 2017.
- [21] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli and G. Mancini, "Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non-linear analysis of reinforced concrete structures," *Engineering Structures*, no. 176, pp. 746-762, 2018.
- [22] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli and G. Mancini, "Resistance model uncertainty in non-linear finite element analysis of cyclically loaded reinforced concrete systems," *Engineering Structures*, no. 211, 2020.
- [23] V. Cervenka, "Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010," *Structural Concrete, Journal of the fib*, vol. 14, no. 19-28, 2013.
- [24] M. Holicky, A. Materna, G. Sedlacek, A. Arteaga, L. Sanpaolesi, T. Vrouwenvelder, I. Kovse and H. Gulvanessian, Implementation of Eurocodes: Handbook 2: Reliability backgrounds, Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.
- [25] EN 1990: Eurocode 0: Basis of structural design, European Standard, 2002.
- [26] G. Bertagnoli, Dispense del corso di Bridge Design, Politecnico di Torino - DISEG, 2018/2019.
- [27] EN 1991: Eurocode 1: Action on structures - Part 1-4: General actions - wind actions, UNI.

Ringraziamenti

Giunti al termine, desidero ringraziare le persone che, con sacrificio e supporto, mi hanno permesso di affrontare questo percorso con estrema serenità.

Ringrazio il mio relatore, prof. Gabriele Bertagnoli, per i confronti, gli approfondimenti, gli stimoli e i consigli. La ringrazio per la serenità con cui mi ha permesso di lavorare, oltre che per la disponibilità, la cordialità e la fiducia mai venute meno nell'intero arco di svolgimento di questa tesi.

Ringrazio i miei genitori, sostanzialmente per ogni cosa di cui io abbia goduto. Vi ringrazio per il sacrificio che avete affrontato, in questi anni e in quelli passati. Vi ringrazio per essermi stati vicino in ogni occasione, per avermi festeggiato al raggiungimento di un traguardo, per essere stati un porto sicuro nei momenti di burrasca, per avermi sostenuto nei troppi periodi di malinconia. Vi ringrazio per l'amore con cui mi avete cresciuto, per aver coltivato sogni per me molto più di quanto non facessi io. Sono consapevole di avervi messo a dura prova, ma spero siate orgogliosi di me.

Ringrazio mio fratello, per tutto il bene che, silenziosamente, ha riservato per me. Ti ringrazio per avermi fatto sentire davvero un fratello maggiore, per aver tenuto botta alla lontananza negli ultimi anni, per avermi voluto sempre vicino.

Ringrazio Martina, per essere stata presente sempre, nonostante tutto. Ti ringrazio per l'affetto che hai saputo darmi, per avermi difeso in ogni circostanza, per avermi compreso come pochi.

Ringrazio Marco, per essere stato l'Amico che non ho mai avuto e di cui ho sempre sentito la mancanza. Ti ringrazio per avermi reso partecipe di un pezzo della tua vita, per aver fatto lo

stesso con me. Ti ringrazio per aver allargato le mie vedute, ampliato le mie conoscenze, stimolato i miei interessi.

Ringrazio Silvia, per essere stata parte indelebile di questo pezzo di strada. Ti ringrazio per avermi considerato una persona su cui contare. Ti ringrazio per avermi ascoltato, per avermi fatto conoscere piccole parti di Torino, per avermi fatto riscoprire una parte di me.

Ringrazio Matilde, per essere spuntata dal nulla ed essere rimasta. Ti ringrazio per aver avuto un consiglio nelle volte in cui ne ho sentito bisogno. Ti ringrazio per avermi distratto nelle giornate no, per avermi fatto odiare il Giappone, per essere stata la miglior compagna di meme in assoluto.

Ringrazio Luca, Davide, Francesco, Dario, Riccardo, Candida, Federico, Antonio, Cosimo, Carmine, Danilo. Vi ringrazio per aver condiviso con me questo percorso, per aver avuto qualcosa da ognuno di voi, per avermi fatto sentire parte di un gruppo, per aver reso questi anni pieni di colore.

Infine, ringrazio tutte le persone che, in un modo o nell'altro, hanno fatto parte della mia vita.

Avrei avuto il piacere di leggere queste poche righe davanti a tutti voi. Purtroppo, però, una pandemia mondiale ci impedisce di festeggiare. Ho passato anni interi ad aspettare persone, a sognare e desiderare momenti da condividere insieme. Ma oggi, forse per la prima volta in vita mia, mi guardo intorno e non desidero nessuno in più di chi c'è già.

Grazie.