

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Effetti del disallineamento dei conci in ponti a cassone in C.A.P



Relatore

Prof. Rosario Ceravolo

Correlatore

Ing. Davide Masera

Candidato

Marco Antonio Cortelli

Anno accademico 2020/2021

SOMMARIO

ABSTRACT	9
1. STORIA DEI METODI E DELLE TECNICHE COSTRUTTIVE DEI PONTI A CASSONE IN C.A.P.	10
1.1. Premessa.....	10
1.2. Ponti a cassone e prime tecniche di costruzione	10
1.3. Nascita del metodo di costruzione ad avanzamento bilanciato	12
1.4. Primi passi verso l'affermazione di nuove tecniche costruttive	17
2. LA PREFABBRICAZIONE DEI PONTI.....	20
2.1. Obbiettivi principali della prefabbricazione.....	21
2.2 Dimensione dei conci.....	22
2.2. Tipologie strutturali degli impalcati a cassone	22
2.3 Fasi di costruzione	25
3. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO.....	27
3.1. Caratteristiche geometriche.....	29
3.1.1. Impalcato	29
3.1.2. Pile.....	31
3.1.3. Vincoli	32
3.1.4. Fasi di costruzione.....	32
3.2. Materiali	33
3.2.1 Calcestruzzo	33
3.2.2 Acciaio ordinario per armature	34
3.2.3 Acciaio da precompressione	34
3.3 Azioni.....	35
3.3.1 Carichi permanenti	35
3.3.2. Precompressione	36
3.3.3 Azione del vento	39

3.3.4 Azione della temperatura.....	45
3.3.6 Combinazione delle azioni	48
4. MODELLO STRUTTURALE	52
4.1. Pile	53
4.2. Spalle.....	55
4.3. Cavi da precompressione	56
4.4. Construction stage	58
4.5. Analisi non lineare dei materiali.....	61
4.5.1 Ritiro del calcestruzzo	64
4.5.2 Viscosità del calcestruzzo.....	66
5. ANALISI	68
5.1. Analisi tensionale	68
5.2. Risultati	70
5.3. Analisi tensionale con lo “Scale Factor”.....	83
5.4. Confronto dei risultati.....	85
6. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI	86
BIBLIOGRAFIA	88

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Avanzamento della costruzione a sbalzo da entrambe le pile tramite cassature in legno	11
Figura 2: Ponte sul canale di Donzère-Mondragon realizzato dall'ingegnere francese A. Caquot mettendo in opera una sorta di trave reticolare di varo a sostegno del cassero in avanzamento	12
Figura 3: Ponte di Balduinsten. Fase di costruzione dei conci tramite casseri mobili; essendo un impalcato a campata unica le estremità laterali sono dotate di contrappeso per sostenere la costruzione a sbalzo.	13
Figura 4: Il ponte di Savines, progettato da J. Courbon e realizzato dalla SGTM. È una delle prime opere costruite in Francia ad avanzamento bilanciato. Le stampelle risultano tra loro incernierate.	14
Figura 5: Ponte di Savines	15
Figura 6: A sinistra il ponte per l'impianto del Mucone realizzato con sistema di precompressione Freyssinet. A destra il ponte sul fiume Bradano con impalcato realizzato con sistema di precompressione Morandi	15
Figura 7: Ponti sul torrente Nervi e sul torrente Cubia, rispettivamente opera di Zorzi e di Cestelli Guidi. figura 8 e 9 prima	16
Figura 8: A sinistra il ponte di Ranzan, a destra il ponte sul fiume Maine a Karlstadt figura 10 e 11 prima	17
Figura 9: L'impalcato, realizzato con carro di varo superiore conquista il record di lunghezza per i viadotti ferroviari	18
Figura 10: a sinistra il viadotto di Krahnenmberg, a destra il ponte San Nicola	18
Figura 11: Evoluzione della tipologia strutturale degli impalcati	23
Figura 12: Particolare chiavi di allineamento e chiavi di taglio	26
Figura 13: N° di realizzazioni per tipologia di schema statico	28
Figura 14: N° di realizzazioni per tipologia di sezione	28
Figura 15: Sezione dell'impalcato	29
Figura 16: Numerazione conci della generica semicampata	30
Figura 17: Sezione longitudinale pila	31
Figura 18: Schema statico	32
Figura 19: Appoggi tra pila e impalcato	32
Figura 20: Andamento longitudinale dei cavi da precompressione	36
Figura 21: Posizione trasversale in asse pila dei cavi da precompressione	37
Figura 22: Posizione trasversale in mezzzeria dei cavi da precompressione	38
Figura 23: Distribuzione della pressione del vento sull'impalcata	44

Figura 24: Grafico per il calcolo della temperatura max e min	46
Figura 25: Finestra di comando su Midas Civil per l'inserimento delle combinazioni delle azioni .	51
Figura 26: Modello beam	52
Figura 27: Vincoli e appoggi.....	53
Figura 28: Modello beam pila e collegamento conl' impalcato	54
Figura 29: Vista 3D della pila.....	54
Figura 30: Particolare vincolo spalla sinistra (iniziale).....	55
Figura 31: Particolare vincolo spalla sinistra (finale)	55
Figura 32: Finestra di comando su Midas Civil per l'inserimento delle proprietà dei cavi da precompressione	56
Figura 33: Finestra di comando per l'inserimento dell'andamento dei cavi di precompressione	57
Figura 34: Stage 1 della Construction stage.....	58
Figura 35: Stage 2	59
Figura 36: Modellazione del carro di varo come forze nodali	60
Figura 37: Avanzamento del carro di varo	60
Figura 38: Pannello di settaggio per l'analisi non lineare di ritiro e viscosità	62
Figura 39: Andamento della resistenza a compressione nel tempo	63
Figura 40: Andamento nel tempo del modulo elastico del calcestruzzo.....	64
Figura 41: Andamento nel tempo della deformazione da ritiro.....	65
Figura 42: Andamento nel tempo del coefficiente di viscosità	67
Figura 43: Numerazione conci della terza campata.....	69
Figura 44: Punti della sezione in cui vengono letti i valori di tensione σ_{xx}	69
Figura 45: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-1	70
Figura 46: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a tempo infinito, pos-1	71
Figura 47: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-3	71
Figura 48: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a tempo infinito, pos-3.....	72
Figura 49: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-1	73
Figura 50: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a 30000 giorni campata, pos-1	74

Figura 51: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Tendon Primary” a fine costruzione campata, pos-3	74
Figura 52: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Tendon Primary” a tempo infinito, pos-3	75
Figura 53: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a fine costruzione campata, pos-1	77
Figura 54: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a tempo infinito, pos-1.....	77
Figura 55: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a fine costruzione campata, pos-3	78
Figura 56: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a tempo infinito, pos-3.....	78
Figura 57: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a fine costruzione campata, pos-1	80
Figura 58: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a tempo infinito, pos-1	80
Figura 59: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a fine costruzione campata, pos-3	81
Figura 60: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al “Creep Primary” a tempo infinito, pos-3	81
Figura 61: Riduzione dell’area della sezione resistente dovuta al disallineamento	83
Figura 62: Andamento della riduzione dell’area della sezione in funzione del disallineamento	84
Figura 63: Andamento della riduzione del momento d’inerzia in funzione del disallineamento	85

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Dimensione conci	30
Tabella 2: Altezza pile	31
Tabella 3: Parametri per la determinazione della pressione del vento in base alla zona	40
Tabella 4: Classe rugosità del terreno	42
Tabella 5: Categorie di esposizione del sito	43
Tabella 6: parametri dipendenti dalla categoria di esposizione	43
Tabella 7: Tipologia impalcati.....	45
Tabella 8: Parametri per la determinazione della temperatura max e min.....	45
Tabella 9: Valori base di $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$	47
Tabella 10: Coefficienti di combinazione	49
Tabella 11: Coefficienti di contemporaneità	50
Tabella 12: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a fine costruzione campata tendon primary	72
Tabella 13: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a tempo infinito tendon primary	72
Tabella 14: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a fine costruzione campata tendon primary	75
Tabella 15: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a tempo infinito Tendon primary	75
Tabella 16: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a fine costruzione campata creep primary	79
Tabella 17: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a tempo infinito creep primary	79
Tabella 18: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a fine costruzione campata creep primary	82
Tabella 19: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a tempo infinito creep primary.....	82
Tabella 20: Valori di area ridotta e relativo “scale factor”	84
Tabella 21: Valori di momento di inerzia ridotto e relativo “scale factor”	85

ABSTRACT

Lo studio di questa tesi riguarda un ponte stradale in calcestruzzo armato precompresso esistente. Nello specifico si tratta di un ponte a cassone con conci prefabbricati.

Durante la costruzione, che è avvenuta per fasi, un problema potrebbe essere il non perfetto allineamento dei conci, che vengono assemblati ad uno ad uno a partire dall'asse della pila.

Lo scopo dello studio è quello di svolgere un'analisi tensionale, per capire cosa ha provocato a lungo termine il disallineamento tra i conci che in alcuni punti può essere anche dell'ordine di qualche centimetro.

L'analisi verrà effettuata tramite il software agli elementi finiti MIDAS Civil, mediante un modello ad elementi beam.

1. STORIA DEI METODI E DELLE TECNICHE COSTRUTTIVE DEI PONTI A CASSONE IN C.A.P.

1.1. Premessa

Analizzando i caratteri evolutivi dei ponti a cassone in c.a.p.: lo schema statico, la forma strutturale, la geometria e le proporzioni definite, le caratteristiche dei materiali impiegati, risulta naturale occuparsi delle tecniche costruttive utilizzate. Infatti, bisogna considerare che tali tecniche, strettamente connesse e determinanti per l'affermazione della tipologia di ponti a cassone, sono state spesso ideate e sviluppate proprio per casi specifici e situazioni progettuali contingenti. Alcune di queste sono state superate o cadute in disuso, altre hanno rappresentato punti di svolta storici per l'ingegneria dei ponti e sono tuttora utilizzate.

Dal punto di vista storico, per poter comprendere a pieno il valore scientifico dei metodi e delle tecniche costruttive, è interessante e di primaria importanza descriverne lo sviluppo e l'evoluzione partendo dalla loro nascita nei primi anni 1950, approfondendone in modo specifico i primi 10-15 anni di vita.

1.2. Ponti a cassone e prime tecniche di costruzione

I ponti a cassone in c.a.p., evoluzione diretta di quelli in c.a., sviluppati a partire dai primi anni del secolo scorso, riescono ad affermarsi nel mondo della costruzione solamente nella seconda metà degli anni '50. Infatti, pur avendo a disposizione tecnologie di precompressione di buon livello fin dai primi anni '40, avendo consolidato la teoria ed il calcolo del c.a.p. e dovendo affrontare la ricostruzione post-bellica, la competitività economica e realizzativa rispetto ad impalcati in acciaio risultava ancora insufficiente. In particolare, restava irrisolta la problematica relativa allo sviluppo ed alla definizione di metodi e tecniche costruttive che permettessero di sfruttare in maniera ottimale le prestazioni del c.a.p.

Al fine di comprendere meglio le origini storiche di tali metodi e tecniche, che hanno portato poi alla consacrazione della tipologia di ponti in esame, è però necessario fare un piccolo passo indietro, più precisamente al 1931. Proprio in quell'anno l'ingegnere brasiliano, di origine tedesca, Emilio Baumgart (1889-1943), iniziò la costruzione di un ponte a tre campate, con impalcato a cassone bicellulare in cemento armato di luce principale 68.5 m (Figura 1), sul Rio Peixe, a Herval do Oeste, al confine tra Paraguay e Brasile. Viste le difficoltà nell'utilizzare centine per le forti correnti del fiume, Baumgart fece costruire le due campate di estremità fino alle pile su centina e a sbalzo la campata centrale, avanzando per "piccoli segmenti" di impalcato, di circa 1.5 m, gettati in opera. Oltre all'armatura ordinaria, tali segmenti venivano progressivamente resi solidali tra loro per mezzo di barre acciaio collegate da manicotti filettati.

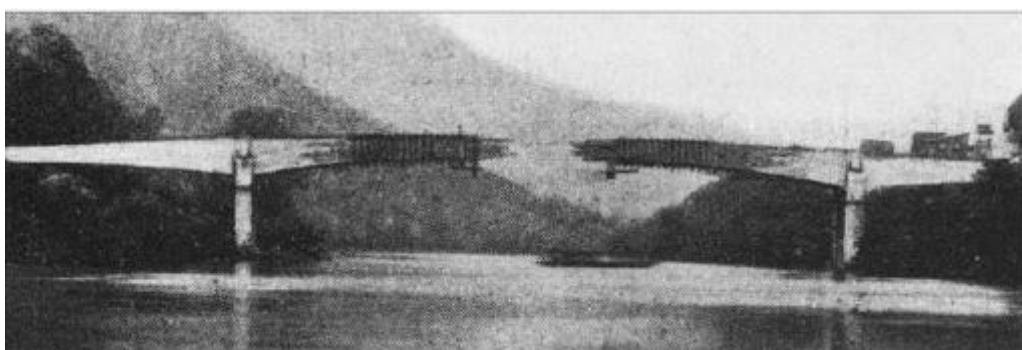


Figura 1: Avanzamento della costruzione a sbalzo da entrambe le pile tramite casserature in legno

L'idea di realizzare l'impalcato suddividendolo trasversalmente in "piccoli segmenti" non era certamente nuova; lo stesso sistema veniva già utilizzato per la realizzazione dei primi ponti in pietra, non è un caso infatti, che tali "segmenti" abbiano preso il nome di "conci" (segments, voussoirs), proprio come gli elementi in pietra componenti il profilo strutturale resistente di un arco. Allo stesso modo, l'idea di disporre delle piccole barre di ferro a cavallo di due conci adiacenti era già nota ai Romani e ad altri popoli, ma tali archi erano in pietra e venivano quasi sempre realizzati su centine in legno. Così come le altre, anche l'idea di realizzare una costruzione a sbalzo fonda le sue radici nelle prime grandi Civiltà della Storia in Oriente, esistono infatti

testimonianze di ponti in legno realizzati a sbalzo, senza alcuna centina, del IV secolo d.C.

Probabilmente, il primo ad applicare la concezione della costruzione a sbalzo con il cemento armato fu proprio Eugène Freyssinet, nel 1928, per la costruzione delle imposte degli archi del famoso ponte di Plougastel.

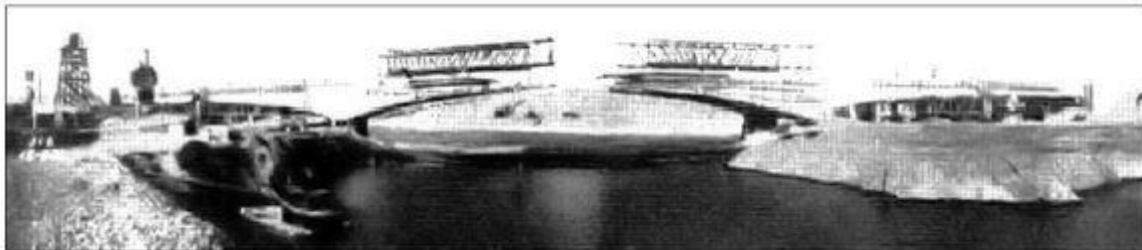


Figura 2: Ponte sul canale di Donzère-Mondragon realizzato dall'ingegnere francese A. Caquot mettendo in opera una sorta di trave reticolare di varo a sostegno del cassero in avanzamento

Al pari di queste doverose considerazioni, l'idea di Baumgart di realizzare un impalcato in cemento armato a sbalzi successivi per conci gettati in opera, con un sistema di armatura passiva tale da permetterne l'allungamento e il prolungamento in relazione all'avanzamento della costruzione, risulta senza alcun dubbio, unica e geniale, destinata ad aprire nuovi fronti di sviluppo nella costruzione dei ponti a cassone. Relativamente a tale tecnica, si trovano notizie certe di due sole altre applicazioni molto simili, una in Inghilterra nel 1937 e l'altra in Francia (Figura. 2), intorno al 1950 di Albert Caquot.

1.3. Nascita del metodo di costruzione ad avanzamento bilanciato

Il punto di svolta, che di fatto apre la prima fase storica di questo tipo di impalcati, viene raggiunto per merito del binomio formato dall'ingegnere Ulrich Finsterwalder, allievo di Dischinger che per primo comprese l'immensa potenzialità di questa tecnica e ne ricavò un vero e proprio metodo costruttivo, e dalla Dywidag, una fra le

più prestigiose e antiche imprese di costruzione in Germania, fondata nel 1865. Insieme, nel 1950, realizzarono, prima, lo storico ponte di Balduinstein (Figura 3) sul fiume Lahn, il primo in c.a.p. costruito a sbalzo per conci successivi gettati in opera nella storia delle costruzioni, e subito dopo, con la stessa tecnica, quello di Neckar. In termini pratici, Finsterwalder era la mente, la Dywidag il braccio; insieme, appositamente per la costruzione a sbalzo, svilupparono le famose barre di precompressione filettate Ø26 mm, ancora oggi utilizzate. Realizzarono altre opere rilevanti come il ponte dei Nibelunghi sul fiume Reno a Worms o il ponte sul fiume Moselle.



Figura 3: Ponte di Balduinsten. Fase di costruzione dei conci tramite casseri mobili; essendo un impalcato a campata unica le estremità laterali sono dotate di contrappeso per sostenere la costruzione a sbalzo.

Dal punto di vista strutturale, una volta appurata la possibilità di superare le problematiche relative all'incapacità delle armature passive di riprendere le forti sollecitazioni flessionali negative che insorgevano sull'impalcato durante le fasi di costruzione, fino al completamento della sovrastruttura, tramite l'impiego delle barre di precompressione, il passaggio tra costruzione a sbalzo e definizione del metodo ad avanzamento bilanciato seguì tre rapide tappe. La prima, la più elementare ma fondamentale, risponde all'intuizione di procedere a sbalzo nel getto dell'impalcato mono-campata utilizzando le spalle come contrappesi opportunamente dimensionati (Figura 3). La seconda tappa, che si basa sempre sul principio di contrappeso, ma che probabilmente deriva dall'economia delle lavorazioni e/o dalla gestione di cantiere, riguarda gli impalcati a 3 campate e consiste nella realizzazione delle campate di riva su centina e della campata centrale a sbalzo

procedendo dalle pile (Figura 1 e 2). La definizione del metodo ad avanzamento bilanciato arriva con l'esperienza, dopo aver intuito la possibilità e le modalità di cominciare la costruzione procedendo a sbalzo direttamente dalla pila rispettando l'equilibrio, così come il giogo di una bilancia. Lo schema a “stampella”, vale a dire l'insieme di una pila e delle parti di impalcato realizzata a sbalzo (cantilever, fléau), con la sua tipica forma a “T”, diventa rapidamente l'elemento caratterizzante a cui si associa la costruzione di impalcati a cassone in c.a.p. (Figure 4 e 5).

La tecnica ad avanzamento bilanciato prende così rapidamente campo in tutta Europa.

In Francia, l'impresa SGTM (Société de Grands Travaux de Marseille), che aveva realizzato il ponte di Chasey sur Ain, primo ponte realizzato a sbalzo nel territorio francese, nel 1954, nominò come direttore tecnico l'illustre professore Jean Courbon, con l'obiettivo di sviluppare il sistema di costruzione a sbalzo e di precompressione brevettato da Finsterwalder.



Figura 4: Il ponte di Savines, progettato da J. Courbon e realizzato dalla SGTM. È una delle prime opere costruite in Francia ad avanzamento bilanciato. Le stampelle risultano tra loro incernierate.



Figura 5: Ponte di Savines

I risultati di questo sodalizio, che durò meno di un decennio, furono numerosi e molto interessanti, su tutti, sempre per quello che riguarda gli impalcati a cassone in c.a.p.: il ponte di Savines (924 m di lunghezza totale) ed il ponte della Grande Côte nel 1960, che con 101 m di luce unica conquistò il primato nazionale, entrambi realizzati in Provenza.

In Italia, pur riscontrando un grande fervore scientifico nei riguardi del c.a.p. e avendo progettisti di grandissimo calibro, il metodo ad avanzamento bilanciato arriva con qualche anno di ritardo. Difatti i primi ponti a cassone in c.a.p. furono realizzati con centina fissa a terra fino ai primi anni '60.

È stato così per il ponte di servizio con piano inclinato per l'impianto idroelettrico del Mucone (Figura 6), opera di Silvano Zorzi, il primo con trave a cassone in c.a.p, costruito nel 1950.



Figura 6: A sinistra il ponte per l'impianto del Mucone realizzato con sistema di precompressione Freyssinet. A destra il ponte sul fiume Bradano con impalcato realizzato con sistema di precompressione Morandi

Per quanto concerne la prima applicazione sul territorio nazionale del metodo ad avanzamento bilanciato, non risulta possibile stabilire quale effettivamente sia stata la prima fra il viadotto della superstrada Paola - Cosenza, in Calabria, sul torrente Cubia ed il ponte sul torrente Nervi.



Figura 7: Ponti sul torrente Nervi e sul torrente Cubia, rispettivamente opera di Zorzi e di Cestelli Guidi. figura 8 e 9 prima

Le stesse considerazioni fatte per l'Italia valgono per la Gran Bretagna, nazione di spicco nell'ambito europeo, che, forse perché coinvolta solo marginalmente dai bombardamenti bellici e dunque distaccata dal fervente clima di ricostruzione che coinvolgeva l'Europa continentale, mantenne però un atteggiamento di generale perplessità nei confronti dello stesso c.a.p.

Ciò nonostante la prima applicazione del metodo ad avanzamento bilanciato per conci gettati in opera si ebbe nel 1963, per la realizzazione del ponte dell'autostrada M2 sul fiume Medway, nel Kent.

Gettando poi, un rapido sguardo sullo stato dell'arte degli impalcati a cassone in c.a.p. al di fuori dell'Europa, si constata come di fatto il metodo costruttivo ad avanzamento bilanciato si sia affermato concretamente in tutto il mondo, anche se in maniera non del tutto omogenea.

Spesso si rileva che le opere più importanti vennero realizzate per mano delle imprese e dei progettisti europei, soprattutto in Africa. Non è un caso infatti che, tra il 1950 e il 1965, solo in Europa, dove erano in costruzione le prime grandi reti autostradali, vennero realizzate più di 300 opere di questo tipo, con luce principale superiore a 76 m risultando rapidamente la tipologia predominante per i ponti in calcestruzzo di media e grande luce.

Comunque esistevano altre fiorenti realtà, basti pensare, ad esempio, che le prime realizzazioni ad avanzamento bilanciato nel mondo si ebbero: in Giappone nel 1958

con il ponte Ranzan (75 m) nel distretto di Kanagawa (Figura 10); in Brasile nel 1961 con il ponte sul fiume Tocantins (264 m); in Canada nel 1962 con il ponte di Sainte-Adèle (178.4 m); in Cina nel 1964 con il ponte di Nanning (394.6 m) nella provincia di Guangxi.



Figura 8: A sinistra il ponte di Ranzan, a destra il ponte sul fiume Maine a Karlstadt figura 10 e 11 prima

1.4. Primi passi verso l'affermazione di nuove tecniche costruttive

Oltre al metodo ad avanzamento bilanciato, il periodo storico in esame, anni 1950 e primi anni 1960, è contraddistinto da una costante ricerca per lo sviluppo dei metodi e delle tecniche costruttive. Si fanno strada, tra i tanti tentativi, alcune brillanti idee, che costituiranno le basi per lo sviluppo di nuove tecniche e per l'affermazione di quasi tutti i metodi costruttivi impiegati attualmente per la realizzazione degli impalcati a cassone in c.a.p., e su cui vale la pena soffermarsi. Una di queste è la tecnica costruttiva ideata dalla DYWIDAG per la costruzione del ponte sul fiume Maine a Karlstadt nel 1952, che consiste nell'impiego di un sistema di strallatura temporanea della campata precedente lo sbalzo e dello sbalzo stesso, in modo da ridurre l'entità del momento flettente negativo verso l'asse pila e la quantità di precompressione di stampella.

Da tale tecnica, deriva il metodo di avanzamento progressivo per conci prefabbricati messo a punto dall'ingegnere francese Jean Muller alla fine degli anni '70.

Sempre l'impresa Boussiron, tra il 1952 e il 1955, in Francia, realizzò il viadotto di La Voulte (L_{tot} 300.0 m) sulla Rhône (Figura 9), il primo grande ponte ferroviario francese a cassone in c.a.p., all'epoca, il più lungo al mondo nella categoria. Per quella occasione, scelta una luce medio-piccola e la ripetitività delle campate,

Esquillan sviluppò l'idea di realizzare l'impalcato procedendo, sì per avanzamento bilanciato con conci gettati in opera, ma appendendo il cassero ad una travatura reticolare in acciaio di luce poco superiore a due campate, del tutto simile a quelle utilizzate in quegli anni il getto delle travi isostatiche in c.a.p.. In questo modo i casseri diventavano mobili in direzione longitudinale, velocizzando sensibilmente le operazioni di casseratura e disarmo.



Figura 9: L'impalcato, realizzato con carro di varo superiore conquista il record di lunghezza per i viadotti ferroviari

Questa prima applicazione della travatura reticolare a sostegno dei casseri per il getto, chiamata “trave o carro di varo”, sta alla base del metodo di costruzione ad avanzamento “campata per campata” tramite getto in opera che sarà definito e sviluppato nel 1961, nella forma di centina autoportante.



