

**ALMA MATER STUDIORUM  
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,  
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

*CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE*

**TESI DI LAUREA**

in  
opere infrastrutturali M

**PROGETTAZIONE E  
STUDIO DELLE FASI COSTRUTTIVE  
DI UN PONTE STRALLATO  
CON IMPALCATO MISTO  
ACCIAIO CALCESTRUZZO**

CANDIDATO:

Dott. Andrea Ferrarini

RELATORE:

Prof. Ing. Raffaele Poluzzi

CORRELATORE:

Prof. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2018/2019

Sessione III

*A Glauco ed Alessandro*

# ***INDICE***

OBIETTIVO .....	5
1. INTRODUZIONE .....	7
1.1. TEORIA PONTI STRALLATI .....	7
1.2. BENEFICI IN PONTI STRALLATI .....	10
1.3. PONTE SUL CANALE MUZZA .....	11
1.4. PARAMETRI GENERALI DI PROGETTO .....	13
1.4.1. APPROCCIO AGLI STATI LIMITE .....	14
1.4.2. VITA NOMINALE DELL'OPERA .....	15
1.4.3. CLASSE D'USO .....	15
1.5. METODOLOGIE D'ANALISI .....	16
2. FILOSOFIA PROGETTUALE .....	18
2.1. FUNI DI SOSTEGNO E DI ORMEGGIO .....	18
2.2. TIRO DELLE FUNI .....	20
2.2.1 TIRI IN FASE DI REALIZZAZIONE .....	26
2.2.2 TIRI DEFINITIVI IN ESERCIZIO .....	30
2.3. ANTENNA METALLICA .....	31
2.4. TRAVERSI PORTANTI D'IMPALCATO .....	36
2.5. SCHEMA DI VINCOLO DELL'IMPALCATO .....	37
2.6. SPALLA ZAVORRATA .....	38
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	48
3.1. ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA .....	48
3.2. ACCIAIO ARMONICO DI FUNI PORTANTI .....	49
3.3. ACCIAIO PER PERNI .....	50
3.4. ACCIAIO DA BULLONERIA .....	50
3.5. ACCIAIO BARRE DYWIDAG .....	51
3.6. ACCIAIO PER TIRAFONDI .....	53
3.7. CALCESTRUZZO DA FONDAZIONI .....	53
3.7.1 RESISTENZE CARATTERISTICHE .....	54
3.7.2. MODULO ELASTICO .....	55
3.7.3. DIAGRAMMA COSTITUTIVO .....	56
3.8. ACCIAIO D'ARMATURA LENTA .....	57
3.8.1. RESISTENZE CARATTERISTICHE .....	57

3.8.2. MODULO ELASTICO .....	57
3.8.3. DIAGRAMMA COSTITUTIVO .....	57
3.9. PIOLI DI ANCORAGGIO ALLA SOLETTA .....	58
3.10. CALCESTRUZZO DA SOLETTA .....	58
3.11. TERRENO DI FONDAZIONE .....	60
3.11.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....	61
3.11.2. CLASSE DI FATTIBILITA' E PERICOLOSITA' .....	63
3.11.3. INDAGINI GEOTECNICHE .....	66
3.11.4. SUCCESSIONE STRATIGRAFICA SOTTOSUOLO .....	73
3.11.5. PROFILO DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI .....	74
3.11.6. COMPORTAMENTO ELASTICO ALLA WINKLER .....	79
4. ANALISI DEI CARICHI .....	83
4.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI .....	84
4.1.1. CARICHI STRUTTURALI D'IMPALCATO .....	84
4.1.2. CARICHI STRUTTURALI D'ANTENNA .....	85
4.1.3. CARICHI STRUTTURALI SPALLA ZAVORRATA .....	87
4.1.4. CARICHI STRUTTURALI SPALLA ORDINARIA .....	89
4.1.5. CARICHI STRUTTURALI DI BASE ANTENNA .....	91
4.1.6. CARICHI STRUTTURALI DA PESO PALI .....	92
4.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	92
4.3. CARICHI ACCIDENTALI .....	93
4.3.1. CARICO DA TRAFFICO VEICOLARE .....	94
4.3.2. CARICO DA NEVE .....	96
4.3.3. CARICO DA VENTO .....	97
5. COMBINAZIONI DI SFORZI .....	111
5.1. SLE – COMBINAZIONE RARA .....	114
5.2. SLE – COMBINAZIONE FREQUENTE .....	116
5.3. SLE – COMBINAZIONE Q. PERMANENTE .....	117
5.4. SFORZI NELLE FASI DI REALIZZAZIONE .....	118
5.4.1. FASE 0 .....	118
5.4.2. FASE 1 .....	119
5.5. SLU – STRUTTURALE PONTE .....	120
5.6. COMBINAZIONE SISMICA .....	123
5.7. COMBINAZIONE ECCEZIONALE .....	123

5.8. SLU – GEOTECNICA .....	124
6. MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI .....	128
6.1. CRITERI DI MODELLAZIONE .....	128
6.2. SLE – COMBINAZIONE RARA .....	131
6.3. COMBINAZIONE Q. PERMANENTE .....	136
6.4. SFORZI NELLE FASI DI REALIZZAZIONE .....	140
6.4.1. SFORZI IN FASE 0 .....	140
6.4.2. SFORZI IN FASE 1 .....	142
6.5. SLU – STRUTTURALE GENERALE .....	146
6.5.1. AREA DI SOLETTA COLLABORANTE .....	146
6.5.2. COMBINAZIONE A1 – CARICO IN CAMPATA .....	148
6.5.3. COMBINAZIONE A1 – CARICO SU INTERO IMPALCATO .....	156
6.5.4. COMBINAZIONE A1 – CARICO SU PULVINO D'ANTENNA .....	165
6.5.5. COMBINAZIONE A2 – CARICO SU INTERO IMPALCATO .....	173
6.6. SLU – ANALISI LOCALE DI SOLETTA .....	176
6.7. SLU – ANALISI DI ROBUSTEZZA .....	184
6.8. AZIONI SISMICHE .....	192
6.8.1. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE .....	192
6.8.2. ANALISI STATICA LINEARE LONGITUDINALE .....	204
6.8.3. ANALISI STATICA LINEARE IN SENSO TRASVERSALE .....	212
6.8.4. ANALISI STATICA LINEARE IN SENSO VERTICALE .....	221
6.9. SLU – GEOTECNICA .....	227
6.10. STABILITA' ANTENNA METALLICA .....	233
6.11. AZIONI SULLA SPALLA ZAVORRATA .....	239
7. VERIFICHE STRUTTURALI .....	241
7.1. VERIFICHE SULL'IMPALCATO MISTO .....	241
7.1.1. VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO .....	241
7.1.2. VERIFICA DI TRAVE PRINCIPALE A TAGLIO .....	245
7.1.3. VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO .....	245
7.1.2. VERIFICA A TAGLIO DEI PIOLI .....	248
7.1.3. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. ....	249
7.1.4. VERIFICA DEI TRAVERSI PORTANTI .....	252
7.2. VERIFICA DEGLI APPOGGI D'IMPALCATO .....	255
7.3. VERIFICHE SULL'ANTENNA METALLICA .....	261

7.3.1. SOMMITA' .....	261
7.3.2. GAMBE D'ANTENNA .....	266
7.3.3. PIEDI D'ANTENNA .....	269
7.3.4. PULVINO D'APPOGGIO DELL'IMPALCATO .....	271
7.3.5. FISSAGGIO DELL'ANTENNA IN FONDAZIONE .....	273
7.4. VERIFICA DEL SISTEMA DI SOSTEGNO .....	276
7.5. VERIFICA IN SPALLA ZAVORRATA .....	280
8. VERIFICHE DI FONDAZIONE .....	287
8.1. PALI DI FONDAZIONE TRIVELLATI .....	287
8.1.1. TIPOLOGIA STRUTTURALE .....	287
8.2. SISTEMA DI FONDAZIONE D'ANTENNA .....	293
8.3. SISTEMA DI FONDAZIONE DI SPALLA .....	296
9. PARTICOLARI COSTRUTTIVI .....	299
9.1. SISTEMI DI APPOGGIO DELL'IMPALCATO .....	299
9.2. SISTEMA DI RITEGNO BARRE DYWIDAG .....	300
9.3. PREDALLES AUTOPORTANTI D'IMPALCATO .....	302
9.4. PROTEZIONE DALLA CORROSIONE .....	303
10. FASISTICA DI REALIZZAZIONE .....	304
10.1 REALIZZAZIONE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	304
10.2 REALIAZZAZIONE DELLE SPALLE .....	305
10.3 MONTAGGIO DELL'ANTENNA .....	305
10.4 REALIZZAZIONE DELL'IMPALCATO .....	307
10.4.1 MONTAGGIO DELLA NERVATURA PRINCIPALE .....	308
10.4.2 TRASPORTO E INSTALLAZIONE PER CONCI .....	309
10.4.3 PRIMA TESATURA DEGLI STRALLI .....	311
10.4.4 GETTO DI SOLETTA COLLABORANTE .....	312
10.4.5 SECONDA TESATURA DEGLI STRALLI .....	313
10.4.6 PREDISPOSIZIONE DELLA SEDE STRADALE .....	313
10.4.7 RITESATURA FINALE DEGLI STRALLI .....	313
11. CONCLUSIONI .....	315
12. BIBLIOGRAFIA .....	318
13. RINGRAZIAMENTI .....	320

## OBIETTIVO

Il presente lavoro di tesi si pone come obiettivo la progettazione di un ponte stradale di scavalco d'alveo di tipo strallato, studiandone le problematiche principali e individuando le soluzioni tecniche ed uno schema metodologico d'intervento, ai fini di generare una proposta tecnica strutturale alternativa per i ponti di medie – grandi luci. Particolare attenzione è posta a tutti quegli accorgimenti che possano al contempo ottimizzare la prestazione strutturale e facilitare le lavorazioni di messa in opera. La progettazione è pertanto sviluppata in un'ottica di ottimizzazione del materiale strutturale impiegato, sfruttandone efficacemente le proprietà lavorando sulla forma, sezione e disposizione di ciascun elemento costituente, garantendone contestualmente la praticità di trasporto in cantiere e le lavorazioni di montaggio in opera.

In questo modo, pur presentando ciascun progetto per le sue condizioni al contorno e di servizio specifiche peculiarità che richiedono precisi accorgimenti, sia progettuali che realizzativi, si sviluppa un metodo concettuale e pratico per la trattazione del problema di scavalco in medie – grandi luci. In questo senso l'adozione di un sistema portante di tipo strallato consente di risolvere alcune problematiche che frequentemente affliggono i ponti realizzati con schema tradizionale, in appoggio semplice o a travata continua sulle pile intermedie.

Specialmente nel caso di ponti per scavalco fluviale, a causa della particolare geometria d'alveo, le tecniche costruttive tradizionali ricorrono frequentemente all'utilizzo di uno schema a travata continua a coprire luci di lunghezza anche considerevolmente differente tra gli appoggi d'impalcato. Questa sproporzionalità geometrica si riflette in termini di squilibrio nel comportamento statico e deformativo dell'impalcato, che sotto condizioni di carico accidentale insistente sulla campata centrale lunga, può generare lo sviluppo di sforzi di trazione sul vincolo di spalla, all'estremità delle campate laterali corte. In base alle attuali disposizioni normative tale condizione è da evitarsi, specialmente nell'ottica delle problematiche connesse agli effetti di un ipotetico evento sismico.

L'adozione di uno schema a ponte strallato, con stralli di sospensione disposti a interassi regolari lungo l'impalcato, omogenizza lo schema statico riconducendolo alla condizione di travata continua su più appoggi deformabili, di cui è possibile uniformare la rigidità mediante la regolazione dei tiri degli stralli. Si ottiene così una maggiore regolarità negli

andamenti degli sforzi sollecitanti e delle deformate d'impalcato, evitando l'insorgere in esercizio di stati di trazione agli appoggi in spalla.

La sospensione dell'impalcato mediante sistemi di stralli consente inoltre di ridurre, se non eliminare del tutto la presenza di pile d'appoggio intermedio in alveo, soggette alle problematiche di scalzamento alla base. Posto che la bontà nel tempo di un intervento di questo tipo non può prescindere da un'attenta e frequente manutenzione degli elementi costituenti, l'utilizzo di opportune precauzioni progettuali unito ad un funzionale schema costruttivo generale del ponte può evitare l'insorgere di delicate problematiche, quali lo scalzo delle fondazioni delle pile, il cui ripristino richiede oltretutto ingenti somme, a cui si aggiungono i danni legati alla limitazione nella funzionalità dell'opera, anche ingenti in autostrade e strade extraurbane principali.



# **1. INTRODUZIONE**

Nel presente Capitolo sono illustrate le linee guida seguite nella progettazione del ponte strallato a impalcato misto acciaio – calcestruzzo, oggetto del presente lavoro di tesi. Si riportano per sommi capi i cenni teorici fondamentali sul tema, volti ad illustrare la filosofia progettuale che sta alla base di questa tipologia di opere, ponendo particolare attenzione sui benefici che tale tecnica realizzativa comporta. Si entrerà in seguito nello specifico della casistica oggetto di studio, osservando le caratteristiche geometriche del ponte a travata continua su più appoggi di cui si vuole fornire un'alternativa con utilizzo di un sistema di funi metalliche di sospensione dell'impalcato, omogeneizzando così lo schema strutturale e offrendo la possibilità di eliminare una delle pile in alveo, fattore positivo nell'ottica di un più vasto impiego della tecnica, ai fini di eliminare il problema dell'erosione al piede nei tratti d'alveo a forte azione erosiva della corrente.

## ***1.1. TEORIA PONTI STRALLATI***

La teoria dei ponti strallati ha lunga e importante tradizione ma nonostante questo è in continuo divenire, anche grazie alle innovazioni tecnologiche nell'ambito dello sviluppo di materiali da costruzione sempre più performanti. Il bagaglio tecnico utile all'elaborazione progettuale è stato per lo più recuperato dalle pubblicazioni dei maestri e padri fondatori del sistema a ponte strallato in Italia, uno su tutti il Prof. Ing. Fabrizio de Miranda, il cui notevole contributo allo stato dell'arte si manifesta ancora oggi nello sviluppo dei recenti sviluppi tecnici del sistema.

Quando le infrastrutture viarie nel loro tracciato incontrano ostacoli naturali si presenta il problema di superarli mediante la costruzione di un'opera di attraversamento, e nella quasi totalità dei casi, per motivi di ordine tecnico ed economico, la soluzione più conveniente prevede la costruzione di un ponte. Tale opera, quando la situazione orografica e geotecnica la giustificano, pone di fronte all'esigenza di dover collocare a notevole distanza tra loro i sostegni e le fondazioni della stessa, vale a dire di risolvere il problema dell'attraversamento mediante l'adozione di un ponte a grandi luci. Il concetto di grande luce è in senso assoluto largamente indeterminato, in quanto è da riferirsi ai materiali impiegati e alle loro caratteristiche meccaniche. La massima parte della qualità

di un ponte dipende sempre dalla prima impostazione del progetto, che costituisce la vera fase creativa nella concezione strutturale. Per perseguire i migliori risultati nella concezione strutturale dei ponti di medio – grande luce è necessario ricostruire la presenza contemporanea di tre mentalità: quella ideativa, quella analitica e quella pratica, capace di valutare concretamente le possibilità della tecnica costruttiva ed i fattori economici ad essa connessi [1].



*Figura 1.1 – ponte strallato stradale*

Le due tipologie strutturali che si sono decisamente affermate nell'ultimo secolo per il superamento di grandi luci sono quella dei ponti sospesi e quella dei ponti strallati. L'evoluzione tipologica del ponte strallato negli ultimi decenni è caratterizzata, più che da uno sviluppo storico graduale, da un'affermazione rapida e relativamente recente del sistema, cui hanno contribuito principalmente i progressi compiuti dalla scienza delle costruzioni, dalla tecnologia dei materiali e dalle tecniche di esecuzione [2]. I vantaggi dei ponti strallati consistono nel conferimento di un'elevata rigidità alla struttura sotto i carichi accidentali, che si accompagna a una maggiore economia di materiali oltre che una maggiore semplicità di montaggio. La filosofia di tali strutture può concepirsi come una composizione strutturale ed architettonica improntata su una razionale ed economica utilizzazione di elementi di acciaio e c.a., in una visione unitaria e coordinata dei vari

problemi progettuali e costruttivi, ed alla luce delle tecniche più avanzate di costruzione. Dal punto di vista realizzativo la tecnica delle costruzioni dei ponti in acciaio è da vari anni sempre più orientata, in quasi tutte le sue applicazioni, verso le costruzioni saldate a piena penetrazione [3]. Il sistema a ponte strallato è basato sulla coesione di un impalcato metallico irrigidito con un sistema di stralli di sostegno dello stesso, in modo da consentire il superamento di luci importanti mantenendo vantaggi sia economici che di comportamento strutturale rispetto ai tradizionali ponti sospesi. Anche in fase di montaggio la maggiore praticità delle operazioni, specie nel caso di impiego di stralli a passo contenuto, rende la soluzione tecnica estremamente vantaggiosa. L'incremento della stabilità aerodinamica nei ponti strallati è facilmente perseguibile adottando in combinazione con un impalcato a travata rigida antenne ad "A" nel piano trasversale dalla sommità della quale partono due piani inclinati di stralli che raggiungono le travi di bordo. Tale soluzione rappresenta un importante aspetto del processo evolutivo dei ponti strallati: nel moto vibratorio flesso torsionale dell'impalcato, che nelle antenne a due ritti verticali vede in opposizione di fase gli spostamenti orizzontali longitudinali delle loro sommità, questi si neutralizzano nelle antenne ad A, ove i ritti in sommità si uniscono in un unico tronco verticale, conferendo inoltre alla struttura del ponte una grande rigidità torsionale. Le frequenze torsionali vengono notevolmente incrementate differenziandosi dalle flessionali, evitando così dinamiche d'instabilità del ponte nei riguardi del fenomeno del flutter [1]. L'insieme delle considerazioni esposte permettono di comprendere le ragioni per cui i ponti strallati, anche su grandi luci, offrono soluzioni tecnicamente ed economicamente vantaggiose, trovando ampio spazio nelle applicazioni pratiche.

## ***1.2. BENEFICI IN PONTI STRALLATI***

I principali benefici apportati dall'adozione di uno schema a ponte strallato in copertura di medie – lunghe luci sono in seguito riassunti:

- Schema statico omogeneo di sostegno dell'impalcato, sostenuto dagli stralli posti a passo regolare e con una regolazione del tiro tale da conferire un contributo in sostegno uniforme in tutto lo sviluppo longitudinale. Il sistema risponde risulta dunque poco suscettibile alle differenti possibili configurazioni di carichi agenti, senza manifestare problematiche altrimenti connesse allo squilibrio nelle luci dei sistemi di sostegno. E' superata la problematica manifestata nei ponti tradizionali a travata continua su più appoggi, a coprire luci di lunghezza differente, per cui sotto la massima configurazione di carichi sulla campata centrale agli appoggi in spalla possono generarsi sforzi di trazione. Questa condizione è da evitare sia da disposizioni normative ma più in generale nell'ottica di una corretta progettazione nel suo esercizio ordinario ed in caso di sisma.
- Possibilità di coprire luci anche significativamente superiori, con conseguenti minori limitazioni geometriche nella studio della disposizione degli elementi di sostegno. In particolare nel caso di ponti a scavalco di alveo fluviale la tecnica consente di ridurre o eliminare del tutto la presenza di pile intermedie in alveo, a cui sono spesso legate problematiche di scalzo delle fondazioni.
- Nell'ottica di limitare l'impatto visivo ed ambientale dell'infrastruttura il ponte strallato può presentare caratteristiche estetiche tali da avvalorare il contesto in cui si pone, risultando elemento di grande pregio architettonico per il panorama circostante.

Nel presente lavoro di tesi verranno approfonditi gli aspetti che riguardano le principali differenze del sistema di ponte strallato rispetto agli schemi costruttivi tradizionali, con l'attenzione posta in particolare sugli elementi metallici introdotti. Il comportamento strutturale complessivo viene esaminato nell'ottica di fornire una proposta tecnica per l'impiego dello schema a ponte strallato su medie – grandi luci. Si prende in esame un caso di ponte ad impalcato misto acciaio – calcestruzzo.

### 1.3. PONTE SUL CANALE MUZZA

Il paragrafo riporta il confronto sintetico tra la conformazione originaria del ponte nel sistema realizzativo tradizionale e la nuova proposta tecnica di ponte strallato, oggetto di tesi. Il ponte in esame è situato sulla Tangenziale esterna est di Milano in scavalco al canale Muzza.

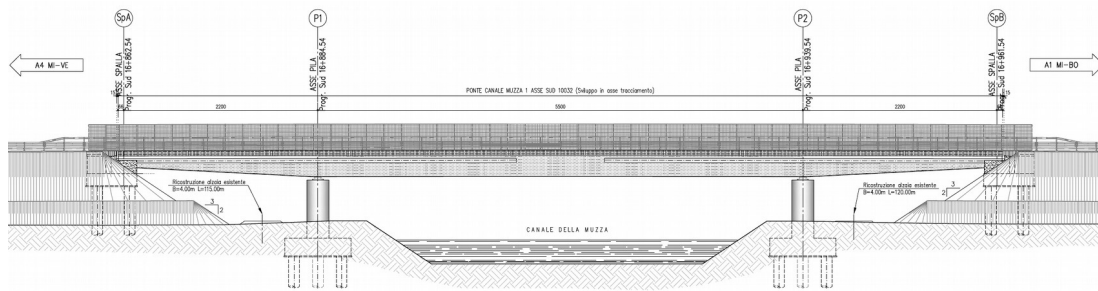


Figura 1.2 – ponte in sistema tradizionale

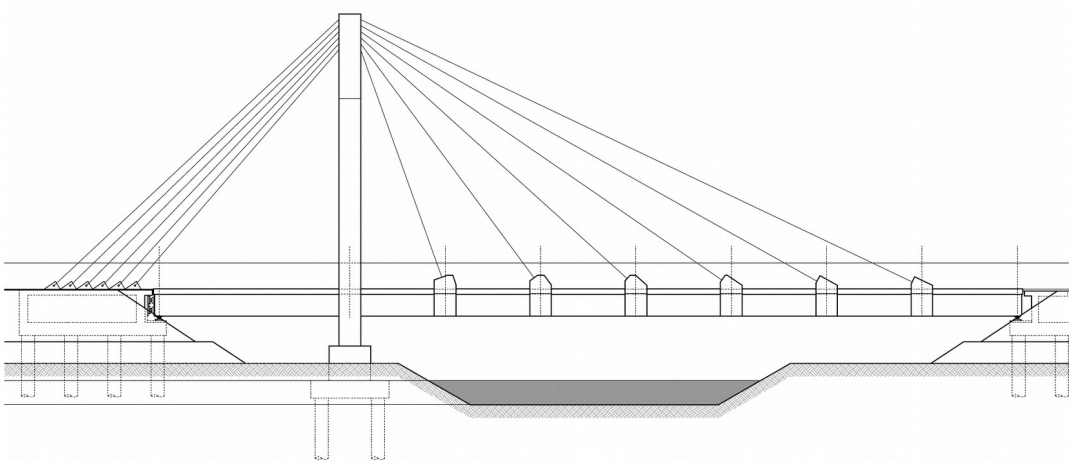
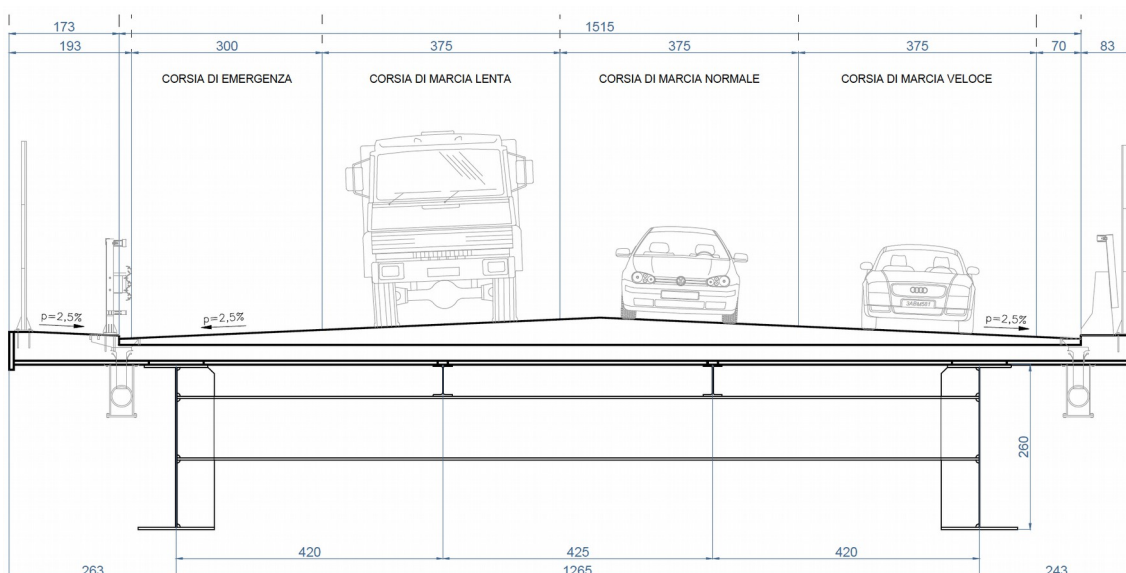


Figura 1.3 – ponte in sistema strallato

In presenza di luci di campata differenti il ponte realizzato in schema tradizionale di travata continua su più appoggi può presentare sotto particolari configurazioni di carico problematiche legate allo sviluppo di sforzi di trazione agli appoggi in spalla. In questo

caso il riferimento impiegato presenta una luce centrale di campata 2,5 volte superiore rispetto alle campate laterali. La lunghezza complessiva dell'impalcato da appoggio ad appoggio alle spalle è di 99 m. La campata centrale presenta sviluppo longitudinale di 55 m mentre le campate laterali coprono una luce di 22 m ciascuna. La larghezza totale dell'impalcato è di 17,71 m. Questo presenta una struttura mista acciaio – calcestruzzo in cui la soletta collaborante di spessore 31 cm è sostenuta da due travi principali ad I di bordo di altezza 260 cm, larghezza d'ali 100 – 120 cm per spessori di lamiera 4 cm alle ali e 2 cm in anima. In posizione centrale sono presenti due travi di spina HEB 500 in appoggio su traversi di ripartizione posti a passo 5,5. Questi presenta sezione ad I con altezza di 100 cm, larghezza delle ali 50 cm e spessori rispettivamente di 3 cm alle ali e 2 cm in anima. In Figura 1.4 si riporta la sezione tipo dell'impalcato.



*Figura 1.4 – sezione d'impalcato*

Nella proposta tecnica sviluppata si suppone di eliminare la pila d'appoggio intermedio di destra, ottenendo una campata di lunghezza 77 m sostenuta da 6 ordini di stralli con passo 11 m, in linea con i valori tipici da bibliografia [2] [4]. Gli angoli di inclinazione degli stralli rispetta le indicazioni di massima impiegate per i ponti strallati. Si introduce un'antenna metallica d'arrivo degli stralli alla sezione d'appoggio intermedio d'impalcato che presenta altezza pari a 40 m, sufficienti a conferire un adeguato equilibrio al sistema

in termini di proporzioni geometriche e senza eccessivo “spreco” di materiale nell'ottica della limitazione della spesa dell'intervento. Alla spalla di sinistra idraulica è prevista la realizzazione di un cassone in c.a. di zavorra, a contrasto dei tiri degli stralli d'ormeggio che dall'antenna metallica vanno ad ancorarsi ad esso. A questo manufatto viene inoltre conferita la funzione di appoggio fisso dell'impalcato ed viene pertanto appositamente dimensionato nell'ottica di garantire la stabilità dell'intera struttura in senso longitudinale nei confronti dell'azione sismica. Non si prevede l'impiego di isolatori sismici.

In corrispondenza delle sezioni d'arrivo degli stralli sull'impalcato, a passo 11 m, viene prevista l'installazione di appositi traversi rinforzati, alla luce della funzione di sostegno dell'impalcato, e non più di sola ripartizione trasversale dello sforzo in sezione tra le travi longitudinali. Si prevede l'impiego di una cassone d'acciaio rettangolare cavo di altezza 260 cm, larghezza 250 cm e spessore 4 cm. Tutte le giunzioni tra gli elementi metallici sono previste mediante saldatura a piena penetrazione. Per una più completa descrizione delle soluzioni costruttive impiegate si rimanda la visione ai paragrafi dedicati.

#### ***1.4. PARAMETRI GENERALI DI PROGETTO***

Nello sviluppo dei calcoli progettuali si fa riferimento a valori caratteristici dei materiali strutturali impiegati, quali calcestruzzo e acciaio, nonché del terreno di fondazione con cui la struttura interagisce. A questi parametri, corrispondenti al quinto percentile della distribuzione di proprietà, si applicano inoltre come ulteriore forma di tutela in fase di progettazione opportuni coefficienti parziali di sicurezza, secondo l'approccio proposto dalla Teoria degli Stati Limite. I valori di resistenza di progetto così ottenuti si andranno a confrontare con le azioni di progetto corrispondenti, amplificate in linea con quella che è la filosofia del metodo. Le analisi delle azioni sollecitanti sono studiate attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo agli elementi finiti. Le verifiche, condotte coerentemente con le prescrizioni normative, sono svolte secondo metodi e strumenti di comprovata validità. Il tutto a fornire una progettazione quanto più completa possibile di tutti gli aspetti del complesso strutturale in oggetto.

### ***1.4.1. APPROCCIO AGLI STATI LIMITE***

Secondo l'approccio proposto dalla NTC 2018 [5] il livello di sicurezza dell'opera deve essere valutato in relazione alle varie tipologie di stati limite che si possono verificare nel corso della vita nominale della struttura. Lo stato limite viene definito come quella condizione superata la quale la struttura in esame o uno dei suoi elementi costitutivi non è più in grado di soddisfare le esigenze, di tipo strutturale e/o funzionale, per cui è stata progettata. Gli stati limite si dividono in SLU, stati limite ultimi, che fanno riferimento a condizioni di carico eccezionali, al fronte delle quali si vuole tutelare la struttura dal collasso anche a costo di subire danni permanenti, e SLE, stati limite di esercizio, che valutano il comportamento in condizioni ordinarie di carico. Questi ultimi pongono l'attenzione sul comfort di chi fruisce della struttura in base alla sua destinazione d'uso, evitando ad esempio lo sviluppo di frecce verticali eccessive e fastidiose vibrazioni in percorrenza nel caso di ponti stradali e/o pedonali, oltre che sulla tutela dal manifestarsi di danneggiamenti e sulla salvaguardia delle funzionalità per cui l'opera è progettata.

In entrambi i casi la verifica di sicurezza della struttura nei confronti dello stato limite di riferimento viene svolta ricorrendo al metodo dei coefficienti parziali di sicurezza, che sono appositamente studiati ed applicati per la condizione esaminata. In particolare in normativa è prevista l'adozione del sistema AMR, con applicazione in progetto e verifica per i vari stati limite di appositi coefficienti parziali per ciascun gruppo di grandezze:

- **A**, coefficienti amplificativi sui carichi, differenziando i permanenti dai variabili;
- **M**, coefficienti riduttivi sulle proprietà dei materiali;
- **R**, coefficienti globali di sicurezza per il passaggio da valori caratteristici a valori di progetto.

La verifica sui valori di progetto così ottenuti risulta soddisfatta se  $R_d \geq E_d$ , dove:

- $R_d$  è il valore della resistenza di progetto, valutata in base ai valori caratteristici di resistenza dei materiali, opportunamente ridotti mediante i coefficienti parziali di sicurezza;
- $E_d$  è il valore di progetto delle azioni sollecitanti indotte dai carichi, che d'altro canto sono opportunamente amplificati tramite i coefficienti parziali di sicurezza di competenza.



In questo modo il progettista potrà godere di un discreto margine di sicurezza nello svolgimento dei calcoli di verifica, lavorando come opportuno sempre cautelativamente.

La progettazione della struttura in esame, costituita da un ponte strallato ad impalcato misto in acciaio – calcestruzzo, con antenna metallica e comprensiva del sistema di fondazioni delle spalle e dell'antenna stessa, viene realizzata con metodo di verifica agli stati limite d'esercizio e ultimi, così come descritti dalle NTC 2018, nelle rispettive combinazioni di carico. Segue in coda un'ultima doverosa verifica inerente il tema della robustezza della struttura, osservando il comportamento del sistema nell'ipotesi di venuta meno di uno degli stralli di sostegno dell'impalcato.

### ***1.4.2. VITA NOMINALE DELL'OPERA***

Dalle NTC 2008 è stato introdotto il concetto di vita nominale di un'opera strutturale, intesa come il lasso temporale, in termini di anni, per cui in sede di progettazione deve essere garantita la corretta funzionalità, in base alla sua destinazione d'uso, per la quale è stata pensata. I carichi di progetto considerati nell'approccio agli stati limite vengono pertanto pesati in funzione alla condizione limite di riferimento e al periodo temporale per cui tale opera è progettata: maggiore è la vita nominale più alto è il valore del carico eccezionale che si può manifestare agli SLU, come ad esempio per evento sismico, carico da vento o nevicata secolare.

Nel progetto della struttura di nostro interesse le valutazioni di calcolo sono eseguite considerando una vita nominale dell'opera di 50 anni, pur ricadendo questa in classe 4, a cui appartengono da normativa vigente le opere con funzione strategica importante. In funzione di questo ne si dovrà prevedere un'attenta manutenzione, sia ordinaria che straordinaria, benché ritenuta costruzione con livello di prestazione ordinario.

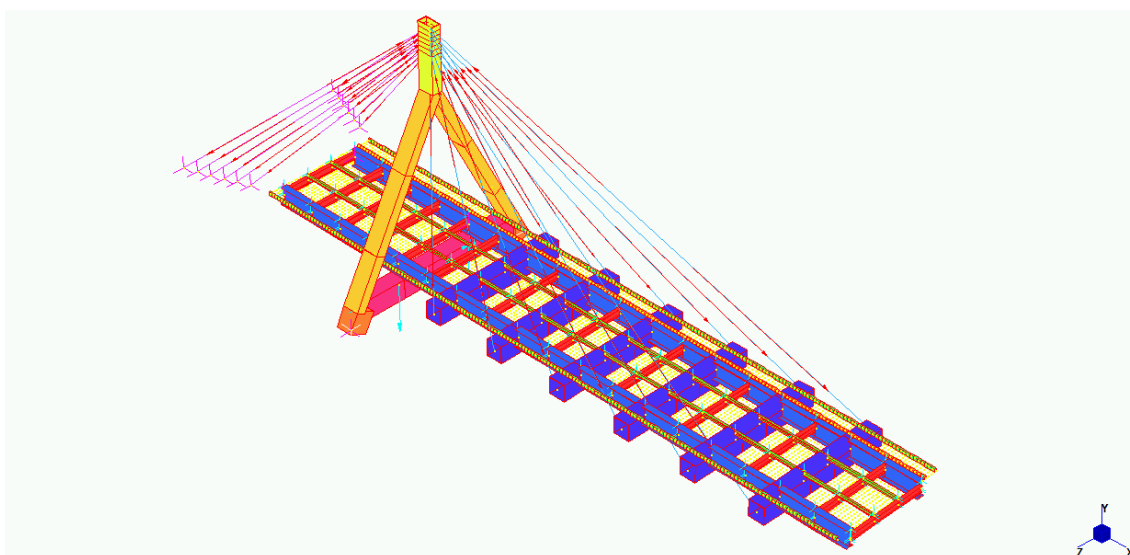
### ***1.4.3. CLASSE D'USO***

Le costruzioni vengono suddivise dalla NTC 2018 in varie classi d'uso, ponendo l'attenzione sulle conseguenze che arrecherebbero l'interruzione di operatività o il loro eventuale collasso. Nel caso in esame, come già precedentemente accennato, la struttura

ricade in Classe IV, che da normativa comprende nel suo complesso: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, con importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Ricade chiaramente in tale definizione l'infrastruttura viaria oggetto di progettazione.

## **1.5. METODOLOGIE D'ANALISI**

Le analisi strutturali volte alla valutazione del comportamento deformativo e dei valori di sforzi interni generati sui vari elementi del ponte nelle diverse combinazioni di carico sono svolte mediante analisi F.E.M., opportunamente validate e supportate ove possibile dal controllo dei risultati mediante calcolo manuale.



*Figura 1.5 – modello F.E.M.*

Il Metodo agli Elementi Finiti rappresenta un'importante risorsa per lo svolgimento dei calcoli in sistemi strutturali complessi, purché combinato ad un'attenta rappresentazione del problema fisico all'interno del modello di riferimento. In *Figura 1.5* si riporta una rappresentazione solida esemplificativa del modello impiegato per l'analisi del ponte nella sua configurazione finale. Altri modelli sono stati prodotti per le analisi globali del sistema e locali sui singoli elementi. Si riassumono in seguito i modelli impiegati:

- Modello globale del ponte per le verifiche SLU e SLE in esercizio;
- Modello globale del ponte per la verifica di robustezza del ponte;
- Modello globale del ponte per la valutazione del comportamento alla FASE 0 di realizzazione;
- Modello globale del ponte per la valutazione del comportamento alla FASE 1 di realizzazione;
- Modello globale del ponte e locale dell'antenna metallica per la valutazione del comportamento sismico;
- Modello locale dell'antenna metallica per la valutazione della stabilità di puntone compresso;
- Modello locale della soletta d'impalcato;
- Modello locale della spalla zavorrata in sinistra idraulica;
- Modelli locali relativi ai pali di fondazione.

Sulla base dei risultati evidenziati dalle analisi svolte sui modelli di calcolo sono state eseguite le rispettive verifiche, di resistenza e deformabilità.

Le verifiche di resistenza sono state condotte manualmente, ad eccezione di quelle che interessano gli elementi in cemento armato, per cui si è ricorso al programma *VcaSlu* del Professor Gelfi [6], di comprovata affidabilità.

## 2. FILOSOFIA PROGETTUALE

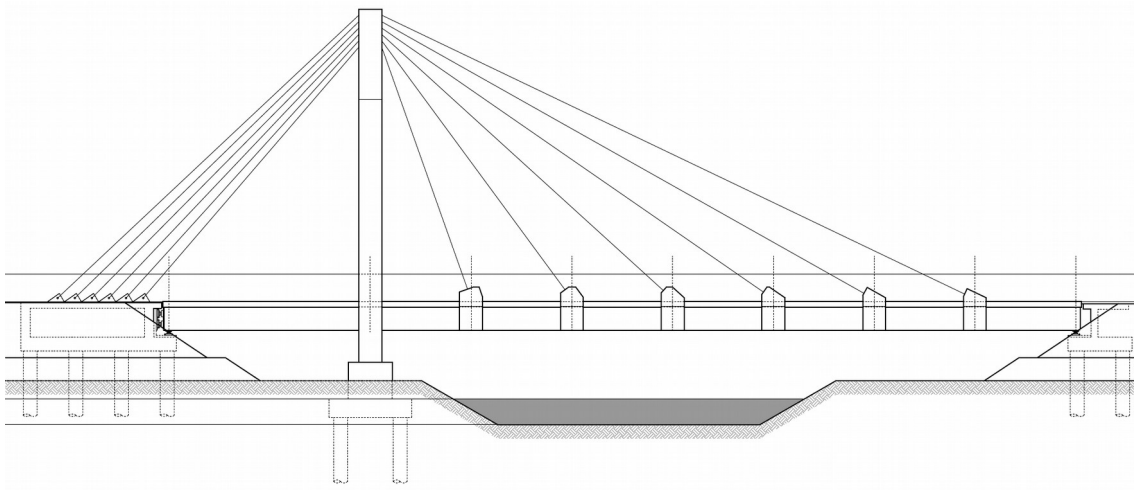
Viene riassunto nel presente paragrafo l'insieme delle scelte progettuali principali alla base dell'ideazione dell'intero intervento, che si andranno successivamente a validare in base ai risultati dei modelli di calcolo impiegati e alle verifiche svolte sui vari elementi strutturali costituenti.

### 2.1. *FUNI DI SOSTEGNO E DI ORMEGGIO*

Per garantire un sostegno adeguato ed omogeneo all'impalcato del ponte si è ritenuto di disporre le coppie di stralli lungo la campata più estesa, di lunghezza 77 m, ad interasse di 11 m. Così facendo, volendo rispettare lo schema strutturale originario d'impalcato, con traversi d'irrigidimento ad interasse 5,5 m, risulteranno “strallati” alternativamente i traversi della campata principale del ponte. Nel proseguo si distingueranno pertanto due tipologie di traversi, come più approfonditamente descritto al Paragrafo 2.4:

- **Traversi correnti**, per i quali si mantengono le caratteristiche geometriche del progetto originario, volendo conservare la configurazione dell'impalcato in modo da avere un valido termine di raffronto; questi mantengono la funzione originaria d'irrigidimento dell'impalcato e ripartizione delle forze asimmetriche tra le travi principali.
- **Traversi portanti d'impalcato**, di cui verrà rivalutata la sezione in funzione della nuova funzione svolta, di sostegno del tratto d'impalcato di competenza della coppia di stralli fissati al singolo traverso.

Come si osserva in *Figura 2.1* alle sei coppie di stralli di sostegno dell'impalcato, fissate nel tratto di sommità dell'antenna, corrisponderanno altrettante sei coppie di stralli di ormeggio, ancorate alla spalla zavorrata in sinistra idraulica. Tale manufatto di spalla è progettato per compensare tramite il peso proprio, comprensivo anche del riempimento in ghiaia, la risultante delle componenti verticali dei tiri degli stralli di ormeggio. Segue analisi dettagliata al Paragrafo 2.6.



*Figura 2.1*

Nel rispetto delle indicazioni progettuali riportate in bibliografia si è valutato di tenere un'altezza dell'antenna metallica da terra pari a 40 m, ritenuta un valido compromesso tra la quantità di materiale impiegato e la necessità di garantire inclinazioni degli stralli rispetto l'orizzontale superiori a  $25^\circ$ . Si individua così il sistema di stralli rappresentato in *Figura 2.1*, con orientazione efficace ai fini del corretto comportamento d'insieme.

Uno dei più importanti parametri di progetto dell'intervento, di elevata incidenza nei confronti del comportamento strutturale d'insieme del sistema, è rappresentato dal set dei pretiri conferiti agli stralli. Questi nel caso in esame si suddividono in due famiglie, dalle funzionalità differenti:

- **Stralli di sostegno dell'impalcato**, a cui si richiede che le componenti verticali dei rispettivi tiri vadano ad equilibrare il peso generato dai carichi permanenti d'impalcato.
- **Stralli di ormeggio**, ancorati alla spalla zavorrata, a cui si richiede di bilanciare in senso orizzontale le componenti di tiro degli stralli di sostegno dell'impalcato, in modo da non sforzare eccessivamente l'antenna a flessione.

Per entrambe le famiglie di stralli si prevede l'utilizzo di funi portanti chiuse di diametro 72 mm, realizzate in acciaio armonico e di cui si riportano le caratteristiche al Paragrafo 3.2 . La regolazione combinata del tiro degli stralli di sostegno e di ormeggio, in base alla rispettiva disposizione geometrica, consente di garantire l'equilibrio del sistema nelle varie fasi, di montaggio e di esercizio del ponte, a seconda delle specifiche esigenze.

## 2.2. TIRO DELLE FUNI

Si riporta nel presente paragrafo lo studio dei set di tiri con cui tesare gli stralli nel corso delle varie fasi realizzative dell'intervento, fino alla configurazione finale che garantisce un buon comportamento in esercizio, sia in condizioni di ponte scarico sia sotto gli sforzi massimi previsti da normativa tecnica. Prima di analizzare i valori di progetto impiegati in tesatura e la filosofia con cui sono stati stabiliti si riporta sinteticamente la trattazione teorica del fenomeno che ne sta alla base.

Ipotizzando di assumere il contributo portante di ciascuna coppia di stralli di sostegno dell'impalcato alla stregua di un suo vincolo verticale cedevole elasticamente, attraverso il tiro impartito alle funi si agirà sulla sua rigidezza  $k$ . L'obbiettivo iniziale della seguente trattazione formale è quello d'individuare una legge generale che consenta di uniformare le rigidezze verticali delle molle a diversa inclinazione  $\alpha$  attraverso la calibrazione dei rispettivi pretiri, supponendo idealmente ciascun concio d'impalcato di lunghezza 11 m sostenuto dagli stralli come indipendente e non condizionato dai comportamenti dei due tratti ad esso adiacenti. In questo modo ogni “molla” si comporterà sotto il peso proprio del concio d'impalcato di competenza secondo la legge di Hooke, per la quale la forza applicata è direttamente proporzionale alla variazione di lunghezza subita. Invertendo la definizione:

$$\delta = \frac{P}{K}$$

Gli stralli con angolo d'inclinazione  $\alpha$  minore rispetto all'orizzontale presentano minore rigidezza per la combinazione di un doppio contributo:

- Ipotizzando l'impiego dello stesso tipo di funi, con medesimi materiali e sezioni, alla minore inclinazione degli stralli con arrivo sull'impalcato più distante dalla antenna è legata una loro maggior lunghezza, con conseguenza rigidezza assiale  $EA/l$  inferiore dell'elemento *Truss*.
- Minor proiezione verticale della forza assiale di trazione agente lungo gli stralli, e scambiata con l'impalcato secondo il principio di azione – reazione al vincolo di sostegno.

Come descritto al Capitolo 4 dall'analisi dei carichi sull'impalcato si ottiene un valore

totale dei carichi permanenti  $g_{1,tot} + g_{2,tot} = 13,4 \text{ kN/m}^2 + 2,46 \text{ kN/m}^2 \simeq 15,9 \text{ kN/m}^2$ , che se valutato sull'area di competenza della coppia di stralli, di dimensione  $17,71 \text{ m} \times 11 \text{ m}$ , fornisce una risultante verticale pari a:

$$P_V = (g_{1,tot} + g_{2,tot}) \cdot A_{imp} = 15,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,71 \text{ m} \cdot 11 \text{ m} = 3097,5 \text{ kN}$$

Per ciascuna condizione che contraddistingue la specifica fase realizzativa d'intervento o il suo comportamento in esercizio si suppone di individuare una rigidità  $k_0$  di molla di riferimento, corrispondente ad esempio alla prima coppia di stralli di sospensione più vicina all'antenna, tale da generare sotto l'azione dei carichi permanenti un certo valore di spostamento verticale desiderato. Come descritto più dettagliatamente in seguito nelle fasi di montaggio dell'impalcato i tiri degli stralli saranno regolati per averne la perfetta orizzontalità, così da favorire le lavorazioni. In esercizio si decide invece di regolare i tiri per ottenere, scontate le perdite di rigidità della soletta per viscosità, una leggera controfreccia in mezzzeria di campata sotto i carichi permanenti, prestando attenzione di non indurre lo sviluppo di sforzi di trazione al vincolo d'appoggio con la spalla in destra idraulica. In questo modo sotto la configurazione di carico più gravosa, valutata tramite la combinazione rara in esercizio, come da prescrizioni normative, la massima freccia che si svilupperà nella posizione più sfavorevole della campata principale rimarrà sotto il valore massimo prescritto dalle direttive di Autostrade per l'Italia per i ponti stradali, pari a  $1/650$  della luce.

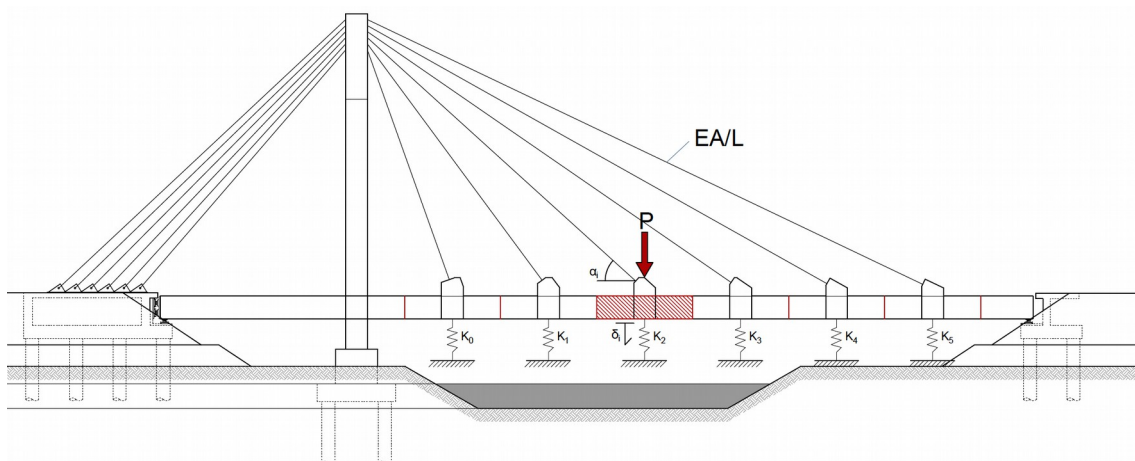


Figura 2.2

In base allo schema riportato in *Figura 2.2*, supposto di conoscere la rigidezza  $k_0$  della molla di riferimento che garantisce la condizione desiderata, equilibrando sia dal punto di vista di sforzo che deformativo la forza peso del concio d'impalcato di competenza, si individua con la trattazione in seguito riportata il tiro teorico da impartire alle coppie di stralli diversamente inclinate, ma dalle stesse caratteristiche e con la medesima area di influenza, per ottenere lungo lo sviluppo dell'impalcato molle verticali di sostegno con la medesima resistenza. Questo consente in fase di definizione dei tiri di ottenere una deformata verticale omogenea sulla campata più estesa, ottimizzando il comportamento strutturale d'insieme ed evitando l'insorgere di squilibri locali di sforzo sollecitante.

Per la molla di riferimento, che rappresenta il comportamento della prima coppia di funi di sostegno, vale:

$$\delta_0 = \frac{P}{K_0}$$

Per le altre generiche  $i$ -esime coppie di funi di sostegno, con inclinazione  $\alpha_i$  rispetto alla direzione orizzontale, vale l'espressione generica:

$$\delta_i = \frac{P}{K_i}$$

Assegnando il medesimo tiro a tutte le coppie di stralli di sostegno dell'impalcato, per effetto della loro differente inclinazione si avrebbe  $K_i < K_0$ , il che comporterebbe l'insorgere di spostamenti verticali  $\delta_i > \delta_0$ , con disomogeneità della deformata.

Si vuole pertanto individuare il tiro  $N_{tiro,i}$  dell' $i$ -esima coppia di funi che garantisca una deformata uniforme dell'impalcato, con  $\delta_i = \delta_0$ . La componente verticale aggiuntiva rispetto  $P$  dello sforzo di tiro  $\Delta P_i$  sulla generica coppia  $i$ -esima di stralli dovrà rispettare la seguente espressione:

$$\frac{P - \Delta P_i}{K_i} = \frac{P}{K_0}$$

da cui:

$$\frac{\Delta P_i}{K_i} = \frac{P}{K_i} - \frac{P}{K_0}$$

Si individua pertanto l'espressione della componente verticale di tiro aggiuntivo da dare



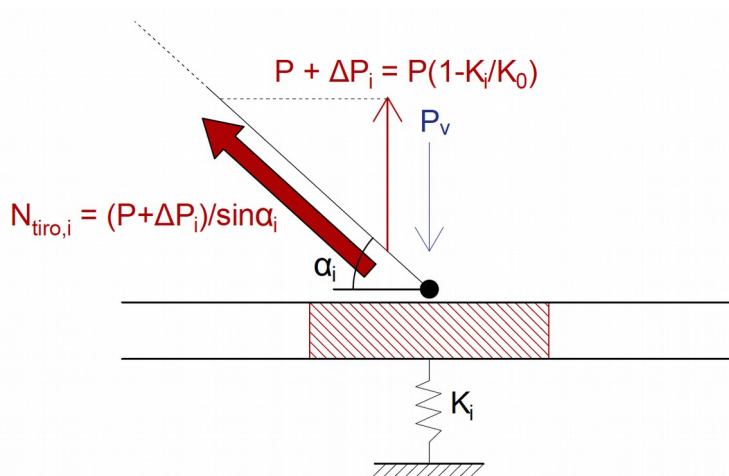
agli stralli con inclinazione inferiore, rispetto al tiro di riferimento  $P$  della prima coppia:

$$\Delta P_i = P - P \frac{K_i}{K_0} = P \left( 1 - \frac{K_i}{K_0} \right)$$

Per equilibrare staticamente e cinematicamente gli effetti della forza peso del conchio di impalcato di competenza  $P_v = 3097,5 \text{ kN}$  se in corrispondenza della prima coppia di stralli viene impartito un pretiro  $N_{tiro,0} = P/\sin(\alpha_i)$  per le generiche coppie  $i$ -esime successive, a inclinazione  $\alpha_i$  inferiore, si dovrà assegnare un pretiro:

$$N_{tiro,i} = N_{tiro,0} + \Delta N_{tiro,i} = \frac{P + \Delta P_i}{\sin(\alpha_i)} \left( 1 + 1 - \frac{K_i}{K_0} \right)$$

In *Figura 2.3* si riporta lo schema di funzionamento del modello impiegato, che prevede la rappresentazione del contributo verticale di sostegno dell'impalcato da parte di ogni coppia di stralli come una molla elastica, ovvero un vincolo cedevole elasticamente in direzione verticale.



*Figura 2.3*

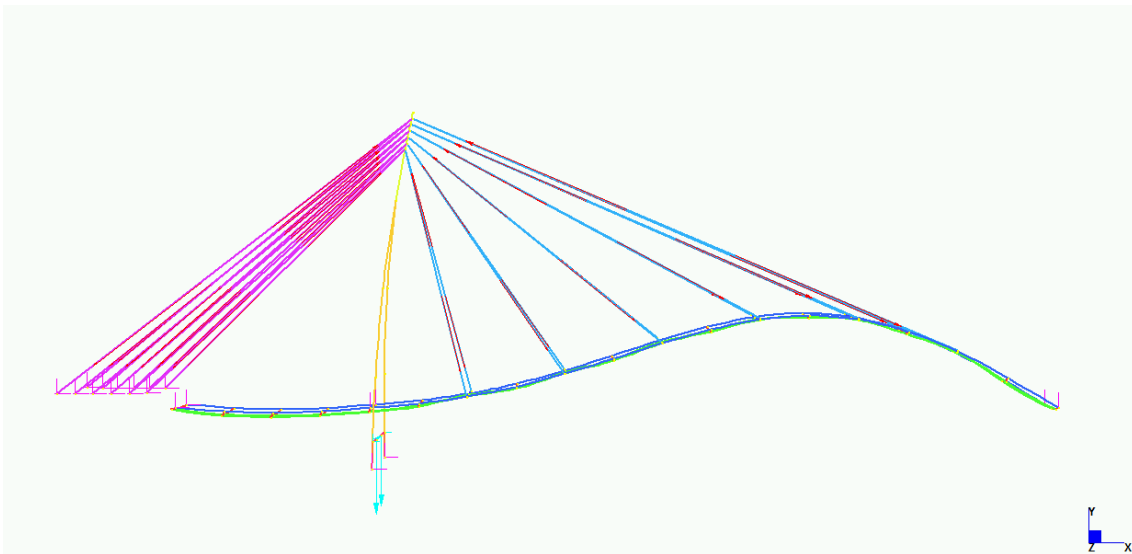
La rigidezza attribuibile al generico strallo di sostegno è  $K_i = \frac{EA}{l_i} \sin^2(\alpha_i)$ , in cui si ha  $EA = 1,7 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 3530 \text{ mm}^2 = 600100 \text{ kN}$ , in base della tipologia di funi portanti impiegate, realizzate in acciaio armonico e del diametro di 72 mm. L'espressione della rigidezza in senso verticale del singolo elemento teso, di valenza assoluta per i tiranti di generica inclinazione  $\alpha_i$ , è ricavata considerando le proiezioni di sforzo e deformazione:

- dal triangolo delle forze il tiro generico dello strallo  $N_i = P/\sin(\alpha)$ , dovendo la componente verticale equilibrare la forza peso agente
- lo spostamento verticale al generico strallo  $\delta = \Delta l/\sin(\alpha)$

da cui:

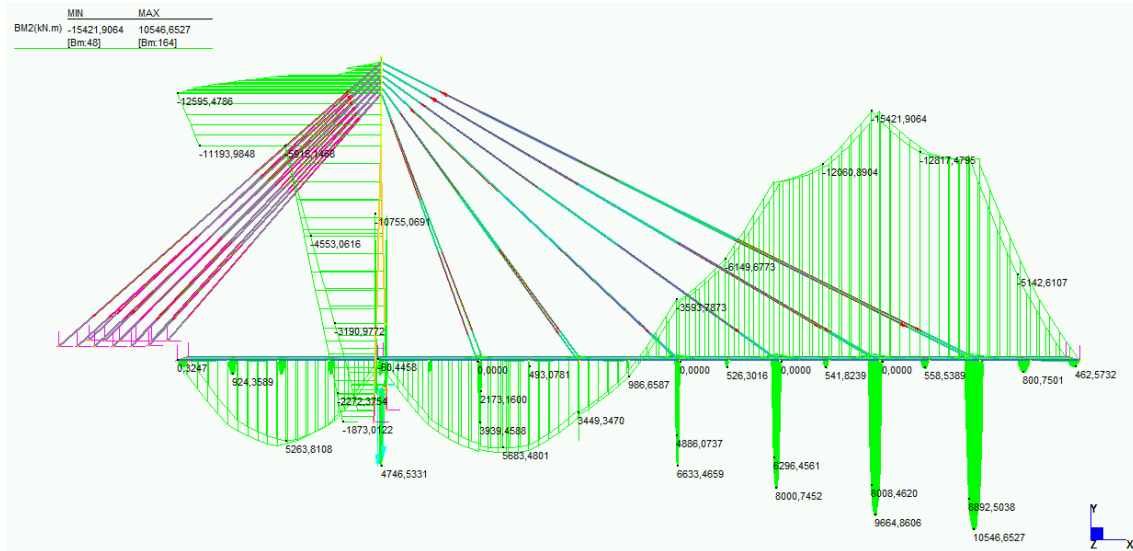
$$\Delta l = \frac{N_i \cdot l}{EA} = \frac{P \cdot l}{EA \cdot \sin(\alpha)} \rightarrow \delta = \frac{P \cdot l}{EA \cdot \sin^2(\alpha)} \rightarrow K = \frac{EA}{l_i} \sin^2(\alpha).$$

Tuttavia nel caso del ponte in esame per effetto dell'elevata rigidità dell'impalcato non è soddisfatta l'ipotesi di indipendenza di comportamento delle molle elastiche. I vincoli cedevoli elasticamente in direzione verticale rappresentanti gli stralli vanno ad interagire tra loro nella funzione di sostegno dell'impalcato. In funzione della rigidità flessionale dell'impalcato del ponte diventa trascurabile il contributo legato alle differenti rigidità in direzione verticale degli stralli in base all'orientamento. L'incidenza della rispettiva deformabilità è tanto bassa da potersi ritenere trascurabile, anche alla luce dei risultati ottenuti per i modelli preliminari impiegati nello studio del problema. Da *Figura 2.4* si può infatti osservare come l'applicazione del set ideale di tiri, ottenuto sulla base della precedente trattazione, non conduca ad una situazione di regolarità deformativa, ma vada a sovrastimare i tiri degli ultimi stralli, a minor inclinazione, con conseguente sviluppo di una controfreccia localizzata ed eccessivi valori di sforzo normale di compressione lungo l'impalcato, con conseguenti problematiche al vincolo fisso sulla spalla di sinistra.



*Figura 2.4*

In *Figura 2.5* si riporta il diagramma del momento flettente che si avrebbe sotto i tiri da risultato teorico, non a pieno impiegabile nel caso in esame per la rilevante interazione tra i conci d'impalcato, legati gli uni agli altri da massicce travi continue.



*Figura 2.5*

Si decide dunque di assegnare alle coppie di stralli di sostegno dell'impalcato un set di tiri di primo tentativo dipendente dalla sola disposizione geometrica, come vale nel caso di rigidzze assiali infinite degli stralli. Si considererà pertanto per il generico strallo:

$$N_{tiro,i} = \frac{P}{2 \cdot \sin \alpha}$$

Dove a opera finita, nell'ipotesi di indeformabilità degli stralli,  $P = P_V = 3097,5 \text{ kN}$ , ovvero il peso proprio del concio d'impalcato di competenza della coppia di funi, tra cui si considera un'equa ripartizione dello sforzo. Sulla base della numerazione riportata in *Figura 2.5* si descrivono le caratteristiche geometriche degli stralli:

***Stralli di sostegno dell'impalcato***

- Strallo A -  $\alpha_a = 71^\circ$  -  $l_a = 33,21 \text{ m}$
- Strallo B -  $\alpha_b = 54^\circ$  -  $l_b = 38,83 \text{ m}$
- Strallo C -  $\alpha_c = 42^\circ$  -  $l_c = 46,43 \text{ m}$

- Strallo D -  $\alpha_d = 35^\circ$  -  $l_d = 55,20 m$
- Strallo E -  $\alpha_e = 29^\circ$  -  $l_e = 64,65 m$
- Strallo F -  $\alpha_f = 26^\circ$  -  $l_f = 74,55 m$

***Stralli di ormeggio, ancorati alla spalla zavorrata***

- Strallo G -  $\alpha_a = 49^\circ$  -  $l_a = 38,49 m$
- Strallo H -  $\alpha_b = 48^\circ$  -  $l_b = 40,39 m$
- Strallo I -  $\alpha_c = 47^\circ$  -  $l_c = 42,32 m$
- Strallo L -  $\alpha_d = 45^\circ$  -  $l_d = 44,25 m$
- Strallo M -  $\alpha_e = 44^\circ$  -  $l_e = 46,21 m$
- Strallo N -  $\alpha_f = 43^\circ$  -  $l_f = 48,18 m$

Una volta individuati i tiri degli stralli di sostegno dell'impalcato la definizione dei tiri da assegnare alle funi di ormeggio deve essere valutata nell'ottica di bilanciare quanto più possibile la componente orizzontale dello sforzo di tiro obliquo. A ciascun livello di ancoraggio degli stralli nei due sensi, verso impalcato e verso spalla, i tiri saranno gestiti in modo da garantire per la sommità dell'antenna sotto le varie configurazioni di sforzi condizioni prossime all'equilibrio in senso orizzontale. In questo modo l'antenna non è eccessivamente sollecitata a flessione e lavora prevalentemente con schema a puntone compresso, rispetto il quale ne verrà verificata la stabilità.

Si riporta in seguito la configurazione di tiri prescritti per le varie fasi di realizzazione dell'impalcato, nonché i valori finali volti a garantire un adeguato comportamento in esercizio.

### **2.2.1 TIRI IN FASE DI REALIZZAZIONE**

Nello sviluppo del presente lavoro di tesi si fa riferimento, nella valutazione degli sforzi agenti sulla struttura, a tre condizioni corrispondenti alle tre fasi realizzative d'impalcato:

- FASE 0, in cui l'intelaiatura metallica dell'impalcato durante il suo montaggio si trova sottoposta ai suoi soli carichi permanenti portanti;
- FASE 1, durante le operazioni di getto della soletta in cemento armato, la quale tuttavia non essendo ancora collaborante rappresenta unicamente un peso per la struttura portante, costituita dal solo sistema di travi e traversi metallici;
- FASE 2, in cui una volta ultimato il processo di presa e indurimento della soletta in cemento armato questa risulta pienamente collaborante alla struttura metallica d'impalcato. L'intera sezione reagente lavora sotto il peso proprio complessivo di impalcato, comprensivo anche dei carichi permanenti non portanti G2 legati alla pavimentazione e agli arredi della sede stradale, oltre ai carichi accidentali che si prevedono nel rispetto delle indicazioni della norma tecnica vigente.

Si riportano nel presente paragrafo i set di pretiri prescritti per gli stralli di sostegno e di ormeggio nelle fasi realizzative 0 e 1, volti all'ottenimento di una deformata nulla sotto gli effetti dei carichi permanenti di competenza, in modo da favorire uno svolgimento corretto delle lavorazioni.

### **FASE 0**

Sulla base dei valori dei pesi propri degli elementi metallici d'impalcato, descritti nel dettaglio al Paragrafo 4.1.1., con risultante dei carichi verticali del concio di competenza di ciascuna coppia di stralli di circa 1091 kN, si ha una componente di sforzo verticale sulla singola fune  $P_{fase0} = 1091 \text{ kN} / 2 \simeq 545 \text{ kN}$ . A partire dalle conclusioni tratte in precedenza dall'analisi generale del problema e dai risultati evidenziati dallo specifico modello agli elementi finiti si individuano i seguenti valori di tiro da assegnare agli stralli, per l'ottenimento della deformata pseudo orizzontale riportata in *Figura 2.6*. Gli esiti ottenuti avvalorano in parte la tesi di trascurabilità della componente deformativa verticale, con  $N_{tiro,i} = P / (2 \cdot \sin \alpha)$ . I tiri applicati agli stralli di sostegno d'impalcato risultano leggermente superiori alla condizione ideale d'indeforabilità assiale, ma non con l'incidenza teorica dell'inclinazione  $\alpha$  che vi competerebbe da trattazione teorica in caso di loro comportamento indipendente. In considerazione dei bassi sforzi agenti sulla struttura in questa prima fase, ai fini di semplificare le operazioni di messa in tiro, si può ipotizzare di tesare tutti gli stralli di ormeggio col medesimo valore, senza che si riscontrino significative flessioni alla sommità dell'antenna.

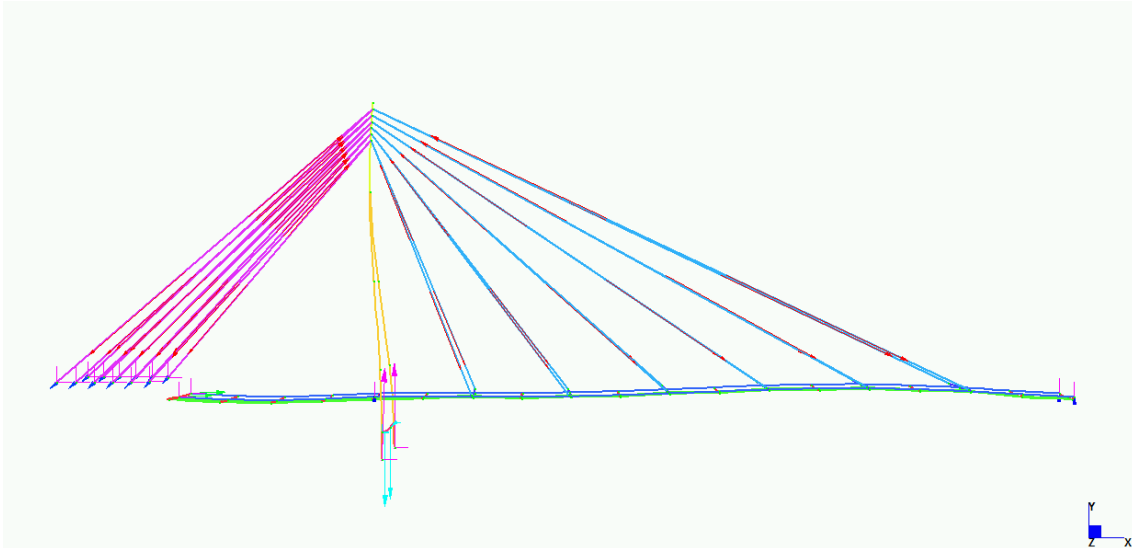


Figura 2.6

Per gli stralli di sostegno dell'impalcato:

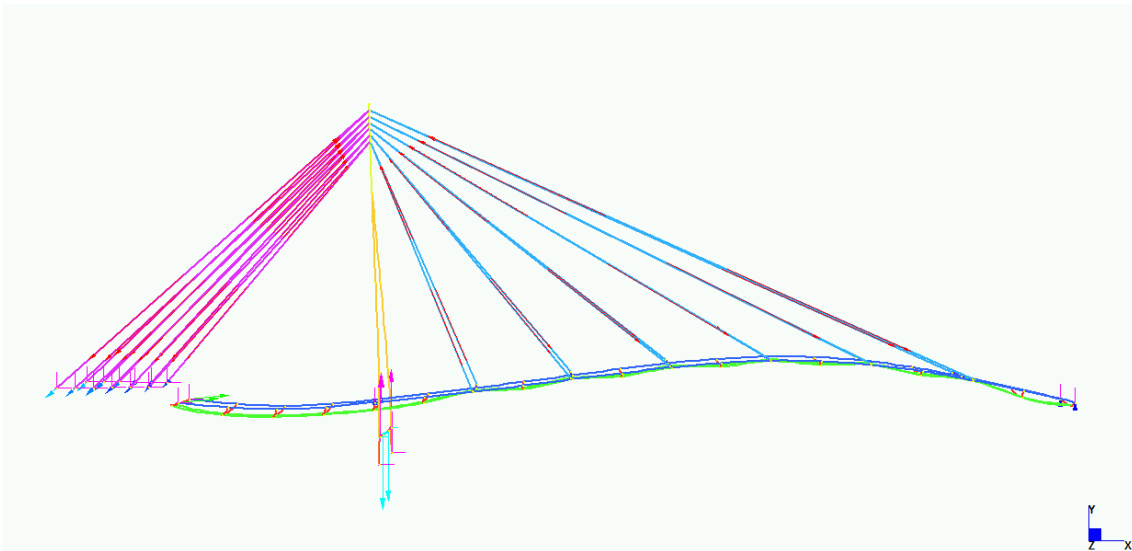
- |                          |                           |                           |
|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| - $N_a = 576 \text{ kN}$ | - $N_b = 674 \text{ kN}$  | - $N_c = 815 \text{ kN}$  |
| - $N_d = 950 \text{ kN}$ | - $N_e = 1124 \text{ kN}$ | - $N_f = 1243 \text{ kN}$ |

Per gli stralli di ormeggio:

- |                           |                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| - $N_g = 1000 \text{ kN}$ | - $N_h = 1000 \text{ kN}$ | - $N_i = 1000 \text{ kN}$ |
| - $N_l = 1000 \text{ kN}$ | - $N_m = 1000 \text{ kN}$ | - $N_n = 1000 \text{ kN}$ |

### **FASE 1**

Sulla base dei valori dei pesi propri degli elementi metallici d'impalcato e della soletta in c.a., non ancora collaborante in fase di getto, come del resto fino all'esaurimento del fenomeno di presa e indurimento, l'intelaiatura metallica d'impalcato si trova sollecitata sotto il valore definitivo del peso proprio. Si ha una componente di sforzo verticale sulla singola fune  $P_{fase1} = 2610 \text{ kN}/2 = 1305 \text{ kN}$ . Anche in questo caso in base all'angolo di inclinazione degli stralli e agli esiti delle analisi preliminari sullo specifico modello agli elementi finiti, si individuano i seguenti valori del set di tiri da assegnare agli stralli, differenziati per l'ottenimento della deformata desiderata, riportata in *Figura 2.7*.



*Figura 2.7*

Se nella precedente fase realizzativa per il montaggio delle componenti metalliche si richiedeva una condizione di perfetta orizzontalità dell'impalcato, qui si è operata una scelta progettuale volta a garantire attraverso una controfreccia impartita durante il getto una leggera precompressione al calcestruzzo della soletta, per una sua migliore risposta ai carichi in esercizio. Inoltre la deformata osservata in *Figura 2.7* è valutata sotto il solo effetto dei carichi permanenti, mentre da normativa è anche opportuno valutare in questa fase transitoria il comportamento strutturale sotto i carichi accidentali da neve e vento, seppur di entità contenuta e non allarmante per la resistenza degli elementi e la stabilità complessiva dell'opera in costruzione.

Per gli stralli di sostegno dell'impalcato:

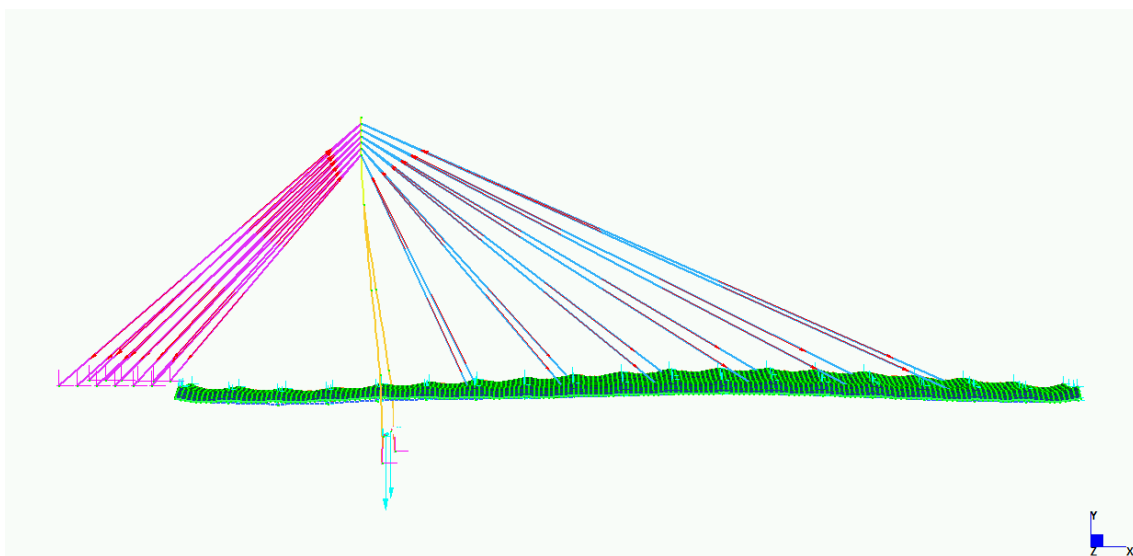
- $N_a = 1600 \text{ kN}$
- $N_b = 1900 \text{ kN}$
- $N_c = 2300 \text{ kN}$
- $N_d = 2700 \text{ kN}$
- $N_e = 3100 \text{ kN}$
- $N_f = 3400 \text{ kN}$

Per gli stralli di ormeggio:

- $N_g = 1700 \text{ kN}$
- $N_h = 2100 \text{ kN}$
- $N_i = 2400 \text{ kN}$
- $N_l = 2800 \text{ kN}$
- $N_m = 3200 \text{ kN}$
- $N_n = 3600 \text{ kN}$

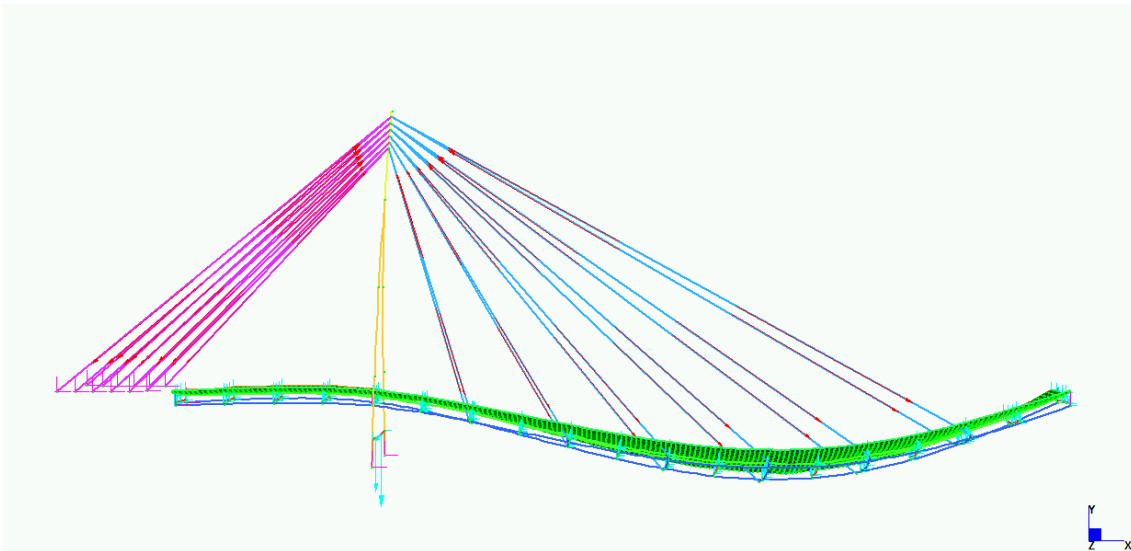
## 2.2.2 TIRI DEFINITIVI IN ESERCIZIO

La configurazione di tiri con cui tesare gli stralli di sostegno e di ormeggio è individuata tramite la seguente scelta progettuale. Si accetta di generare una leggera controfreccia verso l'alto nella mezzeria della campata sostenuta sotto i soli carichi permanenti, così da garantire sotto la massima configurazione di sforzi prevista in esercizio da normativa tecnica il rispetto del valore massimo di freccia  $L/650$  prescritto per i ponti autostradali. In questo modo è garantito un comportamento ottimale sotto qualsiasi condizione: con impalcato scarico la leggera controfreccia indotta in mezzeria, del valore di circa 1 cm, non comporta lo sviluppo di sforzi di trazione al vincolo di spalla; sotto sforzo massimo la deformazione sviluppata risulta ammissibile. Nelle *Figure 2.8* e *2.9* sono raffigurate le deformate ottenute nei due casi estremi di carico agli SLE. In condizioni intermedie di traffico veicolare regolare e scorrevole l'impalcato si presenterà pseudo orizzontale, con inflessione minima. Queste rappresentano le condizioni di lavoro ideali per strutture di questo tipo. Entrambe le analisi agli SLE sono condotte nel lungo termine, tenendo conto degli effetti di viscosità sul calcestruzzo di soletta.



*Figura 2.8*





*Figura 2.9*

I tiri impiegati per gli stralli di sostegno dell'impalcato:

- |                           |                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| - $N_a = 1650 \text{ kN}$ | - $N_b = 1950 \text{ kN}$ | - $N_c = 2400 \text{ kN}$ |
| - $N_d = 2800 \text{ kN}$ | - $N_e = 3150 \text{ kN}$ | - $N_f = 3400 \text{ kN}$ |

Per gli stralli di ormeggio:

- |                           |                           |                           |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| - $N_g = 2000 \text{ kN}$ | - $N_h = 2400 \text{ kN}$ | - $N_i = 2800 \text{ kN}$ |
| - $N_l = 3100 \text{ kN}$ | - $N_m = 3400 \text{ kN}$ | - $N_n = 3600 \text{ kN}$ |

### **2.3. ANTENNA METALLICA**

Per l'antenna metallica si è deciso di adottare una forma ad A, con ultimo tratto verticale sviluppato in altezza per 10 m a partire dal nodo di raccordo delle gambe. L'antenna presenta complessivamente un'altezza di 40 m ed è fissata alla base tramite due vincoli di incastro. L'impalcato poggia sul pulvino orizzontale, incastrato alle sue estremità alle gambe, in modo da limitare le frecce e gli sforzi flessionali sotto le azioni trasmesse ai vincoli. La scelta progettuale relativa alla forma dell'antenna, visibile in *Figura 2.10*, è legata all'elevata rigidezza conferita dallo schema, che si oppone all'insorgere di elevati effetti flessionali. L'efficacia della soluzione adottata si osserva specialmente in risposta

agli sforzi orizzontali da sisma e da vento, oltre che sotto la componente residua dello sforzo orizzontale trasmesso dagli stralli e dall'innesto del pulvino sulle gambe.

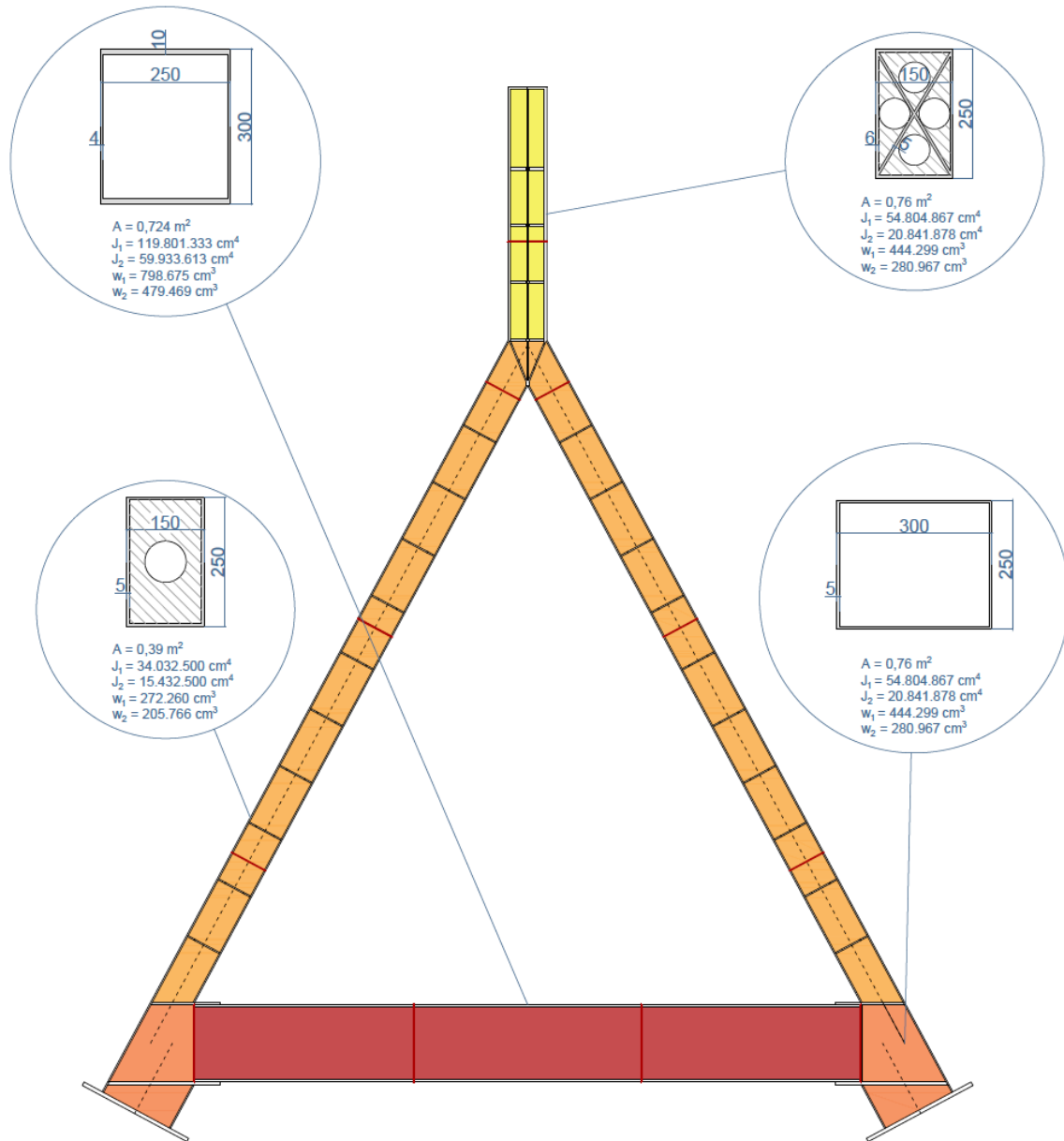
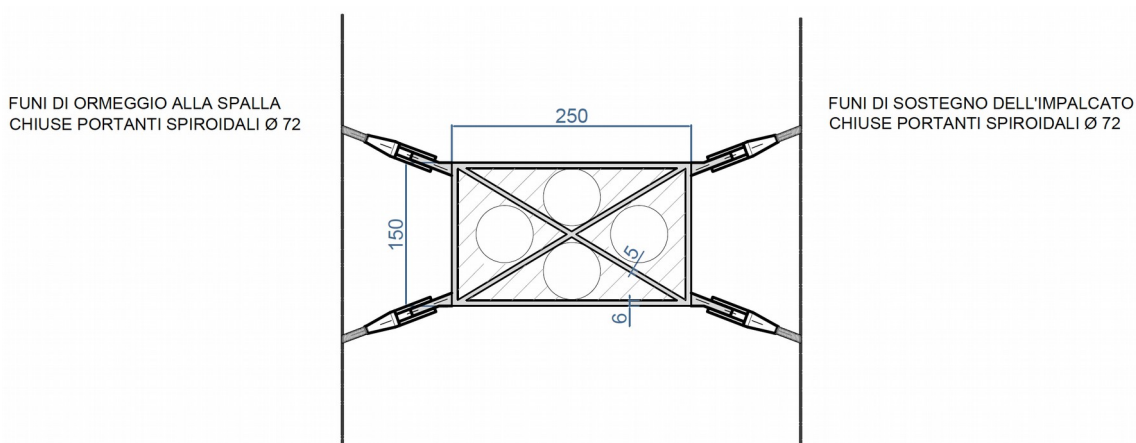


Figura 2.10

Una volta ottimizzata la configurazione dei tiri delle due famiglie di stralli ancorate in sommità, la progettazione dell'antenna metallica è stata svolta analizzando attentamente le differenti condizioni di sforzo agenti sui singoli elementi costituenti. Per questi sono

state ideate specifiche soluzioni in termini di sezione e sistemi d'irrigidimento interno, riportate in *Figura 2.10*. Per tutti gli elementi dell'antenna sono state impiegate sezioni chiuse, caratterizzate da elevati momenti d'inerzia nelle due direzioni di sezione, oltre che in senso torcente. L'elevata rigidità e resistenza nei confronti dei tre sforzi agenti simultaneamente sulle sezioni metalliche assicura un corretto comportamento d'insieme dell'antenna.

La **sommità dell'antenna** è fortemente sollecitata a sforzo normale, agendo su di essa la risultante di tutte le componenti verticali dei tiri degli stralli di sospensione e di quelli di ormeggio. Si è pertanto adottata una sezione rettangolare di lati 250 cm x 150 cm, con uno spessore della piastra esterna di  $s = 6\text{ cm}$ , internamente controventata tramite piastre verticali di spessore  $s = 5\text{ cm}$ , disposte lungo le diagonali del rettangolo. Tale soluzione offre in termini di area resistente complessiva una sezione reagente a sforzo normale pari al caso di unico scatolare esterno di spessore  $s = 10\text{ cm}$ , ma in più con la capacità di garantire il corretto trasferimento delle componenti di sforzo orizzontali tra i due gruppi di stralli. L'utilizzo di apposite piastre verticali interne consente infatti un trasferimento diretto delle forze tra gli stralli di sostegno dell'impalcato e gli stralli di ormeggio, evitando l'insorgere di effetti d'incurvatura delle piastre sotto le forze di tiro. In *Figura 2.11* si riporta la sezione tipo, con schema esemplificativo del comportamento strutturale ottenuto.



*Figura 2.11*

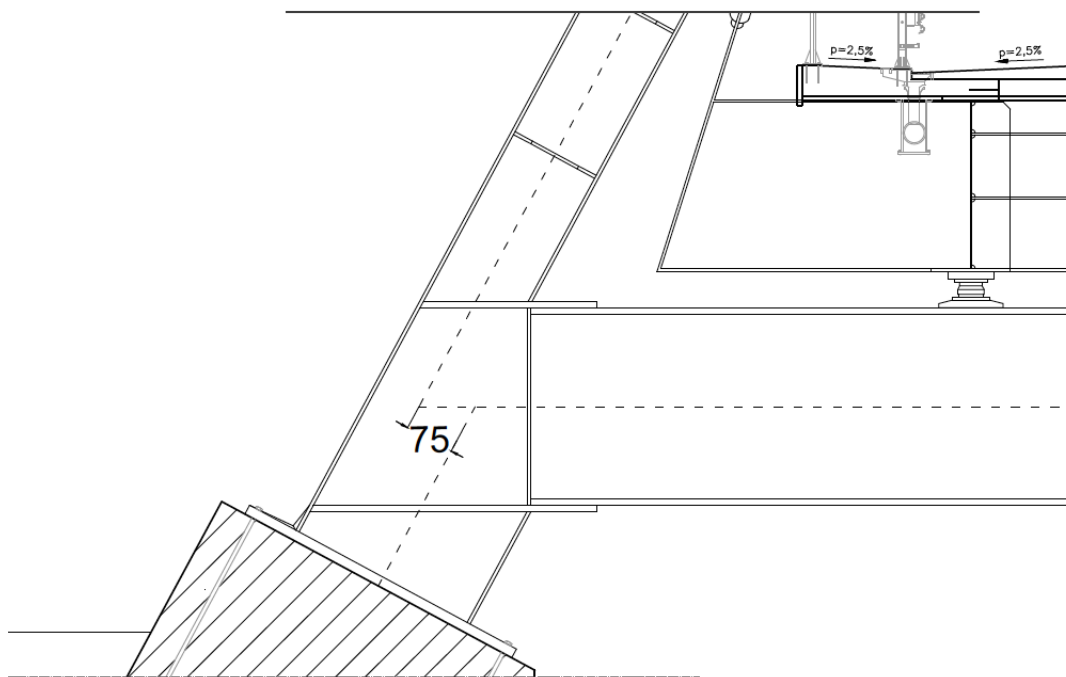
La presenza di piastre verticali rigide di controventamento lungo le diagonali favorisce inoltre il corretto comportamento a torsione della sommità nel caso eccezionale in cui dovesse venir meno il contributo di uno strallo, con conseguente squilibrio delle forze nel piano orizzontale e sviluppo di un momento torcente, anche di entità considerevole. La soluzione adottata porta dunque benefici anche dal punto di vista della robustezza strutturale. Nonostante i momenti d'inerzia della sezione adottata risultino nei due sensi inferiori al caso di scatolare esterno di spessore  $s = 10\text{ cm}$ , i valori ottenuti assicurano comunque un comportamento ottimale in relazione allo sforzo flettente agente, limitato in caso di corretta progettazione della configurazione dei tiri sugli stralli.

Dal punto di vista realizzativo, prevedendo la giunzione dei pezzi metallici mediante saldatura a piena penetrazione da eseguirsi in opera, l'impiego di spessori non eccessivi favorisce le operazioni, preservando la bontà del risultato finale. In aggiunta alle piastre verticali interne lungo le diagonali si dispongono, come per l'interna struttura d'antenna, apposite piastre di controventamento in senso orizzontale, in cui si lasciano appositi fori per consentire il passaggio interno a fini manutentivi.