Figura 10: a sinistra il viadotto di Krahnenmberg, a destra il ponte San Nicola

A proposito di conci prefabbricati, seppur annoverando le precedenti applicazioni di Freyssinet e del suo allievo Muller, risulta interessante citare due applicazioni di metodi costruttivi innovativi. La prima ad opera di Riccardo Morandi nei primi anni 1950, per la costruzione di due fra le sue prime opere in c.a.p.: i ponti di Giunture sul Liri (L_{tot} 61.5 m) e di San Nicola a Benevento (L_{tot} 120.0) (Figura 10), i

cui impalcati furono realizzati con conci prefabbricati posizionati inizialmente su centina e poi solidarizzati e precompressi in opera.

La seconda applicazione riguarda la costruzione del ponte di Ager, per il quale i conci (8.5 m, 180 t) vennero realizzati nel cantiere installato a fianco di una delle spalle, fatti scivolare in posizione su delle guide, preventivamente fissate in sommità alla centina fissa, e quindi solidarizzati tramite getti di cucitura di 0.5 m e precompressione.

In forma preliminare, le soluzioni costruttive adottate per la realizzazione di queste opere rappresentano intuizioni pioneristiche delle tecniche costruttive, riguardanti i conci prefabbricati, che verranno sviluppate di lì a breve.

Questi primi passi, uniti al continuo sviluppo tecnologico ed allo slancio progettuale verso il raggiungimento di nuovi traguardi, determineranno l'apertura di una nuova stagione per i ponti a cassone, che vedrà la consacrazione del metodo ad avanzamento bilanciato e, soprattutto, la definizione e l'affermazione di nuovi metodi costruttivi con tecniche sempre più raffinate.

2. LA PREFABBRICAZIONE DEI PONTI

La prefabbricazione dei ponti, come abbiamo visto, si è affermata nel periodo successivo all'ultima guerra in tutta Europa e non solo, durante un periodo di rinascita industriale in cui era necessario ricorrere a sistemi più evoluti in grado di far fronte alle necessità impellenti della ricostruzione ed ai costi sempre crescenti della mano d'opera e dei materiali.

La convenienza della tecnica della prefabbricazione rispetto alla tradizionale realizzazione in opera è legata a diversi fattori:

1. dimensione dell'impalcato;
2. situazione orografica del luogo e del tracciato;
3. altezza del piano viario;
4. dimensione dell'intervento: lunghezza del viadotto, numero delle campate, ecc.
5. situazione tecnico economica dell'ambiente in cui si lavora.

Questi parametri condizionano di fatto tutto il progetto del ponte ma in particolare il progettista deve individuare sia quali sono gli elementi del ponte che conviene prefabbricare, sia prevedere il procedimento costruttivo più adeguato.

Proprio per questa estrema variabilità e complessità di fattori da valutare è difficile dare indicazioni univoche da seguire nella costruzione di un ponte che si presenta invece come una risposta di sintesi, ogni volta diversa, tra esperienze passate, nuove soluzioni progettuali e tecnologiche, procedimenti costruttivi, disponibilità di risorse e finalità economiche.

2.1. Obbiettivi principali della prefabbricazione

Tra gli obbiettivi principali della prefabbricazione si può elencare:

1. utilizzare il più possibile dei processi di costruzione razionali, organizzati, ripetitivi e alle volte industrializzati (il peso di industrializzazione dipende dal peso dell'impiego nel ciclo produttivo delle macchine rispetto all'impiego della mano d'opera);
2. ridurre l'incidenza della manodopera, soprattutto di quella specializzata;
3. accelerare il processo di costruzione: una volta che gli elementi strutturali sono stati già preparati in stabilimento, in opera bisognerà “semplicemente” assemblarli tra loro;
4. diminuire i costi dell'intervento: i punti precedenti sono tutti orientati ad un contenimento delle spese, interesse comune sia per il committente che per il costruttore;
5. gli elementi prodotti in uno stabilimento di prefabbricazione sono di qualità migliore di quelli prodotti in opera, non risentono delle condizioni atmosferiche esterne che potrebbero influenzare negativamente il processo di maturazione che, al contrario, può essere notevolmente accelerato.

In genere lo schema statico dei “ponti prefabbricati” è uno schema isostatico (travi in semplice appoggio tra le pile oppure travate con selle Gerber); solo utilizzando la precompressione (a cavi scorrevoli) si ricorre ad uno schema iperstatico di una trave continua su più appoggi.

Per questa tipologia la massima luce raggiungibile, da un punto di vista economico, sembra essere intorno ai 150 m della singola campata. Infatti al di sopra dei 120 m il costo dei dispositivi di collocazione, specialmente dei carri varo, aumentano velocemente e al tempo stesso aumenta il peso degli elementi prefabbricati.

Tuttavia il continuo progresso dei mezzi di produzione porta a non schematizzare troppo il campo di impiego di questa tecnologia sia per quello che riguarda il limite superiore, sia per quello inferiore.

2.2 Dimensione dei conci

I conci prefabbricati, nella maggioranza dei casi, hanno una lunghezza che varia dai 3 ai 6 metri, ma si possono citare casi di ponti realizzati con conci della lunghezza di alcune decine di metri. All'interno della stessa opera la loro lunghezza può essere mantenuta costante ma può anche essere fatta variare in modo da avere sempre elementi di peso simile. La necessità di far variare lo spessore della travata porta in genere a realizzare elementi di lunghezza diversa: per i conci in corrispondenza delle pile (che possono raggiungere anche i 12 metri di altezza) essa è di circa 2 m, mentre per i conci di campata (molto più bassi) essa può raggiungere anche i 4-6 metri.

La larghezza dei conci è allo stesso modo estremamente variabile. La carreggiata del ponte può essere realizzata infatti sia accostando due cassoni separati (generalmente monocellulari) sia realizzando cassoni multicellulari che, in un “unico pezzo”, coprono l'intera larghezza della sede stradale. Abbiamo quindi un'estrema variabilità della larghezza dei conci che può andare dai 9-10 m fino a quasi 30 m. Analogamente il peso degli elementi può oscillare da poche tonnellate, come per i conci del ponte Castejon sul fiume Ebro in Spagna del peso di circa 10 tonnellate, alle centinaia di tonnellate per i conci del ponte sull'estuario della Schelda Orientale in Olanda in cui il peso del concio d'imposta era di 600 tonnellate.

La prefabbricazione dei conci ha come primo aspetto positivo, rispetto alla loro realizzazione in sito, la maggiore velocità di realizzazione dell'impalcato: anche 6-8 m al giorno contro 1-2 m.

2.2. Tipologie strutturali degli impalcati a cassone

La tipologia strutturale dell'impalcato ha subito un'evoluzione da una sezione aperta verso una soluzione a cassone, per la necessità di riduzione, a parità di larghezza dell'impalcato, dei pesi propri strutturali. Ciò lo si è ottenuto incrementando il rapporto tra la larghezza dell'impalcato e la larghezza del nucleo del cassone, comportando tuttavia non sempre sostanziali vantaggi nei confronti dell'assetto statico per azioni torcenti. Questa evoluzione è rappresentata in figura:

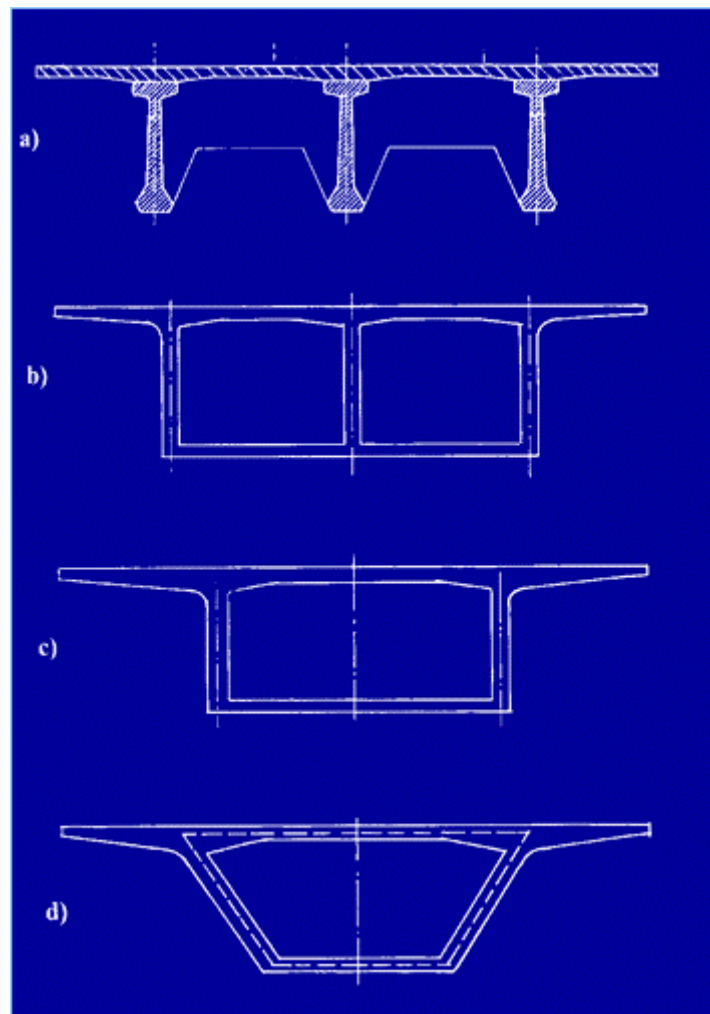


Figura 11: Evoluzione della tipologia strutturale degli impalcati

Con riferimento alla figura a) si vede che il miglioramento del comportamento statico dello schema strutturale a travate richiederebbe il collegamento inferiore del bulbo delle travi con l'adozione di un cassone bicellulare, come indicato in figura b). Tuttavia per esigenze costruttive ed economiche, generalmente dove è possibile, si tende ad eliminare il setto centrale, eventualmente incrementando lo spessore dei setti laterali, giungendo allo schema di figura c). Se ancora, per esigenze connesse alla limitazione dell'ingombro delle sottostrutture (ad esempio le pile nelle sopraelevate urbane), si riduce la larghezza della controsoletta, si ottiene lo schema finale di figura d). Variazioni del profilo possono essere ulteriormente influenzate da esigenze di alloggiamento dei cavi da precompressione, sia nella controsoletta (ponti a cassone

appoggiati) sia in soletta (ponti realizzati a conci prefabbricati) per l'avanzamento o per realizzare la continuità.

La forma della sezione è, nella quasi totalità dei casi, quella scatolare per alcune ragioni principali:

- 1) da un punto di vista statico, la sezione scatolare presenta una notevole efficienza tenuto conto dell'eccellente rapporto tra estensione del nocciolo d'inerzia e altezza della sezione. Inoltre grazie alla presenza di una doppia soletta, questa sezione è praticamente indifferente al segno del momento flettente e quindi risulta idonea per l'uso in travi continue. La forma chiusa conferisce poi alla struttura un'elevata rigidezza torsionale;
- 2) da un punto di vista dinamico, l'alto rapporto tra i carichi permanenti e variabili riduce significativamente l'amplificazione dinamica delle sollecitazioni indotte dal movimento dei veicoli;
- 3) per quanto riguarda i procedimenti di costruzione, le sezioni scatolari si prestano particolarmente per essere prefabbricate in stabilimento, dove il controllo di qualità può essere molto efficace, potendo operare senza gli impedimenti dovuti alle condizioni di temperatura ed umidità del sito;
- 4) da un punto di vista estetico, questi ponti si inseriscono molto bene nell'ambiente circostante, specialmente quando la sezione è ad altezza variabile, generalmente secondo leggi paraboliche, richiamando così la forma di un arco ribassato;
- 5) da un punto di vista economico, c'è la possibilità di sfruttare lo spazio interno del cassone per farci passare delle tubazioni d'acqua o dei cavi per telecomunicazioni.

2.3 Fasi di costruzione

Questa tipologia di ponti viene varata per fasi successive partendo dalla sommità della pila e procedendo a sbalzo simmetricamente nelle due direzioni per non generare momenti di notevole intensità sul pilone che non potrebbe sopportarli.

I conci vengono varati attraverso delle attrezzature apposite che li sollevano e li mantengono in posizione fino a che non sono collegati al concio precedente mediante appositi spinotti provvisori e resine che realizzano una sorta di “incollaggio”.

Solitamente si utilizza una resina epossidica che viene applicata su entrambe le facce dei conci con le seguenti finalità:

- 1) lubrificare le facce dei conci per facilitarne l'allineamento;
- 2) garantire l'aderenza fra i conci per proteggere i cavi dall'attacco dell'acqua e dei cloruri;
- 3) distribuire meglio le tensioni di compressione fra i conci;
- 4) impedire la fuoriuscita della malta di iniezione dalle guaine dei cavi;

Esistono due tipologie di intagli da prevedere lungo i giunti di accoppiamento fra due conci prefabbricati contigui:

- Chiavi di taglio: localizzate lungo le anime del cassone con lo scopo di assorbire la componente verticale risultante fra forza peso e precompressione.
- Chiavi di allineamento: localizzate lungo le solette superiore ed inferiore del cassone con il solo scopo di facilitare l'allineamento dei conci. Alle chiavi di allineamento non è affidato alcun compito di sopportare azioni taglienti.

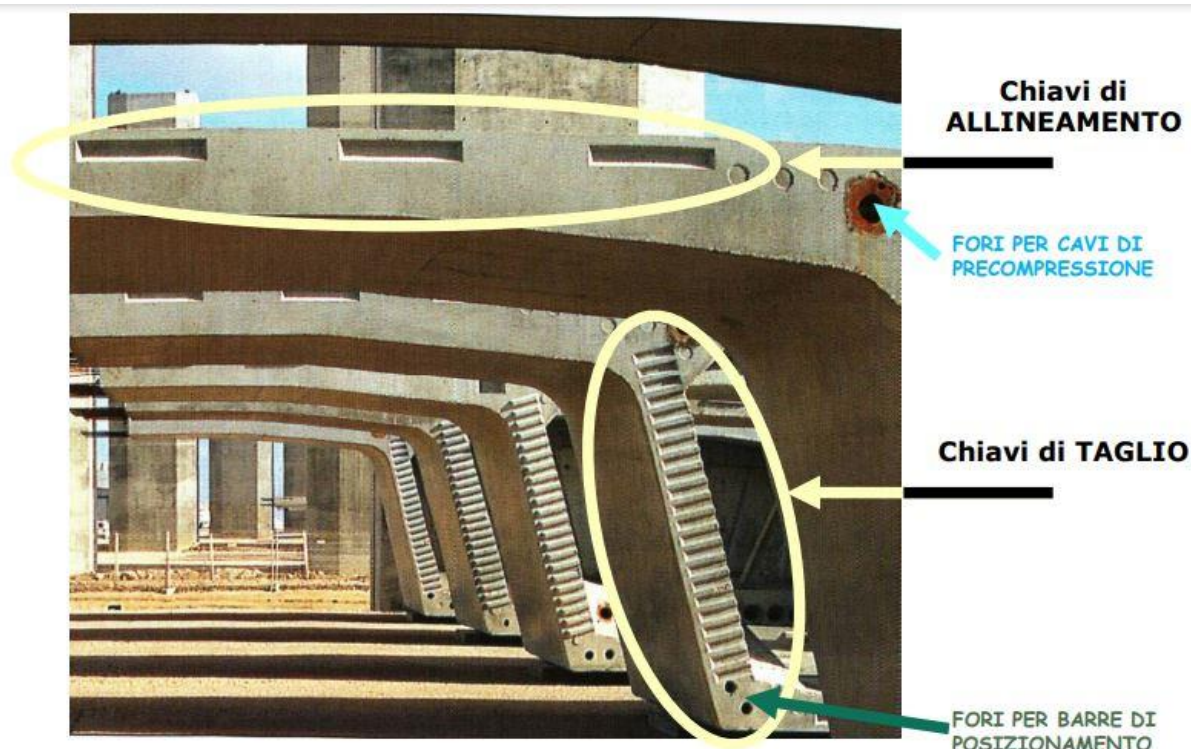


Figura 12: Particolare chiavi di allineamento e chiavi di taglio

Dopo questa fase, segue l'infilaggio dei cavi nelle guaine opportunamente annegate nel getto e la loro post-tensione generalmente effettuata dalle due testate di estremità, inserite in tasche interne al cassone.

È pratica frequente utilizzare barre per il posizionamento temporaneo dei conci prima della precompressione con i cavi definitivi. Le barre devono essere tesate durante la presa della resina epossidica (circa 1 ora); i cavi definitivi vanno tesati 1-2 ore dopo la presa della resina epossidica.

Spesso le barre provvisorie vengono successivamente riutilizzate e, in questo caso è opportuno che le forze di pre-trazione non eccedano il 50% della loro resistenza.

Dopo aver spostato l'attrezzatura per il sollevamento si ripetono le operazioni fino al completamento della stampella.

Quando le due stampelle contigue sono terminate si realizza, mediante getto in opera, il concio di chiave dando così continuità alla trave che diventa iperstatica.

3. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Nel presente capitolo verrà riportata in maniera dettagliata la descrizione del caso studio in esame. Il capitolo sarà suddiviso in tre sezioni:

- Caratteristiche geometriche
- Materiali
- Azioni

Nella prima sezione verrà descritta la geometria dell'impalcato e degli elementi strutturali di cui è composto; nella seconda, le proprietà meccaniche dei materiali di cui sono fatti i vari elementi strutturali; nella terza, le azioni permanenti agenti sull'opera e la loro combinazione.

Il caso studio scelto rappresenta una delle tipologie più ricorrenti di realizzazione di ponti e viadotti realizzati tra gli anni 50 e 80 del secolo scorso, cioè quello di ponte monocellulare a cassone; nelle figure di seguito viene riportata la ricorrenza di utilizzo di alcuni schemi statici e di alcune sezioni trasversali delle strutture da ponte realizzate nel periodo sopracitato, grazie ai dati ricavati dai vari volumi “*Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso*” pubblicate dalla Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento (AITEC).

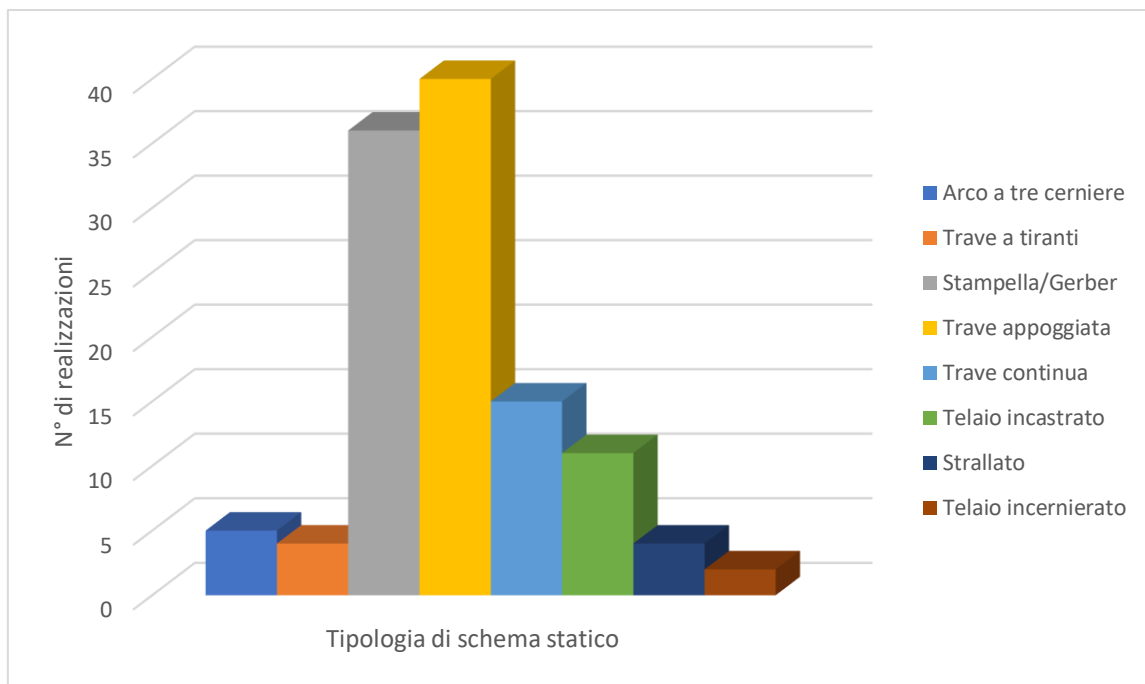


Figura 13: N° di realizzazioni per tipologia di schema statico

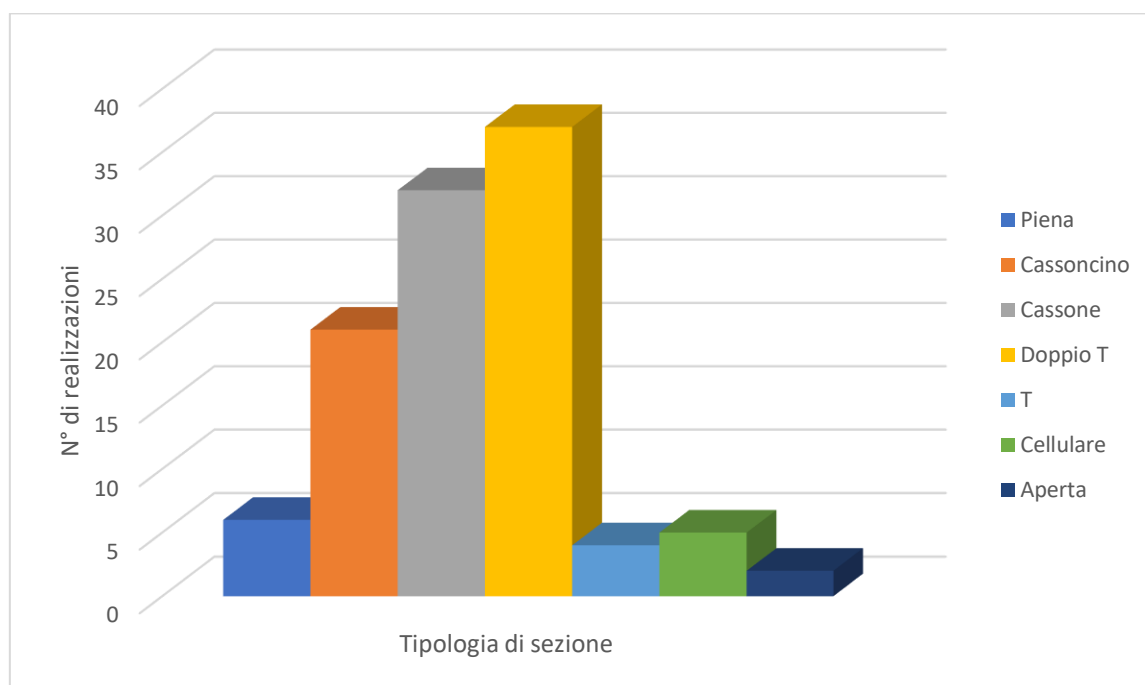


Figura 14: N° di realizzazioni per tipologia di sezione

3.1. Caratteristiche geometriche

Il viadotto in esame è costituito da una trave continua a 5 campate da 40 m più due semi-campate laterali da 20 m.

È caratterizzato da un profilo altimetrico orizzontale e da una configurazione planimetrica rettilinea.

3.1.1. Impalcato

L'impalcato è costituito da un cassone monocellulare di larghezza costante pari a 12,3 m e altezza anch'essa costante pari a 2,2 m.

Lo spessore della soletta superiore è di 20 cm, ma in corrispondenza delle anime diventa 48 cm, così come la soletta inferiore ha uno spessore di 18 cm, che diventa 33 cm. Lo spessore delle anime invece è di 40 cm.

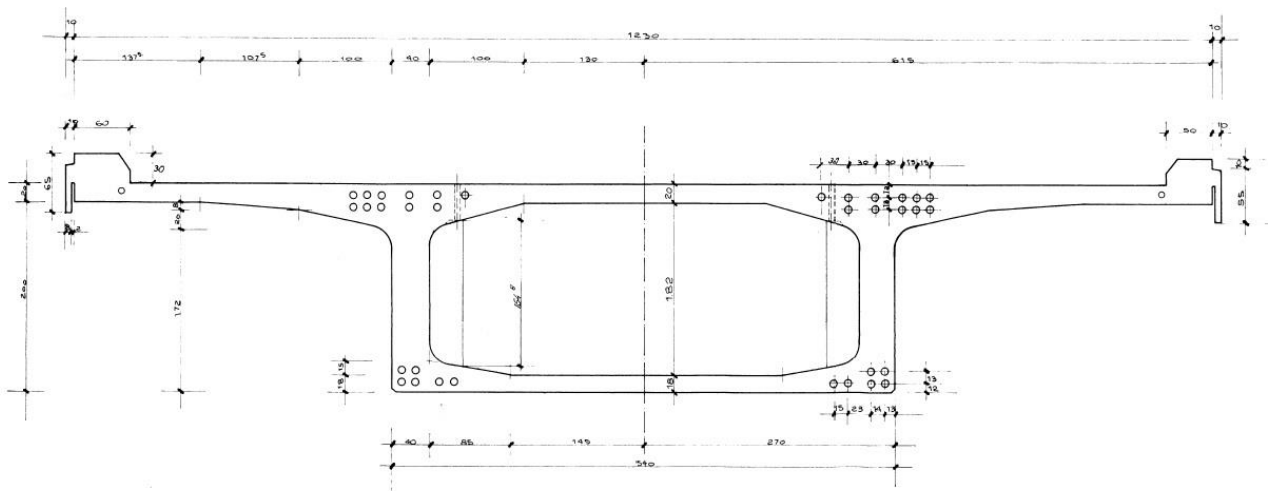


Figura 15: Sezione dell'impalcato

La trave-cassone costituente l'impalcato viene realizzata a conci coniugati congiunti in avanzamento a partire dall'asse pila, secondo il seguente schema:

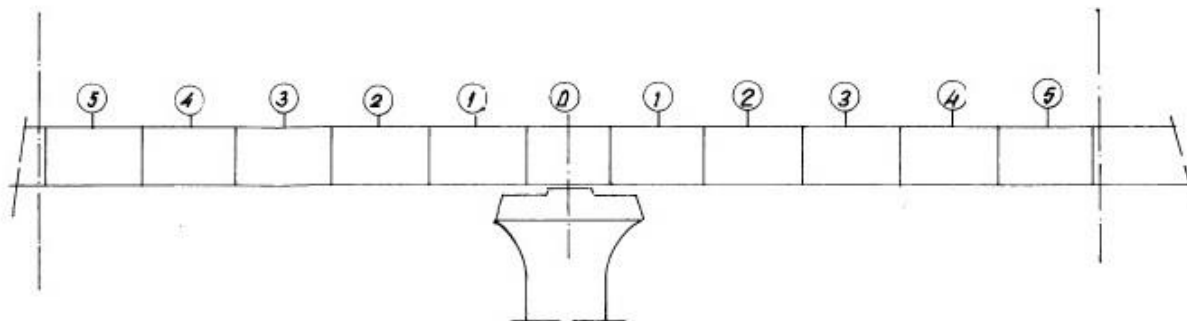


Figura 16: Numerazione conci della generica semicampata

I conci costituenti l'impalcato hanno le seguenti lunghezze:

Concio	Lunghezza
0	3,00 m
1-5	3,66 m
S	0,40 m

Tabella 1: Dimensione conci

Dove il concio "S" è il concio di sutura tra due stampelle contigue che viene gettato in opera.