Le **gambe dell'antenna**, per il tratto che va dal nodo di giunzione in sommità al vincolo col pulvino, sono prevalentemente sollecitate a sforzo normale di compressione. Essendo tuttavia interessate da una risultante verticale dimezzata rispetto alla sommità, in quanto lo sforzo vi risulta ripartito tra i due elementi, si è adottata una sezione rettangolare di lati  $250\text{ cm} \times 150\text{ cm}$ , ma con sola piastra perimetrale esterna di spessore  $s = 5\text{ cm}$ . Sono inoltre disposte con passo d'uomo di  $2,5\text{ m}$  lungo l'asse, a cui corrisponde una luce netta in altezza di  $2,15\text{ m}$ , una serie di piastre trasversali interne che svolgono funzione di controventamento e che presentano apposito foro al centro di diametro  $80\text{ cm}$  per consentire il passaggio durante le operazioni di montaggio e a fini manutentivi.

Il **pulvino d'antenna**, sul quale poggia l'impalcato del ponte al livello delle sue due travi principali. In considerazione dello sforzo flessionale sviluppato su di esso, anche al fine di limitare la freccia in considerazione della funzione strutturale svolta, si è optato per congiungerlo con le due gambe mediante vincoli che riproducessero le condizioni di incastro. Si è adottata una sezione rettangolare chiusa di altezza  $300\text{ cm}$  e larghezza  $250\text{ cm}$ , con spessori di piastre inferiori e superiori  $s = 10\text{ cm}$ , mentre le piastre laterali presentano spessore  $s = 4\text{ cm}$ .

I **piedi dell'antenna**, per il tratto che va dall'innesto in fondazione al vincolo d'incastro del pulvino, corrispondente alla partenza in elevazione delle gambe lungo il suo stesso allineamento esterno, al netto di uno scarto della linea d'asse di 75 cm per effetto della differente sezione adottata. Se infatti in direzione  $x$  la dimensione esterna della sezione si mantiene pari a 250 cm, il lato ortogonale nel passaggio da gambe a piedi d'antenna varia da 150 cm a 300 cm. Lo spessore resta immutato,  $s = 5\text{ cm}$ . Si mantiene il filo della piastra esterna, continuativa, mentre il raccordo tra le piastre a lato interno avviene mediante una piastra verticale contro cui poggia in pestata il pulvino, come si osserva in dettaglio in *Figura 2.12*. Localmente tale piastra risulta soggetta a solo sforzo normale di compressione, senza la presenza di effetti flessionali deleteri, per la combinazione del momento d'incastro trasferito dal pulvino e la coppia generata dal disassamento tra piedi e gambe d'antenna, che si elidono scambievolmente. Le gambe sono soggette ad uno sforzo combinato di pressoflessione, in cui presenta rilevanza il momento flettente  $M_x$ , per effetto del contributo in ripartizione trasmesso dall'incastro del pulvino.

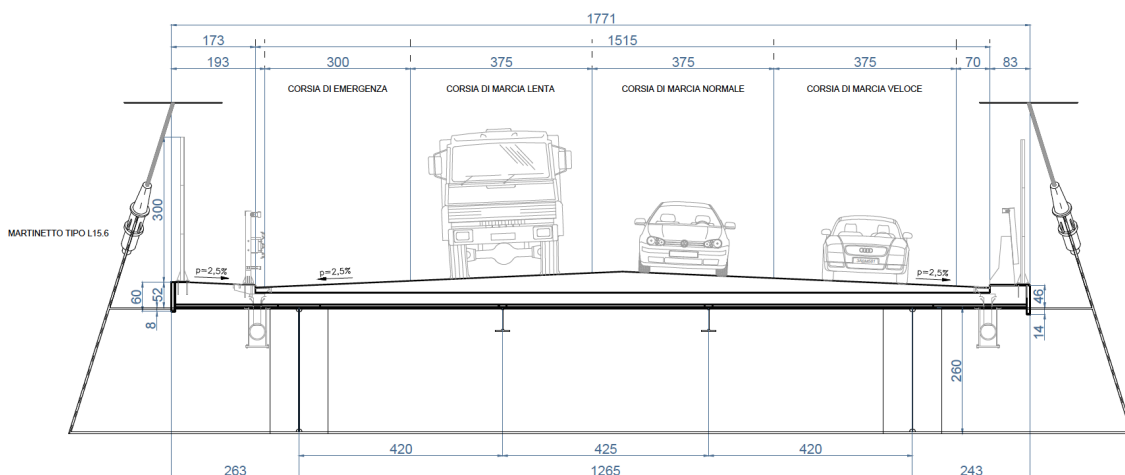


*Figura 2.12*

Tutti i pezzi d'officina costituenti gli elementi dell'antenna metallica, comprensivi anche della apposita piastra di fissaggio in fondazione, su cui fissare i tirafondi, sono studiati in modo da facilitarne il trasporto da stabilimento di produzione al cantiere ed il montaggio in opera, valutando i carichi per il tiro in quota, da eseguirsi mediante apposita autogru.

## 2.4. *TRAVERSI PORTANTI D'IMPALCATO*

Trasversalmente sulla campata sospesa dell'impalcato, a passo 11 m, in corrispondenza degli attacchi degli stralli di sostegno, si prevede di collocare traversi portanti a sezione chiusa di altezza 260 cm e larghezza 250 cm, con spessore di piastra  $s = 4\text{ cm}$ . Tale scelta progettuale è indotta dall'esigenza di garantire un adeguato comportamento sia resistente che deformativo nei confronti degli sforzi obliqui trasmessi tra gli stralli ed il corpo d'impalcato. L'elemento risulta infatti soggetto ad importanti sforzi torsionali e flessionali attorno ad entrambi i suoi assi. Al fine di garantire un corretto comportamento d'insieme dell'impalcato i sei traversi portanti vengono disposti in maniera continuativa lungo l'asse trasversale  $z$ , sia in sbalzo dalle travi principali, fino alla piastra terminale a cui sono fissati gli arrivi degli stralli, sia nel tratto centrale, tra le due travi principali. Le *Figure 2.13* e *2.14* riportano la sezione trasversale ed il dettaglio dell'attacco degli stralli al traverso portante.



*Figura 2.13*

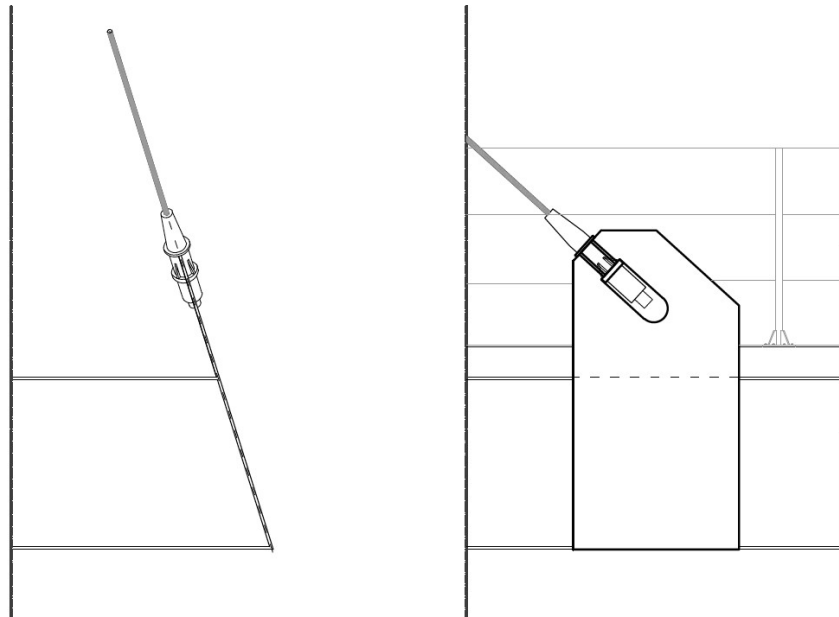


Figura 2.14

## 2.5. SCHEMA DI VINCOLO DELL'IMPALCATO

L'impalcato risulta vincolato tramite appoggi alle due spalle ed in corrispondenza della antenna metallica, oltre ai sostegni cedevole elasticamente rappresentati dagli stralli. In *Figura 2.15* viene riassunto lo schema di vincolamento scelto per l'impalcato, in modo da evitare l'insorgere di sforzi interni legati agli effetti termici.

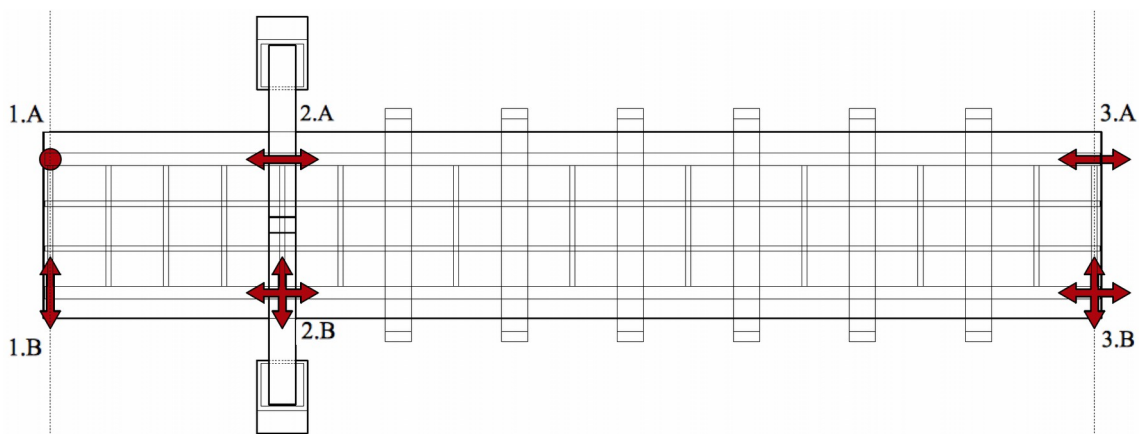


Figura 2.15

Longitudinalmente i vincoli fissi sono collocati sulla spalla in destra idraulica, la quale prende dunque su di sé l'intero sforzo sismico agente lungo l'asse  $x$ . Trasversalmente si hanno invece vincoli reagenti in tutte le tre sezioni d'appoggio. Impiagando la dicitura riportata in *Figura 2.15*:

- Vincolo 1.A - appoggio fisso, con spostamenti impediti  $u_x$ ,  $u_y$  e  $u_z$
- Vincolo 1.B - appoggio unidirezionale, con spostamenti impediti  $u_x$  e  $u_y$
- Vincolo 2.A - appoggio unidirezionale, con spostamenti impediti  $u_y$  e  $u_z$
- Vincolo 2.B - appoggio mobile bidirezionale, con spostamenti impediti  $u_y$
- Vincolo 3.A - appoggio unidirezionale, con spostamenti impediti  $u_y$  e  $u_z$
- Vincolo 3.B - appoggio mobile bidirezionale, con spostamenti impediti  $u_y$

Grande attenzione è da porsi al particolare costruttivo del vincolo d'appoggio alla spalla zavorrata in sinistra idraulica, poiché in sua corrispondenza viene trasmesso un elevato sforzo di compressione dall'impalcato al manufatto di spalla. Per ovviare a tale problema si prevede l'installazione di piastre metalliche sulla testa delle travi principali d'impalcato collegate in appoggio al manufatto. Per il vincolo 1.B si dispone il posizionamento dei dispositivi d'appoggio scorrevole lungo  $z$  sul piano verticale, in collegamento con la piastra di testata.

## **2.6. SPALLA ZAVORRATA**

La filosofia di progettazione della spalla zavorrata consiste nel compensare attraverso il peso proprio del manufatto di spalla, comprensivo anche del riempimento in ghiaia, del valore di  $G_{1,spalla} = 48355 kN$ , la risultante delle componenti verticali del tiro degli stralli di ormeggio. In prima approssimazione è possibile trascurare cautelativamente il peso proprio aggiuntivo relativo ai venti pali d'armatura collegati al manufatto. Ulteriore contributo stabilizzante verso il basso è rappresentato dallo sforzo verticale trasmesso ai vincoli dall'impalcato sotto i carichi permanenti.



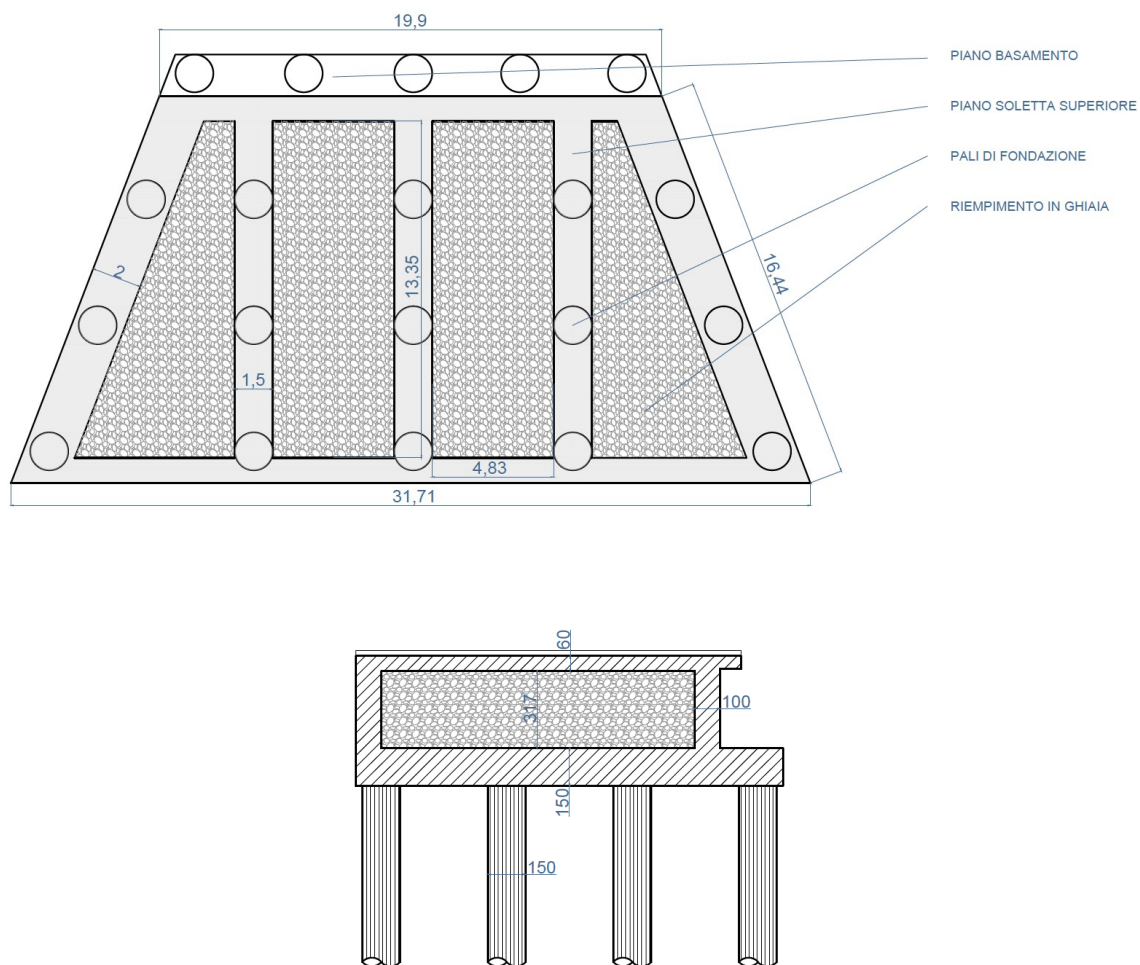


Figura 2.16 – sezioni di spalla zavorrata in sinistra idraulica

Una volta assicurata la stabilità nei confronti degli sforzi verticali si prende in esame la configurazione strutturale del manufatto, in base alle forze che vi possono agire, così da assicurarne un buon comportamento, evitando lo sviluppo di eccessive deformazioni e garantendo un buon margine di resistenza, specie alla luce del ruolo fondamentale svolto dall'elemento di spalla. Si è pertanto optato per una struttura alveolare in c.a., chiusa superiormente dalla una soletta di spessore  $s = 60\text{ cm}$  avente funzione di sostegno per la carreggiata stradale soprastante, in imbocco del ponte. Inferiormente è previsto un basamento di spessore  $s = 150\text{ cm}$ , da cui partono in approfondimento nel terreno 20 pali di fondazione trivellati in c.a., disposti regolarmente in pianta, e di diametro 150 cm. I setti verticali di congiunzione delle solette, di altezza 3,17 m, sono rappresentati dalle pareti perimetrali del manufatto e da tre setti d'irrigidimento interni, due dei quali sono

collocati lungo la prosecuzione delle travi principali d'impalcato dai rispettivi appoggi, così da favorire la corretta trasmissione degli sforzi e avere a tergo lungo l'allineamento elementi strutturali che resistano agli sforzi agenti. Tutti questi elementi presentano uno spessore  $s = 150\text{ cm}$ , , ad eccezione delle pareti laterali di spessore  $s = 200\text{ cm}$ , in cui si innestano le barre Dywidag, di ritegno per le piastre di fissaggio degli stralli di ormeggio, e che precomprimendo il calcestruzzo del setto ne incrementano le prestazioni nel modo in seguito descritto. L'intero setto di cemento armato diventa così reagente nei confronti degli sforzi di trazione trasferiti dagli stralli di ormeggio, fornendo efficace collaborazione alle armature lente di ancoraggio delle piastre di ritenuta delle barre alla base. Si evita così che tali armature vadano in sofferenza sotto gli elevati sforzi impressi.

### **Barre Dywidag**

Come accennato in precedenza la filosofia progettuale con cui è stato pensato l'utilizzo delle barre Dywidag per l'ancoraggio delle piastre di collegamento degli stralli in spalla zavorrata è quella di voler precomprimere per post - tensione il calcestruzzo delle pareti laterali del manufatto, a cui sono innestate, in modo da garantire maggior rigidità ed offrire collaborazione alle barre d'armatura lente.

Si prevede di disporre le barre Dywidag secondo la direzione principale di trazione, per garantire una maggior efficienza di precompressione del calcestruzzo lungo la direttrice di sforzo, e facendo sì che esse siano sollecitate a solo sforzo normale, evitando l'insorgere di problematiche legate ad effetti secondari di taglio.

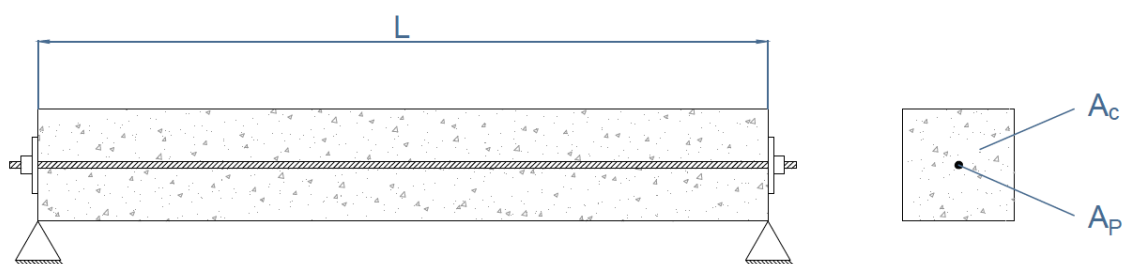
Viene predisposta specifica gabbia d'armatura di ritenuta ad evitare lo sfilamento della piastra di ancoraggio al fondo del setto, così come in prossimità del suo estradosso viene inserita la necessaria armatura di frettaggio, per contrastare il rientro nel calcestruzzo della piastra metallica d'arrivo degli stralli.

La realizzazione in opera della precompressione consente una gestione ottimale dell'orientamento delle barre, che si dispongono all'interno di specifiche guaine entro la gabbia di armatura lenta, a cui le piastre estremali di ritenuta devono essere ben fissate in modo da evitare reciproci spostamenti in sfilamento. Una volta eseguito il getto, a maturazione del calcestruzzo avvenuta, in modo da limitare le perdite di tensione e disporre della sua piena capacità resistente, si procede con la tesatura delle barre, facendo contrasto da una parte con l'ancoraggio fisso alla base del setto e dall'altra

imprimendo la trazione desiderata mediante l'utilizzo di apposita chiave dinamometrica. Il calcestruzzo verrà così precompresso per effetto del contrasto offerto nei confronti delle piastre metalliche agli estremi delle barre. Il valore della forza scambiata tra i due materiali è direttamente legato al tiro dato alle barre mediante chiave dinamometrica.

La tecnica è riconducibile alla precompressione a cavi post – tesi viplati eseguita post getto, essendo le barre libere di scorrere all'interno della guaina. Tale tecnica offre la possibilità di ritesare le barre in qualsiasi momento, imprimendo il tiro finale di progetto per step successivi, oltre a recuperare le perdite di tiro. Oltre alle perdite istantanee da deformazione delle barre e assestamento degli ancoraggi, compensate direttamente nella fase di tiro in base ai valori letti col martinetto, o dedotti alternativamente dai parametri di giro della chiave dinamometrica, anche i cali di tensione nel tempo sono recuperabili tramite ritesatura. Un apposito materiale lubrificante iniettato tra guaina e barra le mantiene sempre scorrevoli e ne impedisce la corrosione. Per l'assenza di sviluppo di tensioni tangenziali d'attrito non si registrano perdite d'efficacia della precompressione lungo la corsa, nonostante vengano tesate da una sola estremità, lasciata accessibile per consentire eventuali interventi in manutenzione.

In riferimento alla funzione svolta dalle barre si valuta il comportamento di un elemento strutturale in c.a. precompresso sotto trazione semplice, indotta dal trasferimento degli sforzi di tiro degli stralli d'ormeggio all'ancoraggio in spalla.



*Figura 2.17*

Con riferimento alla *Figura 2.17* riportante il caso di trave a sezione rettangolare con cavo risultante centrato, si definiscono le seguenti aree:

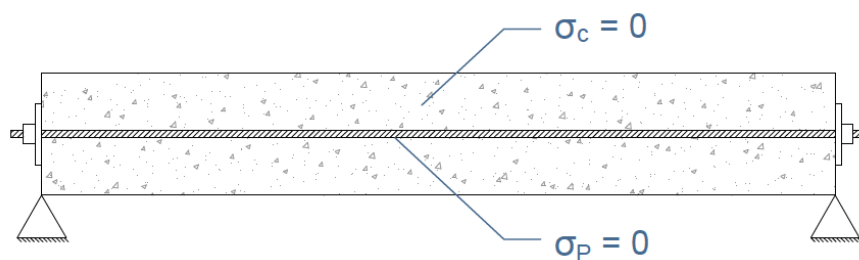
- $A_c$  = area del calcestruzzo in sezione
- $A_s$  = area dell'armatura lenta in sezione
- $A_{cn}$  = area di omogeneizzazione, con  $A_{cn} = A_c + n_s \cdot A_s$
- $A_{ci}$  = area di calcestruzzo ideale, con  $A_{ci} = A_{cn} + n_p \cdot A_p = A_c + n_s \cdot A_s + n_p \cdot A_p$

dove  $n_s$  è il coefficiente di omogeneizzazione  $n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \cdot 10^5 \text{ Mpa}}{3,1 \cdot 10^4 \text{ Mpa}} \simeq 6$ .

Nel cemento armato precompresso gli effetti di viscosità si tengono conto nella stima delle perdite da precompressione, insieme alle altre aliquote di cali tensionali. Pertanto si utilizza un coefficiente di omogeneizzazione  $n_s \simeq 6$ , associato al calcestruzzo “giovane”.

All'interno della trave di lunghezza pari ad  $l$ , si ha una forza di precompressione  $P$  e si applica una forza esterna  $Q$ . Lo scopo è quello di analizzare gli effetti di  $P$  e  $Q$  in post-tensione. Si considera un prisma di calcestruzzo privo di armatura ordinaria, in cui il baricentro della sezione è collocata la barra risultante, supposto scorrevole, in quanto combinazione di barre scorrevoli in guaina.

Inizialmente il sistema si trova nella condizione rappresentata in *Figura 2.18*, dove le tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio precompresso sono nulle.



*Figura 2.18*

Nel momento in cui si iniziano a mettere in tiro le barre mediante chiave dinamometrica si avrà la nuova situazione di livello tensionale, riportata in *Figura 2.19*.

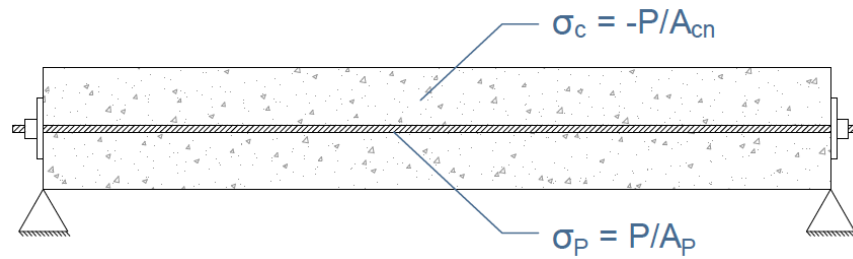


Figura 2.19

Con  $P$  si indica la forza totale di tiro, di trazione sulla barra, poi trasferita in termini di compressione al calcestruzzo grazie alle lastre di estremità. Raggiunto il tiro desiderato la barra rimane in trazione grazie alla filettatura e all'apposito dado di bloccaggio a tergo delle piastre.

La somma delle forze interne deve essere nulla per dare origine ad uno strato coattivo. Infatti:

$$F_p = \sigma_p \cdot A_p = P$$

$$F_c = \sigma_c \cdot A_{cn} = -P$$

Si considera ora la forza di trazione esterna  $Q$  agente sul prisma precompresso:

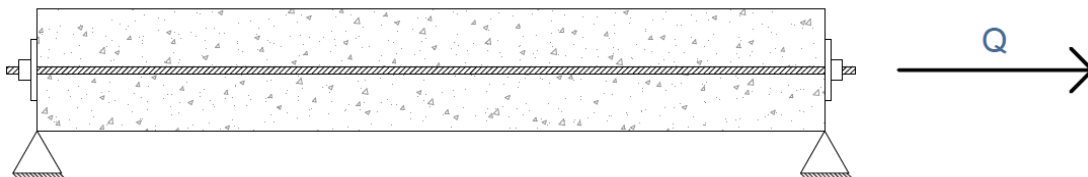


Figura 2.20

Gli effetti della precompressione si valutano applicando  $P$  sulla sezione  $A_{cn}$  mentre  $Q$  si considera applicata all'area di calcestruzzo ideale  $A_{ci}$ .

Per valutare le sollecitazioni supplementari indotte si applica il metodo dell'equilibrio. Dato che per il caso di trazione semplice in esame  $Q$  è applicata al baricentro e allunga l'acciaio ed il calcestruzzo della stessa quantità, le rispettive deformazioni sono uguali:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_p = \varepsilon(Q) = \varepsilon$$

L'equazione di equilibrio si riscrive nel seguente modo:

$$\varepsilon_c \cdot E_c \cdot A_{cn} + \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = Q$$

Raccogliendo  $\varepsilon \cdot E_c$  si ottiene:

$$\varepsilon \cdot E_c \left( A_{cn} + \frac{E_p}{E_c} A_p \right) = Q$$

dove  $\frac{E_p}{E_c} = n_p$  e  $\left( A_{cn} + \frac{E_p}{E_c} A_p \right) = A_{ci}$ . Si trova in definitiva la seguente espressione:

$$\varepsilon(Q) = \frac{Q}{E_c \cdot A_{ci}}$$

Analizzando le forze in gioco sotto l'azione combinata di precompressione interna  $P$  e forza di trazione esterna  $Q$ , si ricavano le seguenti equazioni:

$$F_p = \sigma_p \cdot A_p = P + n \frac{Q \cdot A_p}{A_{ci}} \quad \text{sulle barre da precompressione}$$

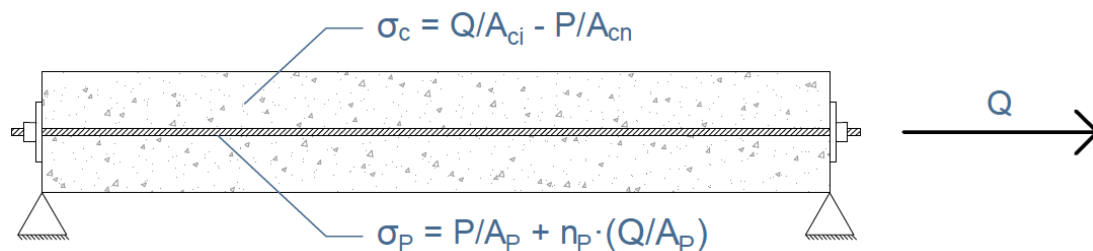
$$F_c = \sigma_c \cdot A_{cn} = -P + Q \frac{A_{cn}}{A_{ci}} \quad \text{sul calcestruzzo precompresso}$$

Le tensioni indotte sull'armatura di precompressione e sul prisma di calcestruzzo da un carico esterno di trazione  $Q$  agente in combinazione con  $P$  sono:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p} + E_p \cdot \varepsilon(Q) = \frac{P}{A_p} + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{Q}{A_{ci}} = \frac{P}{A_p} + n_p \cdot \frac{Q}{A_{ci}}$$

$$\sigma_c = -\frac{P}{A_{cn}} + E_p \cdot \varepsilon(Q) = \frac{Q}{A_{ci}} - \frac{P}{A_{cn}}$$

In *Figura 2.21* si apprezzano le tensioni interne generate dall'applicazione dello sforzo di trazione  $Q$  sull'elemento precompresso.



*Figura 2.21*

L'allungamento sviluppato sull'elemento è dato da:

$$\Delta l = \varepsilon(Q) \cdot l_1 = \frac{Q}{E_c \cdot A_{ci}} \cdot l_1$$

in cui  $l_1$  è una lunghezza inferiore di  $l$  a causa dell'accorciamento da precompressione,

mentre  $\frac{E_c \cdot A_{ci}}{l_1}$  è la rigidezza assiale dell'elemento, notevolmente superiore rispetto ad

un prisma non precompresso, per il quale in presenza di sola armatura lenta  $\frac{E_s \cdot A_s}{l}$ .

L'aver all'interno dei setti laterali della spalla, di ancoraggio per gli stralli d'ormeggio, una serie di prismi precompressi reagenti con buona rigidezza sotto le azioni di tiro in trazione è proprio la condizione desiderata, per la quale è stata adottata questa tecnica, con utilizzo delle barre Dywidag.

Il calcestruzzo mediante la precompressione viene trasformato in un materiale elastico, permettendogli di reagire a trazione, associata in questo caso ad una decompressione del prisma. Le condizioni di progetto ideale, per cui si valuta il tiro da assegnare alle barre, sono volte alla riproduzione della condizione di prisma leggermente compresso sotto la combinazione di  $P$  e  $Q$ . Lavorando a basse tensioni  $\sigma_c$  di compressione il calcestruzzo fornisce un importante contributo in termini di irrigidimento del sistema, al contempo senza dar luogo ad elevati cali di tensione delle barre per il comportamento viscoso del calcestruzzo.

Nel prisma precompresso sollecitato a trazione la somma delle forze interne dovrà esser in equilibrio con la  $Q$  esterna. Vale:

$$\frac{A_{cn} + n \cdot A_p}{A_{ci}} \cdot Q = Q$$

ed essendo  $A_{ci} = A_{cn} + n_p \cdot A_p$  si trova che le forze esterne vengono bilanciate.

Supponendo poi di aumentare il carico  $Q$  fino ad arrivare ad un valore tale da annullare la tensione  $\sigma_c$  del calcestruzzo. Tale valore prende il nome di carico di decompressione:

$$Q_{dec} = \frac{P \cdot A_{ci}}{A_{cn}}$$

Per  $\sigma_c = 0$  valutando i valori delle forze interne su calcestruzzo e barre di acciaio da

precompressione:

$$F_c = \sigma_c \cdot A_{cn} = 0$$

$$F_p = \sigma_p \cdot A_p = P + n \frac{Q_{dec} \cdot A_p}{A_{ci}} = P + n \frac{A_p}{A_{ci}} \cdot Q_{dec}$$

Sostituendo la precedente espressione all'interno della definizione di  $Q_{dec} = \frac{P \cdot A_{ci}}{A_{cn}}$  si ottiene:

$$F_p = P \cdot \left( 1 + n \frac{A_p}{A_{cn}} \right) = P \cdot \left( \frac{A_{cn} + n \cdot A_p}{A_{cn}} \right) = Q_{dec}$$

per  $A_{ci} = A_{cn} + n \cdot A_p$ . Al raggiungimento del carico di decompressione infatti tutti gli sforzi agiscono sulle barre da precompressione. Ogni ulteriore aumento di carico da  $Q_{dec}$  viene interamente assorbito dall'acciaio, in quanto a trazione si perde il contributo del calcestruzzo fessurato. Questa condizione è da evitarsi per la specifica applicazione di nostro interesse.

Nel caso in cui lungo la direzione sollecitata a sforzo di trazione vi fosse anche armatura lenta lo sforzo vi si ripartirebbe, sfruttandone la capacità di resistenza a trazione. Questa situazione tuttavia non si verifica per il caso in esame, essendo la gabbia d'armatura lenta organizzata secondo maglie con allineamenti in direzione orizzontale e verticale, mentre le barre Dywidag sono inserite col medesimo angolo d'inclinazione degli stralli d'ormeggio che vi si ancorano. In via cautelativa si trascura pertanto il contributo offerto dai ferri laschi. Anche in termini di omogeneizzazione della sezione nella trattazione del problema, riportata al Paragrafo 7.5, si omette il contributo dell'area di armatura lenta  $A_s$  e pertanto  $A_{cn} = A_c$ . Invertendo l'espressione del carico di decompressione si ricava il valore minimo di precompressione da applicare mediante le barre Dywidag sotto l'azione della trazione trasmessa dagli stralli:

$$P = \frac{Q_{dec} \cdot A_{cn}}{A_{ci}}$$

Garantendo per i setti laterali uno stato tensionale di compressione nella modellazione è lecito considerarne la rigidezza assiale  $E_c \cdot A_{ci} / l_1$ , dove  $l_1$  rappresenta la lunghezza del prisma scontato l'accorciamento da precompressione.



Mediante chiave dinamometrica si dovrà impartire un tiro  $P$  alle barre adeguatamente stimato tenendo conto dei cali di precompressione nel tempo, comprensivi degli effetti di viscosità del calcestruzzo, del suo ritiro e dell'aliquota da rilassamento dell'acciaio.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Sono riassunte nel presente paragrafo le proprietà principali dei materiali da costruzione impiegati in fase di progettazione dell'opera. Vengono inoltre descritte le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione, desunte dai risultati di prove svolte in vicinanza dell'alveo e dal contenuto dello studio geologico condotto dal Comune di Merlino, in cui è situata l'area d'intervento.

#### 3.1. ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Nel rispetto delle prescrizioni riportate al *Par. 4.2.1.1* delle NTC 2018 per le carpenterie metalliche si prevede l'impiego di acciaio classe:

- **S 355** per i profili laminati a caldo a sezione aperta, a cui competono da UNI EN 10025-2  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$  per spessori  $t \leq 40 \text{ mm}$  e  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$  per spessori  $t > 40 \text{ mm}$ .
- **S 355 H**, secondo definizione riportata nelle EN 10210-1 per profilati fabbricati a caldo a sezione cava. A questi competono tensioni limite  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$  per spessori  $t \leq 40 \text{ mm}$ , mentre  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  e  $f_{tk} = 410 \text{ N/mm}^2$  per spessori  $t > 40 \text{ mm}$ .

In termini di parametri elastici il modulo di Young vale  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$  ed il coefficiente di Poisson  $\nu = 0,33$ . Il peso specifico è di  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

La protezione da corrosione di tutti gli elementi metallici avverrà mediante utilizzo di acciaio corten e verniciatura combinati. Si esclude il ricorso a zincatura, anche al fronte delle numerose saldature da eseguirsi in cantiere.

Le giunzioni sono eseguite tramite saldatura a piena penetrazione, secondo le modalità indicate al *Par. 4.2.8.2.1* delle NTC 2018. La saldatura, volta al ripristino dell'intera sezione resistente, avviene con piena fusione del metallo di base nello spessore totale degli elementi da unire col materiale d'apporto. Questo presenta resistenza maggiore o uguale a quella dei singoli elementi collegati.

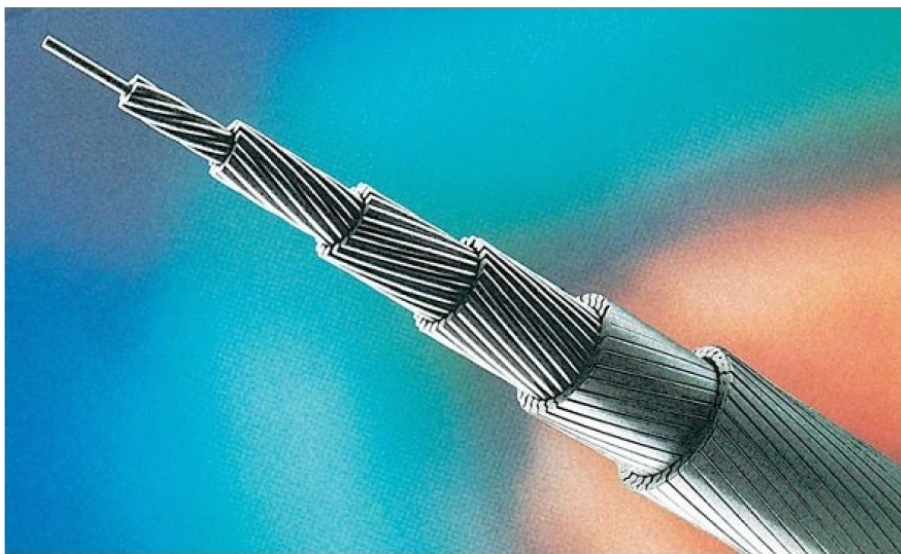
### 3.2. ACCIAIO ARMONICO DI FUNI PORTANTI

Funi metalliche portanti chiuse in acciaio armonico ad alta resistenza, costituiti da tre strati esterni di fili sagomati a z e nucleo interno di fili rotondi, tutti zincati a caldo.

Nell'ambito del presente lavoro di tesi per la progettazione sono impiegati funi portanti di diametro nominale 72 mm, per una sezione metallica resistente  $A = 3530 \cdot \text{mm}^2$ . Vi corrisponde un carico minimo di rottura  $F_{uk} = 5210 \text{ kN}$ .

Il modulo elastico della fune complessivamente risulta  $E = 1,7 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

I singoli fili presentano tensione nominale a rottura di  $f_{uk} = 1770 \text{ N/mm}^2$  e tensione nominale di snervamento di snervamento  $f_{yk} = 1570 \text{ N/mm}^2$ , individuata secondo il criterio dell' 1% di deformazione. L'allungamento a rottura è pari a 4% sulla base di un tratto di lunghezza minima 250 mm.



*Figura 3.1 – fune spiroidale*

Ne si prevede la zincatura a caldo classe A secondo EN - 10264-3, per un valore minimo di  $300 \text{ g/m}^2$  sui fili sagomati.

### **3.3. ACCIAIO PER PERNI**

Al fine di garantire un'adeguata resistenza a fatica per i perni di collegamento si prevede l'utilizzo di acciaio classe 30 CrNiMo 8 secondo EN 10083, caratterizzato dalle seguenti tensioni caratteristiche:

- valore caratteristico minimo della tensione a snervamento  $f_{yk} = 700 \text{ N/mm}^2$  ;
- Valore caratteristico minimo della tensione a rottura  $f_{uk} = 900 \text{ N/mm}^2$  .

### **3.4. ACCIAIO DA BULLONERIA**

I Collegamenti bullonati d'arrivo degli stralli d'ormeggio, impiegati per la loro messa in tiro tramite impiego di chiave dinamometrica, presentano le caratteristiche riportate al *Par. 11.3.4.6.2* delle NTC 2018, con coppia di serraggio prescritta al *Par. 4.2.8.11* dello stesso testo normativo. Alla luce della funzione svolta si prevede d'impiegare per questi collegamenti degli accoppiamenti di precisione, con diametro dei fori nelle piastre solo 0,5 mm maggiori rispetto ai diametri dei bulloni. Il serraggio avviene in accordo a UNI EN 1090-2 del 2011. In conformità con UNI EN 14399 si impiegano le seguenti classi di resistenza per gli assiemi bullone / dado / rondella nelle giunzioni precaricate:

- bulloni classe 10.9 a tensione di snervamento caratteristica  $f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$  e tensione di rottura  $f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$  ;
- dadi classe di resistenza 10 ;
- Rondelle d'acciaio di durezza 300 HV .

I bulloni, contrassegnati con le indicazioni del produttore e la classe di resistenza, devono essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado. I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso. Per tutti gli elementi di giunzione si prevede la protezione da corrosione mediante verniciatura.

I collegamenti bullonati provvisori di cui ci si avvale in fase di montaggio per garantire il sostegno del singolo pezzo durante le sue operazioni di saldatura avvengono secondo

le prescrizioni riportate nelle NTC 2018 al *Par. 11.3.4.6.1* per gli assiemi bullone / dado / rondella in giunzioni non precaricate. Anche in questo caso si prevede l'impiego di bulloni classe 10.9.

### 3.5. ACCIAIO BARRE DYWIDAG

Le barre Dywidag, impiegate nel progetto per la precompressione delle pareti laterali di spalla zavorrata, con funzione di ritegno degli stralli di ormeggio, presentano le seguenti caratteristiche tecniche, estratte dalla rispettiva scheda [7] e riportate in *Tabella 3.1*.

Codice			Barre a filettatura continua					Barre lisce		
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diametro nominale	$d_s$	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Area	$S_n$	[mm <sup>2</sup> ]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro <sup>1</sup>	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Passo	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Carico caratteristico di rottura	$F_m$	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Max. forza di tiro iniziale <sup>2</sup> $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{pk}$		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovratensione <sup>3</sup> $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

<sup>1</sup>Il peso teorico è incrementato del 3.5% per la parte di filettatura non portante.

<sup>2</sup>Valori massimi secondo Eurocodice 2, cioè applicando i minimi ( $k_1 \times f_{pk}$ ,  $k_2 \times f_{p0,1k}$ ). Verifica dei criteri di stabilità e apertura fessure nei load transfer test a  $0.8 \times F_{pk}$ .

$F_{pk} = S_n \times f_{pk}$

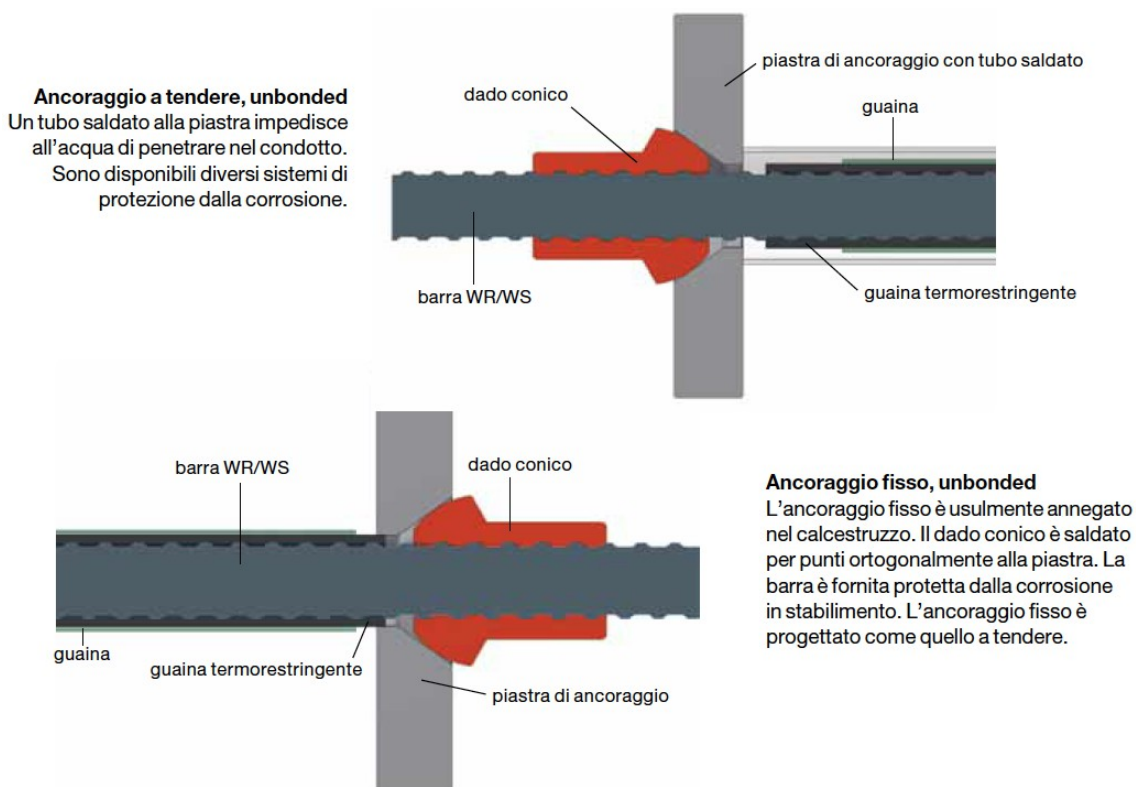
$F_{p0,1k} = S_n \times f_{p0,1k}$

<sup>3</sup>La sovratensione è permessa se la forza al martinetto può essere misurata con precisione del  $\pm 5\%$  del valore finale della forza di tesatura.

*Tabella 3.1*

Vengono prodotte mediante laminazione a caldo, con successiva tempra, per poi essere stirate e rinvenute. Le barre presentano sezione circolare in acciaio di qualità Y 1050, secondo prEN 10138-4. Sono disponibili in lunghezze fino a 18 m e vengono tagliate a misura prima dell'invio in cantiere. Le lunghezze impiegate nel progetto sono contenute e ne permettono la fornitura senza necessità di ricorrere a trasporto eccezionale.

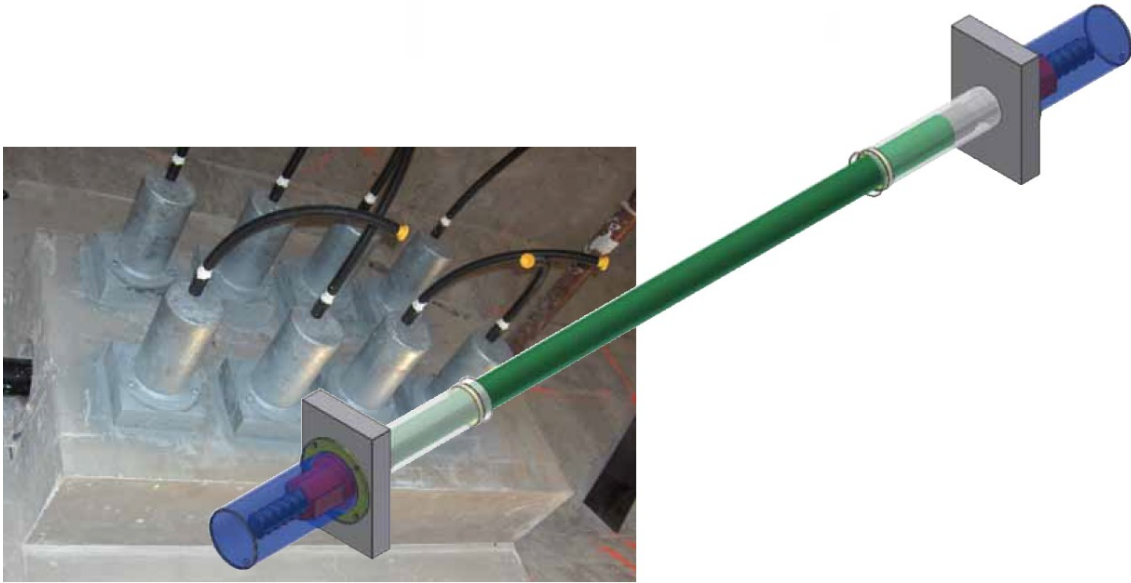
Nell'ambito del presente progetto vengono impiegate barre a filettatura continua 47 WR. Queste sono dotate di nervature laminate a caldo sincronizzate a formare una filettatura destrosa sull'intera lunghezza della barra. In *Figura 3.2* è rappresentata la soluzione di ancoraggio impiegata nello specifico, anch'essa estratta da specifico catalogo [7].



*Figura 3.2*

Le barre sono disposte in condotto libero, ovvero in guaina non iniettata con malta, così da renderle non aderenti alla struttura. La protezione da corrosione è assicurata tramite un sistema a preiniezione con specifica pasta anticorrosione, che mantiene la libertà di scorrimento tra la barra nel tubo di protezione in PE ed il calcestruzzo esterno, come si osserva in Figura 3.3.

La barra può essere tesata per step successivi ed eventualmente ritirata, durante l'attività manutentiva, per compensare le possibili perdite di carico riscontrate. La tesatura viene svolta tramite l'impiego di adeguate chiavi dinamometriche o, come da prescrizioni nel catalogo, mediante martinetti idraulici tipo HOZ 200 Mp, d'ingombro massimo 315 mm in senso diametrale e 865 nel senso di lunghezza, comprensivo della corsa massima pari a 150 mm. Tale martinetto presenta una portata di 2000 kN. Per limitare la larghezza della piastra metallica di collegamento, al fine di evitarne l'insorgere di deformazioni flessionali elevate tra anima d'ancoraggio del perno e cunei di partenza delle barre si è ipotizzato l'impiego di chiavi dinamometriche. Per il loro minore ingombro è possibile ridurre il braccio tra le barre in senso trasversale.



*Figura 3.3*

### **3.6. ACCIAIO PER TIRAFONDI**

Per i tirafondi resistenti a taglio all'incastro di fondazione dei piedi d'antenna metallica si prevede l'impiego di acciaio classe S 355 J.

Il valore caratteristico minimo della tensione di snervamento è  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ .

### **3.7. CALCESTRUZZO DA FONDAZIONI**

La classificazione del calcestruzzo in termini di proprietà meccaniche avviene mediante definizione delle classi di resistenza, ciascuna contraddistinta da una coppia di valori caratteristici di resistenza a compressione, riferiti rispettivamente a provino cilindrico e cubico.

Per la realizzazione delle opere di fondazione e degli elementi strutturali delle spalle è previsto l'impiego di calcestruzzo C25/30. Con riferimento al *Paragrafo 11.2.10* delle NTC 2018 le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo vengono desunte, in sede di progettazione, dalle formule specifiche riportate nei punti seguenti.

### 3.7.1 RESISTENZE CARATTERISTICHE

Per quanto riguarda la resistenza caratteristica a compressione la trattazione proposta dall'NTC 2018 nel *Par. 11.2.10.1* prevede che si faccia riferimento al valore  $R_{ck}$  stimato per provini cubici, da cui è possibile ottenere il corrispettivo valore per provini cilindrici attraverso l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

considerando il calcestruzzo di classe C25/30 utilizzato, con  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

La resistenza a compressione di progetto  $f_{cd}$  è valutata a partire dal dato caratteristico secondo le indicazioni riportate nel *Par. 4.1.2.1.1.1* della NTC 2018:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14 \text{ MPa}$$

con valore finale sempre riferito alla classe C25/30 e in cui:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze a lungo termine, pari a 0,85;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, riduttivo, di valore 1,5;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo, a 28 giorni.

Per quanto riguarda la resistenza a trazione, secondo le prescrizioni riportate nel *Par. 11.2.10.2* delle NTC 2018, in sede di progettazione si può considerare il valor medio di resistenza a trazione assiale del calcestruzzo, che espresso in N/mm<sup>2</sup> vale:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

per classi di resistenza inferiori alla C50/60.

In assenza di sperimentazione diretta valor medio di resistenza a trazione per flessione è assunto pari a:

$$f_{ctm,m} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07 \text{ MPa}$$



Da questo si ricava il valore caratteristico, corrispondente al frattile del 5%, che per il calcestruzzo di classe C25/30 assume il valore:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm, m} = 2,15 \text{ MPa}$$

Conseguentemente, in conformità con quanto stabilito nel *Par. 4.1.2.1.1.2* delle NTC 2018, la resistenza di progetto a trazione è ottenuta attraverso l'espressione:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,43 \text{ MPa}$$

in cui il valore, riferito al calcestruzzo di classe C25/30, è ricavato a partire da:

- $\gamma_c$ , coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, riduttivo, di valore 1,5;
- $f_{ctk}$ , resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Come consuetudine si trascura cautelativamente in sede di progettazione il contributo di resistenza a trazione del calcestruzzo.

### **3.7.2. MODULO ELASTICO**

Secondo la definizione riportata in *Par. 11.2.10.3* dell'NTC 2018 il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo  $E$  va assunto come la pendenza all'interno del diagramma tensioni - deformazioni della retta secante tra la tensione nulla e  $0,40 f_{cm}$ , determinato mediante prove apposite, da eseguirsi in conformità con quanto stabilito dalla norma UNI EN 12390-13 del 2013. In sede di progettazione:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 31,476 \text{ GPa}$$

dove il valor medio della tensione cilindrica resistente di compressione  $f_{cm}$  si valuta dall'espressione  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$ .

Essendo i pali di fondazione sollecitati assialmente e solo istantaneamente a taglio ne si trascurano gli effetti viscosi a lungo termine.

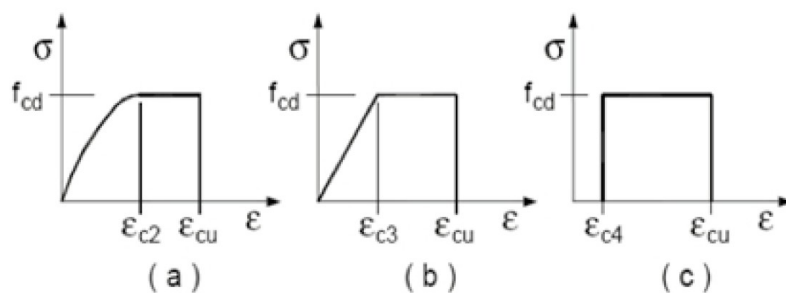
Il coefficiente di Poisson nel calcestruzzo non fessurato si assume di valore 0,2 come riportato nel *Par. 11.2.10.4* delle NTC 2018.

### 3.7.3. **DIAGRAMMA COSTITUTIVO**

Ai fini progettuali si considera un diagramma costitutivo tensioni - deformazioni del calcestruzzo in forma semplificata, di tipo parabola - rettangolo, prendendo a riferimento i seguenti valori dei parametri significativi:

- $f_{cd} = 14 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{c2} = 0,20 \%$
- $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$

Per quanto riguarda le verifiche a flessione e a pressoflessione condotte agli Stati Limite Ultimi le norme tecniche vigenti permettono l'adozione di diversi modelli semplificativi, rappresentativi del reale comportamento del materiale, di cui si riportano gli andamenti in *Figura 3.4*.



*Figura 3.4*

Si tratta, rispettivamente, di diagrammi costitutivi del tipo:

- a) diagramma parabola - rettangolo
- b) diagramma triangolo - rettangolo
- c) stress block.

### **3.8. ACCIAIO D'ARMATURA LENTA**

La scarsa resistenza a trazione fornita dal calcestruzzo è sopperita negli elementi in C.A. dalle barre d'armatura in acciaio inserite all'interno. Le stesse NTC 2018 prevedono per la realizzazione delle strutture in cemento armato l'utilizzo di barre d'acciaio laminato a caldo ad aderenza migliorata del tipo B450C, caratterizzate da tensione di snervamento superiore a 450 N/mm<sup>2</sup> e valore di tensione ultima a rottura non inferiore a 540 N/mm<sup>2</sup>.

#### **3.8.1. RESISTENZE CARATTERISTICHE**

L'acciaio da cemento armato del tipo B450C è caratterizzato dai valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura riportate in seguito, nel rispetto di quanto prescritto nel *Par. 11.3.2.1* delle NTC 2018:

- $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

La normativa prevede l'impiego, in sede progettuale, di una tensione di calcolo  $f_{yd}$  pari alla tensione di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$  divisa per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{ms}$ , del valore di 1,15 per l'acciaio strutturale da cemento armato. Vale l'espressione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} = \frac{450}{1,15} = 390 \text{ MPa}$$

#### **3.8.2. MODULO ELASTICO**

Per gli acciai da cemento armato comunemente utilizzati il modulo di elasticità è costante e viene assunto pari a  $E_s = 210 \text{ GPa}$ .

#### **3.8.3. DIAGRAMMA COSTITUTIVO**

Tra i due possibili diagrammi costitutivi previsti in normativa per l'acciaio da C.A., del tipo elasto - plastico ( a ) o elastico perfettamente plastico indefinito ( b ), in sede di progettazione si assume di considerare il primo, con:

- $f_{yd} = 390 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{yd} = 0,186 \%$

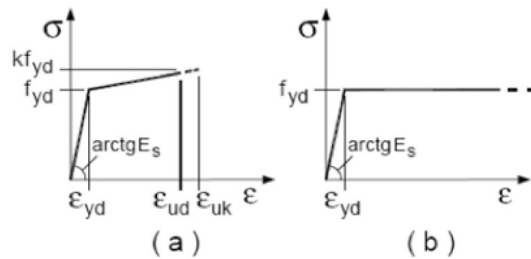


Figura 3.5

### 3.9. PIOLI DI ANCORAGGIO ALLA SOLETTA

Il collegamento tra i profilati metallici costituenti la nervatura portante dell'impalcato del ponte e la soletta collaborante avviene per mezzo di appositi pioli metallici resistenti a taglio, tipo Nelson, costituiti da acciaio S 235 J2 + C 450, con  $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$  di snervamento e  $f_{bk} = 450 \text{ N/mm}^2$  a rottura [8]. In conformità con EN ISO 13918, EN ISO 14555, ETA 03-0041 e EN 10025-2 i pioli KB Nelson sono installati sull'estradosso delle travi longitudinali e dei traversi portanti mediante brevettato processo di saldatura ad arco lungo con apposita ferula ceramica. In progettazione sono impiegati pioli 7/8" di diametro 22,22 mm al gambo e 34,9 mm in testa e con altezza di 200 mm.

### 3.10. CALCESTRUZZO DA SOLETTA

Per la realizzazione della soletta d'impalcato, dei manufatti di spalla e del basamento di raccordo dell'antenna si prevede l'impiego di calcestruzzo classe 40/50 con resistenza caratteristica a compressione  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$  e  $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$ .

La resistenza a compressione di progetto  $f_{cd}$  è valutata a partire dal dato caratteristico secondo le indicazioni riportate nel *Par. 4.1.2.1.1.1* della NTC 2018:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22,7 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze a lungo termine, pari a 0,85;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, riduttivo, di valore 1,5;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo, a 28 giorni.

Per quanto riguarda la resistenza a trazione, secondo le prescrizioni riportate nel *Par. 11.2.10.2* delle NTC 2018, in sede di progettazione si può considerare il valor medio di resistenza a trazione assiale del calcestruzzo, che espresso in N/mm<sup>2</sup> vale:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,50 \text{ MPa}$$

per classi di resistenza inferiori alla C50/60.

In assenza di sperimentazione diretta valor medio di resistenza a trazione per flessione è assunto pari a:

$$f_{ctm,m} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 4,21 \text{ MPa}$$

Da questo si ricava il valore caratteristico, corrispondente al frattile del 5%, che per il calcestruzzo di classe C40/50 assume il valore:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm,m} = 2,95 \text{ MPa}$$

Conseguentemente, in conformità con quanto stabilito nel *Par. 4.1.2.1.1.2* delle NTC 2018, la resistenza di progetto a trazione è ottenuta attraverso l'espressione:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,96 \text{ MPa}$$

in cui il valore, riferito al calcestruzzo di classe C40/50 è ricavato a partire da:

- $\gamma_c$ , coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, riduttivo, di valore 1,5;
- $f_{ctk}$ , resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Nonostante le proprietà superiori del calcestruzzo impiegato si ritiene in fase di calcolo progettuale di trascurare cautelativamente il contributo di resistenza del calcestruzzo a

trazione, ipotizzandone la fessurazione immediata.

Coerentemente con quanto riportato al Paragrafo 3.8.2 il modulo elastico a breve termine è stimabile come:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 35,22 \text{ GPa}$$

dove il valor medio della tensione cilindrica resistente di compressione  $f_{cm}$  si valuta dall'espressione  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48 \text{ MPa}$

Nella valutazione delle deformazioni in sede di modellazione viene tuttavia impiegato un valore cautelativo di 30960 MPa, inteso come forma di tutela nei riguardi delle locali fessurazioni generate in prossimità dei traversi di sostegno dell'impalcato. Per il tratto di soletta nella zona interamente fessurata all'appoggio al pulvino d'antenna viene invece del tutto trascurato il contributo offerto dalla soletta collaborante tesa. E' ipotizzabile al più l'impiego di una rigidità residua del 20% garantita dai ferri d'armatura.

Per il comportamento deformativo a lungo termine, nell'ambito della valutazione della massima freccia sviluppata, si ritiene di impiegare un valore ridotto del modulo elastico, pari a  $E_{c\infty} = 10320 \text{ MPa}$ , tenendo conto degli effetti viscosi.

Il coefficiente di Poisson vale  $\nu = 0,12$ . Il peso specifico è pari a  $2500 \text{ kg/m}^3$ .

Si prescrive, tanto per la realizzazione della soletta quanto per i manufatti di spalla e le opere di fondazione, l'utilizzo di calcestruzzo di classe d'esposizione XC4 e XF4, classe di consistenza S4, e copriferri non inferiori a 35 mm.

### **3.11. TERRENO DI FONDAZIONE**

Il volume significativo di terreno interessato dalla realizzazione dell'opera, e interagente con essa, si assume contraddistinto dalle proprietà di progetto in seguito analizzate sulla base di quanto riportato nella specifica relazione geologico - geotecnica, secondo i principi della normativa tecnica vigente, basata sul metodo agli Stati Limite.

Vengono in seguito descritte le caratteristiche geologiche generali della parte più superficiale della successione stratigrafica che costituisce il terreno di fondazione del ponte della Tangenziale esterna di Milano sul canale Muzza, sito d'intervento posto tra la frazione di Lavagna, nel Comune di Comazzo, e Merlino, nell'omonimo Comune che

appartiene, al pari del precedente, alla Provincia di Lodi. In particolare si fa riferimento ai dati disponibili da uno studio condotto in prossimità dell'alveo del canale Muzza poco più a monte dell'area d'intervento, nel limitrofo Comune di Truccazzano (MI). Si offre un'analisi di massima della natura litologica dei terreni costituenti le coltri di copertura, fornendo le dovute indicazioni in merito alle caratteristiche idrogeologiche dei terreni interagenti col sistema di fondazione. Per l'inquadramento morfologico, geologico e idrogeologico si è fatto riferimento agli studi disponibili sul cosiddetto “Livello Fondamentale della Pianura”, con acronimo LFP. Tale bibliografia è composta da una serie di articoli che descrivono i terreni del sottosuolo, mettendone in rilievo le principali caratteristiche geomeccaniche. In tal senso un'importante fonte è rappresentata dagli studi geologici prodotti dai Comuni della zona, Truccazzano (MI), Comazzo (LO) e Merlino (LO). Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni sono stati utilizzati i dati disponibili sul territorio, raccolti nel corso di una campagna di indagini geognostiche condotta tramite n° 12 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, n° 1 studio sismico del sottosuolo di tipo MASW e n° 1 indagine sismica con metodo HVSr. Compatibilmente coi dati disponibili è stato quindi redatto il profilo stratigrafico e le stratigrafie di progetto del sottosuolo, comprensive dei parametri geotecnici caratterizzanti ciascun livello individuato.

### ***3.11.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO***

L'area di interesse è situata su una zona di territorio pianeggiante, eccezion fatta per i rilevati appositamente realizzati a servizio del ponte. Le quote altimetriche rilevate sono di 98,25 m sul livello del mare, dato assunto come quota di riferimento e da cui partono in approfondimento le prove penetrometriche, sulle rispettive verticali indagate.

L'assetto territoriale è inoltre caratterizzato da numerosi elementi idrografici: oltre al canale della Muzza, oggetto dell'intervento studiato nel presente lavoro di tesi, scorrono nel raggio di pochi chilometri il Fiume Adda, i torrenti Molgara e Trobbia e una fitta rete di rogge e canali minori.

Sono in seguito sinteticamente descritte le caratteristiche geologiche e geomorfologiche del territorio in esame, oltre alle peculiarità idrogeologiche e piezometriche.

Il settore di pianura in esame è costituito sostanzialmente da depositi continentali di origine fluvioglaciale riferibili al quaternario sovrapposti a sedimenti marini, come da *Relazione geologica e geotecnica sul Comune di Truccazzano [9]*. I litotipi affioranti sono costituiti da depositi del fluvioglaciale wurmiano, che costituiscono il cosiddetto “Livello Fondamentale della Pianura”, e dai depositi alluvionali che generano ripiani terrazzati, ribassati di alcuni metri rispetto il livello base del terreno circostante.

E' possibile schematizzare il sottosuolo in tre unità geologiche, descritte in sintesi dalle più antiche alle più recenti:

- a) Depositi fluvioglaciali di età Wurmiana, che rappresentano la conclusione di un esteso e massiccio colmamento fluviale della pianura nell'ultimo Pleistocene. L'unità è essenzialmente costituita da un'alternanza di sabbie e ghiaie con orizzonti a forte componente limosa e presenta una zona di alterazione superficiale.
- b) Depositi alluvionali antichi costituiti da ghiaia e sabbia, situati in posizione altimetricamente inferiore rispetto al LFP, da cui si distinguono anche per l'assenza di uno strato d'alterazione superficiale;
- c) Materiali di riporto recente, che affiorano in modo omogeneo lungo la valle dell'Adda formando superfici terrazzate altimetricamente più basse. Si tratta di depositi alluvionali recenti costituiti da ghiaie miste a sabbie, alternate a livelli di materiale limoso. L'organizzazione in orizzonti lenticolari è legata strettamente alle divagazioni fluviali.

A livello idrogeologico nel sottosuolo l'acquifero più superficiale si incontra alla profondità di circa 2 m dal piano di campagna, con oscillazioni che dipendono dalla distribuzione stagionale delle piogge e dalla gestione del fitto sistema irriguo attivo rappresentato da canali e rogge.

Il dato riscontrato nell'esecuzione delle prove penetrometriche, è in linea con quanto riportato negli studi geologici comunali della zona. A favore di sicurezza, considerando i possibili scenari nel lungo termine, si ritiene cautelativamente di considerare il piano di falda coincidente col piano campagna. In fase di progetto si considera pertanto l'intero terreno di fondazione saturo e sotto falda.



### 3.11.2. CLASSE DI FATTIBILITA' E PERICOLOSITA'

L'intervento va a ricadere nella terza delle 4 classi di fattibilità a difficoltà crescente, principalmente a causa della soggiacenza della falda superficiale, il cui livello oscilla intorno ai 2 m di profondità da piano campagna, presentando tuttavia un'importante suscettibilità legata alla regimazione delle acque, e per la presenza delle scarpate d'argine, potenzialmente soggette a fenomeni di dissesto. In virtù di questo è richiesta un'estesa campagna di studi geologici volti all'approfondimento della conoscenza delle condizioni di stabilità e portanza dei terreni, oltre che di regimazione delle acque.

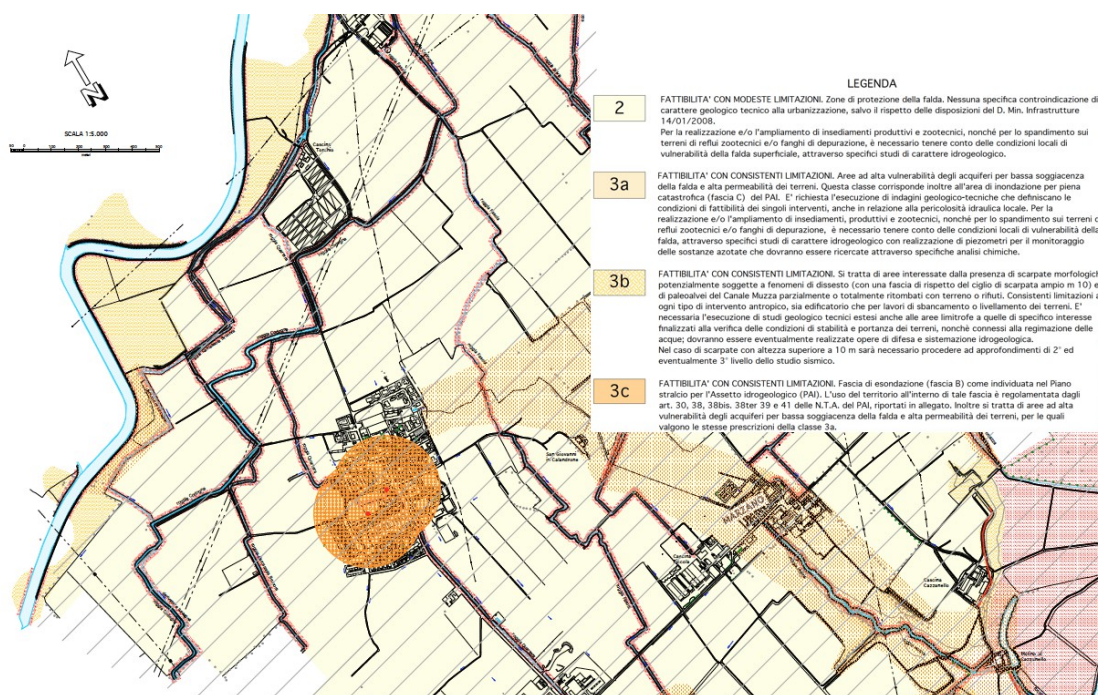


Figura 3.6 – carta di fattibilità geologica

Se ai sensi dell'OPCM n°3274/03, l'area d'interesse si trovava in un comune compreso nell'elenco dei ricadenti in zona 4, cioè a minor rischio sismico, come si osserva dalla carta riportata in Figura 3.7 . Il riclassamento prodotto dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008, “Norme Tecniche per le Costruzioni”, ha ricondotto il territorio comunale in zona sismica 3, come si evince dalla mappa regionale riportata in Figura 3.8 , con associata un'accelerazione di picco alla base di  $a_{g,max} = 0,084884$  g. Tale valore troverà effettivamente riscontro nell'analisi sismica locale condotta sull'area d'intervento.

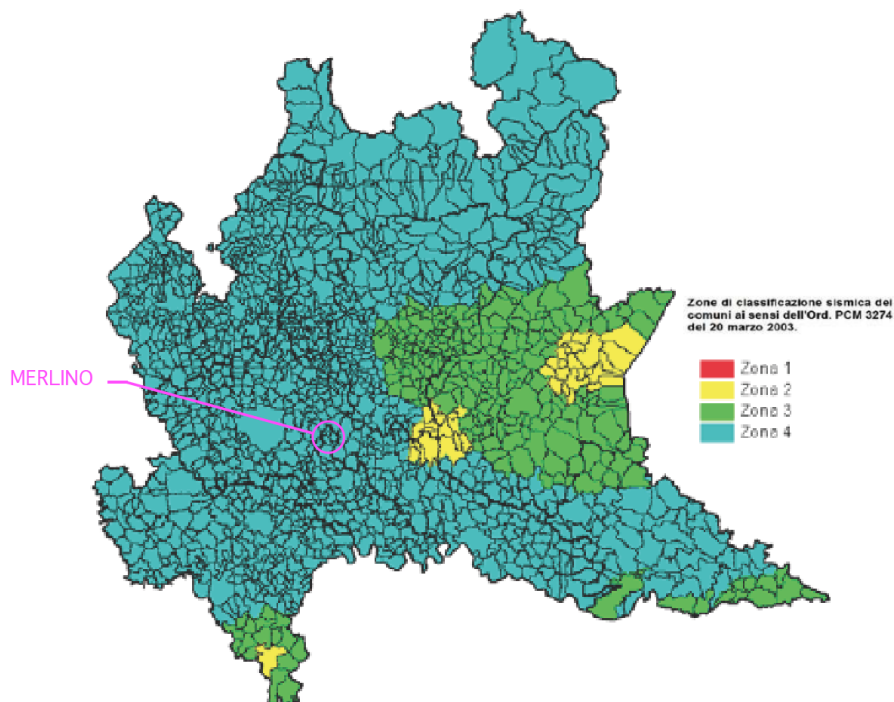


Figura 3.7 – classificazione sismica dei comuni lombardi ante NTC 2008 (OPCM n°3274/03)

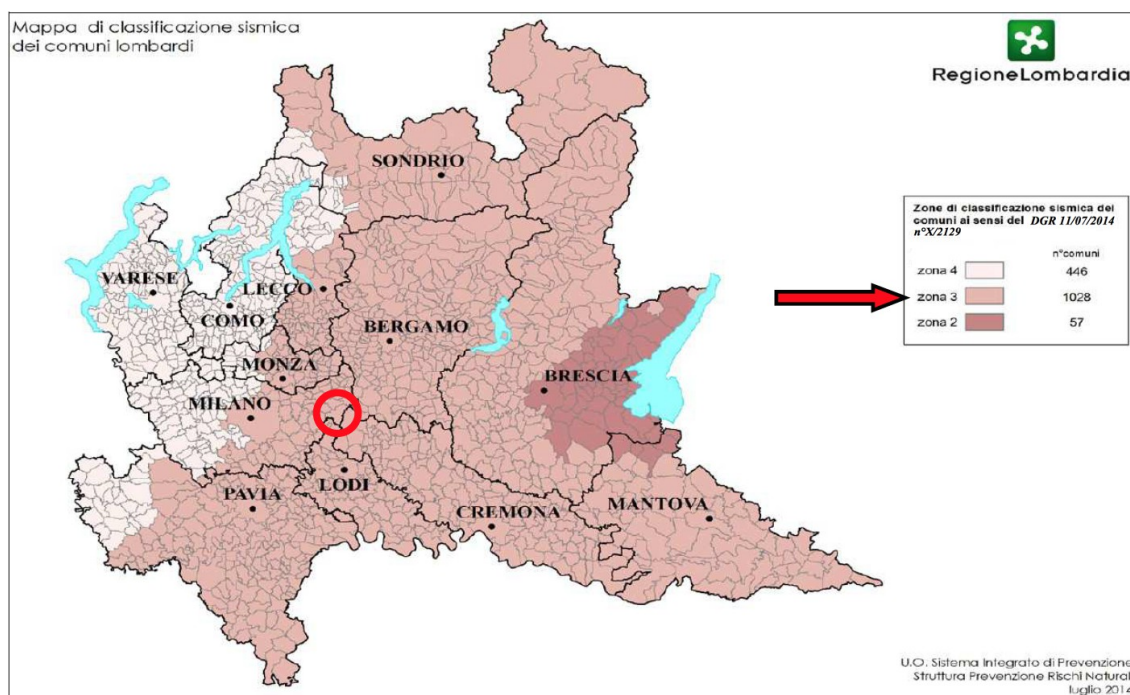


Figura 3.8 – classificazione sismica attuale dei comuni lombardi (DGR 11/07/2014 n°X/2129)

In *Figura 3.9* si può osservare come dall'analisi di pericolosità sismica locale contenuta nello studio geologico comunale di Merlino l'area in esame è classificata in zona Z4a – Zona di fondovalle con depositi alluvionali e/o fluvioglaciali, risultando pertanto suscettibile ad amplificazioni sismiche locali di tipo morfologico e litologico. Per le specifiche caratteristiche dell'intervento in oggetto, relativo alla realizzazione del ponte strallato a servizio della Tangenziale esterna di Milano, già la preesistente normativa regionale OPCM n°3274/03 richiedeva lo specifico approfondimento di secondo livello dell'analisi di risposta sismica del terreno di fondazione. Questo in considerazione della natura strategica dell'infrastruttura e per la presenza di rilevati, in corrispondenza delle spalle in argine. Sebbene il territorio di per sé non presenti condizioni di rischio sismico significativamente elevato le particolari condizioni geologiche e geomorfologiche locali possono infatti influenzare la pericolosità sismica di base amplificandola.



*Figura 3.9 – carta di pericolosità sismica locale*

Non presentando le scarpate d'argine del canale Muzza altezze maggiori o uguali ai 10 m gli effetti amplificativi legati alla morfologia locale dell'assetto del territorio risultano trascurabili. Un attento approfondimento è invece dovuto per quanto riguarda i fattori

litologici d'amplificazione locale.

Questi possono essere legati alle proprietà fisico – meccaniche scadenti dei terreni o alla presenza di unità stratigrafiche granulari fini sature, a forte componente sabbiosa, e dunque suscettibili di fluimenti e colamenti riconducibili al fenomeno di liquefazione [10]. A fronte delle prescrizioni contenute nelle NTC 2018 un'attenta analisi di risposta locale sarà eseguita per la definizione della sismicità dell'area d'intervento.

### **3.11.3. INDAGINI GEOTECNICHE**

La caratterizzazione geotecnica del terreno si esegue mediante consultazione della raccolta di informazioni ricavate dalle indagini geognostiche degli studi comunali e riferite a zone limitrofe l'area d'intervento, in combinazione con i dati derivati dalla campagna d'indagini da svolgersi ad hoc, che rielaborati e interpretati anche alla luce dei diversi riferimenti bibliografici disponibili consentono di ottenere la stratigrafia di progetto del terreno di fondazione, riportata nei seguenti paragrafi. In questa sede il riferimento impiegato è rappresentato da una campagna di indagini geotecniche svolte in prossimità dell'alveo del canale Muzza, ritenuta nei suoi esiti esaustiva delle effettive caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione d'interesse. Vista l'importanza dell'intervento in esame, anche ai fini strategici del territorio, sia in piccola che in larga scala, si ritiene necessaria una ancor più massiccia campagna geotecnica di approfondimento delle indagini. Saranno in particolare da prevedersi:

- preventivi sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino alla quota di massimo approfondimento in punta dei pali di fondazione;
- campionamenti di terreno, da analizzare successivamente in laboratorio per indagare gli aspetti costitutivi, di natura fisica e meccanica, nonché idraulici di permeabilità;
- svolgimento di prove di carico con piastra in sito, per valutare sul campo la risposta elastica del terreno in larga scala, al fine di ricavare indicazioni maggiormente affidabili circa il modulo di Young e la rigidità da attribuire nel modello risolutivo alla Winkler;
- allestimento di un campo prova in cui testare pali di fondazione sacrificali, così da verificarne l'effettivo comportamento in sito.

In via preliminare, in assenza dei dati aggiuntivi che deriverebbero dallo svolgimento delle ulteriori prove sopra prescritte, la stratigrafia del sito in esame è ottenuta dagli esiti delle seguenti indagini disponibili, condotte nell'ambito della campagna di riferimento:

- n° 12 prove penetrometriche dinamiche DPSH condotte a partire dal piano campagna fino ad una profondità massima esplorata di 14 m da piano campagna;
- n° 1 studio sismico del sottosuolo MASW;
- n° 1 indagine sismica con metodo HVSR.

### **Prove penetrometriche dinamiche di tipo superpesante (DPSH)**

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH permettono di caratterizzare le varie unità stratigrafiche del terreno di fondazione in base alla resistenza alla penetrazione offerta alle varie profondità  $z$  nel corso delle operazioni di infissione dello strumento di prova. Si tratta di una tipologia standardizzata di prova in sito, che a partire dal numero di battute di maglio necessarie per ottenere una data infissione della punta conica estrapola i principali parametri geotecnici di resistenza e di deformabilità del terreno investigato. Si riportano in *Tabella 3.II* le caratteristiche tecniche della strumentazione impiegata nello svolgimento delle indagini, di cui in via esemplificativa viene illustrato in *Figura 3.10* l'output ottenuto per una delle 12 verticali esaminate.

<u>CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'ATTREZZATURA DI PROVA</u>	
(Penetrometro DPSH)	
a)	peso massa battente <b>M=73.0 kg</b>
b)	altezza libera caduta <b>H=75 cm</b>
c)	massa passiva <b>Ms=0,7 kg</b>
d)	diametro aste <b>Da=34 mm</b>
e)	lunghezza aste <b>La=1,0 m</b>
f)	peso aste a metro <b>Ma=7,0 kg/m</b>
g)	profondità giunzione prima asta <b>P1=0,9 m</b>
h)	punta conica: diametro punta conica <b>D=51 mm</b> ; area base <b>A=20,43 cm<sup>2</sup></b> ; angolo di apertura <b><math>\alpha=60^\circ</math></b> ;
i)	avanzamento punta <b><math>\delta=30</math> cm</b>
j)	energia specifica per colpo <b><math>Q=(M^2*H)/[A*\delta*(M+M')]=8,93</math> kg/cm<sup>2</sup></b>
k)	coefficiente teorico di energia <b><math>\beta_t=Q/Q_{spt}=8,93/7,83=1,14</math></b>

*Tabella 3.II – caratteristiche tecniche strumentazione di prova DPSH*

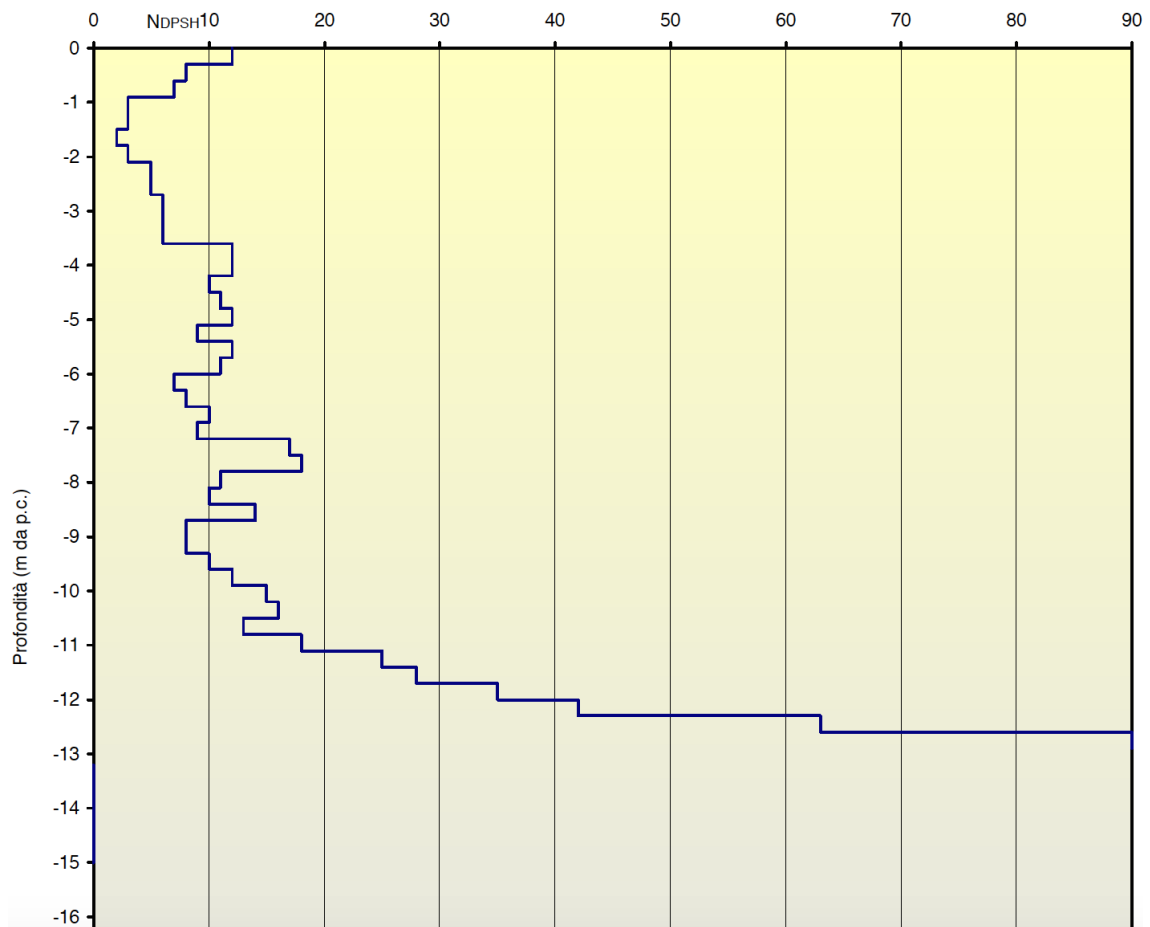


Figura 3.10

Al fine di definire i valori di progetto dei parametri geotecnici di riferimento del sottosuolo si procede con la conversione del numero di colpi ottenuti dal penetrometro DPSH utilizzato  $N_{DPSH}$  tramite opportuna correlazione nel numero di colpi  $N_{SPT}$  relativo alle prove penetrometriche dinamiche standard SPT in foro di sondaggio.

Essendo nota l'energia specifica per singolo colpo  $Q_{spt} = 7,83 \text{ kg/cm}^2$  relativa alla prova Standard Penetration Test, eseguita battendo da un'altezza di 760 mm con un maglio da 63,5 kg un campionatore avente diametro esterno 51 mm, spessore 16 mm e lunghezza, complessiva di scarpa e raccordo alle aste, di 813 mm, valer la seguente correlazione di conversione:

$$N_{SPT} = \beta_i \cdot N_{DPSH} = 1,14 \cdot N_{DPSH}$$

Facendo riferimento al valore di  $N_{SPT}$  così ottenuto è possibile applicare le correlazioni riportate in *Tabella 3.III*, da cui desumere i principali parametri geotecnici d'interesse per lo studio del comportamento del terreno di fondazione.

<i>Densità relativa:</i>	
Skempton, 1986	
$D_r = 100 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}}$	[%]
$N_{60} = N_{SPT}(ER/60)$ , valore medio di $N_{SPT}$ corretto in funzione dell'energia rilasciata dal sistema di battitura, con $ER=65\%$ $(N_1)_{60} = N_{60} * C_N$ , valore di $N_{SPT}$ corretto in funzione del rendimento e della profondità di prova, dove: $C_N = (98,1/\sigma'_{vo})^{0,5}$ (Whitman e Liao); $C_N = 2/(1+\sigma'_{vo}/100)$ (per sabbie fini); $C_N = 3/(2+\sigma'_{vo}/100)$ (per sabbie grosse).	
<i>Angolo di resistenza al taglio di picco:</i>	
Meyerhof, 1965:	
$\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,004 \cdot N_{spt}^2$	(< 5% di limo)
$\varphi = 23,7 + 0,57 \cdot N_{spt} - 0,006 \cdot N_{spt}^2$	(> 5% di limo)
Schmertmann, 1977:	
$\varphi = 28 + 0,14 \cdot D_r$	(sabbia fine uniforme)
$\varphi = 31,5 + 0,11 \cdot D_r$	(sabbia media uniforme/sabbie fini ben gradate)
$\varphi = 34,5 + 0,10 \cdot D_r$	(sabbia grossa uniforme/sabbia media ben gradata)
$\varphi = 38 + 0,08 \cdot D_r$	(ghiaietto uniforme/sabbia e ghiaia poco limosa)
<i>Modulo di deformabilità (modulo di elasticità o di Young):</i> Bowles (1991); D'Appolonia (1977)	

*Tabella 3.III – correlazioni applicate al parametro  $N_{SPT}$*

Si riportano in seguito correlazioni alternative a cui poter far riferimento per l'interpretazione delle prove specifiche da condursi sull'area d'intervento, qualora le precedenti illustrate evidenziassero valori inattesi o reciprocamente discordanti. Viene infatti rimarcata la necessità di svolgere preventivamente alla progettazione esecutiva una campagna preventiva specifica ed approfondita, i cui esiti, al pari di quelli ottenuti dallo svolgimento delle prove su pali sacrificali, permetteranno di affinare il modello geotecnico in sede di progettazione. Gli esiti delle indagini riportati nel presente lavoro, per quanto verosimili delle effettive condizioni in sito, vogliono rappresentare un dato progettuale di natura preliminare utile allo sviluppo coerente dello stesso, inquadrandolo in un contesto concreto, ma devono chiaramente esser supportati da prove effettivamente svolte ad hoc sull'area d'intervento.

Oltre alle prove aggiuntive prescritte e alle prove sismiche, la ripetizione delle prove penetrometriche dinamiche in sito restituirà valori interpretabili, a partire dal dato di  $N_{SPT}$ , mediante le correlazioni precedentemente riportate e, in alternativa, quelle esplicitate in seguito:

DENSITA' RELATIVA

La valutazione della densità relativa  $D_r$  a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche è eseguibile utilizzando la correlazione proposta da Skempton (1986), in seguito riportata.

$$D_r(\%) = \left[ \frac{1}{A + B \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right]^{0.5} \quad (\text{Skempton, 1986})$$

essendo:

$N_{SPT}$  = numero colpi necessari per ottenere un infissione di 30 cm dello strumento;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace presente in sito alla quota della prova SPT, in kg/cm<sup>2</sup>;

$(k_0)_{nc}$  = 0,5 coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati;

$(k_0)_{oc}$  = 0,5·(GSC) coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati;

GSC = grado di sovraconsolidazione;

A, B = costanti empiriche riportate in *Tabella 3.IV*

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie <u>sovraconsolidate</u>	27.5+43.3	$(21.7+27.5) \frac{1+2 (K_0)_{oc}}{1+2 (K_0)_{nc}}$

*Tabella 3.IV*



### ANGOLO D'ATTRITO INTERNO

La determinazione dell'angolo d'attrito interno del terreno di fondazione secondo i valori di  $N_{\text{spt}}$  può essere condotta in accordo con la correlazione proposta da Shioi & Fukuni (1982):

$$\varphi(^{\circ}) = 0.3 \cdot N_{\text{SPT}} + 27 \quad (\text{Shioi \& Fukuni, 1982})$$

dove:

$N_{\text{SPT}}$  = numero colpi necessari per ottenere un'infissione di 30 cm dello strumento.

### IL MODULO ELASTICO DI YOUNG

E' possibile stimare il modulo di Young  $E$  a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche attraverso la seguente correlazione di Denver (1982):

$$E \text{ (MPa)} = 7(N_{\text{spt}})^{0.5} \quad (\text{Denver, 1982})$$

dove:

$N_{\text{SPT}}$  = numero colpi necessari per ottenere un'infissione di 30 cm dello strumento.

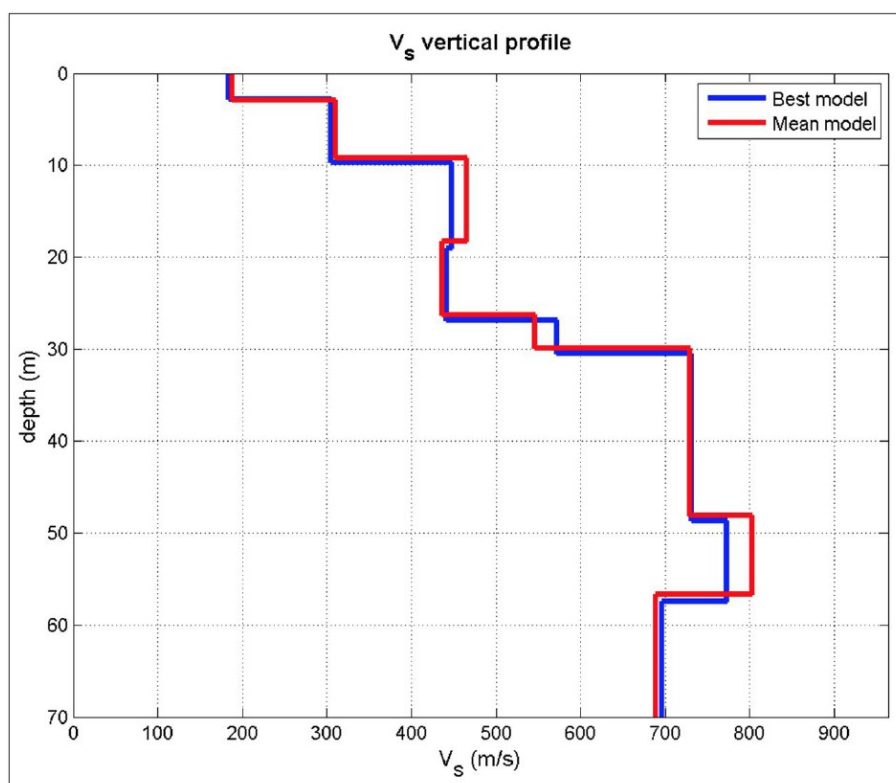
E' tuttavia doveroso ricordare come, mediante la presente correlazione, venga valutato un parametro di comportamento elastico, qual'è il modulo di Young, appartenente al contesto delle piccole deformazioni, a partire dagli esiti di prove condotte a rottura e che quindi si riferiscono a range deformativi elevati, che nulla hanno a che vedere coi valori che competono al campo elastico. La validità di tale correlazione, seppur conclamata, resta meno solida rispetto alle leggi osservate per la stima dell'angolo d'attrito, che rappresenta una proprietà di resistenza del terreno e come tale appartenente allo stesso contesto delle grandi deformazioni in cui vengono condotte le prove.

## Analisi sismiche

In base ai dati derivanti dalla campagna di prove in alveo, la caratterizzazione sismica del sottosuolo d'interesse è stata eseguita con l'ausilio dei risultati di uno stendimento geofisico MASW e delle misure di microtremore sismico mediante tecnica H.V.S.R..

Dagli esiti dell'indagine, riportati in *Figura 3.11*, è stato ottenuto un valore medio delle  $V_{s30}$  pari a circa 373 m/s, a cui corrisponde secondo i range fissati dalla normativa tecnica vigente la categoria sismica di sottosuolo B, poiché compreso tra 360 e 800 m/s.

Nel caso specifico della campagna di prove prese a riferimento il valore delle  $V_{s30}$  è stato calcolato tra piano campagna e -30 m di profondità, per cui è da ritenersi valido anche nel caso di fondazioni su pali. Infatti, a partire dal DM 14-01-2008 si prevede che, nel caso di fondazioni su pali, il calcolo delle  $V_{s30}$  debba essere svolto entro i 30 m di profondità dalla testa dei pali, posta nel caso in esame a profondità modeste da piano campagna.



*Figura 3.11 – sezione sismostratigrafica schematica*

Tuttavia, in via cautelativa, in considerazione del fatto che il valore delle  $V_{s30}$  si trova solo di poco entro la soglia minima del range di valori associato alla categoria di sottosuolo B, e che questi esiti non si riferiscono specificatamente all'area d'intervento, nello sviluppo progettuale del presente lavoro si è preferito fare comunque riferimento ad una categoria di sottosuolo C.

#### **3.11.4. SUCCESSIONE STRATIGRAFICA SOTTOSUOLO**

A partire dai grafici di andamento di  $N_{SPT}$  dalle prove penetrometriche dinamiche in approfondimento lungo le verticali investigate e dai risultati delle prove sismiche condotte, si è ricavato un'insieme d'informazioni opportunamente analizzato per giungere ad una schematica suddivisione della stratigrafica del sottosuolo per l'area in oggetto.

L'edificio litologico è essenzialmente costituito da una successione di materiale variabile da sabbia medio fine a ghiaia debolmente limosa. Gli esiti delle prove evidenziano una successione stratigrafica omogenea: i diversi livelli individuati sono continui e con uno spessore pressoché costante lungo l'intero profilo investigato. La descrizione che segue si ritiene quindi esaustiva per la parte litostragfica, mentre si rimanda al successivo *Capitolo 3.11.5* la discussione e l'attribuzione dei parametri geotecnici per ogni singolo livello individuato. Tutte le profondità sono espresse con riferimento al piano campagna.

##### **LIVELLO A**

Costituisce lo strato sommitale della successione, che si approfondisce da piano campagna fino a 2 metri circa. E' costituito essenzialmente da materiale di riporto legato all'ambiente fluviale, costituito da una combinazione di sabbie e limi. Nello studio della portata dei pali questo livello viene solo parzialmente incluso, dal momento che la platea ne va a occupare il primo strato, che verrà rimosso per la sua realizzazione con scavo di sbancamento.

##### **LIVELLO B**

Superiormente a contatto con lo strato A, è principalmente costituito da livelli di

sabbia fine debolmente limosa con ghiaia. Lo strato continuo presente fino a 4÷5 metri di profondità, mostra valori di  $N_{SPT}$  tendenzialmente compresi tra 5 e 7.

### **LIVELLO C**

La natura del terreno è la stessa del livello C, con una differenza legata alla più alta energia di compattazione dell'ambiente deposizionale. Il livello, composto da sabbie e ghiaie con limi, si individua ad una profondità compresa tra 4÷5 metri e 7 metri circa. Presenta valori di  $N_{SPT}$  più elevati, intorno agli 11 colpi, per effetto di una superiore compattazione.

### **LIVELLO D**

Presenta una composizione simile al Livello C superiore, essendo per lo più costituito da sabbie e ghiaie debolmente limose, a carattere molto compatto. Livello dallo spessore di variabile da 4 metri a 5 metri, con valori di  $N_{SPT}$  intorno ai 16 colpi.

### **LIVELLO E**

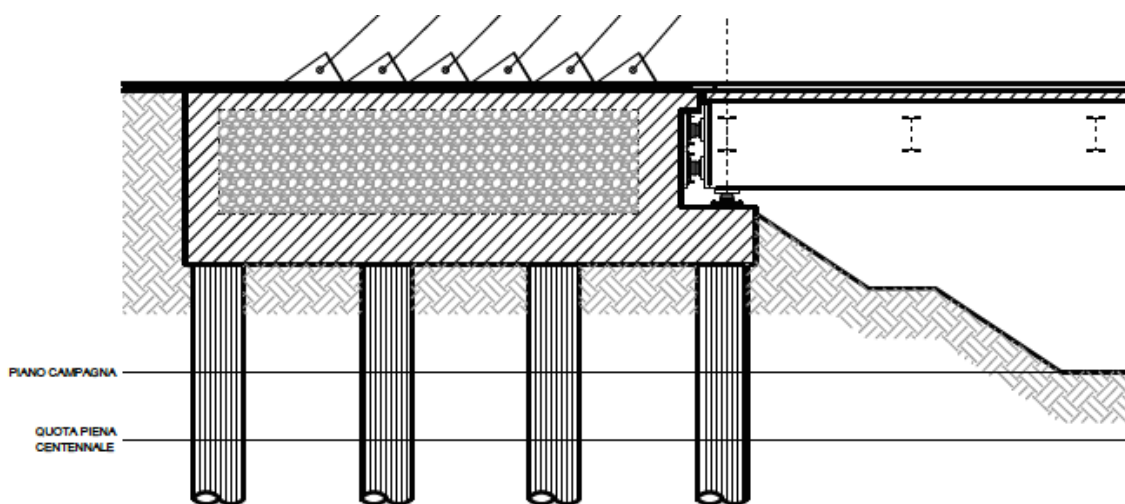
Si rinviene a partire dalla profondità di 11,7 metri fino a 30 metri nelle prove d'analisi sismica, senza individuarne il limite di letto. E' pertanto schematizzabile nel modello geotecnico come l'intero semispazio posto al di sotto dei 11,7 m. E' costituito da sabbie e ghiaie con limi e presenta, nella porzione più superficiale, valori di  $N_{SPT}$  pari a 29, per poi giungere in approfondimento rapidamente a fine prova per rifiuto.

## ***3.11.5. PROFILO DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI***

Sulla scorta delle informazioni acquisite tramite la campagna di indagini si è proceduto alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

La definizione dalle prove in situ dei parametri geotecnici caratteristici è basata sull'impiego delle correlazioni empiriche relative alle prove penetrometriche dinamiche precedentemente descritte nel *Capitolo 3.11.3*, legate al valore di  $N_{spt}$ , e agli andamenti dei profili ottenuti dalle analisi sismiche. Per garantire un'elevata attendibilità dei valori

in seguito descritti, il calcolo dei vari parametri associati a ciascun livello stratigrafico individuato è stato svolto facendo ricorso alle sole correlazioni di provata affidabilità, in relazione alle specifiche caratteristiche geologiche dell'unità stratigrafica. Pertanto, con riferimento a quanto esposto nei precedenti capitoli e in ragione della costanza degli spessori dei vari livelli, si propone un'unica stratigrafia di progetto per la porzione di sottosuolo indagato. Questa è da ritenersi rappresentativa per i calcoli finalizzati alla progettazione delle opere di fondazione del ponte, sia per l'antenna in alveo che per le spalle in argine. In base alla distribuzione planoaltimetrica dei livelli individuati ed alla omogeneità dei parametri geotecnici ottenuti, sono stati distinti cinque livelli stratigrafici a cui si aggiunge per le spalle in argine lo strato sommitale di riporto, dello spessore medio di quattro metri.



*Figura 3.12 – sezione del manufatto di spalla in sinistra idraulica*

Nonostante si tratti di materiale opportunamente compattato, in funzione della doppia funzione di tenuta d'argine e portanza del rilevato stradale, in via cautelativa si decide di attribuire a questo materiale le medesime caratteristiche assegnate al livello stratigrafico A più superficiale, contraddistinto da un basso addensamento dei materiali costituenti, sabbie e limi.

Sono da escludersi fenomeni di refluisce laterale del materiale d'argine per effetto del fenomeno di liquefazione, in caso di evento sismico. Così non fosse sarebbe necessario intervenire precauzionalmente con la realizzazione di appositi dreni verticali in ghiaia di

diametro e interasse tale da scongiurare lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali nello spessore dell'unità stratigrafica sabbiosa interessata, così da escludere l'annullamento delle relative resistenza a taglio.

Nell'area in oggetto possono essere presenti fenomeni locali, essenzialmente di carattere litologico, che comportano la presenza di caratteristiche lievemente diverse da quanto illustrato; comunque la stratigrafia di progetto in seguito indicata è da considerarsi la più cautelativa ed idonea a rappresentare l'insieme delle condizioni rinvenute.

Vengono in seguito illustrate in *Tabella 3.V* le informazioni generali della stratigrafia di progetto con i rispettivi valori dei parametri geotecnici caratteristici attribuiti alle singole unità litologiche:

<b>Strati</b>	<b>Prof. Strati</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b>Nspt</b>	<b>Dr</b>	<b><math>\phi'</math></b>
	[m dal p.c.]	[kN/mc]		[%]	[°]
<b>A</b> (sabbie e limi)	0,0	$\gamma=16,5$ $\gamma_{sat}=17,5$	2÷6	≈34	≤27
	2,2				
<b>B</b> (sabbie e ghiaie con limi)	2,2	$\gamma=17,0$ $\gamma_{sat}=18,0$	5÷7	≈45	≈34
	4,5				
<b>C</b> (sabbie e ghiaie con limi)	4,5	$\gamma=17,5$ $\gamma_{sat}=18,5$	11	≈54	≈38
	7,2				
<b>D</b> (sabbie e ghiaie con limi)	7,2	$\gamma=18,5$ $\gamma_{sat}=19,5$	16	≈58	≈38
	11,7				
<b>E</b> (sabbie e ghiaie con limi)	11,7	$\gamma=19,0$ $\gamma_{sat}=20,0$	29	≈72	≈40
	Fine prova				

*Tabella 3.V*

### COEFFICIENTI DI SPINTA DEL TERRENO

A partire dal dato relativo all'angolo d'attrito assegnato alle varie unità stratigrafiche si individuano i valori dei coefficienti di spinta orizzontale a riposo  $K_0$ , attiva  $K_a$  e passiva  $K_p$ . I valori in seguito riportati sono valutati nell'ipotesi di terreni normalconsolidati, verosimile in ambiente fluviale non erosivo, impiegando le formule classiche:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi') \quad ;$$

$$K_A = \frac{1 - \sin(\varphi')}{1 + \sin(\varphi')} = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2) \quad ; \quad K_P = \frac{1}{K_A} = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad .$$

Applicando ai singoli livelli stratigrafici si ottiene:

- LIVELLO A  $K_0 = 1 - \sin 25^\circ = 0,57 \quad ;$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) = 0,40 \quad ;$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + 25^\circ/2) = 2,46 \quad .$$

- LIVELLO B  $K_0 = 1 - \sin 34^\circ = 0,44 \quad ;$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - 34^\circ/2) = 0,28 \quad ;$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + 34^\circ/2) = 3,54 \quad .$$

- LIVELLO C  $K_0 = 1 - \sin 38^\circ = 0,38 \quad ;$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - 38^\circ/2) = 0,24 \quad ;$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + 38^\circ/2) = 4,20 \quad .$$

- LIVELLO D  $K_0 = 1 - \sin 38^\circ = 0,38 \quad ;$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - 38^\circ/2) = 0,24 \quad ;$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + 38^\circ/2) = 4,20 \quad .$$

- LIVELLO E  $K_0 = 1 - \sin 40^\circ = 0,35$  ;
- $K_A = \tan^2(45^\circ - 40^\circ/2) = 0,22$  ;
- $K_P = \tan^2(45^\circ + 40^\circ/2) = 4,60$  .

### MODULO DI YOUNG

In via del tutto qualitativa si riportano in seguito per i vari livelli stratigrafici del profilo di progetto i rispettivi valori del modulo di Young ottenuti attraverso l'applicazione della correlazione di Denver:

- LIVELLO A  $E_A [MPa] = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}} = 7 \cdot \sqrt{4} = 14 MPa$
- LIVELLO B  $E_B [MPa] = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}} = 7 \cdot \sqrt{6} \simeq 17 MPa$
- LIVELLO C  $E_C [MPa] = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}} = 7 \cdot \sqrt{11} \simeq 23 MPa$
- LIVELLO D  $E_D [MPa] = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}} = 7 \cdot \sqrt{16} = 28 MPa$
- LIVELLO E  $E_E [MPa] = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}} = 7 \cdot \sqrt{29} \simeq 38 MPa$

Come già precedentemente anticipato i valori del modulo di Young ottenuti tramite l'applicazione della correlazione con  $N_{SPT}$  non godono di buona attendibilità e pertanto sono da impiegarsi con cautela e con sola accezione orientativa sull'ordine di grandezza del parametro  $E$  nel terreno di fondazione. Per una più puntuale caratterizzazione del modulo di Young e della costante  $K$  di rigidità di Winkler del terreno si dispone l'esecuzione di specifiche prove di laboratorio su campione indisturbato e prove dirette in sito con piastra di carico.

Per riassumere:

- i terreni di fondazione sono caratterizzati da stratigrafia comprendente unità litologiche a carattere prevalentemente granulare con la presenza più o meno importante di limo in condizioni di normal consolidazione; si riportano le informazioni principali di progetto in *Tabella 3.VI* :



LIVELLO	s (m)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\bar{\sigma}'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi'$ (°)	$K_0$	$K_a$	$K_p$	E (MPa)
A	2,2	17,5	8,25	25	0,57	0,40	2,46	14
B	2,3	18,0	25,70	34	0,44	0,28	3,54	17
C	2,7	18,5	46,37	38	0,38	0,24	4,20	23
D	4,5	19,5	79,22	38	0,38	0,24	4,20	28
E	N.I.	20,0	100,60	40	0,35	0,22	4,60	38

*Tabella 3.VI*

- la falda risulta prossima al piano campagna, trovandosi ad una profondità media di 2 m; per effetto del fenomeno di risalita capillare si può considerare verosimilmente che il terreno sia completamente saturo;
- Il terreno di fondazione presenta una composizione prevalentemente granulare, per cui è lecito ipotizzare che l'intera sua capacità portante sia di tipo attritivo, trascurando quindi l'eventuale contributo offerto dalla componente coesiva.

Per semplificare la trattazione, rimanendo a favore di sicurezza, in fase di progettazione nei livelli a carattere granulare viene trascurato il contributo coesivo, ponendo  $c' = 0$ , quindi attribuendo l'intero onere di resistenza in condizioni drenate all'angolo d'attrito interno del terreno. In conseguenza della buona permeabilità del sottosuolo nei due sensi, sia sotto flusso orizzontale che in presenza di flusso verticale, si ritiene di dover verificare portanza e stabilità del complesso unicamente in condizioni drenate.

### **3.11.6. COMPORTAMENTO ELASTICO ALLA WINKLER**

Nello studio del comportamento dei pali di fondazione sotto gli sforzi orizzontali di taglio, in condizioni di carico ordinarie o sviluppate in conseguenza ad evento sismico, l'analisi degli sforzi orizzontali scambiati col terreno lungo la superficie laterale del palo si esegue impiegando la teoria di Winkler di trave su suolo elastico, tramite il modello di semitrave illimitata soggetta a momento  $c$  e taglio  $F$  concentrati e accoppiati. Questo approccio prevede la modellazione dell'interazione palo - terreno tramite l'utilizzo di una serie di molle elastiche, le quali simulano la risposta del terreno come mezzo continuo che reagisce proporzionalmente ai carichi agenti e allo spostamento indotto. Il modello strutturale dei pali prevede, per il collegamento col solettone rigido di platea, un vincolo

d'incastro in testa, da cui si sviluppa una trave di Winkler su suolo elastico modellata tramite elementi di tipo Beam. Ai loro nodi sono collocati orizzontalmente a passo regolare gli elementi Truss, rappresentando il comportamento del terreno mediante l'utilizzo di più bielle discrete distanziate di un certo passo, in modo da riprodurre l'effettivo comportamento deformativo e le tensioni scambiate col terreno. Agli elementi biella, che lavorano come molle secondo la legge elastica di Hook  $F = K \cdot A \cdot u$ , si assegna la costante di Winkler  $K$  del terreno e un'area di sezione equivalente  $A = i \cdot d$ , che ne determina la rigidezza a sforzo normale. In questo caso per  $i$  si intende l'interasse delle molle (elementi truss) impiegate in fase di discretizzazione del sistema e con  $d$  la larghezza dell'elemento resistente, che nel caso dei pali di fondazione è pari al loro diametro.

Per ciascuna molla impiegata in fase di modellazione ponendo unitario lo spostamento assiale  $u$ , quindi in direzione orizzontale nel terreno, si ottiene la rigidezza traslazionale  $F = K \cdot A$ , nel rispetto di quella che è la definizione stessa di rigidezza assiale, come forza nata a spostamento unitario. Questo analogamente a quanto è altrettanto noto per la rigidezza rotazionale, definita come momento sviluppato a rotazione unitaria.

Dimensionalmente la rigidezza assiale, che definisce il comportamento dell'elemento Truss, è  $[F \cdot L^{-3}] \cdot [L^2] = [F \cdot L^{-1}]$ . Se infatti le proprietà meccaniche di un'elemento Beam sono definite da tre differenti rigidezze che ne descrivono il comportamento, di tipo traslazionale, al taglio e flessionale, l'elemento Truss viene esaustivamente descritto mediante la sola legge che ne regola il comportamento in direzione assiale:

$$u(F) = \frac{F \cdot L_m}{E_m \cdot A_m}$$

dove fissata la lunghezza della molla  $L_m$ , la rigidezza complessiva è data da  $\frac{E_m \cdot A_m}{L_m}$ .

Pertanto si andranno a modellare gli  $E_m$  ed  $A_m$  delle molle in modo da riprodurre la reale rigidezza fisica del palo contro il terreno elastico alla Winkler, per cui come osservato in precedenza vale  $F = K \cdot A \cdot u$ , formula figlia dell'espressione generale del modello  $\sigma = K \cdot u$ , che lega tensione e schiacciamento, in termini di spostamento in senso ortogonale alla trave. Facendo ora intervenire un'area equivalente non più unitaria la tensione  $\sigma$  diventa una forza  $F$ .

Da  $F = K \cdot A \cdot u$  andando a sostituire l'espressione dell'area equivalente si ottiene

$F = K \cdot d \cdot i \cdot u$  , in cui ponendo lo spostamento unitario si ottiene una rigidezza del tipo  $F = K \cdot d \cdot i$  . Si procede a questo punto al ripristino della rigidezza del terreno assegnando ai vari elementi Truss impiegati le caratteristiche, in termini di  $A_m$  ,  $E_m$  e  $L_m$  . Sostituendo l'espressione  $F = K \cdot d \cdot i$  , di rigidezza del terreno, all'interno della legge

generale delle molle elastiche,  $u(F) = \frac{F \cdot L_m}{E_m \cdot A_m}$  , si ottiene:

$$u(F) = \frac{K \cdot d \cdot i \cdot L_m}{E_m \cdot A_m}$$

da cui ponendo unitario lo spostamento  $u(F)$  si ricava la legge di rigidezza. Gli elementi Truss sono a questo punto modellati fissando un valore per  $L_m$  e ricavando il termine  $E_m \cdot A_m$  di conseguenza, o viceversa, trovando in quest'ultimo caso una lunghezza di

molla  $L_m = \frac{E_m \cdot A_m}{K \cdot d_i}$  .

Il parametro fondamentale della trave su suolo elastico alla Winkler, ricavato in genere mediante prove geotecniche in sito, quali la prova di carico su piastra, è la costante di Winkler  $K$ , assunta per il comportamento in direzione orizzontale pari a 1,5 Kg/cm<sup>3</sup> per i livelli più superficiali, da A a D, del terreno di fondazione in esame. Il valore è stato stimato cautelativamente sulla base degli esiti delle prove svolte e in accordo con quanto viene riportato in bibliografia per le specifiche caratteristiche stratigrafiche del sito [III]. Per semplicità si è deciso d'assumere per l'intero sviluppo L del palo un valore costante prudente, vicino a quello riscontrabile nei primi livelli dalle scarse proprietà. E' infatti in prossimità della testa del palo che tale dato risulterà più significativo, essendo questa porzione maggiormente sollecitata. La  $K$  di Winkler funge qui da costante di proporzionalità tra lo spostamento  $u$  e la pressione  $\sigma$  agente ortogonalmente alla superficie di contatto col terreno.

Il tutto vale rimanendo con le tensioni agenti entro le capacità meccaniche di resistenza del terreno, i cui limiti minimo e massimo sono rispettivamente rappresentati dalla spinta orizzontale attiva e passiva. Ipotizzando come si è detto una  $K$  di Winkler dal valore costante in profondità, trascurandone dunque la variabilità legata alla stratigrafia e al maggior addensamento dei livelli più profondi del sottosuolo, è possibile riscontrare

per il primo tratto di palo, in testa, una reattività del terreno secondo il modello di suolo elastico incompatibile col valore massimo di spinta passiva  $P_p$ , vista l'assenza di un contributo coesivo di resistenza. Si osserva pertanto in questo caso che le prime molle dall'alto impiegate nella discretizzazione del sistema si trovano a lavorare per spinte superiori rispetto alla resistenza passiva, insuperabile per definizione, poiché valore ultimo in corrispondenza del quale si verifica la rottura del terreno. Risulterà dunque necessario modellare la trave elastica rimuovendo queste prime molle interessate dal fenomeno, o alternativamente farle lavorare per uno sforzo inferiore, al più uguale alla spinta passiva  $P_p$ , ricavata a partire dal coefficiente di spinta orizzontale limite stimato in seguito alle prove svolte.

Verticalmente il substrato rigido, rappresentato nel modello stratigrafico dal livello E, presenta valori di  $K$  significativamente maggiori. In base ai valori tipici suggeriti dalla bibliografia [12] ed in considerazione delle specifiche caratteristiche riscontrate nello substrato rigido, è lecito assumere  $K_{vert,E} = 15 \text{ kg/cm}^3$ .

Nello sviluppo dei calcoli viene inoltre impiegato un dato di  $K$  di Winkler in direzione verticale, ma anche orizzontale, per i primi strati di terreno, su cui poggia il solettone di platea, al fine di valutarne la rigidezza in fase di studio della modalità di ripartizione dello sforzo sismico tra pali e verticale tra pali e platea di collegamento. Nella stima di capacità portante per il caso in esame si reputa tuttavia sconsigliabile far affidamento in sede progettuale ad un eventuale comportamento a fondazione mista, alla luce delle scarse proprietà dei primi strati di terreno, di recente formazione e da ritenersi pertanto sottoconsolidati. Ad essi, come anche ai rilevati di spalla, volendo fornire localmente una valutazione cautelativa, non si può attribuire un valore di costante di Winkler che superi lo  $0,75 \text{ Kg/cm}^3$ , sia in senso verticale che orizzontale.

## 4. ANALISI DEI CARICHI

Il presente capitolo contiene l'analisi dei carichi sollecitanti insistenti sulla struttura, classificati in base alla variabilità d'intensità con cui si manifestano nel tempo:

- I carichi permanenti **G** si definiscono come azioni che interessano la struttura nel corso della sua intera vita nominale. Si differenziano in permanenti strutturali G1, che comprendono il peso proprio degli elementi portanti, e permanenti non strutturali G2, di cui fanno parte i pesi degli elementi accessori.
- I carichi variabili **Q** comprendono tutte quelle azioni insistenti sulla struttura la cui entità va a mutare nel tempo, assumendo via via valori istantanei differenti. Rientrano in questa categoria, ad esempio, i carichi accidentali da transito di veicoli, i carichi da neve e da vento.
- I carichi eccezionali **A** sono infine legati ad azioni che si verificano solo eccezionalmente durante la vita nominale della struttura, quali possono essere incendi, esplosioni e impatti. Una particolare tipologia di carichi eccezionali è rappresentate dalle azioni sismiche **E**, derivanti dai terremoti.

Nell'analisi dei carichi si fa riferimento, per le azioni variabili, al valore caratteristico  $Q_k$  definito come il 95° percentile nella curva di distribuzione di probabilità, in relazione al proprio periodo di osservazione. Questo approccio, insieme alla considerazione di valori caratteristici per la resistenza dei materiali corrispondenti al 5° percentile e all'impiego di coefficienti parziali di sicurezza per il successivo passaggio ai rispettivi valori di progetto, assicura un buon margine cautelativo in progettazione, in modo da lavorare sempre a favore di sicurezza. Si riporta in seguito la stima dei carichi agenti in direzione verticale e/o orizzontale sulla struttura, determinandone lo sforzo complessivo a cui è sottoposta e rispetto al quale verrà progettata. Restano momentaneamente escluse dalla trattazione le azioni sismiche, anch'esse comunque legate alla massa strutturale, oltre al suo spettro di risposta, che risente dell'influenza delle specifiche condizioni del terreno di fondazione.

## 4.1. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Si riassumono i valori dei carichi permanenti strutturali di tipo  $G_1$  generati per effetto del peso proprio dei vari elementi portanti della struttura.

### 4.1.1. CARICHI STRUTTURALI D'IMPALCATO

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio della **soletta collaborante d'impalcato**. In base alle sue dimensioni geometriche, 17,71 m di larghezza per 100,30 m di sviluppo longitudinale, per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 31 cm si ha:

$$g_{1,soletta} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,31 \text{ m} = 7,8 \text{ kN/m}^2 \text{ di pressione verticale.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio delle **travi metalliche principali d'impalcato**, assunte di sezione costante e contraddistinta da un'altezza complessiva di 2,6 m, larghezza all'ala inferiore 1,2 m e all'ala superiore pari a 1 m. L'anima presenta spessore 2 cm, le ali spessore 4 cm.

$$g_{1,trave\ principale} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{sez} = 11,07 \text{ kN/m} \text{ di carico lineare.}$$

Volendo poi, in prima approssimazione, spalmare uniformemente il carico della coppia di travi principali nell'intera larghezza d'impalcato, considerandone anche una percentuale d'incremento legata ai materiali di giunzione, si otterrà:

$$g'_{1,travi\ principali} = 2 \cdot 11,07 \text{ kN/m} \cdot 1,15 / 17,71 \text{ m} = 1,44 \text{ kN/m}^2.$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei **traversi correnti d'impalcato**, assunti di sezione a doppio T contraddistinta da un'altezza complessiva di 1 m, larghezza pari a 0,5 m, spessore 2 cm per l'anima e 3 cm per le ali.

$$g_{1,traverso\ corrente} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{sez} = 3,86 \text{ kN/m} \text{ di carico lineare.}$$

Volendo spalmare, in maniera analoga a quanto osservato per le travi principali, uniformemente il carico dei traversi sulla lunghezza d'impalcato, considerandone anche una percentuale d'incremento legata ai materiali di giunzione, si otterrà:

$$g'_{1,traversi\ correnti} = 3,86 \text{ kN/m} \cdot 1,15 / 11 \text{ m} = 0,41 \text{ kN/m}^2, \text{ con interasse } i = 11 \text{ m.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei **traversi portanti irrobustiti**, disposti a interasse di 11 m, in corrispondenza degli arrivi degli stralli sull'impalcato, e assunti di sezione rettangolare chiusa contraddistinta da un'altezza complessiva di 2,6 m, larghezza pari a 2,5 m, lunghezza di 21,1 m e spessore omogeneo di 4 cm.

$$g_{1, \text{traverso portante}} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{\text{sez}} = 38,42 \text{ kN/m} \text{ di carico lineare.}$$

Procedendo analogamente alle precedenti trattazioni si otterrà:

$$g'_{1, \text{traversi portanti}} = 38,42/11 \text{ m} = 3,49 \text{ kN/m}^2, \text{ con interasse } i = 11 \text{ m.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio delle **travi di spina**, per cui si è previsto di utilizzare profilati commerciali di tipo HEB 500.

$$g_{1, \text{trave di spina}} = 1,88 \text{ kN/m} \text{ di carico lineare.}$$

Procedendo analogamente alle precedenti trattazioni si otterrà:

$$g'_{1, \text{travi di spina}} = 2 \cdot 1,88 \text{ kN/m} \cdot 1,15/17,71 \text{ m} = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

Se si vuole valutare in prima approssimazione come equamente ripartito nella larghezza d'impalcato il valore complessivo del carico permanente portante su di esso risulta:

$$g_{1, \text{tot}} = g_{1, \text{soletta}} + g'_{1, \text{travi pr.}} + g'_{1, \text{traverso cor.}} + g'_{1, \text{traverso port.}} + g'_{1, \text{trave spina}} = 13,4 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.2. CARICHI STRUTTURALI D'ANTENNA

Si riportano i carichi strutturali dei vari elementi d'antenna, differenziati sulla base delle specifiche sezioni impiegati nei singoli tratti: sommità, gambe, piedi e pulvino.

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio nel tratto di **sommità dell'antenna**, avente sviluppo longitudinale di 10 m e contraddistinta da una sezione rettangolare chiusa di 2,5 m x 1,5 m, con spessore della piastra esterna pari a 6 cm, e con piastre interne di spessore 5 cm lungo le diagonali. Nella stima si tiene conto della presenza di ulteriori piastre interne orizzontali di irrigidimento, delle piastre di raccordo con le gambe al nodo e dei piatti esterni d'arrivo degli stralli, mediante cui si ancorano all'antenna.

$$g_{1, \text{sommità}} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{\text{sez}} = 8 \text{ t/m} \text{ di carico per unità di lunghezza.}$$

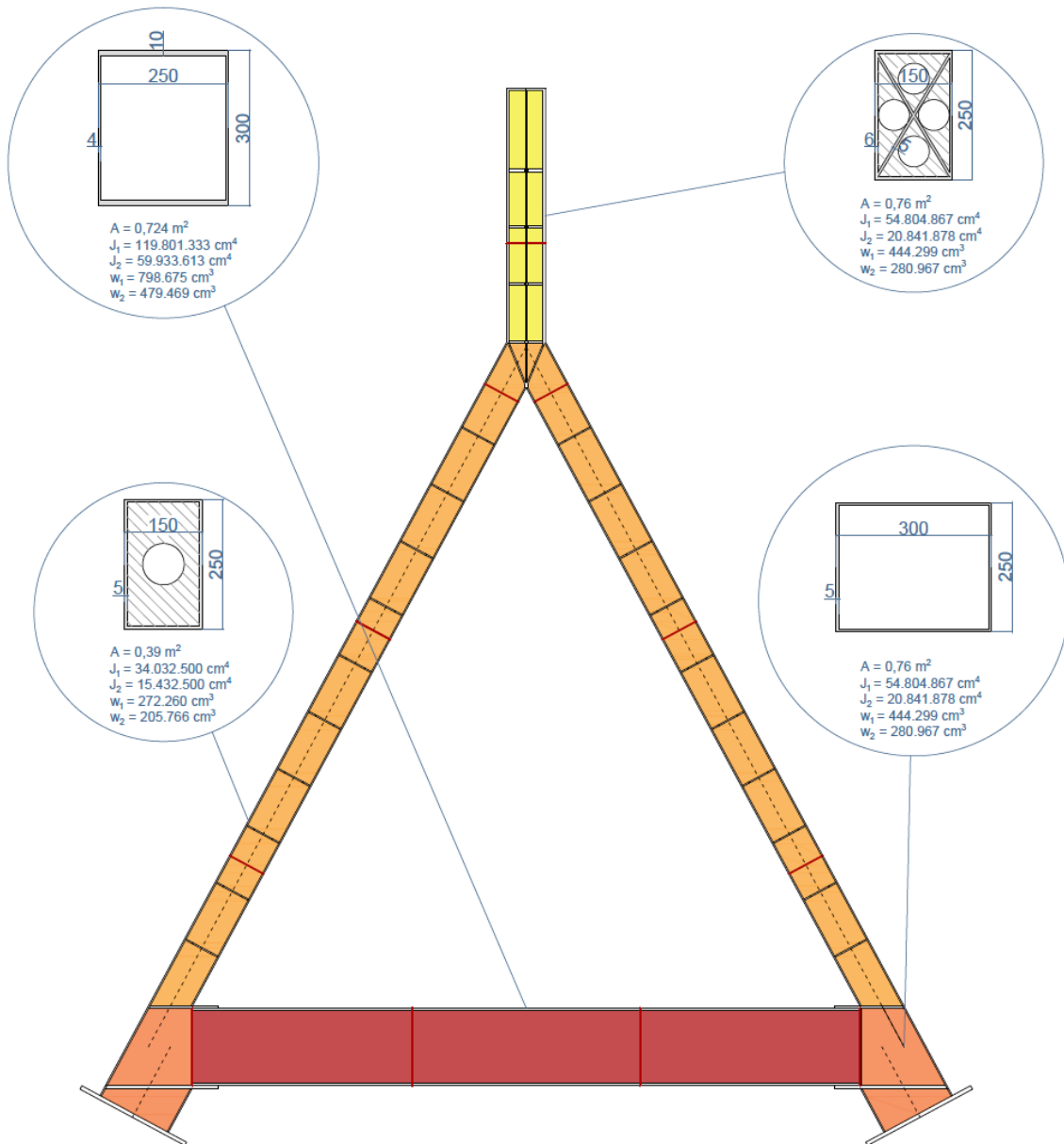


Figura 4.1

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio nei tratti delle due **gambe dell'antenna**, aventi ciascuna lunghezza di 30,75 m e contraddistinte da una sezione rettangolare chiusa di 2,5 m x 1,5 m, con spessore di piastra pari a 5 cm.

$$g_{1,gambe} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{sez} = 3,3 \text{ t/m} \text{ di carico per unità di lunghezza.}$$



- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio nei tratti dei due **piedi dell'antenna**, aventi ciascuno lunghezza di 3,34 m e contraddistinti da una sezione rettangolare chiusa di 2,5 m x 3,0 m, con spessore di piastra pari a 5 cm.

$$g_{1,piedi} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{sez} = 4,3 \text{ t/m} \text{ di carico per unità di lunghezza.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio del **pulvino dell'antenna**, caratterizzato da una lunghezza pari a 27,50 m e da una sezione rettangolare chiusa di altezza 3,0 m e larghezza 2,5 m, con spessore di piastra pari a 10 cm nelle piastre superiore ed inferiore, pari a 4 cm nelle due laterali.

$$g_{1,pulvino} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot A_{sez} = 5,7 \text{ t/m} \text{ di carico per unità di lunghezza}$$

Complessivamente la massa dell'antenna metallica risulta pari a:

$$M_{tot, antenna} = 5,7 \text{ t/m} \cdot 27,50 \text{ m} + (4,3 \text{ t/m} \cdot 3,34 \text{ m} + 3,3 \text{ t/m} \cdot 30,75 \text{ m}) \cdot 2 + 8 \text{ t/m} \cdot 10 \text{ m} = 469 \text{ t}$$

a cui corrisponde una forza peso totale di  $F_v = M_{tot, antenna} \cdot g = 4600,9 \text{ kN}$  .

### 4.1.3. CARICHI STRUTTURALI SPALLA ZAVORRATA

Si riporta nel presente paragrafo l'insieme dei carichi permanenti portanti attribuibili ai vari elementi in c.a. costitutivi del manufatto scatolare della spalla zavorrata in sinistra idraulica.

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio della **soletta superiore della spalla**. Questa è caratterizzata da un'estensione in pianta pari a circa 396 m<sup>2</sup> per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 60 cm.

$$g_{1,soletta sup.} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,6 \text{ m} = 15 \text{ kN/m}^2 \text{ di pressione verticale,}$$

$$G_{1,soletta sup.} = g_{1,soletta sup.} \cdot A_{pianta} = 5940 \text{ kN} \text{ di peso complessivo.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio del **solettone di fondazione della spalla**. Questo è caratterizzata da un'estensione in pianta di 428,24 m<sup>2</sup> per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 150 cm.

$$g_{1,solettone\ base} = 25\text{ kN/m}^3 \cdot 1,5\text{ m} = 37,5\text{ kN/m}^2 \text{ di pressione verticale,}$$

$$G_{1,solettone\ base} = g_{1,solettone\ base} \cdot A_{pianta} = 16059\text{ kN} \text{ di peso compressivo.}$$

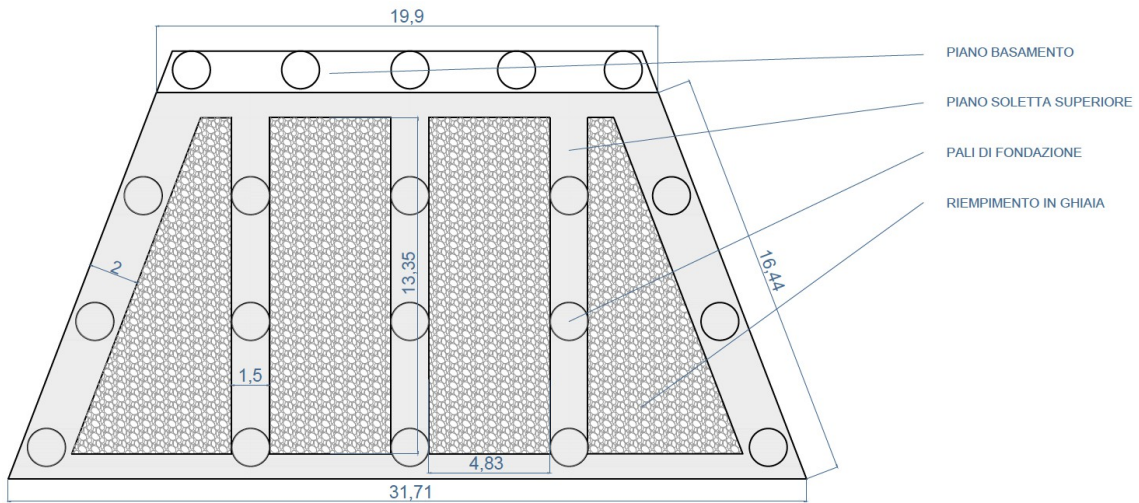


Figura 4.2 – sezione orizzontale spalla zavorrata, quotata in m

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei diversi **setti verticali** di chiusura dello scatolare di spalla zavorrata, caratterizzata da una struttura rigida di tipo alveolare riempita internamente con ghiaia, anche sporca, estratta dal terreno con le precedenti operazioni di trivellazione dei pali. Si valutano i valori di competenza per i diversi tipi di setto presenti, secondo la numerazione riportata in *Figura 4.3*.

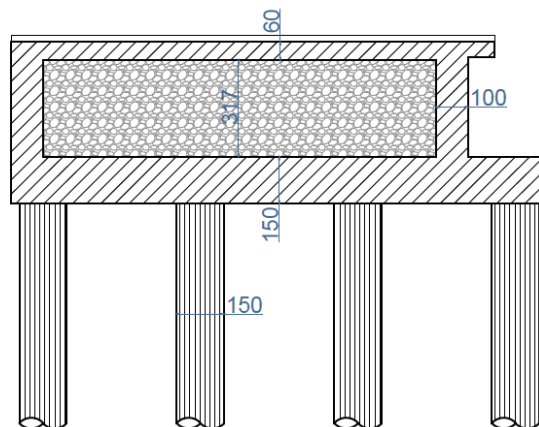


Figura 4.3 – sezione verticale spalla zavorrata, quotata in cm

- **Setti verticali tipo 1, disposti in direzione trasversale z**

Sono caratterizzati da un'estensione della sezione orizzontale rispettivamente di 16,03 m<sup>2</sup> e 27,04 m<sup>2</sup>, per un'altezza di 3,17 m. Complessivamente:

$$G_{1,setti\ 1} = 25\text{ kN/m}^3 \cdot 3,17\text{ m} \cdot (16,03\text{ m}^2 + 27,04\text{ m}^2) = 3413,3\text{ kN} \quad .$$

- **Setti verticali tipo 2, disposti in direzione longitudinale x**

Questi sono caratterizzati da un'estensione nel piano verticale d'appartenenza pari a 13,35 m di lunghezza per 3,17 m d'altezza ciascuno, e hanno spessore di 150 cm. Complessivamente per i tre setti:

$$G_{1,setti\ 2} = 3 \cdot 25\text{ kN/m}^3 \cdot 13,35\text{ m} \cdot 3,17\text{ m} \cdot 1,5\text{ m} = 4760,94\text{ kN} \quad .$$

- **Setti verticali tipo 3, costituenti le pareti laterali del manufatto**

Questi sono caratterizzati da un'estensione nel piano verticale d'appartenenza pari a 16,44 m di lunghezza per 3,17 m d'altezza ciascuno, e presentano uno spessore di 200 cm. Complessivamente per i due setti:

$$G_{1,setti\ 3} = 2 \cdot 25\text{ kN/m}^3 \cdot 16,44\text{ m} \cdot 3,17\text{ m} \cdot 2\text{ m} = 5211,48\text{ kN} \quad .$$

- **Riempimento in ghiaia**

Si considera il peso complessivo del riempimento in ghiaia inserito entro le celle presenti tra i setti in cemento armato costituenti la struttura alveolare:

$$G_{1,ghiaia} = 18\text{ kN/m}^3 \cdot 3,17\text{ m} \cdot (2 \cdot 49,17\text{ m}^2 + 2 \cdot 4,83\text{ m} \cdot 13,35\text{ m}) = 12970\text{ kN} \quad .$$

Volendo fornire una stima complessiva del peso proprio della spalla zavorrata si ottiene:

$$G_{1,spalla} = G_{1,sol.\ sup.} + G_{1,base} + G_{1,setti,1} + G_{1,setti,2} + G_{1,setti,3} + G_{1,ghiaia} \simeq 48355\text{ kN}$$

#### **4.1.4 CARICHI STRUTTURALI SPALLA ORDINARIA**

Si riporta nel presente paragrafo l'insieme dei carichi permanenti portanti attribuibili agli elementi in c.a. del manufatto di spalla tradizionale in destra idraulica. Si riporta in Figura 4.4 la pianta del manufatto e nella successiva Figura 4.5 la sua sezione verticale, in appoggio ai valori di calcolo.

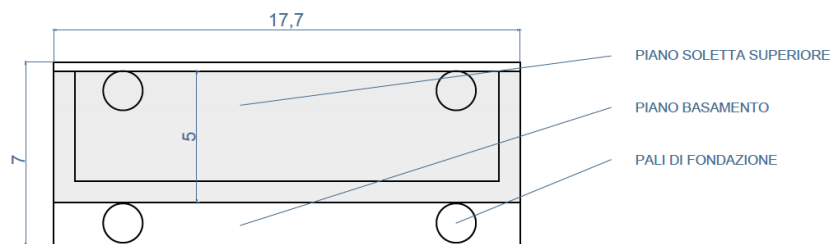


Figura 4.4 – vista in pianta della spalla tradizionale, quotata in m

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio della **soletta superiore della spalla**. Questa è caratterizzata da un'estensione in pianta pari a 17,71 m x 5 m, per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 60 cm.

$$g_{1,soletta\ sup.} = 25\ kN/m^3 \cdot 0,6\ m = 15\ kN/m^2\ \text{di pressione verticale,}$$

$$G_{1,soletta\ sup.} = g_{1,soletta\ sup.} \cdot A_{pianta} = 1328,25\ kN\ \text{di peso complessivo.}$$

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio del **solettone di fondazione della spalla**. Questo è caratterizzata da un'estensione in pianta di 17,71 m x 7 m, per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 150 cm.

$$g_{1,solettone\ base} = 25\ kN/m^3 \cdot 1,5\ m = 37,5\ kN/m^2\ \text{di pressione verticale,}$$

$$G_{1,solettone\ base} = g_{1,solettone\ base} \cdot A_{pianta} = 4648,88\ kN\ \text{di peso complessivo.}$$

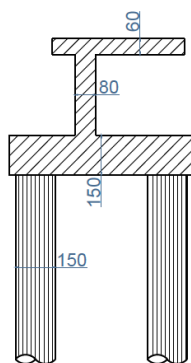


Figura 4.5 - sezione verticale spalla tradizionale, quotata in cm

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei diversi **setti verticali** della spalla.

- **Setto verticale di testa, in direzione trasversale  $z$**

E' caratterizzato da un'altezza di 3,17 m, uno spessore di 0,8 m e lunghezza di 17,71 m. Complessivamente:

$$G_{1, \text{setto testa}} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,17 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 17,71 = 1122,81 \text{ kN} \quad .$$

- **Pareti laterali di spalla, disposte in direzione longitudinale  $x$**

Queste sono caratterizzate ciascuna da un'altezza di 3,17 m, uno spessore di 0,8 m e lunghezza di 3,35 m. Complessivamente:

$$G_{1, \text{setti laterali}} = 2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,17 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 3,35 \text{ m} = 424,78 \text{ kN} \quad .$$

Volendo fornire una stima complessiva del peso proprio della spalla ordinaria si ottiene:

$$G_{1, \text{spalla}} = G_{1, \text{sol. sup.}} + G_{1, \text{base}} + G_{1, \text{setto testa}} + G_{1, \text{setti laterali}} \approx 7525 \text{ kN}$$

#### 4.1.5. CARICHI STRUTTURALI DI BASE ANTENNA

Carico permanente strutturale  $G_1$  generato dal peso proprio del **solettone di fondazione dell'antenna metallica**. Questo è caratterizzata da un'estensione in pianta di 54,36 m x 9 m, per uno spessore di soletta in calcestruzzo armato di 200 cm.

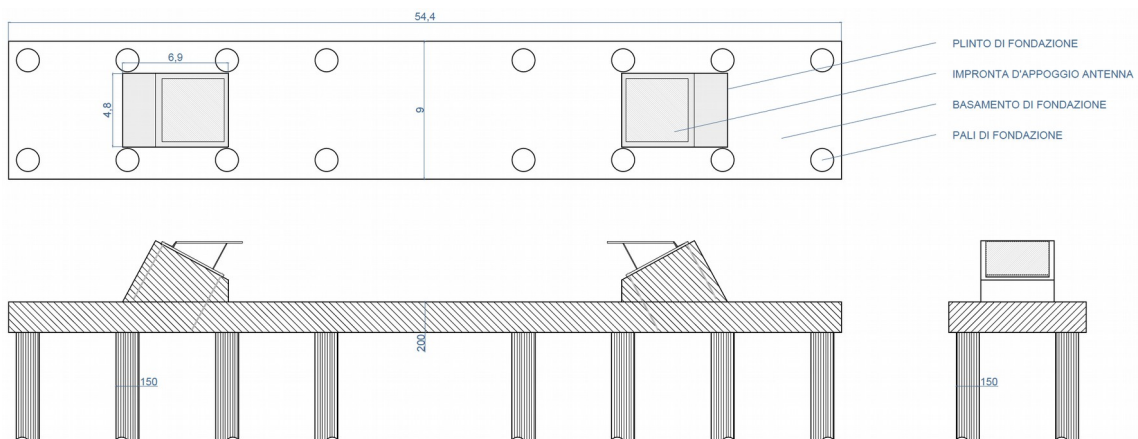


Figura 4.6 – fondazione antenna

Si avrà  $g_{1,solettone\ base} = 25\text{ kN/m}^3 \cdot 2\text{ m} = 50\text{ kN/m}^2$  di pressione verticale, per un peso complessivo di  $G_{1,solettone\ base} = g_{1,solettone\ base} \cdot A_{piana} = 24462\text{ kN}$ , a cui sommare i pesi dei due plinti d'arrivo delle gambe, di dimensione 3 m x 4,75 m x 4,8 m. In definitiva il peso totale del sistema di fondazione dell'antenna è pari a  $G_{1,fond.\ antenna} = 27882\text{ kN}$ .

#### 4.1.6. CARICHI STRUTTURALI DA PESO PALI

Il carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei pali si stima ipotizzandone uno sviluppo longitudinale di 25 m in spalla e 35 m alla base dell'antenna in entrambi i casi con una sezione circolare in cemento armato di diametro 150 cm. Considerando la differenza di peso specifico in sostituzione del terreno si ha:

$$G_{1,palo\ spalla} = (25 - 18)\text{ kN/m}^3 \cdot 25\text{ m} \cdot \pi \cdot (0,75)^2\text{ m}^2 = 309,25\text{ kN}$$

$$G_{1,palo\ antenna} = 432,95\text{ kN/m}^3$$

con:

Peso specifico del calcestruzzo armato  $\gamma = 25\text{ kN/m}^3$  ;

Peso specifico del terreno  $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$  .

#### 4.2. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Si riassumono in seguito i carichi permanenti non strutturali, legati alla pavimentazione stradale e a tutti gli accessori di servizio del ponte stradale, quali i pannelli antirumore, la barriera di sicurezza metallica, i New Jersey in calcestruzzo ed i collettori di raccolta e scolo delle acque dalla carreggiata. Questa famiglia di carichi, interessando l'intero sviluppo della carreggiata stradale, graverà tanto sull'impalcato del ponte quanto sulle solette in cemento armato delle sue spalle.

- Carico permanente non strutturale  $G_2$  generato dal peso della **pavimentazione stradale** dello spessore base di 10 cm, incrementato nella porzione centrale per conferire alla carreggiata la tipica forma “a schiena d'asino”, che facilita lo scolo delle acque garantendo un adeguato livello di sicurezza stradale. La pendenza trasversale prevista nelle due falde così ottenuta è pari al 2,5% nel rispetto delle

prescrizioni vigenti in materia. Il sovraccarico da pavimentazione è valutato per un pacchetto composto dai conglomerati bituminosi d'usura drenante e binder, fatto aderire alla soletta in cemento armato con adeguata mano d'attacco. Questa stratigrafia è stata ideata per garantire un efficace scolo trasversale delle acque dalla carreggiata, evitando l'effetto aquaplaning e spray, nonché nell'ottica di una riduzione dei carichi.

$$g_{2,pavimentazione} = 2 \text{ kN/m}^2 \text{ di pressione verticale.}$$

- Carico permanente non strutturale  $G_2$  indotto dal peso delle **reti di protezione antirumore**, dell'altezza di 3 m:

$$g_{2,reti\ di\ protezione} = 1,05 \text{ kN/m di carico lineare.}$$

- Carico permanente non strutturale  $G_2$  indotto dal peso della **barriera metallica di sicurezza tipo H4 BP**:

$$g_{2,barriera\ H4\ BP} = 1 \text{ kN/m di carico lineare.}$$

- Carico permanente non strutturale  $G_2$  indotto dal peso dei **New Jersey** anticaduta in calcestruzzo:

$$g_{2,New\ Jersey} = 5,625 \text{ kN/m di carico lineare.}$$

- Carico permanente non strutturale  $G_2$  indotto dal peso dei **collettori** delle acque piovane, installati su entrambi i lati dell'impalcato e del diametro di 30 cm.

$$g_{2,collettore\ acque} = 0,5 \text{ kN/m di carico lineare.}$$

Volendo spalmare in modo uniforme il carico permanente non strutturale che agisce nel complesso sull'impalcato, si ottiene il seguente valore caratteristico:

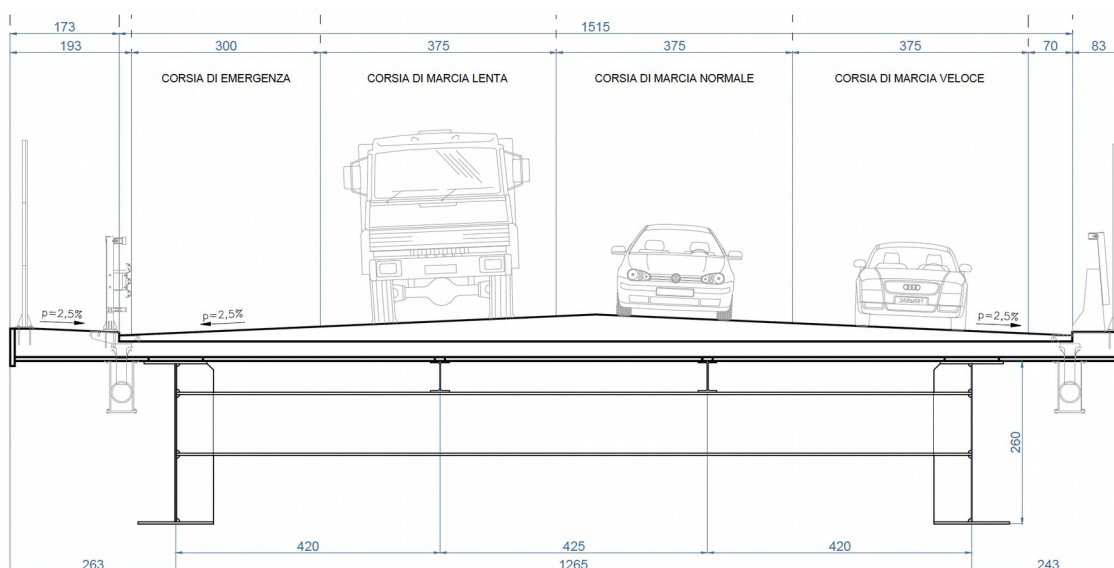
$$g_{2,tot} = g_{2,pav.} + (g_{2,reti\ di\ pr.} + g_{2,barriera} + g_{2,New\ Jersey} + g_{2,collettore}) / 17,71 \text{ m} = 2,46 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3. CARICHI ACCIDENTALI

Il presente paragrafo riporta l'analisi dei carichi accidentali a cui è soggetto il ponte, nel rispetto delle indicazioni contenute nelle NTC 2018.

### 4.3.1 CARICO DA TRAFFICO VEICOLARE

Nel presente paragrafo viene descritta la configurazione di carichi caratteristici indotti dal traffico veicolare, così come prevista da normativa per gli impalcati di ponti stradali. Le seguenti indicazioni sono date al netto della geometria della sede stradale considerata, riportata in *Figura 4.8*. La carreggiata, ad unico senso di marcia, è suddivisa in quattro corsie convenzionali, di cui la prima d'emergenza. In posizione laterale, oltre le barriere di protezione, è presente un'area pedonabile in caso d'emergenza, avente funzione di via d'esodo.



*Figura 4.8 – geometria di carreggiata*

Secondo quanto prescritto nel *Par. 5.1.3.3.5.* delle NTC 2018 la disposizione dei carichi accidentali da traffico sulle corsie convenzionali della superficie carrabile, di larghezza minima di 3 m, è presa in modo da riprodurre le condizioni più sfavorevoli di sforzo per la struttura. Si considera pertanto la seguente configurazione di carichi caratteristici:

- **Corsia pedonale**, di larghezza 1,93 m, con carico distribuito  $q_{ped} = 5 \text{ kN/m}^2$ , comprensivo degli effetti dinamici.
- **Corsia 1 d'emergenza**, di larghezza 3 m, con carico distribuito  $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$  e carico concentrato rappresentato da due assi di carico da  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  l'uno.



- **Corsia 2 di marcia lenta**, di larghezza 3,75 m, interessata da carico distribuito  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  e carico concentrato rappresentato da due assi di carico da  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$  l'uno.
- **Corsia 3 di marcia normale**, di larghezza 3,75 m, sul quale agisce un carico distribuito  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  e un carico concentrato rappresentato da due assi di carico da  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$  l'uno.
- **Corsia 4 di marcia veloce**, di larghezza 3,75 m, e **banchina laterale** accessibile, sul quale si considera agente un carico distribuito  $q_{4k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

Tali carichi sono anche comprensivi degli effetti dinamici generati dal transito veicolare. Ai fini delle verifiche locali sulla soletta collaborante in cemento armato si considerano da normativa i due schemi di carico in seguito illustrati:

- carichi concentrati su due assi in tandem da 300 kN l'uno, aventi impronte di appoggio quadrate di lato 0,4 m e applicati in asse alla corsia; sul singolo asse si ha un'interasse delle impronte di 1,2 m, mentre longitudinalmente assi successivi presentano interasse di 2 m.
- carico di singolo asse da 400 kN applicato in posizione localmente più gravosa, con superfici d'impronta dei pneumatici di forma rettangolare e dimensioni 0,60 m x 0,35 m; l'interasse delle impronte lungo la direzione trasversale d'impalcato è di 2 m.

Nelle verifiche locali si considera un'angolo di diffusione dei carichi nello spessore di pavimentazione e di soletta pari a  $45^\circ$ .

Per quanto riguarda le azioni variabili da traffico in direzione orizzontale, lungo l'asse  $x$  di sviluppo longitudinale dell'impalcato, in accordo con le disposizioni contenute al *Par. 5.1.3.5* delle NTC 2018, la **forza di frenamento o accelerazione** è valutata in funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1. Si ottiene:

$$\begin{aligned}
 q_{x, \text{traffico}} &= 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = \\
 &= 0,6 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN}) + 0,1 \cdot 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 100,3 \text{ m} = 630,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

dove:

- $w_1$  rappresenta la larghezza della prima corsia convenzionale;
- $L$  è la lunghezza della zona caricata, che è supposta pari all'intera lunghezza d'impalcato.

Il valore ottenuto ricade all'interno dell'intervallo di valori prescritti [180 kN – 900 kN] e risulta pertanto accettabile. Il carico è da ritenersi applicato secondo una distribuzione uniforme lungo l'asse della corsia.

### 4.3.2 CARICO DA NEVE

E' in seguito riportata la valutazione del carico da neve, come da prescrizioni normative contenute al *Par. 3.4* delle NTC 2018:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove, nel caso in esame:

- $\mu_i = 0,8$  coefficiente di forma per la superficie pseudo – piana dell'impalcato;
- $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$  , valore caratteristico di riferimento per il carico da neve al suolo, per un tempo di ritorno di 50 anni, in Zona I - Mediterranea ad una quota inferiore a 200 m d'altitudine;
- Coefficiente d'esposizione  $C_E = 1$  , ritenuto consono in quanto, nonostante il ponte sia battuto dai venti, la presenza di barriere laterali impedisce la rimozione della neve;
- Coefficiente termico  $C_t = 1$  .

In definitiva per il carico da neve si ottiene il seguente dato caratteristico:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

Sull'impalcato si considera tuttavia in direzione verticale il carico accidentale principale dettato dal solo traffico veicolare, in quanto maggiormente gravoso rispetto al carico da neve, al fronte dell'incompatibilità tra i due, come meglio dettagliato nel Capitolo 5 nel rispetto di quanto disposto al *Par. 5.1.3.7* delle NTC 2018.

### 4.3.3 CARICO DA VENTO

Le azioni sollecitanti indotte sull'opera dal carico da vento, insistente generalmente in direzione orizzontale inducendo effetti dinamici, vengono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti, per come definite al *Par. 3.3.3* delle NTC 2018. Per una analisi approfondita degli effetti dinamici sul sistema strallato si rimanda a testi specifici di comprovata affidabilità, d'approfondimento della materia, quale il *CNR-DT 207/2008 [13]*.

La pressione statica equivalente del vento è fornita dall'espressione  $p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$  in cui:

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

L'azione tangente del vento per unità di superficie parallela alla sua direzione è data da

$$p_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f$$
, in cui entra in gioco il coefficiente d'attrito  $C_f$ .

Si riportano in seguito le azioni indotte dal carico da vento sugli specifici elementi del ponte, in base alla loro forma e alla loro disposizione.

#### **AZIONE ORIZZONTALE TRASVERSALE ALL'IMPALCATO**

In base alla classificazione riportata al *Par. 3.3.1* delle NTC 2018 l'area in oggetto ricade in Zona 1, a cui compete un valore di velocità base di riferimento a livello del mare pari a  $V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ . Alla Zona 1 sono inoltre associati  $a_0 = 1000 \text{ m}$  e  $K_s = 0,4$ .

Poiché l'altitudine sul livello del mare del sito in cui sorge l'opera risulta  $a_s < a_0$  si ha valore unitario del coefficiente d'altitudine  $C_a$ . Pertanto la velocità base di riferimento risulta  $V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 25 \text{ m/s}$ . Questa è definita come il valor medio su 10 minuti, a 10 m d'altezza sul terreno pianeggiante e omogeneo di categoria d'esposizione II, con un periodo di ritorno  $T_R = 50 \text{ anni}$ . Anche assumendo un periodo di studio superiore, di

200 anni, in considerazione dell'importanza strategica dell'intervento, il coefficiente  $C_r$ , amplificativo da applicarsi presenta un valore poco incidente nell'insieme del problema, risultando  $C_r = 1,076$ . Tale dato è ricavato a partire dall'applicazione della formula generale prescritta al *Par. 3.3.2* delle NTC 2018:

$$C_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si ottiene una velocità di riferimento pari a  $V_r = C_r \cdot V_b = 1,076 \cdot 25 \text{ m/s} = 26,9 \text{ m/s}$ . Tale premura, non prevista da NTC 2018, che consente di considerare normalmente un periodo di ritorno  $T_R = 50 \text{ anni}$ , dove non diversamente ed espressamente indicato, è volta a garantire un buon margine di sicurezza nei confronti dell'azione da vento, rispetto cui le strutture leggere metalliche risultano suscettibili.

Considerando un valore di densità dell'aria pari a  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  la pressione cinetica di riferimento risulta  $q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot V_r^2 = \frac{1}{2} 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (26,9 \text{ m/s})^2 = 452,26 \text{ N/m}^2$ .

Per l'assenza di ostacoli al vento in alveo si assume una classe di rugosità D del terreno, secondo le definizioni riportate al *Par. 3.3.7* delle NTC 2018. Da ciò, in combinazione con la disposizione geografica e altimetrica del sito d'intervento, ne si attribuisce la II categoria d'esposizione, alla quale sono associati i seguenti valori:

$$k_r = 0,19 \quad ; \quad z_0 = 0,05 \text{ m} \quad ; \quad z_{min} = 4 \text{ m} \quad .$$

Considerando la quota massima  $\bar{z}$  del cassone d'impalcato rispetto al fondo alveo, quindi nella condizione in assoluto più gravosa di alveo asciutto, in cui le correnti dispongono di maggior luce per svilupparsi, il coefficiente d'esposizione  $C_e$  per l'impalcato vale:

$$\begin{aligned} C_e(\bar{z}) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(\bar{z}/z_0) [7 + C_t \ln(\bar{z}/z_0)] = \\ &= 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(16,5/0,05) [7 + \ln(16,5/0,05)] = 2,6794 \end{aligned}$$

per  $\bar{z} = 16,5 \text{ m} > z_{min} = 4 \text{ m}$ . L'altezza di riferimento  $\bar{z}$  è presa pari al massimo valore della quota del profilo laterale dell'impalcato rispetto al più basso punto del terreno sottostante,  $\bar{z} = z_{piena} + h_{piena} + h_{impalcato} + h_{barriere} = 7,5 \text{ m} + 2,8 \text{ m} + (2,6 + 0,6) \text{ m} + 3 \text{ m}$  per un valore complessivo di  $\bar{z} = 16,5 \text{ m}$ .  $z_{piena}$  rappresenta l'altezza dell'impalcato al suo

intradosso rispetto alla quota di massima piena stimata,  $h_{piena}$  è l'altezza piezometrica nel canale alla massima piena stimata,  $h_{impalcato}$  rappresenta l'altezza dell'impalcato nel suo profilo laterale e  $h_{barriere}$  consiste nell'altezza delle barriere laterali antirumore dal piano di pavimentazione d'impalcato.

Si definisce la pressione cinetica di picco  $q_p = \frac{1}{2} \rho \cdot V_r^2 \cdot C_e(\bar{z})$ , che per l'impalcato sarà:

$$q_p = 452,26 \text{ N/m}^2 \cdot 2,6794 = 1,212 \text{ kN/m}^2$$

Tale grandezza rappresenta il valore atteso della pressione cinetica massima del vento su un intervallo temporale di  $T = 10 \text{ min}$ .

Considerando l'impalcato del ponte investito da vento orizzontale in direzione normale al suo sviluppo longitudinale si ottengono le seguenti azioni sollecitanti aerodinamiche di picco:

- Azione sollecitante **parallela alla direzione del vento** per unità di lunghezza

$$f_z(z) = q_p(z) \cdot b \cdot C_{fz}$$

con:

- $q_p$  pressione cinetica di picco del vento;
- $z$  quota da piano campagna;
- $b$  larghezza d'impalcato espressa in metri;
- $C_{fz}$  coefficiente aerodinamico di forza  $C_{fz} = \frac{1,85}{b/h_{tot}} - 0,10 = 0,533$ , che in funzione delle indicazioni progettuali contenute al *Par. G.11.1* delle CNR-DT 207/2008, vale per  $2 \leq b/h_{tot} \leq 5$ . Nel caso in esame  $b/h_{tot} = 2,9$ , essendo l'altezza complessiva dell'impalcato  $h_{tot} = 6,2 \text{ m}$ .

Si ottiene  $f_z(\bar{z}) = 1,212 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,71 \text{ m} \cdot 0,533 = 11,44 \text{ kN/m}$ , forza per unità di lunghezza dell'impalcato, agente ortogonalmente ad esso. Tale forza si ritiene agente sul piano medio del cassone d'impalcato, approssimabile col piano medio di soletta.

- Azione sollecitante del vento per unità di lunghezza **in direzione verticale**

$$f_y(z) = q_p(z) \cdot b \cdot C_{fy}$$

con:

- $q_p$  pressione cinetica di picco del vento;
- $z$  quota da piano campagna;
- $b$  larghezza d'impalcato espressa in metri;
- $C_{fy}$  coefficiente aerodinamico di forza  $C_{fy} = \pm \left( 0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) = \pm 0,99$ , che da indicazioni progettuali al *Par. G.11.1* delle CNR-DT 207/2008, vale per  $0 \leq b/h_{tot} \leq 5$ , quando nel caso in esame  $b/h_{tot} = 2,9$ .

Si ottiene  $f_y(\bar{z}) = 1,212 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,71 \text{ m} \cdot \pm 0,99 = \pm 21,25 \text{ kN/m}$ , valore della forza verticale per unità di lunghezza dell'impalcato. Volendo riportare il dato in termini di azione per unità di superficie, spalmandolo sul piano orizzontale della pavimentazione, si ottiene una pressione verticale equamente distribuita pari a

$$p_y = f_y(\bar{z})/b = \pm 21,25 \text{ kN/m} / 17,71 \text{ m} = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

- **Azione torcente del vento** nei confronti dell'impalcato, per unità di lunghezza

$$m_x(z) = q_p(z) \cdot b^2 \cdot C_{mx}$$

con:

- $q_p$  pressione cinetica di picco del vento;
- $z$  quota da piano campagna;
- $b$  larghezza d'impalcato espressa in metri;
- $C_{mx}$  coefficiente aerodinamico di momento  $C_{mx} = \pm 0,2$ .

Si ottiene  $m_x(\bar{z}) = 1,212 \text{ kN/m}^2 \cdot (17,71 \text{ m})^2 \cdot \pm 0,2 = 76 \text{ kN}$  valore di momento torcente per unità di lunghezza dell'impalcato.

Le azioni aerodinamiche  $f_z, f_y$  e  $m_x$  si considerano agenti simultaneamente e con i segni che producono gli effetti più onerosi.

### **AZIONE ORIZZONTALE IN DIREZIONE LONGITUDINALE**

A partire dall'espressione di base di pressione  $p_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f$  il **carico longitudinale per effetto dell'azione tangente del vento** sull'impalcato è ottenuto da:

$$p_f(\bar{z}') = q_p(\bar{z}') \cdot C_f$$

dove  $C_f = 0,02$ , assumendo il coefficiente d'attrito di competenza del calcestruzzo ruvido e di superfici catramate. Nello sviluppo della trattazione si ragiona considerando per l'impalcato una forma semplificata rettangolare di sezione, trascurando quindi forma e superficie laterale delle travi metalliche. Tale assunzione va a compensare l'adozione, anche per l'intradosso di soletta, di un coefficiente d'attrito  $C_f = 0,02$ , penalizzante rispetto alle superfici lisce effettive, di fondo dei predalles. A tali superfici, come per i profilati metallici, competerebbe infatti un coefficiente  $C_f = 0,01$ . Considerando la quota di riferimento  $\bar{z} = 13,5 \text{ m}$ , corrispondente al piano superiore di pavimentazione dell'impalcato, si ottiene un valore del coefficiente di esposizione di:

$$\begin{aligned} C_e(\bar{z}) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(\bar{z}/z_0) [7 + C_t \ln(\bar{z}/z_0)] = \\ &= 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(13,5/0,05) [7 + \ln(13,5/0,05)] = 2,5462 \end{aligned}$$

da cui si ottiene una pressione cinetica di picco di  $q_p = \frac{1}{2} \rho \cdot V_r^2 \cdot C_e(\bar{z}) = 1,15 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico longitudinale indotto dall'azione tangente del vento sull'impalcato è pari a:

$$p_f(\bar{z}') = q_p(\bar{z}') \cdot C_f = 1,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,02 = 2,3 \cdot 10^{-2} \text{ kN/m}^2$$

Considerando la risultante della pressione agente longitudinalmente sull'impalcato si ha:

$$H_{f,tot} = p_f(\bar{z}') \cdot A_f = p_f(\bar{z}') \cdot 2 \cdot b \cdot l = 81,95 \text{ kN}$$

in cui  $b$  rappresenta la larghezza d'impalcato e  $l$  la sua lunghezza complessiva.

In modo analogo si effettua la stima del carico longitudinale da vento per effetto della **azione tangente sulle barriere accessorie**, posizionate ai lati dell'impalcato. In questo caso si considera un coefficiente d'attrito  $C_f = 0,04$ , valido per le superfici ondulate delle barriere antirumore, di altezza 3 m. Considerando la quota di riferimento massima della barriera  $\bar{z} = 16,5 \text{ m}$ , il coefficiente d'esposizione vale  $C_e(\bar{z}) = 2,6794$ , per una

pressione cinetica di picco  $q_p(\bar{z}) = 1,212 \text{ kN/m}^2$ . Il carico longitudinale per l'azione del vento tangente alle barriere è  $p_f(\bar{z}) = q_p(\bar{z}) \cdot C_f = 4,85 \cdot 10^{-2} \text{ kN/m}^2$ , con risultante complessiva  $H_{f,tot} = p_f(\bar{z}') \cdot A_f = p_f(\bar{z}') \cdot 4 \cdot h \cdot l = 58,52 \text{ kN}$ . In formula  $h$  rappresenta l'altezza delle barriere e  $l$  la loro lunghezza sull'impalcato.

Dall'analisi dei valori riscontrati nel complesso gli sforzi indotti longitudinalmente per l'azione tangente del vento sono di entità trascurabile.

### **AZIONE ORIZZONTALE DA VENTO SULL'ANTENNA METALLICA**

Si riporta in seguito la valutazione del carico da vento in direzione normale alla torre, di altezza complessiva da terra  $H_{tot} = 40 \text{ m}$  e per la quale si considera in via semplificata come costante la sezione rettangolare  $150 \times 250 \text{ cm}$ , trascurando dunque l'allargamento locale ai piedi. Questo presenta influenza minima, in considerazione della vicinanza al suolo, noto l'andamento parabolico crescente in altezza, tipico delle pressioni da vento. Nella valutazione discreta degli sforzi risultanti indotti sull'antenna si valuta di dividerla in 4 porzioni, considerando le quote di analisi ad intervalli di  $10 \text{ m}$  d'altezza. Nel tratto sommitale si ha un'unico elemento a sezione rettangolare, mentre dai  $30 \text{ m}$  di quota fino a terra le azioni ottenute andranno applicate ad entrambe le gambe dell'antenna, che presentano angolo d'inclinazione pari a  $62^\circ$ . Per i nodi impiegati da modello si hanno i seguenti valori del coefficiente d'esposizione e della pressione cinetica di picco, di cui si osservano le espressioni generali:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{e} \quad q_p = \frac{1}{2} \rho \cdot V_r^2 \cdot C_e(z)$$

– a  $z_1 = 10 \text{ m}$  si ha  $C_e(z_1) = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(10/0,05) [7 + \ln(10/0,05)] = 2,3523$  e

$$q_p(z_1) = \frac{1}{2} 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (26,9 \text{ m/s})^2 \cdot 2,3523 = 1,064 \text{ kN/m}^2$$

– a  $z_2 = 20 \text{ m}$  si ha  $C_e(z_2) = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(20/0,05) [7 + \ln(20/0,05)] = 2,8100$  e

$$q_p(z_2) = \frac{1}{2} 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (26,9 \text{ m/s})^2 \cdot 2,81 = 1,271 \text{ kN/m}^2$$



– a  $z_3 = 30\text{ m}$  si ha  $C_e(z_3) = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(30/0,05)[7 + \ln(30/0,05)] = 3,0937$  e

$$q_p(z_3) = \frac{1}{2} 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (26,9 \text{ m/s})^2 \cdot 3,0937 = 1,399 \text{ kN/m}^2$$

– a  $z_4 = 40\text{ m}$  si ha  $C_e(z_4) = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln(40/0,05)[7 + \ln(40/0,05)] = 3,3023$  e

$$q_p(z_4) = \frac{1}{2} 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (26,9 \text{ m/s})^2 \cdot 3,3023 = 1,493 \text{ kN/m}^2$$

La seguente trattazione è svolta sulla traccia delle indicazioni riportate al *Par. G.10.1* e *G.10.3* del CNR-DT 207/2008. Le azioni aerodinamiche per unità di lunghezza sulle strutture snelle ad elementi allungati di sezione rettangolare sono definite a partire dai rispettivi coefficienti di forza e momento:

$$C_{f_x} = C_{f_{x_0}} \cdot \Psi_\lambda, \quad C_{f_z} = C_{f_{z_0}} \cdot \Psi_\lambda, \quad C_{m_y} = C_{m_{y_0}} \cdot \Psi_\lambda,$$

dove  $C_{f_{x_0}}$ ,  $C_{f_{z_0}}$  e  $C_{m_{y_0}}$  sono i coefficienti aerodinamici relativi a strutture ed elementi di lunghezza idealmente infinita, mentre  $\Psi_\lambda$  è definito come coefficiente di snellezza, che considerando la reale geometria dell'antenna tiene conto degli effetti di bordo, riduttivi per le forze aerodinamiche. Si riassumono le condizioni assunte per il caso in oggetto ai fini della sua valutazione:

- flusso bidimensionale libero ad almeno un'estremità, in quanto la sommità non è rigidamente vincolata dal sistema di stralli;
- sezione rettangolare a spigoli vivi;
- lunghezza degli elementi a luce libera  $20\text{ m} \leq L \leq 50\text{ m}$ , poiché dalla somma di gambe ed antenna si ricava complessivamente  $L = 44,08\text{ m}$ . Si trascura in via cautelativa il contributo d'irrigidimento fornito dal nodo di raccordo delle due gambe dell'antenna con la sua porzione di sommità, a cui sono collegate le funi. Per assicurare una buona rappresentatività del modello di calcolo impiegato si va tuttavia a considerare nella valutazione della snellezza la sola lunghezza libera di inflessione delle gambe,  $L = 30,75\text{ m}$ , attribuita all'intera opera. La snellezza è valutata tramite l'espressione  $\lambda = (2,4 - 0,02 \cdot L) \cdot L/b$ , con  $b$  lato della sezione ortogonale alla direzione del vento, che è dimensione di riferimento.

In seguito vengono analizzate le casistiche principali, a seconda della direzione in cui agisce il vento, individuando i valori dei coefficienti aerodinamici e di snellezza.

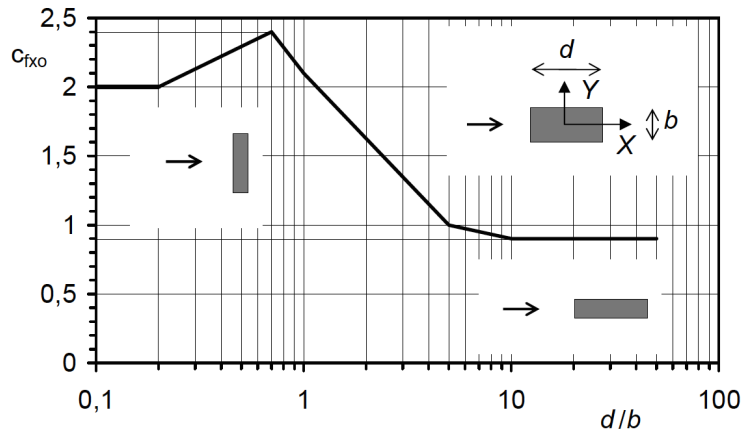


Figura 4.9 – coefficienti aerodinamici su sezione rettangolare

#### – Vento agente in direzione x

In questo caso, adottando per i lati la nomenclatura riportata in *Figura 4.6*, si ha  $b = 1,5\text{ m}$  e  $d = 2,5\text{ m}$ , per cui  $d/b = 1,67$ . Per questa condizione vale il seguente pacchetto di coefficienti aerodinamici:

- $C_{f_{x_0}} = -1,64 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,15 = 3,453$
- $C_{f_{z_0}} = \pm 0,3$  cautelativamente
- $C_{m_{y_0}} = \pm 0,3$  cautelativamente

Nel caso in esame, sotto l'azione del vento lungo  $x$ , si hanno i seguenti valori di snellezza  $\lambda$  della sezione e del coefficiente di snellezza  $\Psi_\lambda$ :

- $L/b = 30,75\text{ m}/1,5\text{ m} = 20,5$
- $\lambda = (2,4 - 0,02 \cdot L) \cdot L/b = (2,4 - 0,02 \cdot 30,75\text{ m}) \cdot 20,5 = 36,592$
- $\Psi_\lambda = 0,45 + 0,25 \cdot \log_{10}(\lambda) = 0,841$ , valido per  $10 \leq \lambda \leq 100$ .

Si ricavano in definitiva i seguenti valori dei coefficienti di forza e momento:

$$C_{f_x} = C_{f_{x_0}} \cdot \Psi_\lambda = 2,904 \quad C_{f_z} = C_{f_{z_0}} \cdot \Psi_\lambda = 0,252 \quad C_{m_y} = C_{m_{y_0}} \cdot \Psi_\lambda = 0,252$$

Da questi si ottengono le forze aerodinamiche di picco per unità di lunghezza, da cui ottenere le risultanti da applicare ai nodi impiegati nella discretizzazione del problema.

- a  $z_1 = 10\text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_1) = q_p(z_1) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 2,904 = 4,635\text{ kN/m}$$

$$f_z(z_1) = q_p(z_1) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 0,252 = 0,402\text{ kN/m}$$

$$m_y(z_1) = q_p(z_1) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot (1,5\text{ m})^2 \cdot 0,252 = 0,603\text{ kN}$$

In termini di risultanti, applicate su ciascuna delle due gambe d'antenna:

$$F_x(z_1) = f_x(z_1) \cdot L(z_1) = 4,635\text{ kN/m} \cdot 13,71\text{ m} = 63,55\text{ kN}$$

$$F_z(z_1) = f_z(z_1) \cdot L(z_1) = 0,402\text{ kN/m} \cdot 13,71\text{ m} = 5,51\text{ kN}$$

$$M_y(z_1) = m_y(z_1) \cdot L(z_1) = 0,603\text{ kN} \cdot 13,71\text{ m} = 8,27\text{ kN m}$$

- a  $z_2 = 20\text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_2) = q_p(z_2) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 2,904 = 5,536\text{ kN/m}$$

$$f_z(z_2) = q_p(z_2) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 0,252 = 0,480\text{ kN/m}$$

$$m_y(z_2) = q_p(z_2) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot (1,5\text{ m})^2 \cdot 0,252 = 0,721\text{ kN}$$

In termini di risultanti, applicate su ciascuna delle due gambe d'antenna:

$$F_x(z_2) = f_x(z_2) \cdot L(z_2) = 5,536\text{ kN/m} \cdot 11,36\text{ m} = 62,89\text{ kN}$$

$$F_z(z_2) = f_z(z_2) \cdot L(z_2) = 0,480\text{ kN/m} \cdot 11,36\text{ m} = 5,45\text{ kN}$$

$$M_y(z_2) = m_y(z_2) \cdot L(z_2) = 0,721\text{ kN} \cdot 11,36\text{ m} = 8,19\text{ kN m}$$

- a  $z_3 = 30\text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_3) = q_p(z_3) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,399\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 2,904 = 6,094\text{ kN/m}$$

$$f_z(z_3) = q_p(z_3) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,399\text{ kN/m}^2 \cdot 1,5\text{ m} \cdot 0,252 = 0,529\text{ kN/m}$$

$$m_y(z_3) = q_p(z_3) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,399\text{ kN/m}^2 \cdot (1,5\text{ m})^2 \cdot 0,252 = 0,793\text{ kN}$$

In termini di risultante applicata al nodo di collegamento tra le due gambe d'antenna ed il suo tratto verticale in sommità:

$$F_x(z_3) = f_x(z_3) \cdot L(z_3) = 6,094 \text{ kN/m} \cdot (11,36 \text{ m} + 5 \text{ m}) = 99,70 \text{ kN}$$

$$F_z(z_3) = f_z(z_3) \cdot L(z_3) = 0,529 \text{ kN/m} \cdot 16,36 \text{ m} = 8,65 \text{ kN}$$

$$M_y(z_3) = m_y(z_3) \cdot L(z_3) = 0,793 \text{ kN} \cdot 16,36 \text{ m} = 12,97 \text{ kN m}$$

- a  $z_4 = 40 \text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_4) = q_p(z_4) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 2,904 = 6,503 \text{ kN/m}$$

$$f_z(z_4) = q_p(z_4) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 0,252 = 0,564 \text{ kN/m}$$

$$m_y(z_4) = q_p(z_4) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,5 \text{ m})^2 \cdot 0,252 = 0,846 \text{ kN}$$

In termini di risultante applicata al nodo di sommità dell'antenna:

$$F_x(z_4) = f_x(z_4) \cdot L(z_4) = 6,503 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 32,52 \text{ kN}$$

$$F_z(z_4) = f_z(z_4) \cdot L(z_4) = 0,564 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 2,82 \text{ kN}$$

$$M_y(z_4) = m_y(z_4) \cdot L(z_4) = 0,846 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m} = 4,23 \text{ kN m}$$

Nei calcoli precedenti con  $L(z)$  si intende la lunghezza del tratto di antenna di competenza del nodo posto alla quota  $z$ , secondo la discretizzazione impiegata.

#### – Vento agente in direzione $z$

In questo caso, per l'orientamento dello sforzo, si ha  $b = 2,5 \text{ m}$  e  $d = 1,5 \text{ m}$ , da cui  $d/b = 0,6$ . Per questa condizione valgono:

- $C_{fz_0} = 0,73 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,51 = 2,348$
- $C_{fx_0} = \pm 0,3$  cautelativamente
- $C_{my_0} = \pm 0,3$  cautelativamente

Nel caso in esame, sotto l'azione del vento lungo  $z$ , si hanno i seguenti valori di snellezza  $\lambda$  della sezione e del coefficiente di snellezza  $\Psi_\lambda$ :

- $L/b = 30,75\text{ m}/2,5\text{ m} = 12,3$
- $\lambda = (2,4 - 0,02 \cdot L) \cdot L/b = (2,4 - 0,02 \cdot 30,75\text{ m}) \cdot 12,3 = 21,955$
- $\Psi_\lambda = 0,45 + 0,25 \cdot \log_{10}(\lambda) = 0,785$ , valido per  $10 \leq \lambda \leq 100$ .

Si ricavano in definitiva i seguenti valori dei coefficienti di forza e momento:

$$C_{f_z} = C_{f_{z_0}} \cdot \Psi_\lambda = 1,843 \quad C_{f_x} = C_{f_{x_0}} \cdot \Psi_\lambda = 0,235 \quad C_{m_y} = C_{m_{y_0}} \cdot \Psi_\lambda = 0,235$$

Da questi si ottengono le forze aerodinamiche di picco per unità di lunghezza, da cui ottenere le risultanti da applicare ai nodi del modello.

- a  $z_1 = 10\text{ m}$  si ha:

$$f_z(z_1) = q_p(z_1) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{ m} \cdot 1,843 = 4,902\text{ kN/m}$$

$$f_x(z_1) = q_p(z_1) \cdot b \cdot C_{f_x} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{ m} \cdot 0,235 = 0,625\text{ kN/m}$$

$$m_y(z_1) = q_p(z_1) \cdot b^2 \cdot C_{m_y} = 1,064\text{ kN/m}^2 \cdot (2,5\text{ m})^2 \cdot 0,235 = 1,563\text{ kN}$$

In termini di risultanti, applicate sulla gamba d'antenna sopravento, ma in via cautelativa anche alla gamba sottovento, per piccole inclinazioni da  $z$ :

$$F_z(z_1) = f_z(z_1) \cdot L(z_1) = 4,902\text{ kN/m} \cdot 13,71\text{ m} = 67,21\text{ kN}$$

$$F_x(z_1) = f_x(z_1) \cdot L(z_1) = 0,625\text{ kN/m} \cdot 13,71\text{ m} = 8,57\text{ kN}$$

$$M_y(z_1) = m_y(z_1) \cdot L(z_1) = 1,563\text{ kN} \cdot 13,71\text{ m} = 21,43\text{ kN m}$$

- a  $z_2 = 20\text{ m}$  si ha:

$$f_z(z_2) = q_p(z_2) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{ m} \cdot 1,843 = 5,856\text{ kN/m}$$

$$f_x(z_2) = q_p(z_2) \cdot b \cdot C_{f_x} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot 2,5\text{ m} \cdot 0,235 = 0,747\text{ kN/m}$$

$$m_y(z_2) = q_p(z_2) \cdot b^2 \cdot C_{m_y} = 1,271\text{ kN/m}^2 \cdot (2,5\text{ m})^2 \cdot 0,235 = 1,867\text{ kN}$$

In termini di risultanti, applicate su ciascuna delle due gambe d'antenna:

$$F_z(z_2) = f_z(z_2) \cdot L(z_2) = 5,856\text{ kN/m} \cdot 11,36\text{ m} = 66,52\text{ kN}$$

$$F_x(z_2) = f_x(z_2) \cdot L(z_2) = 0,747\text{ kN/m} \cdot 11,36\text{ m} = 8,49\text{ kN}$$

$$M_y(z_2) = m_y(z_2) \cdot L(z_2) = 1,867\text{ kN} \cdot 11,36\text{ m} = 21,21\text{ kN m}$$

- a  $z_3 = 30 \text{ m}$  si ha:

$$f_z(z_3) = q_p(z_3) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,399 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,843 = 6,446 \text{ kN/m}$$

$$f_x(z_3) = q_p(z_3) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,399 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,235 = 0,822 \text{ kN/m}$$

$$m_y(z_3) = q_p(z_3) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,399 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,5 \text{ m})^2 \cdot 0,235 = 2,055 \text{ kN}$$

In termini di risultante applicata al nodo di collegamento tra le due gambe d'antenna ed il suo tratto verticale in sommità:

$$F_z(z_3) = f_z(z_3) \cdot L(z_3) = 6,446 \text{ kN/m} \cdot (11,36 \text{ m} + 5 \text{ m}) = 105,45 \text{ kN}$$

$$F_x(z_3) = f_x(z_3) \cdot L(z_3) = 0,822 \text{ kN/m} \cdot 16,36 \text{ m} = 13,45 \text{ kN}$$

$$M_y(z_3) = m_y(z_3) \cdot L(z_3) = 2,055 \text{ kN} \cdot 16,36 \text{ m} = 33,62 \text{ kN m}$$

- a  $z_4 = 40 \text{ m}$  si ha:

$$f_z(z_4) = q_p(z_4) \cdot b \cdot C_{fz} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,843 = 6,879 \text{ kN/m}$$

$$f_x(z_4) = q_p(z_4) \cdot b \cdot C_{fx} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,235 = 0,877 \text{ kN/m}$$

$$m_y(z_4) = q_p(z_4) \cdot b^2 \cdot C_{my} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot (2,5 \text{ m})^2 \cdot 0,235 = 2,193 \text{ kN}$$

In termini di risultante applicata al nodo di sommità dell'antenna:

$$F_z(z_4) = f_z(z_4) \cdot L(z_4) = 6,879 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 34,40 \text{ kN}$$

$$F_x(z_4) = f_x(z_4) \cdot L(z_4) = 0,877 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 4,39 \text{ kN}$$

$$M_y(z_4) = m_y(z_4) \cdot L(z_4) = 2,193 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m} = 10,97 \text{ kN m}$$

#### – Vento agente in direzione diagonale

In caso di vento agente lungo la diagonale principale della sezione si assumono

$$C_{f\hat{x}_0} = C_{f\hat{z}_0} = \pm 1,55 \quad , \text{ analogamente a quanto avviene per le sezioni quadrate.}$$

Alla luce dei risultati riscontrati ai punti precedenti in via cautelativa si decide di sviluppare i calcoli prendendo come dimensione di riferimento il lato maggiore di sezione,  $b = 2,5 \text{ m}$  , a cui competono valori maggiori di sforzo. Applicando il coefficiente di snellezza  $\Psi_\lambda = 0,785$  i valori dei coefficienti di forza sono

$C_{f_x} = C_{f_z} = C_{f_{x_0}} \cdot \Psi_\lambda = \pm 1,217$ , da cui si ottengono le forze aerodinamiche di picco per unità di lunghezza, sulla base delle quali sono valutate le risultanti da applicare ai nodi del modello.