3.1.2. Pile

Le 5 pile presenti sono incastrate alla base tramite plinto, hanno forma uguale ma altezza del fusto diversa tra loro.

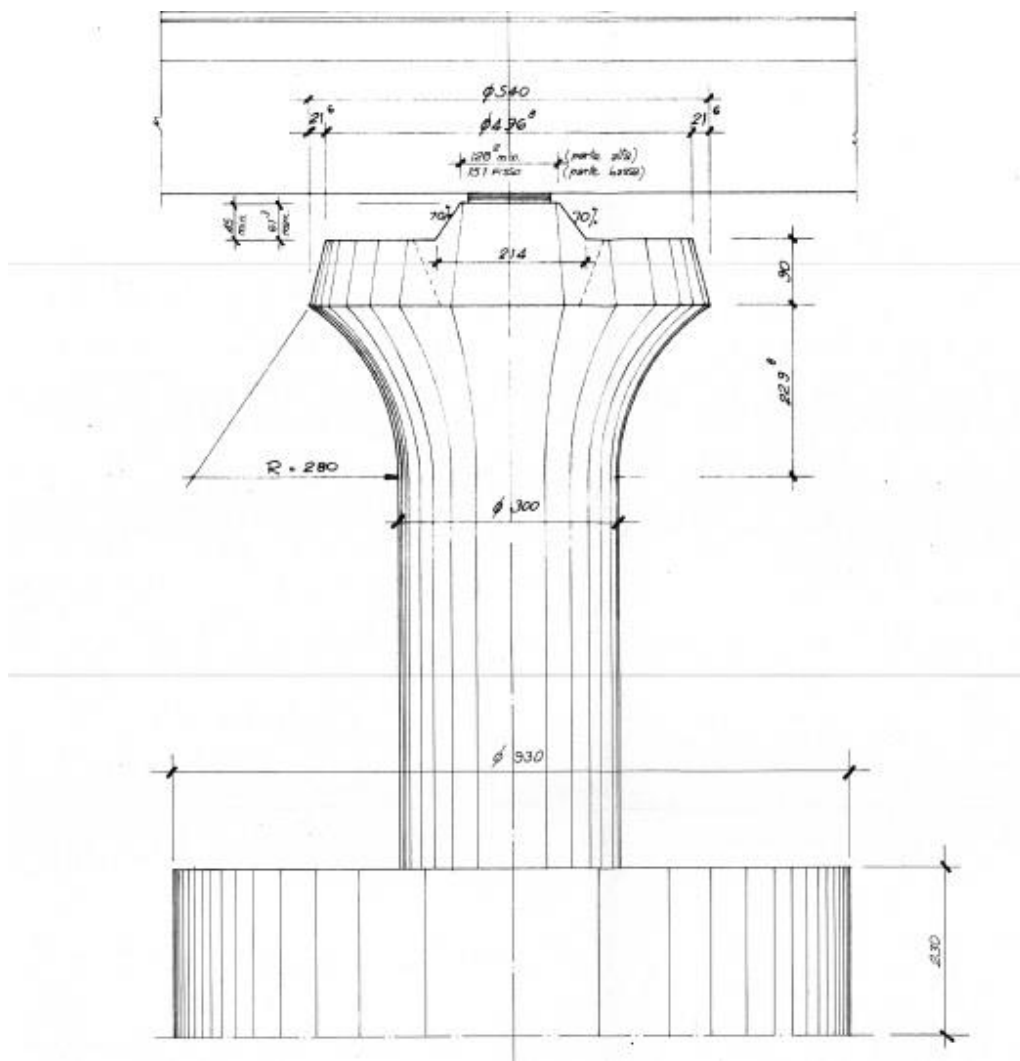


Figura 17: Sezione longitudinale pila

Si riportano le altezze di ciascuna pila, escluso il plinto:

Pila	Altezza
1	4.07 m
2	4.44 m
3	9.10 m
4	9.47 m
5	9.95 m

Tabella 2: Altezza pile

3.1.3. Vincoli

L'impalcato, come si è detto, presenta il seguente schema statico.



Figura 18: Schema statico

Più in dettaglio, i vincoli intermedi sono costituiti da due appoggi per ciascuna pila:

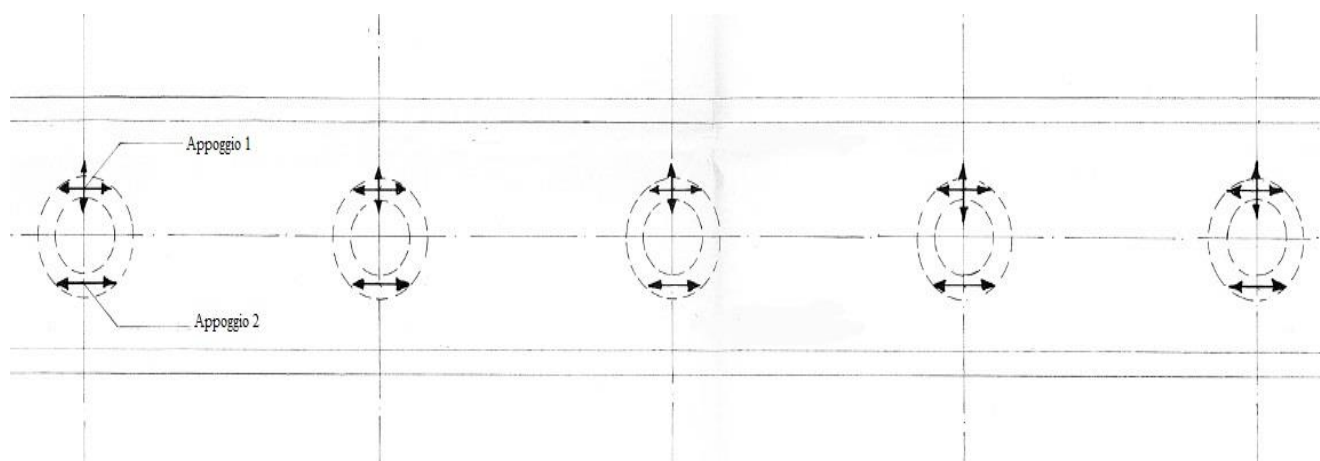


Figura 19: Appoggi tra pila e impalcato

L'appoggio 1 permette la traslazione sia in direzione trasversale che in quella longitudinale. L'appoggio 2 permette solo la traslazione in direzione longitudinale.

3.1.4. Fasi di costruzione

Le principali fasi di costruzioni possono così riassumersi:

- prefabbricazione dei conci nello stabilimento di produzione;
- posa sulla pila ed assemblaggio con barre provvisorie di precompressione del pacchetto costituito da due conci laterali e dal concio diaframma;

- montaggio alternato dei conci (partendo dal pacchetto iniziale) con solidarizzazione tramite barre provvisorie e successivo infilaggio, nonché tesatura dei cavi di precompressione superiore;
- traslazione della struttura di varo, getto del concio di sutura tra le stampelle (previa loro regolazione per mezzo degli appoggi provvisori);
- infilaggio e tesatura dei cavi inferiori;
- iniezione delle guaine.

La sequenza operativa della costruzione di una stampella completa viene realizzata in circa 15 giorni consecutivi naturali, estendibili a 20 nelle fasi di partenza delle vie di corsa, causa i maggiori spostamenti della struttura di varo.

3.2. Materiali

3.2.1 Calcestruzzo

L'impalcato e le pile sono realizzati con un calcestruzzo di classe C35/45 con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck}=45 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck}=35 \text{ MPa}$
- Resistenza media a compressione a 28 giorni $f_{cm}=43 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione a 28 giorni $f_{ctm}=3,2 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione caratteristica inferiore $R_{ctk0,05}=2,2 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione caratteristica superiore $R_{ctk0,95}=4,2 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante a 28 giorni $E_{cm}=34077 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto cilindrica a compressione $f_{cd}=19,8 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione $f_{ctd}=1,47 \text{ MPa}$

3.2.2 Acciaio ordinario per armature

Le barre di armatura sono ad aderenza migliorata e sono costituite da acciaio B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica di rottura $f_{sk}=540 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{syk}=450 \text{ MPa}$
- Tensione di progetto di snervamento $f_{syd}=391,3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_s=210000 \text{ MPa}$
- Deformazione di calcolo di snervamento $\varepsilon_{syd}=1,96 \text{ ‰}$
- Deformazione limite dell'acciaio $\varepsilon_{sud}=67,5 \text{ ‰}$

3.2.3 Acciaio da precompressione

L'acciaio di cui sono composti i cavi da precompressione presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica a trazione $f_{pk}=1860 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica allo 0,1% $f_{p0,1k}=1640 \text{ MPa}$
- Deformazione caratteristica sotto carico massimo $\varepsilon_{uk}=3,5 \text{ ‰}$
- Modulo elastico $E_s=200000 \text{ MPa}$
- Classe di rilassamento classe 2
- Deformazione limite dell'acciaio $\varepsilon_{sud}=67,5 \text{ ‰}$

3.3 Azioni

Nel presente paragrafo si descrivono le azioni agenti sul viadotto in esame.

3.3.1 Carichi permanenti

Come prescrivono le *NTC2018*, i carichi permanenti (G) sono stati suddivisi nelle due sottocategorie:

- carichi permanenti strutturali (G1);
- carichi permanenti non strutturali (G2).

3.3.1.1 Carichi permanenti strutturali

In questa categoria rientra il peso proprio dell'intera struttura, nonché degli elementi in calcestruzzo armato per cui si è utilizzato un peso specifico pari a 25 kN/m^3 e si è deciso di trascurare l'effetto, esiguo, del peso dell'armatura all'interno degli elementi strutturali; si sono così ottenuti i seguenti carichi:

- Trave a cassone: $5,5615 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 139 \text{ kN/m}$;

3.3.1.2 Carichi permanenti non strutturali

Nella categoria degli elementi non strutturali ricadono i cordoli in calcestruzzo, i parapetti e la pavimentazione di spessore 10cm; i carichi calcolati risultano essere i seguenti:

- cordoli: $12,8 \text{ kN/m}$;
- barriera metallica: 3 kN/m ;
- pavimentazione: $2,5 \text{ kN/m}^2$

3.3.2. Precompressione

3.3.2.1 Andamento dei cavi

Si riporta l'andamento longitudinale dei cavi di una semi-campata partendo dall'asse pila fino alla mezzeria della campata, poiché c'è simmetria sia rispetto all'asse pila sia rispetto alla mezzeria.

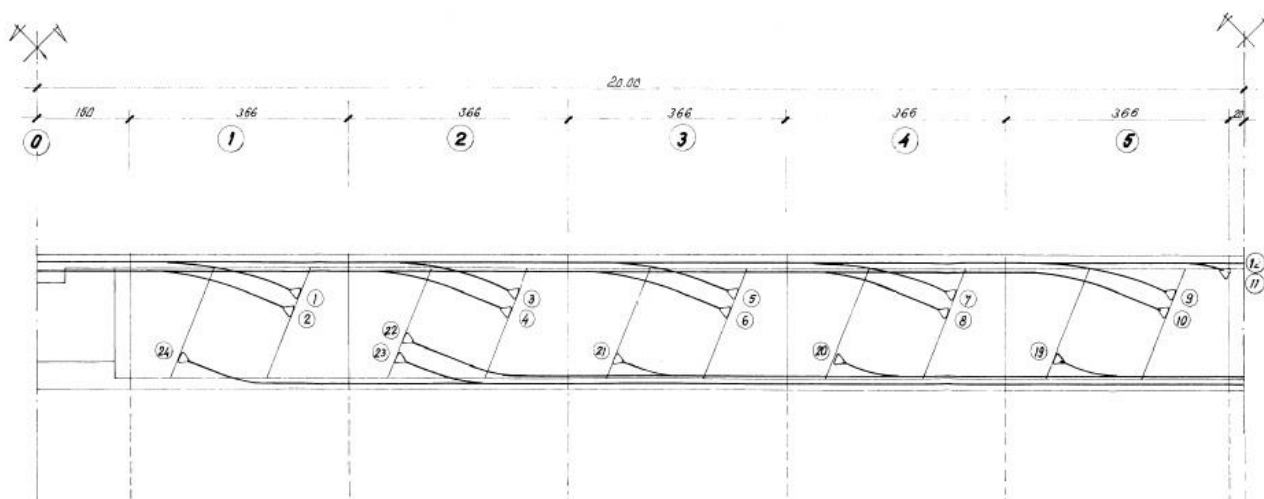


Figura 20: Andamento longitudinale dei cavi da precompressione

La posizione trasversale dei cavi è la seguente:

SEZIONE TRASVERSALE IN ASSE PILA

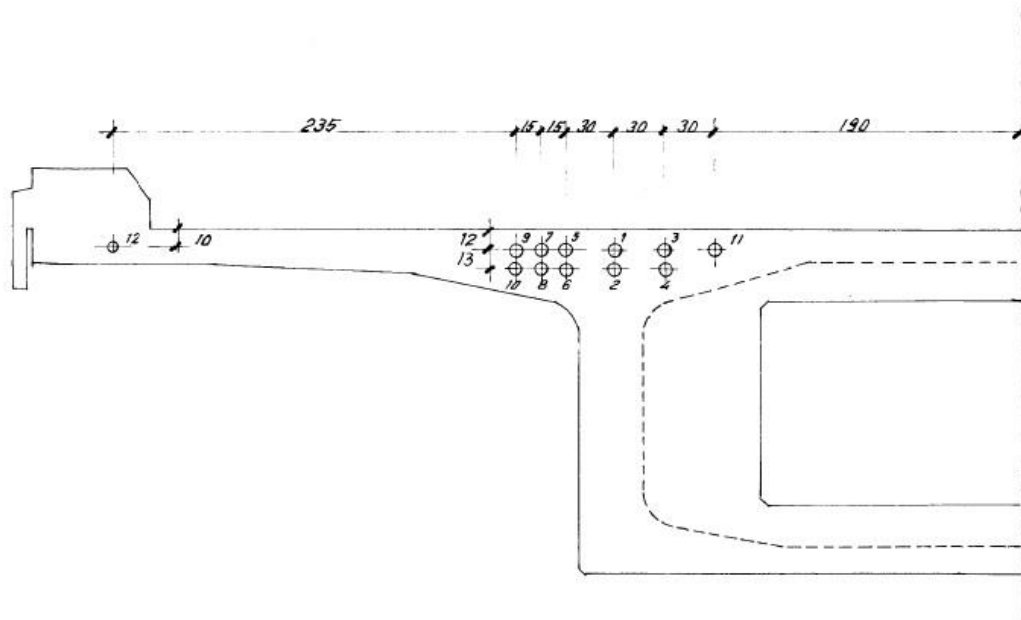


Figura 21: Posizione trasversale in asse pila dei cavi da precompressione

SEZIONE TRASVERSALE IN MEZZERIA

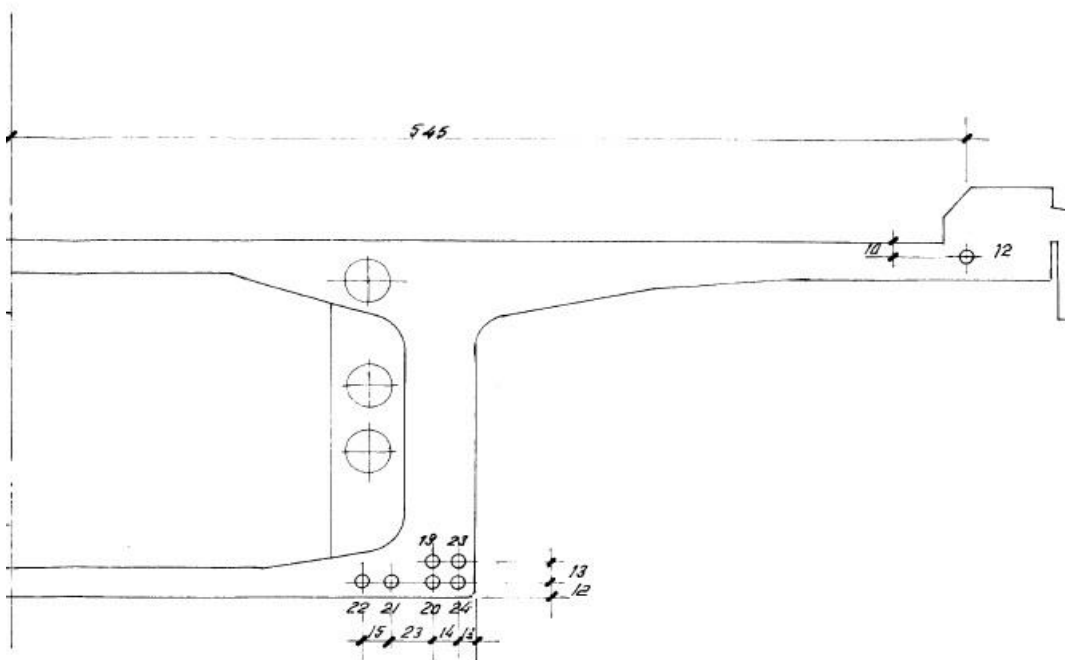


Figura 22: Posizione trasversale in mezzeria dei cavi da precompressione

3.3.2.2 Forza di precompressione

La forza di precompressione applicata ai cavi è stata definita attraverso la procedura descritta nel EN1992-1-1 al punto 5.10.2, andando quindi a determinare in primo luogo la massima tensione applicabile alle armature da precompressione. Essa risulta essere pari a:

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\}$$

dove i valori di f_{pk} e $f_{p0,1k}$ di sono stati precedentemente illustrati al Paragrafo 3.2.3. Ne consegue che la tensione massima valga 1476 MPa. Nel caso in oggetto si è deciso di applicare alle armature da precompressione una tensione di tesatura pari a 1360 MPa, alla quale corrisponde una forza di precompressione alle estremità di tesatura all'istante di messa in tensione dei cavi pari a:

- Cavi da 12 trefoli: $P_{max} = A_p \cdot \sigma_p = (12 \cdot 139) \cdot \frac{1360}{1000} = 2268 \text{ kN}$

- Cavi da 4 trefoli: $P_{max} = A_p \cdot \sigma_p = (4 \cdot 139) \cdot \frac{1360}{1000} = 756 \text{ kN}$

A causa delle perdite di tensione che si verificano per diversi motivi, la forza di precompressione precedentemente determinata non si mantiene costante lungo tutto il tracciato dei cavi, ma varia rimanendo sempre inferiore al valore di riferimento al tiro. Si procede quindi a valutare l'entità di tali perdite.

3.3.3 Azione del vento

È necessario innanzitutto definire la velocità di riferimento v_b , ovvero il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Il viadotto, si trova in Piemonte, quindi in zona 1, ad un'altitudine sul livello del mare $a_s = 376 \text{ m}$.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I (vedi tabella sottostante) in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} c_a &= 1 & \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_a &= 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) & \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove :

- a_0, k_s : parametri forniti da normativa e legati alla regione in cui sorge la costruzione e ricavabili dalla tabella 3
- a_s : altezza s.l.m. dell'opera

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 3: Parametri per la determinazione della pressione del vento in base alla zona

Quindi si ha :

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \cdot 1 = 25 \text{ m/s}$$

Un ulteriore parametro da determinare è la pressione del vento, calcolabile mediante l'espressione fornita dal (DM 14/01/2008):

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_r : *pressione cinetica di riferimento* [kN/m^2]
- c_e : *coefficiente di esposizione* [–]
- c_p : *coefficiente di forma* [–]
- c_d : *coefficiente dinamico* [–]

La pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

- v_r : *velocità cinetica di riferimento* [kN/m^2]

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1 = 25 \text{ m/s}$$

c_r è *funzione del periodo di ritorno, se $T = 50$ anni $c_r = 1$*

- ρ : *densità dell'aria assunta convenzionalmente costante pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$*

Svolgendo i calcoli, si ottiene $q_r = 0,391 \text{ kN/m}^2$.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione c_e , per altezze sul suolo non maggiori di 200 m, esso è dato dalla seguente formula (DM 14/01/2008):

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad z < z_{min}$$

dove:

- k_r, z_0, z_{min} : parametri forniti da normativa (tabella 4.2) legati alla categoria di esposizione del sito (tabella 4.3 e figura 4.1)
- c_t : coefficiente di topografia generalmente assunto pari ad 1

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

Tabella 4: Classe rugosità del terreno

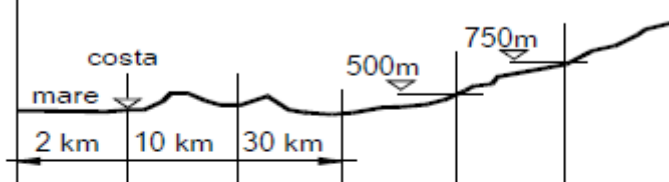
ZONE ① 2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	③	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tabella 5: Categorie di esposizione del sito

Categoria di esposizione del sito	K_z	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
③	②,20	②,10	⑤
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 6: parametri dipendenti dalla categoria di esposizione

Essendo il ponte a una quota di circa 10 m sul piano campagna, risulta $z \geq z_{min}$:

$$c_e(z) = 0,2^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{10}{5}\right) \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{10}{5}\right) \right] = 2,14$$

Il coefficiente dinamico c_d è stato assunto cautelativamente pari a 1 poiché la nostra costruzione presenta un'altezza inferiore agli 80 metri e una forma regolare.

Il coefficiente di forma c_p è funzione della tipologia e della geometria della costruzione (dipende dal rapporto tra la larghezza del concio e la sua altezza) e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. In questo caso è pari a:

$$c_p = 1,78$$

Quindi la pressione del vento sarà:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,14 \cdot 1,78 \cdot 1 = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

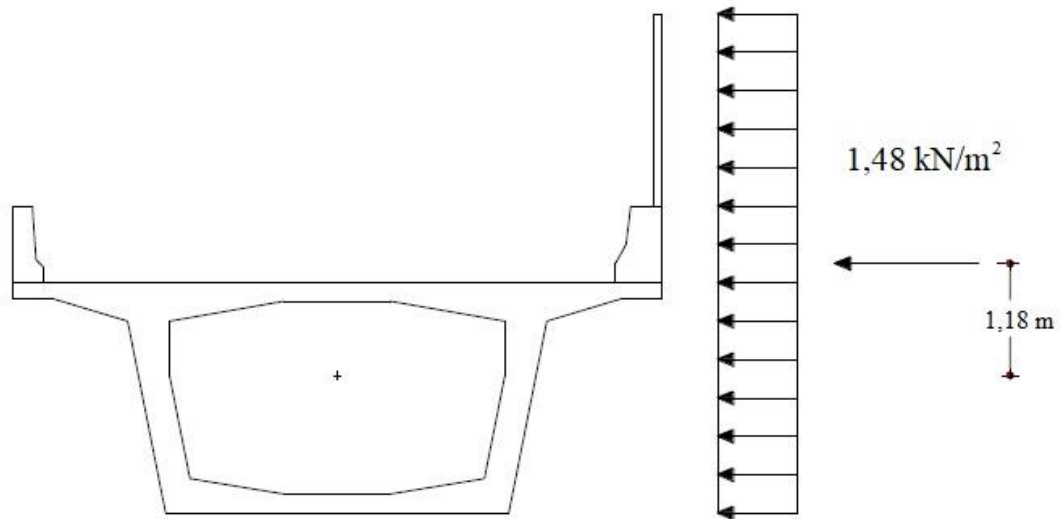


Figura 23: Distribuzione della pressione del vento sull'impalcata

Moltiplicando per d_{tot} si ottiene la forza orizzontale:

$$P_w = p \cdot d_{tot} = 1,48 \cdot 5,2 = 7,71 \text{ kN/m}$$

dove

$$d_{tot} = 2,2 + 3 = 5,2 \text{ m}$$

ovvero la somma tra l'altezza della sezione del concio e l'altezza della barriera.