- a  $z_1 = 10 \text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_1) = f_z(z_1) = q_p(z_1) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,064 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,217 = 3,237 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In termini di forze risultanti, applicate su entrambe le gambe dell'antenna:

$$F_x(z_1) = F_z(z_1) = f_z(z_1) \cdot L(z_1) = 3,237 \text{ kN/m} \cdot 13,71 \text{ m} = 44,38 \text{ kN}$$

- a  $z_2 = 20 \text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_2) = f_z(z_2) = q_p(z_2) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,271 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,217 = 3,867 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In termini di risultanti, applicate su ciascuna delle due gambe d'antenna:

$$F_x(z_2) = F_z(z_2) = f_z(z_2) \cdot L(z_2) = 3,867 \text{ kN/m} \cdot 11,36 \text{ m} = 43,93 \text{ kN}$$

- a  $z_3 = 30 \text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_3) = f_z(z_3) = q_p(z_3) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,399 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,217 = 4,256 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In termini di risultante applicata al nodo di collegamento tra le due gambe d'antenna ed il suo tratto verticale in sommità:

$$F_x(z_3) = F_z(z_3) = f_z(z_3) \cdot L(z_3) = 4,256 \text{ kN/m} \cdot 16,36 \text{ m} = 69,64 \text{ kN}$$

- a  $z_4 = 40 \text{ m}$  si ha:

$$f_x(z_4) = f_z(z_4) = q_p(z_4) \cdot b \cdot C_{f_z} = 1,493 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1,217 = 4,542 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In termini di risultante applicata al nodo di sommità dell'antenna:

$$F_x(z_4) = F_z(z_4) = f_z(z_4) \cdot L(z_4) = 4,542 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 22,71 \text{ kN}.$$

## ***EFFETTI DINAMICI DA VENTO SUL PONTE***

L'azione del vento sull'impalcato e sull'antenna del ponte può comportare, anche alla luce degli effetti dinamici annessi, lo sviluppo di elevati sforzi torcenti, motivo per il quale già in fase preliminare di progettazione si è ritenuto opportuno impiegare sezioni chiuse per gli elementi portanti, che conferiscano al ponte elevata rigidità e resistenza torsionale. Per un'analisi approfondita degli effetti dinamici, non trattati nello specifico in questa sede, si rimanda la visione al testo del *CNR-DT 207/2008*. A partire dall'analisi modale del ponte, riportata al Capitolo 6.8 del presente lavoro di tesi, e per cui non si riscontrano significative variazioni dei periodi propri passando dalla configurazione di ponte carico a scarico, si applica il rapporto di smorzamento strutturale  $\xi_{s,1} = 0,006$  di competenza dei ponti misti acciaio – calcestruzzo, relativo al primo modo ma che è lecito assumere invariato per tutti i modi di vibrare della struttura. Successivamente le azioni statiche equivalenti si ottengono dal prodotto delle forze aerodinamiche di picco valutate nei paragrafi precedenti coi rispettivi coefficienti dinamici  $c_d$ , stimabili mediante i criteri riportati all'*Allegato L.2* del *CNR-DT 207/2008*. Infine un'analisi rigorosa degli effetti dinamici non può prescindere dallo studio del fenomeno distacco alternato dei vortici dagli elementi investiti dal vento, per il quale è da scongiurarsi la coincidenza con la frequenza propria della struttura, così da evitare l'insorgere di risonanza. Infatti l'entrata in risonanza del ponte comporterebbe lo sviluppo di importanti oscillazioni, tanto più gravose quanto più la struttura è leggera e con basse capacità di smorzamento. In caso di impalcato di ponte affiancati tramite apposito studio aerodinamico è opportuno escludere lo sviluppo di effetti d'interferenza, che potrebbero amplificare notevolmente le azioni statiche e dinamiche rispetto al caso di opera isolata.

Un'analisi approfondita del problema può inoltre prendere in considerazione gli effetti dell'azione da vento sugli stralli, che si è ritenuto di poter trascurare in questa sede.



## 5. COMBINAZIONI DI SFORZI

Nel presente Capitolo si riassumono le combinazioni di sforzi prese in considerazione nella progettazione dell'opera, secondo quanto disposto dalle norme tecniche vigenti per le verifiche agli SLE e SLU. Come già anticipato al Paragrafo 1.4.1 l'approccio agli stati limite prevede l'adozione del sistema AMR, con l'applicazione dei coefficienti parziali a ciascun gruppo di grandezze:

- **A**, coefficienti amplificativi sui carichi, differenziando i permanenti dai variabili;
- **M**, coefficienti riduttivi sulle proprietà dei materiali;
- **R**, coefficienti globali di sicurezza, per il passaggio da valori caratteristici a valori di progetto.

A partire dai risultati dell'analisi dei carichi riportati al Capitolo 4, i valori caratteristici  $Q_k$  delle azioni variabili, corrispondenti al frattile a 95 % della popolazione dei massimi, si individuano dall'applicazione di appositi coefficienti di sicurezza amplificativi. Sono riportati in *Tabella 5.1* i valori di tali coefficienti per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, secondo prescrizioni normative per i ponti.

		Coefficiente	EQU <sup>①</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>②</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 <sup>③</sup>	1,00 <sup>④</sup>	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

<sup>①</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>②</sup> 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.

<sup>③</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>④</sup> 1,20 per effetti locali

*Tabella 5.1*

Nel caso in cui vi sia contemporaneità tra più azioni variabili, al *Par. 5.1.3.14* delle NTC 2018 è prescritta l'applicazione sui vari contributi caratteristici  $Q_{kj}$  di coefficienti riduttivi di combinazione,  $\Psi_{0j}$ ,  $\Psi_{1j}$  e  $\Psi_{2j}$ , che si riportano in *Tabella 5.II* e che son validi per ponti stradali e pedonali.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (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 5.II*

Nella valutazione della contemporaneità dei carichi nelle varie combinazioni di progetto si individua l'azione variabile dominante  $Q_{kl}$ , più gravosa, e tutte le azioni variabili che vi possono agire contemporaneamente, in combinazione,  $Q_{kj}$ , con  $j = 2, 3$ , ecc. A queste vengono applicati i coefficienti di combinazione  $\Psi$  precedentemente osservati, in base alle combinazioni di volta considerate nelle verifiche agli stati limite, per come definite all'interno del *Par. 2.5.3.* delle NTC 2018 [5]. Ne si riporta in seguito un estratto.

- 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, cosiddetta 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 (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dalle combinazioni vengono omessi i carichi permanenti non strutturali  $G_2$  e accidentali  $Q_{kj}$  che forniscono un contributo favorevole ai fini delle verifiche. Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli d'intensità dell'azione variabile, vengono definiti da normativa tecnica:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$  : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento; si può assumere indicativamente pari alla media della distribuzione temporale d'intensità per il singolo carico variabile nella combinazione d'interesse;
- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$  : il corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità, superato quindi per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro o di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$  : valore elevato associato ad una durata di carico tanto breve da risultare più significativo nei riguardi di una possibile concomitanza con altre azioni variabili; la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni è simile a quella che è associata al valore caratteristico di una singola azione.

## 5.1. SLE – COMBINAZIONE RARA

La valutazione della deformabilità dell'impalcato, specie in termini di freccia verticale massima generata sulla campata sospesa, viene condotta prendendo in considerazione la combinazione rara allo stato limite di esercizio dell'opera.

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

Delle varie combinazioni che si possono valutare in simili condizioni la più gravosa, impiegata in fase di modellazione, vede la presenza combinata dei seguenti carichi sulla struttura:

### – Carichi permanenti strutturali

$$G_{1, \text{impalcato}} = 13,4 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$G_{1, \text{tot antenna}} = 4600,9 \text{ kN} \quad , \text{ a cui si somma } G_{1, \text{fond. antenna}} = 27882 \text{ kN} \quad ;$$

$$G_{1, \text{spalla sx}} = 48355 \text{ kN} \quad ;$$

$$G_{1, \text{spalla dx}} = 7525 \text{ kN} \quad .$$

### – Carichi permanenti non strutturali sfavorevoli

$$G_{2, \text{pav}} = 2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{da pavimentazione stradale, equamente distribuito;}$$

$$G_{2, \text{barriera}} = 1,05 \text{ kN/m} \quad \text{da barriera antirumore, quando sfavorevole;}$$

$$G_{2, \text{H4BP}} = 1 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$G_{2, \text{new jersey}} = 5,63 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$G_{2, \text{collettore}} = 0,6 \text{ kN/m} \quad \text{da collettore acque, quando sfavorevole.}$$

### – Carichi da traffico veicolare, nella configurazione più gravosa

$$\text{Nella zona pedonabile non sormontabile dai veicoli } q_{\text{pedonale}} = 5 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$\text{Corsia 1 d'emergenza } q_{\text{corsia 1}} = 9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{con due assi da } Q_{\text{corsia 1}} = 300 \text{ kN} \quad ;$$

$$\text{Corsia 2 di marcia lenta } q_{\text{corsia 2}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{con due } Q_{\text{corsia 2}} = 200 \text{ kN} \quad ;$$

$$\text{Corsia 3 di marcia normale } q_{\text{corsia 3}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{con due } Q_{\text{corsia 3}} = 100 \text{ kN} \quad ;$$

$$\text{Corsia 4 di marcia veloce } q_{\text{corsia 4}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad .$$

### – Carichi da vento

Considerando più gravosa, specie in termini di spostamenti indotti in esercizio, la condizione di vento agente ortogonalmente all'impalcato lungo  $z$  si riscontrano i seguenti valori, a cui è applicato il coefficiente di combinazione  $\Psi_0 = 0,6$  di competenza:

$$\text{Sull'impalcato lungo } z \quad \Psi_0 \cdot f_z = 0,6 \cdot 11,44 \text{ kN/m} = 6,86 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato lungo } y \quad \Psi_0 \cdot p_y = 0,6 \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 0,72 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato attorno ad } x \quad \Psi_0 \cdot m_x = 0,6 \cdot 76 \text{ kN} = 45,6 \text{ kN m/m} \quad .$$

Sull'antenna nel tratto di competenza di  $z = 10 \text{ m}$  :

$$\Psi_0 \cdot f_z = 2,94 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot f_x = 0,38 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot m_y = 0,94 \text{ kN m/m} .$$

Sull'antenna nel tratto di competenza di  $z = 20 \text{ m}$  :

$$\Psi_0 \cdot f_z = 3,51 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot f_x = 0,45 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot m_y = 1,12 \text{ kN m/m} .$$

Sull'antenna nel tratto di competenza di  $z = 30 \text{ m}$  :

$$\Psi_0 \cdot f_z = 3,87 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot f_x = 0,49 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot m_y = 1,23 \text{ kN m/m} .$$

Sull'antenna nel tratto di competenza di  $z = 40 \text{ m}$  :

$$\Psi_0 \cdot f_z = 4,13 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot f_x = 1,32 \text{ kN/m}; \quad \Psi_0 \cdot m_y = 1,12 \text{ kN m/m} .$$

In virtù del valore nullo del rispettivo coefficiente di combinazione si trascura l'azione del carico da neve sull'impalcato. La sua incidenza, pur minima ed ulteriormente ridotta da un coefficiente di combinazione 0,8 si considera da disposizioni normative nella sola fase di realizzazione dell'opera. Tuttavia nella cosiddetta FASE 0 d'esecuzione in virtù della sola presenza dell'intelaiatura metallica d'impalcato, con una superficie d'appoggio estremamente ridotta, il carico risulta trascurabile. Lo è del resto nella successiva FASE 1, ipotizzando di eseguire il getto di soletta in condizioni climatiche ideali, consone per la maturazione del calcestruzzo. E' comunque da evidenziare come, da apposito modello preliminare, lo studio della condizione di carico più gravosa in montaggio, comprensiva dell'eventuale carico da neve, non abbia evidenziato per gli elementi metallici del ponte sollecitazioni superiori rispetto a quelle che vi competono in esercizio agli stati limite ultimi. In termini di deformazioni d'impalcato l'aliquota di spostamento verticale in mezzzeria andrebbe a compensare la controfrecchia indotta tramite il tiro degli stralli.

## 5.2. SLE – COMBINAZIONE FREQUENTE

La combinazione frequente allo stato limite di esercizio dell'opera prevede:

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

con  $\Psi_1 = 0,75$  per il traffico veicolare e  $\Psi_2 = 0$  per carichi da vento e neve durante l'esercizio del ponte. In base ai valori dei coefficienti di combinazione previsti da NTC si considerano i seguenti carichi agenti sulla struttura:

### – Carichi permanenti strutturali

come in combinazione rara i carichi permanenti  $G_{1,impalcato} = 13,4 \text{ kN/m}^2$  ;

$$G_{1,tot\ antenna} = 32483 \text{ kN} ; \quad G_{1,spalla\ sx} = 48355 \text{ kN} ; \quad G_{1,spalla\ dx} = 48355 \text{ kN} .$$

### – Carichi permanenti non strutturali sfavorevoli

come in combinazione rara i carichi permanenti valgono  $G_{2,pav} = 2 \text{ kN/m}^2$  ;

$$G_{2,barriera} = 1,05 \text{ kN/m} ; \quad G_{2,H4BP} = 1 \text{ kN/m} ; \quad G_{2,new\ jersey} = 5,63 \text{ kN/m} ;$$

$$G_{2,collettore} = 0,6 \text{ kN/m} , \quad \text{considerando i soli contributi sfavorevoli.}$$

### – Carichi da traffico veicolare, nella configurazione più gravosa

In zona pedonabile non sormontabile dai veicoli  $\Psi_1 \cdot q_{pedonale} = 3,75 \text{ kN/m}^2$  ;

Corsia 1  $\Psi_1 \cdot q_{corsia1} = 6,75 \text{ kN/m}^2$  con due assi da  $Q_{corsia1} = 225 \text{ kN}$  ;

Corsia 2  $\Psi_1 \cdot q_{corsia2} = 1,88 \text{ kN/m}^2$  con due assi da  $Q_{corsia2} = 150 \text{ kN}$  ;

Corsia 3  $\Psi_1 \cdot q_{corsia3} = 1,88 \text{ kN/m}^2$  con due  $Q_{corsia3} = 75 \text{ kN}$  ;

Corsia 4 di marcia veloce  $\Psi_1 \cdot q_{corsia4} = 1,88 \text{ kN/m}^2$  .

In virtù del valore nullo dei rispettivi coefficienti di combinazione si trascura l'azione indotta sulla struttura dai carichi da neve e da vento.

Ai fini del presente lavoro di tesi la combinazione frequente degli sforzi viene trascurata in fase di verifica, poiché secondo quanto disposto da normativa in tema di ponti questa entra in gioco nella sola valutazione delle azioni combinate da carico verticale da traffico in concomitanza con la forza d'accelerazione / frenatura. Tuttavia la scarsa incidenza di questa combinazione, per la bassa entità dell'azione frenante rispetto allo sforzo normale

di compressione a cui è soggetto l'impalcato in esercizio per effetto delle componenti orizzontali dei tiri degli stralli, consente di trascurare la condizione di sforzo. Si decide in via cautelativa, in sede di verifica agli SLU, di sommare direttamente l'azione frenante allo sforzo normale d'impalcato in concomitanza con gli sforzi verticali.

### 5.3. **SLE – COMBINAZIONE Q. PERMANENTE**

La combinazione quasi permanente allo stato limite di esercizio, generalmente impiegata per la valutazione degli effetti a lungo termine sull'opera, prevede:

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

con  $\Psi_2 = 0$  per carichi da traffico veicolare, da vento e da neve durante l'esercizio del ponte. In base ai valori dei coefficienti di combinazione previsti da NTC si considerano dunque agenti sulla struttura i soli carichi permanenti:

#### – **Carichi permanenti strutturali**

come in combinazione rara i carichi permanenti  $G_{1,impalcato} = 13,4 \text{ kN/m}^2$  ;  
 $G_{1,tot\ antenna} = 32483 \text{ kN}$  ;  $G_{1,spalla\ sx} = 48355 \text{ kN}$  ;  $G_{1,spalla\ dx} = 48355 \text{ kN}$  .

#### – **Carichi permanenti non strutturali sfavorevoli**

come in combinazione rara i carichi permanenti valgono  $G_{2,pav} = 2 \text{ kN/m}^2$  ;  
 $G_{2,barriera} = 1,05 \text{ kN/m}$  ;  $G_{2,H4BP} = 1 \text{ kN/m}$  ;  $G_{2,new\ jersey} = 5,63 \text{ kN/m}$  ;  
 $G_{2,collettore} = 0,6 \text{ kN/m}$  , considerando i soli contributi sfavorevoli.

In virtù del valore nullo dei rispettivi coefficienti di combinazione si trascura l'azione indotta sulla struttura dai carichi accidentali.

La combinazione quasi permanente è impiegata per la valutazione del comportamento del ponte scarico in esercizio, condizione per cui è da evitarsi lo sviluppo di trazioni agli appoggi dell'impalcato. Il tiro applicato agli stralli di sostegno e di ormeggio è calibrato appositamente per generare, pur senza indurre sforzi di trazione agli appoggi, quella minima contrefreccia in mezzzeria della campata sospesa che favorisce il comportamento corretto dell'impalcato sotto i carichi massimi, mantenendo la freccia entro il limite pari a  $L/650$ , con  $L = 77 \text{ m}$  luce della campata sospesa.

## 5.4. SFORZI NELLE FASI DI REALIZZAZIONE

Si riportano nel presente paragrafo le combinazioni di carico considerate per le fasi di realizzazione dell'impalcato:

### 5.4.1. FASE 0

Nella fase iniziale di montaggio dell'intelaiatura metallica dell'impalcato, composta da travi e traversi, si valuta il comportamento sotto la sola azione dei carichi permanenti da pesi propri strutturali, al fine di individuare la configurazione di tiri ottimali a garantire l'orizzontalità d'impalcato. Si ritiene lecito trascurare i possibili carichi da neve, vento o legati alla presenza di mezzi durante i lavori. Infatti la presenza dei pioli all'estradosso di travi e traversi portanti lo scheletro metallico non rende l'intelaiatura accessibile ai mezzi di lavoro, i cui carichi non comporterebbero in ogni modo difficoltà strutturali, né dal punto di vista resistente né deformativo. Si trascura il carico da ingombro da parte degli operai, di entità irrilevante.

Le valutazioni sono svolte rispetto alla configurazione più significativa, in cui agiscono sull'impalcato i seguenti contributi di peso proprio, con i rispettivi valori caratteristici:

- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio delle **travi metalliche principali d'impalcato**,  $g_{1, trave\ principale} = 11,07\ kN/m$ .
- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei **traversi correnti d'impalcato**,  $g_{1, traverso\ corrente} = 3,86\ kN/m$ .
- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio dei **traversi portanti irrobustiti**,  $g_{1, traverso\ portante} = 38,42\ kN/m$ .
- Carico permanente strutturale di tipo  $G_1$  generato dal peso proprio delle **travi di spina**,  $g_{1, trave\ di\ spina} = 1,88\ kN/m$ .

Agiscono inoltre, come al solito, i carichi permanenti strutturali legati agli altri elementi:

$$G_{1, tot\ antenna} = 4600,9\ kN ; \quad G_{1, spalla\ sx} = 48355\ kN ; \quad G_{1, spalla\ dx} = 48355\ kN .$$



### 5.4.2. FASE 1

Nella cosiddetta fase 1 di realizzazione dell'impalcato la struttura metallica, composta da travi e traversi, si trova sollecitata sotto l'intera azione dei carichi permanenti strutturali, data dai pesi propri degli elementi metallici e di soletta, non ancora collaborante durante il suo getto. Fino all'ultimazione del fenomeno di presa e indurimento questa comporta unicamente carichi aggiuntivi per la struttura portante reagente dell'impalcato, che come nella precedente fase è rappresentata dall'intelaiatura metallica. Al fine di individuare la configurazione di tiri ottimali a garantire l'orizzontalità d'impalcato anche in questo caso si ritiene lecito trascurare i possibili carichi da neve, vento o legati alla presenza degli operai durante i lavori, rimanendo l'impalcato in questa fase non accessibile ai mezzi di lavoro, i cui carichi non comporterebbero comunque difficoltà strutturali, né dal punto di vista resistente né deformativo. Nella combinazione si considerano verosimilmente agenti tutti e soli i carichi permanenti strutturali:

$$G_{1,impalcato} = 13,4 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$G_{1,tot\ antenna} = 32483 \text{ kN} ; \quad G_{1,spalla\ sx} = 48355 \text{ kN} ; \quad G_{1,spalla\ dx} = 48355 \text{ kN} .$$

I carichi agenti sull'impalcato vengono in prima approssimazione considerati equamente distribuiti e come tali ripartiti sulle travi longitudinali sulla base delle rispettive aree di competenza. Tuttavia ricorrendo alla valutazione automatica tramite algoritmo interno al programma *Straus7* dei pesi propri degli elementi strutturali assegnati, per questi si considera l'effettiva posizione di competenza. I soli carichi trasmessi da soletta vengono assegnati “manualmente” nel modello strutturale, ritenendoli applicati uniformemente sulla linea d'asse delle travi, in base alla rispettiva larghezza della porzione di soletta di competenza.

## 5.5. *SLU – STRUTTURALE PONTE*

Per le verifiche di resistenza strutturale del ponte finito agli stati limite ultimi si prende in considerazione la combinazione fondamentale dei carichi  $A_1$ :

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

Delle varie combinazioni legate a tali condizioni la più gravosa, impiegata in fase di modellazione, vede la presenza combinata dei seguenti carichi sulla struttura, a cui sono stati applicati i relativi coefficienti parziali d'amplificazione  $\gamma_{A1}$  ed i coefficienti  $\Psi$  di combinazione:

### – Carichi permanenti strutturali

$$G_{1, \text{impalcato}} \cdot \gamma_{G1} = 13,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 18,09 \text{ kN/m}^2 \ ;$$

$$G_{1, \text{tot antenna}} \cdot \gamma_{G1} = 4600,9 \text{ kN} \cdot 1,35 = 6211,22 \text{ kN} \quad \text{e} \quad G_{1, \text{fond. antenna}} = 37641 \text{ kN} \ ;$$

$G_{1, \text{spalla sx}} \cdot \gamma_{G1} = 48355 \text{ kN} \cdot 1,35 = 65279,25 \text{ kN}$  quando sfavorevole, come per il suo peso trasmesso ai pali di fondazione,  $G_{1, \text{spalla sx}} = 48355 \text{ kN}$  quando dà contributo favorevole, ad esempio in contrasto alla trazione dettata dal tiro degli stralli d'ormeggio;

$$G_{1, \text{spalla dx}} \cdot \gamma_{G1} = 7525 \text{ kN} \cdot 1,35 = 10158,75 \text{ kN} .$$

### – Carichi permanenti non strutturali sfavorevoli

$$G_{2, \text{pav}} \cdot \gamma_{G2} = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 = 3 \text{ kN/m}^2 \quad \text{da pavimentazione stradale;}$$

$G_{2, \text{barriera}} \cdot \gamma_{G2} = 1,05 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 1,58 \text{ kN/m}$  per la barriera antirumore, di cui si considera quella in posizione sfavorevole, che dà contributo destabilizzante;

$$G_{2, \text{H4BP}} \cdot \gamma_{G2} = 1 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 1,5 \text{ kN/m} \ ;$$

$$G_{2, \text{new jersey}} \cdot \gamma_{G2} = 5,63 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 8,44 \text{ kN/m} , \quad \text{trascurato per la trave di valle;}$$

$G_{2, \text{collettore}} \cdot \gamma_{G2} = 0,6 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 0,9 \text{ kN/m}$  per il collettore dell'acque piovane, considerando come sempre il solo a generare contributo sfavorevole.

### – Carichi da traffico veicolare, nella configurazione più gravosa

- In zona pedonabile non accessibile ai veicoli

$$q_{\text{pedonale}} \cdot \gamma_Q = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ kN/m}^2 \ ;$$

- Corsia 1 di emergenza  $q_{corsia1} \cdot \gamma_Q = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 12,15 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia1} \cdot \gamma_q = 300 \text{ kN} \cdot 1,35 = 405 \text{ kN}$  ;
- Corsia 2 di marcia lenta  $q_{corsia2} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 3,38 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia2} \cdot \gamma_q = 200 \text{ kN} \cdot 1,35 = 270 \text{ kN}$  ;
- Corsia 3 di marcia normale  $q_{corsia3} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 3,38 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia3} \cdot \gamma_q = 100 \text{ kN} \cdot 1,35 = 135 \text{ kN}$  ;
- Corsia 4 di marcia veloce  $q_{corsia4} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,35 = 3,38 \text{ kN/m}^2$  .

Si considera un'azione frenante  $q_{x, traffico} \cdot \gamma_Q = 630,81 \text{ kN} \cdot 1,35 = 850,5 \text{ kN}$  .

#### – Carichi da vento

Considerando più gravosa la condizione di vento agente lungo  $z$ , ortogonalmente all'impalcato, per i maggiori carichi lineari sull'antenna, si riscontrano i seguenti valori, a cui oltre a  $\gamma_{Qi} = 1,5$  si è già applicato il coefficiente di combinazione di competenza,  $\Psi_0 = 0,6$  :

$$\text{Sull'impalcato lungo } z \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 11,44 \text{ kN/m} = 10,30 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato lungo } y \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot p_y = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 1,08 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato attorno ad } x \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_x = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 76 \text{ kN} = 68,4 \text{ kN m/m} \quad .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 10 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 4,41 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,56 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,41 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 20 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 5,27 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,67 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,68 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 30 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 5,80 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,74 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,85 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 40 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 6,19 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,79 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,98 \text{ kN m/m} .$$

In virtù del valore nullo del rispettivo coefficiente di combinazione si trascura l'azione del carico da neve sull'impalcato.

Un discorso a parte merita la condizione di carico da prendere in considerazione per le **verifiche locali** della soletta d'impalcato. Nel rispetto delle prescrizioni normative per la sezione trasversale tali verifiche sono da condursi sotto l'azione della configurazione dei carichi da traffico veicolare più gravosa delle due in seguito illustrate:

- Carichi concentrati su due assi in tandem da 300 kN l'uno, con impronta a terra quadrate di lato 0,4 m e applicati in asse alla corsia; il singolo asse presenta un interasse di 1,2 m, mentre tra i due assi si ha interasse di 2 m. Dall'applicazione del coefficiente amplificativo  $\gamma_{Qi} = 1,5$  si ottiene per gli stati limite ultimi un asse di progetto da  $Q_{asse\ loc.} \cdot \gamma_q = 300\ kN \cdot 1,35 = 405\ kN$
- Carico di singolo asse da 400 kN applicato nella posizione ritenuta localmente più gravosa, con impronta di forma rettangolare e dimensioni 0,60 m x 0,35 m; l'interasse delle impronta lungo la direzione trasversale d'impalcato è di 2 m. Dei due sforzi concentrati d'asse ne è possibile trascurare uno qualora dia contributo favorevole per la stabilità d'impalcato, riducendone le sollecitazioni. Applicando all'intero asse il coefficiente amplificativo di competenza agli stati limite ultimi si ottiene  $Q_{asse\ loc.} \cdot \gamma_q = 400\ kN \cdot 1,35 = 540\ kN$

In base alla disposizione delle travi metalliche longitudinali dell'impalcato e all'assetto di carreggiata risulta più gravosa la seconda condizione, che viene pertanto impiegata nello studio delle massime sollecitazioni di soletta alle sue sezioni significative, al fine di progettarne quantità e disposizione dei ferri d'armatura.

Anche in questo caso vale quanto osservato per le verifiche globali: i carichi permanenti non portanti ed i carichi accidentali sono applicati solo quando sfavorevoli, al fine di individuare la condizione di sforzo in assoluto più gravosa per le strutture secondarie. Al Paragrafo 6.6 si riportano i modelli di calcolo impiegati, per la massimizzazione di sforzo a centro soletta, all'appoggio sulle travi intermedie e all'appoggio sulla trave di bordo, considerando il massimo carico agente sulla porzione a sbalzo.

## **5.6. COMBINAZIONE SISMICA**

Si riporta l'espressione di riferimento per la valutazione degli sforzi in combinazione sismica, impiegata nello studio agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Da indicazioni normative l'azione sismica si ritiene dunque agente in combinazione coi soli carichi permanenti della struttura, come valutati al precedente Paragrafo 5.3 per la combinazione quasi permanente. Per  $\Psi_2 = 0$  non vengono dunque considerati i carichi da traffico veicolare, da vento e da neve agenti durante l'esercizio del ponte.

L'analisi approfondita delle azioni sollecitanti indotte dall'evento sismico di progetto è riportata al Paragrafo 6.6.

## **5.7. COMBINAZIONE ECCEZIONALE**

Si riporta l'espressione di riferimento per la valutazione degli sforzi da applicare alla struttura nella verifica di robustezza in combinazione eccezionale:

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

Come da indicazioni normative per la valutazione del comportamento della struttura in cui venga meno un elemento portante, rappresentato nel caso in esame da uno strallo di sostegno dell'impalcato, si considerano agenti i soli carichi permanenti della struttura, valutati al Paragrafo 5.3 per la combinazione quasi permanente. Per  $\Psi_2 = 0$  non si prendono dunque in considerazione i carichi accidentali da traffico veicolare, da vento e da neve agenti durante l'esercizio del ponte.

L'analisi approfondita degli sforzi sollecitanti interni e del comportamento deformativo dell'impalcato e del ponte nel suo complesso in queste circostanze eccezionali è riportata al Paragrafo 6.7.

## 5.8. SLU – GEOTECNICA

Nel presente paragrafo vengono analizzate le possibili condizioni di carico insistenti sull'opera finita ai fini delle verifiche in fondazione, per ottenere le sollecitazioni agenti da confrontare poi coi valori di resistenza di progetto. In particolare per la progettazione dei pali di fondazione si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- **GEO**, in merito allo stato limite di resistenza del terreno, in termini di capacità portante del terreno di fondazione sotto lo sforzo trasmesso dai pali, sia in senso verticale che orizzontale per taglio, considerando le due combinazioni previste da normativa, di cui andrà valutata la più gravosa.
  - $A_2 - M_2 - R_2$ , ovvero *Approccio 1 Combinazione 2*;
  - $A_1 - M_1 - R_3$ , che rappresenta l'*Approccio 2* proposto in normativa.
- **STR**, in merito alla capacità di resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione, come previsto al *Par. 2.6.1* delle NTC 2018. Per i pali di fondazione sono indicate le seguenti due combinazioni, secondo gli approcci alternativi, di cui è richiesta l'individuazione della condizione più gravosa, nei confronti della quale svolgere le dovute verifiche.
  - $A_1 - M_1 - R_1$ , ovvero *Approccio 1 Combinazione 1*;
  - $A_1 - M_1 - R_3$ , che rappresenta l'*Approccio 2* proposto in normativa.

In questo caso è da subito individuabile la condizione più gravosa, rappresentata dalla combinazione prevista dall'*Approccio 2*. Questa sarà impiegata nella stima delle azioni sollecitanti sul palo, unitamente alla combinazione sismica per le sezioni contraddistinte dalle condizioni di carico più gravose, come la testa nei confronti del taglio e momenti flettenti. Come per le verifiche strutturali agli SLU degli elementi in elevazione del ponte:

$$Q_{TOT} = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_{k1} + 1,5 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + 1,5 \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Condizione eccezionale di carico per **evento sismico**, sulla base del quale viene stabilito il numero di pali di fondazione, specie nella spalla zavorrata in sinistra idraulica, a cui compete l'intero sforzo associato alla massa dell'impalcato lungo la direzione longitudinale  $x$ . I pali verranno poi opportunamente dimensionati a momento e taglio, con specifica disposizione dei ferri d'armatura all'interno.

- **Combinazione frequente**  $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ , da cui si ottengono gli sforzi rispetto ai quali si svolgono i calcoli dei cedimenti in fondazione, nell'ambito delle verifiche agli stati limite di esercizio.

All'interno dei precedenti paragrafi sono state valutate le configurazioni di carico che interessano le combinazioni  $A_1 - M_1 - R_3$ , la combinazione sismica e la combinazione frequente. Per completare lo studio delle combinazioni previste da normativa in ambito geotecnico si procede quindi con l'analisi delle **azioni**  $A_2$ , riferite alla combinazione  $A_2 - M_2 - R_2$ , per cui vale:

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

In queste condizioni la combinazione più gravosa, impiegata nella modellazione in vista della relativa verifica, vede la presenza sulla struttura dei carichi in seguito descritti, a cui sono stati applicati i coefficienti parziali d'amplificazione  $\gamma_{A2}$  ed i coefficienti di combinazione  $\Psi$  di competenza:

$$Q_{TOT} = 1 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,15 \cdot Q_{k1} + 1,3 \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + 1,3 \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Si ottiene:

- **Carichi permanenti strutturali**

$$G_{1,impalcato} \cdot \gamma_{G1} = 13,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 = 13,4 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$G_{1,tot\ antenna} \cdot \gamma_{G1} = 4600,9 \text{ kN} \cdot 1 = 4600,9 \text{ kN} \quad \text{e} \quad G_{1,fond.\ antenna} = 27882 \text{ kN} \quad ;$$

$$G_{1,spalla\ sx} \cdot \gamma_{G1} = 48355 \text{ kN} \cdot 1 = 48355 \text{ kN} \quad ;$$

$$G_{1,spalla\ dx} \cdot \gamma_{G1} = 7525 \text{ kN} \cdot 1 = 7525 \text{ kN} \quad .$$

- **Carichi permanenti non strutturali sfavorevoli**

$$G_{2,pav} \cdot \gamma_{G2} = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,3 = 2,6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{da pavimentazione stradale};$$

$$G_{2,barriera} \cdot \gamma_{G2} = 1,05 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 1,37 \text{ kN/m} \quad \text{per la barriera antirumore};$$

$$G_{2,H4BP} \cdot \gamma_{G2} = 1 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 1,3 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$G_{2,new\ jersey} \cdot \gamma_{G2} = 5,63 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 7,32 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$G_{2,collettore} \cdot \gamma_{G2} = 0,6 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = 0,78 \text{ kN/m} \quad ;$$

– **Carichi da traffico veicolare, nella configurazione più gravosa**

- In zona pedonabile non accessibile ai veicoli

$$q_{pedonale} \cdot \gamma_Q = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,15 = 5,75 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

- Corsia 1 di emergenza  $q_{corsia1} \cdot \gamma_Q = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,15 = 10,35 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia1} \cdot \gamma_q = 300 \text{ kN} \cdot 1,15 = 345 \text{ kN}$  ;

- Corsia 2 di marcia lenta  $q_{corsia2} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,15 = 2,88 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia2} \cdot \gamma_q = 200 \text{ kN} \cdot 1,15 = 230 \text{ kN}$  ;

- Corsia 3 di marcia normale  $q_{corsia3} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,15 = 2,88 \text{ kN/m}^2$ , con due assi da  $Q_{corsia3} \cdot \gamma_q = 100 \text{ kN} \cdot 1,15 = 115 \text{ kN}$  ;

- Corsia 4 di marcia veloce  $q_{corsia4} \cdot \gamma_Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,15 = 2,88 \text{ kN/m}^2$  .

– **Carichi da vento**

Considerando più gravosa la condizione di vento agente lungo  $z$ , ortogonalmente all'impalcato, per i maggiori carichi lineari sull'antenna, si riscontrano i seguenti valori, a cui oltre a  $\gamma_{Qi} = 1,3$  si è già applicato il coefficiente di combinazione di competenza,  $\Psi_0 = 0,6$  :

$$\text{Sull'impalcato lungo } z \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 1,3 \cdot 0,6 \cdot 11,44 \text{ kN/m} = 8,92 \text{ kN/m} \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato lungo } y \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot p_y = 1,3 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 0,94 \text{ kN/m}^2 \quad ;$$

$$\text{Sull'impalcato attorno ad } x \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_x = 1,3 \cdot 0,6 \cdot 76 \text{ kN} = 59,28 \text{ kN m/m} \quad .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 10 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 3,82 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,49 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,22 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 20 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 4,57 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,58 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,46 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 30 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 5,03 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,64 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,60 \text{ kN m/m} .$$

$$\text{Sull'antenna nel tratto di competenza } z = 40 \text{ m} \quad : \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_z = 5,37 \text{ kN/m} ;$$

$$\gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot f_x = 0,68 \text{ kN/m} ; \quad \gamma_{Qi} \cdot \Psi_0 \cdot m_y = 1,71 \text{ kN m/m} .$$



In virtù del valore nullo del rispettivo coefficiente di combinazione si trascura l'azione del carico da neve sull'impalcato. Nelle varie combinazioni sopra riportate sono stati omessi i carichi che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche, in modo da rimanere sempre cautelativi nella stima delle azioni sollecitanti. Alla luce di quanto si è ottenuto è stato individuato il set di carichi  $A_2$  agenti sugli elementi strutturali del ponte, a definire le azioni sollecitanti complessive in fondazione.

## 6. MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI

Il presente Capitolo raccoglie i modelli di calcolo impiegati per lo svolgimento di tutte le analisi strutturali svolte nella progettazione dell'opera agli Stati Limite di Esercizio e agli Stati Limite Ultimi.

### 6.1. CRITERI DI MODELLAZIONE

In considerazione delle caratteristiche della struttura si indicano nel paragrafo le linee guida principali seguite in fase di modellazione.

L'analisi strutturale è svolta in funzione dell'individuazione delle condizioni in assoluto più gravose per la struttura, sia agli SLE in termini di deformabilità sia agli SLU per gli sforzi interni massimi agenti sugli elementi strutturali, rispetto cui svolgere le verifiche. In questa ottica sono state condotte le analisi nelle condizioni di carico più onerose per le diverse sezioni significative d'impalcato, nonché per i suoi elementi d'appoggio, spalle e antenna. In base alla teoria delle linee d'influenza e agli esiti delle analisi preliminari condotte al calcolatore sono state individuate le seguenti condizioni significative per la distribuzione dei carichi accidentali lungo lo sviluppo longitudinale del ponte:

- Carichi accidentali insistenti sulla sola campata principale, con massimizzazione della freccia e del momento flettente positivo in corrispondenza della sua sezione significativa centrale. Questa, come visibile in *Figura 6.1*, per il comportamento tipico secondo schema statico di trave continua su più appoggi non è esattamente situata alla mezzeria di campata, bensì compresa tra il quarto ed il quinto ordine degli stralli di sostegno, a distanza maggiore dall'appoggio intermedio al pulvino d'antenna. La sezione significativa, in corrispondenza della quale anche dagli esiti delle analisi preliminari sono stati registrati la freccia e gli sforzi sollecitanti massimi lungo l'impalcato, si trova maggiormente spostata dal centro di campata anche in virtù della maggiore deformabilità degli ultimi ordini di stralli, per la loro maggior lunghezza e l'angolo d'inclinazione  $\alpha$  minore rispetto l'orizzontale. Il carico concentrato da tandem sarà fatto agire in sua corrispondenza. Tale configurazione di sforzi massimizza inoltre lo sforzo scaricato sulla spalla tradizionale in destra idraulica.

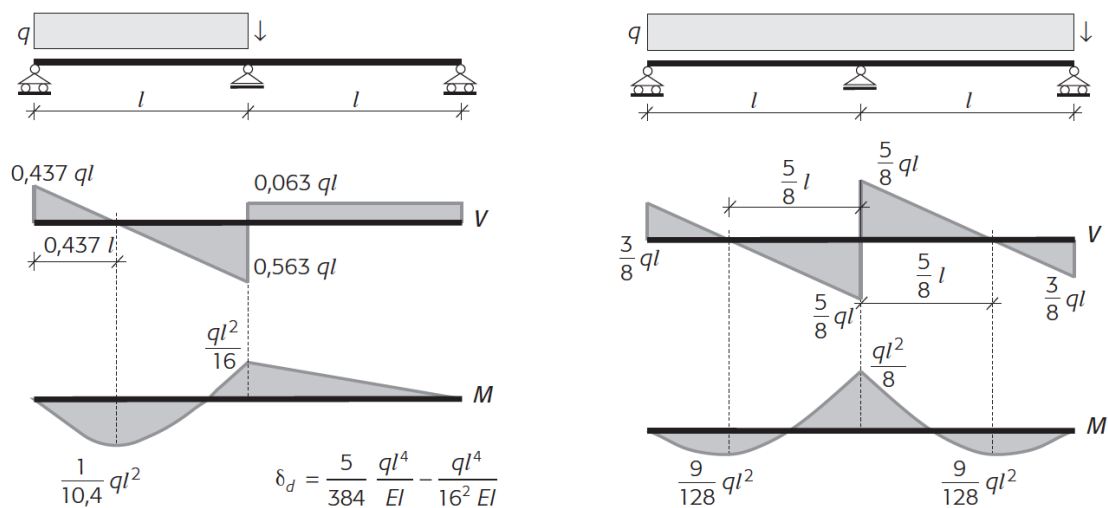


Figura 6.1

- Carichi accidentali insistenti lungo l'intero sviluppo longitudinale dell'impalcato, per massimizzare il momento negativo e lo sforzo verticale scaricato al pulvino d'antenna, da cui conseguentemente gli sforzi di momento e taglio agenti in esso. In particolare se per gli sforzi interni alle travi principali si considera il carico concentrato da tandem applicato tra il quarto ed il quinto ordine di stralli, il massimo sforzo verticale sul pulvino si ottiene posizionando il tandem sulla sua stessa sezione.

In entrambi i casi, volendo fornire una rappresentazione realistica del contributo offerto dalla soletta collaborante d'impalcato, questa per le proprietà meccaniche del cls viene del tutto trascurata in termini di resistenza nel tratto a momento flettente negativo, che si avrà in prossimità dell'appoggio intermedio al pulvino d'antenna. In termini di rigidezza vale lo stesso, con la sola eventuale possibilità di attribuire agli elementi di soletta tesi un contributo residuo legato ai ferri d'armatura e quantificabile nel 20%. Da normativa tecnica NTC 2018 al *Par. 4.3.2.2.1* per analisi elastiche lineari di costruzioni composte acciaio - calcestruzzo è consentito operare nella modellazione abbattendo direttamente la rigidezza di soletta  $EI_z$  per un tratto d'impalcato di lunghezza pari al 15% della luce di campata, che nel caso in esame corrisponde a 11,55 m nella campata principale strallata. Tuttavia il metodo, benché semplificativo, può comportare incertezze nell'applicazione, specie quando sussiste, come nel ponte in esame, una differenza tra le luci delle campate superiore al 60%. In queste condizioni da normativa il metodo non risulta applicabile. Si

opera pertanto svolgendo una doppia analisi, in cui mediante la prima iterazione a intera sezione reagente si individua l'effettiva porzione di soletta fessurata a momento negativo, per abbatte poi nella successiva analisi raffinata la rigidezza degli elementi Shell. I risultati riscontrati dalla prima analisi “non fessurata” agli SLU individuano porzioni a soletta tesa comunque vicine al dato proposto al cosiddetto *Metodo 2* semplificato. La perdita di rigidezza per fessurazione della soletta non si considera cautelativamente agli SLU nella valutazione del massimo valore di momento negativo all'appoggio, in quanto la venuta meno ne rappresenterebbe un contributo favorevole. Sebbene sotto gli sforzi di trazione il calcestruzzo fessuri e non offra il proprio contributo di rigidezza per una prudente progettazione si preferisce sempre trascurare i contributi favorevoli ai fini delle verifiche, ponendosi nel caso in assoluto più gravoso che possa manifestarsi.

Le analisi agli stati limite di esercizio si conducono a lungo termine, attribuendo dunque alla soletta un valore ridotto del modulo di Young,  $E = 1,167 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ , ipotizzando un coefficiente di omogeneizzazione con l'acciaio d'armatura pari a  $n = 18$ , al fine di tenere conto degli effetti di viscosità. Poiché preponderanti le tensioni di lunga durata si decide cautelativamente di condurre le analisi di deformabilità nelle condizioni peggiori di rigidezza abbattuta e contestuale applicazione dei carichi complessivi, dalla somma di permanenti ed accidentali istantanei in combinazione rara. In questo modo si ritiene di tutelare efficacemente la funzionalità dell'infrastruttura nel lungo periodo, atto dovuto in considerazione dell'importanza strategica ricoperta.

Una volta descritti i capisaldi del metodo di studio del comportamento dell'impalcato in direzione longitudinale, ponendo di volta in volta i treni di carico mobili previsti da ponte di progetto sulle linee d'influenza delle sezioni significative per massimizzarne lo sforzo, si passa allo studio della ripartizione trasversale del carico in sezione. Si pone particolare attenzione alle travi di bordo, non a caso principali d'impalcato, in quanto generalmente le più sollecitate e per le quali risulta gravosa una distribuzione del carico eccentrica. Da qui la configurazione asimmetrica dei carichi da traffico veicolare prevista da NTC.

Per la presenza di traversi d'irrigidimento a passo stretto è ipotizzabile per l'impalcato un comportamento secondo schema a traliccio, in linea con l'assunzione del metodo di Courbon – Albenga di rigidezza trasversale dell'impalcato infinita. Questa, ancor più con l'introduzione dei traversi irrobustiti di sostegno dell'impalcato agli arrivi degli stralli, risulta teoria ben rappresentativa del comportamento dell'impalcato, più di quella a lastra

ortotropa proposta da Massonet, che per elevate rigidzze dei traversi, paragonabili alle travi longitudinali, risulta poco significativa. In virtù della disposizione in sezione delle travi principali e dell'assetto di carreggiata sono assumibili come gravosi per la trave di valle, maggiormente sollecitata, tutti i carichi accidentali da traffico agenti sulle corsie.

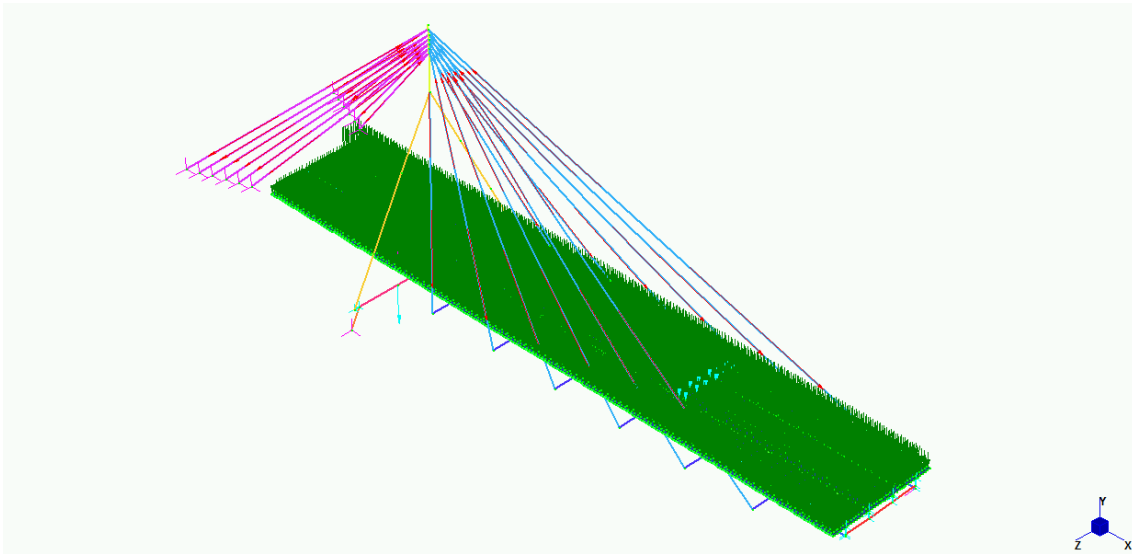
Per effetto dell'elevata rigidzza dei traversi le travi longitudinali che collegano e tra cui ripartiscono gli sforzi presenteranno deformate omotetiche, simili tra loro nella forma. Tuttavia per la presenza in sezione di travi di differenti caratteristiche, tra le principali e le travi di spina non è applicabile la formula generale del metodo di Courbon – Albegna, che vale unicamente in presenza di elementi trave tutti della stessa rigidzza. Rimane tuttavia la rappresentatività dello schema a traliccio, di cui si studia il comportamento ricorrendo all'analisi FEM. Le aliquote delle forze applicate sull'impalcato saranno prese dalle varie travi longitudinali in base alla loro disposizione rispetto al carico eccentrico e alla rispettiva rigidzza. In presenza di più forze applicate i risultati ottenuti rispettano il principio di sovrapposizione degli effetti.

Una volta validato nelle analisi si fa ricorso al calcolo automatico dei pesi propri degli elementi strutturali, implementato all'interno dell'ambiente di *Straus7*, programma agli elementi finiti impiegato nel presente lavoro di tesi in fase di modellazione e successivo calcolo computazionale.

## **6.2. SLE – COMBINAZIONE RARA**

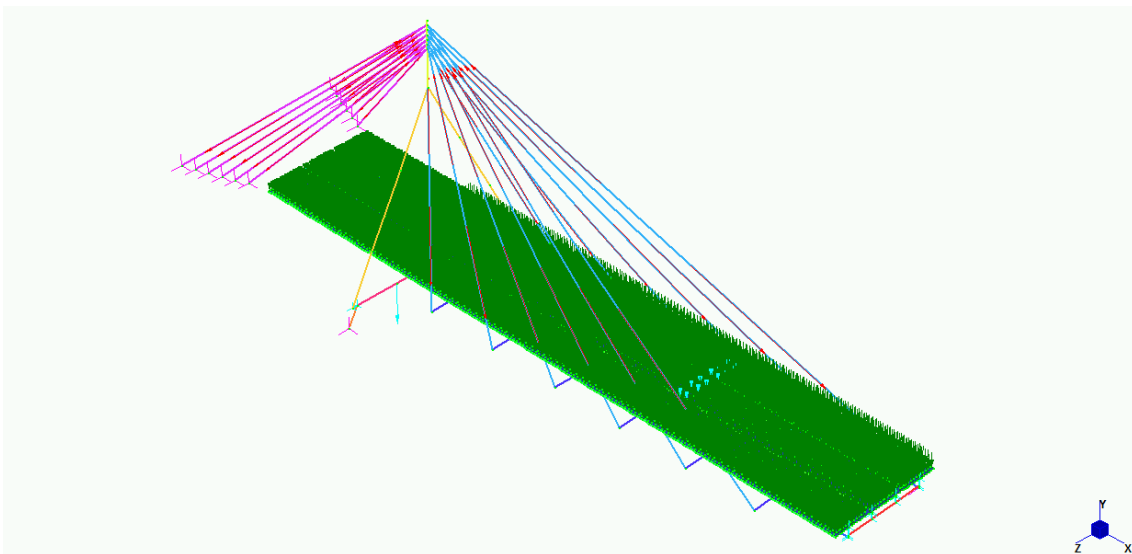
Per la valutazione della massima freccia sviluppata sulla campata principale del ponte si impiega il modello strutturale definitivo, rappresentativo delle più gravose condizioni in esercizio secondo la combinazione rara dei carichi. L'analisi è svolta cautelativamente considerando il calcestruzzo nelle sue condizioni a lungo termine, quindi con modulo elastico ridotto per effetto dei fenomeni viscosi. Secondo quanto in precedenza descritto al Paragrafo 5.1 si considerano agenti sull'impalcato, i aggiunta ai carichi permanenti, strutturali e non, i carichi da traffico e da vento simultaneamente, secondo i rispettivi coefficienti di combinazione. I carichi da traffico veicolare ed affollamento pedonale sono applicati nei rispettivi campi di competenza, mentre il carico da vento è applicato all'impalcato uniformemente nella sua larghezza, oltre che sull'antenna. L'analisi è stata condotta prendendo in considerazione due condizioni di carico:

- Impalcato totalmente caricato sotto le azioni accidentali, come da *Figura 6.2*;



*Figura 6.2*

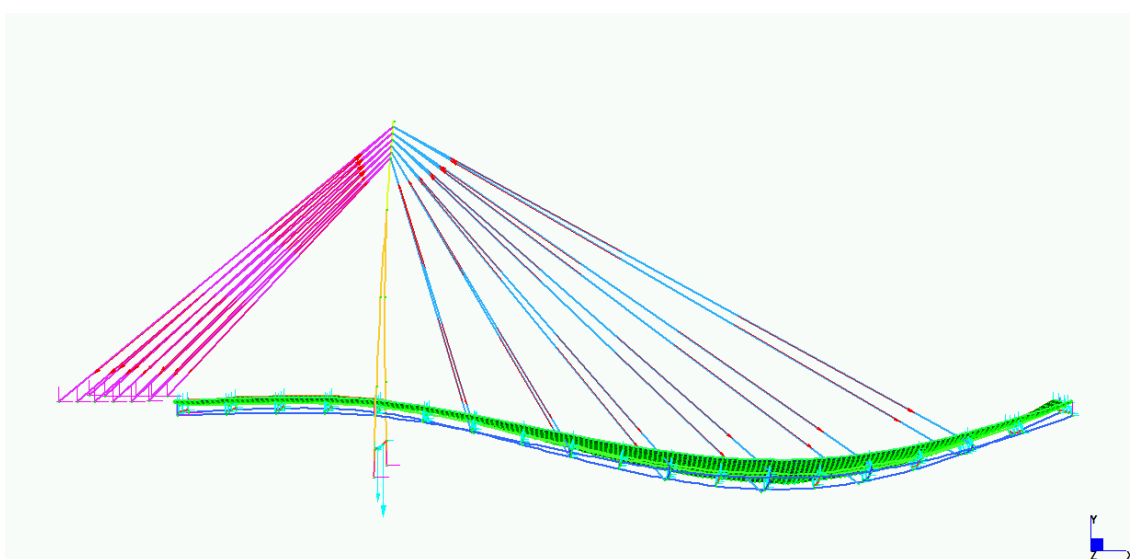
- Impalcato sottoposto a carichi accidentali sulla sola campata principale, secondo quanto indicato dalle linee d'influenza per la massimizzazione della freccia nella sua sezione significativa centrale, tra il quarto ed il quinto ordine di stralli. In *Figura 6.3* è visibile la configurazione adottata per i carichi, che vede nella campata di sinistra la sola presenza dei carichi permanenti. Gli accidentali sono omessi in questa posizione in quanto stabilizzanti e riduttivi in termini di freccia.



*Figura 6.3*

Questa seconda configurazione di carichi risulta più gravosa in termini di deformazione sulla campata principale, sebbene la differenza di freccia alla sezione significativa sia contenuta per la presenza degli stralli di sostegno, che fungendo da appoggi cedevoli elasticamente omogenizzano lo schema statico alterando le linee d'influenza.

Al termine della prima analisi condotta a sezione interamente reagente si procede con la valutazione del tratto d'impalcato a momento negativo, così da rimuovere nella seconda fase il contributo della soletta fessurata. In *Figura 6.4* si riporta la deformata, amplificata al 10% della dimensione effettiva in modo da essere esemplificativa del comportamento strutturale nelle condizioni esaminate.



*Figura 6.4 – deformata in combinazione rara*

La freccia massima riscontrata da modello è pari a  $u_{y,max} = 11,46 \text{ cm}$ , come riportato in *Figura 6.5*. Questo dato si riferisce allo spostamento verticale di soletta alla sezione significativa della campata principale sostenuta. Valutando invece il valore del massimo spostamento riscontrato lungo le travi principali si ottiene  $u_{y,trave} = 10,70 \text{ cm}$ , minore.

In entrambi i casi è comunque rispettato il valore limite prescritto da Spea per i ponti autostradali, pari a  $1/650$  della luce di campata in combinazione rara:

$$u_{y,max} = 11,46 \text{ cm} < u_{y,lim} = L/650 = 11,85 \text{ cm}$$

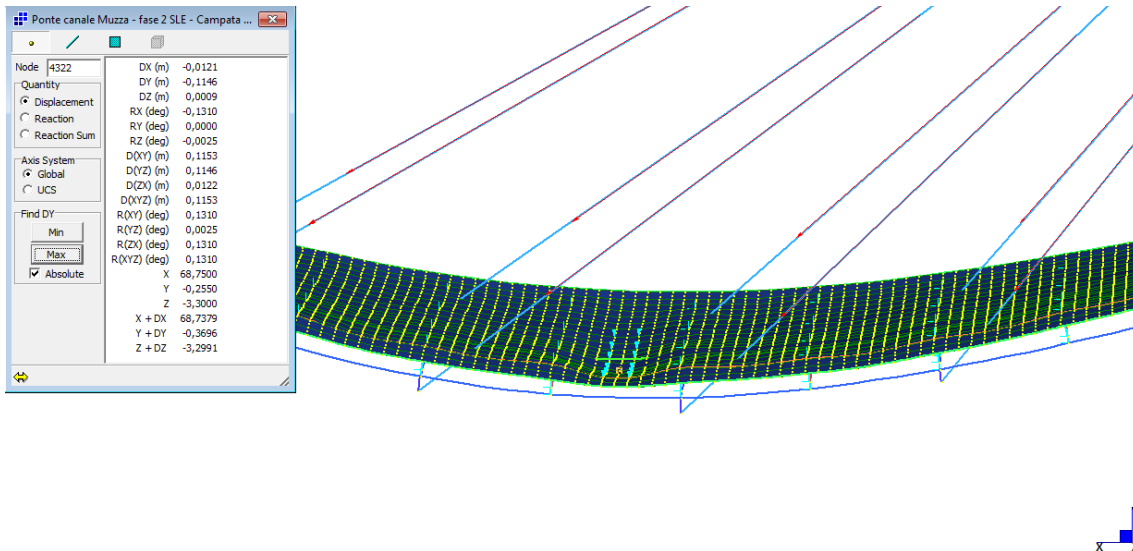


Figura 6.5 – freccia massima registrata

Rispettata la verifica di deformabilità in combinazione rara si riportano in seguito gli andamenti dei diagrammi di sforzi sollecitanti lungo i vari elementi d'impalcato, per il caso di carico accidentale sulla sola campata principale, che ne massimizza il momento flettente alla sezione significativa centrale. Gli stati tensionali in esercizio presentano valori debitamente inferiori rispetto alle capacità del materiale, che lavora pertanto in campo elastico. Per le verifiche strutturali degli elementi si rimanda dunque la visione alle massime sollecitazioni riscontrate agli SLU.

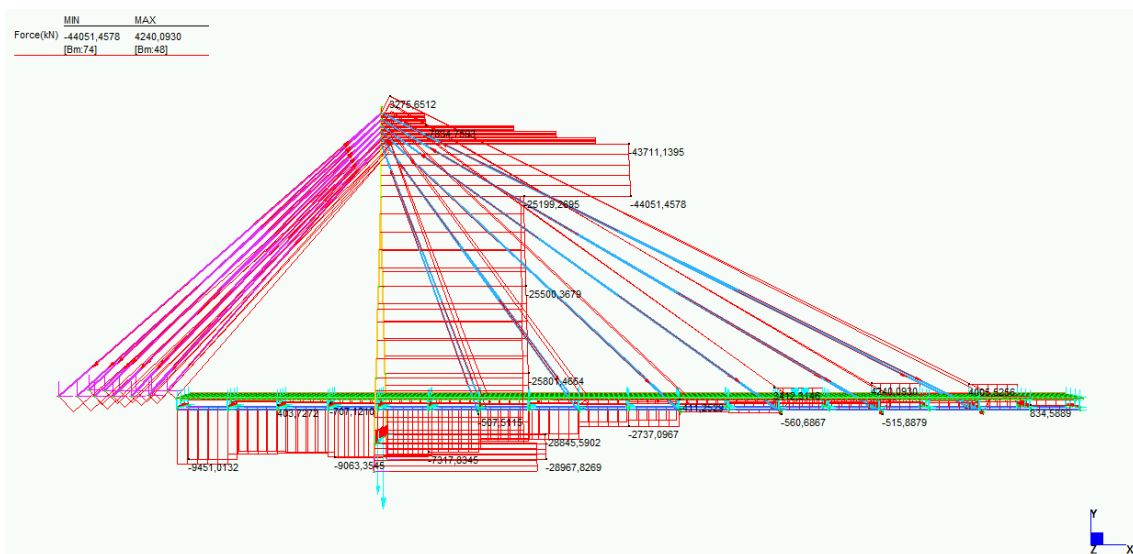


Figura 6.6 – sforzo normale agli SLE in combinazione rara



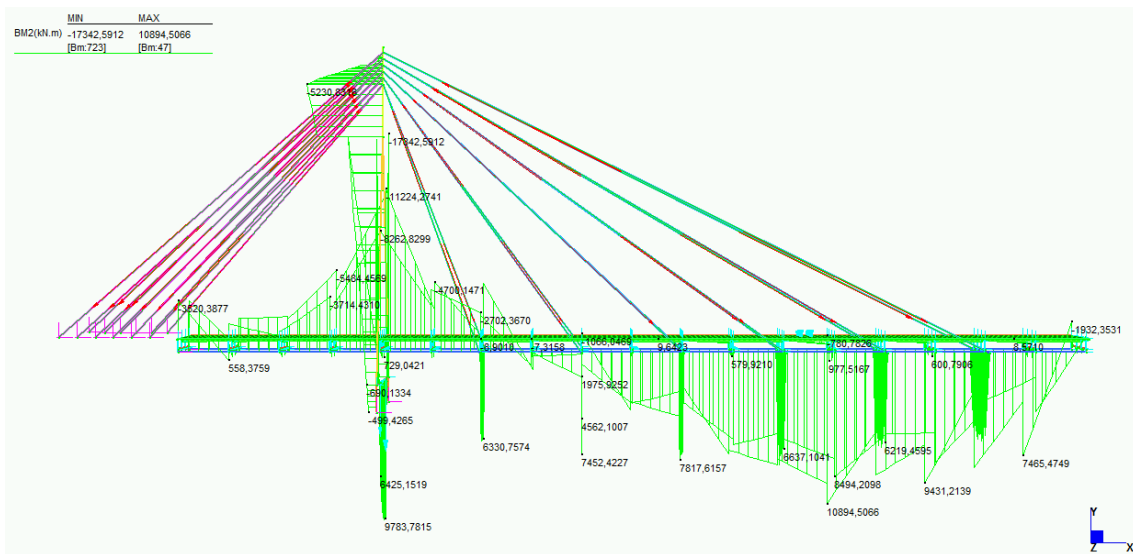


Figura 6.7 – momento flettente agli SLE in combinazione rara

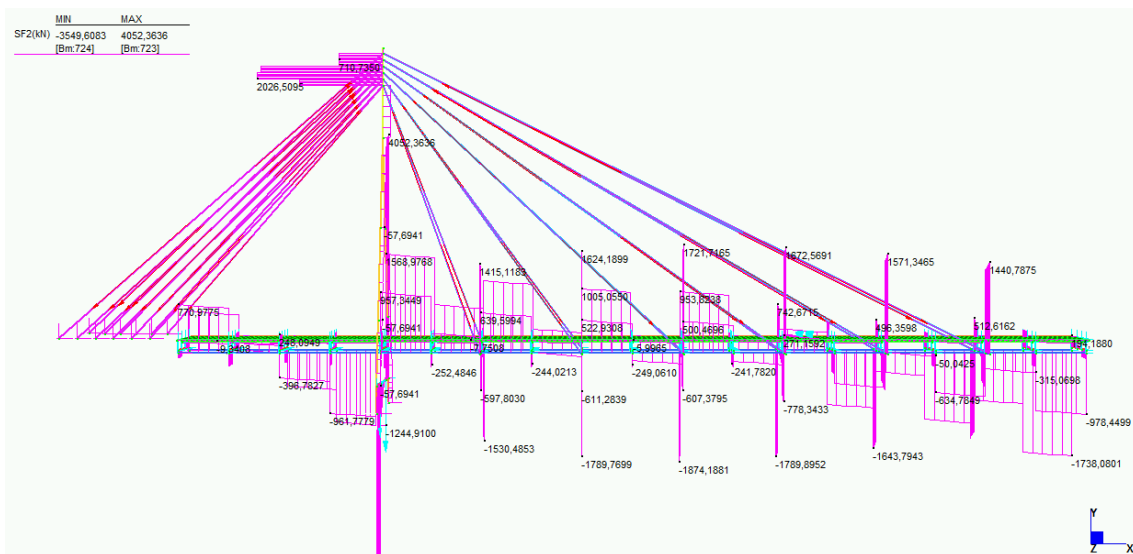
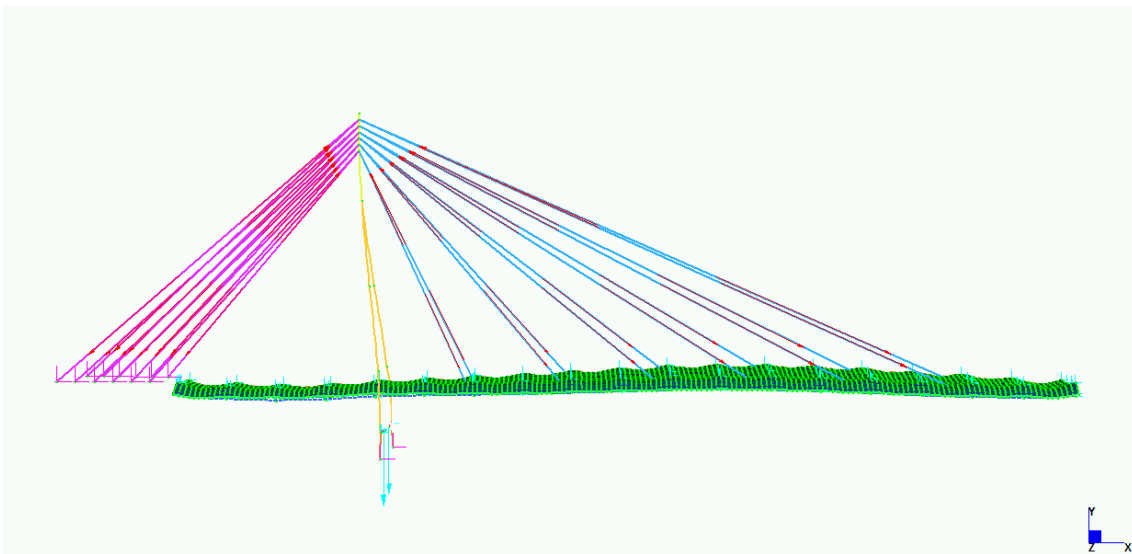


Figura 6.8 – sforzo di taglio agli SLE in combinazione rara

### 6.3. *COMBINAZIONE Q. PERMANENTE*

Si riporta l'analisi del comportamento deformativo dell'impalcato in condizioni statiche rispetto la combinazione quasi permanente dei carichi, come descritta al Paragrafo 5.3. Questa corrisponde alla condizione di struttura finita in FASE 2 sottoposta in esercizio ai soli carichi permanenti. La regolazione del set di tiri degli stralli è tale da generare una controfreccia verso l'alto nella zona centrale della campata principale, come si osserva in *Figura 6.9*, a contrastare lo spostamento verso il basso che si sviluppa nelle condizioni di pieno carico. Analogamente per gli stralli di ormeggio i tiri impartiti inducono un leggero spostamento orizzontale dell'antenna verso la spalla zavorrata di sinistra, che si oppone alla deformata flessionale, seppur di entità limitata, che si manifesta in direzione della campata principale sotto i massimi carichi accidentali. In questo modo il ponte in condizioni normali di carico d'esercizio, intermedie tra i casi opposti esaminati, lavora efficacemente mantenendo una deformata equilibrata, ovvero prossima all'orizzontalità per l'impalcato e alla verticalità per l'antenna, poco inflessa e soggetta prevalentemente a sforzo normale di compressione.



*Figura 6.9 – deformata in combinazione quasi permanente*

Nonostante la controfreccia sviluppata al centro della campata principale sospesa i tiri degli stralli sono appositamente studiati per evitare l'insorgere di sforzi di trazione agli appoggi, in particolare all'arrivo alla spalla in destra idraulica. Qui si registrano, sotto i

pretiri di progetto e l'azione dei carichi permanenti, le seguenti reazioni vincolari:

- $R_{y, valle} = 613 \text{ kN}$  per la trave principale di valle;
- $R_{y, monte} = 766 \text{ kN}$  per la trave principale di monte.

Vengono inoltre riportate le reazioni vincolari in senso longitudinale d'impalcato che si hanno ai vincoli delle travi principali con la spalla zavorrata in sinistra idraulica:

- $R_{x, valle} = 10830 \text{ kN}$  per la trave principale di valle, con appoggio fisso;
- $R_{x, monte} = 10697 \text{ kN}$  per la trave principale di monte, con appoggio scorrevole unidirezionale in direzione trasversale  $z$ .

Questi valori andranno combinati con le azioni sismiche per la valutazione del dettaglio progettuale d'appoggio dell'impalcato alla spalla zavorrata.

Si riportano in seguito i diagrammi sollecitanti di sforzo normale, momento flettente e taglio, che presentano il tipico andamento dei ponti strallati, per effetto del contributo offerto dalle componenti di tiro delle funi:

- Componente verticale del tiro a sostegno dell'impalcato;
- Componente orizzontale a comprimere l'impalcato verso la spalla zavorrata in sinistra idraulica, entro la quale viene chiuso il triangolo delle forze con gli sforzi trasmessi dalle funi d'ormeggio.

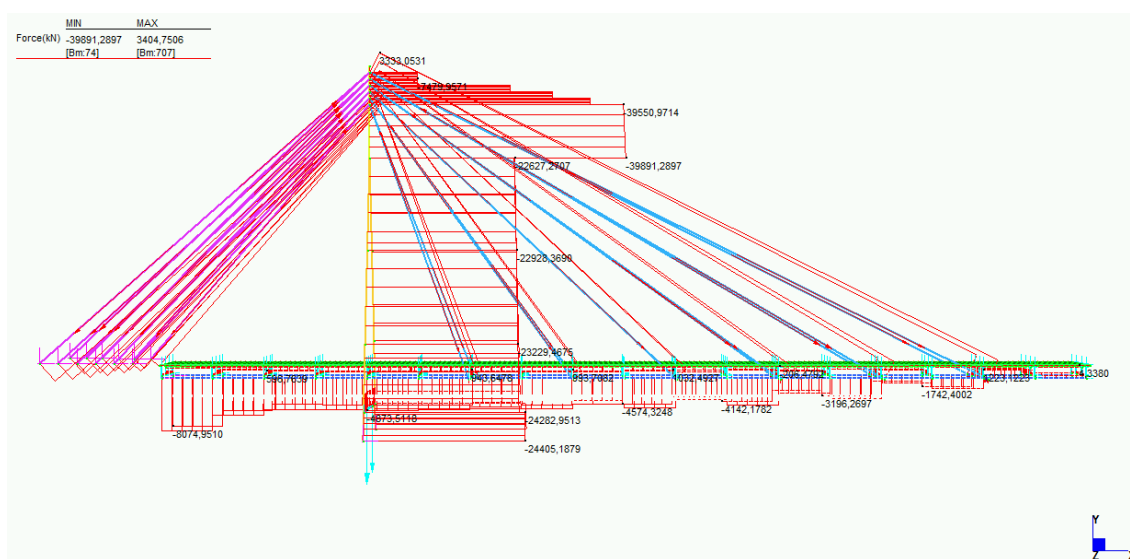


Figura 6.10 – sforzo normale agli SLE in combinazione quasi permanente

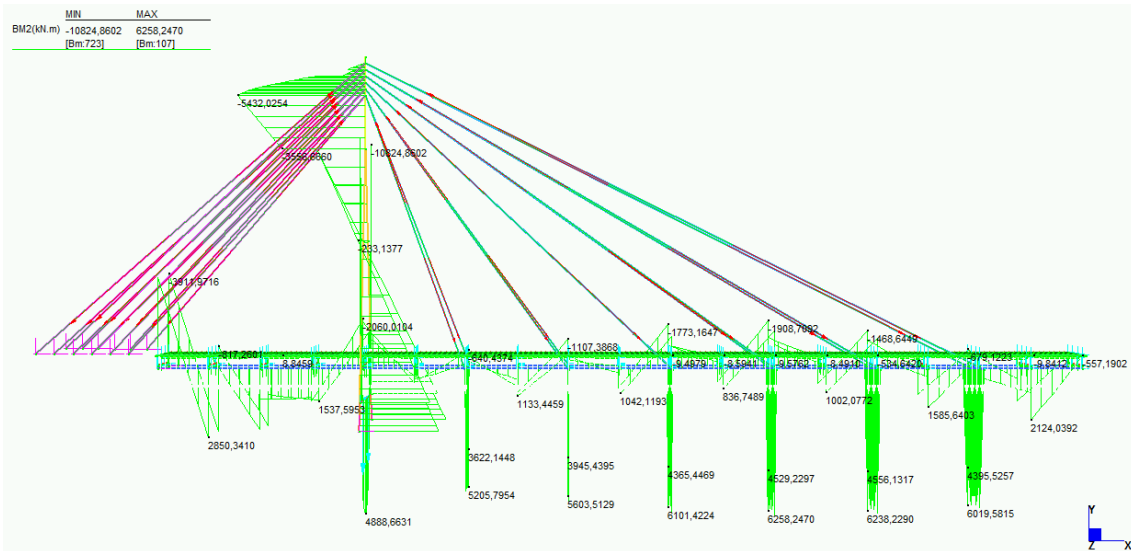


Figura 6.11 – momento flettente agli SLE in combinazione quasi permanente

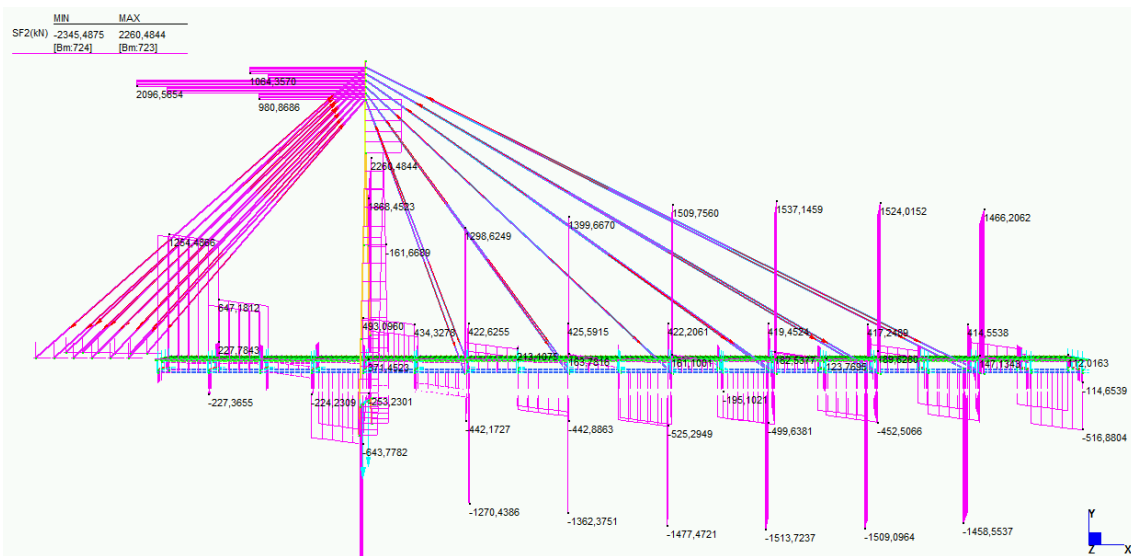
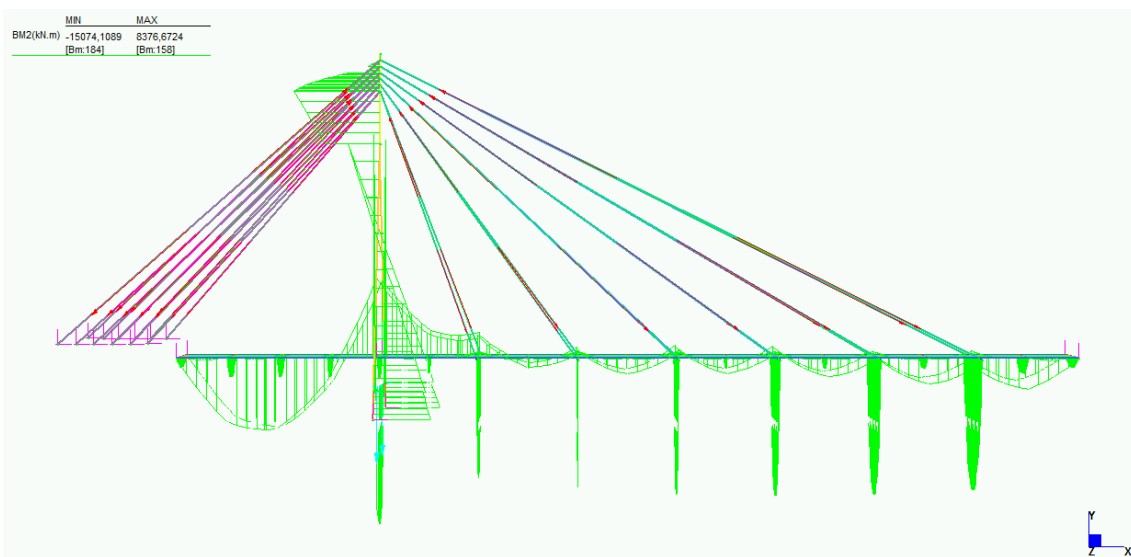


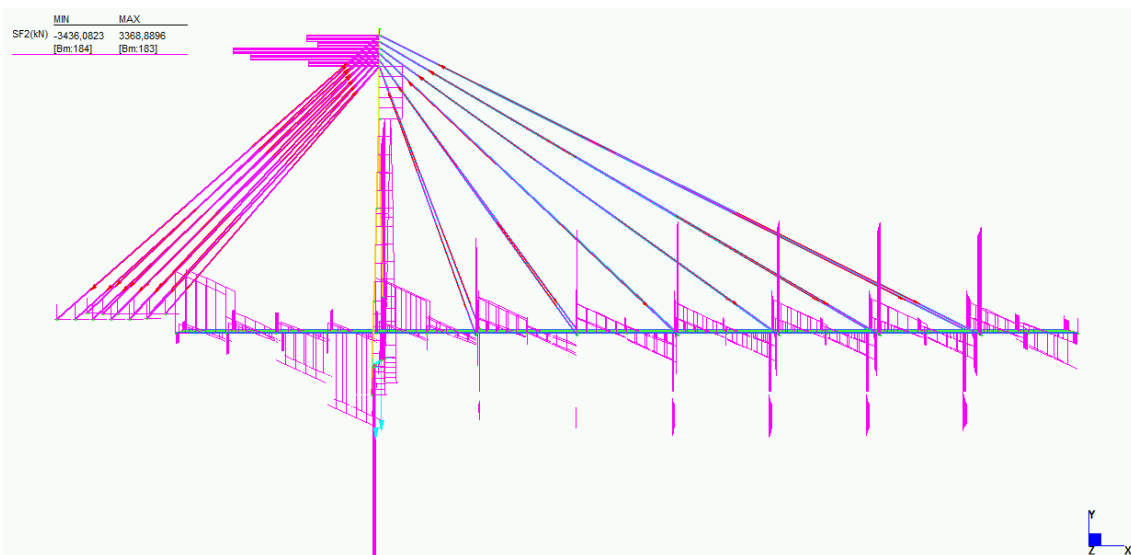
Figura 6.12 – sforzo di taglio agli SLE in combinazione quasi permanente

Applicando i metodi di valutazione della collaborazione della soletta in seguito descritti per le verifiche agli stati limite ultimi si è prodotto un modello rappresentativo di quello che è il comportamento del ponte sotto l'azione dei suoi carichi permanenti tramite il solo utilizzo di elementi bidimensionali, Beam e Truss. Benché si tratti di un modello semplificato che non tiene conto dell'eccentricità degli sforzi agenti sull'impalcato, ne si riporta un estratto in termini di andamenti degli sforzi di taglio e momento flettente, in quanto risultano maggiormente leggibili rispetto all'output del modello rigoroso, oggetto

di rielaborazione successiva per l'estrapolazione dei valori finali. Le spezzate osservate nei precedenti output sulle travi principali sono infatti legate ai salti di sforzo normale nel comportamento a coppia con gli sforzi longitudinali di soletta. Tuttavia l'andamento complessivo dell'azione sollecitante sull'intera sezione resistente d'impalcato presenta forma regolare, che più si avvicina a quella in seguito. Per non creare ambiguità con i reali valori finali di sforzo si decide di riportarne qui solo gli andamenti qualitativi, privi di dati numerici, benché prossimi agli effettivi e pertanto validanti per il metodo.



*Figura 6.13 – momento flettente in comb. quasi permanente da modello semplificato*



*Figura 6.14 – sforzo di taglio in comb. quasi permanente da modello semplificato*

## 6.4. SFORZI NELLE FASI DI REALIZZAZIONE

Si riportano nei seguenti paragrafi i risultati ottenuti dai modelli creati per la verifica del comportamento della struttura metallica dell'impalcato durante le sue fasi realizzative.

### 6.4.1. SFORZI IN FASE 0

Sono riassunti nelle *Figure 6.15, 6.16, 6.17 e 6.18* i risultati ottenuti dall'analisi sul modello di FASE 0, imprimendo agli stralli i tiri prescritti al Paragrafo 2.2.1.

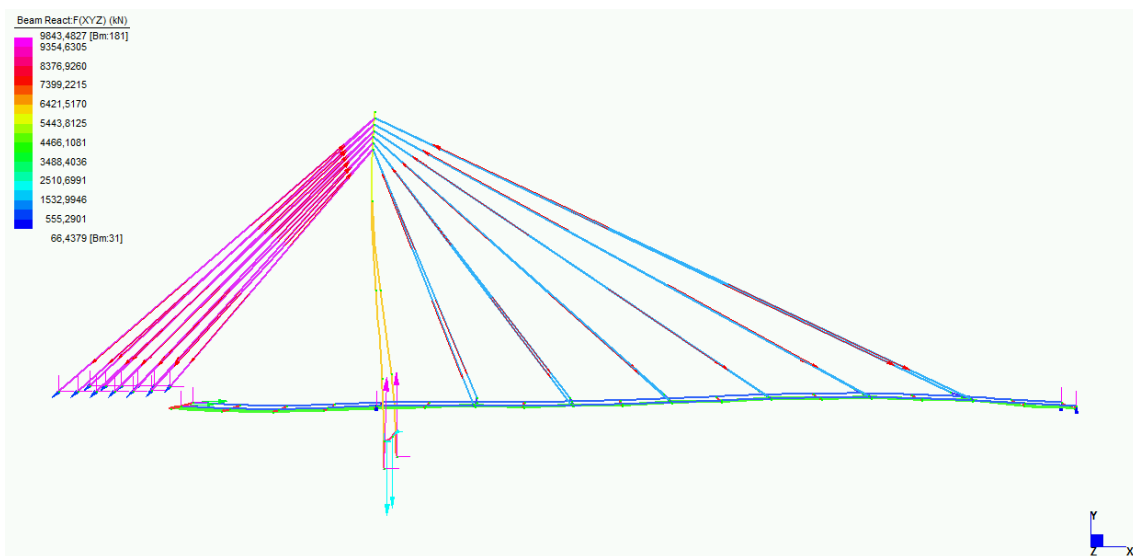


Figura 6.15 – deformata e reazioni vincolari agli appoggi in FASE 0

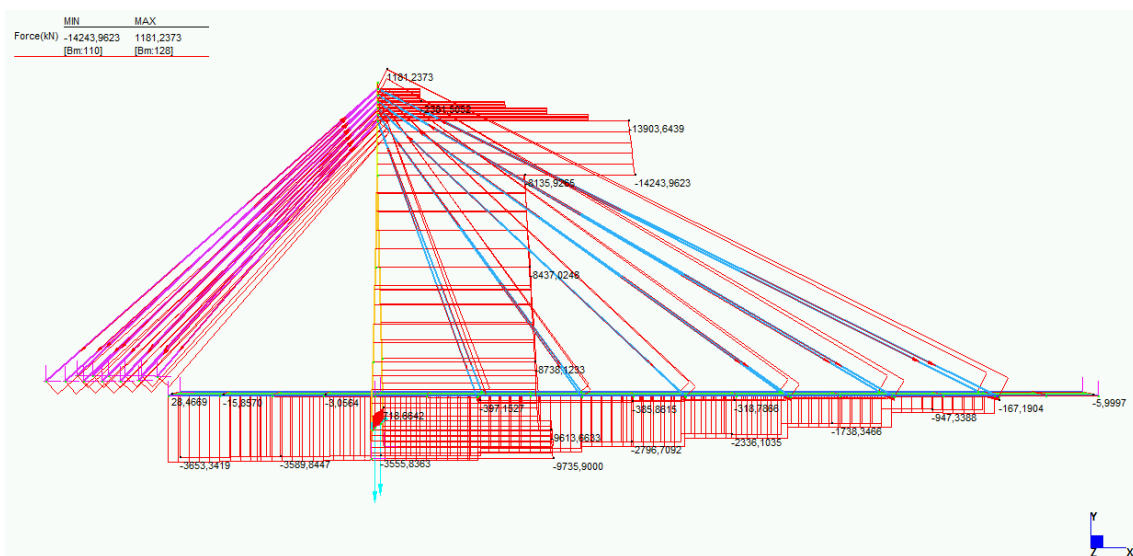


Figura 6.16 – sforzo normale in FASE 0

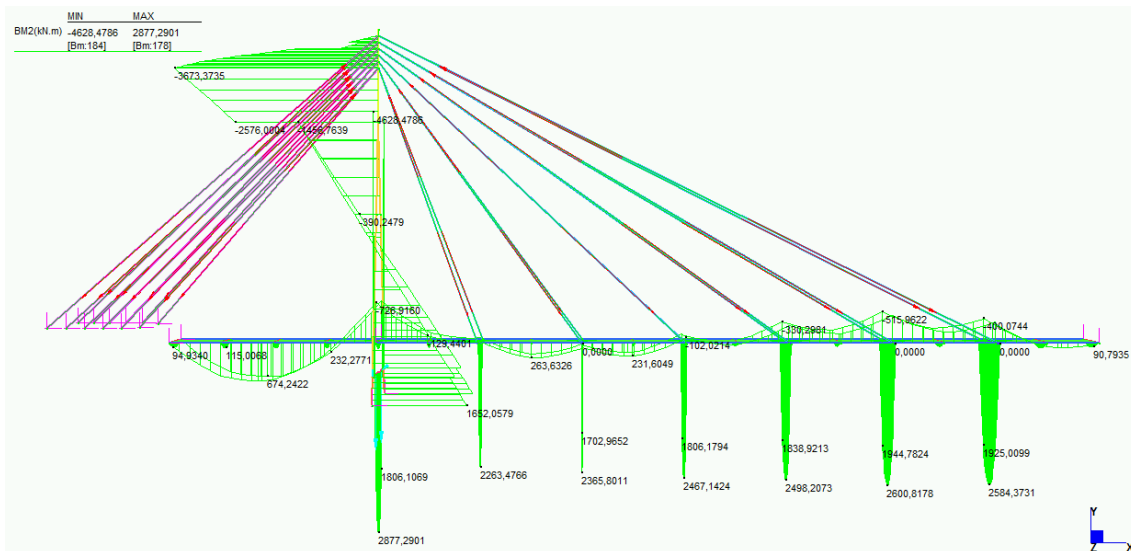


Figura 6.17 – momento flettente in FASE 0

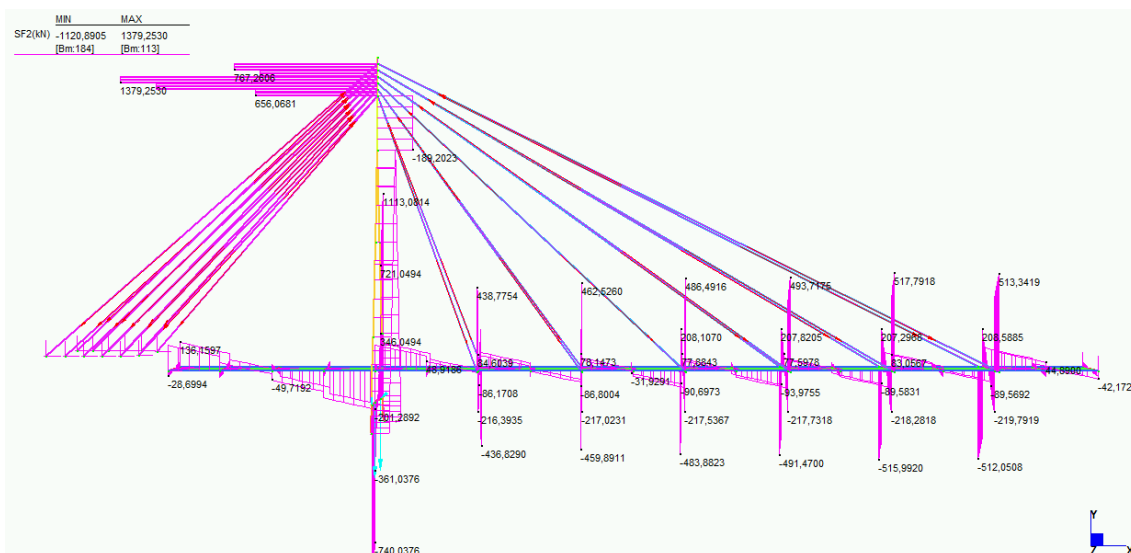


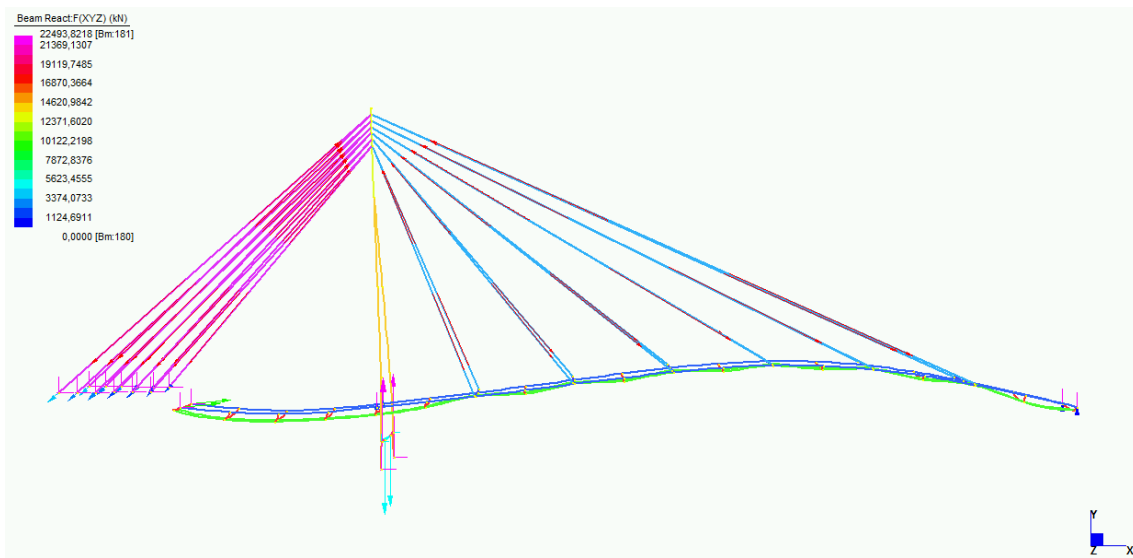
Figura 6.18 – sforzo di taglio in FASE 0

Sotto l'apposito set di tiri indicato, da impartirsi durante le progressive fasi di montaggio dei conchi metallici che costituiscono l'intelaiatura d'impalcato, si ottiene una deformata pseudo – orizzontale favorevole alle lavorazioni di montaggio. In mezzeria di campata si registra una controfreccia dell'ordine di 2 mm, senza che agli appoggi insorgano sforzi di trazione:

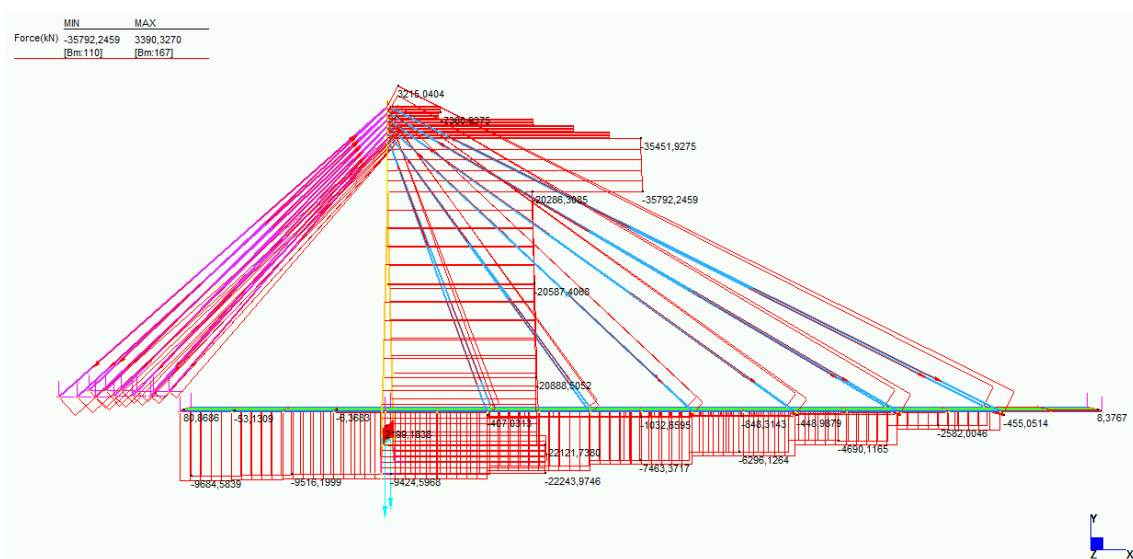
- $R_{y, valle} = 66 \text{ kN}$  , di compressione;
- $R_{y, monte} = 72 \text{ kN}$  , di compressione.