Il momento torcente sarà dato dal valore della forza orizzontale moltiplicata per l'eccentricità:

$$e = \frac{d_{tot}}{2} - y_{baricentro} = \frac{5,2}{2} - 1,42 = 1,18 \text{ m}$$

$$M_w = P_w \cdot e = 7,71 \cdot 1,18 = 9,10 \text{ kNm/m}$$

3.3.4 Azione della temperatura

Ai fini della valutazione degli effetti termici, gli impalcati da ponte sono classificati in tre tipi

Tipo	Impalcato	Struttura
1	Impalcato di acciaio	Trave scatolare di acciaio
		Trave reticolare o a parete piena
2	Impalcato a struttura composta	
3	Impalcato di calcestruzzo	Piastra di calcestruzzo
		Trave di calcestruzzo
		Trave scatolare di calcestruzzo

Tabella 7: Tipologia impalcato

La componente di temperatura uniforme dipende dalla minima e dalla massima temperatura che un ponte raggiunge. Le minime e massime componenti di temperatura uniforme $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ sono determinate in funzione del tipo di impalcato e in base alla zona.

IMPALCATO	
Zona	1
as [m]	376
Tmin [°C]	-16.5
Tmax [°C]	39.7
Isoterma	Tipo 3

Tabella 8: Parametri per la determinazione della temperatura max e min

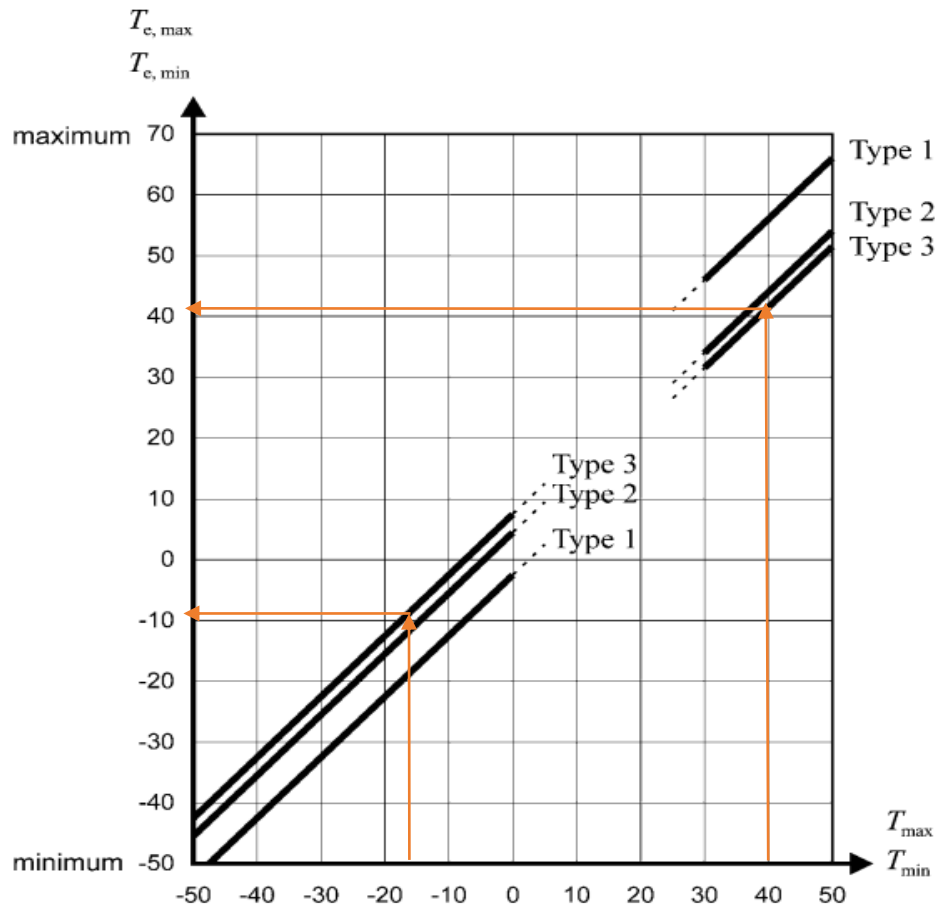


Figura 24: Grafico per il calcolo della temperatura max e min

Dal grafico si ottiene quindi:

$$T_{e,min} = -9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 41 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

L'effetto di una variazione di temperatura in verticale è considerato attraverso l'utilizzo di una componente di differenza di temperatura lineare equivalente ($\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$). Questi valori ($\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$) devono essere applicati tra la superficie superiore ed inferiore dell'impalcato da ponte e sono valutati con la seguente relazione

$$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat}^{base} \cdot k_{sur}$$

$$\Delta T_{M,cool} = \Delta T_{M,cool}^{base} \cdot k_{sur}$$

I valori base di $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ sono:

Tipo	Parte superiore più calda della parte inferiore $\Delta T_{M,heat}$	Parte inferiore più calda della parte superiore $\Delta T_{M,cool}$
1 - Impalcato di acciaio	18	13
2 - Impalcato a struttura composta	15	18
3 - Impalcato di calcestruzzo:		
-trave scatolare di calcestruzzo	10	5
-trave di calcestruzzo	15	8
-piastra di calcestruzzo	15	8

Tabella 9: Valori base di $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$

k_{sur} in questo caso vale 1,5 quindi si avrà:

$$\Delta T_{M,heat} = 10 \cdot 1,5 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -5 \cdot 1,5 = -7,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

3.3.6 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazione fondamentale*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione caratteristica (rara)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione quasi-permanente*, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Inoltre la normativa fornisce una tabella con i coefficienti di combinazione, ed una con i coefficienti di contemporaneità:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 10: Coefficienti di combinazione

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 11: Coefficienti di contemporaneità

Poiché in questo caso bisogna valutare come cambiano le tensioni a lungo termine, a seguito di un disallineamento dei conci, si è optato per utilizzare nelle analisi una combinazione quasi permanente. Per neve, vento e traffico il coefficiente ψ_2 è pari a 0, quindi non sono stati considerati.

Quindi il peso proprio G1, i permanenti portati G2, gli effetti reologici quali viscosità e ritiro, e la precompressione avranno coefficiente ψ_2 pari a 1, mentre la temperatura pari a 0,5.

Essendoci una temperatura massima e una minima, un gradiente positivo

($T_{\text{Estradosso}} > T_{\text{Intradosso}}$) e uno negativo ($T_{\text{Intradosso}} > T_{\text{Estradosso}}$) si avranno in tutto 4 combinazioni:

- SLE 1: $G1 + G2 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + 0,5 \cdot Q_{Tmax} + 0,5 \cdot Q_{\Delta T+}$
- SLE 2: $G1 + G2 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + 0,5 \cdot Q_{Tmin} + 0,5 \cdot Q_{\Delta T+}$
- SLE 3: $G1 + G2 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + 0,5 \cdot Q_{Tmax} + 0,5 \cdot Q_{\Delta T-}$
- SLE 4: $G1 + G2 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + 0,5 \cdot Q_{Tmin} + 0,5 \cdot Q_{\Delta T-}$

Load Combinations

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Composite Steel Girder Design

Load Combination List

No	Name	Active	Type	Descri
1	SLE Caratteristico1	Service	Add	
2	SLE Caratteristico2	Service	Add	
3	SLE Caratteristico3	Service	Add	
4	SLE Caratteristico4	Service	Add	
5	INVILUPPO	Strengt	Envelope	
*				

Load Cases and Factors

LoadCase	Factor
G1(ST)	1.0000
G2(ST)	1.0000
Creep Secondary(CS)	1.0000
Shrinkage Secondary(CS)	1.0000
Precompressione(ST)	1.0000
Temperatura+(ST)	0.5000
Gradiente di temperatura+(ST)	0.5000
*	

Copy Import... Auto Generation... Spread Sheet Form

File Name: C:\Users\Marco\Desktop\Modelli Midas\Condove intero s Browse Make Load Combination Sheet Close

Figura 25: Finestra di comando su Midas Civil per l'inserimento delle combinazioni delle azioni

4. MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale del caso studio è stato realizzato mediante l'utilizzo del software Midas Civil. Si tratta di un modello avente uno schema statico a trave continua su 6 appoggi: in totale si hanno 5 campate e due semi-campate.

Sia per l'impalcato che per le pile sono stati utilizzati elementi beam. Il modello agli elementi finiti è di seguito riportato, e successivamente verranno anche illustrati i singoli elementi con i quali è stato creato.

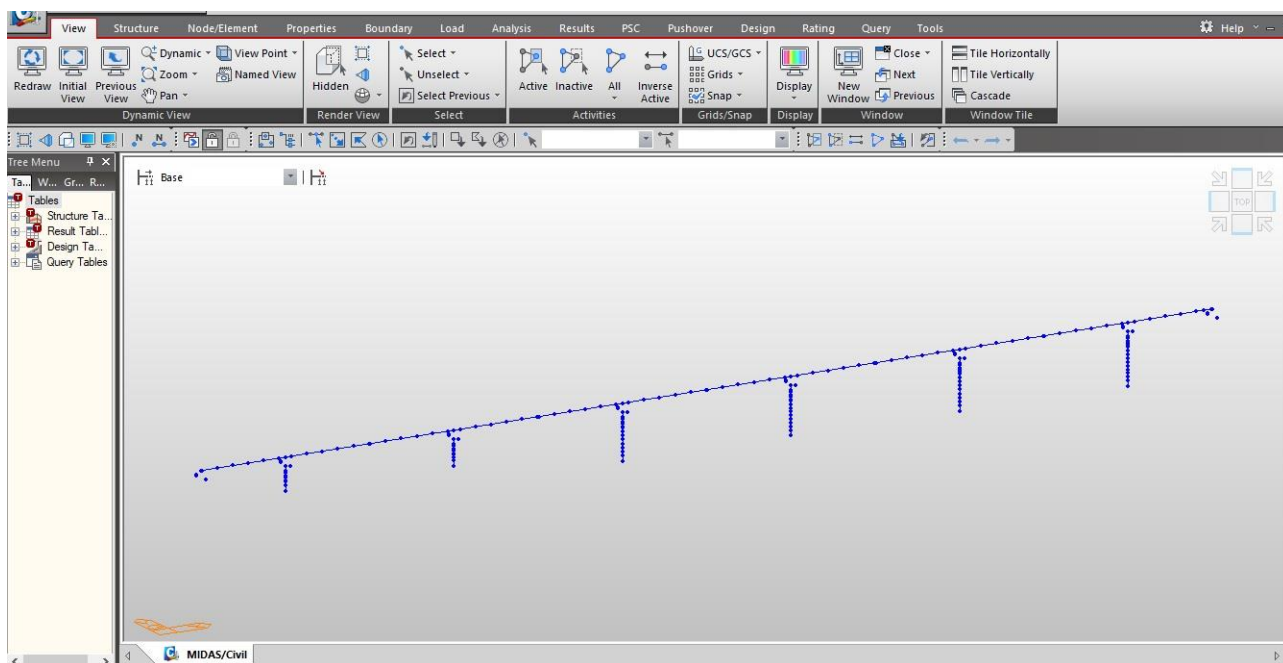


Figura 26: Modello beam

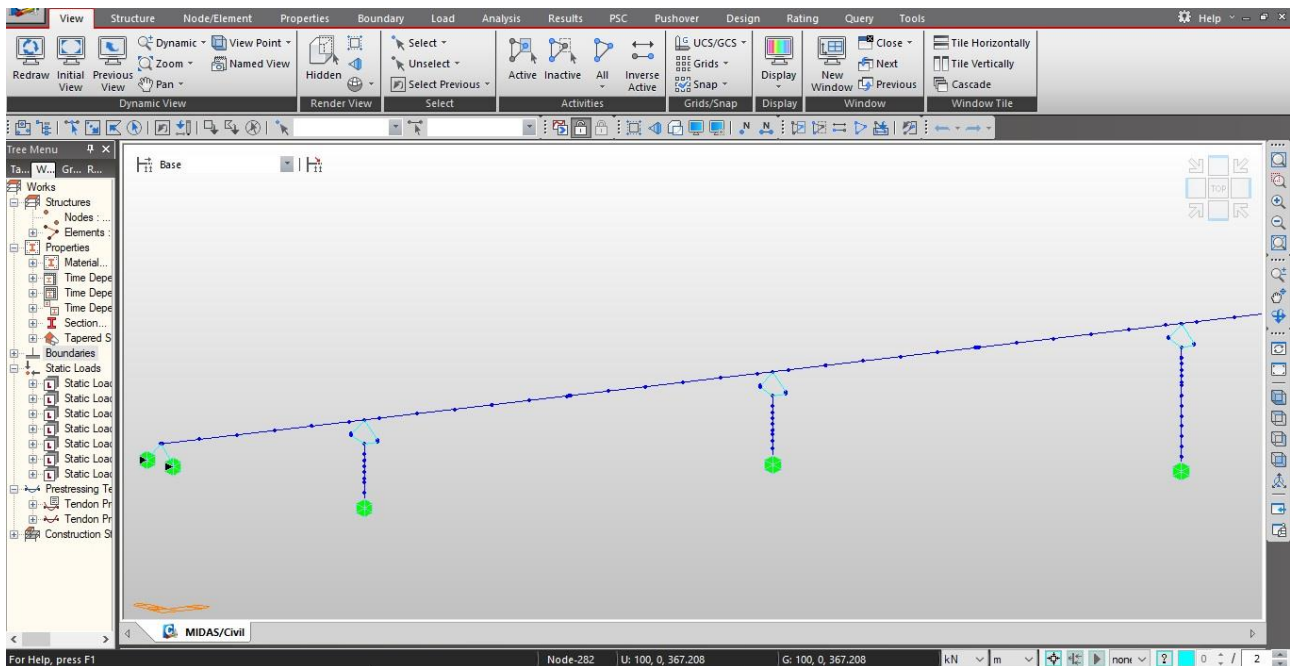


Figura 27: Vincoli e appoggi

4.1. Pile

Le 5 pile hanno altezze diverse e sono state realizzate con elementi beam aventi sezione circolare piena con diametro di 3 m che diventa 5 m in sommità. Sono state discretizzate con elementi lunghi 1 m partendo dalla base e poi la discretizzazione diventa più fitta con elementi di 0,5 m nella parte tapered. Alla base di tutte le pile è stato inserito un vincolo incastro perfetto.

Per simulare la presenza dei due appoggi sulla testa della pila sono stati creati dei nodi aggiuntivi e collegati tramite rigid link, sia alla pila che all'impalcato. Gli appoggi sono stati modellati tramite dei general link, uno unidirezionale longitudinale il cui unico grado di libertà è quello lungo l'asse x e l'altro multidirezionale, con due gradi di libertà, longitudinale e trasversale (è stata assegnata una rigidezza di un ordine di grandezza inferiore in direzione y rispetto alla rigidezza in x).

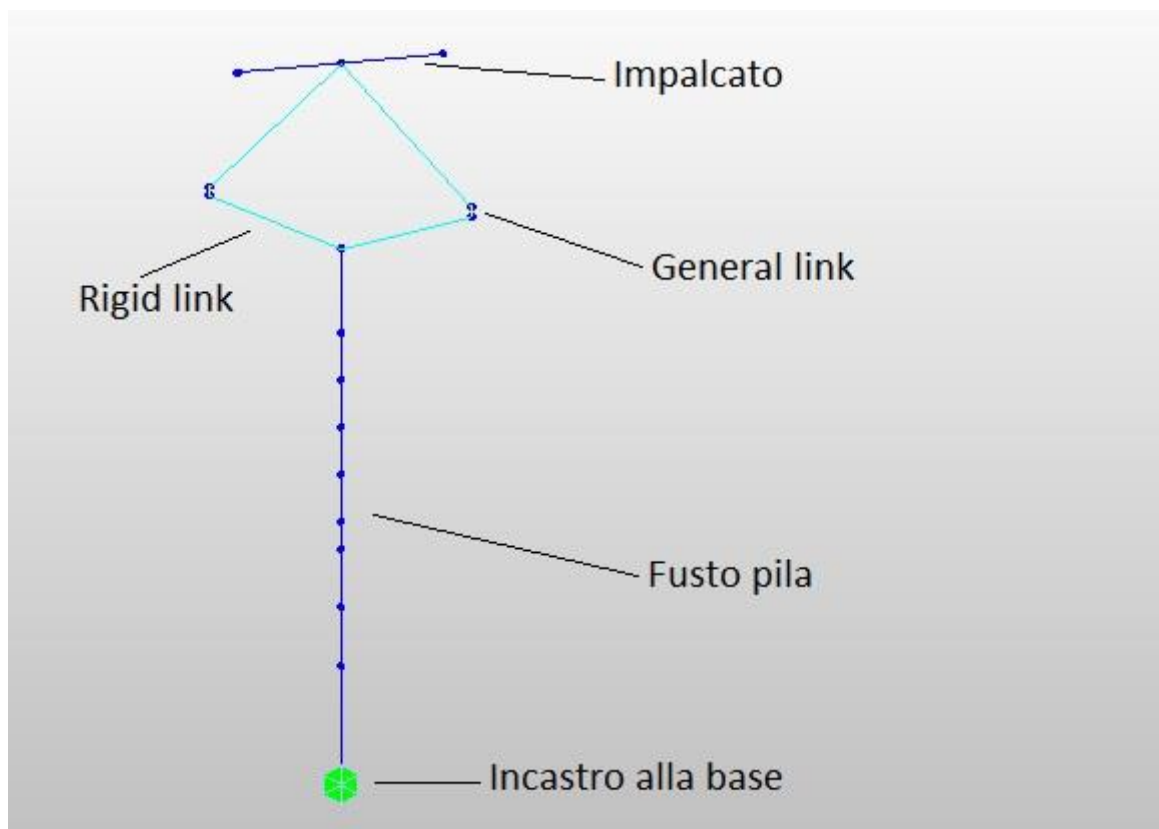


Figura 28: Modello beam pila e collegamento con l' impalcato

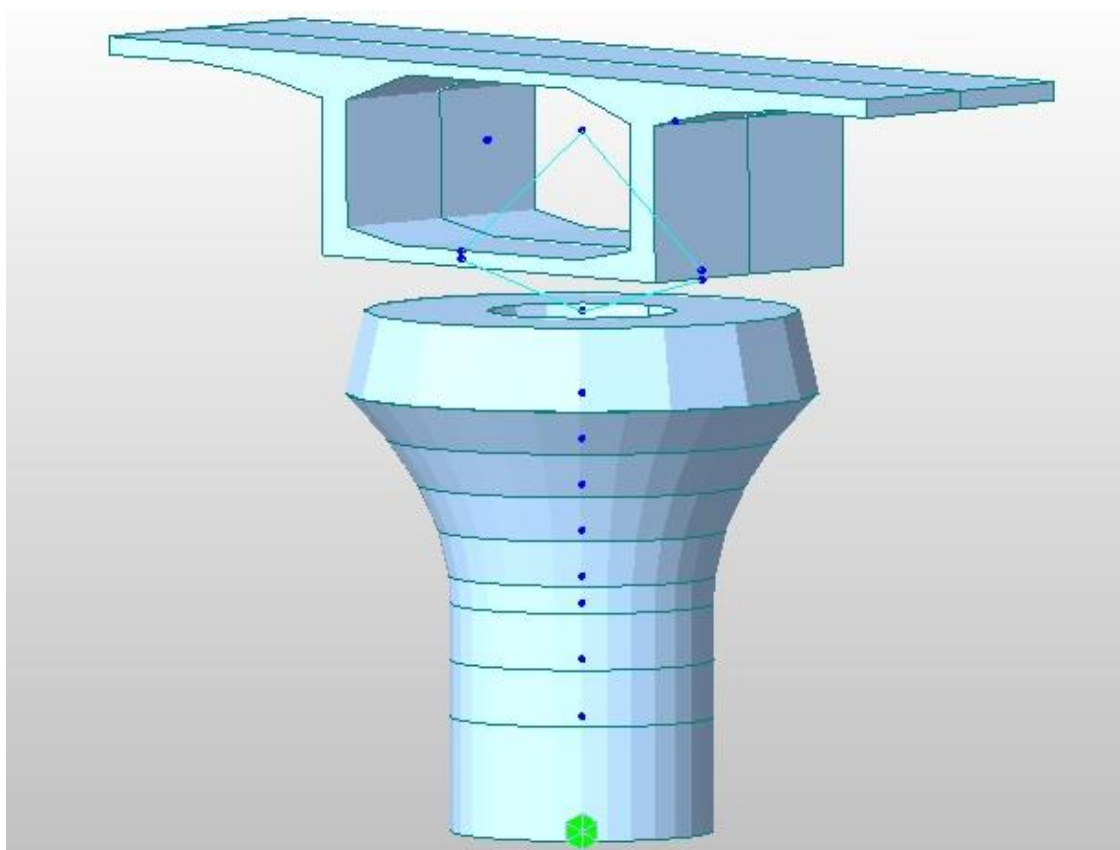


Figura 29: Vista 3D della pila

4.2. Spalle

La presenza delle spalle è stata modellata come vincolo e non come elemento strutturale vero e proprio. Più precisamente, in corrispondenza dell'estremità sinistra dell'impalcato è stata inserita una cerniera, mentre nell'estremità destra un carrello.

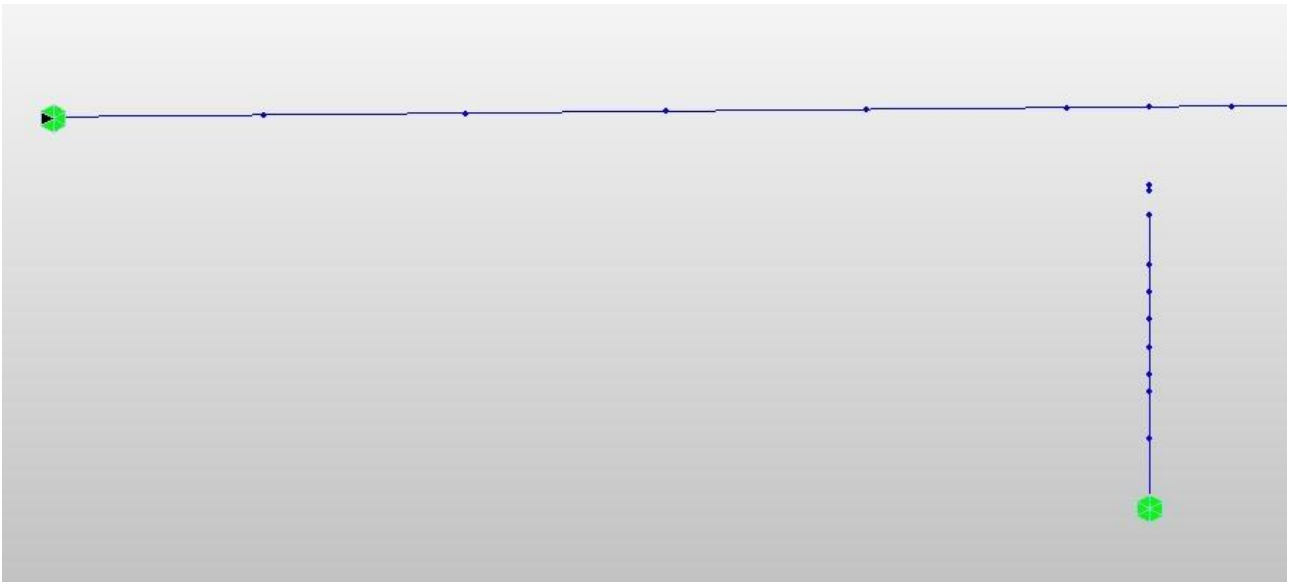


Figura 30: Particolare vincolo spalla sinistra (iniziale)

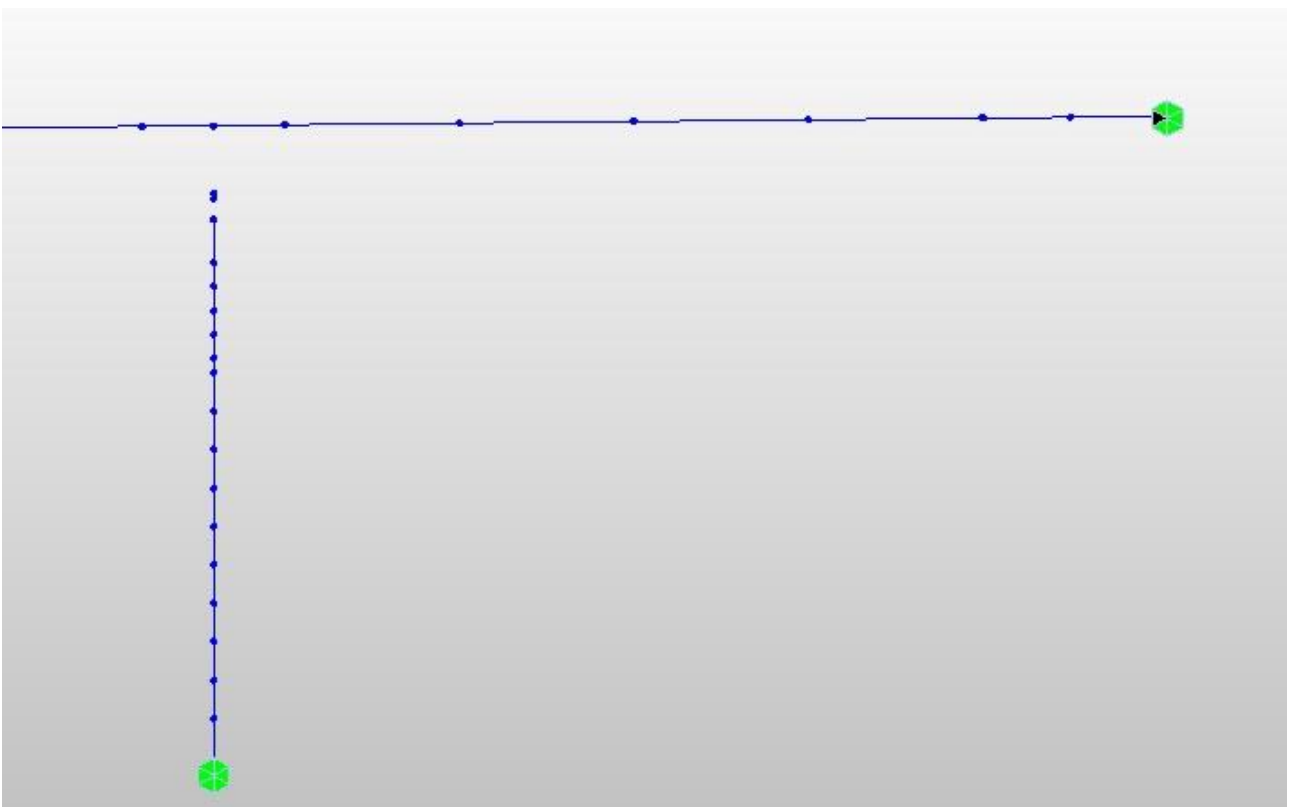


Figura 31: Particolare vincolo spalla sinistra (finale)

4.3. Cavi da precompressione

Il software utilizzato ha consentito l'inserimento dei cavi da precompressione all'interno delle travi longitudinali con la disposizione descritta al paragrafo 3.3.2; la forza di precompressione è stata definita con l'implementazione del valore di tensione di tiro all'inizio della tesatura, valutato nel paragrafo 3.3.3.2, e le perdite di precompressione sono state calcolate direttamente dal software implementando i valori dei coefficienti d'attrito e di rientro degli ancoraggi precedentemente definiti nel medesimo paragrafo.