### 6.4.2. SFORZI IN FASE 1

In modo analogo si riportano gli esiti ottenuti dall'analisi condotta sul modello del ponte nella cosiddetta FASE 1 di realizzazione. In questo caso grava sull'intelaiatura metallica dell'impalcato anche il peso della soletta, non ancora collaborante. Si suppone di tesare gli stralli in successione mano a mano che si prosegue col getto della soletta, in modo da fornire il sostegno all'incirca contestualmente all'applicazione del carico. In *Figura 6.19* è osservabile la controfreccia indotta coi tiri, applicati secondo le indicazioni riportate al Paragrafo 2.2.1., per uno spostamento massimo verso l'alto di 4 mm.



*Figura 6.19 – deformata e reazioni vincolari agli appoggi in FASE 1*



*Figura 6.20 – sforzo normale in FASE 1*



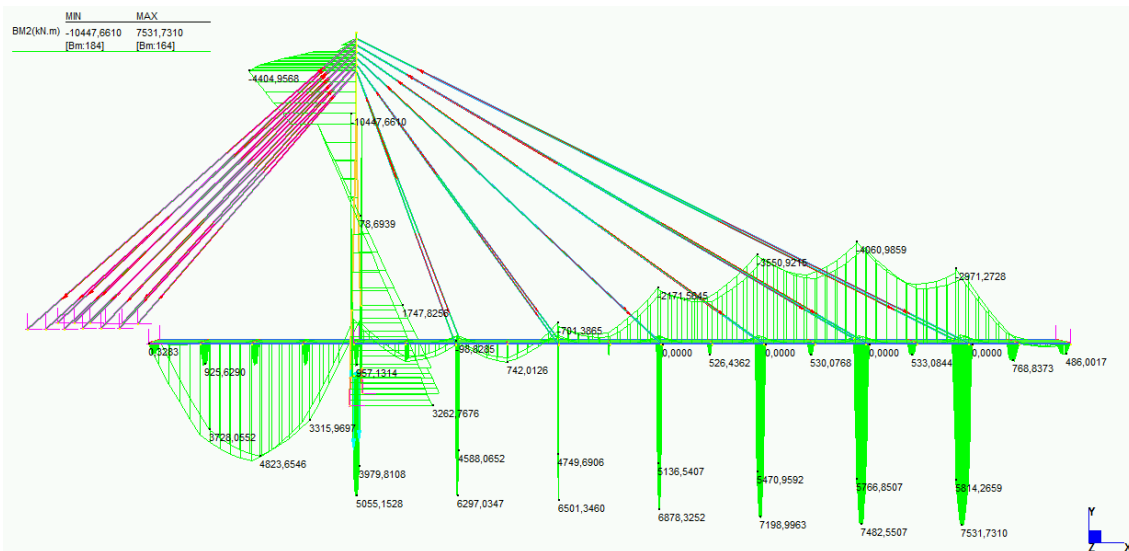


Figura 6.21 – momento flettente in FASE 1

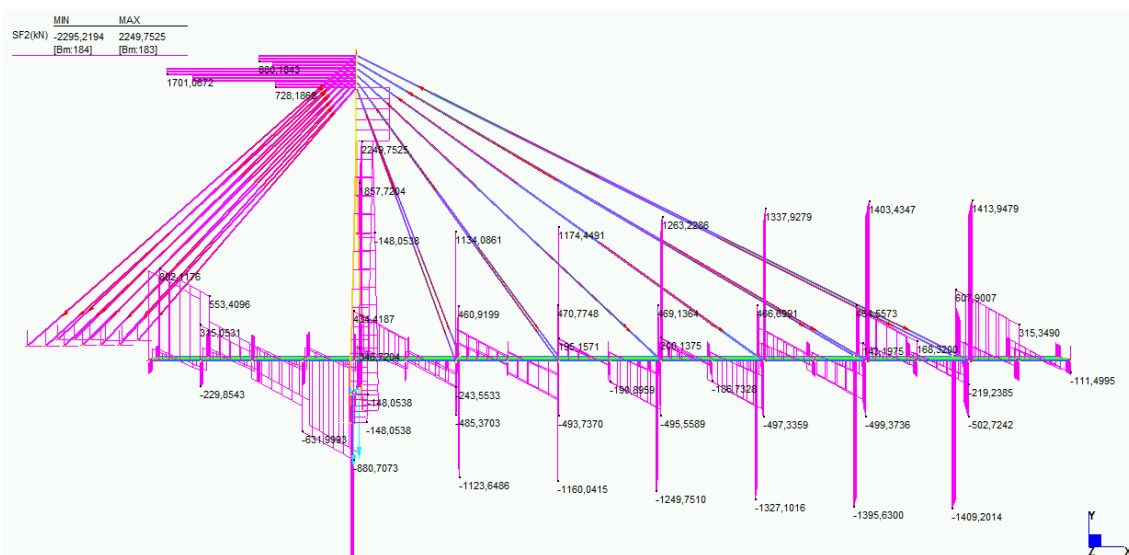


Figura 6.22 – sforzo di taglio in FASE 1

Dagli andamenti degli sforzi sollecitanti riportati nelle Figure 6.20, 6.21 e 6.22 si evince che, sebbene significativamente aumentati rispetto alla precedente fase, le azioni interne non comportano problematiche dal punto di vista di resistenza degli elementi metallici. Non si registrano sforzi di trazione agli appoggi: ai vincoli d'arrivo delle travi principali alla spalla di destra si hanno  $R_{y, valle} = 190 \text{ kN}$  e  $R_{y, monte} = 235 \text{ kN}$  di compressione. La scelta progettuale di conferire in fase di getto una simile controfreccia all'impalcato è volta a conferire una leggera precompressione “spontanea” in opera al calcestruzzo di

soletta, pur non tenendo cautelativamente conto di tale contributo nelle fasi di verifica. La controfreccia impartita con l'utilizzo di tiri elevati consente inoltre di compensare gli eventuali spostamenti verso il basso indotti da carichi di neve o da vento, di cui si deve tener conto da normativa durante le fasi realizzative del ponte, oltretutto con coefficiente di combinazione più oneroso. Sono trascurati i carichi da traffico, come ovvio, e quelli legati ai dei mezzi da cantiere: qualora questi transitino sull'impalcato prima della stesa del nero di pavimentazione, ciò avverrebbe comunque a piena maturazione raggiunta per il calcestruzzo di soletta. Tali condizioni di carico non risultano comunque gravose per la resistenza della struttura, determinando stati di sforzo inferiori ai corrispettivi riscontrati con soletta collaborante sotto i carichi complessivi in esercizio per il ponte agli SLU. A titolo esemplificativo si riporta l'andamento di momento flettente ottenuto da analisi agli stati limite ultimi per la FASE 1 di realizzazione dell'impalcato, ritenendo agenti in concomitanza i carichi permanenti strutturali ed i carichi da neve e vento:

- Carico da neve, accidentale principale in queste condizioni, con  $\gamma_{Qi} = 1,5$  ;
- Carico da vento, a cui si applica il coefficiente di combinazione di competenza,  $\Psi_0 = 0,8$ , oltre a  $\gamma_{Qi} = 1,5$ .

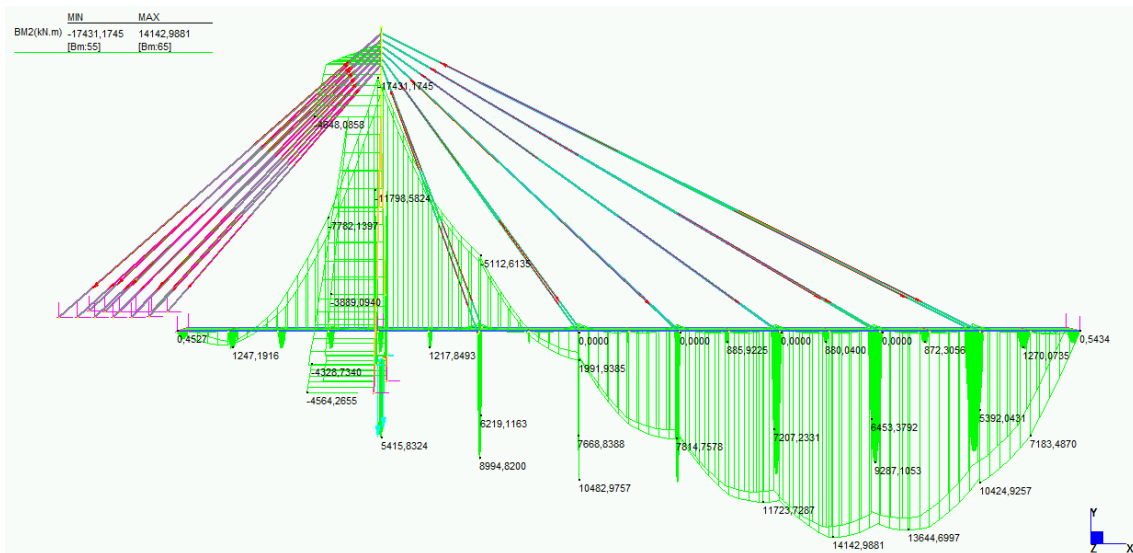


Figura 6.23 – momento flettente sotto i carichi massimi agli SLU

Il soddisfacimento delle condizioni è facilmente verificabile tramite specifiche analisi che, al fronte della minore onerosità rispetto alle condizioni di sforzo da SLU del ponte

in esercizio, si è ritenuto non approfondire in questa sede.

Si riporta infine il diagramma dei momenti flettenti agenti lungo la trave principale in FASE 1 sotto i soli carichi permanenti strutturali, ma amplificati del coefficiente valido per gli SLU,  $\gamma_{G1} = 1,35$ . Il valore del momento flettente positivo massimo riscontrato sarà utile per la verifica della sezione composta acciaio – calcestruzzo, rappresentando l'aliquota di sforzo a competenza esclusiva della nervatura metallica inferiore, in quanto agente da prima che entrasse in funzione la collaborazione di soletta.

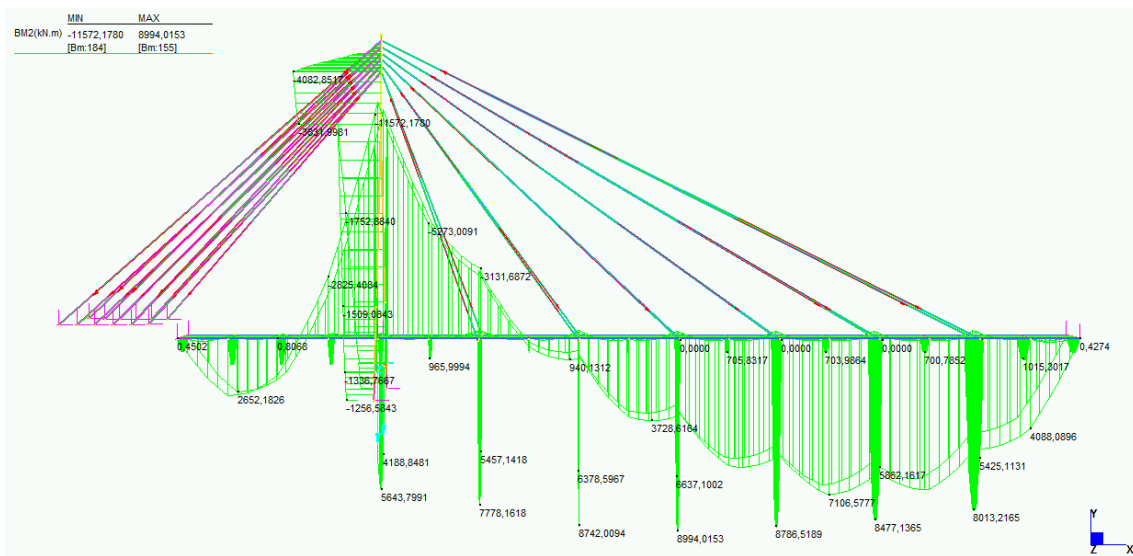


Figura 6.24 – momento flettente sotto i carichi permanenti agli SLU

## **6.5. SLU – STRUTTURALE GENERALE**

Si riportano all'interno del presente paragrafo i risultati ottenuti dalle analisi agli SLU sui modelli strutturali del ponte finito e in esercizio, quindi nella cosiddetta FASE 2 di sforzo. Sono state condotte in particolare le seguenti analisi:

- Combinazione  $A_1$  di sforzi, caricando con valore massimo la campata principale sospesa e mantenendo la minore di sinistra sforzata dai soli carichi permanenti strutturali. Questa combinazione è volta alla massimizzare il momento flettente a segno positivo lungo le travi principali d'impalcato a centro campata principale.
- Combinazione  $A_1$  di sforzi, caricando col valore massimo l'impalcato per l'intera sua lunghezza e ponendo il carico concentrato da tandem a centro campata, a massimizzare il momento negativo di trave principale sull'appoggio intermedio.
- Combinazione  $A_1$  di sforzi, caricando col valore massimo l'impalcato per l'intera sua lunghezza e ponendo il carico concentrato da tandem in corrispondenza con l'appoggio sul pulvino, così da massimizzarne gli sforzi sollecitanti.
- Combinazione  $A_2$  di sforzi nell'ottica dello svolgimento, secondo le modalità da NTC 2018 ed illustrate al Capitolo 6.8, delle verifiche geotecniche sul terreno e la struttura di fondazione. In seguito ai risultati riscontrati dai precedenti modelli si è convenuto di applicare i massimi carichi  $Q$  accidentali e  $G_2$  permanenti per l'intera lunghezza d'impalcato, così da avere le condizioni di sforzo più gravose.

### **6.5.1. AREA DI SOLETTA COLLABORANTE**

Prima di procedere con l'analisi, nell'ottica dello studio del comportamento dell'impalcato misto acciaio – cemento nel suo complesso, si valuta la larghezza efficace di soletta, in accordo con quanto indicato nel *Par. 4.3.2.3* delle NTC 2018. Per la valutazione della distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti si produce un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo. La sua larghezza efficace, in riferimento alla singola trave, è determinata tramite:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

in cui:

- $b_0$  rappresenta l'interasse tra i pioli esterni,  $b_0 = 70 \text{ cm}$  per le travi principali;
- $b_{e1}$  rappresenta la larghezza collaborante della soletta verso l'interno d'impalcato, pari alla metà dell'interasse tra due travi parallele;
- $b_{e2}$  rappresenta la larghezza collaborante della soletta nella porzione esterna, a sbalzo.

Per la stima di  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  si impiegano le indicazioni da normativa:  $b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$  dove  $b_i$  rappresenta l'effettiva larghezza geometrica del campo di competenza della trave e  $L_e$  la distanza approssimativa tra due punti di nullo del diagramma dei momenti, che dai risultati evidenziati dai modelli preliminari è quantificabile in 45 m.  $L_e/8 \simeq 5,6 \text{ m}$  quindi inferiore rispetto sia alla metà dell'interasse tra due travi parallele sia allo sbalzo, nel senso della larghezza d'impalcato. In definitiva:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 70 \text{ cm} + 182 \text{ cm} + 218 \text{ cm} = 470 \text{ cm}$$

Per gli appoggi d'estremità non si riscontrano riduzioni della larghezza efficace, poiché il coefficiente riduttivo  $\beta_1$  prescritto da normativa assume per il caso in esame un valore unitario:

$$\beta_1 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_i} \right) \leq 1$$

I valori assunti a lato interno ed esterno della trave principale di bordo sono:

- lato interno  $\beta_1 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{45 \text{ m}}{1,82} \right) = 1,17 \rightarrow 1$  ;
- lato esterno  $\beta_1 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{45 \text{ m}}{2,18} \right) = 1,07 \rightarrow 1$  .

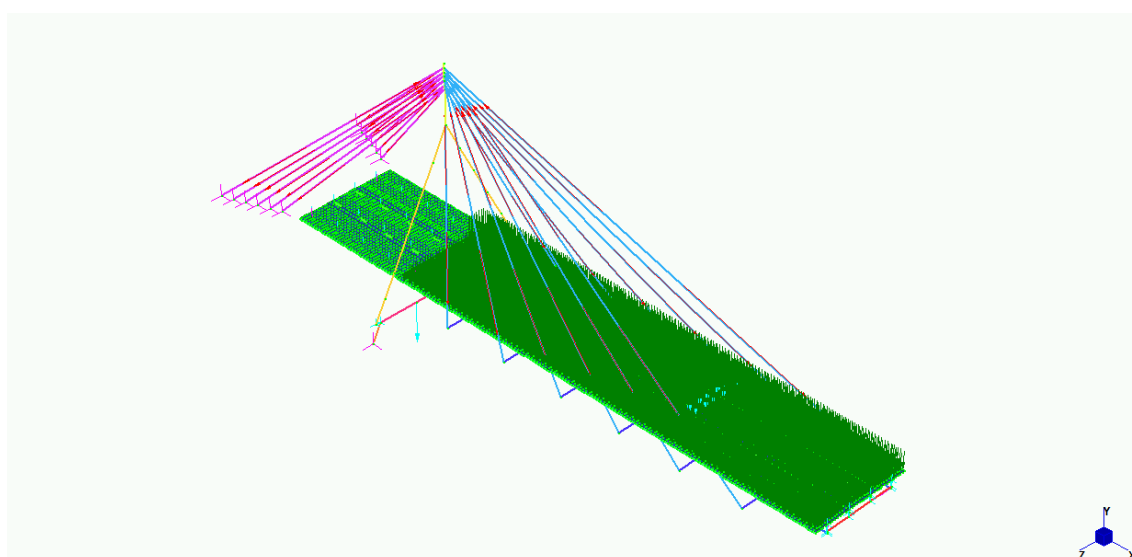
Individuata la larghezza della soletta collaborante saranno valutati nei seguenti paragrafi gli sforzi complessivamente agenti sulla sezione mista reagente, dati da:

$$M_{tot} = M_{trave} + M_{soletta} + N_{soletta} \cdot d$$

In cui a partire dal dato di sforzo normale unitario  $n_{soletta}$  offerto in output dal programma di calcolo  $N_{soletta} = n_{soletta} \cdot b_{eff} \cdot d$  rappresenta il braccio tra l'asse di soletta e di trave.

### 6.5.2. **COMBINAZIONE $A_1$ – CARICO IN CAMPATA**

In *Figura 6.25* si riporta la configurazione dei carichi impiegata per l'analisi del ponte agli SLU in combinazione  $A_1$ , ritenuta significativa per l'individuazione del massimo valore di momento flettente lungo la direzione longitudinale d'impalcato, sulla base dei principi delle linee d'influenza. Viene valutata la gravosità di tale condizione di carico anche in termini di sforzi trasmessi in fondazione, per individuare la condizione  $A_1$  da considerare, insieme alla combinazione  $A_2$ , nelle sue verifiche strutturali e geotecniche.



*Figura 6.25 – assetto di carico sull'impalcato*

Oltre alle azioni da vento agenti sull'antenna, prendendo in considerazione l'impalcato la condizione di carico impiegata si riassume nel modo seguente:

- campata minore di sinistra scarica, soggetta ai soli carichi permanenti strutturali;
- campata maggiore sostenuta dagli stralli caricata con la massima combinazione prevista da normativa, in cui tutti i carichi sfavorevoli sono concomitanti e con la massima eccentricità d'applicazione.

Dalla prima analisi iterativa si individua la porzione di soletta fessurata, di cui andare a ridurre il contributo di rigidezza nel successivo modello raffinato.

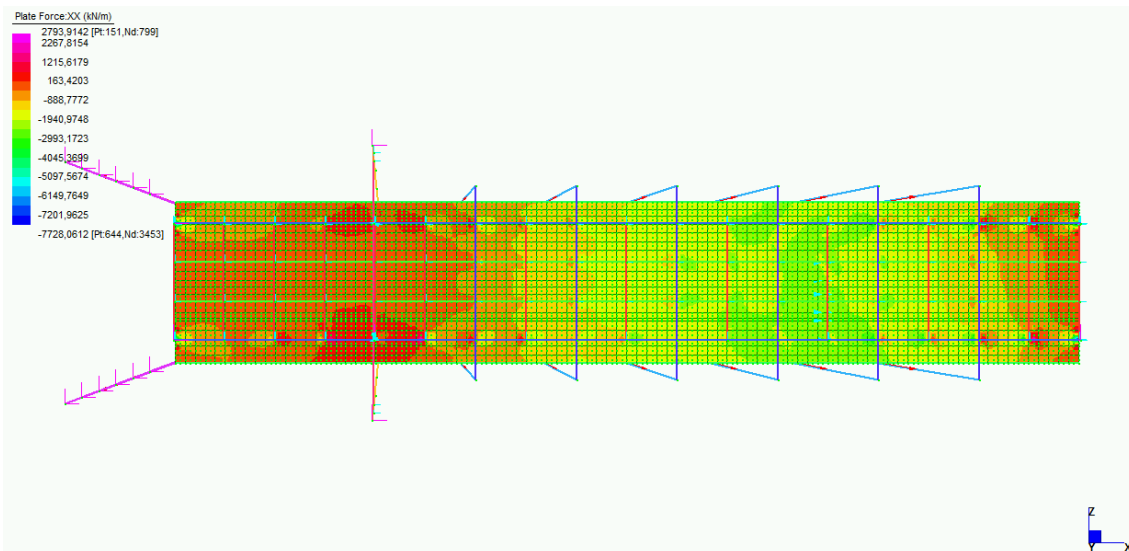


Figura 6.26 – sforzo normale in soletta nel modello iniziale non fessurato

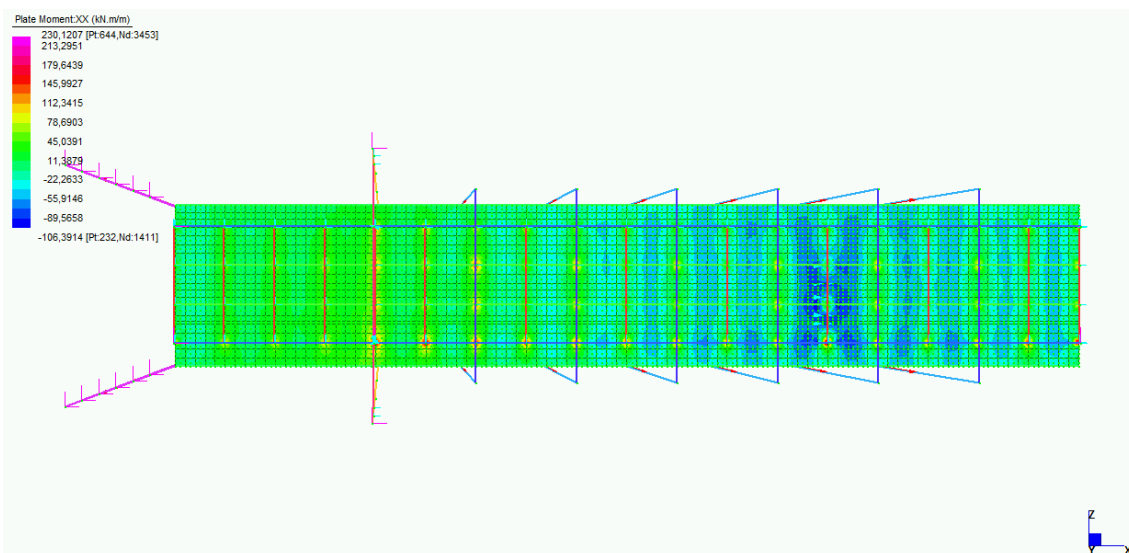


Figura 6.27 – momento flettente in soletta nel modello iniziale non fessurato

Dalla combinazione degli sforzi interni di pressoflessione della soletta è ipotizzabile una sua fessurazione per l'intera campata di sinistra e per un tratto sulla campata principale di destra che va fino al terzo traverso, in posizione intermedia al campo tra la prima e la seconda coppia di stralli di sostegno. In tale zona viene abbattuta la rigidità di soletta, all'interno del modello raffinato. Un'ulteriore seconda iterazione è eseguita per riportare sul pulvino gli sforzi verticali trasmessi dall'impalcato al suo appoggio. In *Figura 6.28* si riporta la deformata riscontrata.

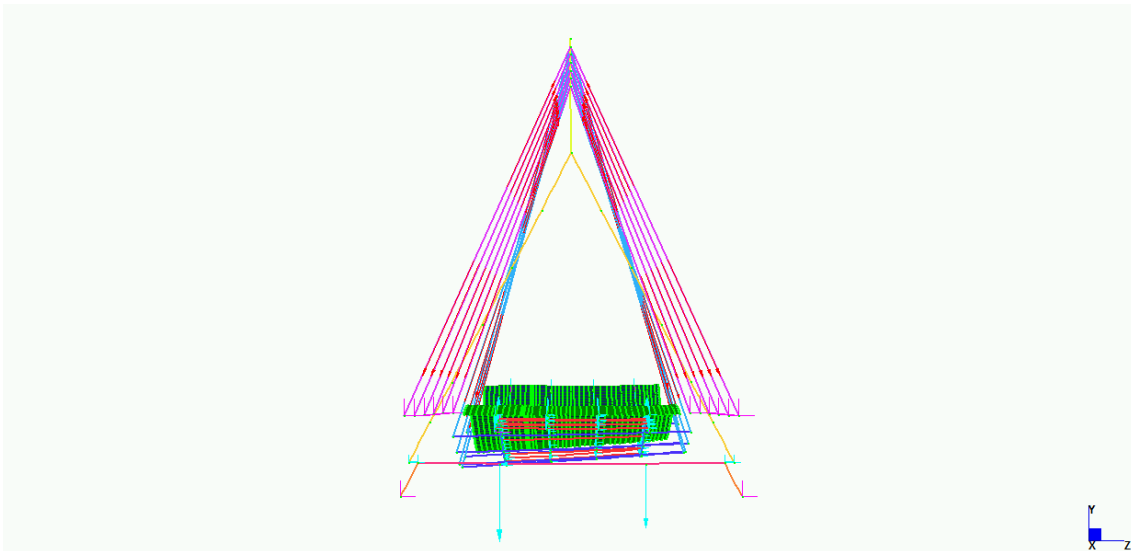


Figura 6.28 – deformata da modello definitivo  $A_1$  con carico in campata

E' possibile osservare gli effetti della componente torsionale dello sforzo sull'impalcato per effetto dell'eccentricità dei carichi applicati. La configurazione massimizza lo sforzo sulla trave principale di valle. Nelle Figure 6.29, 6.30 e 6.31 si riportano gli andamenti degli sforzi interni agenti sugli elementi strutturali metallici del ponte. Successivamente si procede con lo studio dei valori massimi riscontrati, da impiegare in sede di verifica.

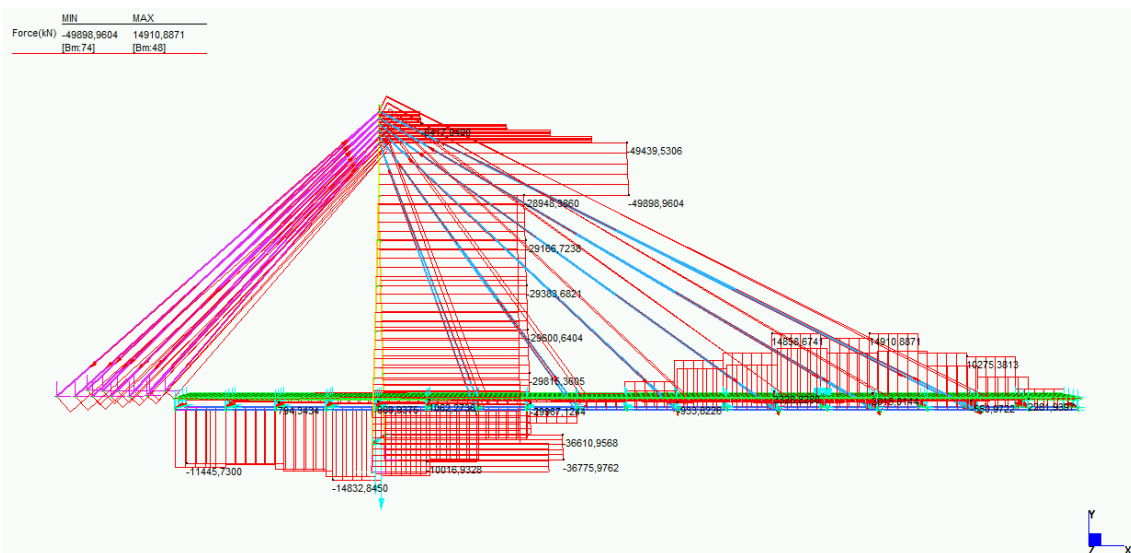


Figura 6.29 – sforzo normale da modello definitivo  $A_1$  con carico in campata



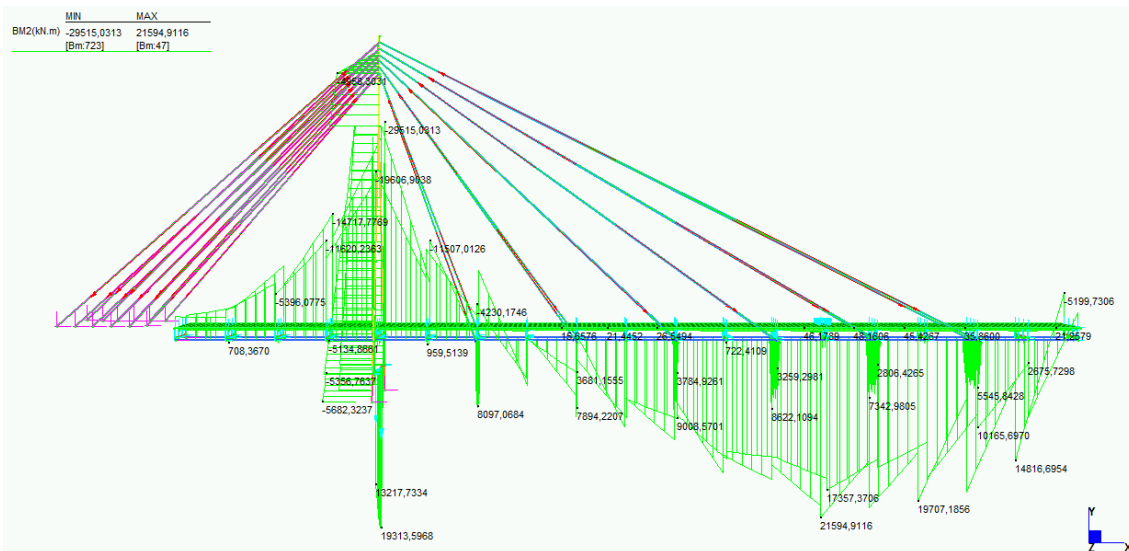


Figura 6.30 – momento flettente da modello definitivo  $A_1$  con carico in campata

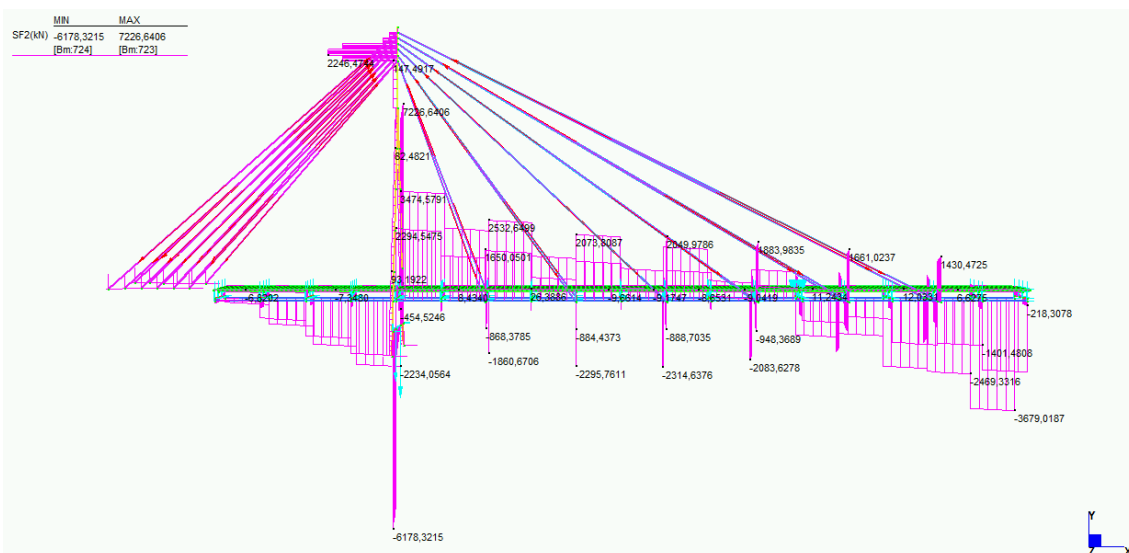


Figura 6.31 – sforzo di taglio da modello definitivo  $A_1$  con carico in campata

Si riassumono in seguito i valori degli sforzi sollecitanti desunti dall'analisi FEM:

### Impalcato in sezione significativa d'appoggio intermedio sul pulvino

- Sforzo normale di compressione  $N_{trave} = -14833 \text{ kN}$  su trave principale. Non si ha collaborazione da parte della soletta fessurata, in cui reagiscono i soli ferri d'armatura tesi tramite un contributo comunque cautelativamente trascurato in

sede di verifica, attribuendo alla trave metallica l'interno onere di resistenza nei confronti degli sforzi in sezione. Ne si considera invece il contributo sollecitante di sforzo normale  $n_{soletta} = 180 \text{ kN/m}$  quando oneroso, benché poco incidente. Nel caso in esame lo sforzo normale residuo sui ferri d'armatura è di trazione e pertanto si trascura, riducendo il valore complessivo dello sforzo normale in sezione. Si terrà invece conto del suo contributo, al pari del momento flettente, nella valutazione del massimo momento negativo, essendo peggiorativi delle condizioni di sforzo.

– Momento flettente negativo

- $M_{max}^- = -29515 \text{ kNm}$  su trave principale;
- $m_{soletta}^- = -45 \text{ kNm/m}$  contributo sollecitante residuo sui ferri di soletta,

Complessivamente, trascurando in via cautelativa la coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^- + m_{soletta}^- \cdot b_{eff} + n_{soletta} \cdot b_{eff} \cdot d = -29515 \text{ kNm} - 45 \text{ kN} \cdot 4,7 \text{ m} - 846 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m} \\ = -30953 \text{ kNm}.$$

– Sforzo di taglio pari a  $T = 3475 \text{ kN}$ .

### Impalcato in sezione significativa di campata principale

– Sforzo normale

- $N_{trave} = 14911 \text{ kN}$  di trazione su trave principale;
- $n_{soletta} = -2200 \text{ kN/m}$  di compressione in soletta.

Complessivamente combinando in sezione i due contributi:

$$N_{tot} = N_{trave} + n_{soletta} \cdot b_{eff} = 14911 \text{ kN} - 2200 \text{ kN/m} \cdot 4,70 \text{ m} = 4571 \text{ kN}.$$

– Momento flettente positivo

- $M_{max}^+ = 21594 \text{ kNm}$  su trave principale;
- $m_{soletta}^+ = 50 \text{ kNm/m}$  in soletta;

Complessivamente, considerando anche il contributo della coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta, si ha sull'intera sezione

reagente un momento flettente positivo massimo:

$$M_{tot} = M_{max}^+ + m_{soletta}^+ \cdot b_{eff} + N_{soletta} \cdot d = 21594 \text{ kNm} + 50 \text{ kN} \cdot 4,7 \text{ m} + 10340 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m} \\ = 36822 \text{ kNm}.$$

- Sforzo di taglio in mezzeria contenuto  $T = 1884 \text{ kN}$ , contro il massimo valore  $T = 3679 \text{ kN}$  riscontrato all'appoggio sulla spalla destra.

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla zavorrata di sinistra**

In corrispondenza del vincolo di testata sulla trave principale in associazione a momento flettente nullo si ha un valore complessivo di sforzo normale di compressione uguale e contrario alla reazione orizzontale massima  $R_{x, valle} = 13316 \text{ kN}$ . Chiamando A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano le seguenti reazioni:

- Appoggio A di valle  $R_{A,x} = 13316 \text{ kN}$ ,  $R_{A,y} = 97 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = -136 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,x} = 13169 \text{ kN}$ ,  $R_{B,y} = 285 \text{ kN}$ .

Anche nelle condizioni in tal senso più gravose agli stati limite ultimi non si registrano sforzi di trazione agli appoggi, in linea con le prescrizioni normative nei confronti del comportamento sismico della struttura e nel rispetto della filosofia progettuale adottata. Gli sforzi di compressione riscontrati in direzione longitudinale sono compatibili con la configurazione di vincoli in progetto. Complessivamente in spalla  $R_{x,tot} = 26485 \text{ kN}$ .

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla di destra**

Chiamando A e B gli appoggi delle travi di valle e di monte si riscontrano le rispettive reazioni vincolari:

- Appoggio A di valle  $R_{A,y} = 4334 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = 348 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,y} = 2617 \text{ kN}$ .

Gli sforzi di compressione verticale riscontrati sono compatibili con la configurazione di vincoli in progetto. Complessivamente in direzione verticale l'azione trasmessa è pari a  $R_{A,tot} = R_{A,y} + R_{B,y} = 6951 \text{ kN}$ .

### **Traversi di sostegno dell'impalcato**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{traverso} = -3329 \text{ kN}$  ;

- Momento flettente  $M_{max,x} = 8622 \text{ kN m}$  al quarto traverso, sul quale agisce un  $M_y = 12605 \text{ kN m}$ , trattati tuttavia separatamente in quanto agenti coi valori massimi in posizioni differenti.  $M_{max,y} = 13023 \text{ kN m}$  al sesto traverso.
- Sforzo di taglio pari a  $T_{max,y} = 2050 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 2886 \text{ kN}$  ;
- Momento torcente massimo  $M_{tor} = 7364 \text{ kN m}$  al sesto traverso.

### Stralli

Sugli stralli si registra un normale massimo di trazione di  $N_{strallo} = 3655 \text{ kN}$  per gli stralli di sostegno e  $N_{max,strallo} = 3973 \text{ kN}$  per gli stralli di ormeggio. Questi nel loro complesso determinano sulla spalla zavorrata l'insorgere delle reazioni risultanti:

- $R_{x, stralli} = -26342 \text{ kN}$
- $R_{y, stralli} = -26138 \text{ kN}$
- $R_{z, stralli} = \pm 5152 \text{ kN}$  analoghi a segno opposto per il gruppo di monte e valle.

Il peso proprio del manufatto di spalla zavorrata  $G_{1,spalla sx} = 48355 \text{ kN}$  è superiore alla risultante delle componenti verticali dei tiri degli stralli verso l'alto. I pali di fondazione, a presidio della struttura in condizioni sismiche, lavorano verticalmente a compressione.

### Sommità d'antenna

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{sommità} = -49899 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = -5826 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 2816 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = -416 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 2246 \text{ kN}$ .

### Gambe d'antenna

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente la gamba di valle e di monte si ha:

#### GAMBA A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba,A} = -30119 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = -5477 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = -1533 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 291 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 93 \text{ kN}$ .

## GAMBA B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba,B} = -28615 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = -5520 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 1364 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = -320 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 98 \text{ kN}$  .

## **Pulvino d'antenna**

- Sforzo normale di trazione  $N_{pulvino} = 233 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max,x} = -19314 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max,y} = 7227 \text{ kN}$  .

## **Piedi d'antenna**

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente il piede di valle e di monte si ha:

### PIEDE A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,A} = -36776 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = -5622 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = -19780 \text{ kN m}$
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 92 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 3556 \text{ kN}$  .

### PIEDE B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,B} = -34153 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = -5682 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 18048 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 98 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 3465 \text{ kN}$  .

Complessivamente agli incastri di base l'antenna trasferisce in fondazione una risultante verticale  $R_{y,tot} = R_{y,A} + R_{y,B} = 34263 \text{ kN} + 31894 \text{ kN} = 66157 \text{ kN}$  , da sommarsi col contributo del peso proprio del basamento di fondazione, opportunamente incrementato di  $\gamma_{G1}$ :

$$R_{y,TOT} = 66157 \text{ kN} + 1,35 \cdot 27882 \text{ kN} = 103.798 \text{ kN}$$

Questa agirà sul gruppo dei 16 pali di fondazione di diametro 150 cm e lunghezza 25 m. In virtù del loro basamento rigido di collegamento i pali in questione lavoreranno in compressione ripartendosi uniformemente lo sforzo verticale, a meno dell'effetto della lieve eccentricità legata al momento flettente trasmesso dall'antenna all'incastro:

$$M_{z,tot} = M_{z,A} + M_{z,B} = 5622 \text{ kNm} + 5682 \text{ kNm} = 11304 \text{ kNm}$$

Le componenti orizzontali di sforzo ed i momenti flettenti attorno  $x$ , d'entità superiore, si equilibrano elidendosi scambievolmente all'interno del basamento di fondazione, in cui si chiude il triangolo delle forze. Per effetto di questo vi agisce uno sforzo di trazione di 12679 kN. Infatti le componenti orizzontali delle reazioni vincolari all'incastro con i piedi d'antenna, uguali e contrarie agli sforzi trasmessi in fondazione, risultano:

- $R_{z,A} = 13827 \text{ kN}$
- $R_{z,B} = -12697 \text{ kN}$

Dalla loro combinazione si evince come lo sforzo di taglio agente sui pali sia del tutto trascurabile nella valutazione complessiva del sistema di fondazione, al pari delle  $M_x$ .

### **6.5.3. COMBINAZIONE $A_1$ – CARICO SU INTERO IMPALCATO**

In *Figura 6.32* si riporta la configurazione dei carichi impiegata per l'analisi del ponte agli SLU in combinazione  $A_1$  e volta all'individuazione del massimo valore di momento flettente negativo delle travi metalliche alla sezione d'appoggio intermedio sul pulvino d'antenna, trascurando la collaborazione offerta dall'armatura della soletta fessurata. Si valuta, raffrontandolo al valore riscontrato nelle precedente combinazione, il momento flettente positivo lungo le travi principali metalliche, all'altezza della sezione centrale significativa.

L'assetto globale impiegato per i carichi ne prevede l'applicazione col valore massimo e l'eccentricità più gravosa su entrambe le campate del ponte, posizionando le azioni concentrate da tandem al centro della campata principale. La valutazione del momento flettente negativo è svolto in via cautelativa e nel rispetto delle direttive progettuali impiegate considerando attivo il contributo di rigidità della soletta fessurata, gravoso

in termini di sforzo massimo flettente indotto. Come naturale il contributo resistente di soletta sarà invece trascurato, compresa l'aliquota assicurata dall'armatura longitudinale.

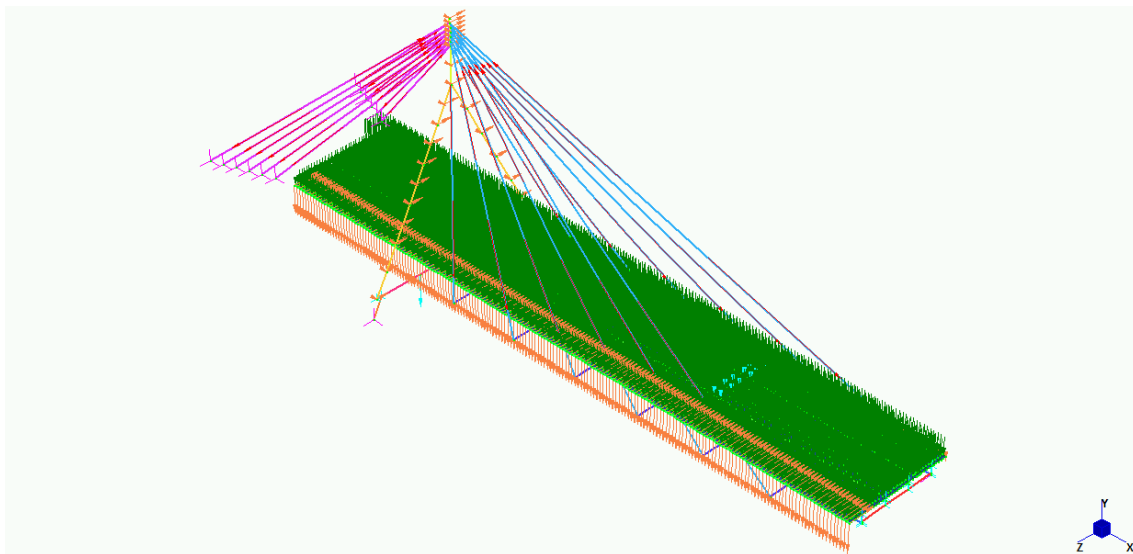


Figura 6.32 – assetto di carico sull'impalcato

Si riportano nelle Figure 6.33 e 6.34 la rappresentazioni grafiche degli sforzi di soletta, di cui si tiene cautelativamente conto nella stima del massimo sforzo sollecitante anche in trazione, benché riferiti a un elemento di calcestruzzo, che per le sue proprietà non dà contributo, tanto in sforzo quanto in termini di resistenza.

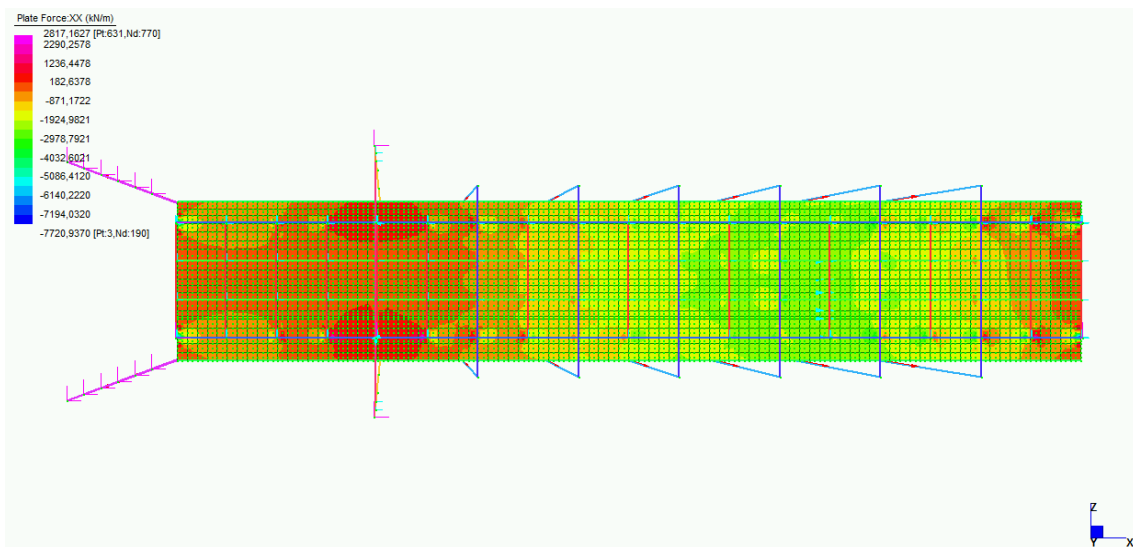


Figura 6.33 – sforzo normale in soletta con intero impalcato caricato

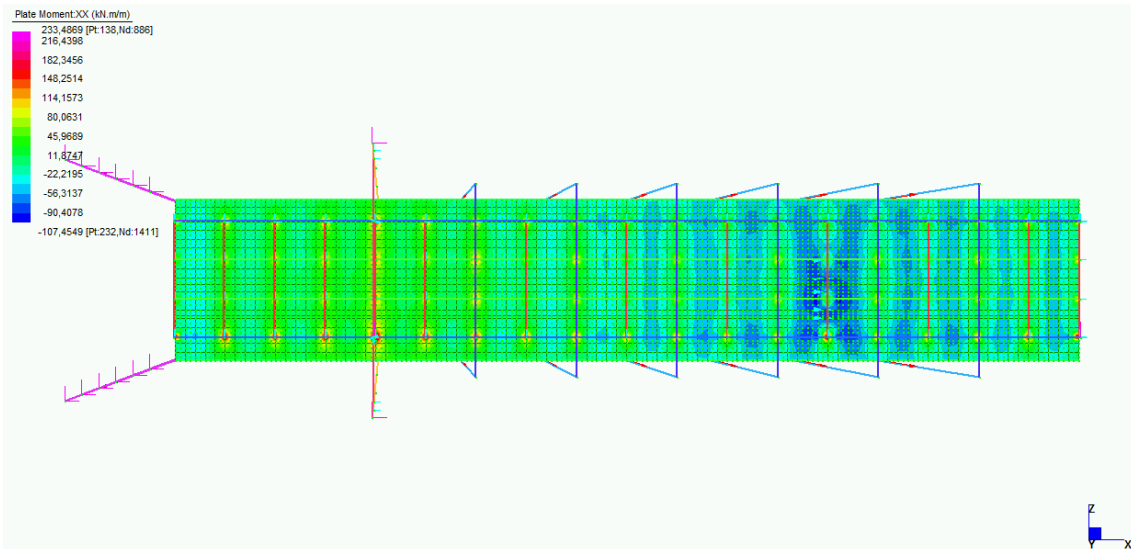


Figura 6.34 – momento flettente in soletta con intero impalcato caricato

Nelle Figure 6.35, 6.36 e 6.37 si riportano gli andamenti degli sforzi interni agenti sugli elementi strutturali metallici del ponte. Successivamente si procede con lo studio dei valori massimi di sforzo riscontrati, da impiegare in sede di verifica. Si osserverà come la presente condizione di carico sia la più gravosa per molti degli elementi strutturali del ponte e dei sistemi di fondazione, ad eccezione della spalla sinistra, di cui si dimensiona la palificata per il taglio da combinazione sismica.

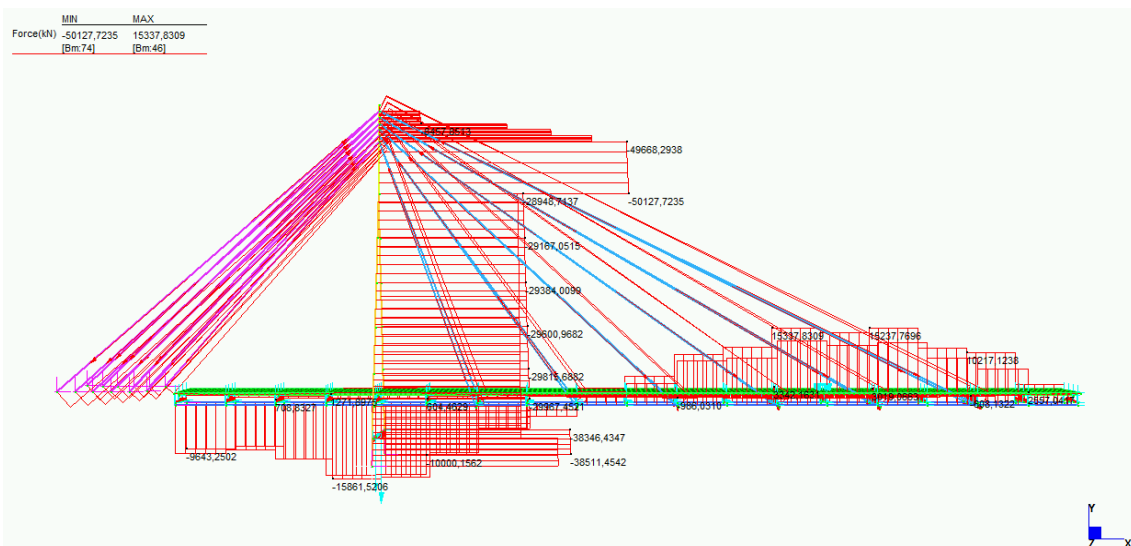


Figura 6.35 – sforzo normale da modello definitivo A<sub>1</sub> con intero impalcato caricato



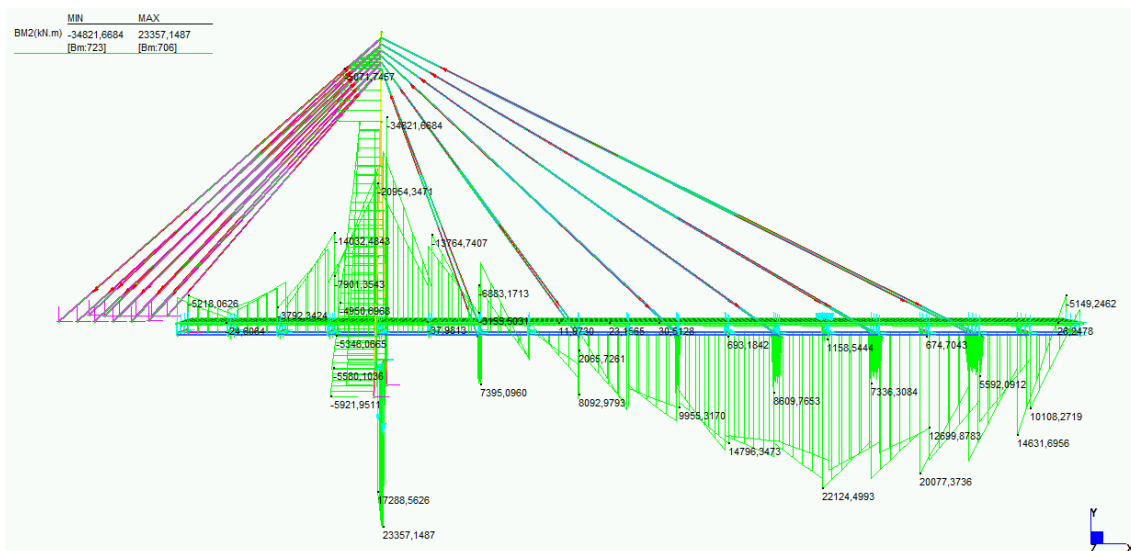


Figura 6.36 – momento flettente da modello definitivo  $A_1$  con intero impalcato caricato

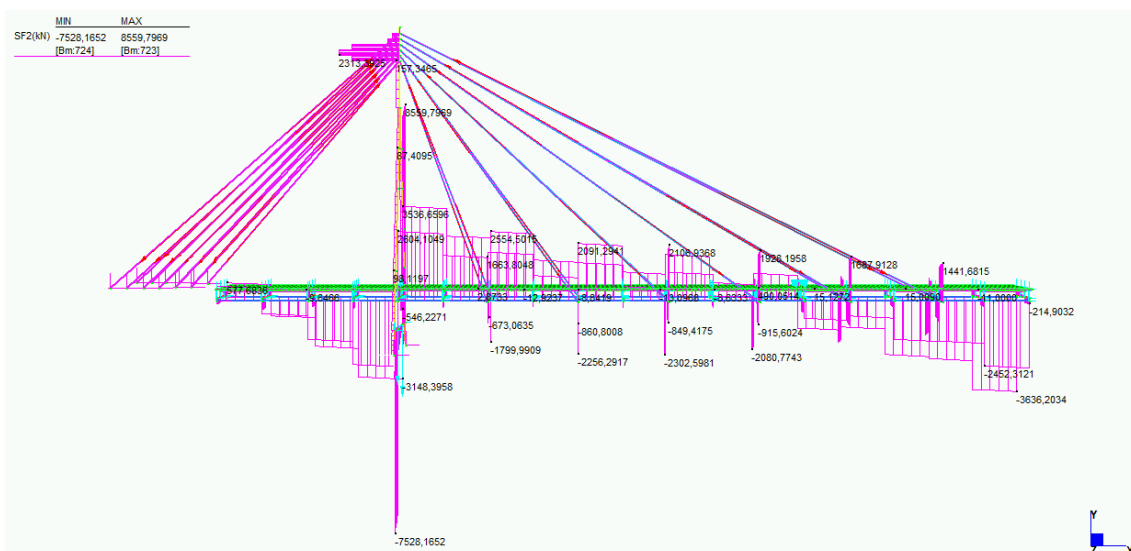


Figura 6.37 – sforzo di taglio da modello definitivo  $A_1$  con intero impalcato caricato

Si riassumono in seguito i valori degli sforzi sollecitanti desunti dall'analisi FEM:

### Impalcato in sezione significativa d'appoggio intermedio sul pulvino

- Sforzo normale di compressione  $N_{trave} = -15861 \text{ kN}$  su trave principale. Lo sforzo normale residuo sui ferri dell'armatura di soletta è di trazione e pertanto si trascura, riducendo il valore complessivo dell'azione in sezione. Si terrà invece

conto del suo contributo,  $n_{soletta} = 500 \text{ kN/m}$ , al pari della componente del momento flettente in soletta, nella valutazione del massimo momento negativo sulla sezione complessiva, in quanto termini peggiorativi per le condizioni di sforzo.

– Momento flettente negativo

- $M_{max}^- = -25603 \text{ kN m}$  su trave principale;
- $m_{soletta}^- = -105 \text{ kN m/m}$  contributo sollecitante residuo sui ferri di soletta,

Complessivamente, considerando in via cautelativa anche i contributi di sforzo nella soletta fessurata:

$$M_{tot} = M_{max}^- + m_{soletta}^- \cdot b_{eff} + n_{soletta} \cdot b_{eff} \cdot d = -25603 \text{ kNm} - 105 \text{ kN} \cdot 4,7 \text{ m} - 2350 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m} = -29504 \text{ kNm}.$$

– Sforzo di taglio all'appoggio sul pulvino  $T = 3148 \text{ kN}$ .

### **Impalcato in sezione significativa di campata principale**

– Sforzo normale

- $N_{trave} = 15238 \text{ kN}$  di trazione su trave principale;
- $n_{soletta} = -2100 \text{ kN/m}$  di compressione in soletta.

Complessivamente combinando in sezione i due contributi:

$$N_{tot} = N_{trave} + n_{soletta} \cdot b_{eff} = 15238 \text{ kN} - 2100 \text{ kN/m} \cdot 4,70 \text{ m} = 5368 \text{ kN}.$$

– Momento flettente positivo

- $M_{max}^+ = 22124 \text{ kN m}$  su trave principale;
- $m_{soletta}^+ = 75 \text{ kN m/m}$  in soletta;

Complessivamente, considerando anche il contributo di momento flettente e della coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^+ + m_{soletta}^+ \cdot b_{eff} + N_{soletta} \cdot d = 22124 \text{ kNm} + 75 \text{ kN} \cdot 4,7 \text{ m} + 9870 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m}$$

Per un momento flettente positivo massimo agente sulla sezione di soletta pari a

$$M_{tot} = 36788 \text{ kNm}.$$

La vicinanza ai valori riscontrati nella precedente analisi è da attribuirsi all'omogenizzazione dello schema statico per effetto degli stralli.

- Il massimo sforzo di taglio in campata, riscontrato all'appoggio sulla spalla di destra, vale  $T = 3636 \text{ kN}$ .

Non si riporta la condizione di sforzo interno riscontrata sul pulvino, essendo oggetto di dedicata configurazione di carichi al fine di massimizzarne il valore.

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla zavorrata di sinistra**

Lo sforzo normale massimo di compressione trasmesso dall'impalcato in corrispondenza dalle piastre di testata delle travi principali al vincolo d'appoggio sulla spalla zavorrata è

$R_{x,max} = 13341 \text{ kN}$ . Chiamando rispettivamente A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A  $R_{A,x} = 13341 \text{ kN}$ ,  $R_{A,y} = 1031 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = -174 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,x} = 13299 \text{ kN}$ ,  $R_{B,y} = 958 \text{ kN}$ .

Gli sforzi di compressione riscontrati in direzione longitudinale sono compatibili con la configurazione di vincoli in progetto. Complessivamente l'impalcato trasmette in spalla:

- Risultante orizzontale  $R_{x,tot} = 26640 \text{ kN}$  ;
- Risultante verticale  $R_{y,tot} = 1989 \text{ kN}$ .

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla di destra**

Chiamando al solito A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A di valle  $R_{A,y} = 4278 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = 346 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,y} = 2945 \text{ kN}$ .

Gli sforzi di compressione verticale riscontrati sono compatibili con la configurazione di vincoli in progetto. Complessivamente l'azione verticale massima trasmessa allo stato limite ultimo dall'impalcato alla spalla di destra è di  $R_{y,tot} = 7223 \text{ kN}$ .

### **Traversi di sostegno dell'impalcato**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{traverso} = -3342 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente  $M_{max,x} = 9955 \text{ kN m}$  al terzo traverso, a cui compete anche un  $M_y = 10672 \text{ kN m}$ , sebbene agente in posizione differente lungo di esso;

- $M_{max,y} = 13003 \text{ kN m}$  al sesto traverso;
- Sforzo di taglio pari a  $T_{max,y} = 2303 \text{ kN}$  al quarto traverso, che vede un taglio  $T_x = 2698 \text{ kN}$ , contro un massimo di  $T_{max,x} = 2909 \text{ kN}$  riscontrato al sesto traverso;
- Momento torcente massimo  $M_{tor} = 7364 \text{ kN m}$  al sesto traverso.

### Stralli

Sugli stralli si registra un normale massimo di trazione di  $N_{strallo} = 3650 \text{ kN}$  per gli stralli di sostegno e  $N_{max,strallo} = 3987 \text{ kN}$  per gli stralli di ormeggio. Questi nel loro complesso determinano sulla spalla zavorrata l'insorgere delle reazioni risultanti:

- $R_{x, stralli} = -26486 \text{ kN}$
- $R_{y, stralli} = -26283 \text{ kN}$
- $R_{z, stralli} = \pm 5172 \text{ kN}$  analoghi a segno opposto per il gruppo di monte e valle.

Il peso proprio del manufatto di spalla zavorrata  $G_{1,spalla sx} = 48355 \text{ kN}$  è superiore alla risultante delle componenti verticali dei tiri degli stralli verso l'alto. I pali di fondazione, a presidio della struttura in condizioni sismiche, lavorano verticalmente a compressione

### Sommità d'antenna

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{sommità} = -50128 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 5997 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 2133 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 317 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 2314 \text{ kN}$ .

### Gambe d'antenna

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente la gamba di valle e di monte si ha:

#### GAMBA A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba,A} = -30119 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 5708 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 998 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 229 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 98 \text{ kN}$ .

## GAMBA B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba,B} = -28893 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 5750 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 1135 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = -317 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 103 \text{ kN}$  .

## **Pulvino d'antenna**

- Sforzo normale di compressione  $N_{pulvino} = -1374 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max,x} = -34822 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max,y} = 8560 \text{ kN}$  .

## **Piedi d'antenna**

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente il piede di valle e di monte si ha:

### PIEDE A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,A} = -38511 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 5861 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 22975 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 3075 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 97 \text{ kN}$  .

### PIEDE B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,B} = -36111 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 5922 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 21720 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = -3157 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 103 \text{ kN}$  .

Complessivamente agli incastri di base l'antenna trasferisce in fondazione una risultante verticale  $R_{y,tot} = R_{y,A} + R_{y,B} = 35580 \text{ kN} + 33489 \text{ kN} = 69069 \text{ kN}$ , da sommarsi al contributo legato al peso proprio del basamento di fondazione, opportunamente incrementato di  $\gamma_{G1}$ :

$$R_{y,TOT} = 69069 \text{ kN} + 1,35 \cdot 27882 \text{ kN} = 106.710 \text{ kN}$$

Tale condizione di sforzo risulta la più gravosa per le fondazioni d'antenna e come tale è presa in considerazione nelle specifiche verifiche dei pali, sia dal lato strutturale che dal punto di vista geotecnico delle capacità portanti.

La risultante degli sforzi verticali agirà sul gruppo dei 16 pali di fondazione di diametro 150 cm e lunghezza 35 m. In virtù del loro basamento rigido di collegamento suddetti pali lavoreranno in compressione ripartendosi uniformemente lo sforzo verticale a meno del lieve effetto d'eccentricità da momento flettente trasmesso dall'antenna all'incastro:

$$M_{z, tot} = M_{z, A} + M_{z, B} = 5720 \text{ kNm} + 5794 \text{ kNm} = 11514 \text{ kNm}$$

Le componenti orizzontali di sforzo ed i momenti flettenti attorno  $x$ , d'entità superiore, si equilibrano elidendosi scambievolmente all'interno del basamento di fondazione, in cui si chiude il triangolo delle forze. Per effetto di questo vi agisce uno sforzo di trazione di 12679 kN. Infatti le componenti orizzontali delle reazioni vincolari all'incastro con i piedi d'antenna, uguali e contrarie agli sforzi trasmessi in fondazione, risultano:

- $R_{z, A} = 15055 \text{ kN}$
- $R_{z, B} = -13873 \text{ kN}$

Dalla loro combinazione si evince come lo sforzo di taglio agente sui pali sia del tutto trascurabile nella valutazione complessiva del sistema di fondazione, al pari delle  $M_x$ , in seguito riportate:

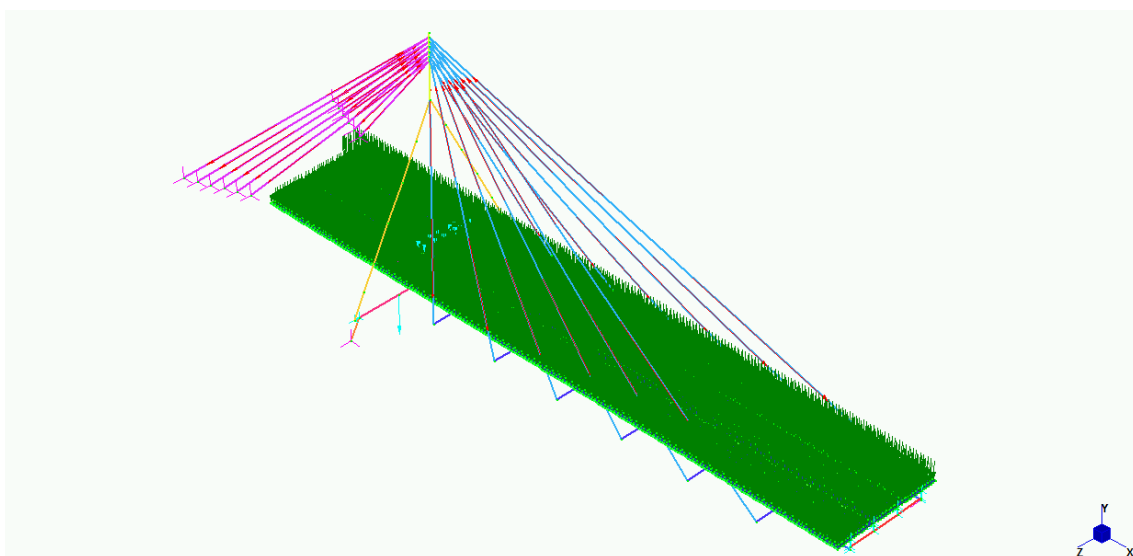
- $M_{x, A} = -22974 \text{ kN}$
- $M_{x, B} = 21720 \text{ kN}$

I contributi si elidono lasciando un residuo agente sui pali di fondazione trascurabile, anche al fronte dell'estensione della palificata nel senso trasversale del ponte, con una distanza tra gli assi dei pali più lontani di circa 52 m. Dalla scomposizione del momento di un valore modesto contro un braccio così importante l'aggravio in termini di sforzo normale aggiuntivo sul palo è minimo.

Nelle verifiche geotecniche di capacità portante del sistema di fondazione si trascura il contributo a fondazione mista del solettone di collegamento. Allo sforzo agente sul palo singolo andrà sommato il carico legato al peso proprio dell'elemento, in combinazione  $A_1$  pari a  $G_{1, palo} \cdot \gamma_{GI} = 309,25 \cdot 1,35 = 417 \text{ kN}$ .

#### 6.5.4. COMBINAZIONE $A_1$ – CARICO SU PULVINO D'ANTENNA

In *Figura 6.38* si riporta la configurazione dei carichi impiegata per l'analisi del ponte agli SLU in combinazione  $A_1$  e volta all'individuazione del massimo valore degli sforzi agenti sul pulvino dell'antenna. Tale condizione di carico, risultando meno gravosa della precedente in termini di sforzi trasmessi in fondazione, si ritiene trascurabile ai fini delle sue verifiche strutturali e geotecniche.



*Figura 6.38 – assetto di carico sull'impalcato*

Dalla combinazione degli sforzi interni di pressoflessione della soletta è ipotizzabile una sua fessurazione per l'intera campata di sinistra e per un tratto sulla campata principale di destra che va fino al terzo traverso, in posizione intermedia del campo tra la prima e la seconda coppia di stralli di sostegno. In linea coi principi precedentemente osservati si ritiene in via cautelativa di mantenere il contributo di rigidità della soletta fessurata, peggiorativo per le condizioni di sforzo all'appoggio sul pulvino. Si trascura invece il contributo di resistenza della soletta fessurata. Una seconda iterazione è eseguita per riportare sul pulvino gli sforzi verticali trasmessi dall'impalcato al suo appoggio. In *Figura 6.39* si riporta la deformata riscontrata.

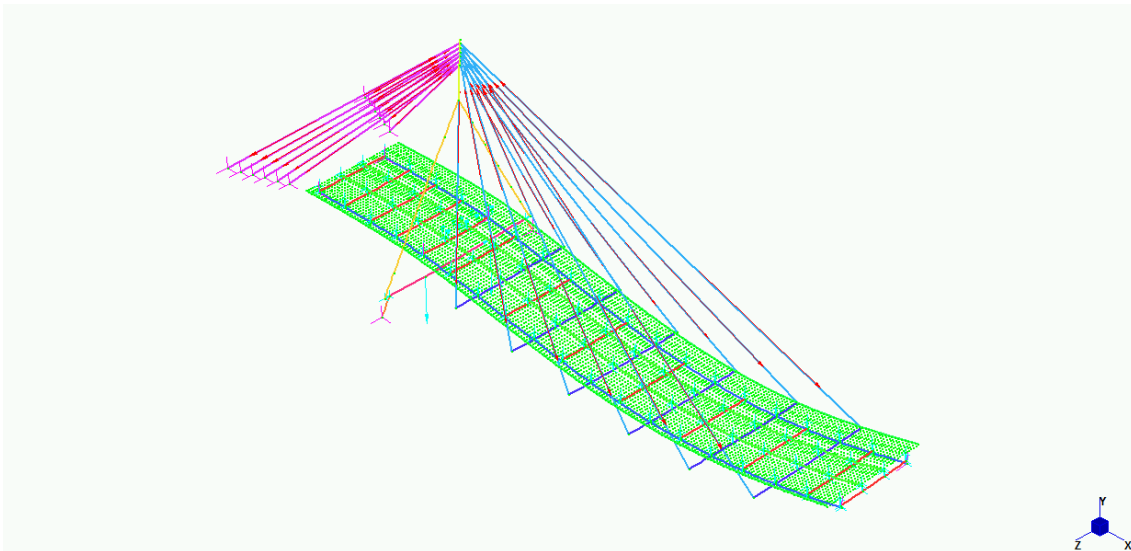


Figura 6.39 – configurazione deformata con massimo carico sul pulvino

Le seguenti Figure 6.40 e 6.41 riportano le rappresentazioni grafiche di sforzo normale e momento flettente agenti longitudinalmente lungo l'impalcato. In soletta gli andamenti riscontrati sono simili al caso precedente, che vedeva tuttavia valori superiori di sforzo. Per l'impalcato la presente condizione di carico non rappresenta infatti la situazione più gravosa e può essere pertanto trascurata nelle specifiche verifiche di resistenza.

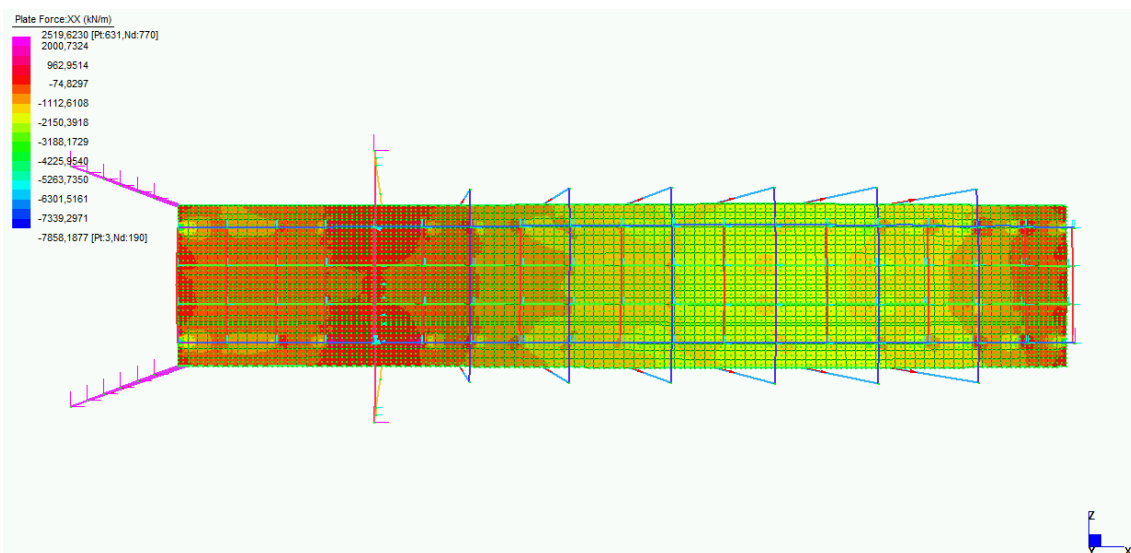


Figura 6.40 – sforzo normale in soletta con massimo carico sul pulvino



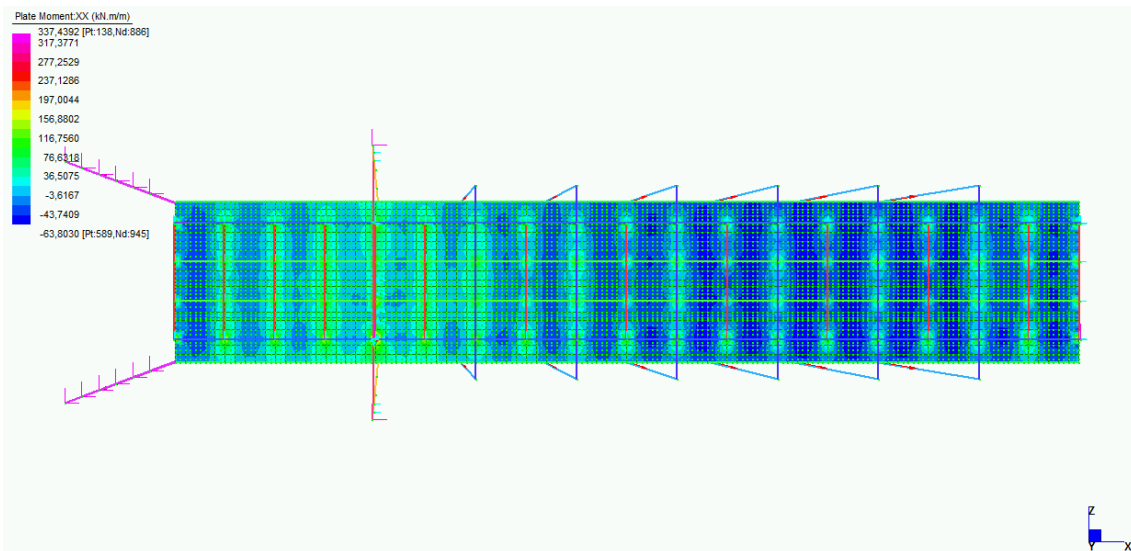


Figura 6.41 – momento flettente in soletta con massimo carico sul pulvino

Nelle seguenti figure sono riassunti gli andamenti degli sforzi sollecitanti agenti lungo gli elementi metallici del ponte. Segue una sintesi delle grandezze significative tratte in output per la condizione di sforzo in esame. Dai valori riscontrati si evince, come del resto ipotizzato, che a meno del pulvino d'antenna questa configurazione risulta meno gravosa della precedente sia per la struttura in sé che per il sistema di fondazione.

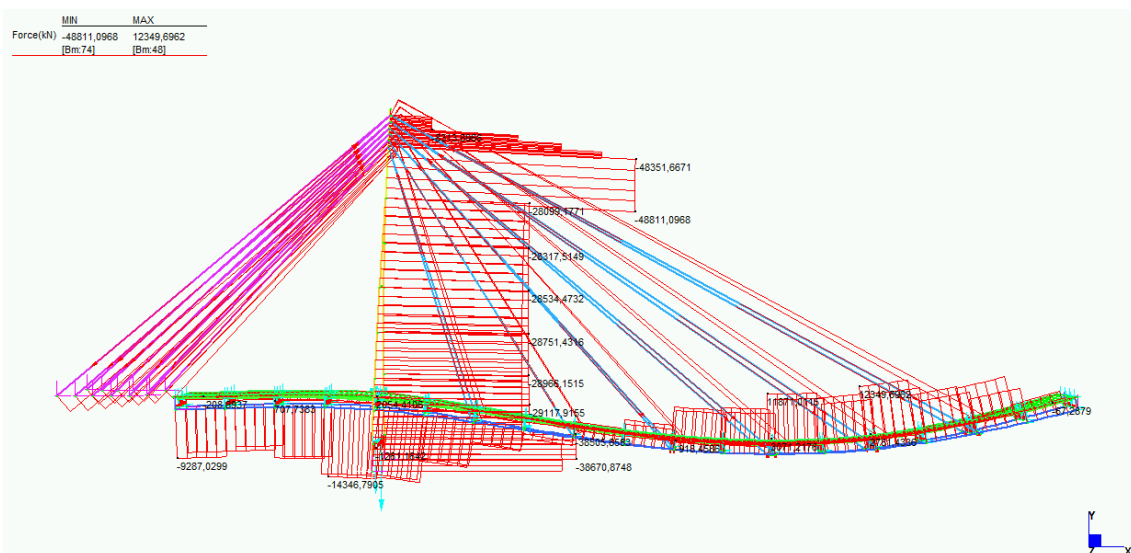


Figura 6.42 – sforzo normale da modello definitivo  $A_1$  con massimo carico sul pulvino

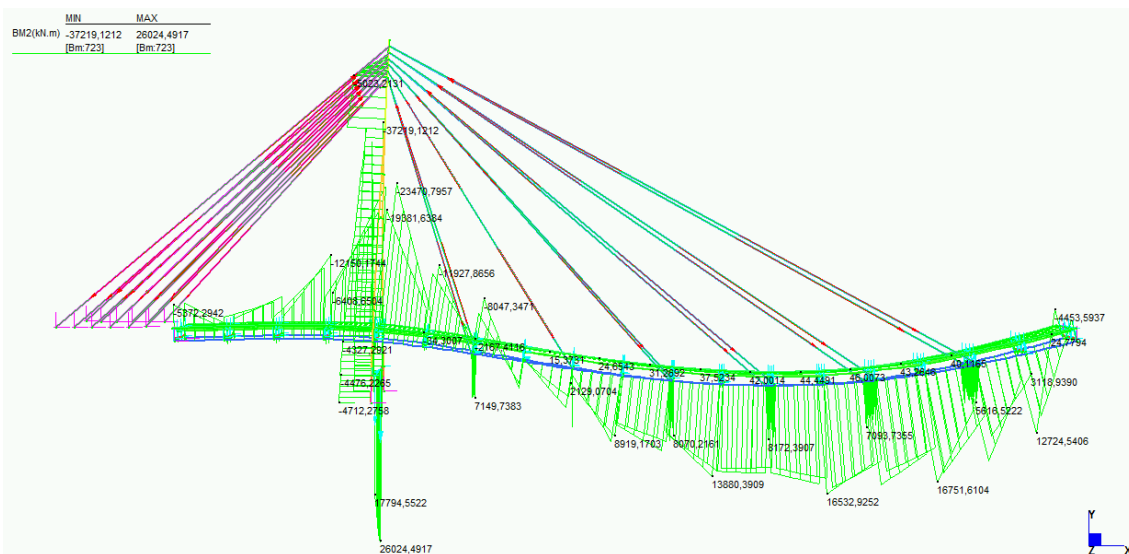


Figura 6.43 – mom. flettente da modello definitivo  $A_1$  con massimo carico sul pulvino

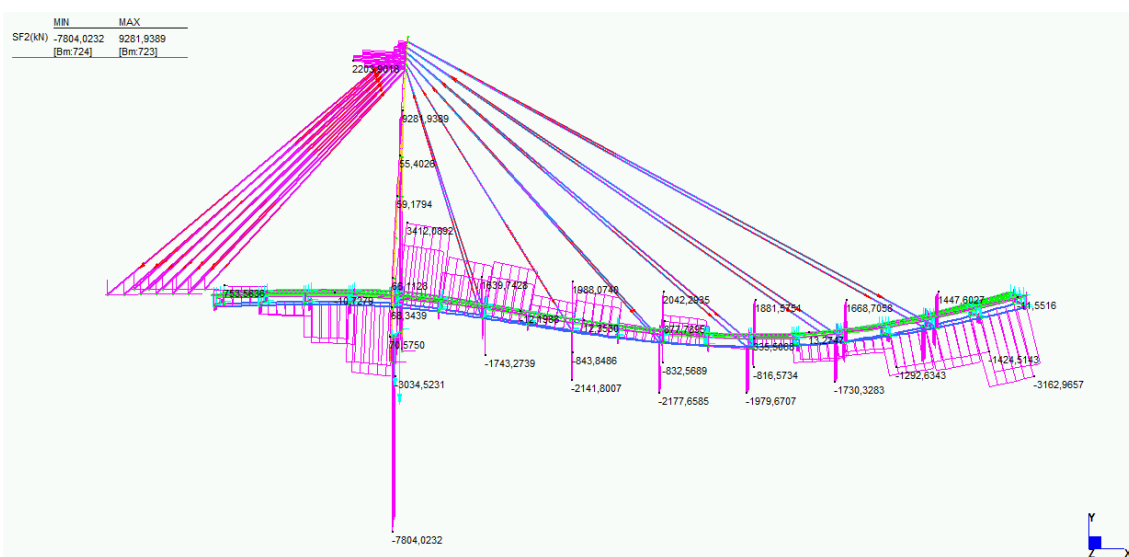


Figura 6.44 – sforzo di taglio da modello definitivo  $A_1$  con massimo carico sul pulvino

### Impalcato in sezione significativa d'appoggio intermedio sul pulvino

– Sforzo normale

- $N_{trave} = -14347 \text{ kN}$  di compressione su trave principale;
- $n_{soletta} = 335 \text{ kN/m}$  di trazione in soletta.

- Momento flettente negativo
  - $M_{max}^- = -23471 \text{ kNm}$  su trave principale;
  - $m_{soletta}^- = -112 \text{ kNm/m}$  in soletta,

Complessivamente, considerando il contributo degli sforzi in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^- + m_{soletta}^- \cdot b_{eff} + n_{soletta} \cdot b_{eff} \cdot d = -23471 \text{ kNm} - 112 \text{ kNm} \cdot 4,7 \text{ m} - 1575 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m} = -26281 \text{ kNm}.$$

- Sforzo di taglio pari a  $T = 3412 \text{ kN}$ .

### **Impalcato in sezione significativa di campata principale**

- Sforzo normale
  - $N_{trave} = 12350 \text{ kN}$  di trazione sulla trave principale;
  - $n_{soletta} = -1750 \text{ kN/m}$  di compressione in soletta.

Complessivamente:

$$N_{tot} = N_{trave} + n_{soletta} \cdot b_{eff} = 12350 \text{ kN} - 1750 \text{ kN/m} \cdot 4,95 \text{ m} = 4213 \text{ kN}.$$

- Momento flettente positivo
  - $M_{max}^+ = 16533 \text{ kNm}$  su trave principale;
  - $m_{soletta}^+ = 60 \text{ kNm/m}$  in soletta;

Complessivamente, considerando anche il momento flettente e il contributo della coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^+ + m_{soletta}^+ \cdot b_{eff} + n_{soletta} \cdot b_{eff} \cdot d = 16533 \text{ kNm} + 60 \text{ kNm} \cdot 4,7 \text{ m} + 8225 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m} = 28741 \text{ kNm}.$$

- Sforzo di taglio all'appoggio sulla spalla di destra  $T = 3163 \text{ kN}$ .

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla zavorrata di sinistra**

Lo sforzo normale massimo di compressione trasmesso dall'impalcato in corrispondenza dalle piastre di testata delle travi principali al vincolo d'appoggio sulla spalla zavorrata è

$R_{x,max} = 13066 \text{ kN}$ . Chiamando rispettivamente A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A  $R_{A,x} = 12871 \text{ kN}$ ,  $R_{A,y} = 1186 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = -393 \text{ kN}$  ;
- Appoggio B di monte  $R_{B,x} = 13066 \text{ kN}$ ,  $R_{B,y} = 1140 \text{ kN}$  .

Gli sforzi di compressione riscontrati in direzione longitudinale sono compatibili con la configurazione di vincoli in progetto. Complessivamente l'impalcato trasmette in spalla:

- Risultante orizzontale  $R_{x,tot} = 25937 \text{ kN}$  ;
- Risultante verticale  $R_{y,tot} = 2326 \text{ kN}$  .

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla di destra**

Chiamando A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A di valle  $R_{A,y} = 3783 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = 302 \text{ kN}$  ;
- Appoggio B di monte  $R_{B,y} = 2779 \text{ kN}$  .

Sia gli sforzi verticali che trasversali riscontrati sono compatibili con la configurazione dei vincoli in progetto. Complessivamente l'azione verticale trasmessa dall'impalcato alla spalla di destra vale  $R_{y,tot} = 6562 \text{ kN}$  .

### **Traversi di sostegno dell'impalcato**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{traverso} = -3071 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente  $M_{max,x} = 8172 \text{ kN m}$  al quarto traverso, a cui è associato un  $M_y = 11979 \text{ kN m}$  sebbene agente in posizione differente lungo di esso;
- $M_{max,y} = 12908 \text{ kN m}$  al sesto traverso;
- Sforzo di taglio pari a  $T_{max,y} = 2178 \text{ kN}$  al terzo traverso,  $T_{max,x} = 2984 \text{ kN}$  riscontrato al sesto traverso;
- Momento torcente massimo  $M_{tor} = 4670 \text{ kN m}$  al sesto traverso.