Sono state definite le proprietà dei cavi da precompressione: abbiamo due tipi di cavi, uno da 12 trefoli e uno da 4 trefoli.

Add/Modify Tendon Property

Tendon Type

Tendon Name: Cavo da 12 trefoli

Tendon Type: Internal(Post-Tension)

Material: 2

Total Tendon Area: 0.0016644 m²

Duct Diameter: 0.103 m

☒ Relaxation Coefficient

Name:

Ultimate Strength: 1.86326e+006 kN/m²

Yield Strength: 1.56906e+006 kN/m²

Curvature Friction Factor(μ): 0.19

☐ Wobble Friction Factor($K = \mu \times k$): 0.00019 1/m

☒ Unintentional Angular Displacement(k): 0.001 rad/m

External Cable Moment Magnifier: 0 kN/m²

Anchorage Slip(Draw in)

Begin: 0.006 m

End: 0.006 m

Bond Type

☒ Bonded

☐ Unbonded

OK Cancel Apply

Figura 32: Finestra di comando su Midas Civil per l'inserimento delle proprietà dei cavi da precompressione

Ciascun cavo è stato inserito manualmente, inserendo le coordinate in base alla posizione e l'angolo di curvatura come si vede nella figura sottostante:

Add/Modify Tendon Profile

Tendon Name : Group :

Tendon Property :

Assigned Elements :

Input Type
☐ 2-D ☒ 3-D

Curve Type
☒ Spline ☐ Round

Straight Length of Tendon
 Begin : m
 End : m

☐ Typical Tendon No. of Tendons :

Transfer Length
 Begin : End : m

Profile
 Reference Axis : ☐ Straight ☐ Curve ☒ Element

☐

Y 1.94281
 -3.05719
 -14.142 -8.142 -2.142 3.858 9.858 x

Z 1.94281
 -3.05719
 -14.142 -8.142 -2.142 3.858 9.858 x

	x(m)	y(m)	z(m)	fix	Ry[deg]	Rz[deg]
1	-14.142	2.0500	-0.5930	☒	22.00	0.00
2	-11.180	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
3	-7.5200	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
4	-3.8600	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
5	-0.2000	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
6	0.0000	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
7	0.2000	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
8	3.8600	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00
9	7.5200	2.0500	-1.1700	☒	0.00	0.00

Point of Sym.: ☐ First ☒ Last

Profile Insertion Point : ☐ End-I ☒ End-J of Elem.

x Axis Direction : ☐ I -> J ☒ J -> I of Elem.

x Axis Rot. Angle : [deg] ☒ Projection

Figura 33: Finestra di comando per l'inserimento dell'andamento dei cavi di precompressione

4.4. Construction stage

Il software MIDAS Civil permette di implementare una construction stage, in modo da rispettare la costruzione per fasi.

Si è ipotizzato che prima dello step iniziale le pile siano già state tutte costruite, quindi si inizia con il posizionamento dei primi due conci sulla Pila 1 e poi si procede con la costruzione a sbalzo ponendo in opera gli altri conci in maniera simmetrica in entrambe le direzioni come si può vedere in figura:

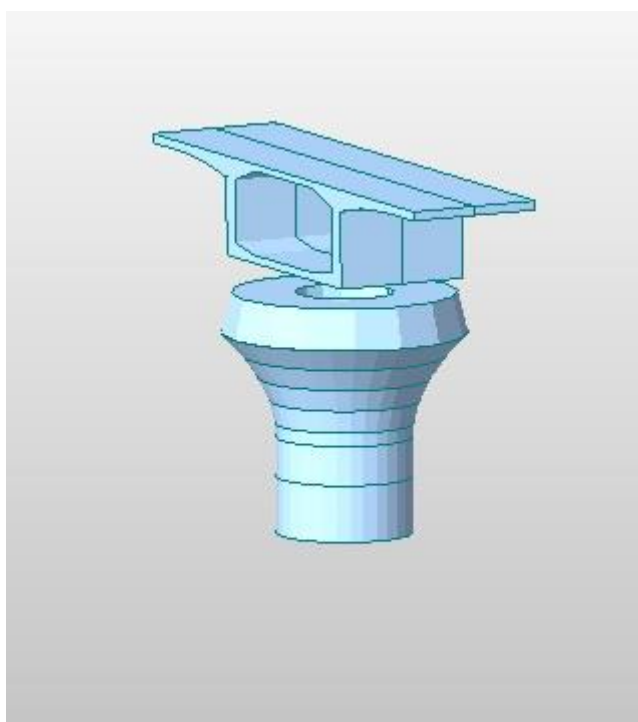


Figura 34: Stage 1 della Construction stage

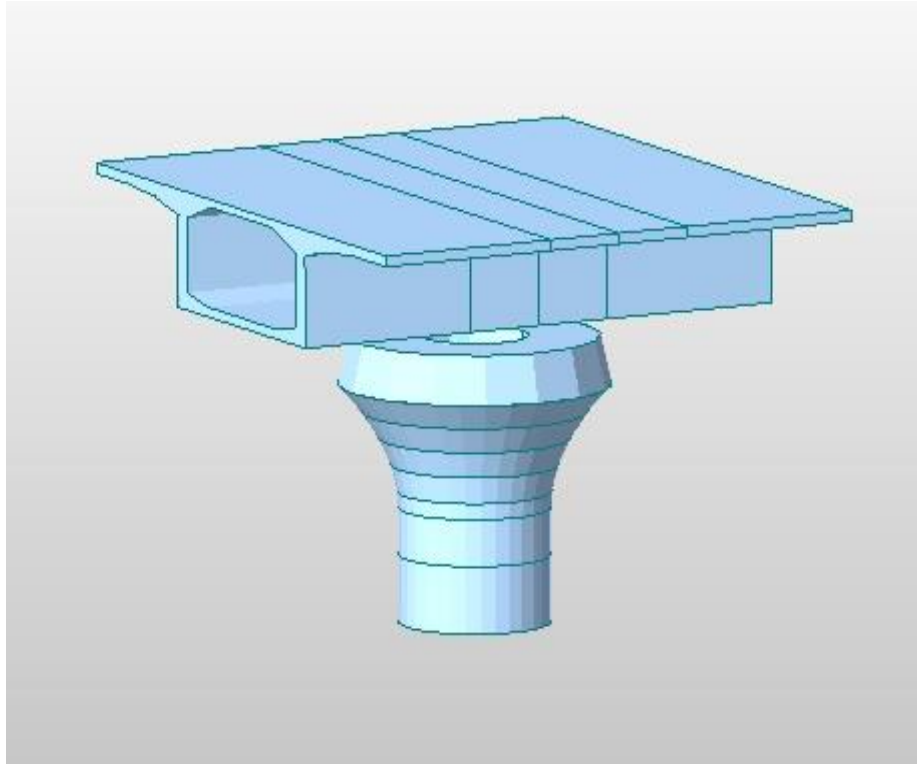


Figura 35: Stage 2

Durante la costruzione ci sarà il peso del carro di varo che è stato modellato come un carico nodale, costituito da una forza concentrata verticale di 800 kN e un momento attorno all'asse y (trasversale) di 2000 kN, applicato all'estremità del concio già posto in opera. Per simulare l'avanzamento del carro di varo il carico nodale viene poi disattivato e attivato nello step seguente all'estremità del concio successivo, e così via fino al completamento della stampella.

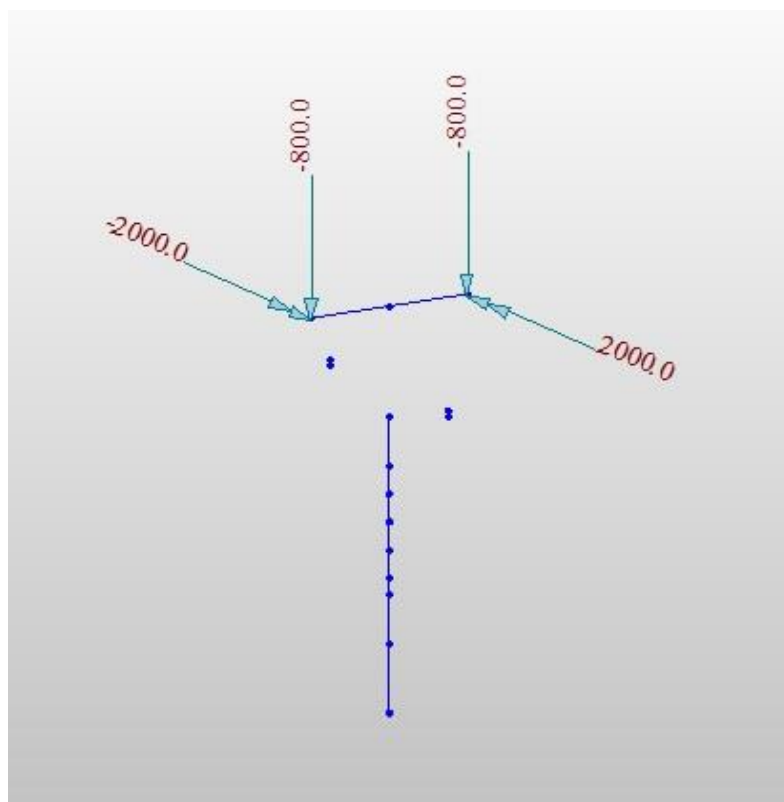


Figura 36: Modellazione del carro di varo come forze nodali

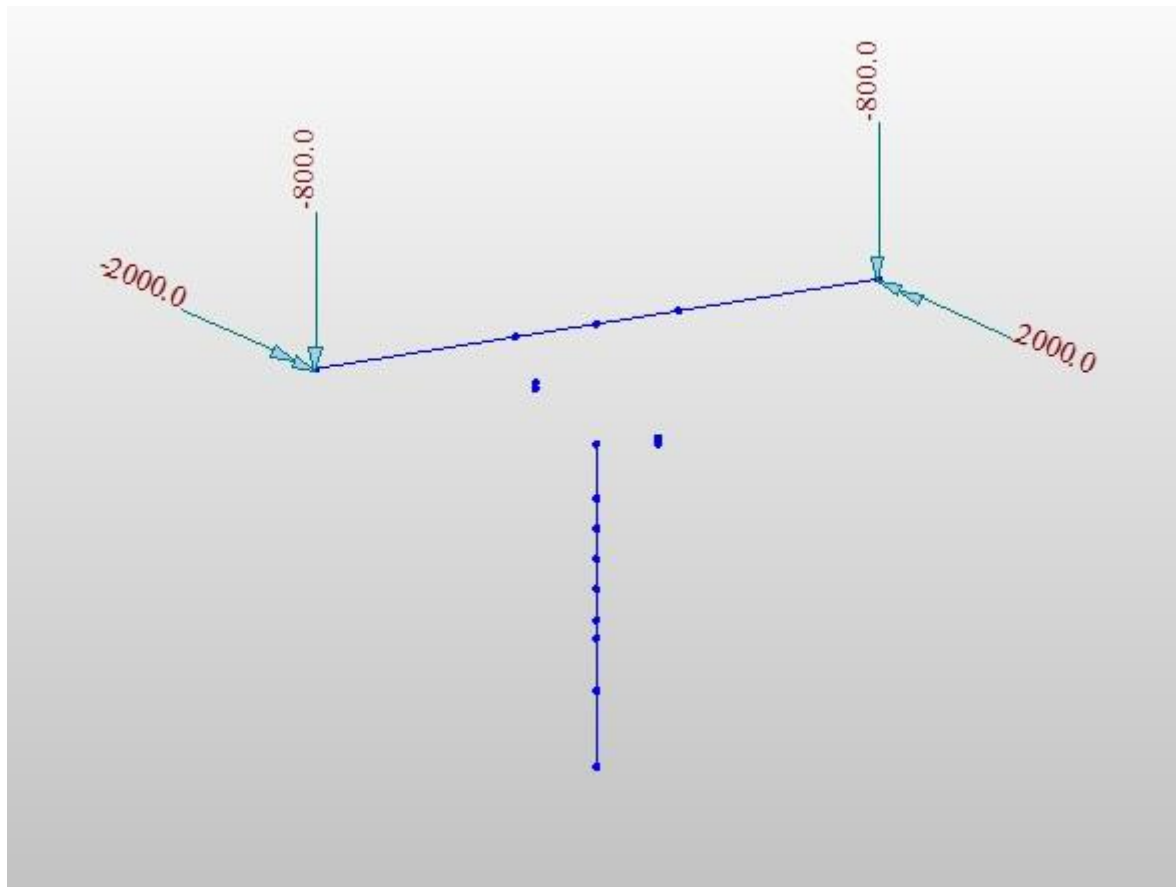


Figura 37: Avanzamento del carro di varo

Ciascuno stage, in cui vengono posizionati due conci da una parte e dall'altra della pila, dura circa 2,5 giorni ed essendoci in totale 10 conci da posizionare, la costruzione dell'intera stampella dura 15 giorni.

Quando anche la stampella successiva è stata costruita si procede con il collegamento con quella precedente tramite dei conci detti 'Key Segment' dello spessore di 40 cm.

I cavi da precompressione vengono attivati man mano durante l'avanzamento della "construction stage"; con riferimento alla figure 16 e 20:

cavi superiori:

i cavi 1 e 2 vengono attivati dopo il posizionamento del concio 1;

i cavi 3 e 4 vengono attivati dopo il posizionamento del concio 2;

i cavi 5 e 6 vengono attivati dopo il posizionamento del concio 3;

i cavi 7 e 8 vengono attivati dopo il posizionamento del concio 4;

i cavi 9,10 e 11 vengono attivati dopo il posizionamento del concio 5;

il cavo 12 viene attivato a stampella ultimata;

cavi inferiori:

I cavi 19,20,21, 22, 23 e 24 sono attivati dopo il collegamento tra due stampelle successive.

4.5. Analisi non lineare dei materiali

Le simulazioni che seguiranno nei capitoli successivi verranno effettuate a vari istanti della vita del viadotto in esame, a partire dalla data di costruzione fino ai successivi 50 anni. Per tale motivo, vi è la necessità di considerare la variazione non lineare nel tempo delle caratteristiche dei materiali di cui è composto il viadotto; in quest'ottica il software *Midas Civil* consente di fare ciò a partire dalla variazione nel tempo del modulo elastico e della resistenza a compressione del calcestruzzo nel tempo, del coefficiente di viscosità e della deformazione da ritiro, sino alla valutazione delle perdite di carico nel tempo. Di seguito viene riportato, a titolo di esempio, il pannello

di settaggio per l'analisi non lineare di ritiro e viscosità, uno analogo vi è per il modulo elastico e la resistenza a compressione del calcestruzzo, che consente di prendere in conto le formulazioni del *Model Code 2010*.

Figura 38: Pannello di settaggio per l'analisi non lineare di ritiro e viscosità

Di seguito vengono riportate le formulazioni ricavate dal *Model Code 2010*.

Per ciò che riguarda la variazione nel tempo della *resistenza a compressione*, questa viene valutata con la seguente relazione:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

con:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\}$$

dove:

- f_{cm} resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

- $\beta_{cc}(t)$ funzione che descrive lo sviluppo della resistenza nel tempo;
- t invecchiamento del calcestruzzo;
- s coefficiente che dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo e dal tempo di presa.

Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo di tale parametro:

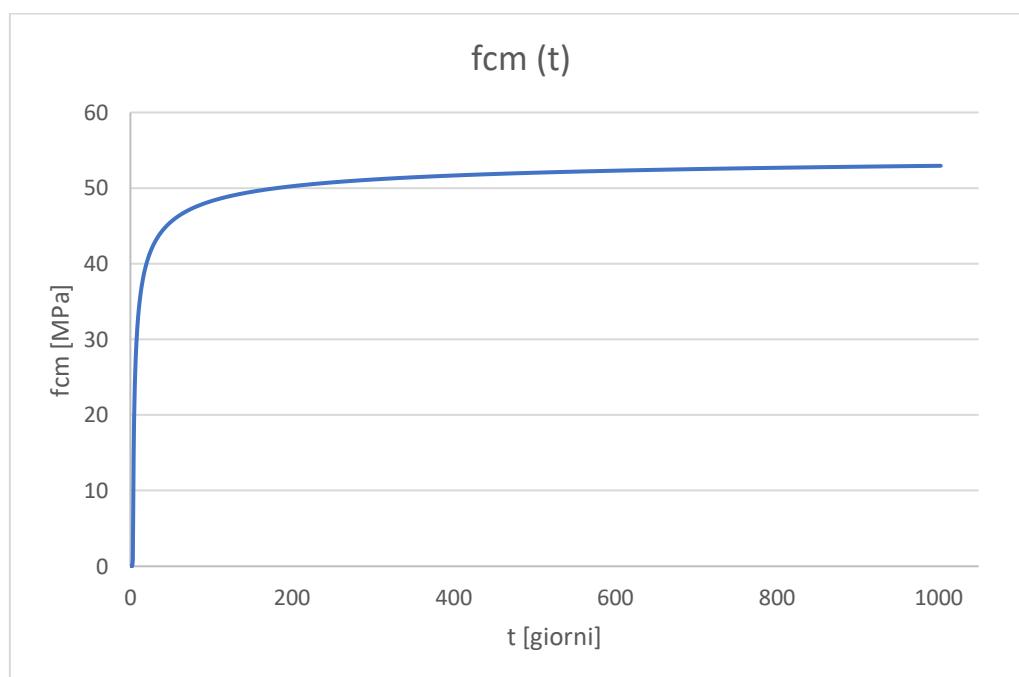


Figura 39: Andamento della resistenza a compressione nel tempo

Per ciò che riguarda la variazione nel tempo del *modulo di elasticità*, le relazioni sono le seguenti:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci}$$

con:

- $\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5}$ funzione che descrive lo sviluppo del modulo elastico;
- E_{ci} modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 giorni.

Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo ricavato di tale parametro:

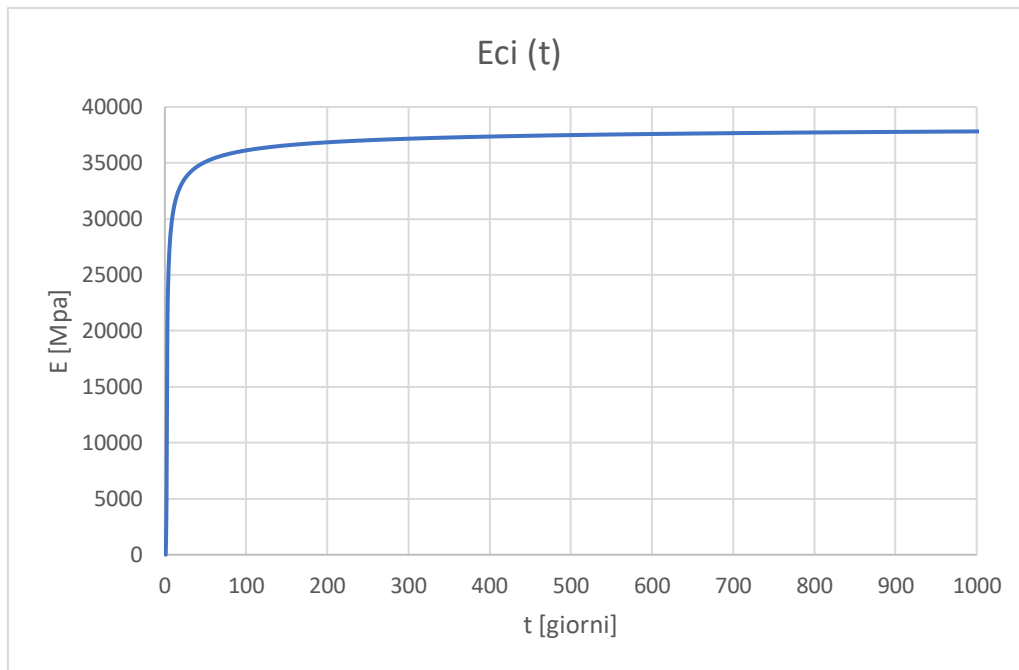


Figura 40: Andamento nel tempo del modulo elastico del calcestruzzo

4.5.1 Ritiro del calcestruzzo

Tale deformazione è valutata tramite le relazioni del *Model Code 2010* enunciate di seguito.

La deformazione totale dovuta al ritiro può essere calcolata come segue:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_i) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_i)$$

dove:

- t età del calcestruzzo;
- t_i età del calcestruzzo in cui inizia a manifestarsi il ritiro;
- ε_{cbs} deformazione da *basic shrinkage*;
- ε_{cds} deformazione da *drying shrinkage*.

La deformazione da basic shrinkage si ricava dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{cbs} = \varepsilon_{cbs0}(\alpha_{bs}, f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t)$$

dove:

- f_{cm} resistenza media a compressione del calcestruzzo;

- α_{bs} coefficiente dipendente dal tipo di cemento.

La deformazione da drying shrinkage si ricava dalla seguente relazione:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_i) = \varepsilon_{cds0}(\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}, f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(h, t - t_i)$$

dove:

- $\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ coefficienti dipendenti dal tipo di cemento;
- RH età del calcestruzzo in cui inizia a manifestarsi il ritiro;
- h altezza utile della sezione.

Di seguito viene riportato l'andamento nel tempo ottenuto della deformazione da ritiro.

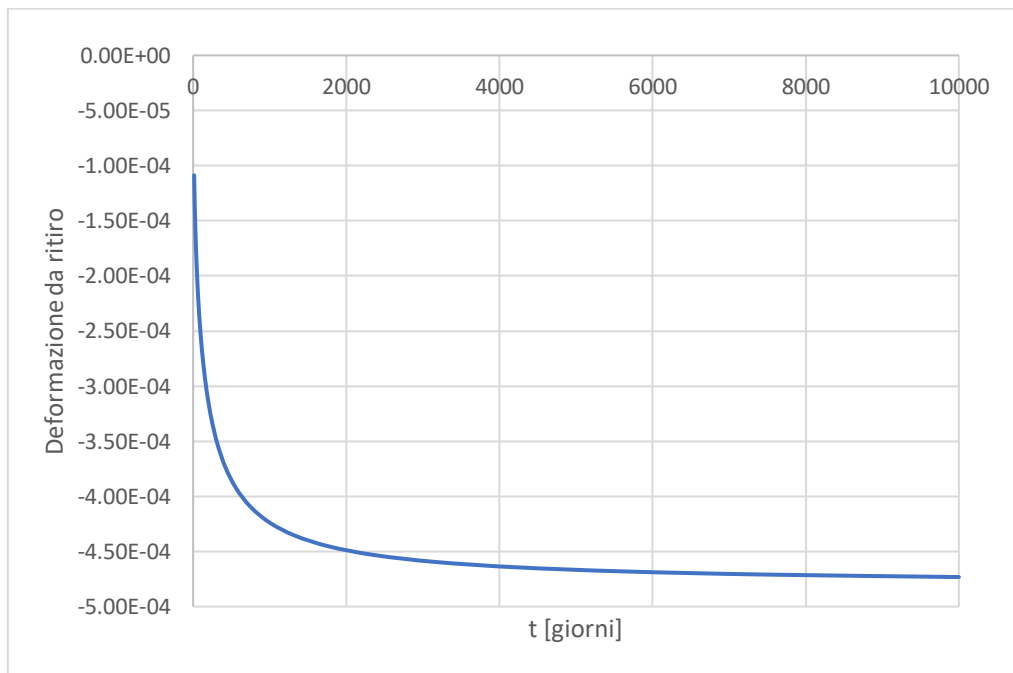


Figura 41: Andamento nel tempo della deformazione da ritiro

4.5.2 Viscosità del calcestruzzo

L'influenza del fenomeno della viscosità è più marcata rispetto a quella del fenomeno del ritiro, di conseguenza notevole importanza assume anche la sua variazione nel tempo.