### **Stralli**

Sugli stralli si registra uno normale massimo di trazione di  $N_{strallo} = 3485 \text{ kN}$  per gli stralli di sostegno e  $N_{max,strallo} = 3905 \text{ kN}$  per gli stralli di ormeggio. Questi nel loro complesso determinano sulla spalla zavorrata l'insorgere delle reazioni risultanti:

- $R_{x, stralli} = -25848 \text{ kN}$
- $R_{y, stralli} = -25638 \text{ kN}$
- $R_{z, stralli} = \pm 5047 \text{ kN}$  analoghi a segno opposto per il gruppo di monte e valle.

Il peso proprio del manufatto di spalla zavorrata  $G_{1, spalla sx} = 48355 \text{ kN}$  è superiore alla risultante delle componenti verticali dei tiri degli stralli verso l'alto. I pali di fondazione, a presidio della struttura in condizioni sismiche, lavorano verticalmente a compressione.

### **Sommità d'antenna**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{sommità} = -48352 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max, z} = 5577 \text{ kN m}$  e  $M_{max, x} = 1562 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max, z} = 171 \text{ kN}$  e  $T_{max, x} = 2204 \text{ kN}$ .

### **Gambe d'antenna**

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente la gamba di valle e di monte si ha:

#### GAMBA A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba, A} = -29270 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max, z} = -4562 \text{ kN m}$  e  $M_{max, x} = -647 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max, z} = 231 \text{ kN}$  e  $T_{max, x} = 66 \text{ kN}$ .

#### GAMBA B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gamba, B} = -28269 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max, z} = -4604 \text{ kN m}$  e  $M_{max, x} = 1099 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max, z} = -321 \text{ kN}$  e  $T_{max, x} = 71 \text{ kN}$ .

### **Pulvino d'antenna**

Si riportano le azioni sollecitanti massime riscontrate per il pulvino d'antenna, per cui si è appositamente ricreato il modello. Gli sforzi riscontrati sono i massimi a cui l'elemento può essere sollecitato nelle combinazioni di progetto e saranno pertanto dimensionanti.

- Sforzo normale di compressione  $N_{pulsino} = -2172 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max,x} = -37219 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max,y} = 9282 \text{ kN}$ .

### **Piedi d'antenna**

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente il piede di valle e di monte si ha:

#### PIEDE A

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,A} = -38671 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 4652 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 24354 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = 2676 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 65 \text{ kN}$ .

#### PIEDE B

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piede,B} = -35938 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti massimi  $M_{max,z} = 4712 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 22650 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio massimi  $T_{max,z} = -2892 \text{ kN}$  e  $T_{max,x} = 41 \text{ kN}$ .

Gli sforzi trasmessi in fondazione risultano di entità inferiore rispetto alle precedenti combinazioni e pertanto ne si omette la trattazione specifica. Nel complesso:

- $R_{y,tot} = R_{y,A} + R_{y,B} = 35537 \text{ kN} + 33213 \text{ kN} = 68750 \text{ kN}$  ;
- $R_{A,z} = 15483 \text{ kN}$  e  $R_{B,z} = 14029 \text{ kN}$  in senso orizzontale di taglio.

Conclusa l'analisi degli sforzi agenti sulla struttura agli SLU nella combinazione  $A_1$  si è potuto osservare una certa omogenizzazione del comportamento per effetto del sostegno uniformemente impartito all'impalcato dagli stralli a passo regolare. Si è notevolmente ridotta la suscettibilità della struttura alle specifiche condizioni di sforzo accidentale che di volta in volta si possono presentare.

### 6.5.5. **COMBINAZIONE $A_2$ – CARICO SU INTERO IMPALCATO**

Alla luce dei risultati riscontrati dall'analisi sui modelli riferiti alla combinazione  $A_1$  di carichi si esegue l'analisi  $A_2$  direttamente nei confronti delle condizioni più gravose in termini di sforzi trasmessi in fondazione, così da individuarne le condizioni più onerose per le verifiche strutturali e geotecniche. Si prenderà pertanto in considerazione il caso di impalcato interamente caricato con massima eccentricità trasversale e carico tandem posto in mezzeria alla campata principale sospesa. Gli output mostrano andamenti delle grandezze in gioco simili a quelli riscontrati nell'analisi  $A_1$  per cui si ritiene di ometterne la rappresentazione grafica e si riportano direttamente i principali risultati ottenuti.

Per effetto del minore sforzo impartito sulla struttura si ha una riduzione del campo di soletta fessurata, che in questo caso interessa circa metà della campata di sinistra e una zona sulla campata principale di destra fino al secondo traverso, in corrispondenza della prima coppia di stralli di sostegno. Gli sforzi interni registrati in soletta nel modello non fessurato sono:

- A centro campata principale  $n_{sol.com.} = -1400 \text{ kN/m}$  e  $m_{soletta}^+ = 50 \text{ kN m/m}$  ;
- All'appoggio sul pulvino  $n_{soletta, traz.} = 410 \text{ kN/m}$  e  $m_{soletta}^- = -18 \text{ kN m/m}$ .

Si riassumono in seguito le reazioni vincolari riscontrate ai vincoli esterni della struttura per la valutazione degli sforzi trasmessi in fondazione, uguali e contrari.

#### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla zavorrata di sinistra**

In corrispondenza delle piastre di testata sulle travi principali dell'impalcato al vincolo d'appoggio sulla spalla zavorrata si registra un sforzo normale di compressione massimo  $R_{x, mx} = 12256 \text{ kN}$ . Chiamando rispettivamente A e B gli appoggi della trave di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A  $R_{A,x} = 12256 \text{ kN}$ ,  $R_{A,y} = 1388 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = -94 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,x} = 11840 \text{ kN}$ ,  $R_{B,y} = 1203 \text{ kN}$ .

Complessivamente in senso orizzontale l'impalcato trasmette alla spalla uno sforzo di

$R_{x,tot} = 24096 \text{ kN}$ , mentre in senso verticale  $R_{y,tot} = 2591 \text{ kN}$ . Risultando questi inferiori rispetto ai corrispettivi valori ottenuti in combinazione  $A_1$ , a maggior ragione sono perfettamente compatibili con i dispositivi di vincolo di progetto, dettagliatamente illustrati all'interno del Capitolo 9.

Gli stralli d'ormeggio nel loro complesso determinano sulla spalla zavorrata l'insorgere delle seguenti azioni risultanti:

- $R_{x, stralli} = -24191 \text{ kN}$
- $R_{y, stralli} = -23997 \text{ kN}$
- $R_{z, stralli} = \pm 4730 \text{ kN}$  analoghi a segno opposto per il gruppo di monte e valle.

Come già osservato proprio del manufatto di spalla zavorrata è  $G_{1,spalla sx} = 48355 \text{ kN}$  quindi superiore alla risultante delle componenti verticali dei tiri degli stralli verso l'alto. I pali di fondazione, a presidio della struttura in caso di sisma, lavorano verticalmente a compressione.

### **Vincolo d'appoggio dell'impalcato con la spalla di destra**

Chiamando rispettivamente A e B gli appoggi della trave principale di valle e di monte si riscontrano:

- Appoggio A di valle  $R_{A,y} = 2895 \text{ kN}$ ,  $R_{A,z} = 286 \text{ kN}$
- Appoggio B di monte  $R_{B,y} = 1437 \text{ kN}$ .

Complessivamente in direzione verticale  $R_{y,tot} = 4332 \text{ kN}$ . Anche in questo caso è rispettata la compatibilità con i dispositivi di vincolo impiegati.

### **Piedi d'antenna**

Chiamando con le sigle A e B rispettivamente il piede di valle e di monte si ha:

#### **PIEDE A**

- Sforzo normale di compressione trasmesso  $N_{piede,A} = -30300 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti trasmessi  $M_{z,A} = 1375 \text{ kN m}$  e  $M_{x,A} = -12432 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio trasmessi  $T_{z,A} = 3647 \text{ kN}$  e  $T_{x,A} = -28 \text{ kN}$ .



## PIEDE B

- Sforzo normale di compressione trasmesso  $N_{piede,B} = -27974 \text{ kN}$  ;
- Momenti flettenti trasmessi  $M_{z,B} = 1448 \text{ kN m}$  e  $M_{x,B} = 11061 \text{ kN m}$  ;
- Sforzi di taglio trasmessi  $T_{z,B} = -3648 \text{ kN}$  e  $T_{x,B} = -22 \text{ kN}$  .

Complessivamente agli incastri di base l'antenna trasferisce in fondazione una risultante verticale  $R_{y,tot} = R_{y,A} + R_{y,B} = 28589 \text{ kN} + 26498 \text{ kN} = 55087 \text{ kN}$  , a cui va sommato il contributo legato al peso proprio del basamento di fondazione, fattorizzato con un  $\gamma_{G2}$  unitario, come da prescrizioni normative per la combinazione  $A_2$ :

$$R_{y,TOT} = 55087 \text{ kN} + 27882 \text{ kN} = 82969 \text{ kN}$$

Questa agirà sul gruppo dei 16 pali di fondazione di diametro 150 cm e lunghezza 35 m, prendendo in considerazione capacità ridotte per il terreno di fondazione. In virtù del loro basamento rigido di collegamento i pali in questione lavoreranno in compressione ripartendosi equamente lo sforzo verticale, a meno dell'effetto della lieve eccentricità legata al momento flettente trasmesso dall'antenna all'incastro:

$$M_{z,tot} = M_{z,A} + M_{z,B} = 1375 \text{ kNm} + 1448 \text{ kNm} = 2823 \text{ kNm}$$

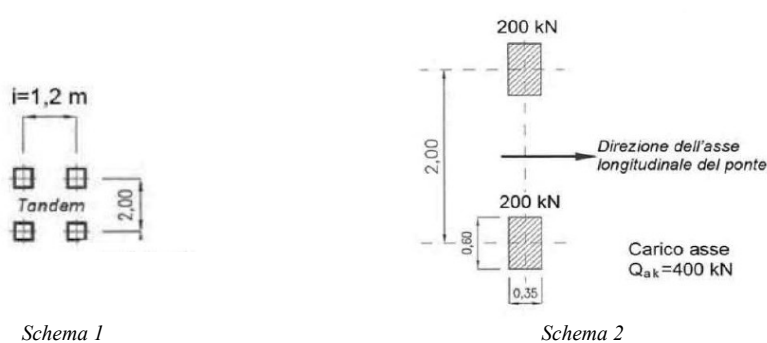
Le componenti orizzontali di sforzo ed i momenti flettenti attorno  $x$ , d'entità superiore, si equilibrano elidendosi scambievolmente all'interno del basamento di fondazione, in cui si chiude il triangolo delle forze. Per effetto di questo vi agisce uno sforzo di trazione di 9681 kN, mentre l'aliquota “parassita” agente come sforzo di taglio sul complesso dei pali vale 1019 kN. Tale sforzo, ripartito sui 16 pali presenti, risulta a tutti gli effetti trascurabile ai fini del dimensionamento. Il momento reagente  $M_x$  e le componenti di reazione orizzontali d'incastro ai piedi d'antenna, uguali e contrarie agli sforzi trasmessi in fondazione, risultano rispettivamente:

- $R_{z,A} = 10700 \text{ kN}$  ;
- $R_{z,B} = -9681 \text{ kN}$  ;
- $M_{x,A} = -12432 \text{ kNm}$  ;
- $M_{x,B} = 11061 \text{ kNm}$  .

## 6.6. *SLU – ANALISI LOCALE DI SOLETTA*

Si riporta nel presente paragrafo l'analisi del comportamento locale della soletta sotto il massimo carico da tandem nella condizione più gravosa prevista da normativa allo stato limite ultimo. A partire dai valori di sforzo riscontrati verrà progettata l'armatura della soletta, longitudinale e a taglio.

Si procede dall'analisi delle due configurazioni di carichi mobili previste da NTC 2018 al *Par. 5.1.3.3.5* per le verifiche locali, al fine d'individuare la più gravosa. Tali carichi saranno fatti agire in combinazione ai permanenti, sia strutturali che non, oltre che agli accidentali da vento e da affollamento pedonale della porzione d'impalcato protetta dalle barriere di sicurezza e percorribile in caso d'emergenza nell'esodo. Come consuetudine nelle combinazioni significative si tiene conto di tutti e soli i carichi peggiorativi delle condizioni di sforzo, in modo da massimizzarne gli effetti sollecitanti. Questi sono opportunamente fattorizzati con i coefficienti parziali di sicurezza previsti da normativa per gli stati limite ultimi e riportati al Paragrafo 5.5. Al fronte della geometria di soletta, che poggia lateralmente sulle travi metalliche longitudinali dell'impalcato, e solo in via occasionale sui traversi rigidi di sostegno dell'impalcato alla sezione strallata, si ritiene di studiarne localmente il comportamento mediante un modello monodimensionale in senso trasversale. Lo schema statico è quello di trave continua sui quattro appoggi alle travi metalliche, due principali esterne e due di spina centrali.



*Figura 6.45 – configurazioni di carico per le analisi locali*

Analizzando le possibili configurazioni di carichi mobili si prendono in esame:

Lo **schema 1** prevede l'applicazione su una striscia di soletta di competenza d'ampiezza 0,85 m di due carichi concentrati da 150 kN a interasse 1,2 m, agenti a centro corsia.

Lo **schema 2** prevede l'applicazione su una striscia di soletta di competenza d'ampiezza 0,85 m di due carichi concentrati da 200 kN a interasse 2 m, agenti nella posizione più gravosa della sezione di carreggiata.

Per la disposizione delle corsie in carreggiata rispetto agli appoggi rappresentati dalle 4 travi metalliche longitudinali d'impalcato risulta più gravoso lo schema 2, rispetto cui si svolge l'analisi degli sforzi sollecitanti. In particolare sono prese in considerazione le tre disposizioni in sezione del carico tandem che massimizzano, rispettivamente:

- Momento flettente positivo;
- Momento flettente negativo in campo interno;
- Momento flettente negativo e taglio in porzione di soletta a sbalzo.

L'ampiezza del campo di soletta collaborante lungo  $x$  è ottenuta ipotizzando un angolo di diffusione delle pressioni dall'impronta di carico al suo piano medio di  $45^\circ$ , come da disposizioni normative.

$$b_{eff} = b_{impr.} + 2 \cdot s_{pavim.} + s_{soletta} = 0,35 \text{ m} + 2 \cdot 0,1 \text{ m} + 0,31 \approx 0,85 \text{ m}$$

Procedendo analogamente in direzione trasversale  $z$  si ottiene una superficie caricata nel piano medio d'ampiezza 0,85 m x 1,10 m. In senso orizzontale si ipotizza poi un angolo di scarico dello sforzo in soletta di  $45^\circ$  verso l'appoggio distribuito sulla trave più vicina. In questo modo la striscia di soletta collaborante sotto il carico da tandem presenta una larghezza pari a:

$$B_{res} = b_{eff} + 2 \cdot d_{carico-trave} = 0,85 \text{ m} + 2 \cdot d_{carico-trave}$$

in cui si considera cautelativamente la distanza dell'impronta di carico più vicina ad una trave. L'analisi della diffusione dello sforzo sullo sbalzo dell'impalcato è svolta in base alla posizione dell'impronta esterna, che determina lo sforzo sollecitante all'estradosso. La diffusione degli sforzi in soletta comprende anche l'intera ampiezza d'impronta del carico, offrendo comunque una stima cautelativa delle sollecitazioni. Queste sono da ritenersi applicate alla porzione di soletta larga  $B_{res}$  e andranno pertanto confrontate con la corrispondente resistenza sul tratto. Seguono le illustrazioni dei risultati ottenuti agli SLU sotto i carichi permanenti e accidentali sfavorevoli combinati tra loro.

## MODELLO 1 – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

Il primo modello locale considera il carico da tandem agente nella posizione intermedia del campo di soletta più esteso, centrale tra le due travi di spina, con ruota in mezzzeria. La distanza dalla trave più vicina del centro impronta è di 12,5 cm, per cui:

$$B_{res} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot d_{carico-trave} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot (12,5 \text{ cm} + 55 \text{ cm}) = 220 \text{ cm}$$

Nelle seguenti figure vengono rappresentati deformata, gli andamenti degli sforzi interni e le reazioni vincolari riscontrate agli appoggi sulle travi d'impalcato. Quest'ultime sono da intendersi riferite ad un tratto di 2,20 m. La freccia massima riscontrata al centro del campo di soletta è inferiore ai 2 mm.

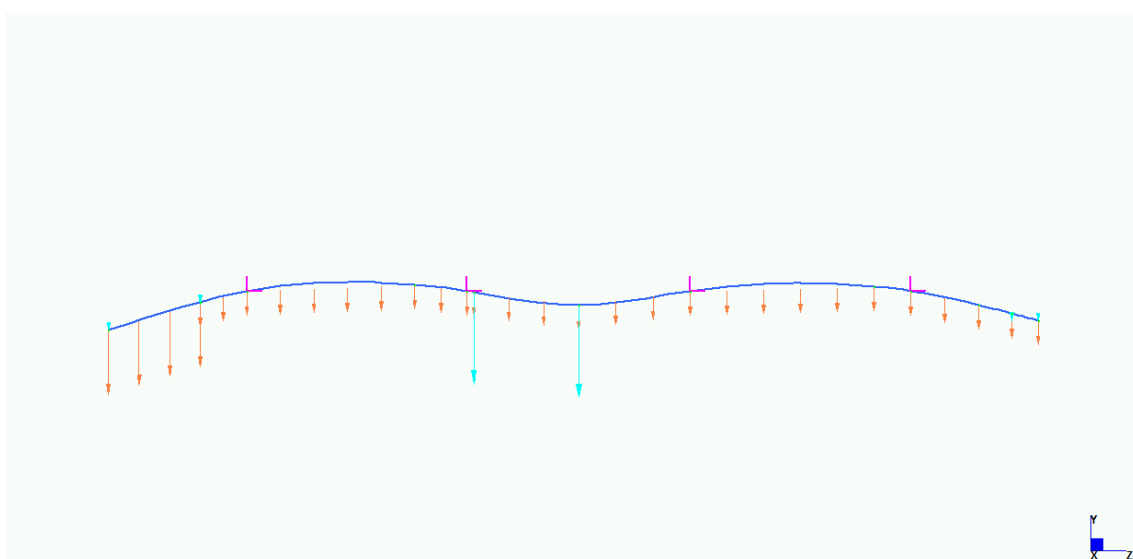


Figura 6.46 – deformata, Modello 1 locale

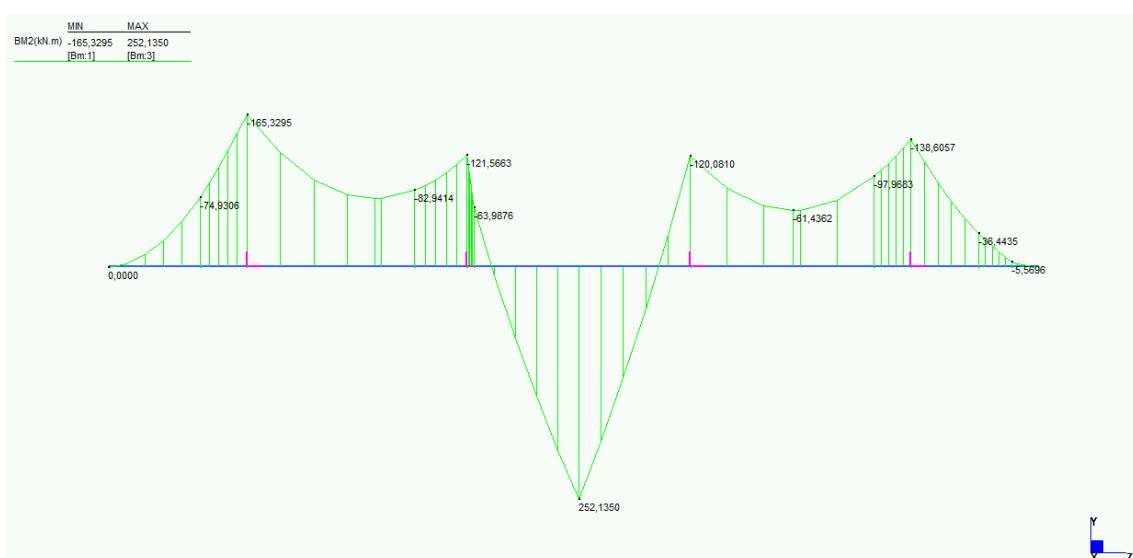


Figura 6.47 – momento flettente, Modello 1 locale

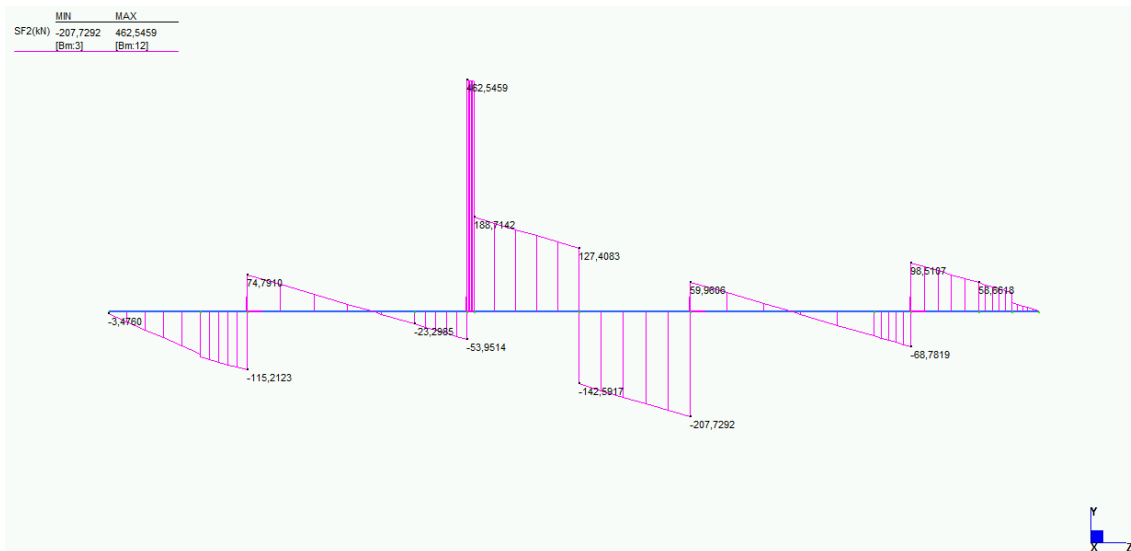


Figura 6.48 – sforzo di taglio, Modello 1 locale

Si riscontrano i massimi valori sollecitanti, riportati alla larghezza di riferimento di 1 m:

- Momento flettente positivo  $M_{max,u}^+ = M_{max}^+ / B_{res} = 252 \text{ kNm} / 2,2 \text{ m} = 115 \text{ kN}$
- Momento flettente negativo  $M_{max,u}^- = M_{max}^- / B_{res} = 165 \text{ kNm} / 4,2 \text{ m} = 75 \text{ kN}$
- Taglio  $T_{max,unit.} = T_{max} / B_{res} = 463 \text{ kN} / 2,2 \text{ m} = 210 \text{ kN/m}$

In Figura 6.49 sono riportate le reazioni vincolate scaricate sulle travi metalliche, con i valori che sono riferiti ad una striscia di soletta di 2,20 m.

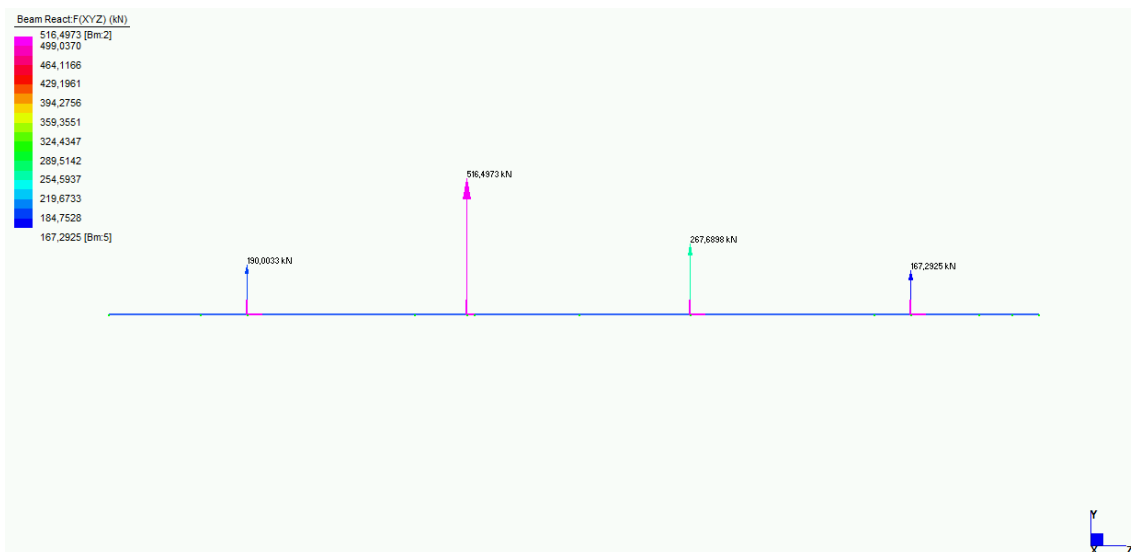


Figura 6.49 – reazioni vincolari alle travi metalliche, Modello 1 locale

## MODELLO 2 – MASSIMO MOMENTO NEGATIVO IN CAMPO CENTRALE

Il secondo modello locale considera il carico da tandem agente a cavallo dell'appoggio di soletta ad una trave di spina intermedia. La sua distanza dal centro dell'impronta è di 100 cm, per cui:

$$B_{res} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot d_{carico-trave} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot (100 \text{ cm} + 55 \text{ cm}) = 395 \text{ cm}$$

Le seguenti figure riportano deformata, andamenti di sforzi interni e reazioni vincolari riscontrate agli appoggi sulle travi d'impalcato. Quest'ultime sono da intendersi riferite ad un tratto di 3,95 m. La freccia massima riscontrata è di 3 mm sullo sbalzo e di 1 mm sui campi centrali.

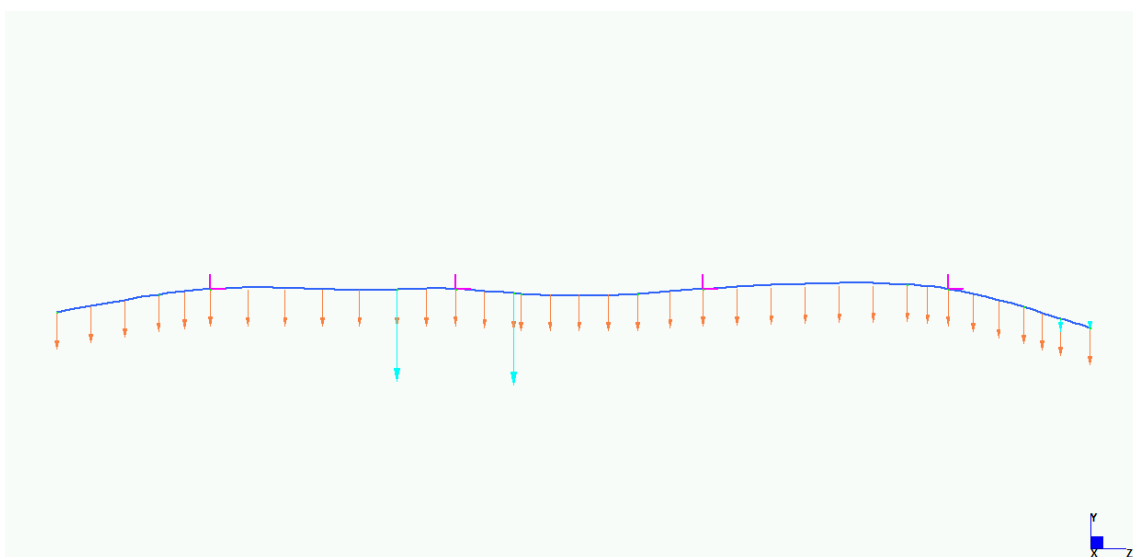


Figura 6.50 – deformata, Modello locale 2

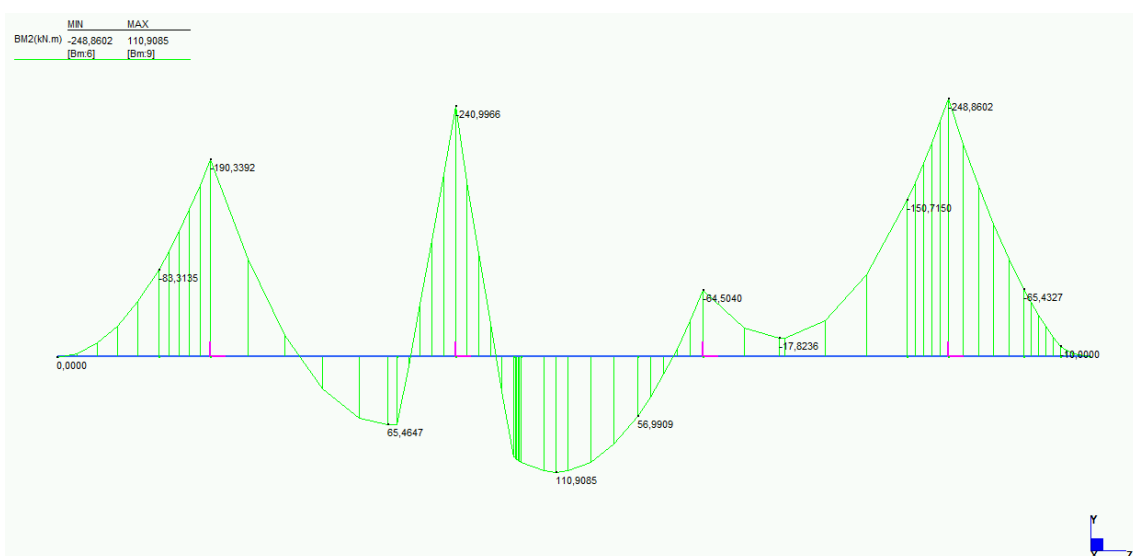


Figura 6.51 – momento flettente, Modello locale 2

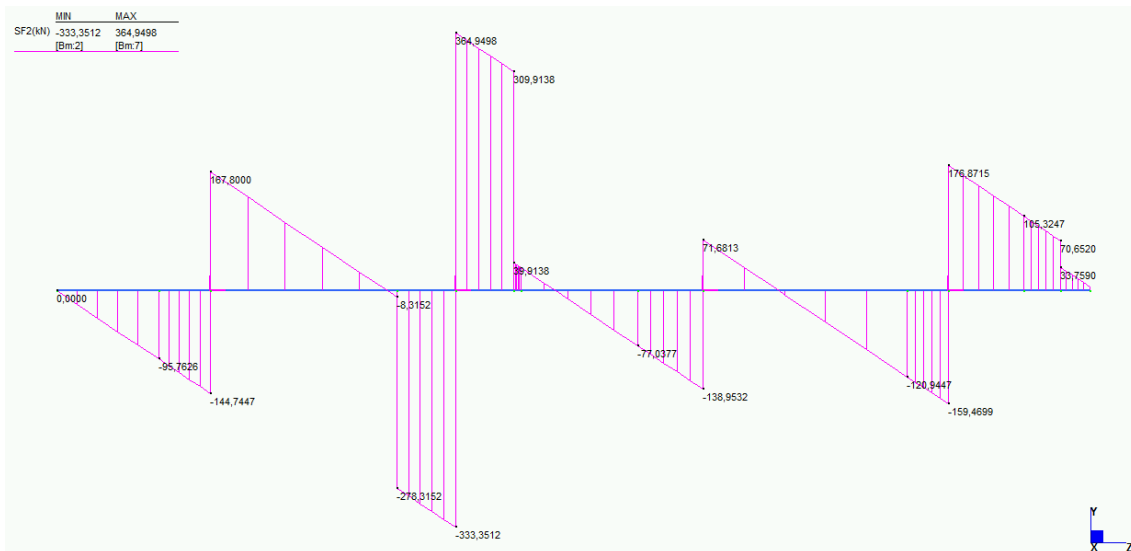


Figura 6.52 – sforzo di taglio, Modello locale 2

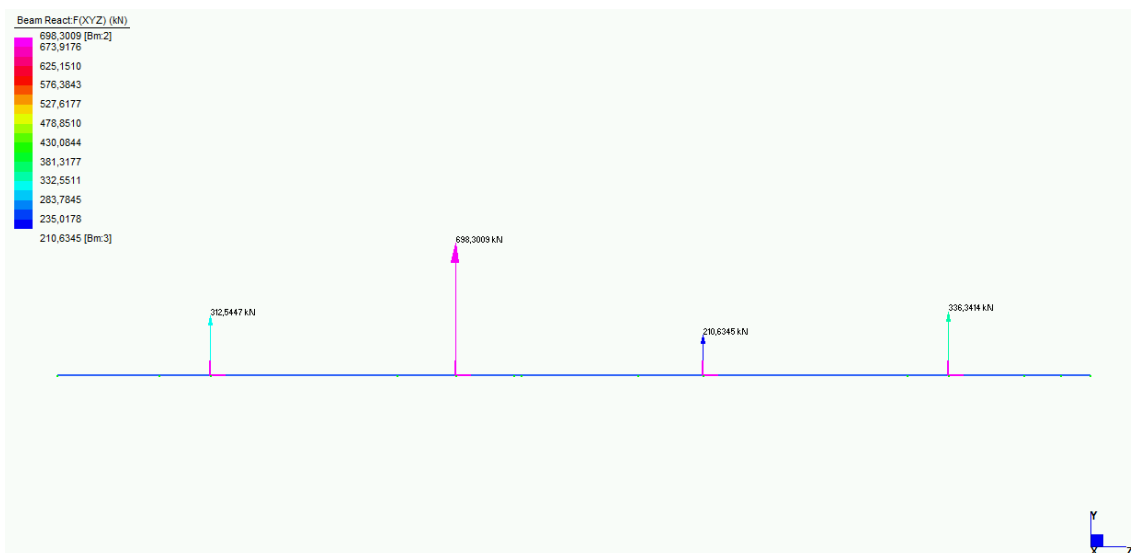


Figura 5.53 – reazioni vincolari alle travi metalliche, Modello locale 2

Si riscontrano i massimi valori sollecitanti, riportati alla larghezza di riferimento di 1 m:

- Momento flettente positivo  $M_{max,u}^+ = M_{max}^+ / B_{res} = 111 \text{ kNm} / 3,95 \text{ m} = 28 \text{ kN}$
- Momento flettente negativo  $M_{max,u}^- = M_{max}^- / B_{res} = 249 \text{ kNm} / 3,95 \text{ m} = 63 \text{ kN}$
- Taglio  $T_{max,unit.} = T_{max} / B_{res} = 385 \text{ kN} / 3,95 \text{ m} = 97 \text{ kN/m}$

### MODELLO 3 – SFORZI MASSIMI PER PORZIONE DI SOLETTA A SBALZO

Il terzo modello locale considera il carico da tandem agente con la massima eccentricità possibile sullo sbalzo di soletta. La distanza della trave principale dal centro d'impronta caricata sullo sbalzo è di 130 cm, per cui:

$$B_{res} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot d_{carico-trave} = 85 \text{ cm} + 2 \cdot (130 \text{ cm} + 55 \text{ cm}) = 455 \text{ cm}$$

Le seguenti figure riportano deformata, andamenti di sforzi interni e reazioni vincolari riscontrate agli appoggi sulle travi d'impalcato. Quest'ultime sono da intendersi riferite ad un tratto di 4,55 m. La massima freccia riscontrata è di 6 mm.

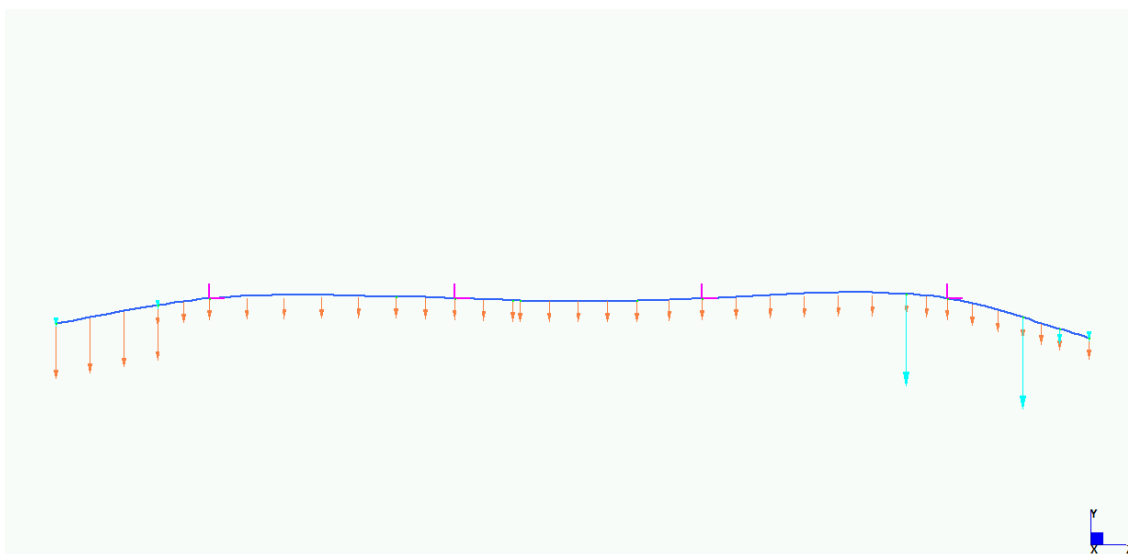


Figura 6.54 – deformata, Modello 3 locale

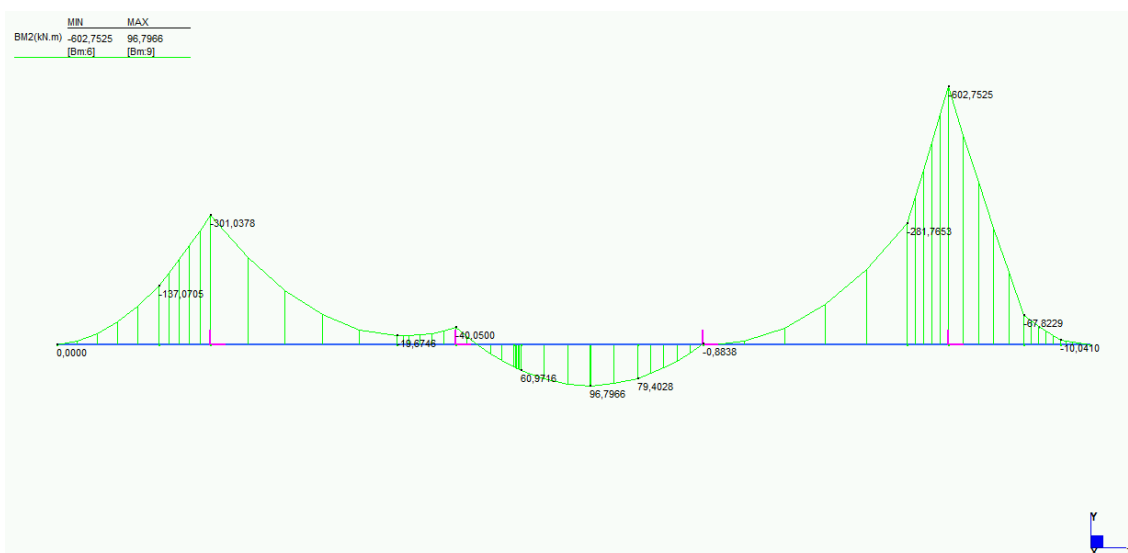


Figura 6.55 – momento flettente, Modello 4 locale



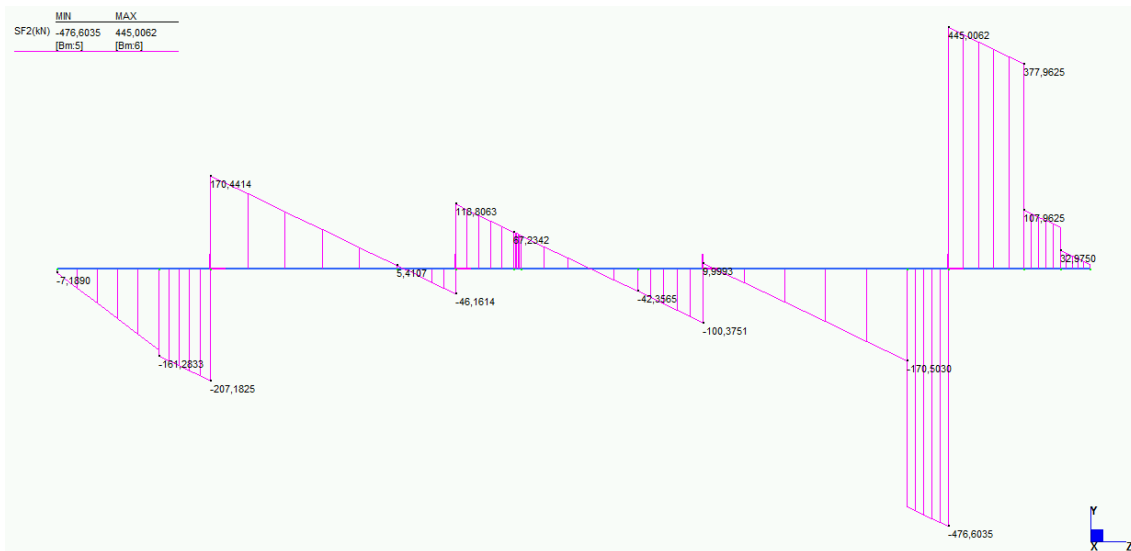


Figura 6.56 – sforzo di taglio, Modello 3 locale

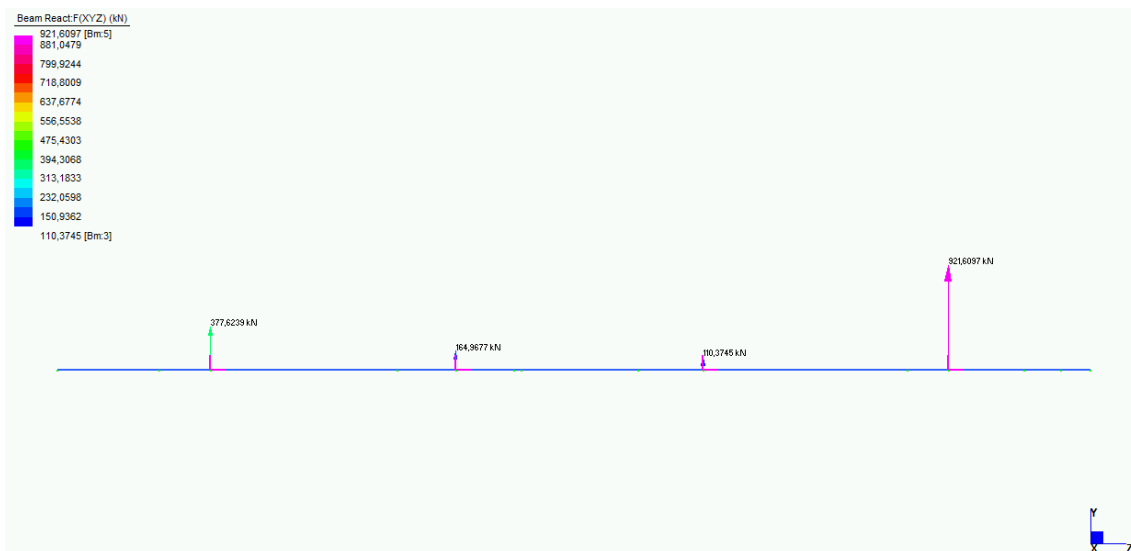


Figura 6.57 – reazioni vincolari alle travi metalliche, Modello 3 locale

Si riscontrano i massimi valori sollecitanti, riportati alla larghezza di riferimento di 1 m:

- Momento flettente positivo  $M_{max,u}^+ = M_{max}^+ / B_{res} = 97 \text{ kNm} / 4,55 \text{ m} = 21 \text{ kN}$
- Momento negativo  $M_{max,u}^- = M_{max}^+ / B_{res} = 603 \text{ kNm} / 4,55 \text{ m} = 132 \text{ kN}$
- Taglio  $T_{max,unit.} = T_{max} / B_{res} = 477 \text{ kN} / 3,35 \text{ m} = 105 \text{ kN/m}$

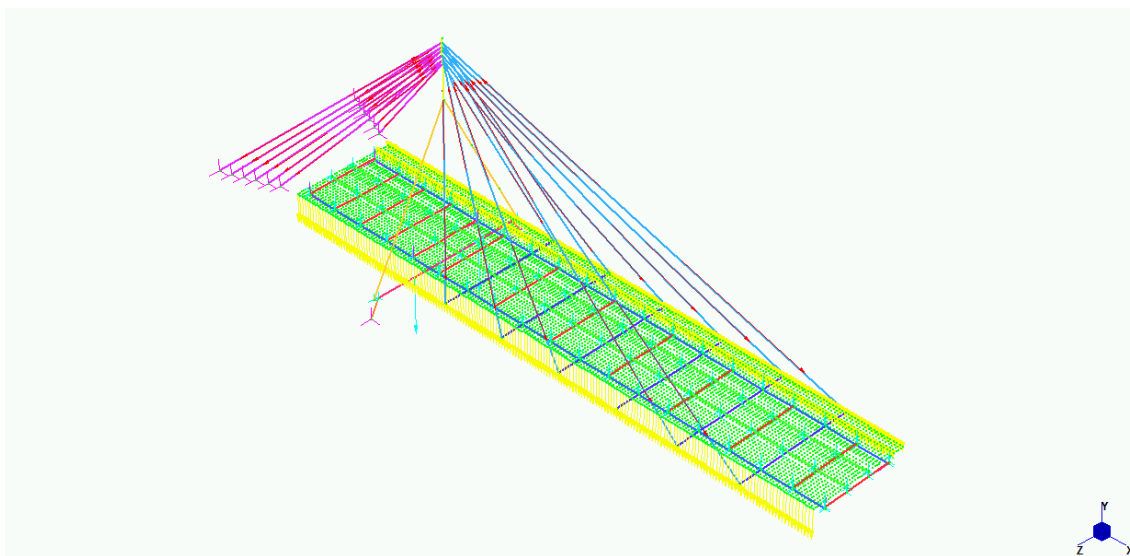
Sulla base dei risultati osservati la soletta d'impalcato verrà armata a taglio e a momento in direzione trasversale z secondo i seguenti sforzi massimi riscontrati, che riportati ad

una larghezza di competenza di 1 m risultano:

- $M_{max}^+ = 115 \text{ kNm/m}$
- $M_{max}^- = -132 \text{ kNm/m}$
- $T_{max} = 210 \text{ kN/m}$

## 6.7. *SLU – ANALISI DI ROBUSTEZZA*

Prendendo in considerazione, secondo indicazioni normative, la combinazione di carichi quasi permanente, si esegue l'analisi di robustezza della struttura nel caso in cui venga a mancare il contributo di sostegno dell'impalcato da parte del quarto strallo sulla campata principale. Volendo considerare la condizione in assoluto più gravosa si è infatti ritenuto di rimuovere lo strallo centrale di campata più vicino alla sezione significativa, in cui si sviluppa il massimo momento flettente positivo. Si ottiene la configurazione riportata in *Figura 6.58*.



*Figura 6.58*

La massima freccia, riscontrata in corrispondenza della sezione d'impalcato indebolita, è di 5,9 cm e quindi perfettamente compatibile non solo con la salvaguardia della struttura dal collasso, ma anche alle procedure di ripristino da applicare per restituire il ponte alla sua piena funzionalità. In *Figura 6.59* si riporta la deformata in condizioni eccezionali.

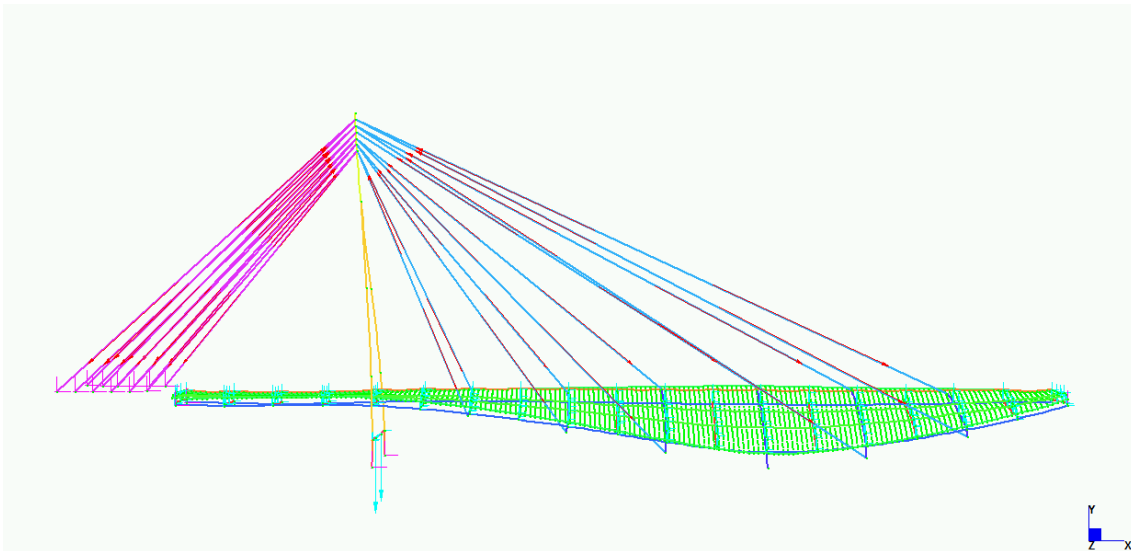


Figura 6.59

Nella combinazione quasi permanente anche venendo meno uno strallo di sostegno gli sforzi interni generati dai carichi permanenti non risultano elevati, e mantengono gli elementi strutturali ben lontani dalla crisi per capacità resistenti ed instabilità. Come si evince dagli andamenti degli sforzi interni riportati nelle *Figure 6.60, 6.61, 6.62 e 6.63* i valori delle azioni sollecitanti sono considerevolmente inferiori rispetto ai rispettivi dati osservati nell'analisi agli stati limite ultimi.

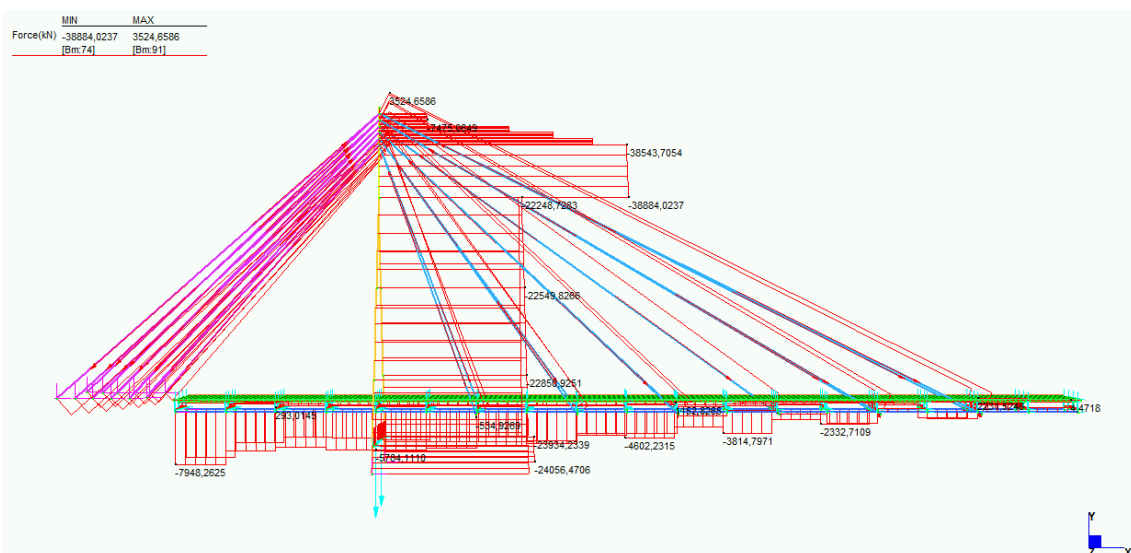


Figura 6.60 – sforzo normale sugli elementi metallici

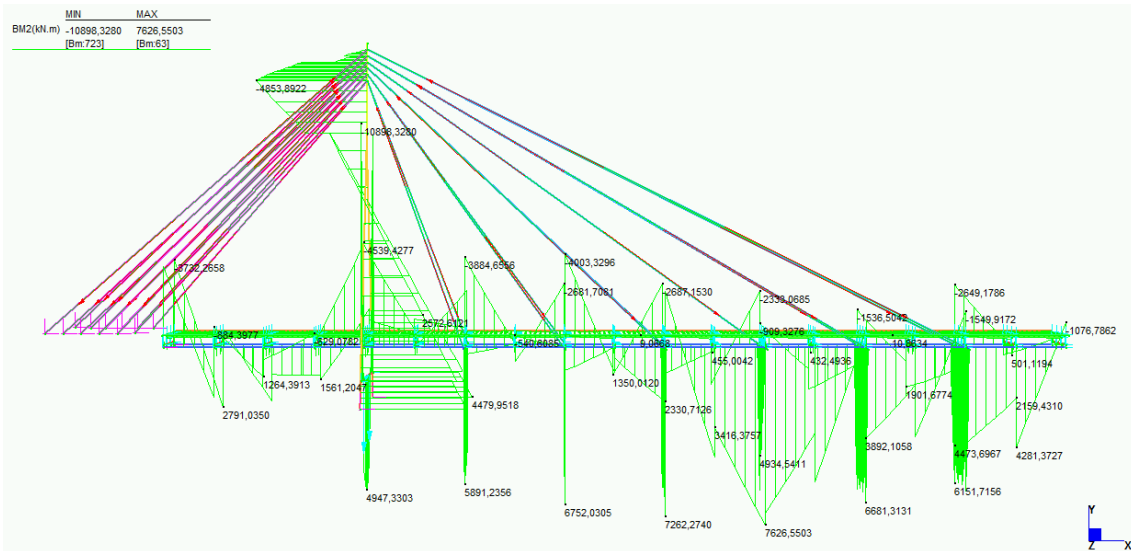


Figura 6.61 – momento flettente sugli elementi metallici

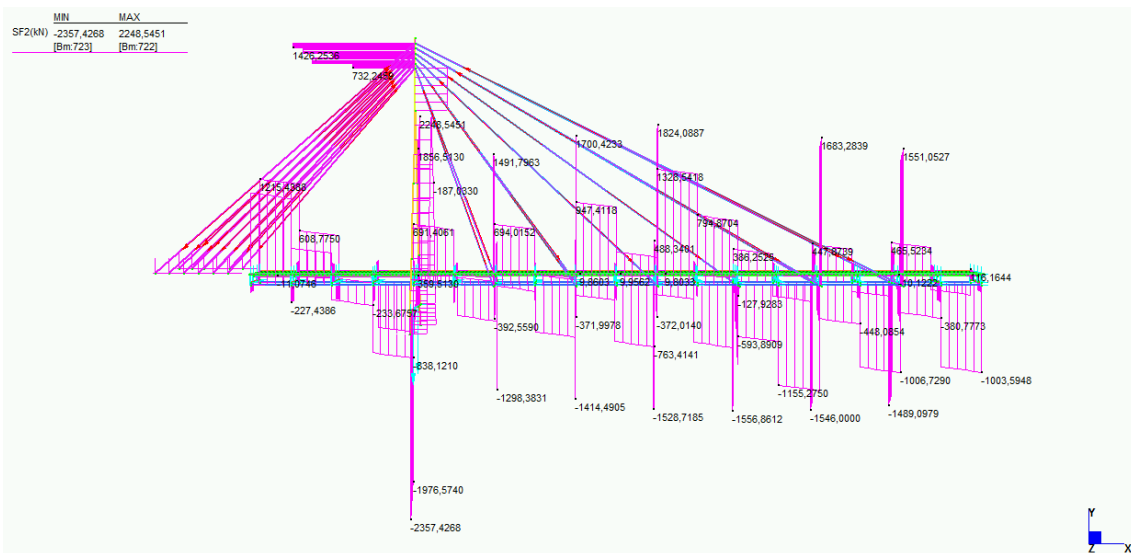


Figura 6.62 – sforzo di taglio lungo y sugli elementi metallici

Tutti gli elementi metallici lavorano in campo elastico senza evidenziare alcun picco di sforzo legato alla venuta meno dell'elemento di sostegno. Un ponte strallato di simili caratteristiche presenta dunque un elevato livello di robustezza strutturale, con gli ordini di stralli adiacenti ad intervenire prendendo su di sé un'aliquota della componente di sostegno verticale andata persa.

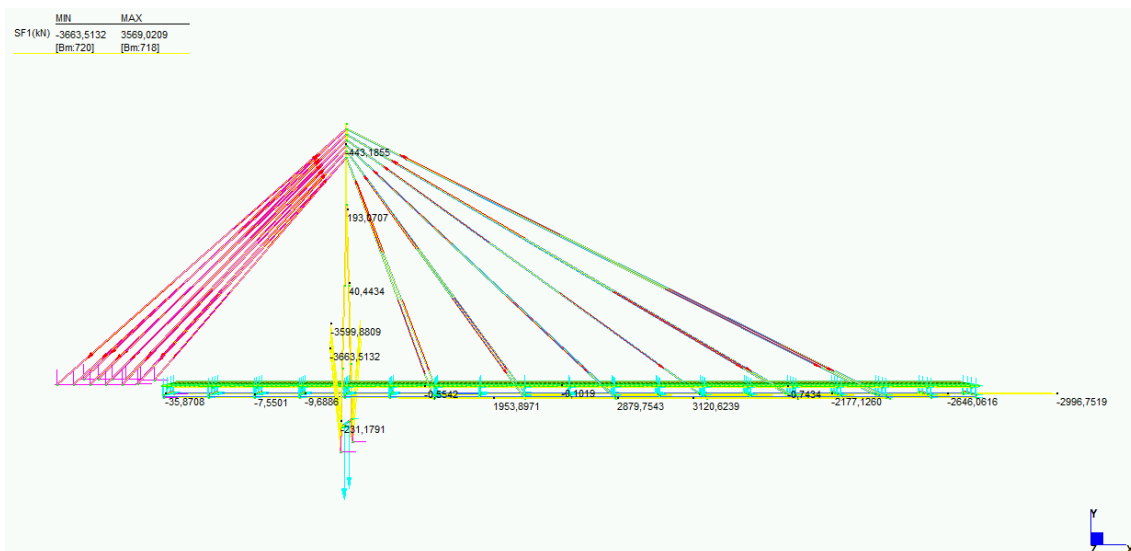


Figura 6.63 – sforzo di taglio lungo x sugli elementi metallici

Non si registra completa fessurazione della soletta in c.a. per inversione del diagramma di sforzi all'appoggio intermedio, al pari di quanto visto nel modello standard nella combinazione quasi permanente di sforzi. Infatti il contributo di compressione offerto dalla componente orizzontale dei tiri degli stralli sull'impalcato compensa la tensione di trazione sviluppata per effetto del momento negativo, di valore limitato. Solo nel campo ristretto più sollecitato a ridosso dell'appoggio intermedio si registrano all'estradosso parziali fessurazioni per lo sviluppo di stati tensionali di trazione. Localmente poi, come di consueto, si registrano in corrispondenza dei traversi gli ormai noti stati tensionali di leggera trazione in soletta. Tale fattore, diffuso in generale sull'intero impalcato, è già stato considerato a dovere nella modellazione, riducendo il valore del modulo elastico del calcestruzzo rispetto al valore che vi competerebbe in base alla qualità del materiale impiegato. Sono in seguito riportate le rappresentazioni grafiche degli sforzi agenti in soletta, in termini di sforzo normale e momento flettente per unità di larghezza.

A seguire vengono riassunti i valori degli sforzi sollecitanti desunti dall'analisi FEM per la configurazione di ponte presa in considerazione sotto il sistema di carichi che vi competono da combinazione quasi permanente.

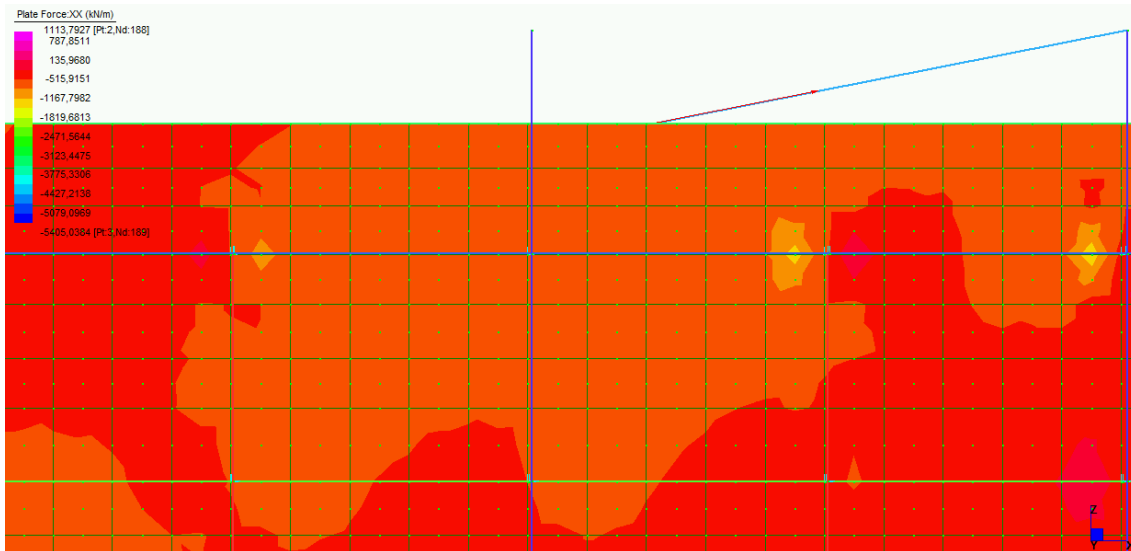


Figura 6.64 – dettaglio dello sforzo normale di compressione in soletta

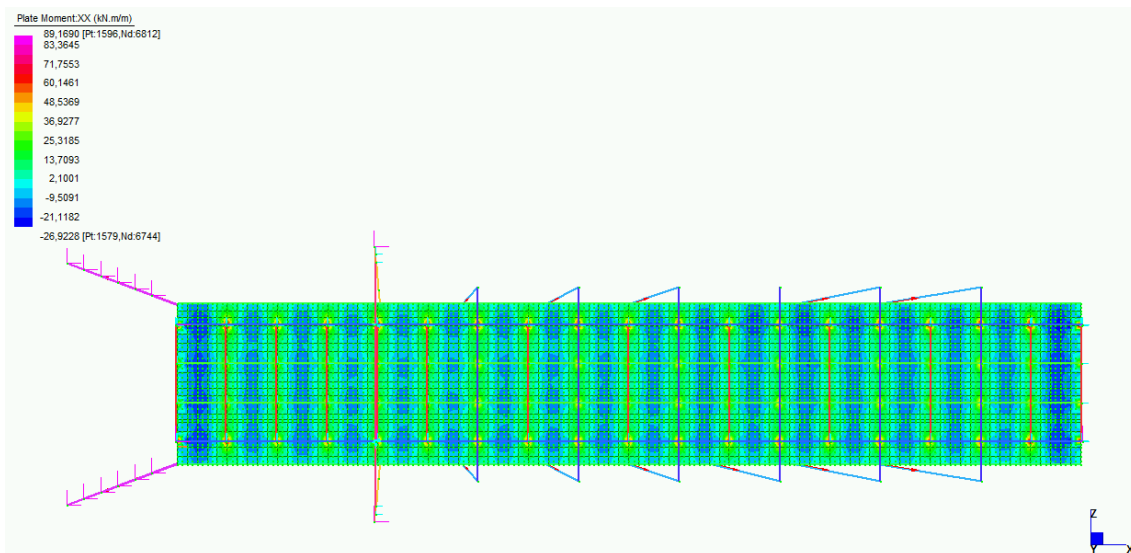


Figura 6.65 – momento flettente nel piano xy in soletta

### Impalcato in sezione significativa d'appoggio intermedio sul pulvino

– Sforzo normale di compressione

- $N_{trave} = 5764 \text{ kN}$  su trave principale;
- $n_{soletta} = 410 \text{ kN/m}$  in soletta.

Complessivamente:

$$N_{tot} = N_{trave} + n_{soletta} \cdot b_{eff} = 5764 \text{ kN} + 410 \text{ kN/m} \cdot 4,70 \text{ m} = 7691 \text{ kN}.$$

- Momento flettente negativo
  - $M_{max}^- = -4540 \text{ kNm}$  su trave principale;
  - $m_{soletta}^- = -28 \text{ kNm/m}$  in soletta,

Complessivamente, trascurando in via cautelativa la coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^- + m_{soletta}^- \cdot b_{eff} = -4540 \text{ kNm} - 28 \text{ kNm} \cdot 4,70 \text{ m} = -4672 \text{ kNm}.$$

- Sforzo di taglio pari a  $T = 838 \text{ kN}$ .

### **Impalcato in sezione significativa di campata principale**

- Sforzo normale di compressione
  - $N_{trave} = 3815 \text{ kN}$  su trave principale;
  - $n_{soletta} = 666 \text{ kN/m}$  in soletta.

Complessivamente:

$$N_{tot} = N_{trave} + n_{soletta} \cdot b_{eff} = 3815 \text{ kN} + 666 \text{ kN/m} \cdot 4,70 \text{ m} = 6945 \text{ kN}.$$

- Momento flettente positivo
  - $M_{max}^+ = 7627 \text{ kNm}$  su trave principale;
  - $m_{soletta}^+ = 18 \text{ kNm/m}$  in soletta;

Complessivamente, considerando anche il contributo della coppia generata per effetto dello sforzo normale di compressione in soletta:

$$M_{tot} = M_{max}^+ + m_{soletta}^+ \cdot b_{eff} + N_{soletta} \cdot d = 7627 \text{ kNm} + 18 \text{ kNm} \cdot 4,70 \text{ m} + 3130 \text{ kN} \cdot 1,45 \text{ m}$$

Per un momento flettente positivo massimo agente sulla sezione di soletta pari a

$$M_{tot} = 12250 \text{ kNm}.$$

- Sforzo di taglio pari a  $T = 1557 \text{ kN}$ .

### **Impalcato al vincolo d'appoggio con la spalla zavorrata**

In corrispondenza di questa posizione si ha in associazione a momento flettente nullo il valore massimo di sforzo normale sulla sezione resistente complessiva d'impalcato, che

è di compressione uguale e contraria alla reazione  $R_{x, valle} = 10830 \text{ kN}$ , di cui sulla trave principale  $N_{trave} = 7948 \text{ kN}$ . Lo sforzo di taglio è  $T = 1215 \text{ kN}$ .

### **Traversi di sostegno dell'impalcato**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{traverso} = 2434 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente  $M_{max, x} = 7262 \text{ kN m}$  e  $M_{max, z} = 9418 \text{ kN m}$  combinati;
- Sforzo di taglio pari a  $T_{max, y} = 1824 \text{ kN}$  e  $T_{max, x} = 3121 \text{ kN}$  combinati;
- Momento torcente massimo  $M_{tor} = 6927 \text{ kN m}$

### **Stralli**

Sugli stralli si registra uno normale massimo di trazione di  $N_{stralli} = 3527 \text{ kN}$ .

### **Sommità d'antenna**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{sommità} = 38544 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max, z} = 4854 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max, x} = 1428 \text{ kN}$ .

### **Gambe d'antenna**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{gambe} = 22851 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max, z} = 4063 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max, x} = 597 \text{ kN}$ .

### **Pulvino d'antenna**

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{pulvino} = 2434 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max, x} = 4947 \text{ kN m}$  ;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max, y} = 2357 \text{ kN}$ .



## Piedi d'antenna

- Sforzo normale massimo di compressione  $N_{piedi} = 24056 \text{ kN}$  ;
- Momento flettente massimo  $M_{max,z} = 4480 \text{ kN m}$  e  $M_{max,x} = 7305 \text{ kN m}$  in combinazione al vincolo d'incastro;
- Sforzo di taglio massimo  $T_{max} = 3663 \text{ kN}$ .

Gli sforzi sollecitanti riscontrati non destano problematiche legate alla resistenza degli elementi strutturali, progettati per sopportare gli sforzi superiori registrati nelle verifiche agli SLU. Si riassumono i criteri di buona progettazione adottati, che garantiscono tra le altre cose un'adeguata robustezza strutturale:

- Utilizzo di stralli tutti di ugual sezione, nonostante in condizioni ordinarie questi lavorino per tiri differenti. Tuttavia se ciascun strallo fosse dimensionato per il tiro massimo di competenza oltre ad ottenere elementi dalla differente rigidezza assiale si correrebbe il rischio, venisse a mancare il contributo di uno, d'innescare di una reazione a catena, che potrebbe anche comportare il collasso. Una simile situazione è esclusa nel nostro caso.
- Introduzione di traversi irrobustiti, che oltre ad assolvere la funzione di sostegno dell'impalcato alla sezione strallata lo irrigidiscono in senso trasversale, evitando l'insorgere di eccessive flessioni nel caso d'asimmetria sistemica per la venuta meno di una fune.
- Antenna di elevata rigidezza, sia flessionale nei due sensi che torsionalmente, il che garantisce un buon comportamento in caso di venuta meno dell'equilibrio tra le componenti dei tiri degli stralli nelle due direzioni del piano orizzontale.

## 6.8. AZIONI SISMICHE

Nel presente paragrafo è riportata la valutazione delle componenti dell'azione sismica e i rispettivi sforzi indotti sugli elementi strutturali del ponte. Tali azioni sollecitanti sono da considerarsi applicate in combinazione ai carichi permanenti valutati al *Capitolo 6.4*. Infatti secondo quanto disposto nel *Par. 5.1.3.12* della NTC 2018 nella valutazione della combinazione sismica degli sforzi è lecito trascurare i carichi variabili dovuti al transito dei mezzi, attribuendovi coefficiente  $\psi_{2j} = 0$ . Si riporta in seguito la stima degli sforzi sismici orizzontali di piano in direzione longitudinale e trasversale d'impalcato, nonché la valutazione degli sforzi sismici verticali agenti in conseguenza dell'evento sismico di progetto.

### 6.8.1. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE

I calcoli dell'azione sismica  $E$ , le cui componenti orizzontali sono valutate nell'ipotesi di impalcato di ponte infinitamente rigido nel proprio piano  $xz$ , si eseguono ricorrendo ad un'analisi statica lineare equivalente. Sono infatti rispettate le condizioni di applicabilità del metodo poste al *Par. 7.9.4.1* delle NTC 2018:

- punto a)  
non inerente al caso in esame, essendo riferito a ponti a travate semplicemente appoggiate.
- punto b)  
per l'applicabilità del metodo d'analisi semplificata ai ponti a travata continua in direzione longitudinale è richiesto che la massa efficace complessiva dell'antenna non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato.

Vengono sinteticamente riassunti gli specifici valori di progetto:

- la massa efficace che compete all'antenna è data dalla somma delle masse del pulvino, del terzo superiore dei piedi alla base e della intera porzione d'antenna che dal livello del pulvino si sviluppa in altezza, fino in sommità.

$$M_{eff, antenna} = 5,7 t/m \cdot 27,50 m + (4,3 t/m \cdot 1,11 m + 3,3 t/m \cdot 30,75 m) \cdot 2 + 8 t/m \cdot 10 m = 450 t$$

- Per l'impalcato la massa complessiva è pari a:

$$M_{eff, impalcato} = (15,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,71 \text{ m} \cdot 100,30 \text{ m}) / 9,81 \text{ m/s}^2 = 2879 \text{ t}$$

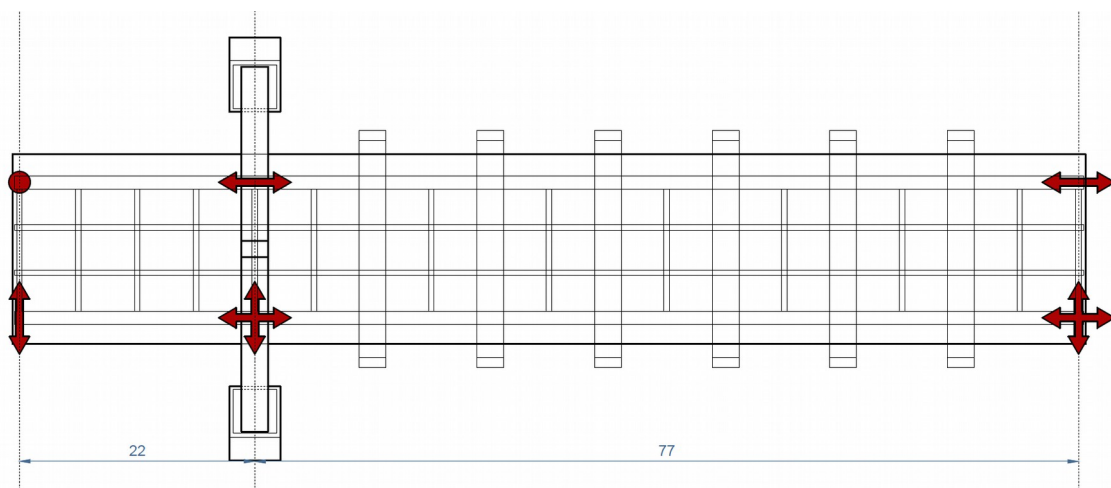
La condizione risulta soddisfatta, essendo  $M_{eff, antenna} < M_{eff, impalcato} / 5 = 576 \text{ t}$ .

- punto c)

per l'applicabilità del metodo in direzione trasversale dell'impalcato è richiesto, oltre al rispetto della condizione posta al *punto b)*, che il ponte sia simmetrico rispetto alla sua mezzeria longitudinale, a meno di un'eccentricità ammessa fino al 5% della lunghezza del ponte.

La condizione risulta soddisfatta.

Per il rispetto delle condizioni prescritte è lecito lo studio del comportamento sismico della struttura mediante analisi statica lineare equivalente, al fine di individuare il valore delle azioni sollecitanti agenti sugli elementi sismicamente resistenti, sulla base della configurazione del sistema di vincolamento dell'impalcato, riportato in *Figura 6.66*.



*Figura 6.66*

Per effetto delle caratteristiche e della disposizione dei vincoli d'appoggio dell'impalcato risponderanno longitudinalmente i soli appoggi fissi posti su spalla zavorrata in sinistra

idraulica, mentre in senso trasversale forniscono contributo resistente entrambe le spalle e l'antenna, sul cui pulvino orizzontale poggia l'impalcato.

Per quanto concerne le verifiche del sistema di fondazioni, rispetto alle quali si andranno a dimensionare i pali alla base di spalle e antenna, sia in termini di verifica di capacità portante sia in termini di progettazione delle armature longitudinali e a taglio, si va a considerare pertanto l'intera azione sismica in direzione longitudinale  $x$  insistente sulla spalla zavorrata in sinistra idraulica. In direzione trasversale  $z$  l'azione si ripartisce tra le due spalle e l'antenna, che offrono tutte contributo resistente in scarico.

Le verifiche di resistenza delle strutture rispetto alla combinazione sismica  $E$  vengono condotte rispetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita  $SLV$ , in accordo a quanto disposto nel *Par. 7.9.2* della normativa tecnica vigente in materia. In considerazione delle caratteristiche costruttive del ponte in oggetto ne verrà a studiato il comportamento dissipativo.

In base alle specifiche riportate in normativa ai *Par. 7.3.1* e *7.9.2* la struttura in oggetto si può ritenere regolare in pianta, per la presenza lungo la travata di un'unica pila di appoggio con funzione dissipativa, in cui sotto le azioni sismiche trasversali possano simultaneamente svilupparsi le cerniere plastiche, anche al fronte dell'iperstaticità che possiede l'antenna metallica.

All'antenna è associato un valore base del fattore di comportamento pari a  $q_0=3,5$ , assumendo classe di duttilità A, da ridursi poi attraverso un fattore  $K_R=0,8$  a causa dell'assenza di regolarità strutturale in altezza. Complessivamente il limite superiore del fattore di comportamento allo  $SLV$  è dato da  $q_{lim} = q_0 \cdot K_R$ . Mantengono invece comportamento elastico gli elementi non dissipativi del sistema, quali l'impalcato e le due spalle.

Si riassume in seguito la distribuzione delle masse sismicamente collaboranti all'interno della struttura – ponte, per ciascuna delle possibili direzioni della sollecitante:

– **Azione orizzontale in direzione longitudinale d'impalcato**

La massa efficace è data dalla somma delle masse dall'impalcato e della spalla zavorrata in sinistra idraulica, a cui è vincolato. In virtù di quanto ipotizzato l'impalcato si comporterà nel proprio piano come corpo rigido sottoposto a spostamento orizzontale.

– **Azione sismica orizzontale sull'antenna**

Le pile, pur essendo svincolate dall'impalcato per la configurazione di vincolo, subiscono inflessione in direzione longitudinale per effetto del peso proprio. Si ipotizza di ragionare rispetto al primo modo di vibrare della struttura, a cui è associata la frequenza propria fondamentale e che presenta deformata sviluppata interamente in fase, quindi con la massima collaborazione delle masse.

– **Azione orizzontale in direzione trasversale d'impalcato**

La massa efficace è data dalla massa complessiva dell'impalcato a cui vanno a sommarsi le aliquote di competenza dell'antenna e delle spalle, che ne rappresentano i vincoli in scarico.

– **Azione verticale**

In base alle funzioni di forma che competono alla struttura, la valutazione della ripartizione degli sforzi sismici tra antenna e spalle avviene considerando la deformabilità flessionale d'impalcato.

Nota la distribuzione delle masse nella struttura ed il suo schema di vincolamento si procede con la ricerca dei valori di pericolosità sismica, in base a cui si valutano le azioni sismiche agenti. Ricorrendo nell'elaborazione dei dati all'utilizzo del software “*Spettri NTC ver.1.0.3*”, sviluppato sulla base delle NTC 2008 [14] ma tuttora valido e applicabile alla luce delle nuove NTC 2018 attualmente vigenti, si ottiene il pacchetto di informazioni in seguito riportate:



Figura 6.67

– FASE 1

Si studia l'indice di pericolosità del sito d'intervento, sulla base della categoria di sottosuolo e per come definita da normativa tecnica (*Tabella 6.I*), e la categoria topografica (*Tabella 6.II*). Nel caso in esame, dalle caratteristiche del terreno di fondazione desunte delle prove, e alla luce delle valutazioni progettuali svolte, si considera la classe di sottosuolo C e categoria topografica T1.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

*Tabella 6.I*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

*Tabella 6.II*

Si riportano in *Figura 6.70* le raffigurazioni dei valori ottenuti per il sito oggetto di studio, individuato per coordinate, come si osserva nelle *Figure 6.68* e *6.69*.

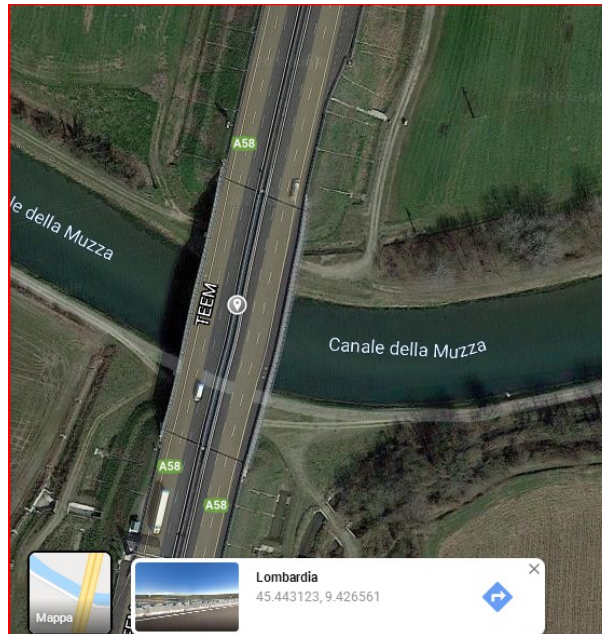


Figura 6,68

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7,5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6,69

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,024	2,520	0,182
50	0,030	2,534	0,207
72	0,035	2,560	0,219
101	0,039	2,578	0,230
140	0,045	2,550	0,248
201	0,051	2,573	0,263
475	0,068	2,594	0,285
975	0,086	2,602	0,297
2475	0,115	2,629	0,305

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

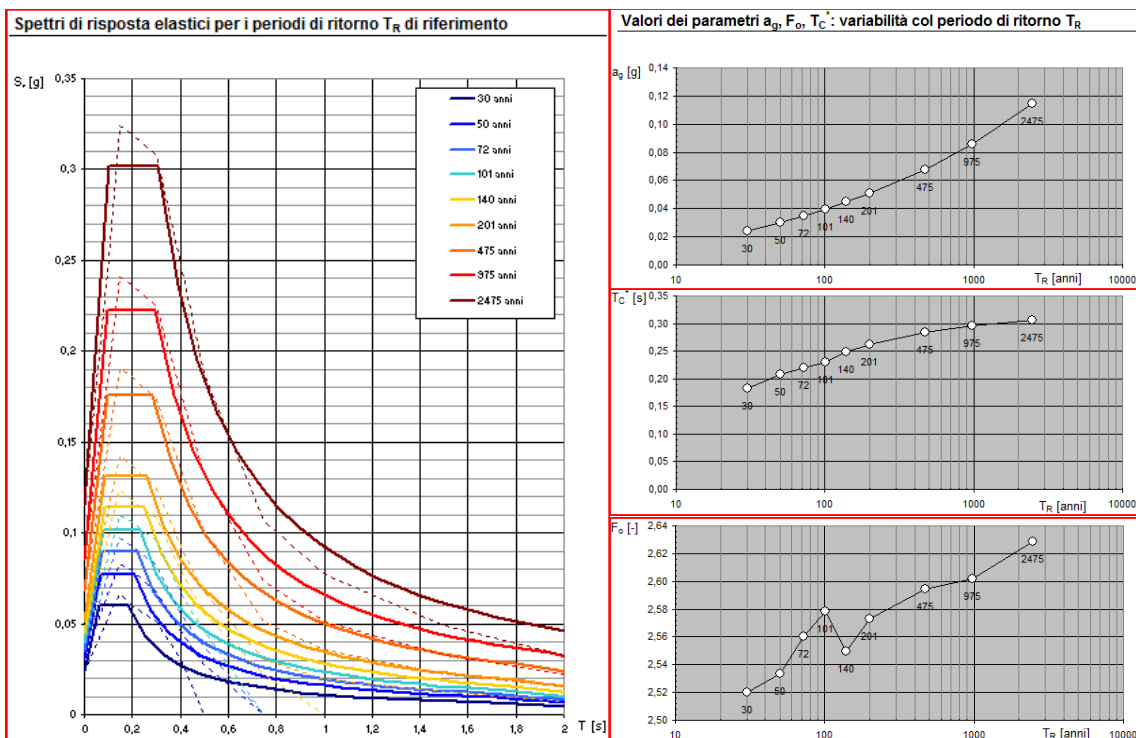


Figura 6.70

– FASE 2

L'opera ricade in classe d'uso IV, a cui corrisponde coefficiente d'uso  $C_U = 2$ , come da Tabella 6.III. In considerazione della vita nominale  $V_N = 50$  anni si ottiene un periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U = 100$  anni. In Figura 6.71 alla



luce di questo sono riportati i periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6.III

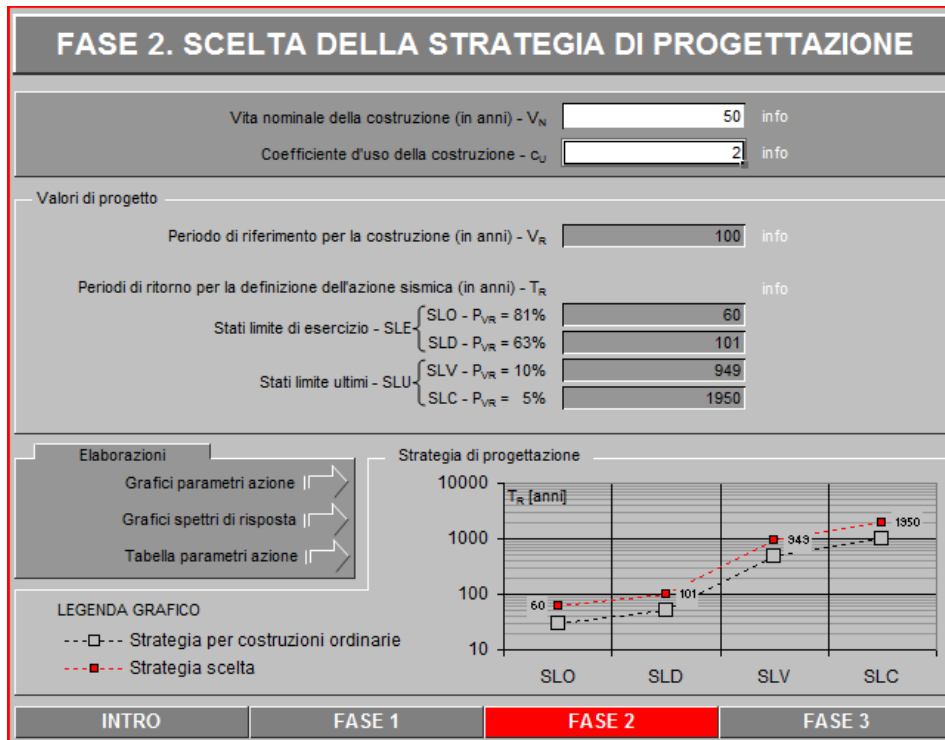
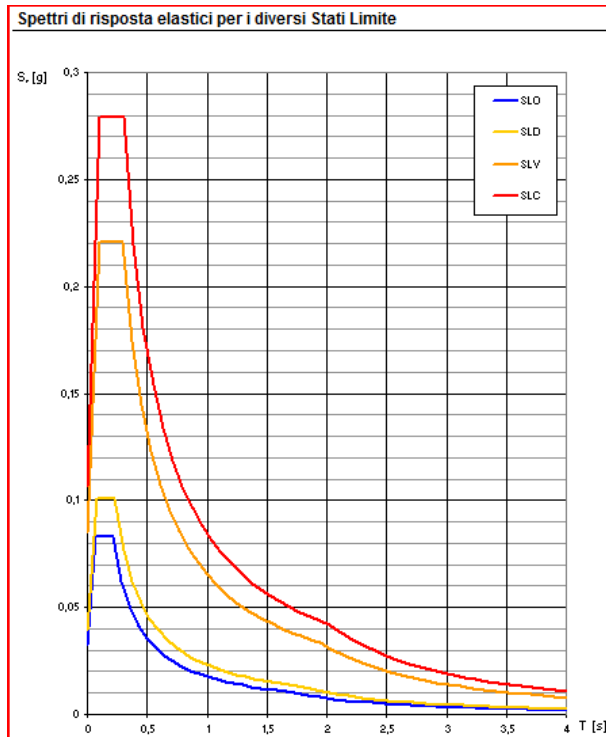


Figura 6.71

In Figura 6.72 si riportano i valori e la rappresentazione grafica dei parametri d'azione sismica  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun stato limite. Nel proseguo della trattazione viene preso in considerazione lo stato limite ultimo  $SLV$  di salvaguardia delle vite umane, al quale sono attribuiti:

- accelerazione al suolo  $a_g = 0,085 g$
- amplificazione spettrale massima  $F_0 = 2,601$
- periodo d'inizio del plateau  $T_C^* = 0,296 s$  .



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,033	2,547	0,213
SLD	101	0,039	2,578	0,230
SLV	949	0,085	2,601	0,296
SLC	1950	0,106	2,622	0,303

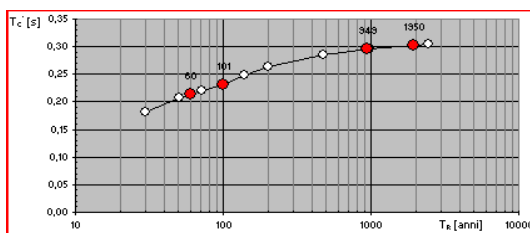
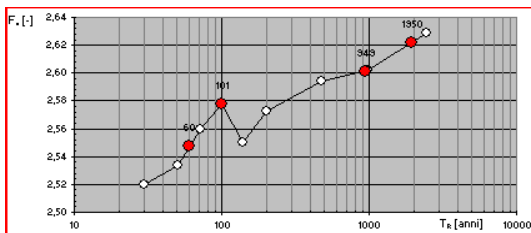
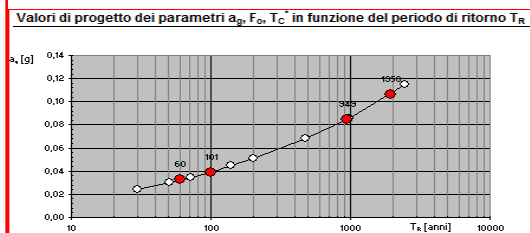


Figura 6.72

– FASE 3

Si procede alla determinazione dell'azione sismica di progetto rispetto allo stato limite *SLV* d'interesse ai fini progettuali, in base ai parametri di risposta sismica locale e considerando, anche in funzione dell'approccio semplificato adottato, uno spettro generale di progetto di tipo elastico con smorzamento  $\xi = 5\%$ .

Assumendo categoria di sottosuolo C si ha  $S_S = 1,5$  e  $C_C = 1,569$ , mentre dall'assunzione di categoria topografica  $T_1$  deriva  $S_T = 1$ . Il coefficiente d'amplificazione del terreno di fondazione risulta pertanto  $S = S_S \cdot S_T = 1,5$ .