Per carichi permanenti, applicati ad un tempo t_0 , la deformazione viscosa è data dalla relazione:

$$\varepsilon_{ci}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \varphi(t, t_0)$$

Come fatto in precedenza, si riportano le formulazioni del *Model Code 2010* afferenti al coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$$

dove:

- t età del calcestruzzo;
- t_0 età del calcestruzzo in cui inizia ad agire il carico;
- $\varphi_{bc}(t, t_0)$ coefficiente di *basic creep*;
- $\varphi_{dc}(t, t_0)$ coefficiente di *drying creep*.

La deformazione da basic creep si ricava dalla seguente relazione:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0)$$

La deformazione da drying creep si ricava dalla seguente relazione:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH, h) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$$

Di seguito si riporta l'andamento nel tempo ricavato del coefficiente di viscosità:

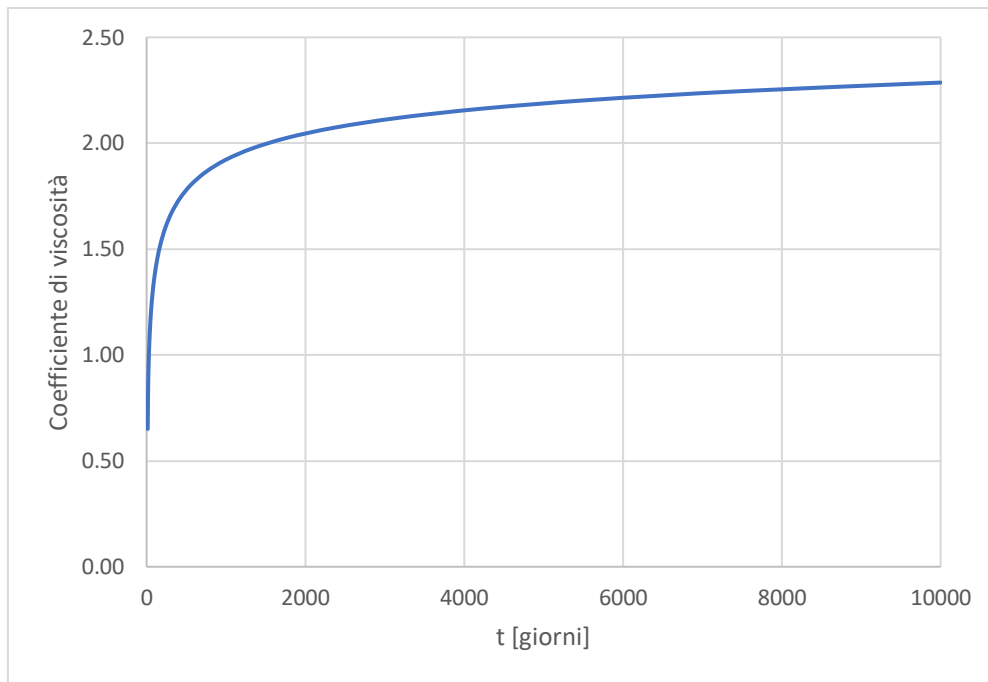


Figura 42: Andamento nel tempo del coefficiente di viscosità

5. ANALISI

5.1. *Analisi tensionale*

È stata effettuata un'analisi tensionale, focalizzando l'attenzione sulla terza campata: avendo una certa regolarità tra le campate, la scelta dell'una anziché l'altra non avrebbe comportato grosse differenze.

Sono state prese in considerazione le tensioni longitudinali σ_{xx} il cui valore finale restituito dal programma è la somma di più contributi:

- σ_{xx} (Axial): tensione dovuta alla forza assiale F_{xx} ;
- σ_{xx} (Moment-y): tensione dovuta a M_y (momento attorno all'asse y globale);
- σ_{xx} (Moment-z): tensione dovuta a M_z (momento attorno all'asse z globale);
- σ_{xx} (Bar): tensione dovuta alle barre di armatura;

Sono state effettuate varie prove andando a imporre un disallineamento a un concio di mezzeria e a un concio lato pila.

Dopo un'analisi preliminare si è visto che l'effetto maggiore del disallineamento si ha in mezzeria. Quindi si è condotta un'analisi più approfondita sui conci di mezzeria. In particolare è stato disallineato, il concio 41 (vedi figura) partendo da un disallineamento, sia verticale che orizzontale, di 1 cm fino a 10 cm.

Per una maggiore accuratezza è stato discretizzato il concio disallineato, così come quello successivo e quello precedente a quest'ultimo, dividendolo in 5 parti di circa 0,70 m.

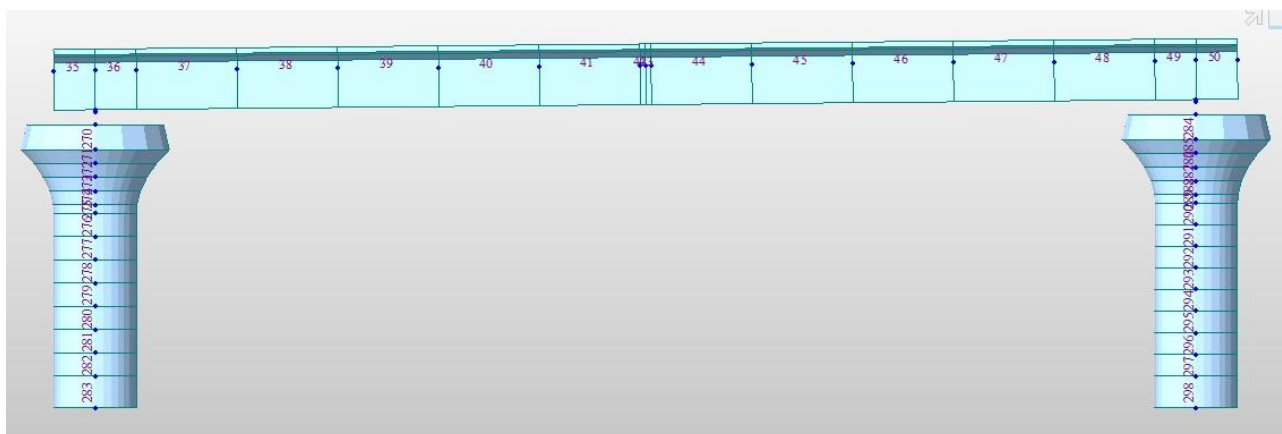


Figura 43: Numerazione conci della terza campata

Il programma restituisce le tensioni in determinati punti della sezione, evidenziati nella figura sottostante; essendoci simmetria rispetto all'asse locale Z, le tensioni in posizione 1 e 2 sono uguali, così come le tensioni in posizione 3 e 4.

Sono stati plottati quindi gli andamenti delle tensioni in posizione 1 (estradosso) e delle tensioni in posizione 3 (intradosso).

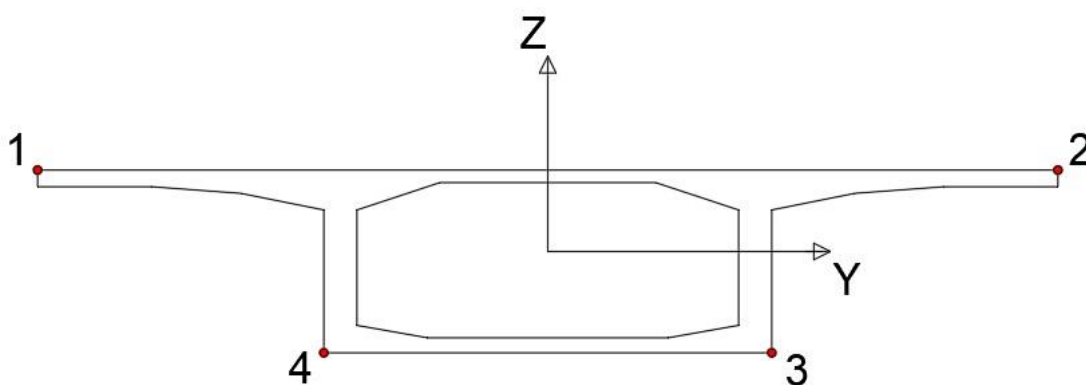


Figura 44: Punti della sezione in cui vengono letti i valori di tensione σ_{xx}

Le analisi sono state effettuate in tempi diversi per tenere conto dei fenomeni reologici: a fine costruzione campata e a tempo infinito (30000 giorni) andando a considerare separatamente l'andamento delle tensioni per le varie azioni agenti sull'impalcato: peso proprio, carichi permanenti, precompressione, ritiro e viscosità, e gradiente di temperatura.

Gli effetti del disallineamento, sia quello verticale che quello orizzontale, però si notano solo per gli effetti primari della precompressione e per quelli primari della viscosità.

Poiché la variazione di tensione avviene solo in prossimità del concio disallineato i grafici riportati mostrano l'andamento delle tensioni degli elementi dal 40 al 44; allontanandoci dalla mezzeria negli altri conci non si ha nessuna variazione di tensione dovuta al disallineamento del concio 41.

5.2. Risultati

Si riportano di seguito tutti i grafici ottenuti, confrontando l'andamento delle tensioni del caso di non disallineamento con quelle dei vari casi di disallineamento.

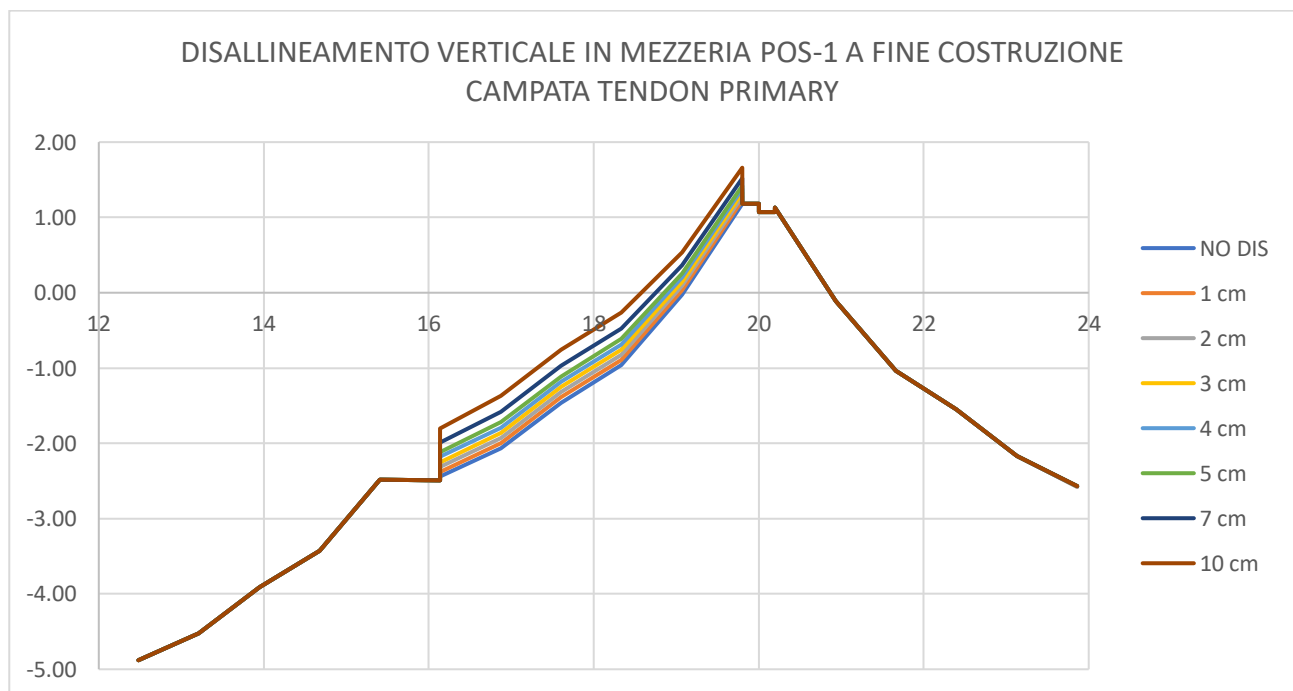


Figura 45: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-1

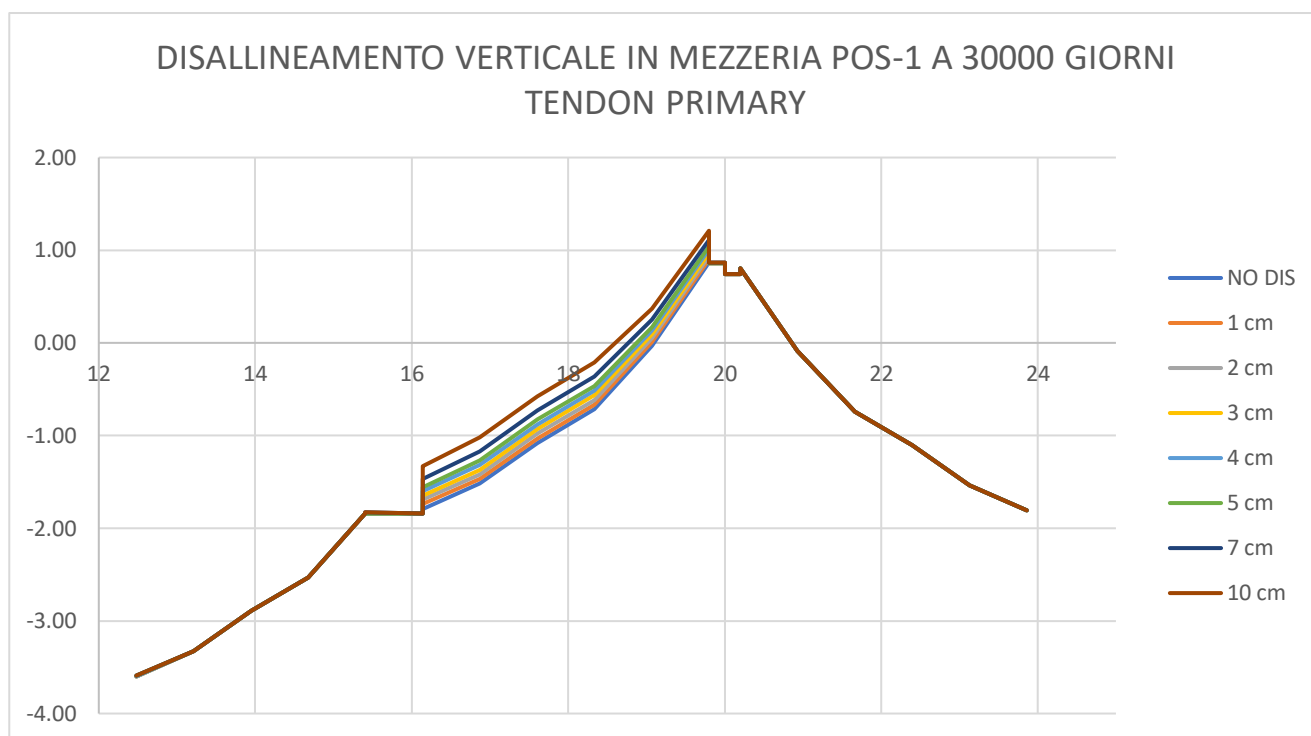


Figura 46: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a tempo infinito, pos-1

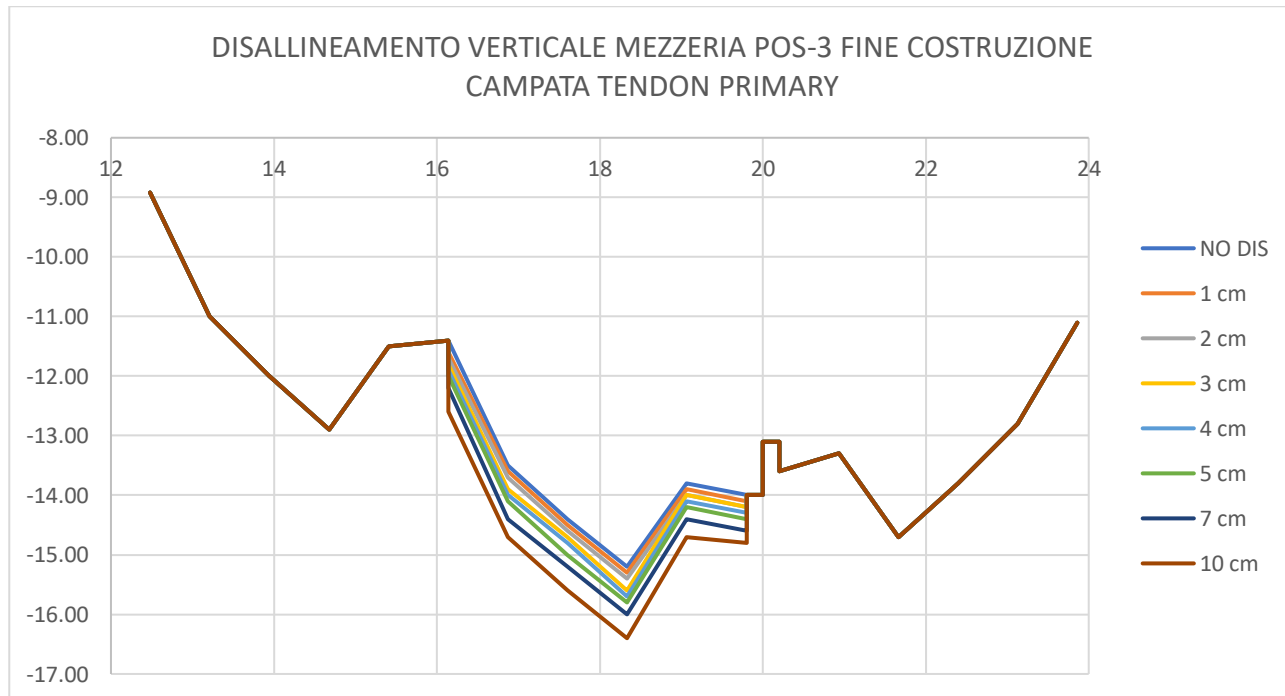


Figura 47: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-3

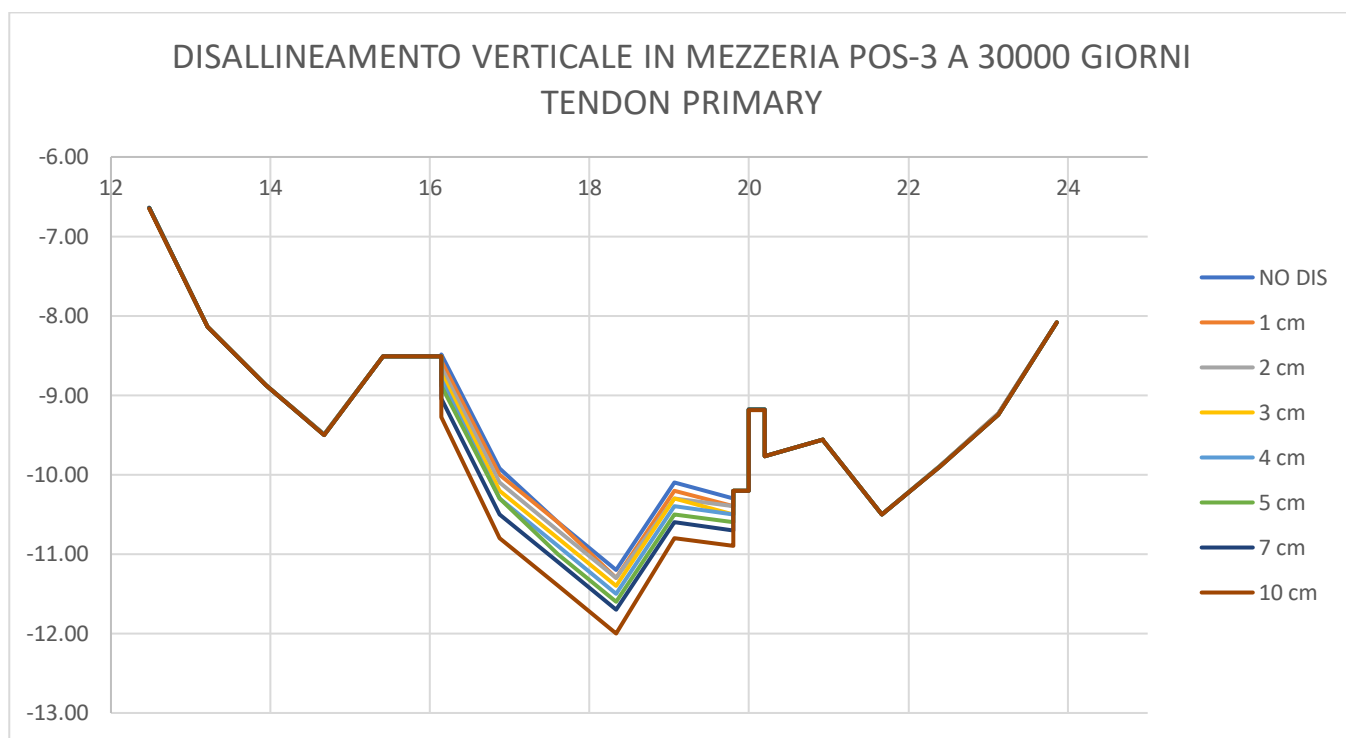


Figura 48: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a tempo infinito, pos-3

In tabella si riporta lo scostamento medio delle tensioni per i diversi valori di disallineamento in termini percentuali rispetto al caso di perfetto allineamento tra i conci:

Tendon Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	4,7 %	9,6 %	14,3 %	19,3 %	23,7 %	33,4 %	47,1%
Pos-3	1,1%	1,5%	2,3%	3,1%	3,9%	5,4%	7,8%

Tabella 12: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a fine costruzione campata tendon primary

Tendon Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	4,7 %	9,4 %	13,9 %	18,6 %	23,2 %	32,4 %	46,3%
Pos-3	1,1%	1,5%	2,2%	3,1%	3,8%	5%	7,6%

Tabella 13: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a tempo infinito tendon primary

Le tensioni a 30000 giorni dovute agli effetti primari della precompressione sono più basse rispetto alle tensioni di fine costruzione campata, ma in termini percentuali il disallineamento provoca le stesse variazioni di tensione sia a fine costruzione campata sia a tempo infinito.

Come si osserva dai grafici, la variazione di tensione non si ha solo sull'interfaccia tra i due conci ma interessa anche tutto il concio disallineato. In particolare in posizione 1 (top) si ha una diminuzione delle tensioni di compressione e un aumento delle tensioni di trazioni; in posizione 3 (bottom) essendoci solo tensioni di compressione si ha un incremento di queste ultime.