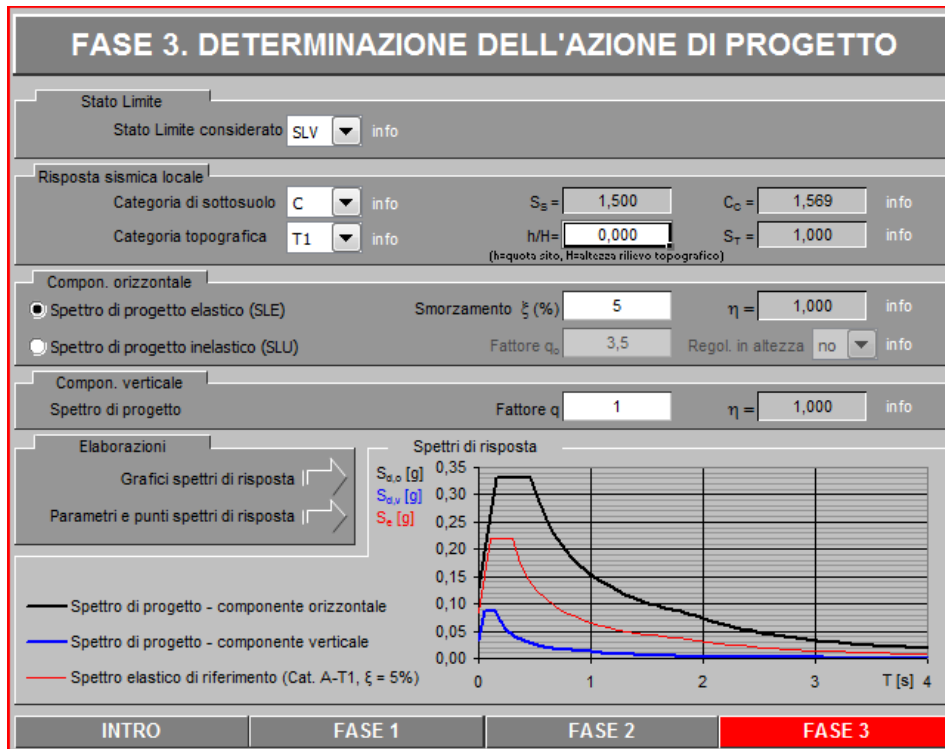


Figura 6.73

Analizzando lo spettro di progetto per la componente orizzontale dello sforzo sismico sotto le ipotesi poste la massima accelerazione orizzontale risulta  $S_{e,max} = 0,331 \cdot g$ , valore che compete alla struttura nel caso più gravoso in cui il suo periodo proprio fondamentale risulti  $T_B < T_1 < T_C$ . Tale dato è ottenuto tramite l'espressione:

$$S_{e,max} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

Per quanto concerne la componente verticale dell'azione sismica dallo spettro di progetto si ha che il massimo valore dell'accelerazione verticale è  $S_{v,e,max} = 0,087 \cdot g$ , considerando un fattore  $q = 1$ , come da prescrizioni normative sui ponti. In questo caso il coefficiente d'amplificazione del terreno risulta  $S = S_S \cdot S_T = 1$  ed in senso verticale l'amplificazione spettrale massima è di:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} = 1,35 \cdot 2,601 \cdot (0,085)^{0,5} = 1,024$$

da cui si ottiene per l'appunto  $S_{v,e,max} = a_g \cdot S \cdot F_v = 0,085 \cdot g \cdot 1 \cdot 1,024 = 0,087 \cdot g$ .

Si riportano nelle seguenti pagine tutti i dati restituiti dal programma in output, dalla cui

interpretazione si andranno a desumere le azioni sismiche agenti sulla struttura.

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,085 g
$F_o$	2,601
$T_C^*$	0,296 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,569
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,465 s
$T_D$	1,939 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,127
$T_B \leftarrow$	0,155	0,331
$T_C \leftarrow$	0,465	0,331
	0,535	0,288
	0,605	0,254
	0,675	0,228
	0,746	0,206
	0,816	0,189
	0,886	0,174
	0,956	0,161
	1,026	0,150
	1,097	0,140
	1,167	0,132
	1,237	0,124
	1,307	0,118
	1,378	0,112
	1,448	0,106
	1,518	0,101
	1,588	0,097
	1,658	0,093
	1,729	0,089
	1,799	0,085
	1,869	0,082
$T_D \leftarrow$	1,939	0,079
	2,037	0,072
	2,136	0,065
	2,234	0,060
	2,332	0,055
	2,430	0,051
	2,528	0,047
	2,626	0,043
	2,724	0,040
	2,822	0,037
	2,921	0,035
	3,019	0,033
	3,117	0,031
	3,215	0,029
	3,313	0,027
	3,411	0,026
	3,509	0,024
	3,607	0,023
	3,706	0,022
	3,804	0,021
	3,902	0,020
	4,000	0,019

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,033 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,023
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

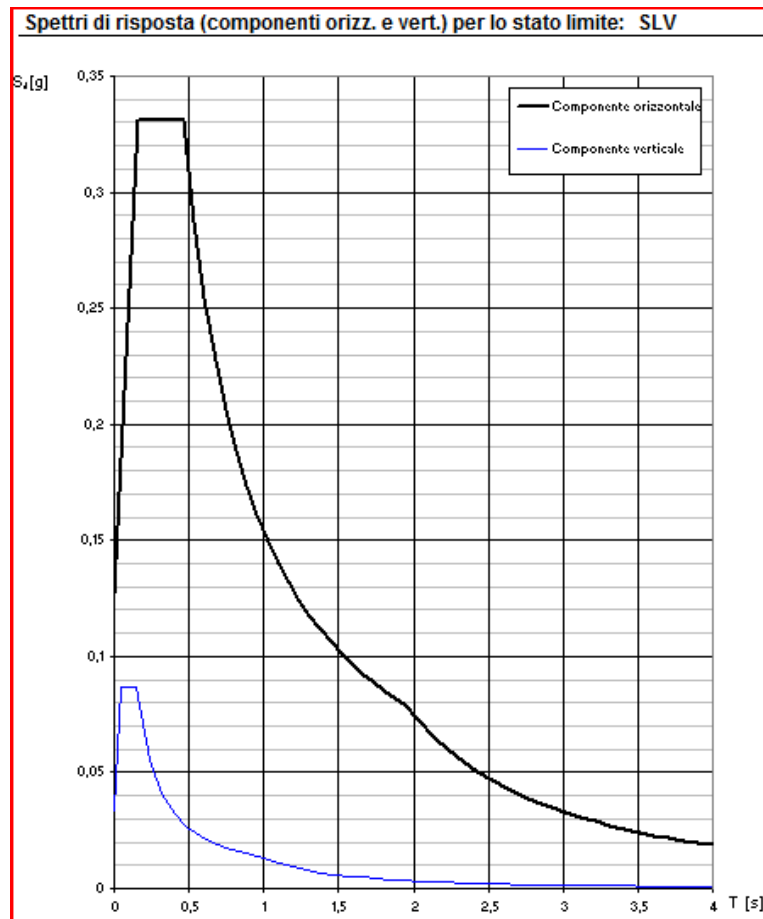
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,033
$T_B$ ←	0,050	0,087
$T_C$ ←	0,150	0,087
	0,235	0,055
	0,320	0,041
	0,405	0,032
	0,490	0,027
	0,575	0,023
	0,660	0,020
	0,745	0,017
	0,830	0,016
	0,915	0,014
$T_D$ ←	1,000	0,013
	1,094	0,011
	1,188	0,009
	1,281	0,008
	1,375	0,007
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,005
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,003
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

Il programma, implementato sulla base delle indicazioni contenute nelle precedenti NTC 2008, può però essere utilizzato anche alla luce delle nuove norme tecniche, non presentando queste difformità sostanziali dalle precedenti sul tema, se non precisazioni volte a colmare alcune lacune.

Si riporta nel dettaglio in *Figura 6.74* lo spettro di risposta di progetto.



*Figura 6.74*

### **6.8.2. ANALISI STATICA LINEARE LONGITUDINALE**

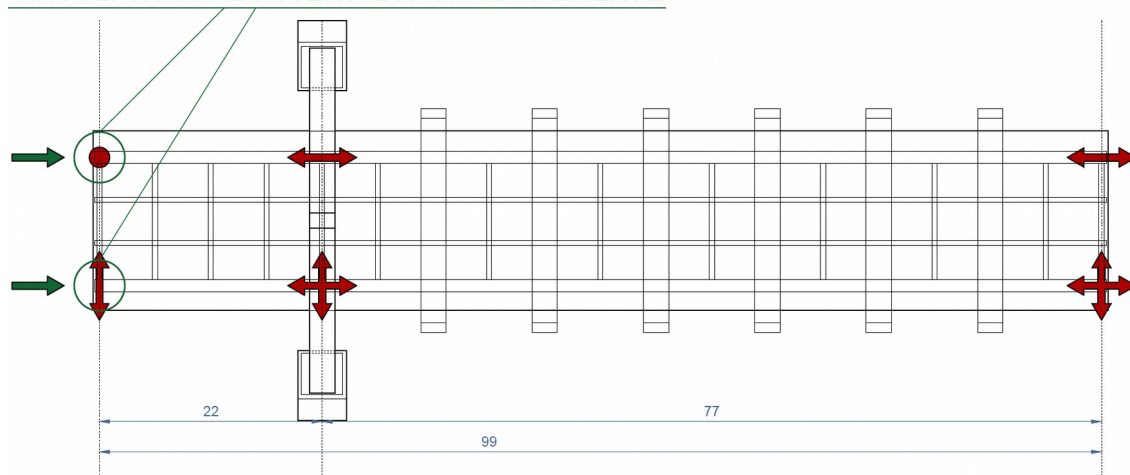
Si riportano all'interno del presente paragrafo i calcoli di valutazione dell'azione sismica insistente sui vari elementi strutturali del ponte in direzione longitudinale d'impalcato.

## IMPALCATO

Per il calcolo dell'azione sismica di progetto agente lungo la direzione longitudinale dell'impalcato si ricorre ad un'analisi statica equivalente di cui si riassumono in seguito i passaggi salienti. Si ipotizza che la spalla non sia a contatto con terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, verosimile in considerazione dei materiali di riporto di cui è costituito l'argine fluviale e l'adiacente rilevato stradale, su cui ha sede la carreggiata stradale nell'imbocco del ponte. Nello studio del comportamento di spalla è pertanto lecito trascurare il contributo di rigidità offerto dal terreno a tergo.

Come si osserva in *Figura 6.75* per la presenza di vincoli scorrevoli longitudinalmente all'appoggio sull'antenna e all'arrivo sulla spalla in destra idraulica, l'azione sismica corrispondente alla intera massa dell'impalcato viene assorbita dalla spalla zavorrata in sinistra idraulica attraverso i vincoli fissi posti in essa. La normativa tecnica vigente al *Par. 7.9.5.4.2* impone di tener conto della deformabilità del terreno retrostante e di quello di fondazione. Tuttavia prevedendo l'impiego di fondazione su pali si ritiene trascurabile la deformabilità in senso verticale del terreno di fondazione, oltre a quella orizzontale del terreno retrostante la spalla, essendo costituito da materiali di riporto per la formazione del rilevato artificiale. Viene invece messa in conto, pur ricorrendo ad uno schema semplificato, la deformabilità in senso orizzontale del complesso di pali.

### VINCOLI SISMORESISTENTI LONGITUDINALMENTE



*Figura 6.75*

Facendo riferimento in via semplificata allo schema base riportato in *Figura 6.76*, di pendolo incastrato alla base e con massa puntuale concentrata in sommità, si vanno a definire i parametri di rigidezza  $K$  e massa  $M$ :

- $M = M_{pp,imp} + M_{spalla} = 2879t + 3291t = 6170t$ , ritenendo per la spalla zavorrata non efficace ai fini del calcolo dell'azione sismica la massa di competenza del basamento di fondazione, dello spessore di 150 cm e dal quale si sviluppano nel senso d'approfondimento verticale i pali, ipotizzati di diametro 150 cm.

Complessivamente  $Q = M \cdot g = 6170t \cdot 9,81 m/s^2 = 60528 kN$ .

- Trascurando cautelativamente la deformabilità assiale dell'impalcato e la deformabilità della spalla in senso longitudinale, la rigidezza  $K$  del sistema è assunta pari al valore di rigidezza traslazionale delle sezioni di estremità del sistema di pali di fondazione.

Si procede assumendo  $n = 20$  pali di diametro  $\phi = 150$  cm con un fattore di efficienza  $\eta = 0,85$  sulla rigidezza dei pali in gruppo e considerando per il primo strato superficiale del terreno di fondazione un parametro di rigidezza di Winkler verosimilmente inferiore rispetto al valore standard impiegato nel modello. Nel senso orizzontale, di taglio per i pali, si considera pertanto

$K_{winkler, testa\ pali} = K_{winkler} / 1,5 = 0,75 \cdot 10^4 kN/m^3$ . Una simile cautela progettuale presenta duplice giustificazione: seppur nel modello complessivo di valutazione del comportamento dei pali venga assunto in via semplificata un  $K_{winkler}$  a valore costante con la profondità, indubbiamente per la qualità ed il minor livello di compattazione del terreno il parametro di rigidezza orizzontale risulterà superficialmente inferiore; inoltre per l'assenza di contributo coesivo nel terreno il tratto più superficiale non beneficerà a pieno della capacità reattiva del terreno, che altrimenti qui supererebbe il valore limite rappresentato dalla spinta passiva, per definizione la massima spinta orizzontale che il terreno possa fornire.



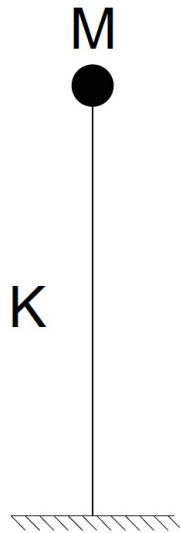


Figura 6.76

La rigidezza orizzontale complessiva del sistema palificato si ottiene dall'espressione  $K = k \cdot n \cdot \eta$ , in cui  $k$  rappresenta la rigidezza alla traslazione orizzontale del singolo palo, valutata considerando il palo alla stregua di una trave su suolo alla Winkler con rotazione impedita in sommità. Si ottiene:

$$k = \frac{k_w \cdot \phi}{\sqrt[4]{\frac{k_w \cdot \phi}{4EJ}}} = \frac{0,75 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m}}{\sqrt[4]{\frac{0,75 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m}}{4 \cdot 3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2485 \text{ m}^4}}} = 45393 \text{ kN/m}.$$

Da cui la rigidezza orizzontale da attribuire alla molla nel modello semplificato risulta:

$$K = k \cdot n \cdot \eta = 45393 \text{ kN/m} \cdot 20 \cdot 0,85 = 771681 \text{ kN/m}$$

Si procede quindi con la valutazione del periodo fondamentale del sistema  $T_1$ , volto al successivo calcolo dell'azione orizzontale massima  $H$  assorbita dalla spalla fissa, a cui è attribuito un fattore di struttura  $q = 1,5$ , come previsto da *Par. 7.3.1* delle NTC 2018 per le strutture alveolari rigide in setti di c.a. equivalenti a telai. Il periodo proprio risulta:

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{6170 \text{ kN s}^2/\text{m}}{771681 \text{ kN/m}}} = 0,562 \text{ s} > T_c = 0,465 \text{ s};$$

La spinta orizzontale, inizialmente valutata per il solo effetto della massa dell'impalcato, ha valore:

$$H_{imp} = \frac{M_{pp,imp} \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0}{q} \cdot \frac{T_c}{T} = \frac{2879 \text{ kN s}^2/\text{m} \cdot 0,085 \cdot g \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2,601}{1,5} \cdot \frac{0,465}{0,562} = 5166 \text{ kN}.$$

Ripetendo il calcolo considerando la massa  $M = M_{pp,imp} + M_{spalla} = 6170 t$  totale del sistema, data dalla somma della massa efficace dell'impalcato e di quella della spalla zavorrata in sinistra idraulica ad esso vincolata, si ottiene un valore della spinta orizzontale massima  $H = 11072 \text{ kN}$ .

A questa va infine sommata la spinta del terreno a tergo della spalla, comprensiva dell'incremento sismico di competenza. Il valore del coefficiente di spinta sismica  $k_{a,s}$  del terreno costituente il rilevato a contatto con la spalla, supposto di caratteristiche analoghe al Livello A del sottosuolo, è stimato attraverso l'impiego della formula di Mononobe e Okabe:

Si procede inizialmente con la valutazione dei coefficienti sismici in senso orizzontale  $k_h = S \cdot a_g / r$  e verticale  $k_v = k_h / 2$ . In considerazione della scarsa flessibilità della spalla, che per la propria rigidità non ammette spostamenti consistenti, e in virtù della presenza di terreni saturi non coesivi, si ha  $r = 1$ . Si ottiene il coefficiente orizzontale  $k_h = S \cdot a_g / r = 1,5 \cdot 0,085 \cdot g / 1 = 0,1275 g$ , assunto costante sulla paratia della spalla.  $k_v = k_h / 2 = 0,0637 g$ , sebbene la componente verticale dell'accelerazione sismica agente sulla struttura possa essere trascurata.

Si passa ora alla stima del coefficiente di spinta dinamica del terreno. Per stati di spinta attiva vale:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui

$\phi$  è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficaci;

$\psi, \beta$  è l'angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente per la parete del muro rivolto a monte e della superficie del terrapieno;

$\delta$  è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;

$\theta$  ampiezza dell'angolo tale che  $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$  .

Per il caso in oggetto si ottiene in definitiva  $k_{a,s} = 0,4649$  .

La spinta orizzontale sismica del terreno a tergo della spalla sulla parete verticale del manufatto è data dalla seguente espressione, considerando una distribuzione triangolare delle pressioni efficaci nella condizione di terreno saturo sopra falda.

$$H_t = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot k_{a,s} \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} 18 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 \pm 0,0637) \cdot 0,4649 \cdot (5,27 \text{ m})^2 \cdot 27,04 \text{ m} = 3342 \text{ kN}$$

in cui con  $H$  si indica l'altezza e con  $L$  la larghezza della paratia del manufatto di spalla.

Il valore ottenuto, da considerarsi come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno sulla spalla, andrà combinato opportunamente con l'azione sismica longitudinale legata alle masse efficaci dell'impalcato e dello stesso manufatto di spalla zavorrata,  $H = 11072 \text{ kN}$  . Dalla somma si ottiene l'azione sismica orizzontale di progetto, pari a  $H = 14414 \text{ kN}$  .

L'azione orizzontale assorbita dalla spalla fissa è compatibile col predimensionamento ipotizzato per il suo sistema di fondazione su pali. Infatti in base all'esperienza l'azione massima di taglio sopportabile da un palo di diametro 150 cm è di circa 1000 kN. Tale dato soddisfa il criterio di resistenza a taglio dei pali, anche quando confrontato con la massima azione sismica  $H$  amplificata di un coefficiente 1,3 in virtù della filosofia progettuale dissipativa adottata. Come prescritto da NTC al *Par. 7.2.5* nel rispetto della gerarchia delle resistenze per sovrastrutture in classe di duttilità A, lo sforzo sismico di taglio trasmesso in fondazione viene amplificato per scongiurare rotture a taglio, di tipo fragile, volendo favorire un comportamento duttile del complesso strutturale. Il numero minimo necessario di pali di fondazione alla base della spalla zavorrata per garantire il corretto comportamento del sistema nei confronti delle azioni sismiche orizzontali risulterebbe quindi pari a 19, inferiore rispetto ai 20 pali di progetto:

$$V_{Rd} = 20 \cdot 1000 \text{ kN} = 20000 \text{ kN} > V_{Ed, sism.} = 1,3 \cdot H = 1,3 \cdot 14414 = 18738 \text{ kN} .$$

Volendo inoltre valutare i possibili effetti torsionali dell'evento sismico sull'impalcato,

legati ad una sua ipotetica eccentricità accidentale  $e_a$  in senso trasversale, si ottiene:

$$T = H_{imp} \cdot e_a = H_{imp} \cdot 0,03 \cdot B = 5166 \text{ kN} \cdot 0,03 \cdot 17,71 \text{ m} = 2745 \text{ kN m}$$

in cui con  $B$  si considera la larghezza dell'impalcato del ponte.

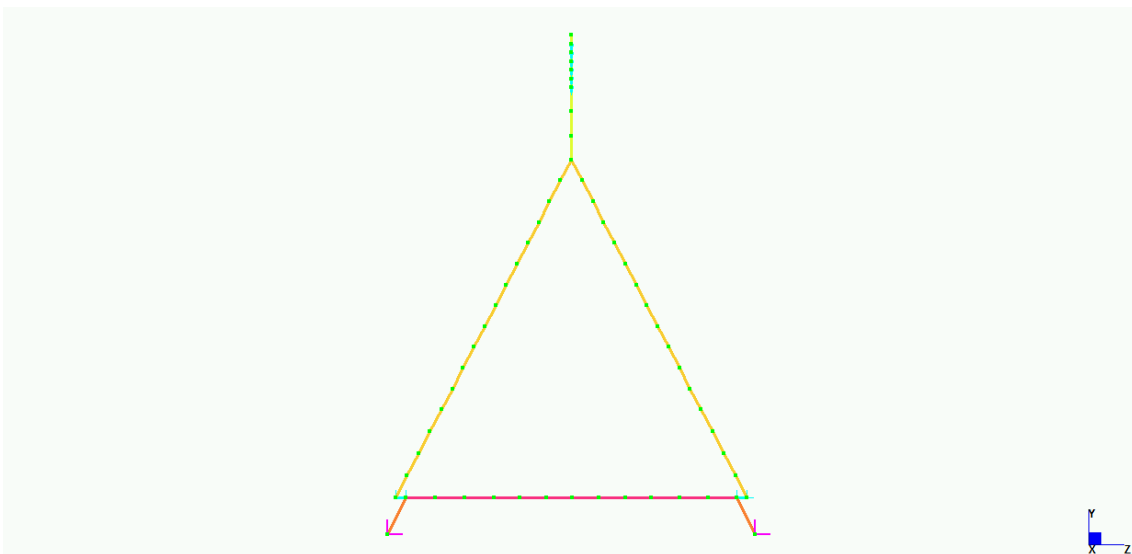
La sollecitazione torcente viene assorbita prevalentemente dalle spalle mediante azioni trasversali, che lavorano a coppia dal braccio corrispondente all'intera luce  $L$  coperta dall'impalcato a travata continua. In prima approssimazione si può assumere:

$$\Delta H_{tr} = \frac{T}{L_{tot}} = \frac{2745 \text{ kN m}}{99 \text{ m}} = 27,7 \text{ kN}$$

Si osserva dunque come per impalcati rettilinei con  $B/L_{tot}$  relativamente piccolo l'effetto torsionale sia tanto modesto da potersi ritenere trascurabile.

## ANTENNA

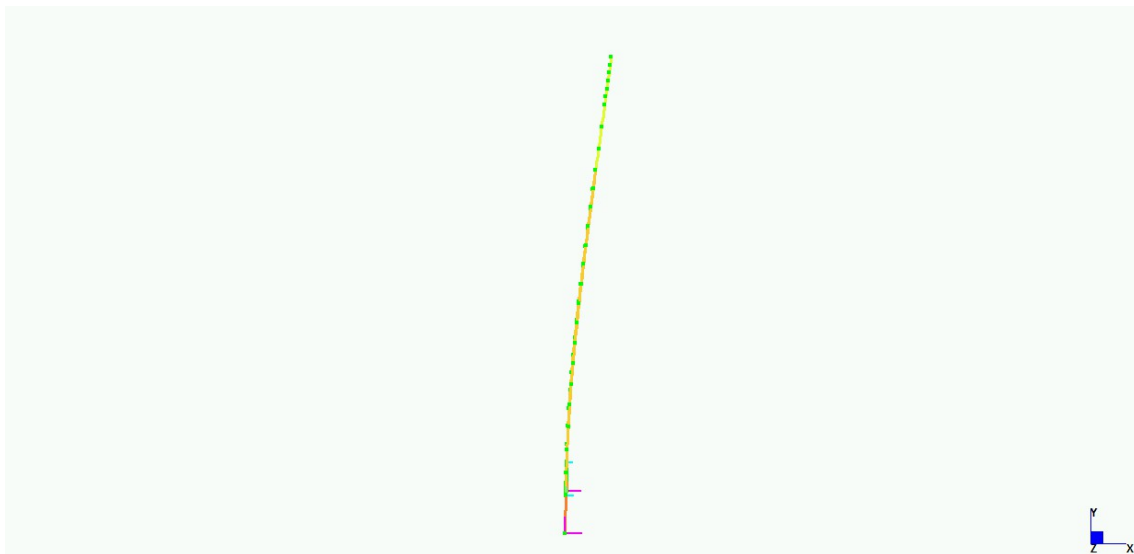
L'antenna metallica di sostegno dell'impalcato, per mezzo degli stralli e dell'appoggio sul pulvino, a causa della presenza di soli vincoli mobili scorrevoli longitudinalmente, non riceve da questo azioni orizzontali significative, ma con l'evento sismico subisce un'inflessione per effetto del peso proprio. Attraverso la modellazione agli elementi finiti, conducendo in ambiente *Straus7* un'analisi modale della struttura antenna, ne si ricava la frequenza fondamentale  $f_1$ , associata al suo primo modo di vibrare, di cui è riportata la rappresentazione grafica in *Figura 6.78*.



*Figura 6.77 – modello d'antenna metallica*

Ai fini di garantire una buona significatività dei risultati l'analisi modale è stata condotta attraverso impiego di una mesh a 56 elementi finiti di tipo *Beam*, utilizzando un passo di discretizzazione pari a circa 2 m, e matrice delle masse di tipo *Consistent*. Questo approccio, alternativo all'utilizzo della matrice delle masse *Lumped*, garantisce una maggior precisione nella risoluzione del problema agli autovalori legato all'analisi modale, considerando la reale distribuzione delle masse nel continuo e cogliendo gli effetti d'inerzia rotazionali, oltre che i traslazionali ai nodi impiegati in modellazione. L'utilizzo nella distribuzione al continuo delle masse degli elementi *Beam* delle stesse funzioni di forma cubiche che ne descrivono il comportamento deformativo, consente al modello di cogliere con precisione anche quei modi di vibrare che risultano rotazionali per i nodi, con la conseguente descrizione completa ed esaustiva del comportamento della struttura in ambito dinamico.

Le ipotesi semplificative alla base del modello *Lumped*, che considera le masse come concentrate ai nodi, trascurandone del tutto il contributo d'inerzia rotazionale, tramite l'assunzione di una matrice delle masse diagonale, ridurrebbero l'affidabilità dell'analisi, pur limitando gli oneri computazionali.



*Figura 6.78 – primo modo di vibrare*

L'analisi modale condotta ha restituito per l'antenna metallica del ponte una frequenza fondamentale  $f_1 = 1,53374 \text{ Hz}$ , a cui corrisponde un periodo proprio principale pari

a  $T_1 = 1/f_1 = 0,652 s > T_c = 0,465 s$  . Dallo spettro elastico di progetto si ricava un valore di accelerazione orizzontale massima pari a  $S_e(T_1) = 0,235 g$  . Applicando a questa il fattore di struttura  $q = q_0 \cdot K_R = 3,5 \cdot 0,8 = 2,8$  , come previsto da normativa tecnica vigente al *Par. 7.3.1* per pile in acciaio verticali inflesse in classe di duttilità alta “A” non regolari in altezza, si ottiene il dato d'accelerazione orizzontale di progetto sull'antenna  $S_d(T_1) = S_e(T_1)/q = 0,084 g$  . La massa sua complessiva è stimata in:

$$M_{tot, antenna} = 5,7 t/m \cdot 27,50 m + (4,3 t/m \cdot 3,34 m + 3,3 t/m \cdot 30,75 m) \cdot 2 + 8 t/m \cdot 10 m = 469 t$$

Ipotizzando per l'antenna metallica una distribuzione di massa uniforme in altezza, come del resto verosimile in considerazione della geometria del sistema e delle sezioni impiegate, si ottiene un valore di  $M_{ed, sis}$  all'incastro alla base pari a:

$$M_{Ed, sis} = \frac{M_{tot, antenna} \cdot S_d(T_1) \cdot h}{2} = \frac{469 t \cdot 0,084 g \cdot 40 m}{2} = 7730 kN m$$

Tale momento flettente, ripartito tra i due incastri ai piedi dell'antenna e agente attorno all'asse  $z$  trasversale all'impalcato, andrà sommato al momento  $M_z$  sviluppato alla base nell'esercizio del ponte per effetto dei soli carichi permanenti, come previsto da NTC per la combinazione sismica.

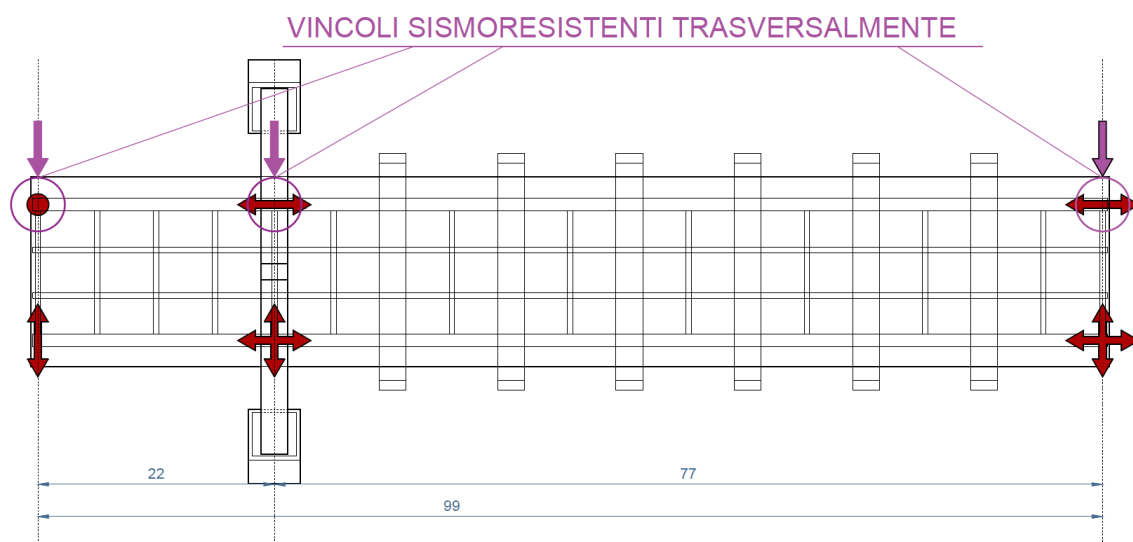
### 6.8.3. ANALISI STATICA LINEARE IN SENSO TRASVERSALE

#### IMPALCATO

Il calcolo dell'azione sismica di progetto agente nella direzione trasversale d'impalcato si esegue tramite analisi statica equivalente, di cui si riassumono nel presente paragrafo i passaggi salienti. Si trascurano le spinte del terreno a contatto coi manufatti di spalla del ponte, trattandosi di materiale di riporto collocato solo in prossimità della paratia in cemento armato a ricreare un versante naturale per la copertura del dislivello tra piano campagna e quota superiore del rilevato.

Come si osserva in *Figura 6.79* per la presenza di una travata a vincoli non scorrevoli trasversalmente in corrispondenza dell'appoggio sull'antenna e all'arrivo sulle spalle,

l'azione sismica orizzontale lungo  $z$  viene assorbita con compartecipazione di tutti gli elementi a cui l'impalcato è vincolato. Come per l'analisi in direzione longitudinale la struttura viene assunta di classe di duttilità alta “A”, con fattori di struttura desunti sulla base delle disposizioni contenute in normativa tecnica NTC 2018 al *Par. 7.9.5.2.1*.

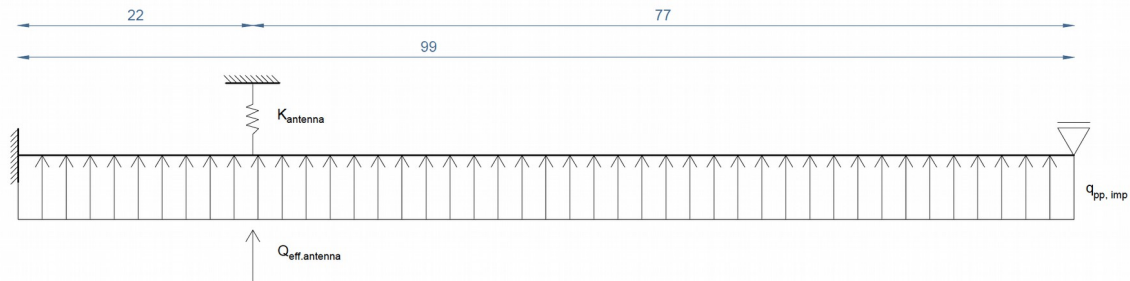


*Figura 6.79*

Come già osservato nei capitoli precedenti alle spalle è attribuito un fattore di struttura  $q = 1,5$  e all'antenna metallica  $q = q_0 \cdot K_R = 3,5 \cdot 0,8 = 2,8$ , tenendo conto della mancanza di regolarità in altezza per l'utilizzo della classica conformazione ad “A”, d'irrigidimento per il sistema.

Nel caso di ponti a travata continua al *Par. 7.9.2.1* delle NTC 2018 si prescrive l'utilizzo per l'intera opera e in ciascuna delle due direzioni principali del piano orizzontale, dei massimi valori dei fattori di comportamento  $q_0$  di competenza degli elementi di vincolo dell'impalcato. Qualora, come nel caso in esame, il ponte presenti elementi strutturali duttili di diverso tipo si adotta il fattore di comportamento di competenza degli elementi che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche, lungo ciascuna delle direzioni esaminate. Pertanto nonostante il contributo dell'antenna, di duttilità elevata, si considera cautelativamente un fattore di struttura  $q = 1,5$ , di competenza delle spalle, anche in considerazione della scarsa regolarità nel vincolamento dell'impalcato, con luci significativamente differenti tra gli elementi sismoresistenti.

Il calcolo delle azioni sismiche trasversali viene eseguito tramite il metodo di Rayleigh. La stima di carichi e spostamenti, attraverso cui è definita la rigidità trasversale del sistema, avviene con riferimento allo schema riportato in *Figura 6.80*.



*Figura 6.80*

Alla travata continua di modello, rappresentativa dell'impalcato, si applica un carico uniformemente distribuito legato alla sua massa:

$$q_{pp,imp} = m_{pp,imp} \cdot g = 15,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 17,71 \text{ m} = 281 \text{ kN/m}.$$

In corrispondenza dell'antenna, modellata tramite una molla di cui si studierà la rigidità nel proseguo, viene applicato un carico concentrato  $Q$  legato alla sua massa efficace:

$$Q_{eff,antenna} = M_{eff,antenna} \cdot g = 450 \text{ t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 4414,5 \text{ kN}.$$

Complessivamente la risultante applicata in direzione trasversale vale:

$$Q_{tot} = q_{pp,imp} \cdot L + Q_{eff,antenna} = 281 \text{ kN/m} \cdot 99 \text{ m} + 4414,5 \text{ kN} = 31243,5 \text{ kN}.$$

La rigidità flessionale dei piedi dell'antenna, nella porzione sottostante il pulvino d'appoggio per l'impalcato, è ottenuta in via semplificata come:

$$K_{antenna} = \frac{2 \cdot 3 \cdot E \cdot J_{22}}{h^3} = \frac{2 \cdot 3 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,7472 \text{ m}^4}{(3,34 \text{ m})^3} = 2,527 \cdot 10^7 \text{ kN/m}.$$

Il dato ottenuto viene inserito nel modello di studio del comportamento complessivo dell'impalcato sotto azione sismica in direzione trasversale, rappresentando il contributo di rigidità trasversale dell'antenna all'appoggio dell'impalcato mediante una molla lineare di rigidità assiale  $K_{antenna}$ . Nell'applicazione del metodo di Rayleigh, condotto



tramite *Straus7* nel piano orizzontale  $xz$ , l'elemento Beam rappresentativo dell'impalcato risulterà vincolato secondo il seguente schema:

- incastro in sinistra idraulica, ad impedire gli spostamenti lungo  $x$  e  $y$  e le rotazioni nel piano;
- carrello in destra idraulica, ad impedire gli spostamenti trasversali in direzione  $z$ ;
- molla lineare Truss in direzione  $z$ , a cui sono attribuite lunghezza e area di sezione unitarie, ed una valore del modulo di Young  $E = 2,527 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ , in modo che complessivamente la rigidezza assiale dell'elemento lungo  $z$  risulti

$$\frac{E \cdot A}{L} = K_{\text{antenna}} = 1,912 \cdot 10^7 \text{ kN/m} .$$

Agli elementi Beam d'impalcato ne viene attribuita la rigidezza flessionale trasversale, studiata omogeneizzando la sezione ad acciaio. Si trascurano cautelativamente i contributi di travi di spina e traversi, di entità secondaria rispetto alla rigidezza offerta dalla soletta nella propria direzione forte e dalle travi principali, le cui anime si trovano a lavorare in questo caso come ali di una sezione a C.

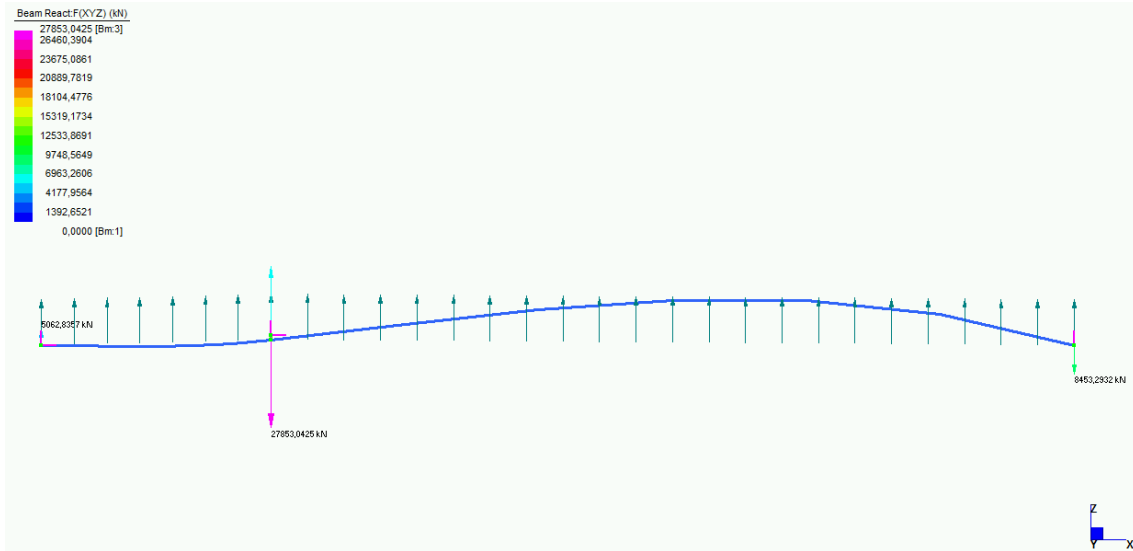
$$E \cdot I = E_{\text{acciaio}} \cdot \left( I_{\text{travate}} + \frac{I_{\text{soletta}}}{n} \right) = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{bH^3 - bh^3}{12} + \frac{s \cdot B^3}{12 \cdot n} \right)$$

in cui  $B$  rappresenta la larghezza complessiva d'impalcato,  $s$  lo spessore della soletta in c.a.,  $b$  l'altezza delle travate principali,  $H$  la distanza tra i lati esterni delle anime delle travate e  $h$  la distanza tra i lati interni delle stesse anime. Il calcolo viene sviluppato considerando un valore del modulo di Young del calcestruzzo  $E = 3,096 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ , a cui corrisponde un coefficiente di omogenizzazione  $n = 6,78$ , potendo trascurare gli effetti della viscosità in direzione trasversale. Si ottiene in definitiva:

$$\begin{aligned} E \cdot I &= 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{2,6 \text{ m} \cdot (12,67 \text{ m})^3 - 2,6 \text{ m} \cdot (12,63 \text{ m})^3}{12} + \frac{0,3 \text{ m} \cdot (17,71 \text{ m})^3}{12 \cdot 6,78} \right) = \\ &= 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot \left( 4,160 \text{ m}^4 + \frac{138,866 \text{ m}^4}{6,78} \right) = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 24,642 \text{ m}^4 = 5,175 \cdot 10^9 \text{ kN m}^2 \end{aligned}$$

Caratterizzando l'elemento d'impalcato tramite l'attribuzione del valore di rigidezza flessionale in senso trasversale si conduce analisi statica lineare del sistema sotto l'azione del carico distribuito  $q_{pp,imp}$  e del carico concentrato  $Q_{\text{eff,antenna}}$  applicato in

corrispondenza del vincolo elastico d'antenna, legato alla sua massa. I risultati ottenuti, in termini di reazioni vincolari offerte in direzione trasversale dalle spalle e dall'antenna metallica, sono riportati in *Figura 6.81* .



*Figura 6.81*

Il modello di calcolo impiegato restituisce i seguenti dati di output:

- spostamento orizzontale in senso trasversale a livello dell'antenna  
 $s = 0,11 \text{ cm}$
- reazioni vincolari a livello di ciascuno degli elementi strutturali sismoresistenti
  - $G_{antenna} = -27853,04 \text{ kN}$
  - $G_{spalla\ dx} = -8453,29 \text{ kN}$
  - $G_{spalla\ sx} = 5062,84 \text{ kN}$
  - $M_{y, spalla\ sx} = -24488,46 \text{ kN m}$

Con riferimento al metodo di Rayleigh si procede nella valutazione del periodo proprio principale  $T_1$  di vibrazione della struttura in direzione trasversale.

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum G_i \cdot s_i^2}{g \cdot \sum G_i \cdot s_i}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{G_{antenna} \cdot s^2}{g \cdot G_{antenna} \cdot s}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{27853,04 \text{ kN} \cdot (0,0011 \text{ m})^2}{9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 27853,04 \text{ kN} \cdot 0,0011 \text{ m}}} = 0,063 \text{ s}$$

A causa dell'elevata rigidità del sistema in senso trasversale il periodo proprio principale risulta inferiore rispetto a  $T_c$ , ricadendo dunque nella zona dello spettro di risposta a condizioni più gravose. In questo senso si è deciso cautelativamente di trascurare la riduzione di rigidità dell'impalcato legata alla fessurazione della soletta in cemento armato sotto l'inflessione generata dagli sforzi trasversali, così come a favore di sicurezza si è preferito trascurare il contributo offerto dagli stralli in termini di vincolamento trasversale dell'impalcato.

Come anticipato il fattore di comportamento della struttura  $q$ , che sintetizza le proprietà duttili che competono alla tipologia strutturale impiegata, valutando anche la presenza di regolarità in pianta e in altezza, si assume  $q = 1,5$ . Ricordando come nel caso in esame il valore di accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido orizzontale sia  $a_g = 0,085 \cdot g$ , il coefficiente d'amplificazione relativo alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche sia pari a  $S = S_S \cdot S_T = 1,5$ , il fattore di smorzamento dello spettro elastico  $\eta = 1$  ed il fattore d'amplificazione spettrale massima  $F_o = 2,601$ , si ottiene una spinta orizzontale di progetto:

$$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o}{q} = \frac{0,085 \cdot g \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2,601}{1,5} = 0,221 \cdot g = 2,169 \text{ m/s}^2$$

Operando secondo un approccio statico equivalente si ricavano le seguenti forze sismiche orizzontali, agenti in corrispondenza dei vincoli d'impalcato lungo l'asse trasversale  $z$ :

- Vincolo d'antenna

$$F_{antenna} = \frac{4\pi^2}{T_1^2} \frac{S_d(T_1)}{g^2} \cdot s \cdot G_{ant} = \frac{4\pi^2}{(0,063 \text{ s})^2} \cdot \frac{2,169 \text{ m/s}^2}{g^2} \cdot 0,0011 \text{ m} \cdot 27853,04 \text{ kN} = 6868,56 \text{ kN}$$

- Spalla in destra idraulica

$$F_{spalla dx} = \frac{G_{spalla dx} \cdot a_g \cdot S}{g} = \frac{8453,29 \text{ kN} \cdot 0,085 \cdot g \cdot 1,5}{g} = 1077,79 \text{ kN}$$

- Spalla in sinistra idraulica

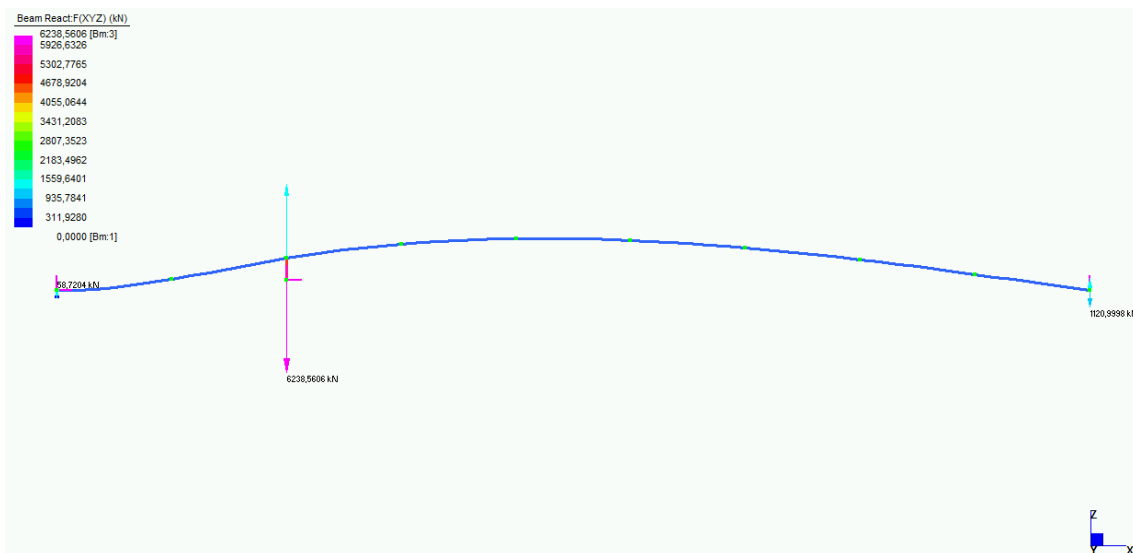
$$F_{spalla sx} = \frac{G_{spalla sx} \cdot a_g \cdot S}{g} = \frac{-5062,84 \text{ kN} \cdot 0,085 \cdot g \cdot 1,5}{g} = -645,51 \text{ kN}$$

La valutazione delle forze sismiche agenti alle spalle è svolta in forma approssimata,

assumendo che queste vibrino rigidamente con il terreno.

Viene a questo punto aggiornato il modello di calcolo precedentemente impiegato con la nuova configurazione di sforzi sismici orizzontali equivalenti, agenti in direzione trasversale rispetto l'impalcato. Come si osserva in *Figura 6.82* l'analisi statica lineare svolta restituisce i valori di reazioni vincolari sotto riportati:

- Reazione trasversale al vincolo con l'antenna  $H_{antenna} = -6238,56 \text{ kN}$
- Reazione trasversale alla spalla in destra idraulica  $H_{spalla dx} = -1121,00 \text{ kN}$
- Reazione trasversale alla spalla in sinistra idraulica  $H_{spalla sx} = 58,72 \text{ kN}$
- Momento reagente alla spalla in sinistra idraulica  $M_{spalla sx} = 9582,21 \text{ kNm}$



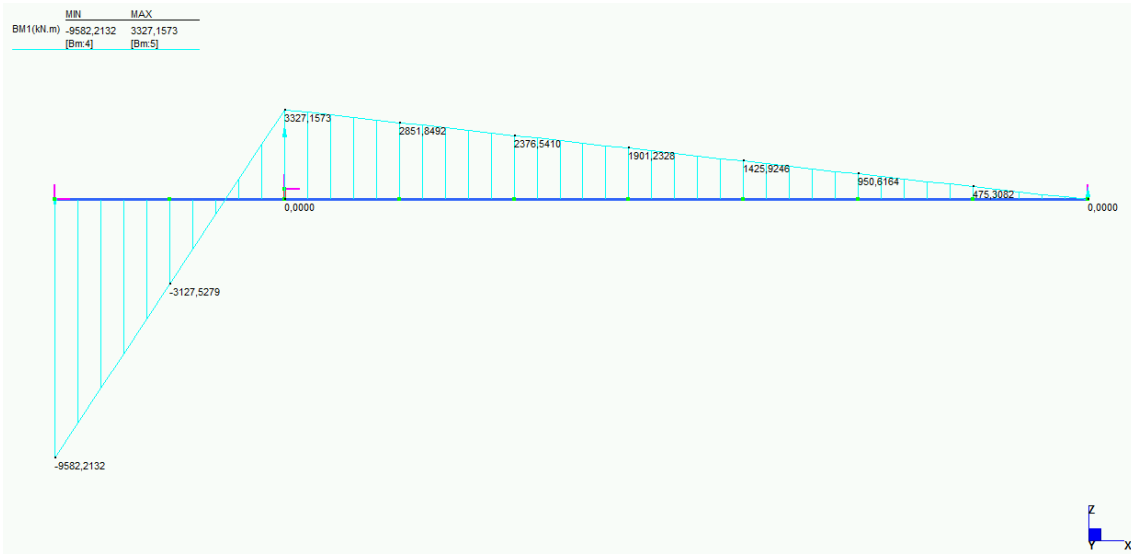
*Figura 6.82*

Dalla combinazione delle azioni statiche equivalenti concentrate e delle corrispondenti reazioni vincolari si ottengono le forze efficaci insistenti sull'impalcato, a cui è legato il comportamento deformativo. Mantenendo convenzionalmente positiva la direzione concorde all'asse trasversale  $z$  si ottiene il seguente sistema di forze trasversali efficaci agenti sull'impalcato:

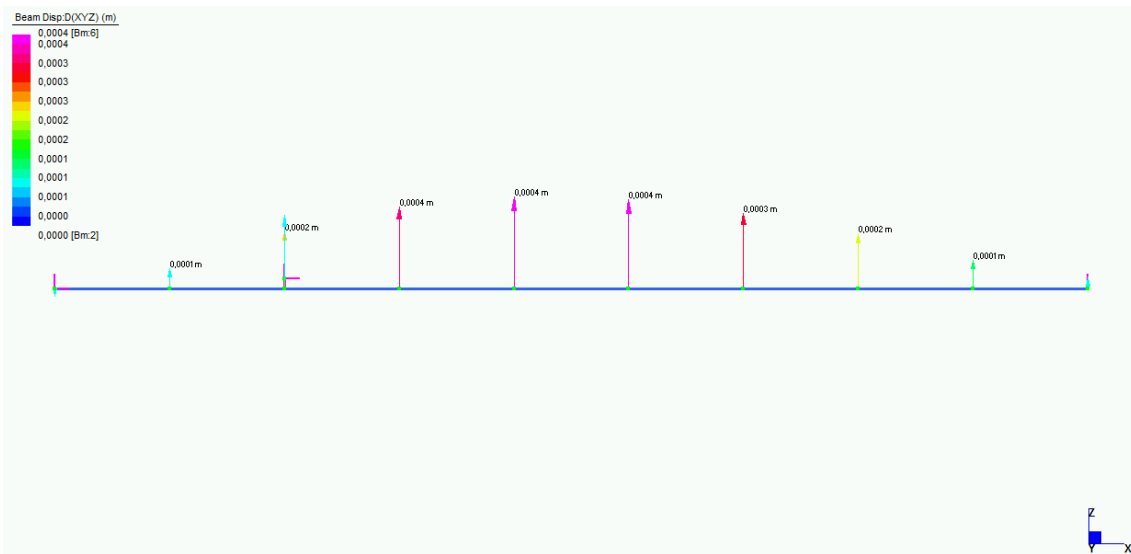
- Azione trasversale efficace all'antenna  $H_{ant, imp} = 630,00 \text{ kN}$

- Azione trasversale efficace alla spalla di destra  $H_{dx,imp} = -43,21 \text{ kN}$
- Azione trasversale efficace alla spalla di sinistra  $H_{sx,imp} = -704,23 \text{ kN}$
- Momento efficace alla spalla in sinistra idraulica  $M_{sx,imp} = 9582,21 \text{ kN m}$

In *Figura 6.83* si riporta l'andamento del momento flettente  $M_y$  sull'impalcato, di cui vengono descritti gli spostamenti trasversali  $u_z$  in *Figura 6.84*.



*Figura 6.83*



*Figura 6.84*

Dalla scomposizione del momento  $M_y$  agente al vincolo d'incastro sulla spalla zavorrata in sinistra idraulica tramite una coppia di sforzi assiali agenti lungo le travi principali, con braccio  $i = 12,65 m$ , ne si ottiene l'incremento dell'azione orizzontale longitudinale per effetto del comportamento dell'impalcato sotto lo sforzo sismico trasversale:

$$H_1 = \pm \frac{M_{sx, imp}}{i} = \pm \frac{9582,21 kN m}{12,65 m} = 757,49 kN$$

I vincoli d'appoggio fisso dell'impalcato alla spalla zavorrata in sinistra idraulica dovranno essere progettati per garantire il trasferimento lungo l'asse di sviluppo delle travi principali di azioni complessive date dalla somma dello sforzo  $H_1$  calcolato, agente per effetto del sisma, e lo sforzo di compressione che normalmente agisce sotto l'effetto dei carichi permanenti. Come già detto in precedenza in combinazione sismica è infatti lecito trascurare gli effetti dei carichi accidentali da traffico agenti sul ponte. La medesima considerazione vale, risultando ancora più gravosa, per le azioni sismiche di competenza dell'impalcato agenti nella sua direzione longitudinale  $x$ , interamente trasmesse dalle travi principali alla spalla zavorrata attraverso i loro vincoli fissi in senso assiale.

Viene infine valutata la sollecitazione flessionale alla base dell'antenna per effetto delle azioni sismiche trasversali. Impiegando uno schema statico di riferimento a mensola il momento d'incastro vale  $M_{Ed} = 6238,56 kN \cdot 2,576 m = 16070,53 kNm$ , dove 2,576 m rappresenta l'altezza del pulvino dell'antenna dal suo vincolo d'incastro in fondazione. Considerando la ripartizione tra i due piedi dell'antenna si avrà lo sviluppo di un momento sismico  $M_{Ed} = 8035,27 kN m$ , aggiuntivo rispetto al valore ottenuto dalla statica per effetto dei carichi permanenti.

## 6.8.4. ANALISI STATICA LINEARE IN SENSO VERTICALE

### IMPALCATO

Il calcolo dell'azione sismica di progetto agente in direzione verticale è eseguito tramite analisi statica equivalente, di cui vengono in seguito riassunti passaggi salienti. Nel rispetto di quanto prescritto per i ponti dalle NTC 2018 al *Par. 7.3.1* il valore del fattore di struttura impiegato nei confronti della componente verticale dell'azione sismica allo *SLV* è  $q = 1$ . La trattazione si sviluppa ricordando i risultati ottenuti dalla analisi sismica locale del terreno di fondazione: per la componente verticale dell'azione sismica il coefficiente d'amplificazione risulta  $S = S_S \cdot S_T = 1$  e l'amplificazione spettrale

massima è di  $F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} = 1,35 \cdot 2,601 \cdot (0,085)^{0,5} = 1,024$ , da cui si ottiene

un'accelerazione verticale massima  $S_{v,e,max} = a_g \cdot S \cdot F_v = 0,085 \text{ g} \cdot 1 \cdot 1,024 = 0,087 \cdot \text{g}$ .

Dall'analisi statica lineare condotta sul modello generale del ponte sotto i carichi permanenti si ottengono i seguenti valori di sforzi verticali scaricati dall'impalcato sul pulvino dell'antenna:

- $F_{y,A} = -1473 \text{ kN}$
- $F_{y,B} = -1682 \text{ kN}$

La reazione vincolare totale agente verticalmente sull'impalcato a livello del pulvino d'antenna risulta pertanto  $R_{\text{pulgino-impalcato}} = -(F_{y,A} + F_{y,B}) = 3155 \text{ kN}$ .

Il peso complessivo dell'antenna è stimato intorno a  $m_{\text{antenna}} = 470 \text{ t}$ , che combinato agli sforzi verticali scaricati dall'impalcato sul pulvino, precedentemente riportati, e alle componenti verticali dei tiri delle funi strutturali di sostegno dell'impalcato e di ormeggio alla spalla zavorrata, sviluppa le seguenti reazioni vincolari agli incastri in fondazione. Si riportano rispettivamente le reazioni complessive lungo l'asse dei piedi e la loro componente in direzione verticale  $y$ :

- $R_{\text{antenna}_1} = 24548 \text{ kN}$  al piede di valle, con componente verticale  $R_y 23204 \text{ kN}$ ;
- $R_{\text{antenna}_2} = 24740 \text{ kN}$  al piede di monte, con componente verticale  $23444 \text{ kN}$ .

Lo sforzo verticale trasmesso complessivamente in fondazione in condizione statica sotto i carichi permanenti vale  $R_{y, antenna_{tot}} = R_{y, antenna_1} + R_{y, antenna_2} = 46648 kN$  .

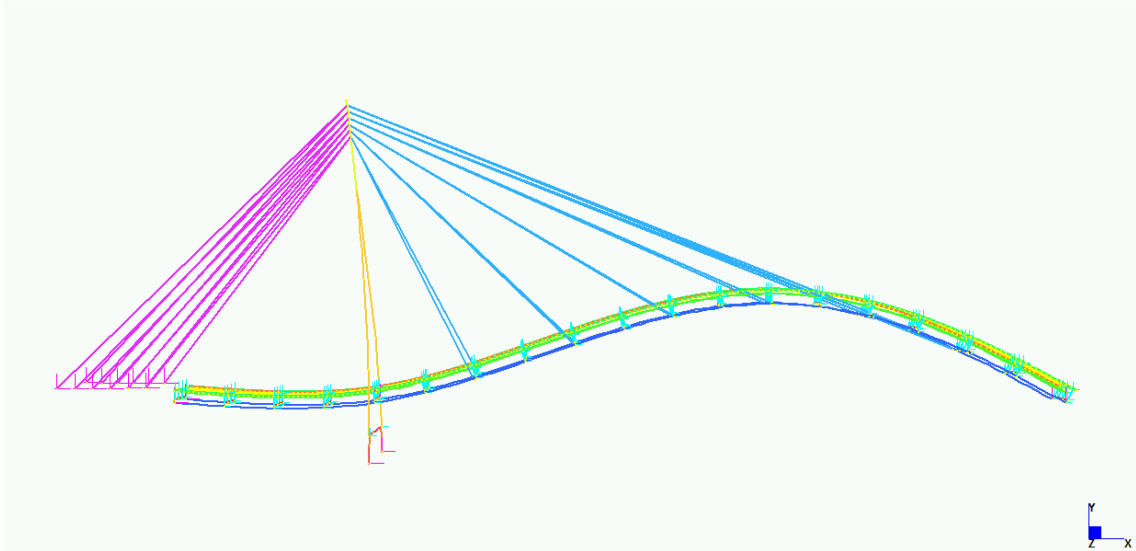
Si procede a questo punto con lo svolgimento dell'analisi modale della struttura al fine di individuarne il periodo proprio significativo per le vibrazioni nel piano verticale. In particolare si è eseguito lo studio dei primi venti modi di vibrare del ponte, con deformata modale di tipo flessionale o torsionale per l'impalcato, di cui si riportano in *Tabella 6.IV* per ciascuno le relative frequenze proprie e le percentuali di partecipazione della massa.

MODE	PARTICIPATION		
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF* (%)
1	1.111E+00	8.000E+05	52.427
2	2.221E+00	3.138E+05	0.001
3	2.962E+00	6.886E+05	0.233
4	3.359E+00	1.121E+06	0.013
5	4.422E+00	2.481E+05	0.000
6	5.282E+00	1.932E+05	0.104
7	5.483E+00	5.469E+05	2.212
8	5.973E+00	8.714E+05	2.061
9	6.155E+00	4.811E+04	0.000
10	7.058E+00	1.447E+05	0.002
11	7.564E+00	4.749E+05	0.801
12	7.728E+00	1.495E+05	8.458
13	8.623E+00	2.706E+04	0.856
14	8.781E+00	3.522E+04	2.648
15	9.245E+00	5.054E+04	0.063
16	9.356E+00	1.163E+04	0.042
17	9.673E+00	2.824E+04	0.238
18	9.834E+00	6.589E+04	0.072
19	9.845E+00	4.333E+04	0.017
20	1.004E+01	3.223E+04	0.044
-----			
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			70.293

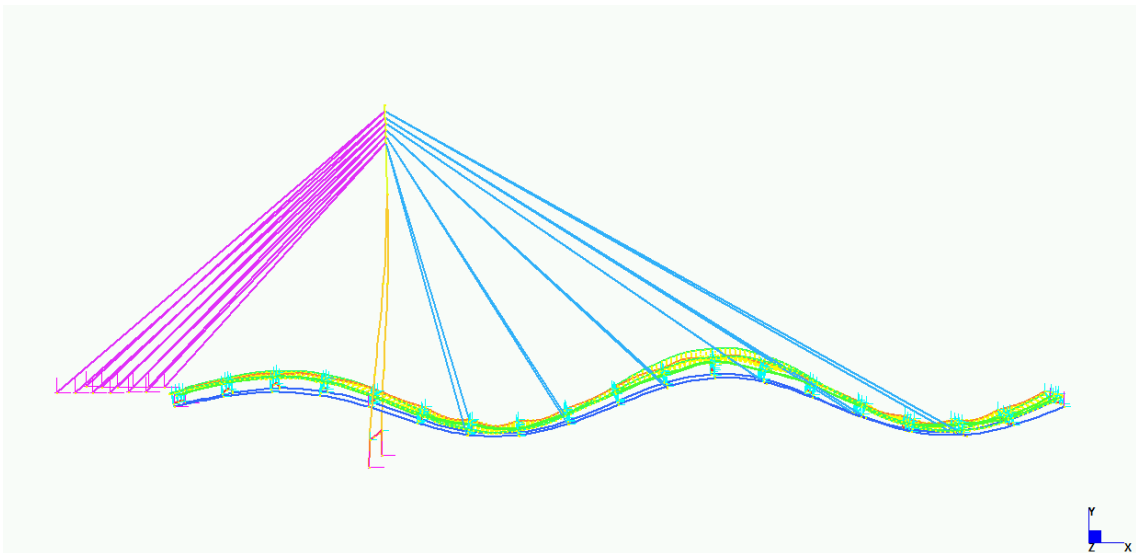
*Tabella 6.IV*

In questo frangente si concentra l'attenzione su quei modi che, manifestandosi per lo più con una curvatura concorde sulle campate, implicano una quota significativa di massa collaborante in direzione verticale. In caso di deformata modale a curvature discordi sulle campate adiacenti ad uno stesso vincolo infatti le forze d'inerzia afferenti tendono ad elidersi reciprocamente. Sono in seguito riportate nelle *Figure 6.85, 6.86, 6.87, 6.88 e 6.89* le rappresentazioni grafiche delle deformate modali più significative nei confronti del comportamento sismico con oscillazioni nel piano verticale. Si considerano i modi di vibrare con percentuale di collaborazione di massa superiore all'1%.





*Figura 6.85 – Primo modo di vibrare, con periodo  $T_1 = 0,905 s$*



*Figura 6.86 - Settimo modo di vibrare, con periodo  $T_7 = 0,182 s$*

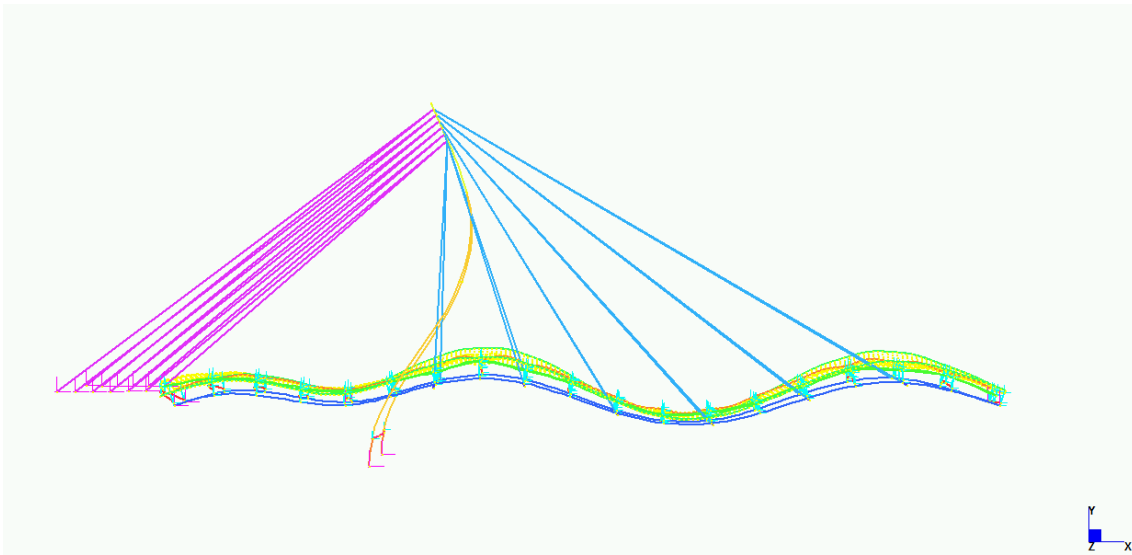


Figura 6.87 - Ottavo modo di vibrare, con periodo  $T_8 = 0,167 s$

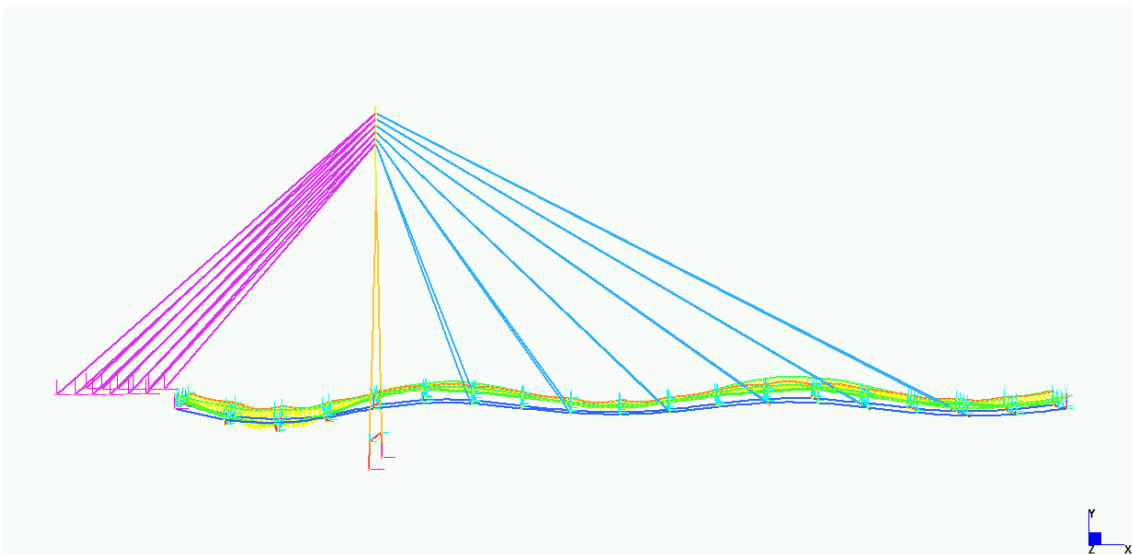


Figura 6.88 – Dodicesimo modo di vibrare, con periodo  $T_{12} = 0,129 s$

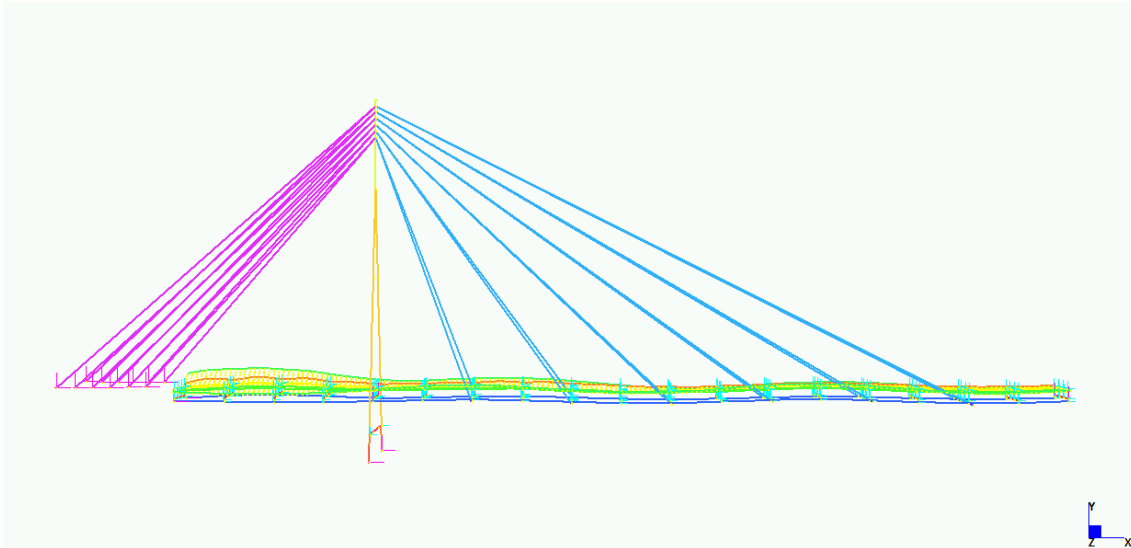


Figura 6.89 - Quattordicesimo modo di vibrare, con periodo  $T_{14} = 0,114 s$

I periodi fondamentali dei modi significativi sono ottenuti come reciproci delle frequenze associate:  $T_i = 1/f_i$ . Una stima del periodo principale del ponte nel piano verticale, rappresentativo del comportamento dell'intero sistema strutturale, è ottenuta dalla media ponderata dei periodi dei modi significativi rispetto alle percentuali di massa collaborante:

$$T = \frac{\sum T_i \cdot \%m_i}{\sum \%m_i} = \frac{0,905 s \cdot 52,427 + 0,182 s \cdot 2,212 + 0,167 s \cdot 2,061 + 0,129 s \cdot 8,458 + 0,114 s \cdot 2,648}{52,427 + 2,212 + 2,061 + 8,458 + 2,648}$$

da cui si ricava  $T = 0,733 s$ .

Al periodo della struttura nei confronti delle azioni sismiche verticali corrisponde un'accelerazione  $S_{v,e}(T) = 0,018 \cdot g$ . Questa, applicata alla massa dell'impalcato, genera un'incremento dello sforzo verticale trasmesso al pulvino dell'antenna pari a:

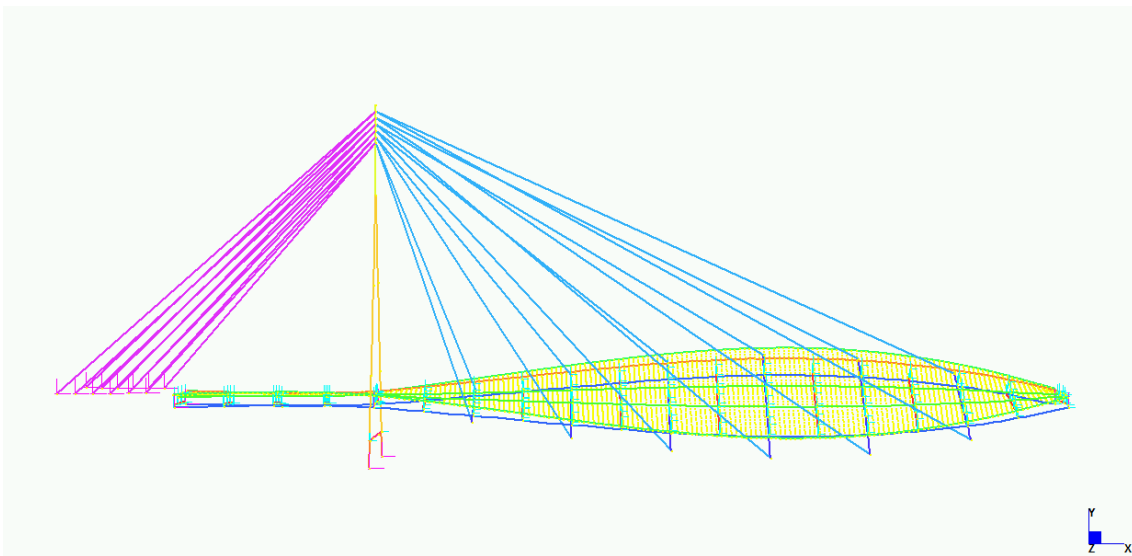
$$\Delta R_{pulgino-impalcato} = R_{pulgino-impalcato} \cdot \frac{S_{v,e}(T)}{g} = 3155 kN \cdot \frac{0,018 \cdot g}{g} = 57 kN$$

Analogamente si ricava l'incremento dello sforzo verticale all'incastro di base dell'antenna metallica per l'effetto sismico legato alla sua stessa massa. Trascurando la sua deformabilità a sforzo normale, considerandone un periodo proprio  $T \rightarrow 0 s$ , si ottiene:

$$\Delta R_{y, antenna_{tot}} = P_{antenna_{tot}} \cdot \frac{S_{v,e}(0)}{g} = 4601 kN \cdot \frac{0,033 \cdot g}{g} = 152 kN$$

Dalla combinazione di tutti i contributi generati dall'azione sismica nel piano verticale si ha sull'antenna un'incremento dello sforzo verticale complessivamente agente in fondazione di  $\Delta R_{antenna} = \Delta R_{pulsino-impalcato} + \Delta R_{y, antenna_{tot}} = 209 \text{ kN}$ , con un'incidenza minima se raffrontato al valore normalmente agente in condizione statiche sotto i carichi permanenti, pari a  $R_{y, antenna_{tot}} = 46648 \text{ kN}$ .

Dall'analisi modale svolta si è potuto constatare come la struttura non presenti alcun modo di vibrare con frequenza inferiore ai 10 Hz che preveda sbandamento trasversale dell'impalcato nel suo piano orizzontale d'appartenenza  $xz$ , coerentemente col risultato ottenuto nel Paragrafo precedente dall'analisi sul comportamento alle azioni sismiche trasversali. Gli unici modi di vibrare con contributo rilevante delle masse lungo  $z$  presentano deformata modale di tipo torsionale per l'impalcato, come si osserva nelle *Figure 6.90 e 6.91*.



*Figura 6.90 - Secondo modo di vibrare, con periodo  $T_2 = 0,450 \text{ s}$*

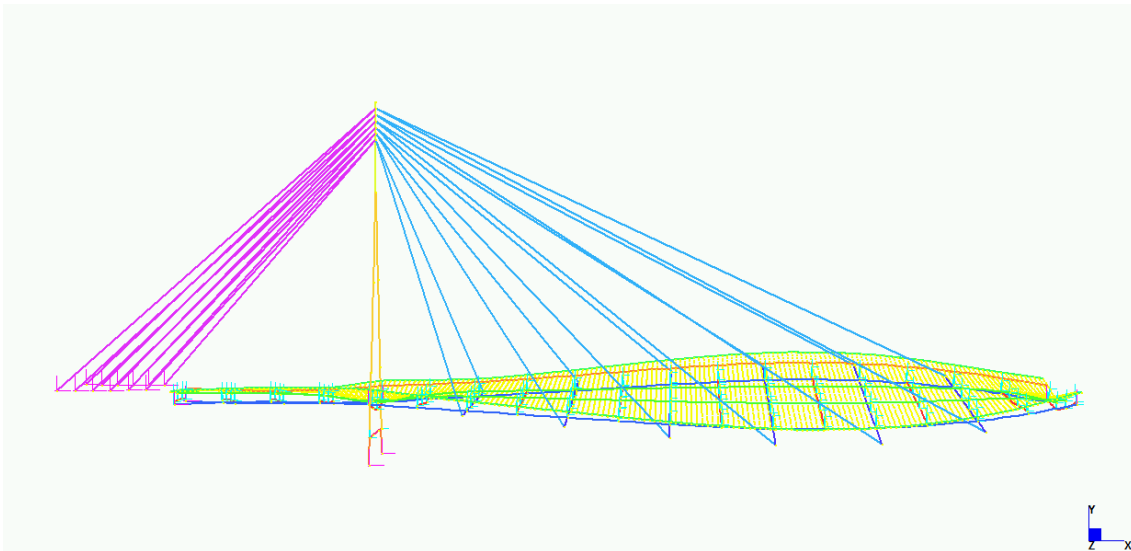


Figura 6.91 - Quarto modo di vibrare, con periodo  $T_4 = 0,298 s$

## 6.9. SLU – GEOTECNICA

In normativa è prevista l'adozione del sistema AMR, che prevede in progetto e verifica l'applicazione dei coefficienti parziali a ciascun gruppo di grandezze:

- **A**, coefficienti amplificativi sui carichi, differenziando i permanenti dai variabili;
- **M**, coefficienti riduttivi di proprietà dei materiali, come da *Tabella 6.V* estratta dalle NTC 2018;
- **R**, coefficienti globali di sicurezza per il passaggio da valori caratteristici a valori di progetto.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 6.V- coefficienti parziali di sicurezza su M da NTC 2018

Si riportano in *Tabella 6.VI* e *6.VII* i valori prescritti nell'approccio agli stati limite per i coefficienti parziali di sicurezza di tipo A, sui carichi, rispettivamente dalle NTC 2008 e 2018. Tuttavia a fronte della natura della struttura in esame, coerentemente con quanto prescritto dalle NTC 2018 al *Par. 5.1.3.14* in materia di ponti la valutazione degli sforzi trasmessi in fondazione è stata condotta applicando i coefficienti amplificativi riportati in *Tabella V.III*, come da trattazione riportata ai capitoli precedenti.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

*Tabella 6.VI - coefficienti parziali di sicurezza su A da NTC 2008*

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

*Tabella 6.VII - coefficienti parziali di sicurezza su A da NTC 2018*

Nelle tabelle con la sigla EQU si intende lo stato limite di equilibrio di corpo rigido, STR fa riferimento allo stato limite di resistenza della struttura, elementi di fondazione compresi, e la sigla GEO rappresenta lo stato limite di resistenza del terreno. Da tabelle, inoltre:

- $\gamma_{G1}$  rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza per il peso proprio della struttura, nonché del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza dei pesi propri di elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  rappresenta il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili.

		Coefficiente	EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	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

Tabella 6.VIII - coefficienti parziali di sicurezza specifici per i ponti, da NTC 2018

Si può osservare come in ambito dello stato limite di resistenza del terreno per i carichi permanenti, derivanti dai pesi propri del sistema, non si prevede alcuna amplificazione, mentre per i carichi variabili è prevista l'applicazione di un coefficiente amplificativo di 1,3, ridotto a 1,15 per le azioni da traffico. Per quanto riguarda lo stato limite ultimo di resistenza della struttura di fondazione ai carichi permanenti strutturali si è applicato un coefficiente di 1,35, così come ai carichi da traffico. Ai carichi di altra natura si applica il coefficiente amplificativo 1,5. Individuati i valori dei coefficienti parziali delle azioni per la determinazione degli effetti sollecitanti, nelle verifiche agli stati limite ultimi strutturali STR e geotecnici GEO si va a differenziare la trattazione a seconda della tipologia di fondazione, superficiale o su pali.

Per le **fondazioni superficiali** nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi si devono adottare in combinazione due diversi approcci progettuali:

- Nell'*Approccio 1*, impiegato per l'esecuzione delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali STR, si utilizzano 2 diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R).
  - Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1* per le azioni vengono impiegati i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 (A1+M1+R3).
  - Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, prescritta nella verifica di stabilità globale, si impiegano invece sui carichi i coefficienti amplificativi  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2 (A2+M2+R2).
- Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale (R). Da normativa si ricorre a questo approccio per le verifiche di tipo geologico sul terreno di fondazione, sia nei confronti del carico limite che dello scorrimento, e per le verifiche di resistenza strutturale. Per le azioni vengono impiegati i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 (A1+M1+R3).

In *Tabella 6.IX* si riportano i coefficienti parziali di resistenza globale impiegati per ricavare i valori di progetto per le fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

*Tabella 6.IX*

Si approfondiscono in seguito le prescrizioni imposte dalla NTC 2018 per il progetto e la verifica di **fondazioni su pali**. Da normativa la progettazione deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle tecniche realizzative, oltre al dimensionamento, tenendo conto degli effetti di gruppo e dell'interazione con le relative strutture di collegamento. Il progetto viene sviluppato a partire dai risultati delle prove geotecniche svolte, note le



caratteristiche del terreno ed il regime di pressioni interstiziali, e le rispettive verifiche sono condotte a partire dai risultati dell'analisi d'interazione tra terreno ed il complesso di fondazione, intesa come l'insieme costituito dai pali e dalla struttura di collegamento, ovvero note le aliquote di ripartizione dell'azione di progetto. Tuttavia nel caso in esame non ritenendo significativa tale interazione, le verifiche sia geotecniche che strutturali si conducono con riferimento ai soli pali, trascurando cautelativamente il comportamento a fondazione mista e quindi il contributo aggiuntivo di portanza offerto dal basamento superficiale di collegamento, sia per la fondazione dell'antenna che delle spalle. Le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi si conducono con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento rispetto ai carichi assiali di trazione, assenti nel caso in esame;
  - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, solo sommariamente trattata in questa sede.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la *Combinazione 2* dell'*Approccio 1* (A2+M2+R2) descritta in precedenza, tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza, sia per le azioni che per i parametri geotecnici, già rispettivamente riportati nelle *Tablelle 6.VIII* e *6.V*.

Le restanti verifiche vengono invece svolte secondo l'*Approccio 2* con combinazione (A1+M1+R3), sempre rifacendosi ai coefficienti parziali su A e M, di valenza generale.

Per tutte le verifiche di fondazioni profonde su pali, indipendentemente dall'approccio, nella seguente *Tabella 6.X* sono riportati i coefficienti di sicurezza da applicare per le resistenze globali, validi per pali soggetti a carico verticale, che si discostano per loro

natura da quelli utilizzati nelle fondazioni superficiali.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.IX

Nello specifico del progetto in esame si applicano ai valori di resistenza caratteristica i coefficienti  $\gamma_R$  che competono ai pali trivellati. Tutti i pali di basamento d'antenna, della spalla tradizionale in destra idraulica e della spalla zavorrata di sinistra lavorano sempre in compressione. In particolare il peso del manufatto della spalla zavorrata contrasta in modo efficace la risultante delle componenti di tiro verso l'alto degli stralli d'ormeggio evitando sotto qualsiasi condizione di verifica l'insorgere di sforzi di trazione lungo i pali di fondazione, benché dotati di capacità stabilizzante a trazione grazie all'attrito sulla loro superficie laterale. In virtù dell'elevata rigidità e portanza del sottosuolo in raffronto alle qualità modeste dei livelli più superficiali si può a ragione ipotizzare che i pali compressi lavorino prevalentemente in punta, essendo dotati di diametro importante e ammortandosi sufficientemente alla base. Ne consegue l'applicazione del corrispettivo coefficiente di sicurezza globale  $\gamma_R = 1,35$ .

Come prescritto da normativa tecnica il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto nelle verifiche condotte nei confronti degli stati limite ultimi di tipo strutturale (STR).

All'interno del *Capitolo 8*, dedicato alle verifiche geotecniche e strutturali di fondazione, verrà illustrata la procedura, da NTC 2018, per la valutazione dei valori di resistenza caratteristica  $R_k$  a cui poi applicare i coefficienti  $\gamma_R$  per ricavare il dato di resistenza di progetto  $R_d$ , da confrontare con le azioni sollecitanti più gravose riscontrate per le due combinazioni,  $A_1$  e  $A_2$ . In virtù della funzione specifica dei sistemi di fondazione e delle azioni prevalenti agenti su essi la palificata di base dell'antenna sarà dimensionata per sforzo normale di compressione e la palificata della spalla zavorrata a taglio da sisma.

## 6.10. STABILITA' ANTENNA METALLICA

All'interno del presente paragrafo viene analizzata la condizione di stabilità dell'antenna metallica nel suo insieme e dei singoli elementi compresi che la costituiscono. Il calcolo del carico critico euleriano per ciascuno di essi è affiancato dallo svolgimento di analisi lineari di Buckling al calcolatore. Si decide di condurre lo studio di stabilità sia per gli elementi singoli che per l'intero complesso strutturale d'antenna, considerato che per una elevata rigidità conferita dalla sezione ad "A" in direzione  $z$  trasversalmente ad essa, lungo  $x$ , non si ha un contributo analogo. A fronte degli elevati sforzi verticali trasmessi verso il basso dagli ordini di stralli vincolati in sommità, si è pertanto ritenuto doveroso individuare per il complesso d'antenna il carico critico verticale destabilizzante totale, che ne induce sbandamento trasversale. In via cautelativa nei modelli prodotti è stato trascurato il contributo offerto dalle piastre trasversali interne di controventamento poste a passo 2,5 m. Il loro ruolo risulta tuttavia fondamentale per la stabilità dell'elemento, come ormai noto dall'esperienze di carpenteria, a presidio contro fenomeni d'instabilità delle membrature metalliche, di cui è riportata la verifica al Paragrafo 7.3.

Dagli esiti delle precedenti analisi di sforzo si è osservato come gli elementi d'antenna, specie nel tratto delle gambe ma anche nella porzione in sommità, a meno di contenuti e locali sforzi di flessione, siano prevalentemente sollecitati a compressione, in regime assiale. E' ipotizzabile con buona approssimazione che piastre metalliche costituenti il cassone chiuso di sezione lavorano in modo puramente membranale. In simili condizioni l'analisi lineare di Buckling rappresenta un valido strumento per l'individuazione del carico critico destabilizzante della struttura  $P_{cr}$ , corrispondente al suo stato di equilibrio indifferente. Questo è definito dal metodo come il punto di biforcazione del percorso di carico in cui viene meno l'unicità della soluzione della struttura e per la quale a carichi superiori si sviluppano due rami di equilibrio distinti. Secondo le definizioni correnti:

- **Situazione di equilibrio stabile della struttura**

Condizione del sistema per cui, a seguito dell'applicazione di una perturbazione, questo tende a ripristinare la propria configurazione d'equilibrio iniziale.

- **Situazione di equilibrio instabile della struttura**

Condizione del sistema per cui, anche solo con l'applicazione di una piccola perturbazione, la risposta offerta produce un allontanamento indefinito dalla sua

configurazione d'equilibrio iniziale.

L'assunzione d'esistenza del punto di biforcazione, nel campo dell'instabilità elastica, è valida quando i carichi dominanti agenti sulla struttura sono di tipo membranale, non producendo dunque deformazioni significative fuori piano. Queste comporterebbero l'insorgere di eccentricità e conseguente redistribuzione degli sforzi verso un nuovo stato di equilibrio flessionale. Per l'applicazione del metodo è quindi richiesto che il puntone compresso sia perfettamente rettilineo, uniforme e privo di momenti e forze di taglio. In virtù del comportamento d'insieme dell'antenna e dell'entità delle forze in gioco in prima approssimazione si può considerare la condizione soddisfatta.

Si procede dunque con l'analisi di  $P_{cr}$  per i vari elementi ed il complesso strutturale, confrontando i risultati ottenuti al calcolatore con gli esiti del calcolo tradizionale del carico critico euleriano, secondo la formula tradizionale:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{L_0^2}$$

In cui:

- Il modulo di Young dell'acciaio strutturale  $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$  ;
- $I_{min}$  rappresenta il più basso momento d'inerzia della sezione, nella direzione in cui si manifesta l'ipotetica destabilizzazione;
- $L_0$  rappresenta la lunghezza di libera inflessione dell'elemento compresso, data in funzione del suo sviluppo longitudinale e delle sue condizioni di vincolo. Per il caso in esame:
  - Per le gambe d'antenna  $L_0 = l = 30,75 \text{ m}$  , assumendo uno schema statico di trave incastrata all'estremità inferiore e superiormente vincolata tramite pattino a piano di scorrimento ortogonale all'asse.
  - Per la sommità  $L_0 = 2 \cdot l = 20 \text{ m}$  , assumendo uno schema statico di trave incastrata all'estremità inferiore e libera all'estremità superiore. Si trascura in via cautelativa il vincolamento laterale offerto dagli stralli, anche prendendo in considerazione la loro disposizione, per effetto della quale il contributo è prevalente in direzione ortogonale a quella di sbandamento, nel senso della minore inerzia della sezione.

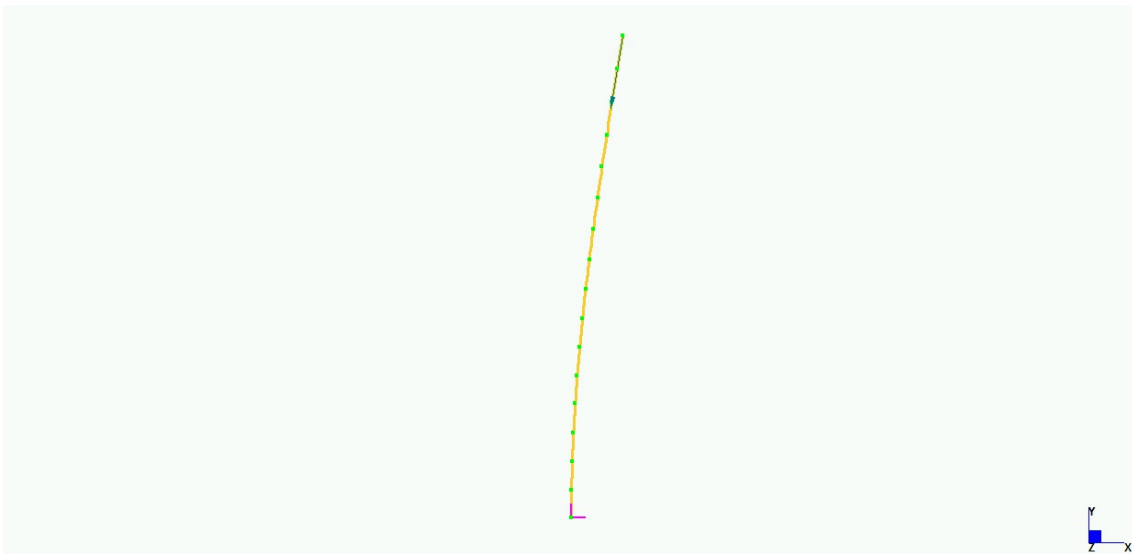
Vengono in seguito riassunti i risultati ottenuti coi due metodi.