Si riportano adesso i grafici relativi agli effetti del disallineamento orizzontale:

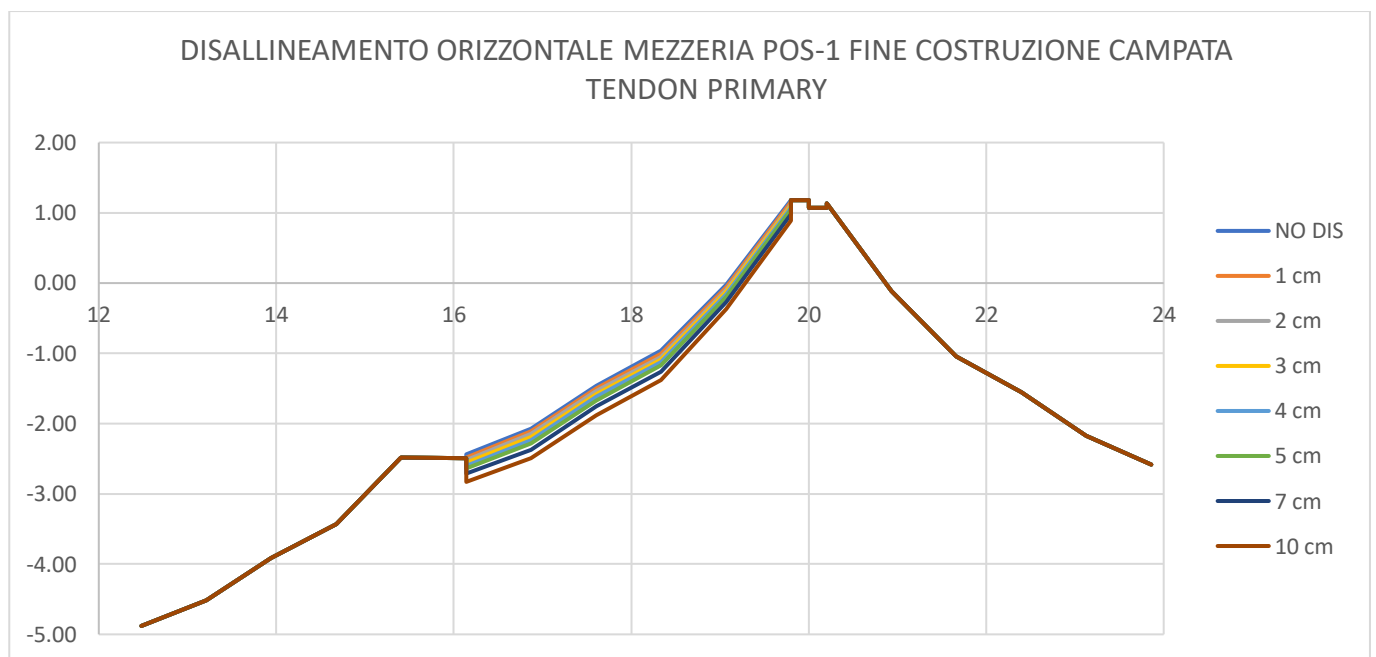


Figura 49: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-1

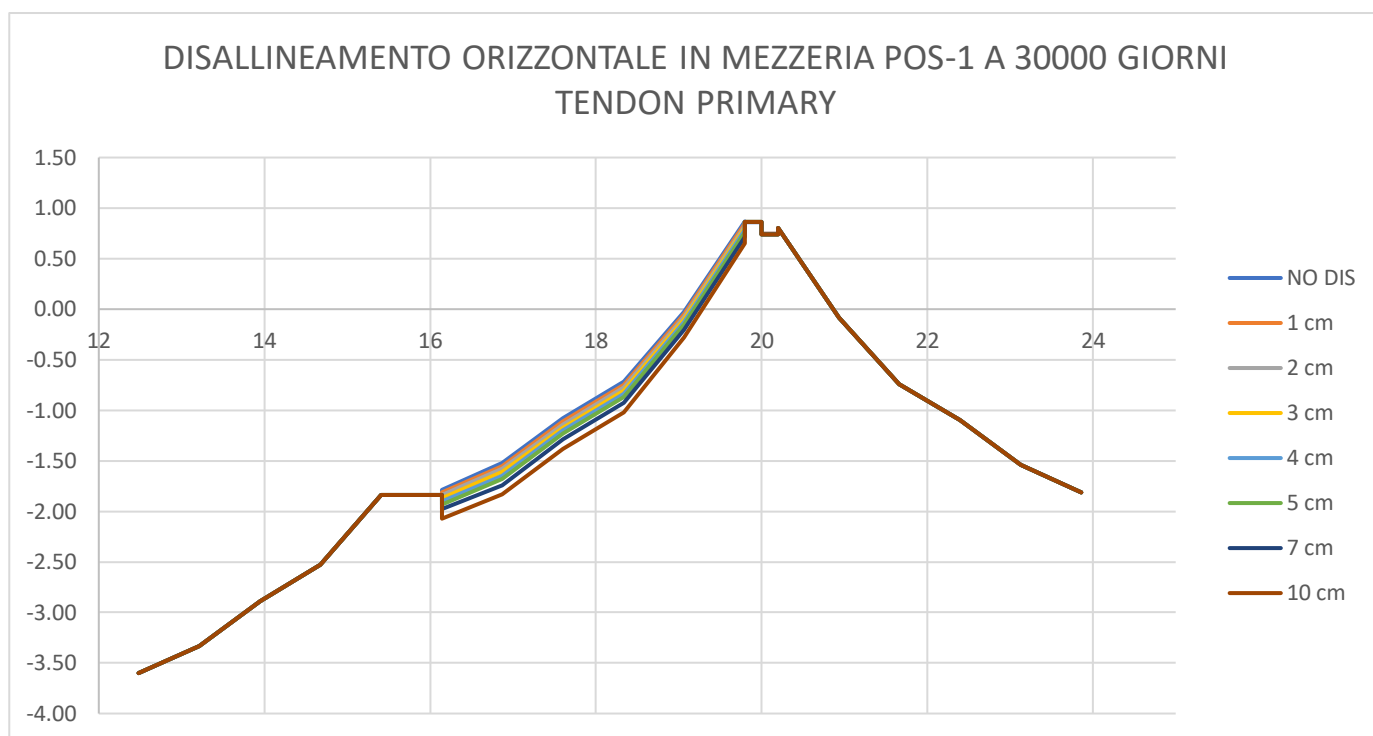


Figura 50: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a 30000 giorni campata, pos-1

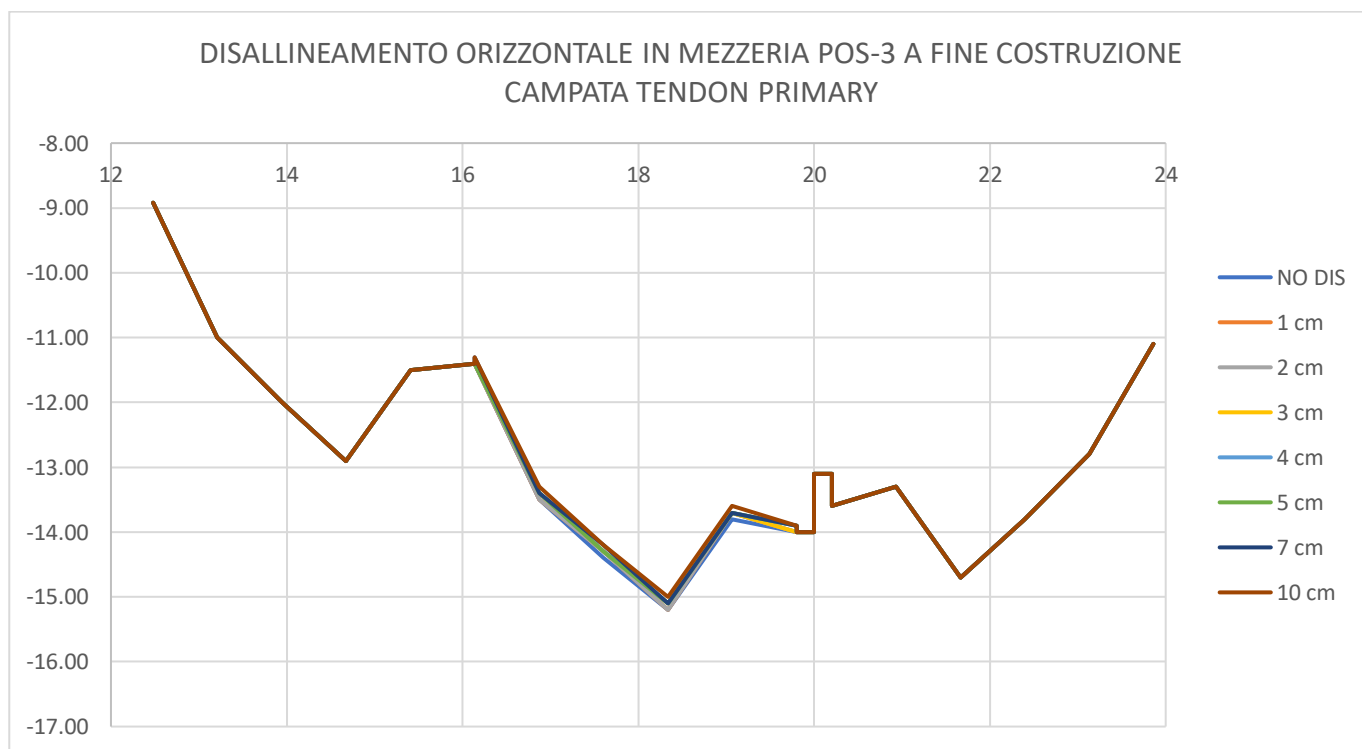


Figura 51: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a fine costruzione campata, pos-3

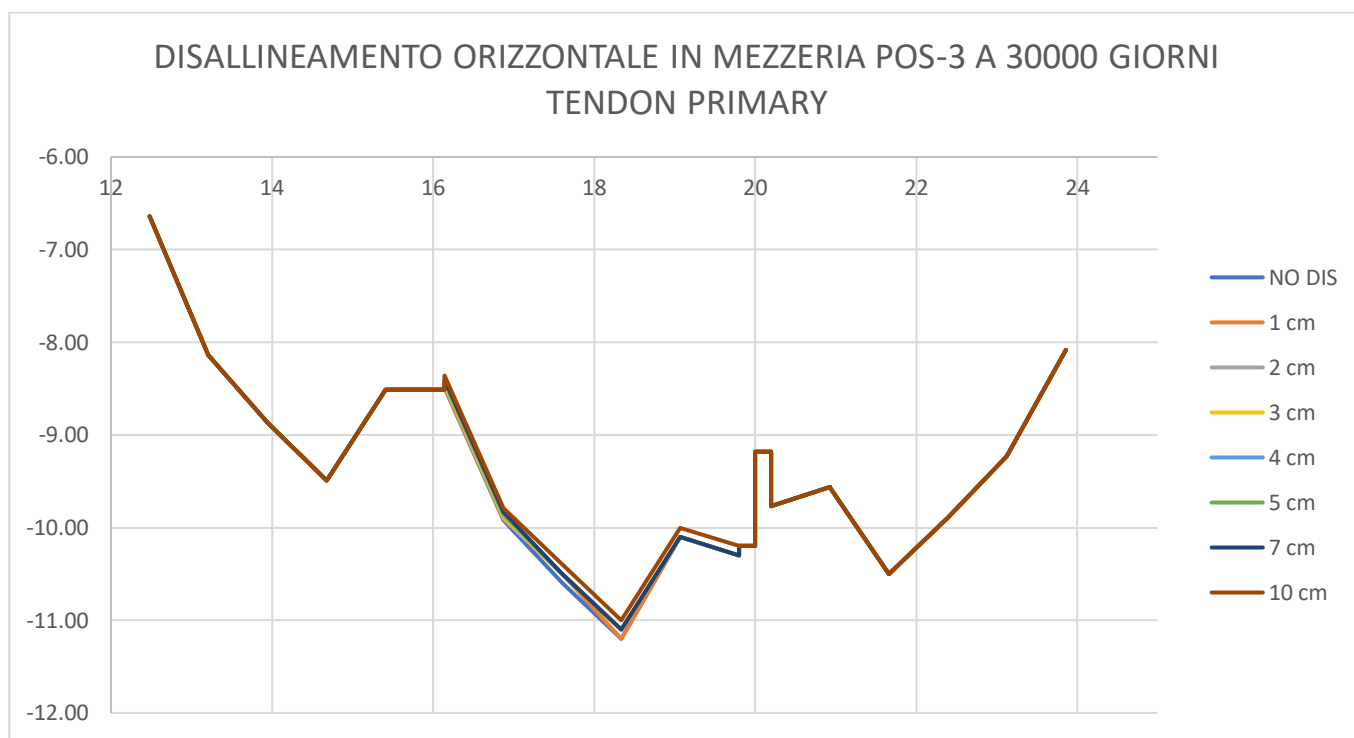


Figura 52: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Tendon Primary" a tempo infinito, pos-3

Si riportano le variazioni percentuali rispetto al caso non disallineato:

Tendon Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	2,4 %	5,3 %	7,4 %	9,7 %	11,8 %	17,6 %	24,6%
Pos-3	0,6%	0,9%	1,3%	1,6%	2,8%	3,4%	4,6%

Tabella 14: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a fine costruzione campata tendon primary

Tendon Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	2,3 %	5,2 %	7,3 %	9,5 %	11,4 %	17,2 %	24,3%
Pos-3	0,6%	0,8%	1,1%	1,5%	2,6%	3,1%	4,3%

Tabella 15: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a tempo infinito Tendon primary

Con il disallineamento orizzontale si ha: in posizione 1 (top) un aumento delle tensioni di compressione e una diminuzione delle tensioni di trazione; in posizione 3 (bottom) una diminuzione delle tensioni di compressione.

Però come si può osservare, le curve del grafico che descrivono l'andamento delle tensioni appaiono più schiacciate: questo accade perché le variazioni di tensione dovute al disallineamento orizzontale sono molto più piccole rispetto alle variazioni provocate da un disallineamento verticale.

Si analizza ora la variazione di tensione nel concio disallineato per effetto della viscosità:

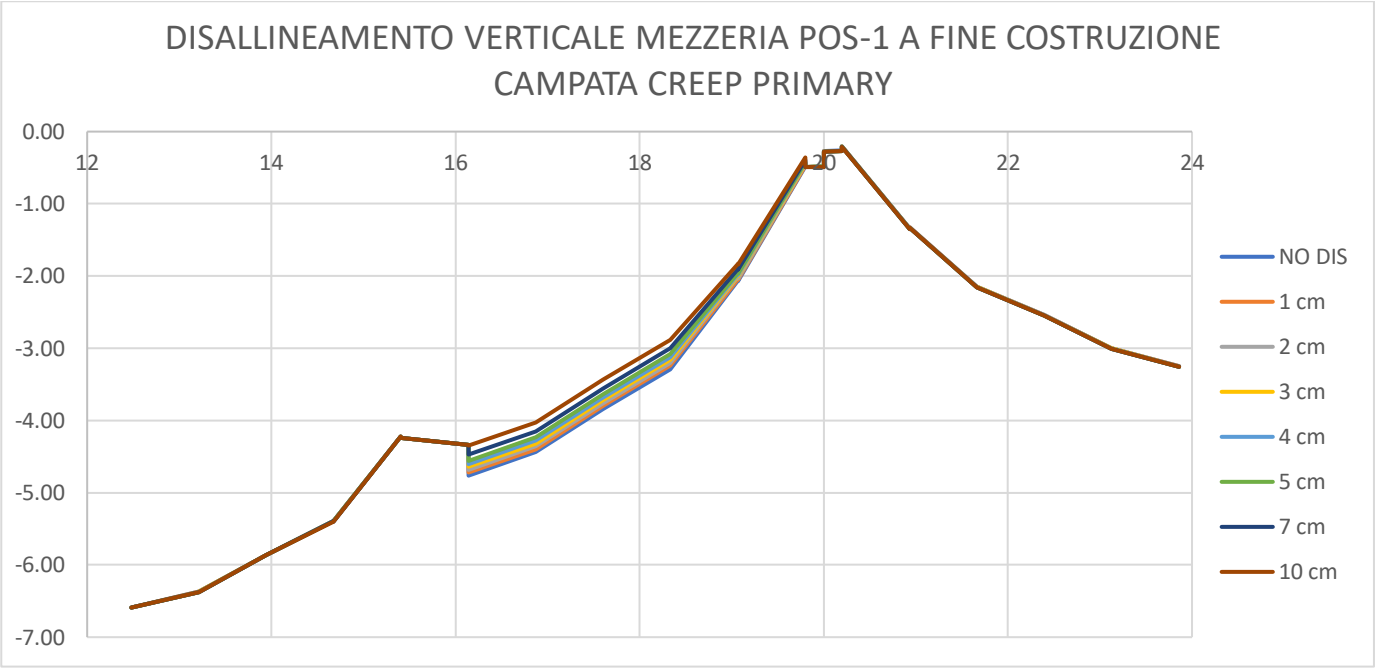


Figura 53: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a fine costruzione campata, pos-1

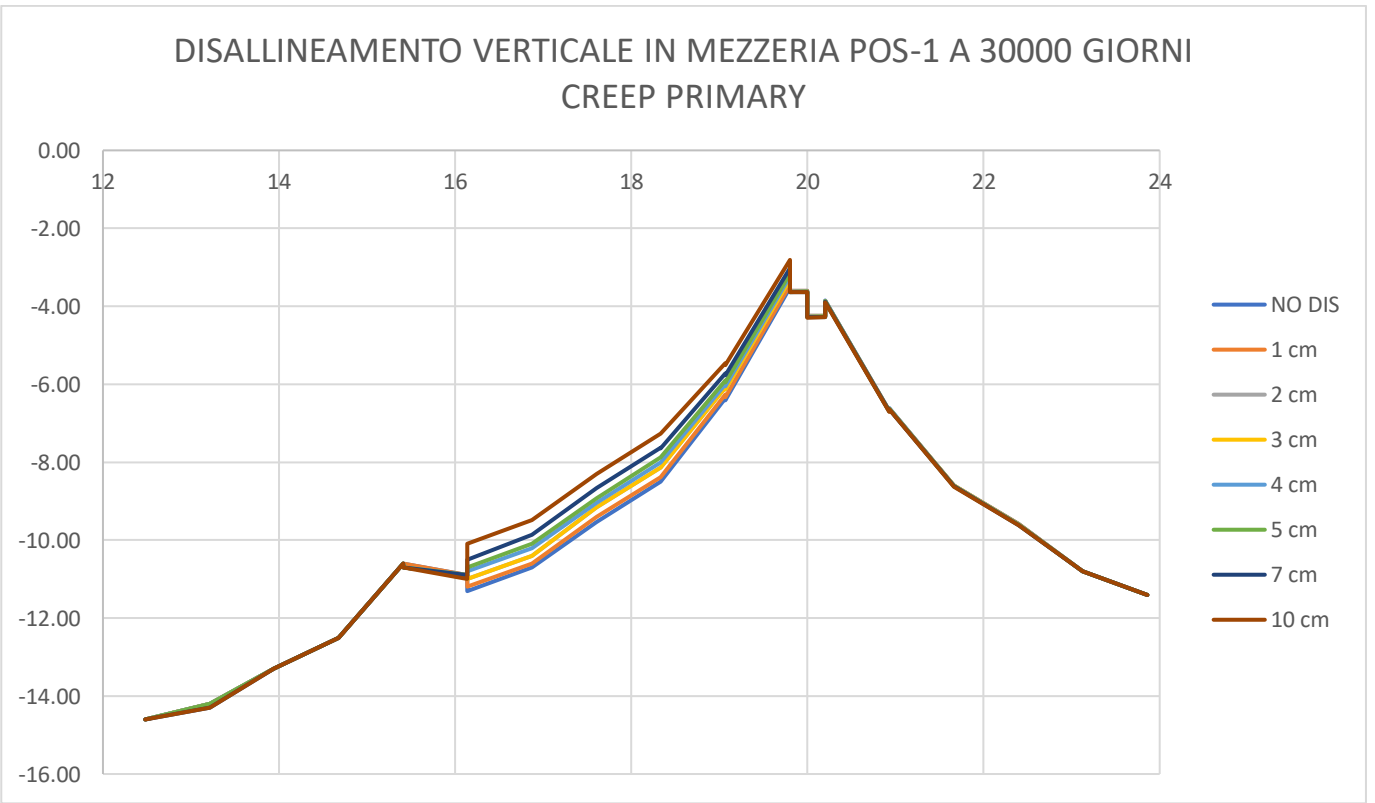


Figura 54: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a tempo infinito, pos-1

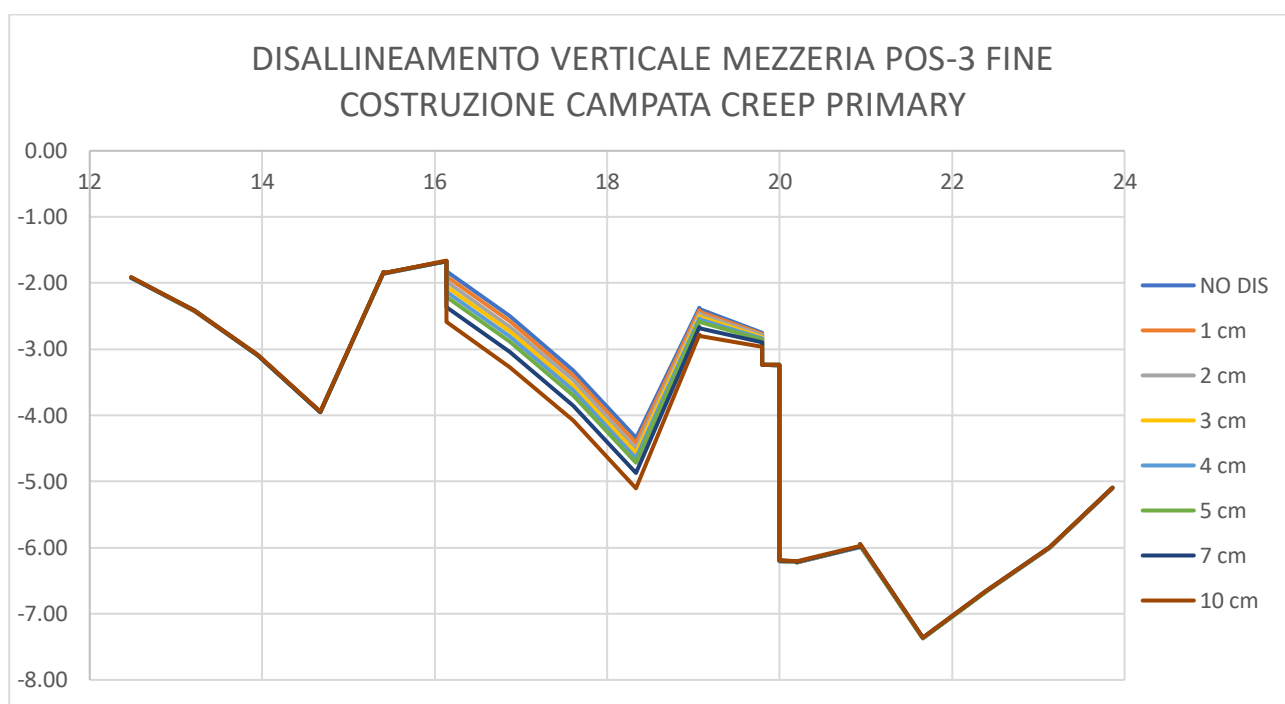


Figura 55: Disallineamento verticale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a fine costruzione campata, pos-3

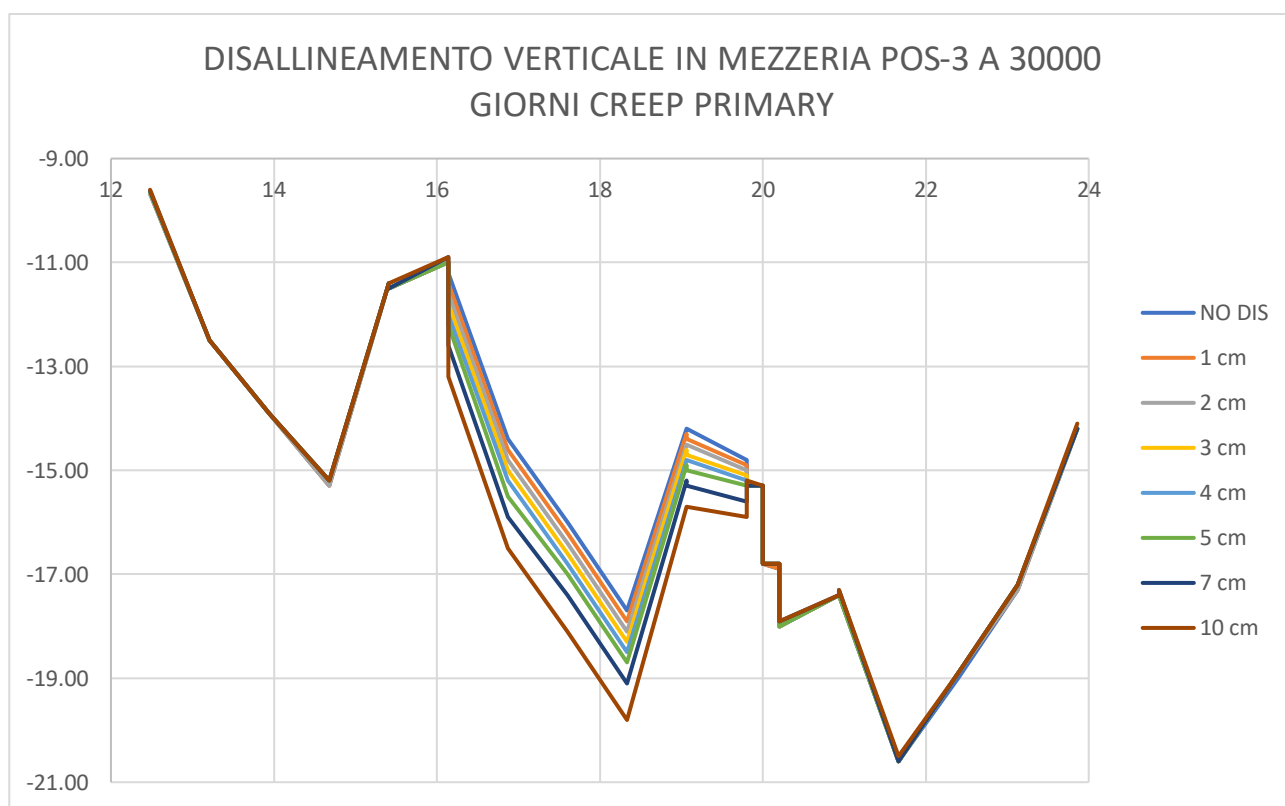


Figura 56: Disallineamento verticale - Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a tempo infinito, pos-3

Si riportano le variazioni percentuali:

Creep Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	1,2 %	2,5 %	3,6 %	4,8 %	6,1 %	8,5 %	12,1%
Pos-3	2,3 %	4,6 %	6,8 %	9,1 %	11,4 %	15,9 %	22,6 %

Tabella 16: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a fine costruzione campata creep primary

Creep Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	1,3 %	2,6 %	3,9 %	5,5 %	6,8 %	9,5 %	13,6 %
Pos-3	1,2 %	2,4 %	3,6 %	4,8 %	6,2 %	8,7 %	12,5 %

Tabella 17: Variazioni percentuali dovute al disallineamento verticale in mezzeria a tempo infinito creep primary

Le tensioni a fine costruzione campata dovute agli effetti primari della viscosità sono più basse rispetto alle tensioni a 30000 giorni. In termini percentuali, per quanto riguarda la posizione 1 (top) il disallineamento provoca le stesse variazioni di tensione sia a fine costruzione campata sia a tempo infinito, mentre per la posizione 3 si ha una variazione maggiore a tempo infinito.

Come si osserva dai grafici, la variazione di tensione non si ha solo sull'interfaccia tra i due conci ma interessa anche tutto il concio disallineato. In particolare in posizione 1 si ha una diminuzione delle tensioni di compressione; in posizione 3 si ha invece un incremento di queste ultime.

Si riportano adesso i grafici relativi agli effetti del disallineamento orizzontale:

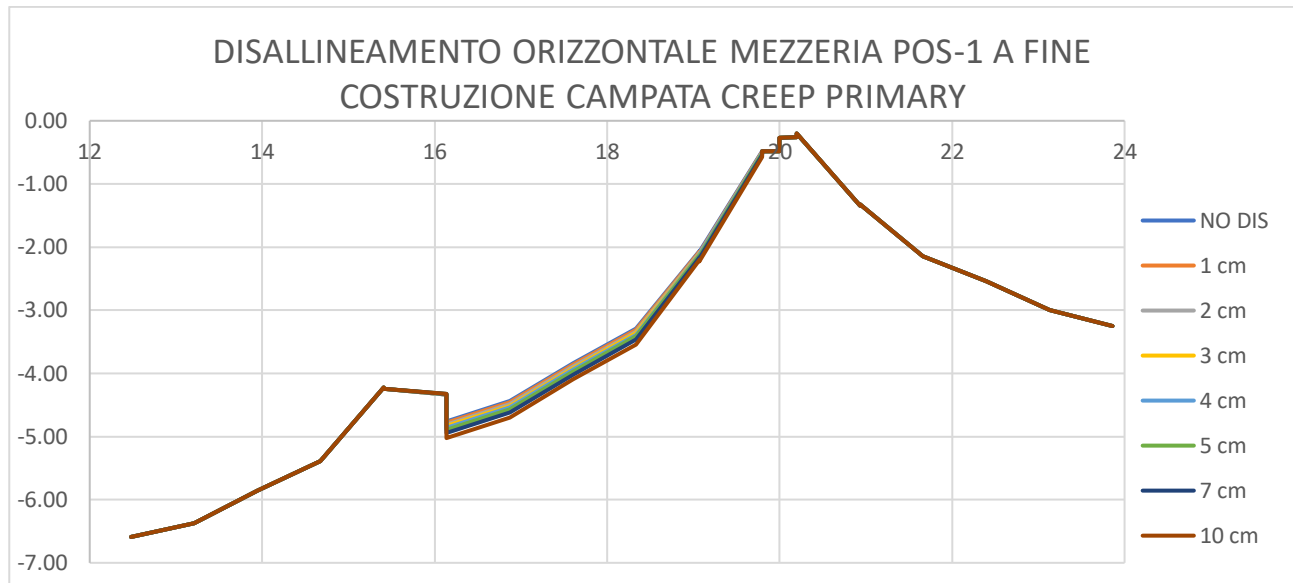


Figura 57: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a fine costruzione campata, pos-1

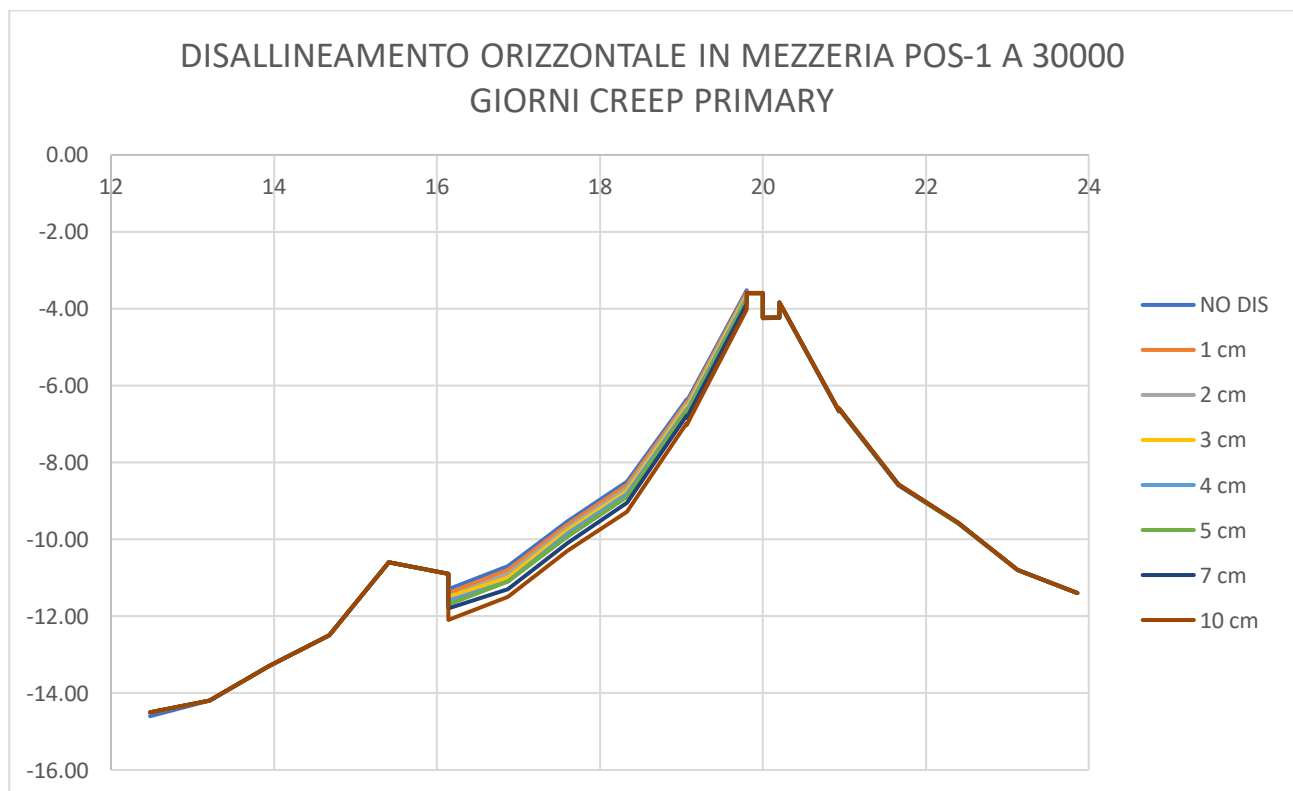


Figura 58: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a tempo infinito, pos-1

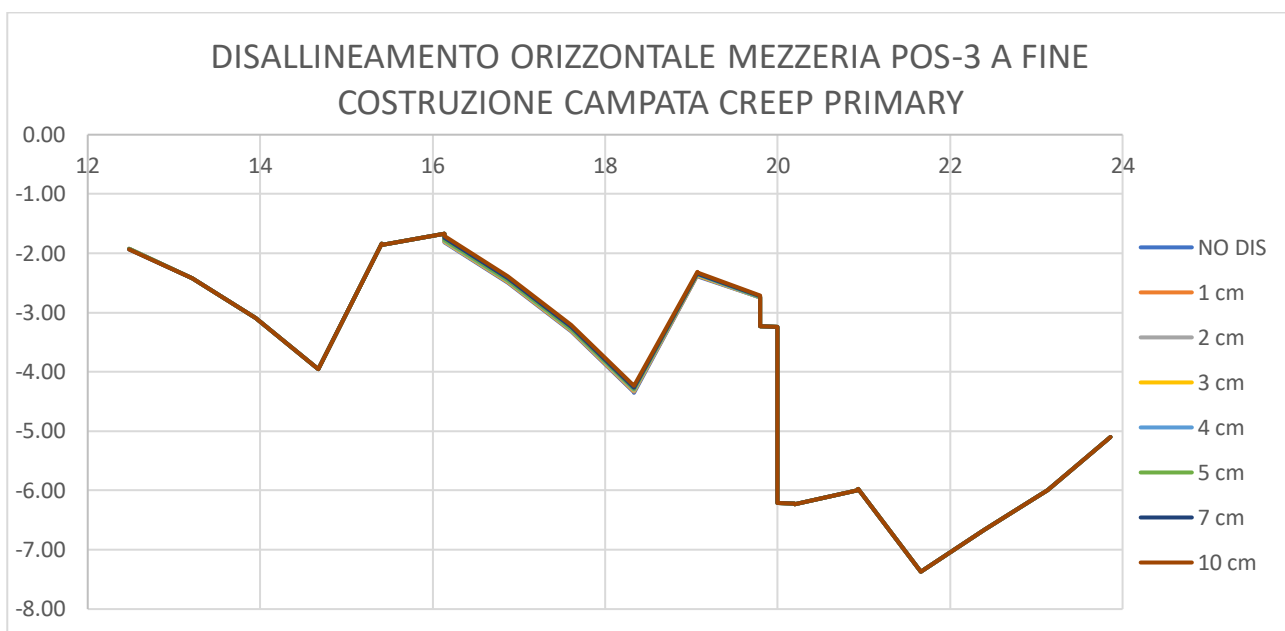


Figura 59: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a fine costruzione campata, pos-3

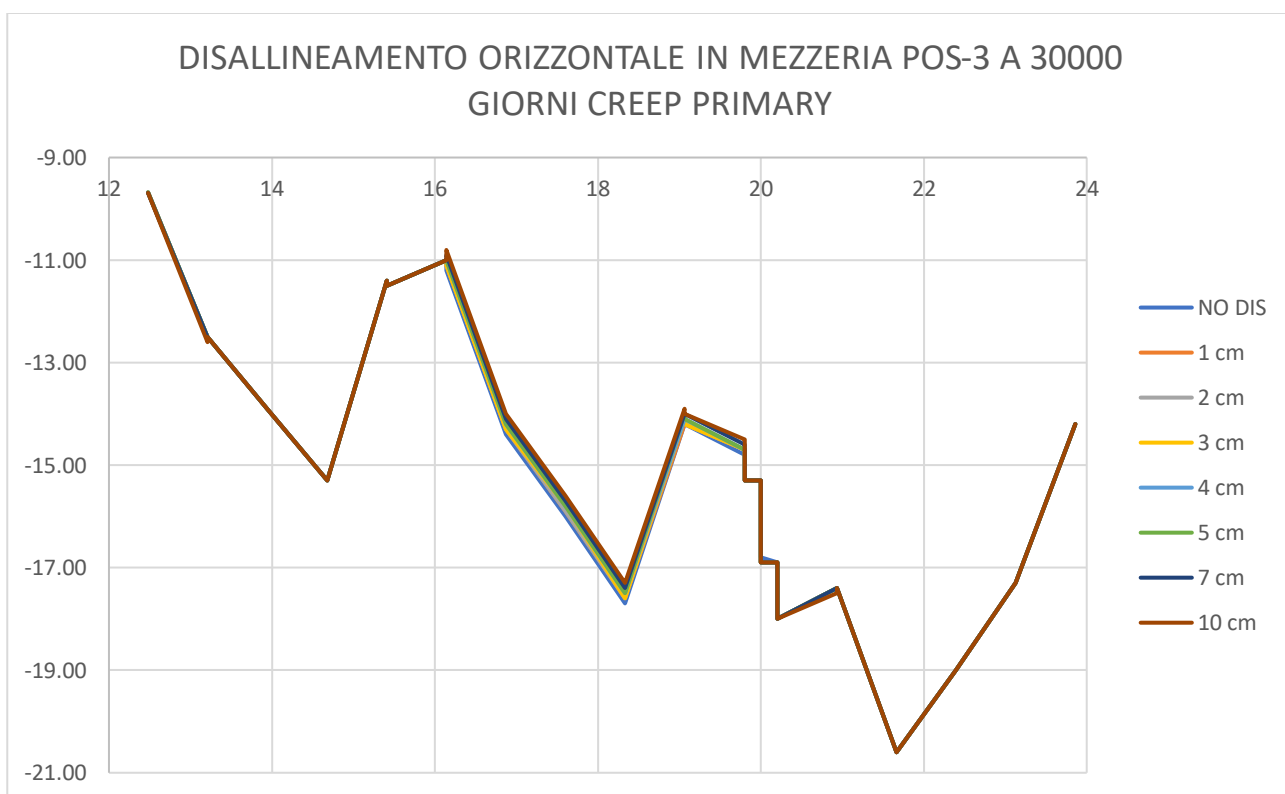


Figura 60: Disallineamento orizzontale- Andamento delle tensioni dovute al "Creep Primary" a tempo infinito, pos-3

disallineamento orizzontale in mezzeria a fine costruzione campata

Creep Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	0,7 %	1,6 %	2,4 %	3,1 %	4,0 %	5,5 %	7,9 %
Pos-3	0,3 %	0,7 %	1,1 %	1,3 %	1,6 %	2,3 %	3,8 %

Tabella 18: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a fine costruzione campata creep primary

disallineamento orizzontale in mezzeria a 30000 giorni

Creep Primary	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	7 cm	10 cm
Pos-1	1,0 %	1,9 %	2,8 %	3,7 %	4,5 %	6,4 %	9,1 %
Pos-3	0,5 %	0,6 %	0,7 %	1,1 %	1,3 %	1,8 %	2,4 %

Tabella 19: Variazioni percentuali dovute al disallineamento orizzontale in mezzeria a tempo infinito creep primary

Con il disallineamento orizzontale si ha: in posizione 1 (top) un aumento delle tensioni di compressione; in posizione 3 (bottom) una diminuzione delle tensioni di compressione.

Anche in questo caso, le curve del grafico che descrivono l'andamento delle tensioni appaiono più schiacciate: questo accade perché le variazioni di tensione dovute al disallineamento orizzontale sono molto più piccole rispetto alle variazioni provocate da un disallineamento verticale.

5.3. Analisi tensionale con lo “Scale Factor”

Un aspetto che non è stato tenuto in conto con il modello precedente, è il fatto che con il disallineamento si perde parte dell’area della sezione in grado di resistere a compressione;

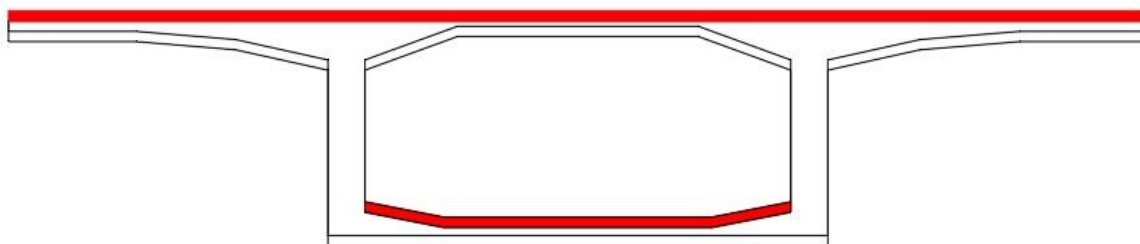


Figura 61: Riduzione dell’area della sezione resistente dovuta al disallineamento

Ad esempio con un disallineamento verso l’alto la parte della sezione che si perde è evidenziata in rosso (figura 61).

Quindi per tutti i valori di disallineamento precedenti si sono calcolate le aree ridotte e dividendo queste ultime per l’area intera della sezione si sono ottenuti degli “scale factor”. Si è rifatta poi l’analisi tensionale.

Stessa cosa è stata fatta per il momento d’inerzia I_{yy} , la cui riduzione andrà ad influire invece sul momento resistente ultimo della sezione.

Graficamente si ha:

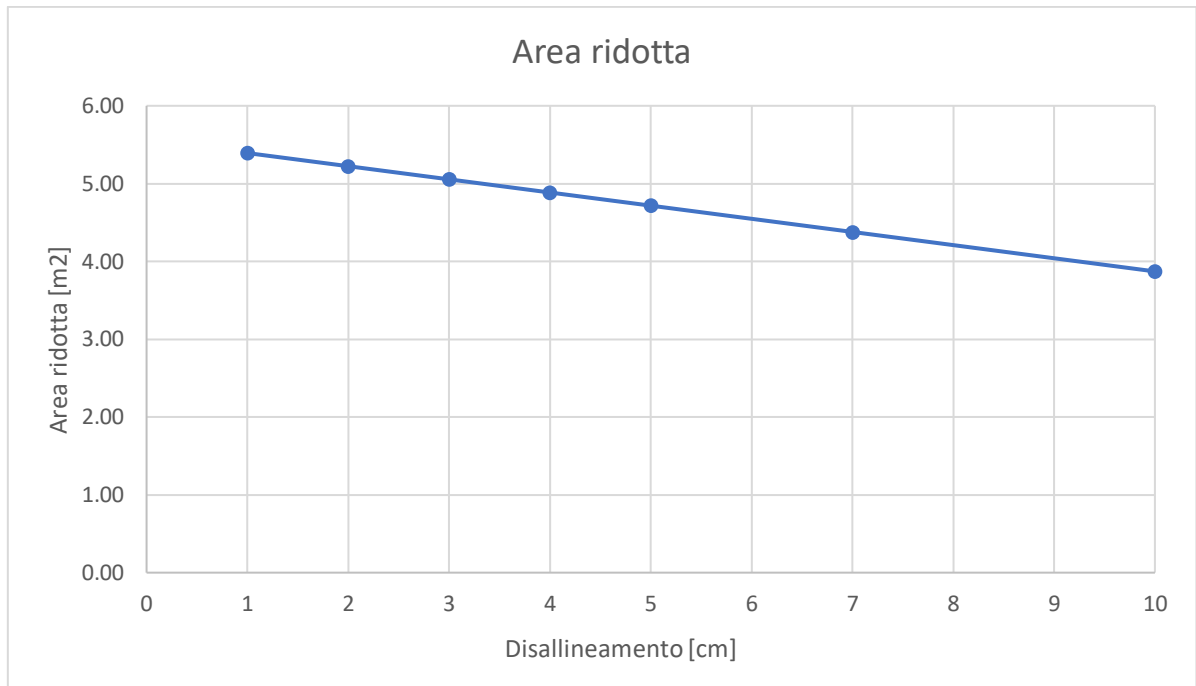


Figura 62: Andamento della riduzione dell'area della sezione in funzione del disallineamento

DISALLINEAMENTO [cm]	1	2	3	4	5	7	10
AREA RIDOTTA [m2]	5.39	5.22	5.05	4.89	4.72	4.38	3.87
SCALE FACTOR [-]	0.970	0.939	0.909	0.878	0.848	0.787	0.696

Tabella 20: Valori di area ridotta e relativo "scale factor"

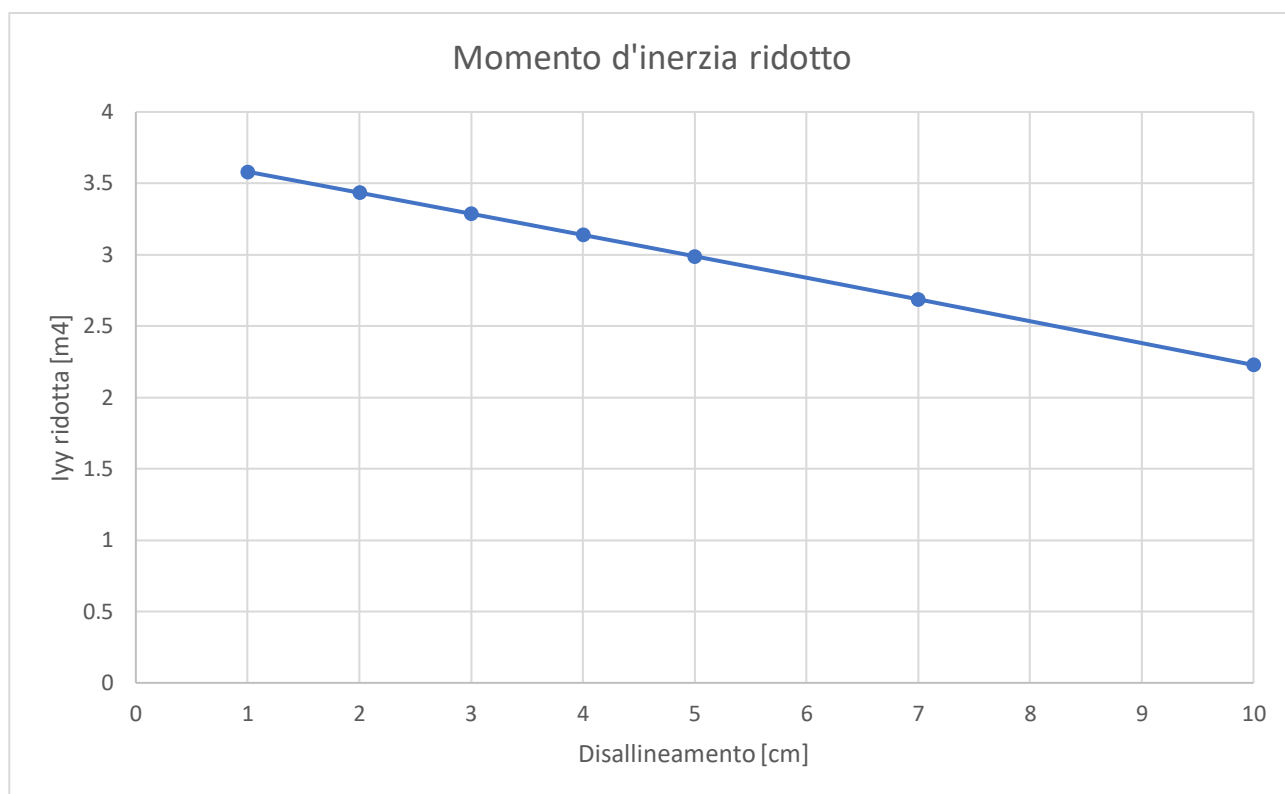


Figura 63: Andamento della riduzione del momento d'inerzia in funzione del disallineamento

DISALLINEAMENTO [cm]	1	2	3	4	5	7	10
Iyy RIDOTTO [m4]	3.5810385	3.4342858	3.2866882	3.1382119	2.988823	2.6871726	2.227008
SCALE FACTOR [-]	0.961	0.921	0.882	0.842	0.802	0.721	0.598

Tabella 21: Valori di momento di inerzia ridotto e relativo "scale factor"

5.4. Confronto dei risultati

Confrontando i risultati delle analisi ottenuti con e senza scale factor, si nota, nel secondo caso, un incremento delle tensioni di compressione, sia ad intradosso che ad estradosso, poiché nel concio disallineato si riduce l'area che resiste a compressione. Un altro aspetto importante che viene evidenziato introducendo lo "scale factor", è che il momento resistente ultimo della sezione diminuisce di una quantità non trascurabile (per un disallineamento di 10 cm si ha una riduzione del 15%), andando ad influenzare quindi le verifiche agli SLU.

6. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

L'obiettivo del presente elaborato è stato quello di osservare, tramite simulazione al FEM, gli effetti di un disallineamento dei conci più o meno marcato, in un ponte a cassone monocellulare prefabbricato costruito per fasi.

Dopo una prima fase di calibrazione del modello, per renderlo quanto più possibile conforme alla realtà, si è proceduto a inserire il disallineamento, verticale e orizzontale, tramite un offset della sezione: verso l'alto per il disallineamento verticale e verso sinistra (con l'origine del ponte alle nostre spalle) per quello orizzontale.

È stata poi svolta un'analisi tensionale sia a tempo t_0 corrispondente al termine della costruzione della campata sia a tempo infinito (30000 giorni), focalizzando l'attenzione sulle tensioni longitudinali σ_{xx} dell'intradosso e dell'estradosso, sia per un disallineamento di un concio in mezzzeria che per uno più vicino alla pila, ottenendo come primo risultato che gli effetti del disallineamento, in termini percentuali rispetto al caso di allineamento perfetto, sono pressoché uguali.

Le azioni considerate sono quelle permanenti di peso proprio, carichi distribuiti, ritiro, viscosità, precompressione e gradienti di temperatura.

Per ognuna è stata condotta l'analisi tensionale ottenendo un effetto visibile per la presenza del disallineamento solo nel caso della precompressione e della viscosità: in particolare, per entrambe le azioni, il disallineamento incide solo per gli effetti primari.

Per il disallineamento verticale (viscosità e precompressione) si ha una diminuzione delle tensioni di compressione all'estradosso, mentre aumentano all'intradosso (in % diverse in base all'entità dell'offset).

Per il disallineamento orizzontale al contrario si ha un aumento della compressione all'estradosso e una diminuzione all'intradosso.

Andando a confrontare le variazioni delle tensioni però, si nota che queste sono più grandi con un disallineamento verticale, ed era quello che ci si aspettava visto che le azioni prevalenti sono proprio quelle verticali.

Dopo aver ottenuto questi primi risultati, si è affinato il modello, andando a considerare la riduzione dell'area della sezione resistente quando si introduce il disallineamento. Oltre l'area si riduce anche il momento d'inerzia I_{yy} .

Nel concio disallineato è stato introdotto quindi uno scale factor (rapporto tra area ridotta e area intera della sezione) per tener conto di queste riduzioni e sono state rifatte le analisi. Quello che si è ottenuto è stato un incremento delle tensioni di compressione, sia ad intradosso che ad estradosso, poiché nel concio disallineato si riduce l'area che resiste a compressione.

Un altro aspetto importante che viene evidenziato introducendo lo “scale factor”, è che il momento resistente ultimo della sezione diminuisce di una quantità non trascurabile (per un disallineamento di 10 cm si ha una riduzione del 15%), andando ad influenzare quindi le verifiche agli SLU.

Un aspetto che non è stato preso in considerazione e che potrebbe essere approfondito in futuro è quello di come incide il disallineamento sulla torsione e sugli effetti del traffico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Carlo Guastini, Salvatore Giacomo Morano, Paolo Spinelli: “Storia dei metodi e delle tecniche costruttive dei ponti a cassone in c.a.p.: l’inizio”.
- [2] Francesco Solazzo: “La precompressione dei ponti in c.a.”.
- [3] Graziano Baldascino, Luigino Dezi, Luigi Fagiani, Giovanni Menditto, Tecniche costruttive dei ponti a cassone, in “La prefabbricazione” n. 5, 1980.
- [4] Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento (AITEC), *Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso*.
- [5] Consiglio Superiore dei lavori pubblici, *Norme tecniche per le costruzioni*, 2018
- [6] International Federation for structural Concrete (fib), *Model Code*, 2010
- [7] Giordano L. *Dispense del corso di Bridges Construction and Design*, a.a. 2019/2020.