## GAMBE D'ANTENNA

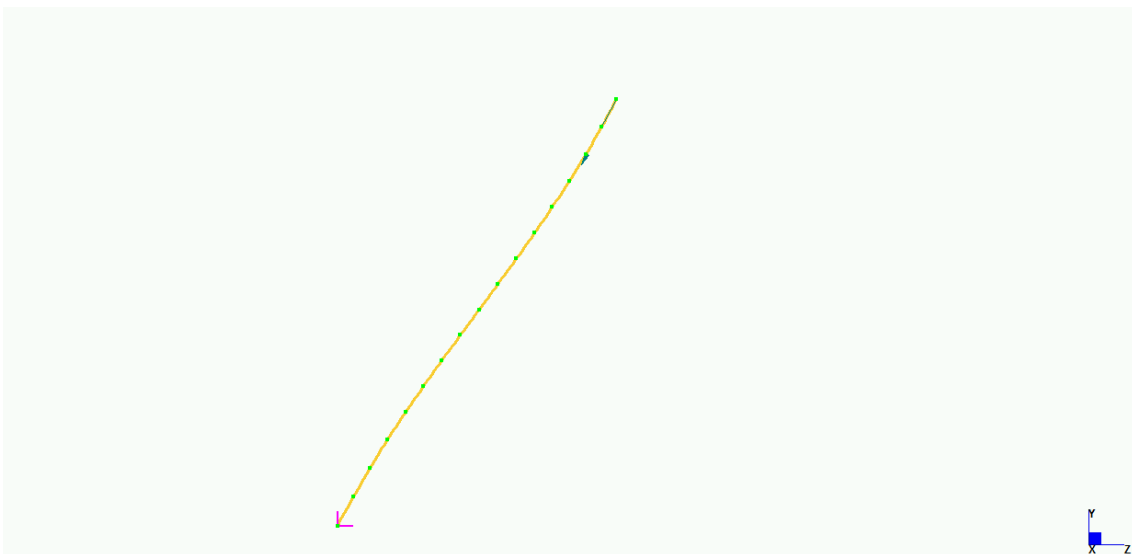
Il carico critico euleriano risulta:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5432 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4}{(30,75 \text{ m})^2} = 338.270 \text{ kN}$$

Il carico critico ottenuto dall'analisi lineare di Buckling è  $P_{cr} = 1,889 \cdot 10^5 \text{ kN}$ , a cui è associato il primo modo riportato in *Figura 6.92*. Per il secondo  $P_2 = 3,420 \cdot 10^5 \text{ kN}$ .



*Figura 6.92 – Primo modo di destabilizzazione delle gambe d'antenna*



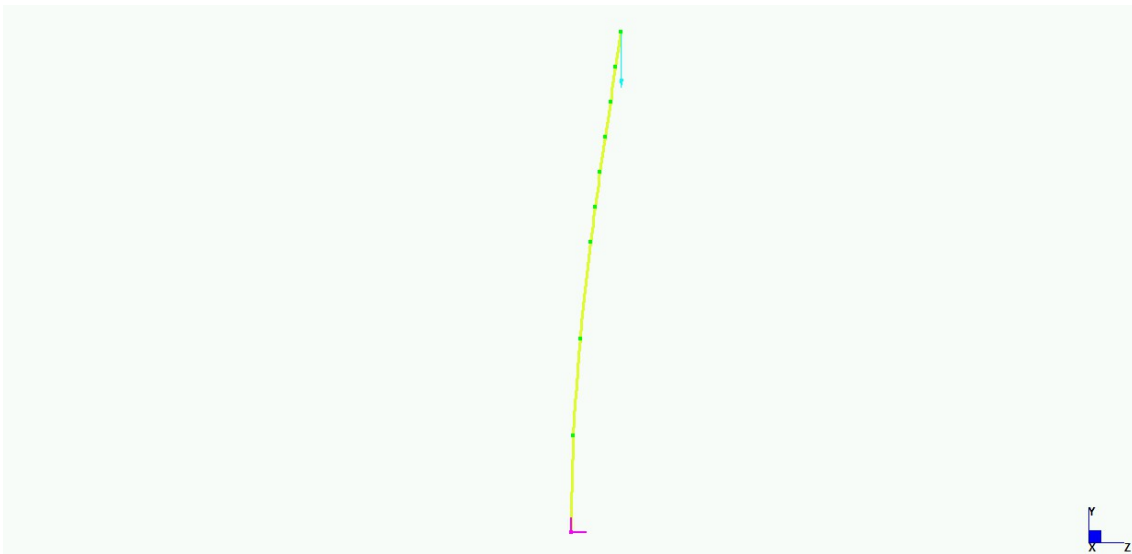
*Figura 6.93 – Secondo modo di destabilizzazione delle gambe d'antenna*

## SOMMITA' D'ANTENNA

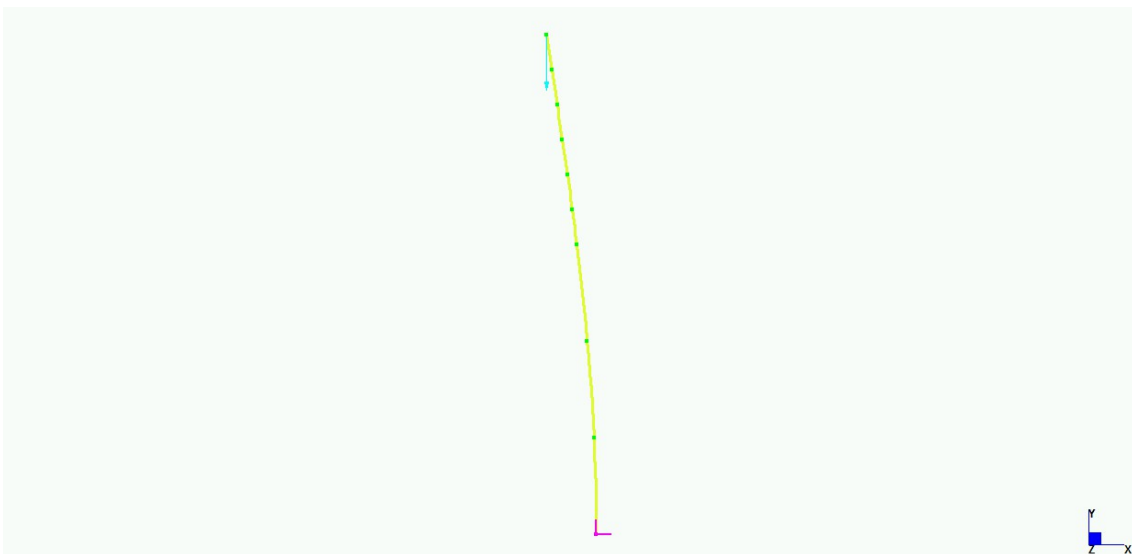
Il carico critico euleriano risulta:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0842 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4}{(20 \text{ m})^2} = 1.079.930 \text{ kN}$$

Il carico critico ottenuto dall'analisi lineare di Buckling è  $P_{cr} = 1,055 \cdot 10^6 \text{ kN}$ , a cui è associato il primo modo riportato in *Figura 6.94*. Per il secondo  $P_2 = 2,240 \cdot 10^6 \text{ kN}$ .



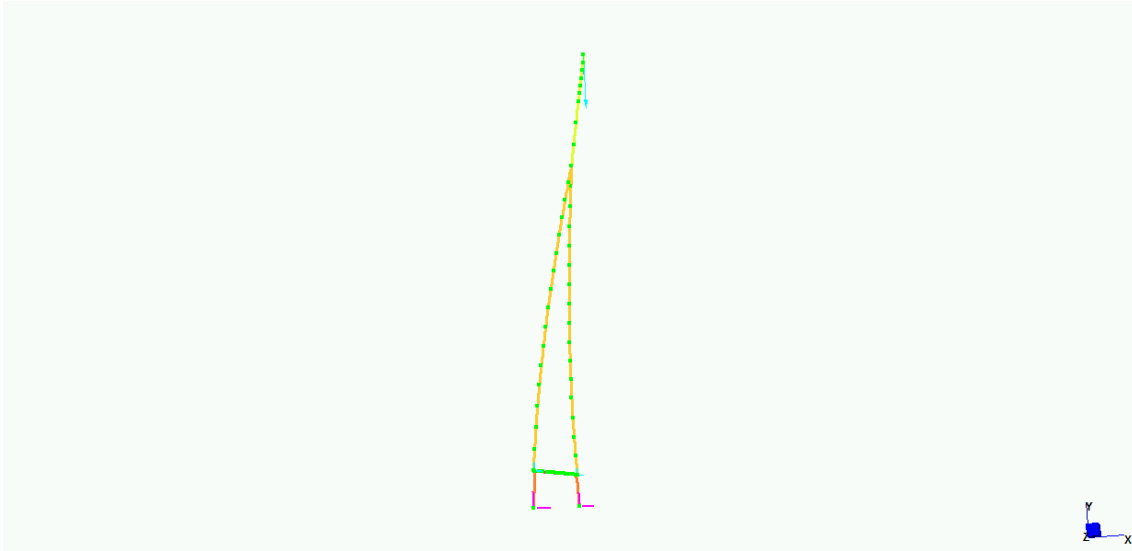
*Figura 6.94 – Primo modo di destabilizzazione della sommità d'antenna*



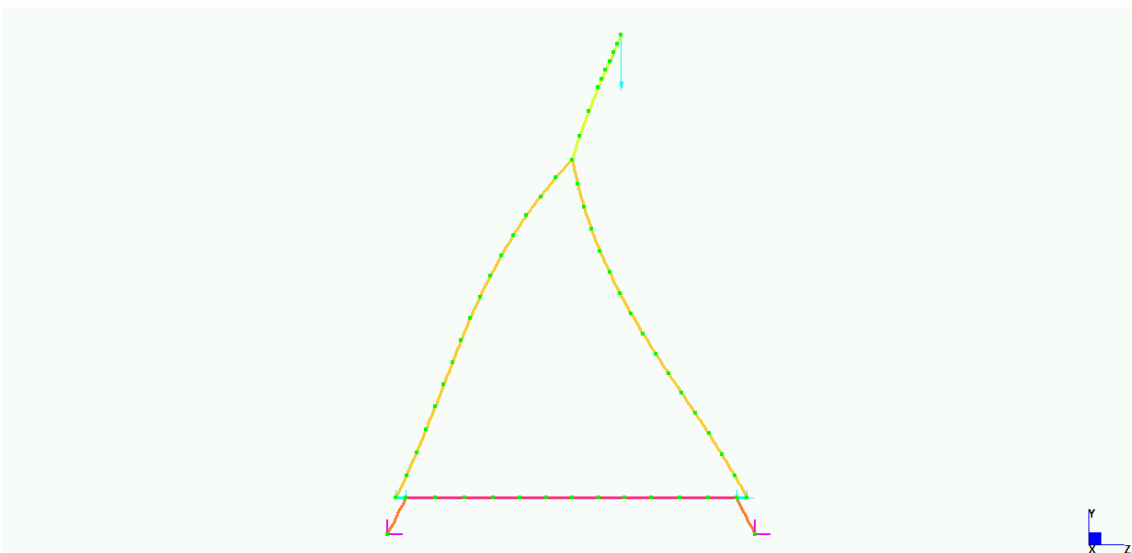
*Figura 6.95 – Secondo modo di destabilizzazione della sommità d'antenna*

## INSTABILITA' GLOBALE DELL'ANTENNA

Il carico critico ottenuto dall'analisi lineare di Buckling per l'antenna metallica nel suo complesso risulta  $P_{cr} = 1,792 \cdot 10^5 \text{ kN}$ , a cui è associato il primo modo d'instabilità riportato in *Figura 6.96*. Al secondo modo compete  $P_2 = 4,434 \cdot 10^5 \text{ kN}$ .



*Figura 6.96 – Primo modo di destabilizzazione dell'antenna nel suo complesso*



*Figura 6.97 – Primo modo di destabilizzazione dell'antenna nel suo complesso*

Nonostante la sua conformazione, estremamente rigida in un senso ma penalizzante in direzione trasversale, il carico critico del sistema d'antenna nel suo complesso risulta sufficientemente elevato rispetto ai massimi sforzi sollecitanti agenti verticalmente. Del resto avendo garantito l'equilibrio orizzontale mediante apposita regolazione dei tiri nei due gruppi di funi l'azione verticale di compressione scaricata in sommità rappresenta la sollecitante principale insistente sull'antenna. Il metodo con analisi di Buckling si può ritenere validato a seguito del riscontro tra i valori offerti in output per i singoli elementi strutturali ed il carico critico teorico euleriano. Come si evince dalle seguenti verifiche i valori massimi agenti sugli elementi risultano debitamente inferiori al carico critico  $P_{cr}$  riscontrato:

- Per le gambe d'antenna  $P_{cr} = 188.900 \text{ kN} > N_{max} = 30.119 \text{ kN}$  ;
- Per la sommità d'antenna  $P_{cr} = 1.055.000 \text{ kN} > N_{max} = 50.128 \text{ kN}$  ;
- Per il complesso antenna  $P_{cr} = 179.200 \text{ kN} > P_{y,max} = 50.128 \text{ kN}$  ;

I risultati ottenuti tramite analisi lineare di Buckling, fondata sull'ipotesi di linearità di comportamento strutturale fino al raggiungimento della condizione critica, e che non è in grado di eseguire un'analisi post – critica, è stato inoltre opportunamente validato con lo svolgimento di analisi non lineare di verifica. Questa, introducendo un'imperfezione alla struttura mediante l'applicazione del carico non più in asse, ma con una infinitesima eccentricità di 1 cm attraverso l'ausilio di rigid link, ha permesso di valutare la modalità con cui il sistema evolve durante il percorso di sforzo assegnato, specie in termini di comportamento post – critico. Per ragioni di spazio in questa sede non si illustrano nel dettaglio gli esiti ottenuti dall'analisi non lineare geometrica per step con storia di carico assegnata. Tuttavia è importante ribadire come gli esiti ottenuti siano coerenti coi valori del carico critico ricavato dall'analisi lineare di Buckling. Il carico critico si è assunto in via cautelativa corrispondente all'ultimo step di carico che arriva a convergenza senza i sub – increment impiegati di default dal programma, nel momento insorge singolarità nella matrice di rigidezza della struttura.



## 6.11. AZIONI SULLA SPALLA ZAVORRATA

Nel presente paragrafo si descrive il comportamento evidenziato dalla spalla zavorrata nelle due configurazioni significative di sforzo, in seguito riassunte:

- Condizione più gravosa di sforzo riscontrata agli stati limite ultimi, in termini di azioni di tiro in trazione all'ancoraggio degli stralli d'ormeggio e dello sforzo trasmesso dalle travi principali d'impalcato ai suoi vincoli in spalla. Per l'assetto strutturale adottato risulta particolarmente elevata la componente orizzontale, con l'impalcato in compressione contro la spalla per la somma delle componenti orizzontali dei tiri degli stralli di sostegno dell'impalcato. Il triangolo delle forze a soddisfacimento dell'equilibrio complessivo interno alla struttura viene chiuso entro il manufatto di spalla, appositamente irrigidito per evitare difficoltà sia in termini deformativi che di resistenza. Non sono state riscontrate criticità. I flussi orizzontali di sforzo tra azione in compressione dell'impalcato e le componenti orizzontali di tiro degli stralli si sviluppano in modo regolare. E' trascurabile il contributo di sforzo da azione frenante sull'impalcato, in quanto per la modesta entità di  $F_h = 631 \text{ kN}$  non rappresenta la condizione più gravosa, agendo in concomitanza con i carichi verticali da traffico in combinazione frequente, come da prescrizioni a *Par. 5.1.3.14* delle NTC 2018. La combinazione di carico più gravosa, quindi dimensionante, è quella che prevede le azioni verticali da traffico sulla superficie carrabile con valore massimo, a cui non sono abbinati né sforzi di frenatura né di forza centrifuga, peraltro assente ne caso in esame di impalcato rettilineo. Analizzando i risultati del modello di calcolo il set di sollecitazioni trasmesse al palo più caricato è di:

- $R_v = 1193 \text{ kN}$  assiale di compressione sul palo
- $R_h = \sqrt{R_x^2 + R_z^2} = 57 \text{ kN}$  di taglio sul palo, del tutto trascurabile.

A fronte dell'elevata rigidità del manufatto e della sua soletta di fondazione, di collegamento tra i pali, questi lavorano in modo omogeneo, senza presentare picchi significativi di sollecitazione. Il carico complessivamente trasmesso alla fondazione profonda si ritiene pertanto equamente ripartito tra i pali, di cui in sede di verifica geotecnica si dovrà considerare anche il peso proprio, allo stato limite ultimo pari a  $G_{1,pali} \cdot \gamma_{G1} = 309,25 \text{ kN} \cdot 1,35 = 417 \text{ kN}$ .

- Condizione sismica, in cui gli sforzi complessivamente agenti in spalla sono dati dalla combinazione delle azioni sismiche longitudinali  $H = 14414 kN$  con gli sforzi riscontrati in combinazione quasi permanente, sotto i soli carichi portanti. L'azione sismica risultante è ottenuta dalla somma del contributo d'inerzia della spalla, dell'inerzia dell'impalcato e dalla spinta sismica del terreno a tergo del manufatto, valutata secondo il metodo di Mononobe e Okabe. Il risultati ottenuti dallo specifico modello di spalla, costruito mediante elementi shell e di cui si omette la rappresentazione grafica per la complessità di lettura dei dati in output, come nella configurazione di sforzi precedente non evidenzia criticità. In virtù della funzione della spalla zavorrata di unico vincolo fisso in senso longitudinale per l'intero impalcato la verifica risulta più gravosa della precedente in termini di taglio sui pali, e pertanto sarà vincolante in sede di progettazione. Il massimo set di sforzi trasmessi al palo più caricato è di:

- $R_v = 1267 kN$  assiale di compressione sul palo
- $R_h = \sqrt{R_x^2 + R_z^2} = 751 kN$  di taglio sul palo

A fronte dell'elevata rigidità del manufatto e della sua soletta di fondazione, di collegamento tra i pali, si suppone che questi lavorino omogeneamente a taglio, ripartendosi equamente lo sforzo orizzontale complessivo, da incrementare con coefficiente 1,3 in sede di verifica nel rispetto della gerarchia delle resistenze per strutture in classe di duttilità elevata.

Nel modello strutturale impiegato il vincolo rappresentato dai pali di fondazione è reso mediante cerniere ad impedimento delle traslazioni, pur trattandosi di pali a rotazione impedita in testa. Tuttavia il comportamento dominante nella trasmissione degli sforzi su di essi è a sforzo normale in compressione e orizzontalmente a taglio. Sebbene dalla trattazione alla Winkler a questo sia abbinato un momento flettente, tale sforzo viene a sua volta ritrasmesso al solettone di base e quindi ripartito tra il complesso dei pali in termini d'incremento/riduzione dello sforzo normale, secondo il tipico meccanismo a coppia. In definitiva internamente i pali sono sollecitati ed opportunamente armati a momento flettente, ma il meccanismo di trasmissione dello sforzo dalla soletta avviene verticalmente a sforzo normale di compressione e orizzontalmente a taglio, secondo un comportamento a cerniera fissa.

## 7. VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente capitolo sono riassunti i calcoli di verifica relativi agli elementi strutturali del ponte, rispetto alle massime sollecitazioni riscontrate da analisi FEM.

### 7.1. VERIFICHE SULL'IMPALCATO MISTO

I seguenti calcoli di verifica sono condotti rispetto alle condizioni di sforzo più gravose riscontrate nelle varie combinazioni agli SLU:

- Massima combinazione sollecitante alla sezione significativa centrale in campata principale  $M^+ = 36822 \text{ kNm}$  –  $N = 4571 \text{ kN}$  di trazione;
- Massima combinazione sollecitante alla sezione significativa di appoggio della trave principale al pulvino  $M^- = -30953 \text{ kNm}$  –  $N = -14833 \text{ kN}$  sforzo di compressione;
- Taglio massimo, riscontrato all'appoggio della trave principale sulla spalla di destra  $T_{x,max} = 3679 \text{ kN}$ .

#### 7.1.1. VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

Si riportano nel presente paragrafo i calcoli di verifica per il massimo momento flettente  $M^+$  riscontrato sulla campata principale. La verifica interesserà la sezione totale reagente dell'impalcato misto, di cui si analizzano le caratteristiche geometriche omogeneizzando ad acciaio con coefficiente  $n = 6$ . Si procede dalla descrizione delle caratteristiche geometriche degli elementi costituenti la sezione:

- Area resistente della trave metallica  $A_{acc} = 1384 \text{ cm}^2$ ;
- Momento d'inerzia della trave metallica  $J_{acc} = 1,701 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$ , il cui baricentro è situato a 137,5 cm dall'estradosso. Ne conseguono i momenti elastici:
  - $w_{el,inf} = 138861 \text{ cm}^3$  all'ala inferiore;
  - $w_{el,sup} = 123712 \text{ cm}^3$  all'ala superiore.

- Area resistente della sezione di calcestruzzo  $A_{cls} = 14570 \text{ cm}^2$ , sulla base della larghezza collaborante di 470 cm ricavata come da indicazioni normative;
- Momento d'inerzia della sezione rettangolare della soletta collaborante 470 cm x 31 cm:  $J_{cls} = 1166814 \text{ cm}^4$ .

La procedura di calcolo in seguito ripercorsa è stata tratta da manuale tecnico [15] di comprovata validità, per la valutazione della distribuzione delle tensioni in sezione in campo elastico.

- Area di calcestruzzo omogenizzato:

$$A_{cls,6} = 2428 \text{ cm}^2$$

- Momento d'inerzia dell'acciaio omogenizzato:

$$J_{cls,6} = 194469 \text{ cm}^4$$

- Area totale di sezione omogenizzata ad acciaio:

$$A_{tot,6} = A_{acc} + A_{cls,6} = 3812 \text{ cm}^2$$

- Baricentro complessivo di sezione, con segno positivo verso l'alto dalla sezione di collegamento trave – soletta:

$$y_{G,tot} = (A_{cls,6} \cdot d_{cls} - A_{acc} \cdot d_{acc}) / A_{tot,6} = -40 \text{ cm}$$

- Braccio della soletta rispetto al nuovo baricentro totale di sezione:

$$d_{sez,tot,cls} = 55,5 \text{ cm}$$

- Braccio della trave metallica rispetto al nuovo baricentro totale di sezione, come nel caso precedente pari alla distanza tra i baricentri, locale e globale:

$$d_{sez,tot,acc} = 97,5 \text{ cm}$$

- Momento d'inerzia complessivo della sezione:

$$J_{tot,6} = J_{acc} + J_{cls,6} + A_{acc} \cdot d_{sez,tot,acc}^2 + A_{cls,6} \cdot d_{sez,tot,cls}^2 = 37814857 \text{ cm}^4$$

- Momento elastico all'estradosso della soletta:

$$w_{cls sup.} = J_{tot,6} / 71 \text{ cm} = 532604 \text{ cm}^3$$

- Momento elastico alla sezione di collegamento tra soletta e trave metallica:

$$w_{colleg.} = J_{tot,6} / 40 \text{ cm} = 945371 \text{ cm}^3$$

- Momento elastico all'intradosso dell'ala inferiore della trave metallica

$$w_{acc,inf} = J_{tot,6} / 220 \text{ cm} = 171886 \text{ cm}^3$$

Si ricavano innanzitutto i valori delle tensioni agenti sulle ali della trave metallica sotto il carico di FASE 1 normalizzato agli SLU quando la soletta non è ancora collaborante:

- All'ala superiore  $\sigma_{i,accsup} = \frac{M_{FASE1,SLU}}{w_{el,sup}} = \frac{7107 \text{ kNm}}{123712 \text{ cm}^3} = 57,45 \text{ MPa}$

- All'ala inferiore  $\sigma_{i,accinf} = \frac{M_{FASE1,SLU}}{w_{el,inf}} = \frac{7107 \text{ kNm}}{138861 \text{ cm}^3} = 51,18 \text{ MPa}$

I valori sono ottenuti con riferimento al momento flettente sollecitante massimo alla sezione significativa di centro campata. Segue la valutazione della variazione dello stato tensionale sotto i carichi definitivi dell'impalcato a collaborazione della soletta attiva. Il calcolo è condotto prendendo in considerazione la differenza tra il momento flettente finale e il dato di FASE 1:

$$M_2 = M_{Ed,tot} - M_1 = 36822 \text{ kNm} - 7107 \text{ kNm} = 29715 \text{ kNm}$$

Si riscontrano i seguenti livelli tensionali, anche prendendo in considerazione la trazione  $N = 4571 \text{ kN}$  agente in combinazione col momento flettente:

- Estradosso di soletta compresso

$$\sigma_{cls\sup} = \frac{M_2}{6 \cdot w_{cls,sup}} - \frac{N}{6 \cdot A_{tot,6}} = \frac{29715 \text{ kNm}}{6 \cdot 532604 \text{ cm}^3} - \frac{4571 \text{ kN}}{6 \cdot 3812 \text{ cm}^3} = 7,30 \text{ MPa}$$

- Collegamento soletta – trave metallica lato cls compresso

$$\sigma_{cls,colleg} = \frac{M_2}{6 \cdot w_{colleg}} - \frac{N}{6 \cdot A_{tot,6}} = \frac{29715 \text{ kNm}}{6 \cdot 945371 \text{ cm}^3} - \frac{4571 \text{ kN}}{6 \cdot 3812 \text{ cm}^3} = 3,24 \text{ MPa}$$

- Collegamento soletta – trave metallica lato acciaio compresso

$$\Delta \sigma_{accsup} = \frac{M_2}{w_{colleg}} - \frac{N}{A_{tot,6}} = \frac{29715 \text{ kNm}}{945371 \text{ cm}^3} - \frac{4571 \text{ kN}}{3812 \text{ cm}^3} = 19,44 \text{ MPa}$$

- Intradosso teso dell'ala inferiore della trave

$$\Delta \sigma_{acc\ inf} = \frac{M_2}{w_{acc\ inf}} + \frac{N}{A_{tot,6}} = \frac{29715\ kNm}{171886\ cm^3} - \frac{4571\ kN}{3812\ cm^3} = 184,87\ MPa$$

Questi combinati ai precedenti forniscono i valori definiti delle tensioni a cui è soggetta la trave metallica in sezione mista, applicando la sovrapposizione degli effetti:

- Collegamento soletta – trave metallica lato acciaio

$$\sigma_{acc\ sup} = \sigma_{i,acc\ sup} + \Delta \sigma_{acc\ sup} = 57,45\ MPa + 19,44\ MPa = 76,89\ MPa$$

- Intradosso dell'ala inferiore della trave

$$\sigma_{acc\ inf} = \sigma_{i,acc\ inf} + \Delta \sigma_{acc\ inf} = 51,18\ MPa + 184,87\ MPa = 236,05\ MPa$$

La verifica degli elementi strutturali è rispettata, essendo nelle condizioni più gravose:

$$\sigma_{max\ acc} < f_{yd} \quad e \quad \sigma_{max\ cls} < f_{cd}$$

Allo stato tensionale analizzato va combinato in una trattazione più rigorosa l'effetto del ritiro del calcestruzzo di soletta, oltre agli effetti di viscosità nel lungo termine, per  $n = 18$ . Si ritiene in questa sede di poter trascurare la specifica trattazione, rimandandola a futuri approfondimenti.

Per quanto concerne l'effetto da ritiro del resto ad una variazione termica convenzionale di  $\Delta T = -10^\circ$  corrisponde l'insorgere di uno sforzo normale fittizio all'estradosso pari a  $N_{fit} = \sigma_{fit} \cdot A = \alpha \cdot \Delta T \cdot E_{cls} \cdot A = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 10 \cdot 2,5 \cdot 10^4\ MPa \cdot (0,25\ m \cdot 4,7\ m) = 3496\ kN$ , che se applicato all'estradosso di soletta genera un momento associato  $M_{rit} = 2328\ kN$ . In virtù della grandezza dei contributi in gioco si ritiene di poter trascurare in questa sede l'analisi approfondita del fenomeno. Allo stesso modo per la redistribuzione tensionale che si ha in soletta a lungo termine.

Le caratteristiche dell'impalcato ideato per uno schema di trave continua su più appoggi si sono rilevate perfettamente compatibili anche nel caso di ponte strallato. Non si sono evidenziate criticità nel comportamento della sezione mista, né lato acciaio né lato cls. La verifica di resistenza nella sezione significativa di centro campata è soddisfatta con buon margine e la condizione più gravosa in fase di progettazione è rappresentata dalla deformabilità.

### 7.1.2 VERIFICA DI TRAVE PRINCIPALE A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio della trave principale, trascurando come da indicazioni al *Par. 4.3.4.2.2* delle NTC 2018 il contributo resistente offerto dalla soletta collaborante. Alla luce delle condizioni di sforzo insistenti sull'elemento si può a ragione trascurarne nella trattazione l'effetto combinato dello sforzo di torsione, ininfluente ai fini della verifica. Come da *Par. 4.2.4.1.2.4* delle NTC 2018 la verifica a taglio dell'elemento è condotta stimandone la resistenza attraverso la seguente formula:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- $A_v = h \cdot b_{anima}$  cautelativamente per profili ad I caricati nel piano dell'anima;
- $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche.

Per l'elemento metallico in esame si ha:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 10150 \text{ kN} > T_{max} = 3679 \text{ kN}$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta.

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione.

### 7.1.3 VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO

Si riporta nel paragrafo la verifica a momento flettente negativo della trave principale dell'impalcato, trascurando il contributo della soletta superiore fessurata, compresa in via cautelativa l'aliquota offerta dall'armatura longitudinale lungo  $x$ . La verifica della sezione a pressoflessione richiede il rispetto delle seguenti condizioni:

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_p} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{M_{Ed,max}}{1,1 \cdot M_p} + \frac{N}{N_p} \leq 1$$

Dove:

- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd}$
- Momento plastico di sezione  $M_p = w_p \cdot f_{yd} = w_e \cdot \beta \cdot f_{yd}$
- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$
- Beneficio plastico di sezione  $\beta = 1,1$

Nel caso in esame si ha:

- $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,1384 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 46779 \text{ kN}$  ;
- $M_{Pl, sup} = w_{el, sup} \cdot \beta \cdot f_{yd} = 1,237 \cdot 10^{-1} \text{ m}^3 \cdot 1,1 \cdot 338 \text{ MPa} = 45996 \text{ kNm}$
- $M_{Pl, inf} = w_{el} \cdot \beta \cdot f_{yd} = 1,389 \cdot 10^{-1} \text{ m}^3 \cdot 1,1 \cdot 338 \text{ MPa} = 51628 \text{ kNm}$

In considerazione dell'asimmetria della sezione di trave si è ritenuto opportuno valutarne separatamente i moduli elastici alle due ali, per eseguire la verifica rispetto al dato più gravoso, che si ha in corrispondenza dell'ala superiore. La verifica risulta soddisfatta, essendo:

- $\frac{M_{Ed, max}}{M_{Pl, inf}} = \frac{30953 \text{ kNm}}{45996 \text{ kNm}} = 0,673 \leq 1$
- $\frac{M_{Ed, max, z}}{1,1 \cdot M_{Pl, inf}} + \frac{N}{N_p} = \frac{30953 \text{ kNm}}{1,1 \cdot 45996 \text{ kNm}} + \frac{14833 \text{ kN}}{46779 \text{ kN}} = 0,929 \leq 1$



## **NOTE PROGETTUALI**

Anche nella condizione più gravosa di sforzo il sistema ha risposto efficacemente e le verifiche strutturali generali dell'impalcato risultano soddisfatte. Questo è sintomatico del fatto che adottando un sistema strutturale a ponte strallato pur mantenendo immutata la conformazione dell'impalcato rispetto allo schema tradizionale a travata continua su più appoggi l'eliminazione di una pila intermedia non ha comportato problematiche per la struttura dell'impalcato, né dal punto di vista della deformabilità né dal punto di vista della resistenza. Alla luce di questo si ritiene avvalorata la proposta progettuale di ponte strallato nella coperture di medie – grandi luci, risolutiva anche delle situazioni di squilibrio agli appoggi che nei sistemi strutturali tradizionali si possono manifestare in presenza di campate a luci differenti.

Inoltre, proprio in considerazione della bontà del risultato ottenuto nella presente analisi senza in alcun modo intervenire sull'impalcato, se non per l'esigenza d'introdurre traversi di sostegno all'arrivo degli stralli, la proposta tecnica a sistema strallato è applicabile anche in chiave di interventi sull'esistente, risolutivi di comportamenti di squilibrio del complesso strutturale o per sopraggiunte necessità legate alla perdita di stabilità delle pile d'appoggio intermedio, ad esempio conseguentemente a fenomeni di scalzo delle fondazioni.

Questa trattazione è voluta essere significativa della bontà del metodo fornendo una concreta applicazione su di un caso pratico. La progettazione ex – novo della struttura avrebbe portato a differenti considerazioni e scelte progettuali, quali l'irrobustimento dell'impalcato per far fronte alla sua deformabilità, “liberando” l'antenna metallica da eccessivi oneri d'irrigidimento del complesso strutturale. Una più equa distribuzione delle rigidità è accompagnata da un'ottimizzazione dell'utilizzo del materiale, con un conseguente risparmio nell'economia dell'intervento. Restando al caso in oggetto, dalla volontà di sviluppare la trattazione mantenendo immutata la sezione d'impalcato, come vedremo in seguito risultano infatti sovradimensionati in termini di sezione resistente gli elementi d'antenna, per far fronte alle esigenze deformative del ponte intero.

### 7.1.2. VERIFICA A TAGLIO DEI PIOLI

Nel rispetto della distribuzione degli sforzi di scorrimento trasversali studiata dalla teoria di Jourawski si dimensionano i pioli di collegamento tra travi metalliche e soletta in c.a. Si ipotizza di disporre sulle travi principali 5 file di pioli distribuite nella larghezza dell'ala superiore, mentre vengono collocate tre file sulle travi di spina. Sulla base delle sollecitazioni agenti si trascura la verifica dei collegamenti a taglio sulle travi di spina di ripartizione, conducendo i calcoli nei confronti della condizione più gravosa, riscontrata sulle travi principali di bordo. Il taglio massimo agente sulla sezione resistente mista nel suo complesso vale  $T_{max} = 3679 \text{ kN}$ .

La formula di Jourawski viene applicata considerando il momento statico della soletta rispetto al baricentro complessivo della sezione resistente nel breve termine, per  $n = 6$ :

$$S = A_{cls,6} \cdot (y_{G,cls} + y_{G,TOT,6}) = 2428 \text{ cm}^2 \cdot (15,5 \text{ cm} + 40 \text{ cm}) = 134754 \text{ cm}^3$$

Lo scorrimento unitario complessivo per un tratto di impalcato di lunghezza unitaria è:

$$q = T_{Ed} \cdot S / I_{tot,6} = 3679 \text{ kN} \cdot 0,134754 \text{ m}^3 / 0,17499734 \text{ m}^4 = 2833 \text{ kN/m}$$

Si prevede di impiegare pioli Nelson di diametro 22,22 mm e altezza 200 mm, in modo da garantire un corretto ammorsamento in soletta, superandone il piano di mezzeria. E' rispettata la prescrizione normativa per la quale  $\Phi_{piolo} \leq 1,5 \cdot s_{ala\ sup.} = 60 \text{ mm}$ . Inoltre la disposizione dei perni in file da 5 con interasse reciproco 17,5 mm e distanza degli ultimi di fila dal bordo di 150 mm rispetta il limite fissato a  $d \leq 2 \cdot s_{ala\ sup.} = 80 \text{ mm}$ . In senso longitudinale il passo dei pioli dovrà essere per l'intera lunghezza dell'impalcato  $\Delta x \leq 2,5 \cdot s_{soletta} = 77,5 \text{ cm}$  e  $\Delta x \leq 50 \text{ cm}$ . Da Par 4.3.4.3 delle NTC 2018 i pioli saldati in testa con procedimento di saldatura elettrica automatica a piena penetrazione presentano la seguente resistenza di progetto, con  $T_{Rd} = \min\{P_{Rda}; P_{Rsd}\}$ :

– Lato acciaio

$$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot f_{tk} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = 0,8 \cdot 450 \text{ MPa} \cdot \frac{\pi \cdot (22,22 \text{ mm})^2}{4 \cdot 1,25} = 111,7 \text{ kN}$$

con  $f_{tk}$  tensione di rottura del piolo e  $\gamma_v = 1,25$  coefficiente parziale come da Par. 4.3.3. delle NTC, da applicare alle resistenze delle connessioni.

– Lato calcestruzzo

$$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot \frac{d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5}}{\gamma_v} = 0,29 \cdot 1 \cdot \frac{(22,22 \text{ mm})^2 \cdot (35 \text{ MPa} \cdot 34077 \text{ MPa})^{0,5}}{1,25}$$
$$= 125,1 \text{ kN}$$

In cui  $f_{ck}$  e  $E_{cm}$  sono i parametri caratteristici del calcestruzzo classe C 40/50 impiegato e  $\alpha = 1$  per le caratteristiche geometriche dei pioli utilizzati.

In definitiva la resistenza di progetto a taglio  $T_{Rd} = \min\{P_{Rda}; P_{Rsd}\} = 111,7 \text{ kN}$  per il singolo piolo. Disponendo le file da pioli a passo 16,5 cm lungo lo sviluppo della trave, in modo da avere 6 file al metro, si ottiene:

$$T_{Rd,tot} = 111,7 \text{ kN} \cdot 5 \cdot 6 = 3350 \text{ kN} > 2833 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### **7.1.3. VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A.**

Il dimensionamento e la successiva verifica della soletta sono stati condotti sulla base degli esiti dell'analisi locale di sforzo riportata al Paragrafo 6.6. Si riassumono i valori massimi di sollecitazione riscontrata, relativi ad una striscia di larghezza unitaria:

- $M_{max}^+ = 115 \text{ kNm/m}$  a centro luce;
- $M_{max,appoggi}^- = -75 \text{ kNm/m}$  agli appoggi intermedi;
- $M_{max,appoggi}^- = -132 \text{ kNm/m}$  all'appoggio in sbalzo sulla trave di bordo;
- $T_{max} = 210 \text{ kN/m}$  localmente agli appoggi.

Si prevede l'utilizzo di ferri di armatura diametro 16 mm, con copriferro complessivo di 40 mm, dato dalla somma dei 35 mm di calcestruzzo e i 5 mm d'ingombro della rete di confezionamento della predalles prefabbrica che si è deciso d'impiegare. Si suppone di impiegare analogo schema di armatura anche all'estradosso di soletta. Il braccio interno della sezione vale:  $d = 310 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 261 \text{ mm}$ .

### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Il dimensionamento di massima dell'armatura è stato eseguito mediante utilizzo della

nota formula semplificata:

$$A_{s,min} = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Dall'applicazione al set di sollecitazioni in soletta si ottiene:

- $A_{s,min,inf} = 12,5 \text{ cm}^2$ , rispetto cui si è stabilito l'utilizzo di 8 ferri  $\Phi 16$  al metro in intradosso di soletta, con  $A_{s,inf} = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{s,min,inf} = 12,5 \text{ cm}^2$ .
- $A_{s,min,sup} = 14,3 \text{ cm}^2$ , rispetto cui si è stabilito l'utilizzo di 8 ferri  $\Phi 16$  al metro in estradosso di soletta, con  $A_{s,inf} = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{s,min,sup} = 14,3 \text{ cm}^2$ .

Si è pertanto optato per l'impiego di una gabbia d'armatura regolare con disposizione dei ferri analoga in intradosso ed estradosso, a passo 12,5 cm. A fronte del dato di momento negativo massimo riscontrato agli appoggi intermedi la soluzione proposta risulta qui abbondante, essendo  $A_{s,min,sup} = 8,13 \text{ cm}^2$ , che può essere soddisfatta con impiego di 6  $\Phi 16$  al metro, a cui compete  $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ . Tuttavia per regolarizzare la gabbia d'armatura e facilitarne quindi le operazioni di montaggio e disposizione si è optato per l'impiego di gabbia uniforme in tutto l'estradosso, con disposizione dei ferri analoga a quella d'intradosso. Si riportano le verifiche di resistenza della soletta alle sezioni più sollecitate, condotte con l'ausilio del programma *VcaShu*:

Figura 7.1

La verifica risulta soddisfatta. L'eventuale crisi della sezione è di tipo duttile lato acciaio snervato.

### VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio della soletta è stata condotta ipotizzando di impiegare staffe  $\Phi 8$  a 4 braccia per metro di larghezza, disposte alternativamente attorno agli 8 longitudinali. Il predimensionamento della passo è stato eseguito tramite la nota formula:

$$\Delta x_{max} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}{T_{Ed}} = \frac{2,01 \text{ cm}^2 \cdot 391 \text{ MPa} \cdot 0,9 \cdot 26,2 \text{ cm}}{210 \text{ kN}} = 22 \text{ cm}$$

Alla luce del risultato ottenuto e coerentemente con le disposizioni normative vengono disposte le staffe a taglio secondo passo regolare di  $\Delta x = 20 \text{ cm}$ . Le verifiche a taglio risultano rispettate:

- Lato calcestruzzo

$$T_{Rcd} = 0,9 \cdot B \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2,5 + 1/2,5} = 0,9 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 26,2 \text{ cm} \cdot 22,7 \text{ MPa} \cdot \frac{1}{2,5 + 1/2,5}$$

$$= 923 \text{ kN}$$

- Lato acciaio

$$T_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{\Delta x} \cdot 2,5 = \frac{0,9 \cdot 26,2 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} \cdot 2,5 = 231 \text{ kN}$$

In definitiva la resistenza a taglio della sezione  $T_{Rd} = \min\{T_{Rcd}; T_{Rsd}\} = 231 \text{ kN}$ , che soddisfa la verifica nei confronti del taglio massimo  $T_{max} = 210 \text{ kN/m}$ .

#### 7.1.4. VERIFICA DEI TRAVERSI PORTANTI

Si riportano le verifiche di resistenza dei travi portanti dell'impalcato alla luce della nuova e diversa funzione strutturale attribuitogli, rispetto ai travi correnti cui spetta il ruolo tradizionale di ripartizione dello sforzo sulle travi d'impalcato.

I massimi sforzi sollecitanti riscontrati sono:

- $M_{max,x} = 9955 \text{ kNm}$  con associato  $N = 3342 \text{ kN}$  ;
- $M_{max,y} = 2133 \text{ kNm}$  con associato  $N = 3342 \text{ kN}$  ;
- $T_{x,max} = 2909 \text{ kN}$  e  $T_{y,max} = 2303 \text{ kN}$
- $T_{torc,max} = 6097 \text{ kN}$

L'elemento presenta le seguenti caratteristiche geometriche di sezione:

- Area resistente  $A = 0,40 \text{ m}^2$ , con dimensioni esterne 260 cm x 250 cm e uno spessore  $s = 4 \text{ cm}$  ;
- Momento d'inerzia massimo  $I_1 = 4,344 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$  ;
- Momento d'inerzia minimo  $I_2 = 4,092 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$  ;
- Momento elastico massimo di sezione  $w_{e1} = 3,341 \cdot 10^{-1} \text{ m}^3$  ;
- Momento elastico minimo di sezione  $w_{e2} = 3,274 \cdot 10^{-1} \text{ m}^3$  ;
- Momento torcente della sezione  $I_t = 6,320 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$  ;

Si riportano i carichi di verifica della sezione per taglio e pressoflessione. Si ritiene di poter omettere in questa sede il resoconto della verifica nei confronti della stabilità dell'elemento inflesso.

#### VERIFICA A TAGLIO

Come da *Par. 4.2.4.1.2.4* delle NTC 2018 la verifica a taglio dell'elemento è condotta stimandone la resistenza attraverso la seguente formula, che tiene conto degli effetti dello sforzo di torsione agente in concomitanza:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right]$$

In cui:

- $A_v = A \cdot b / (b + h) = 0,196 \text{ m}^2$  per profili rettangolari cavi profilati a caldo e di spessore uniforme;
- $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche;
- $\tau_{t,Rd} = \frac{M_{tor,max}}{2 \Omega \cdot s} = \frac{6097 \text{ kNm}}{2 \cdot 2,48 \text{ m} \cdot 2,58 \text{ m} \cdot 0,04 \text{ m}} = 11,9 \text{ MPa}$ , tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme sull'elemento, valutata secondo Bredt.

La verifica dell'elemento si effettua per la condizione più gravosa di sforzo, data dalla combinazione di azione e suo orientamento geometrico:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] = \frac{0,196 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot \left[ 1 - \frac{11,9 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa} / (\sqrt{3} \cdot 1,05)} \right]$$

$$= 35926 \text{ kN} \gg T_{max} = 2314 \text{ kN}$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta.

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione. Si conduce la verifica a pressoflessione rispetto al limite elastico:

$$\left| \frac{M_{Ed,max}}{M_e} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| \leq 1$$

in cui:

- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd}$
- Momento elastico di sezione  $M_e = w_e \cdot f_{yd}$
- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$

Nel caso in esame si ha:

- $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,40 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 135200 \text{ kN}$  ;
- $M_{el} = w_{el} \cdot f_{yd} = 0,3341 \text{ m}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 112926 \text{ kNm}$  momento elastico nella direzione forte di sezione;
- $M_{e2} = w_{e2} \cdot f_{yd} = 0,3274 \text{ m}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 110661 \text{ kNm}$  nella direzione debole di sezione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, essendo:

- Pressoflessione rispetto (N;  $M_y$ )

$$\left| \frac{M_{Ed, max, x}}{M_{el}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{9955 \text{ kNm}}{112926 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{3324 \text{ kN}}{135200 \text{ kN}} \right| = 0,113 \leq 1$$

- Pressoflessione rispetto (N;  $M_x$ )

$$\left| \frac{M_{Ed, max, y}}{M_{e2}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{13023 \text{ kNm}}{110661 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{3342 \text{ kN}}{135200 \text{ kN}} \right| = 0,143 \leq 1$$

La discriminante nella progettazione dei traversi è rappresentata dalla limitazione della loro deformabilità, sotto lo sforzo combinato dettato dal tiro degli stralli e dai carichi agenti sull'impalcato. A fronte di ciò l'elemento è stato ideato come continuativo nel suo tratto in sbalzo e centrale compreso tra le travi principali, a cui è saldato in tutta altezza. L'utilizzo di una sezione chiusa a cassone è legato alla necessità di disporre di rigidità elevata in entrambi i sensi flessionali oltre che a torsione.

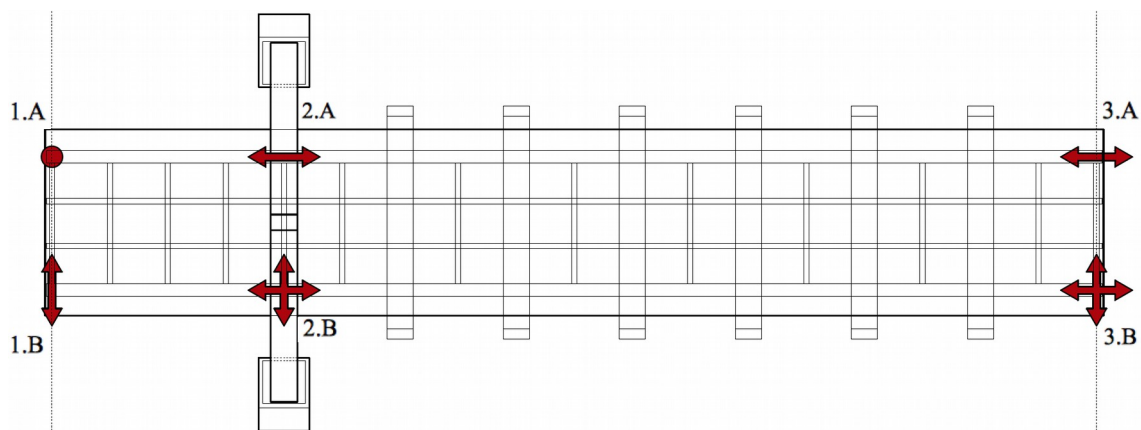
In termini di resistenza l'elemento risulta abbondantemente verificato.

Si omette di riportare la specifica verifica condotta per travi di spina e traversi correnti di irrigidimento dell'impalcato, entrambe soddisfatte con discreto margine. Del resto il nuovo schema statico adottato non ne ha variato funzionalità e comportamento. Per ulteriori approfondimenti si rimanda la trattazione in altra sede.



## 7.2. VERIFICA DEGLI APPOGGI D'IMPALCATO

Sono riassunte in seguito le soluzioni adottate ai vincoli d'appoggio dell'impalcato, nel rispetto dello schema riassunto in *Figura 7.2*.



*Figura 7.2*

La configurazione di vincolamento dell'impalcato è volta a garantire il necessario sfogo nelle due direzioni in termini deformativi, ad evitare l'insorgere di sforzi da dilatazioni termiche, che per le dimensioni degli elementi continui assumerebbero valori elevati. Si riassumono in seguito le scelte progettuali adottate per ciascun vincolo, con le rispettive verifiche a completamento, ipotizzando l'utilizzo di dispositivi d'appoggio a della serie Vasoflon della Fip Industriale [16]. Si tratta di apparecchi a disco elastometrico confinato disponibili per appoggi fissi, unidirezionali e multidirezionale. In *Figura 7.3* ne viene illustrata la configurazione interna.

In conformità con la UNI EN 1337 le parti strutturali sono in acciaio grado S355, di tipo inossidabile per le superfici di scorrimento, con classe X5CrNiMo 17-12-2. All'interno è posto un disco di gomma di durezza  $50 \pm 5$  Shore A con all'interno catena di guarnizione vulcanizzata ad impedire l'estrusione dell'elastomero dal basamento, come da UNI EN 1335-5.

Per giunzioni con elementi metallici viene generalmente previsto un perno in posizione centrale che va ad inserirsi in un apposito foro presente alla contropiastra saldata sotto la trave o in testata ad essa, nel caso di disposizione del vincolo su piano verticale, come

da soluzione adattata alla spalla sinistra.

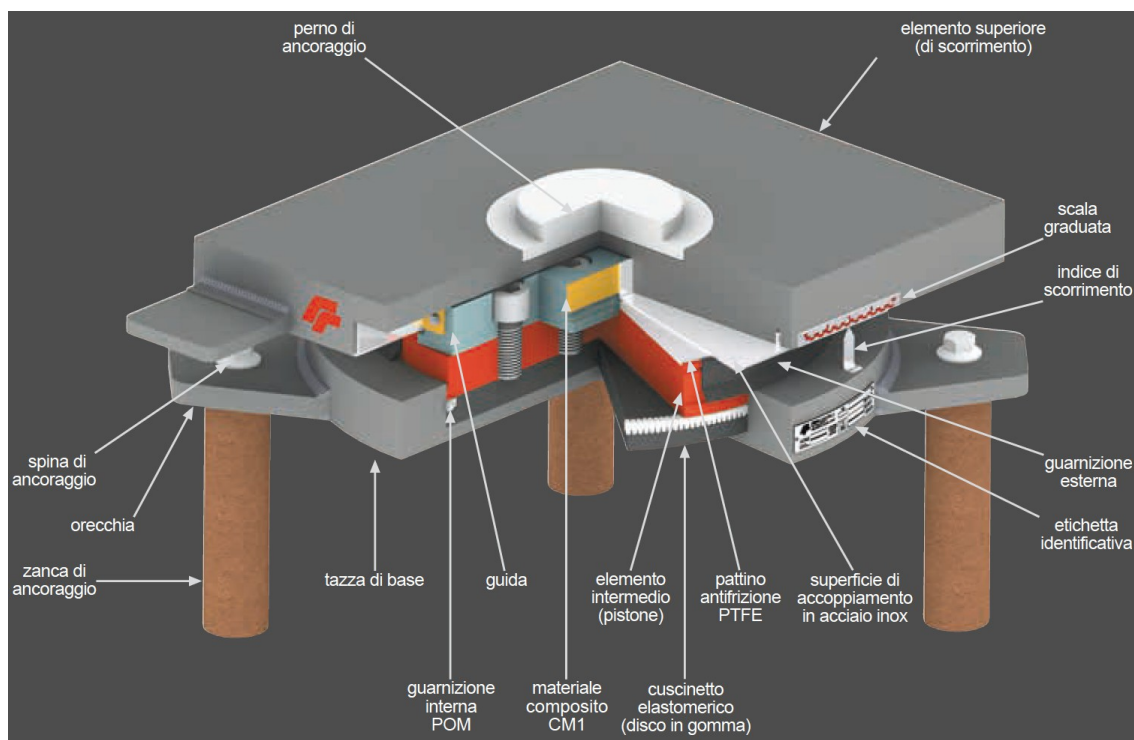


Figura 7.3 – conformazione dei dispositivi d'appoggio

### VINCOLO FISSO 1.A

Si dispongono due dispositivi d'appoggio di tipo VF 1000-100 sulla piastra di testata verticale della trave principale di valle. Questa configurazione è preferita in alternativa all'impiego di un'unico dispositivo d'appoggio fisso VF 2000-200 per assicurare una più efficace distribuzione dello sforzo orizzontale di compressione trasmesso al manufatto di spalla. La resistenza complessiva in senso orizzontale è di 20000 kN. Installando i dispositivi su piano verticale infatti il singolo garantisce una resistenza a compressione di 10000 kN in senso orizzontale, oltre ad avere resistenza trasversale pari a 1000 kN. A completamento del sistema di vincolo viene posto inferiormente con tradizionale installazione su piano orizzontale un ulteriore dispositivo VF 1000-100 a garantire la resistenza allo sforzo verticale trasmesso dall'impalcato.

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del sistema di vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire alle combinazioni di sforzo più sfavorevoli:

- Lungo l'asse  $x$  longitudinale  $R_{x,Rd} = 20000 \text{ kN} > 14171 \text{ kN} = H_{Ed,max}$ , con il

massimo valore riscontrato in combinazione sismica, sommando allo sforzo di compressione di 10830 kN riscontrato in combinazione quasi permanente metà dell'azione sismica orizzontale legata all'inerzia dell'intero impalcato: con equa ripartizione tra le due travi principali  $H_{x, sism} = 6166 \text{ kN} / 2 = 2583 \text{ kN}$ . Infine si mettere in conto il contributo aggiuntivo di sforzo longitudinale derivato dalla scomposizione del momento sismico  $M_{spalla, sx} = 9582 \text{ kNm}$  in caso di azione trasversale. Per effetto di un braccio di 12,65 m tra le travi principali si ottiene un'incremento / riduzione di sforzo al vincolo  $\Delta H_{x, sism} = \pm 758 \text{ kN}$ . Tale dato viene combinato nella sua interezza ai precedenti contributi volendo fornire una valutazione cautelativa, in quanto da normativa ne sarebbe sufficiente la verifica con valore ridotto di un coefficiente 0,3, in combinazione con lo sforzo massimo da sisma fatto agire lungo x. Complessivamente da combinazione più gravosa:

$$H_{Ed, max} = H_{Ed, Q.P.} + H_{x, sism} + \Delta H_{x, sism} = 10830 \text{ kN} + 2583 \text{ kN} + 758 \text{ kN} = 14171 \text{ kN}.$$

Anche in caso di contributi discordanti in combinazione sismica l'appoggio non va in trazione:

$$H_{Ed, min} = H_{Ed, Q.P.} - H_{x, sism} - \Delta H_{x, sism} = 10830 \text{ kN} - 2583 \text{ kN} - 758 \text{ kN} = 7489 \text{ kN}.$$

Agli SLU il massimo valore riscontrato è  $H_{Ed, SLU} = 13341 \text{ kN}$ .

- Lungo l'asse y verticale  $R_{y, Rd} = 10000 \text{ kN} > 1186 \text{ kN} = V_{Ed, max}$ , ottenuto da combinazione agli SLU ad impalcato completamente caricato. Da analisi locale al transito del carico tandem il valore sollecitante può presentare incremento di valore, per cui cautelativamente si è preferito impiegare un dispositivo di elevate capacità, che soddisfi abbondantemente le verifiche.

Anche nelle condizioni di massimo squilibrio dello sforzo accidentale, con tutta e sola la campata principale di destra caricata, non si registra comunque sviluppo di trazione al vincolo, essendo  $V_{Ed, min} = 97 \text{ kN}$  in compressione.

- Lungo l'asse z trasversale  $R_{z, Rd} = 3000 \text{ kN} > 393 \text{ kN} = H_{z, Ed, max}$ , ottenuto da combinazione agli SLU ad impalcato completamente caricato. All'altezza della spalla di sinistra dai risultati dell'analisi condotta al Paragrafo 6.8.3 la reazione trasversale legata all'evento sismico è minima  $H_{z, Ed, sisma} = 59 \text{ kN}$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

## VINCOLO UNIDIREZIONALE 1.B

Si dispongono due dispositivi VU\* 1000-100/50 sulla piastra di testata verticale della trave principale di monte. Questi conferiscono al vincolo una resistenza complessiva in senso orizzontale pari a 20000 kN. Installando i dispositivi su piano verticale infatti il singolo garantisce una trasmissione di compressione di 10000 kN in senso orizzontale, oltre ad avere resistenza trasversale in direzione verticale pari a 1000 kN. Lungo l'asse z, trasversale per l'impalcato, è consentito uno scorrimento di  $\pm 25$  mm. A completamento del sistema di vincolo viene posto inferiormente nel tradizionale orientamento su piano orizzontale un ulteriore dispositivo VU\* 1000-100/50 a garantire la resistenza a sforzo verticale trasmesso dall'impalcato.

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del sistema di vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire alle combinazioni di sforzo più gravose:

- Lungo l'asse  $x$  longitudinale  $R_{x,Rd} = 20000 \text{ kN} > 14038 \text{ kN} = H_{Ed,max}$ , con il massimo valore sollecitante riscontrato in combinazione sismica, dalla somma dello sforzo di compressione pari a 10697 kN osservato in combinazione quasi permanente con metà dell'azione sismica orizzontale legata all'inerzia dell'intero impalcato, 2583 kN. Volendo considerare la condizione più sfavorevole si deve considerare anche l'aliquota  $\Delta H_{x,sism} = \pm 758 \text{ kN}$ , data dalla scomposizione del momento sismico tra gli appoggi in spalla. Come già argomentato per il vincolo d'appoggio fisso la verifica è condotta in modo cautelativo prendendo in considerazione concomitanti i massimi contributi riscontrati per l'azione sismica nelle due direzioni orizzontali. Complessivamente:

$$H_{Ed} = H_{Ed,Q.P.} + H_{x,sism} + \Delta H_{x,sism} = 14038 \text{ kN}$$

Anche in caso di contributi discordanti in combinazione sismica l'appoggio non va in trazione:

$$H_{Ed,min} = H_{Ed,Q.P.} - H_{x,sism} - \Delta H_{x,sism} = 10697 \text{ kN} - 2583 \text{ kN} - 758 \text{ kN} = 7356 \text{ kN}.$$

Agli SLU il massimo valore riscontrato è  $H_{Ed,SLU} = 13299 \text{ kN}$ .

- Lungo l'asse  $y$  verticale  $R_{y,Rd} = 10000 \text{ kN} > 1140 \text{ kN} = V_{Ed,max}$ , ottenuto da combinazione agli SLU ad impalcato completamente caricato. La verifica risulta soddisfatta con buon margine di sicurezza.

Anche nelle condizioni di massimo squilibrio dello sforzo accidentale, con tutta

e sola la campata principale di destra caricata, non si registra comunque sviluppo di trazione al vincolo, essendo  $V_{Ed,min} = 285 \text{ kN}$  in compressione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### **VINCOLO UNIDIREZIONALE 2.A**

Si dispone un dispositivo VU 10000/100-700 sul pulvino d'antenna in corrispondenza dell'appoggio della trave principale di valle. Questo garantisce la trasmissione di un carico verticale nominale pari a 100000 kN, oltre ad offrire resistenza trasversale in direzione dell'asse  $z$  di 7000 kN. Lungo l'asse  $x$  longitudinale per l'impalcato è consentito uno scorrimento di  $\pm 50 \text{ mm}$ .

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire alle combinazioni di sforzo più sfavorevoli:

- Lungo l'asse  $y$  verticale  $R_{y,Rd} = 100000 \text{ kN} > 8926 \text{ kN} = V_{Ed,max}$ , ottenuto da combinazione agli SLU a impalcato completamente caricato e tandem in transito sull'appoggio. La verifica risulta soddisfatta con buon margine di sicurezza.
- Lungo l'asse trasversale  $z$   $R_{z,Rd} = 7000 \text{ kN} > 6239 \text{ kN} = H_{Ed,max}$ , ottenuto da combinazione sismica, nel caso di sforzo in direzione trasversale all'impalcato. Il rispetto della verifica sotto sforzi sismici è in questo caso discriminante nella scelta del dispositivo di vincolo. La verifica agli SLU non è gravosa, in quanto  $H_{z,Ed,SLU} = 911 \text{ kN}$ .

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### **VINCOLO MULTIDIREZIONALE 2.B**

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo VM 1000/100/50 sul pulvino d'antenna in corrispondenza dell'appoggio della trave principale di monte. Questo presenta un carico verticale nominale di 10000 kN. Lungo l'asse  $x$  longitudinale dell'impalcato è consentito uno scorrimento di  $\pm 50 \text{ mm}$ , mentre in senso trasversale lo scorrimento massimo è pari a  $\pm 25 \text{ mm}$ .

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire agli SLU alle combinazioni di sforzo più sfavorevoli:

- Lungo l'asse  $y$  verticale  $R_{y,Rd} = 10000 \text{ kN} > 6164 \text{ kN} = V_{Ed,max}$  ottenuto dalla

combinazione agli SLU a impalcato completamente caricato e tandem in transito sull'appoggio. La verifica risulta soddisfatta con buon margine di sicurezza. Nel caso di tandem localmente agente sulla corsia di marcia veloce la verifica risulta ugualmente soddisfatta, essendo la capacità del dispositivo superiore al massimo sforzo verticale che normalmente compete alla trave di valle, situata al di sotto della corsia convenzionale 1.

La verifica risulta soddisfatta.

### **VINCOLO UNIDIREZIONALE 3.A**

Si prevede l'impiego di un dispositivo di tipo VU 1400/100-140 all'appoggio della trave principale di valle sulla spalla sinistra. Questo garantisce la trasmissione di un carico verticale nominale pari a 14000 kN, oltre ad offrire resistenza trasversale in direzione dell'asse  $z$  di 1400 kN. Lungo l'asse  $x$  longitudinale per l'impalcato è consentito uno scorrimento di  $\pm 50$  mm, per un'escursione totale di 100 mm.

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire alle combinazioni di sforzo più sfavorevoli:

- Lungo l'asse  $y$  verticale  $R_{y,Rd} = 14000 \text{ kN} > 4334 \text{ kN} = V_{Ed,max}$ , ottenuto da combinazione agli SLU a sola campata principale destra completamente caricata e tandem in transito alla sua sezione significativa centrale. La verifica risulta soddisfatta con buon margine di sicurezza.
- Lungo l'asse trasversale  $z$   $R_{z,Rd} = 1400 \text{ kN} > 1121 \text{ kN} = H_{Ed,max}$  ottenuto dalla combinazione sismica, nel caso di sforzo in direzione trasversale all'impalcato. Il rispetto della verifica sotto sforzi sismici è in questo caso discriminante nella scelta del dispositivo di vincolo. La verifica agli SLU non è gravosa, in quanto

$$H_{z,Ed,SLU} = 348 \text{ kN}.$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### **VINCOLO MULTIDIREZIONALE 3.B**

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo VM 1000/100/50 all'appoggio della trave principale di monte sulla spalla destra. Questo presenta un carico verticale nominale di 10000 kN. Lungo l'asse  $x$  longitudinale dell'impalcato è consentito uno scorrimento di  $\pm 50$  mm, mentre in senso trasversale lo scorrimento massimo è pari a  $\pm 25$  mm.

Si riporta il confronto tra capacità resistenti del vincolo e le massime azioni sollecitanti che vi possono agire agli SLU alle combinazioni di sforzo più sfavorevoli:

- Lungo l'asse  $y$  verticale  $R_{y,Rd} = 10000 \text{ kN} > 2945 \text{ kN} = V_{Ed,max}$  ottenuto dalla combinazione agli SLU a impalcato completamente caricato e tandem in transito al centro della campata principale. La verifica è soddisfatta con buon margine di sicurezza. Nel caso di tandem localmente agente sulla corsia di marcia veloce la verifica risulta ugualmente soddisfatta, risultando la capacità del dispositivo superiore al massimo sforzo verticale che normalmente compete alla trave di valle, situata al di sotto della corsia convenzionale 1.

La verifica risulta soddisfatta.

Tutti i vincoli impiegati presentano caratteristiche compatibili con l'escursione massima attesa in direzione longitudinale di 3 cm, per l'effetto combinato della deformazione termica e della compressione assiale applicata orizzontalmente dagli stralli. I dispositivi di giunto alle spalle, costituiti da neoprene rigido e lamine d'acciaio di sostegno, devono essere compatibili con tale dato, oltre ad evitare la percolazione delle acque.

### **7.3. VERIFICHE SULL'ANTENNA METALLICA**

Si riportano in seguito le verifiche strutturali degli elementi dell'antenna metallica in termini di resistenza e stabilità delle membrature.

#### **7.3.1. SOMMITA'**

La sommità dell'antenna viene verificata nei confronti del set di sollecitazione per essa più gravoso, a carichi accidentali sull'intero impalcato e tandem al centro della campata principale. I massimi sforzi sollecitanti riscontrati sono:

- $N_{max} = 50128 \text{ kN}$  ;
- $M_{max,z} = 5997 \text{ kNm}$  ;
- $M_{max,x} = 2133 \text{ kNm}$  ;
- $T_{max} = 2314 \text{ kN}$  agente in direzione  $x$ .

L'elemento presenta le seguenti caratteristiche geometriche di sezione:

- Area resistente  $A = 0,76 m^2$ , con dimensioni esterne 250 cm x 150 cm;
- Momento d'inerzia massimo  $I_1 = 54.804.867 cm^4$ ;
- Momento d'inerzia minimo  $I_2 = 20.841.878 cm^4$ ;
- Momento elastico massimo  $w_{e1} = 444.299 cm^3$ ;
- Momento elastico minimo  $w_{e2} = 280.967 cm^3$ ;

Si riportano i carichi di verifica della sezione a taglio, pressoflessione e nei confronti dell'instabilità della membratura, prevedendo piastre orizzontali di controventamento a interasse 220 cm lungo il suo sviluppo.

### VERIFICA A TAGLIO

Come da *Par. 4.2.4.1.2.4* delle NTC 2018 la verifica a taglio dell'elemento è condotta stimandone la resistenza attraverso la seguente formula:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- $A_v = A \cdot h / (b + h)$  per profili rettangolari cavi profilati a caldo e di spessore uniforme;
- $f_{yk} = 355 MPa$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche.

Per l'elemento metallico in esame si ha:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3 \cdot 10^5 mm^2 \cdot 355 MPa}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 58560 kN \gg T_{max} = 2314 kN$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta. I calcoli sono stati condotti trascurando i modesti sforzi di torsione agenti sull'elemento: anche da analisi di robustezza condotta in assenza di uno strallo, per cui si genera un'asimmetria di sforzo nel piano orizzontale, gli sforzi torcenti riscontrati sull'elemento sono d'entità del tutto trascurabile. L'utilizzo di una sezione a cassone chiuso controventata da piastre verticali lungo le diagonali va



in ogni modo a tutelare ed irrobustire l'elemento nei confronti del meccanismo.

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione.

### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

In presenza di una sezione metallica rettangolare chiusa la verifica di pressoflessione biassiale può essere scomposta in due verifiche di pressoflessione retta disaccoppiate, considerando i lati paralleli opposti alla stregua di piastre d'ali dei profilati ad I o H. Gli effetti d'angolo si ritengono trascurabili. La verifica a pressoflessione richiede il rispetto delle seguenti disequazioni messe a sistema:

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_p} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{M_{Ed,max}}{1,1 \cdot M_p} + \frac{N}{N_p} \leq 1$$

Dove:

- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd}$
- Momento plastico di sezione  $M_p = w_p \cdot f_{yd} = w_e \cdot \beta \cdot f_{yd}$
- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$
- Beneficio plastico di sezione  $\beta = 1,1$

Nel caso in esame si ha:

- $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,76 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 256952 \text{ kN}$  ;
- $M_{p1} = w_{e1} \cdot \beta \cdot f_{yd} = 4,443 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 1,1 \cdot 338 \text{ MPa} = 165190 \text{ kNm}$  in direzione forte di sezione;
- $M_{e1} = w_{e1} \cdot f_{yd} = 4,443 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 150173 \text{ kNm}$  momento elastico in direzione forte di sezione;
- $M_{p2} = w_{e2} \cdot \beta \cdot f_{yd} = 2,810 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 1,1 \cdot 338 \text{ MPa} = 104476 \text{ kNm}$  in direzione debole di sezione;
- $M_{e2} = w_{e2} \cdot f_{yd} = 2,810 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 94978 \text{ kNm}$  In direzione debole di sezione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, essendo:

– Pressoflessione rispetto (N; M<sub>z</sub>)

$$\bullet \quad \frac{M_{Ed, max, z}}{M_{pl}} = \frac{5997 \text{ kNm}}{165190 \text{ kNm}} = 0,036 \leq 1$$

$$\bullet \quad \frac{M_{Ed, max, z}}{1,1 \cdot M_{pl}} + \frac{N}{N_p} = \frac{5997 \text{ kNm}}{1,1 \cdot 165190 \text{ kNm}} + \frac{50128 \text{ kN}}{256952 \text{ kN}} = 0,228 \leq 1$$

$$\bullet \quad \text{Essendo} \quad \left| \frac{M_{Ed, max, z}}{M_{el}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{5997 \text{ kNm}}{150173 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{50128 \text{ kN}}{256952 \text{ kN}} \right| = 0,235 \leq 1 \quad \text{si}$$

ha il rispetto del limite elastico, entro cui lavora la sezione.

– Pressoflessione rispetto (N; M<sub>x</sub>)

$$\bullet \quad \frac{M_{Ed, max, x}}{M_{p2}} = \frac{2133 \text{ kNm}}{104476 \text{ kNm}} = 0,020 \leq 1$$

$$\bullet \quad \frac{M_{Ed, max, x}}{1,1 \cdot M_{p2}} + \frac{N}{N_p} = \frac{2133 \text{ kNm}}{1,1 \cdot 104476 \text{ kNm}} + \frac{50128 \text{ kN}}{256952 \text{ kN}} = 0,214 \leq 1$$

$$\bullet \quad \text{Essendo} \quad \left| \frac{M_{Ed, max, x}}{M_{e2}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{2133 \text{ kNm}}{94978 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{50128 \text{ kN}}{256952 \text{ kN}} \right| = 0,217 \leq 1 \quad \text{si}$$

ha il rispetto del limite elastico, entro cui lavora la sezione.

Alla luce dei risultati riscontrati si desume come supposto che le condizioni più gravose per gli elementi d'antenna riguardano la deformabilità e, in second'ordine, la stabilità delle membrature piuttosto che il valore di resistenza. Per le trattazioni future si procede direttamente con le verifiche strutturali rispetto il limite elastico, che per tutte le sezioni risultano abbondantemente soddisfatte.

### VERIFICA DI STABILITA' DELLA MEMBRATURA

Come osservato dalla precedente analisi di resistenza la componente di sforzo prevalente sull'elemento è rappresentata dallo sforzo normale di compressione. Pertanto si procede alla verifica di stabilità dell'asta compressa rispetto ad  $N_{max} = 50128 \text{ kN}$ . E' richiesto come da *Par. 4.2.4.1.3.1* delle NTC 2018 che:

$$N_{max} / N_{b, Rd} \leq 1$$

in cui  $N_{b, Rd}$  rappresenta la resistenza di progetto all'instabilità dell'asta compressa e vale:

$$N_{b, Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Dove:

- $\chi$  è la snellezza normalizzata, data da  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$
- $A$  rappresenta l'area di sezione trasversale dell'elemento compresso;
- $f_{yk}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio;
- coefficiente parziale di sicurezza nei confronti della resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali, di valore pari a  $\gamma_{MI} = 1,1$  da Par. 4.2.4.1.1 delle NTC 2018;
- $\bar{\lambda}$  rappresenta la snellezza normalizzata, di valore  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}}$ ;
- Il parametro  $\Phi$  si ottiene da  $\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$ ;
- $P_{cr}$  è il carico critico elastico, desunto sulla base delle proprietà della sezione e della lunghezza libera d'inflessione dell'elemento  $L_0$ , di valore  $L_0 = 2 \cdot l$  per la sommità d'antenna, in base allo schema di vincolamento, schematizzato come incastrato alla base e libero all'apice, trascurando la presenza degli stralli.

Per le sezioni cave laminate a caldo vale la curva d'instabilità  $a$ , cui corrisponde un fattore d'imperfezione  $\alpha = 0,21$ .

Sulla base dell'analisi d'instabilità riportata al Paragrafo 6.10  $P_{cr} = 1,055 \cdot 10^6 \text{ kN}$  da cui:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,76 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,055 \cdot 10^6 \text{ kN}}} = \sqrt{\frac{269800 \text{ kN}}{1,055 \cdot 10^6 \text{ kN}}} = 0,506$$

Essendo  $\bar{\lambda} > 0,2$  è effettivamente richiesta l'analisi di stabilità dell'elemento. Si ha:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,506 - 0,2) + 0,506^2] = 0,660$$

Da cui si ricava un valore di snellezza normalizzata pari a:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,660 + \sqrt{0,660^2 - 0,506^2}} = 0,922$$

In definitiva:

$$N_{b, Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MI}} = \frac{0,922 \cdot 0,76 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,1} = 226141 \text{ kN} > N_{max} = 50128 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta con margine. La scelta progettuale di adottare una sezione massiccia è ponderata nell'ottica di garantire la dovuta rigidità al sistema d'antenna, in modo che non fletta eccessivamente sotto le condizioni di carico più gravose, a danno della corretta funzionalità dell'intera struttura ponte. Inoltre localmente il considerevole flusso di sforzi orizzontali tra le due famiglie di stralli, di sostegno e d'ormeggio, viene favorito dalla presenza delle piastre diagonali, rese necessarie per evitare flessioni delle piastre costituenti in allungamento verso i vertici di sezione “tirati”.

### 7.3.2. GAMBE D'ANTENNA

Le gambe dell'antenna vengono verificate nei confronti del set di sollecitazione per esse più gravoso, in seguito riassunto:

- $N_{max} = 30199 \text{ kN}$  riscontrato per la sola campata principale caricata;
- $M_{max,z} = 5477 \text{ kNm}$ ;
- $M_{max,x} = 1533 \text{ kNm}$ ;
- $T_{max} = 321 \text{ kN}$  agente in direzione  $z$  e riscontrato nel caso d'impalcato carico su entrambe le campate con transito del tandem sul pulvino

L'elemento presenta le seguenti caratteristiche geometriche di sezione:

- Area resistente  $A = 0,39 \text{ m}^2$ , con dimensioni esterne 250 cm x 150 cm
- Momento d'inerzia massimo  $I_1 = 34.032.500 \text{ cm}^4$
- Momento d'inerzia minimo  $I_2 = 15.432.500 \text{ cm}^4$
- Momento elastico massimo  $w_{e1} = 272.260 \text{ cm}^3$
- Momento elastico minimo  $w_{e2} = 205.766 \text{ cm}^3$

Si riportano i carichi di verifica della sezione a taglio, pressoflessione e nei confronti dell'instabilità della membratura, prevedendo piastre orizzontali di controventamento a interasse 250 cm lungo il suo sviluppo.

#### VERIFICA A TAGLIO

Come precedentemente osservato la resistenza a taglio dell'elemento è data da:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- $A_v = A \cdot b / (b + h)$  per profili rettangolari cavi profilati a caldo e di spessore uniforme;
- $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche.

Per l'elemento metallico in esame si ha:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 29280 \text{ kN} \gg T_{max} = 321 \text{ kN}$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta. Non si riscontrano significativi sforzi di torsione, rispetto cui la sezione a cassone chiuso presenterebbe comunque un buon comportamento.

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione.

### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Si conduce la verifica a pressoflessione rispetto al limite elastico:

$$\left| \frac{M_{Ed,max}}{M_e} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| \leq 1$$

Dove:

- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd}$
- Momento elastico di sezione  $M_e = w_e \cdot f_{yd}$
- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$

Nel caso in esame si ha:

- $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,39 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 131820 \text{ kN}$  ;
- $M_{el} = w_{el} \cdot f_{yd} = 4,443 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 105613 \text{ kNm}$  momento elastico in direzione forte di sezione;

- $M_{e2} = w_{e2} \cdot f_{yd} = 2,057 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 79812 \text{ kNm}$  in direzione debole di sezione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, essendo:

- Pressoflessione rispetto (N;  $M_z$ )

$$\left| \frac{M_{Ed, max, z}}{M_{el}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{5750 \text{ kNm}}{105613 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{28893 \text{ kN}}{131820 \text{ kN}} \right| = 0,274 \leq 1$$

- Pressoflessione rispetto (N;  $M_x$ )

$$\left| \frac{M_{Ed, max, x}}{M_{e2}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{1135 \text{ kNm}}{79812 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{28893 \text{ kN}}{131820 \text{ kN}} \right| = 0,233 \leq 1$$

La discriminante nella progettazione dell'antenna è rappresentata dalla limitazione della sua deformabilità. In termini di resistenza la struttura risulta abbondantemente verificata.

#### VERIFICA DI STABILITA' DELLA MEMBRATURA

La verifica di stabilità dell'asta compressa è svolta rispetto al massimo sforzo normale di compressione riscontrato sull'elemento,  $N_{max} = 50128 \text{ kN}$ .

Il carico critico elastico vale  $P_{cr} = 1,889 \cdot 10^5 \text{ kN}$ , come desunto nel Paragrafo 6.10 da analisi di Buckling. Il dato è legato alle proprietà della sezione e della lunghezza libera d'inflexione dell'elemento  $L_0$ , corrispondente alla sua effettiva lunghezza in base allo schema di vincolamento, incastrato alla base e su pattino scorrevole trasversalmente al nodo superiore di collegamento con la sommità d'antenna.

Per le sezioni cave laminate a caldo vale la curva d'instabilità  $a$ , cui corrisponde un fattore d'imperfezione  $\alpha = 0,21$ . Si ricava:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,39 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,889 \cdot 10^5 \text{ kN}}} = \sqrt{\frac{138450 \text{ kN}}{1,899 \cdot 10^5 \text{ kN}}} = 0,854$$

Essendo  $\bar{\lambda} > 0,2$  è effettivamente richiesta l'analisi di stabilità dell'elemento. Si ha:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,854 - 0,2) + 0,854^2] = 0,933$$

Da cui si ricava un valore di snellezza normalizzata pari a:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,933 + \sqrt{0,933^2 - 0,854^2}} = 0,764$$

In definitiva:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,764 \cdot 0,32 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,1} = 78900 \text{ kN} > N_{max} = 30199 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 7.3.3. PIEDI D'ANTENNA

I piedi dell'antenna vengono verificati nei confronti del set di sollecitazione per essi più gravoso, in seguito riassunto:

- $N_{max} = 38671 \text{ kN}$  riscontrato nel caso d'impalcato interamente caricato con il transito del tandem all'appoggio sul pulvino;
- $M_{max,z} = 4652 \text{ kNm}$ ;
- $M_{max,x} = 24354 \text{ kNm}$ ;
- $T_z = 3157 \text{ kN}$  e  $T_x = 3556 \text{ kN}$ , che rappresenta la massima sollecitazione a taglio.

L'elemento presenta le seguenti caratteristiche geometriche di sezione:

- Area resistente  $A = 0,54 \text{ m}^2$ , con dimensioni esterne 250 cm x 300 cm;
- Momento d'inerzia massimo  $I_1 = 74.720.000 \text{ cm}^4$ ;
- Momento d'inerzia minimo  $I_2 = 56.545.000 \text{ cm}^4$ ;
- Momento elastico massimo  $w_{e1} = 498.133 \text{ cm}^3$ ;
- Momento elastico minimo  $w_{e2} = 452.360 \text{ cm}^3$ ;

Si riportano i carichi di verifica della sezione a taglio, pressoflessione e nei confronti dell'instabilità della membratura.

#### VERIFICA A TAGLIO

Come precedentemente osservato la resistenza a taglio dell'elemento è data da:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- $A_v = A \cdot b / (b + h)$  per profili rettangolari cavi profilati a caldo e di spessore uniforme;
- $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche.

Per l'elemento metallico in esame si ha:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2,5 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 48800 \text{ kN} \gg T_{max} = 3556 \text{ kN}$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta. Non si riscontrano significativi sforzi di torsione, rispetto cui la sezione a cassone chiuso presenterebbe comunque un buon comportamento.

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione.

#### VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Si conduce la verifica a pressoflessione rispetto al limite elastico:

$$\left| \frac{M_{Ed,max}}{M_e} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| \leq 1$$

Dove:

- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$  ;
- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,54 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 182520 \text{ kN}$  ;
- Momento elastico  $M_{e1} = w_{e1} \cdot f_{yd} = 4,981 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 168358 \text{ kNm}$  nella direzione forte di sezione;
- Momento elastico  $M_{e2} = w_{e2} \cdot f_{yd} = 4,524 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 152898 \text{ kNm}$  nella direzione debole di sezione.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, essendo:

- Pressoflessione rispetto (N; M<sub>2</sub>)

$$\left| \frac{M_{Ed,max,z}}{M_{e2}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{4652 \text{ kNm}}{152898 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{38671 \text{ kN}}{182520 \text{ kN}} \right| = 0,242 \leq 1$$



- Pressoflessione rispetto (N; M<sub>x</sub>)

$$\left| \frac{M_{Ed, max, x}}{M_{el}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{24354 \text{ kNm}}{168358 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{38671 \text{ kN}}{182520 \text{ kN}} \right| = 0,356 \leq 1$$

La discriminante nella progettazione dell'antenna è rappresentata dalla limitazione della sua deformabilità. In termini di resistenza la struttura risulta abbondantemente verificata.

#### VERIFICA DI STABILITA' DELLA MEMBRATURA

La verifica di stabilità dell'asta compressa è svolta rispetto al massimo sforzo normale di compressione riscontrato sull'elemento,  $N_{max} = 38671 \text{ kN}$ .

Supponendo per piedi d'antenna uno schema di vincolamento a base incastrata e pattino scorrevole ortogonalmente al suo asse di sviluppo, il carico critico elastico Euleriano vale:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_2}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,6545 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4}{(3,1 \text{ m})^2} = 1,219 \cdot 10^8 \text{ kN}$$

Per le sezioni cave laminate a caldo vale la curva d'instabilità  $a$ , cui corrisponde un fattore d'imperfezione  $\alpha = 0,21$ . Si ricava:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,54 \text{ m}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,219 \cdot 10^8 \text{ kN}}} = \sqrt{\frac{191700 \text{ kN}}{1,219 \cdot 10^8 \text{ kN}}} = 0,039$$

Essendo  $\bar{\lambda} < 0,2$  non è richiesta specifica analisi di stabilità per l'elemento.

#### **7.3.4. PULVINO D'APPOGGIO DELL'IMPALCATO**

Il pulvino dell'antenna viene verificato nei confronti del set di sollecitazione più gravoso per esso, corrispondente al caso di impalcato completamente caricato con tandem posto in sua corrispondenza:

- $N_{max} = 2172 \text{ kN}$  ;
- $M_{max, x} = 37219 \text{ kNm}$ , mentre risulta trascurabile in senso trasversale;
- $T_z = 9282 \text{ kN}$  e trascurabile in senso orizzontale.

L'elemento presenta le seguenti caratteristiche geometriche di sezione:

- Area resistente  $A = 0,724 m^2$ , con dimensioni esterne 300 cm x 250 cm;
- Momento d'inerzia massimo  $I_1 = 119.801.333 cm^4$ ;
- Momento d'inerzia minimo  $I_2 = 59.933.613 cm^4$ ;
- Momento elastico massimo  $w_{el} = 798.675 cm^3$ ;
- Momento elastico minimo  $w_{e2} = 452.360 cm^3$ ;

Si riportano i carichi di verifica della sezione a taglio e pressoflessione nelle direzioni più sollecitate, potendo a ragione trascurare gli sforzi nell'altro senso.

### VERIFICA A TAGLIO

Come precedentemente osservato la resistenza a taglio dell'elemento è data da:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

In cui:

- $A_v = A \cdot h / (b + h)$  per profili rettangolari cavi profilati a caldo e di spessore uniforme;
- $f_{yk} = 355 MPa$  per acciaio da carpenteria metallica;
- $\gamma_{M0} = 1,05$  coefficiente parziale di sicurezza per membrature metalliche.

Per l'elemento metallico in esame si ha:

$$T_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2,24 \cdot 10^5 mm^2 \cdot 355 MPa}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 43725 kN > T_{max} = 9282 kN$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta. Non si riscontrano significativi sforzi di torsione, rispetto cui la sezione a cassone chiuso presenterebbe comunque un buon comportamento.

Da prescrizioni riportate al *Par. 4.2.4.1.2.6* delle NTC 2018 essendo il taglio di progetto  $T_{ed,max}$  inferiore rispetto alla metà della resistenza di progetto  $T_{c,Rd}$  è lecito trascurarne l'influenza sulla resistenza a pressoflessione.

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Si conduce la verifica a pressoflessione rispetto al limite elastico:

$$\left| \frac{M_{Ed, max}}{M_e} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| \leq 1$$

Dove:

- Tensione limite di progetto  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1,05 = 338 \text{ MPa}$  ;
- Sforzo normale plastico  $N_p = A \cdot f_{yd} = 0,724 \text{ m}^2 \cdot 338 \text{ MPa} = 244712 \text{ kN}$  ;
- Momento elastico  $M_{el} = w_{el} \cdot f_{yd} = 7,987 \cdot 10^8 \text{ mm}^3 \cdot 338 \text{ MPa} = 269960 \text{ kNm}$   
nella direzione forte di sezione;

La verifica risulta soddisfatta, essendo:

$$\left| \frac{M_{Ed, max}}{M_{el}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = \left| \frac{37219 \text{ kNm}}{269960 \text{ kNm}} \right| + \left| \frac{2172 \text{ kN}}{244712 \text{ kN}} \right| = 0,147 \leq 1$$

La discriminante nella progettazione del pulvino dell'antenna è rappresentata dalla sua deformabilità, in considerazione della funzione di sostegno che l'elemento ricopre nei riguardi dell'impalcato al suo appoggio intermedio. Un'elevata flessibilità renderebbe infatti impossibile il soddisfacimento della verifica in combinazione rara, con la freccia in mezzzeria che andrebbe a superare  $L/650$ . Anche in considerazione di questo, oltre al dimensionamento massiccio della sezione del pulvino si è pensato di utilizzare per esso uno schema incastrato alle gambe d'antenna alle sue estremità. In termini di resistenza la struttura risulta abbondantemente verificata.

### **7.3.5. FISSAGGIO DELL'ANTENNA IN FONDAZIONE**

Il comportamento del vincolo d'antenna in fondazione rispecchia lo schema tipico di nodo flangiato: la piastra d'arrivo dei piedi, dotata di tirafondi sul contorno, poggia sul plinto di fondazione, a sua volata collegato al basamento e in scarico sul sistema di pali. Grazie alla scelta progettuale di realizzare la superficie d'appoggio sul plinto ortogonale alla linea d'asse dei piedi d'antenna il collegamento lavora prevalentemente in appoggio per plessoflessione del calcestruzzo, così che sui tirafondi non gravi uno sforzo di taglio eccessivo trasmesso dall'antenna. Disponendo il vincolo su piano orizzontale ai tirafondi sarebbe infatti spettato il compito di resistere all'intera componente orizzontale dello sforzo normale ai piedi, di entità considerevole, pari a 15483 kN.

Lo scarico dello sforzo di pressoflessione sul plinto viene valutato inizialmente a favore di sicurezza senza considerare il contributo dei tirafondi, fatti lavorare unicamente a taglio. Nota la combinazione di sforzo ( $N_{max} = 38671 \text{ kN}$  ;  $M_{max,x} = 24354 \text{ kNm}$ ) in assoluto più gravosa si procede con la valutazione dell'eccentricità:

$$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{24354 \text{ kNm}}{38671 \text{ kN}} = 0,63 \text{ m}$$

nella direzione di massimo sforzo. Il lato della piastra metallica quadrata d'incastro è di 4,60 m, per cui la risultante degli sforzi ricade entro il nocciolo centrale d'inerzia della sezione, essendo  $e = 0,63 \text{ m} < l/6 = 0,77 \text{ m}$ . Dai calcoli cautelativi svolti si riscontra un valore massimo di tensione di compressione in campo elastico pari a:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{w} = \frac{38671 \text{ kN}}{4,6 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m}} + \frac{24354 \text{ kNm}}{(4,6 \text{ m})^2 \cdot 4,1 \text{ m}} \cdot 6 = 3,734 \text{ MPa} < f_{cd} = 22,7 \text{ MPa}.$$

Anche trascurando il contributo aggiuntivo di resistenza offerto dai tirafondi la verifica del nodo è soddisfatta. L'elevata ripartizione dello sforzo di contatto su un'area estesa è fattore positivo nell'ottica di evitare lo sviluppo localizzato di picchi di tensione, nella salvaguardia del calcestruzzo di fondazione.

Si riporta la verifica a taglio dei tirafondi alla sezione più gravosa, in corrispondenza della piastra metallica. E'infatti qui che tendenzialmente si ha lo strappo dell'elemento di connessione, che per il resto distribuisce le pressioni trasmesse nel suo elevato sviluppo all'interno del plinto di calcestruzzo. La resistenza a taglio del singolo bullone vale:

$$T_{Rd} = \frac{A_{res} \cdot 0,5 \cdot f_{tbk}}{\gamma_{M2}} = \frac{817 \text{ mm}^2 \cdot 0,5 \cdot 1000 \text{ MPa}}{1,25} = 327 \text{ kN}$$

In cui:

- $A_{res} = 817 \text{ mm}^2$  impiegando tirafondi M 36, con 36 mm di diametro filettatura
- $f_{tbk} = 1000 \text{ MPa}$  tensione limite a rottura dei tirafondi di classe 10.9
- $\gamma_{M2} = 1,25$  coefficiente parziale di sicurezza per elementi di giunzione.

Dovendo far fronte a valori massimi sollecitanti di taglio  $T_{max,x} = 3556 \text{ kN}$  e nell'altro senso  $T_{max,z} = 3157 \text{ kN}$  si prevede l'impiego di 10 tirafondi per lato sulla piastra, in modo che in ciascuna delle due direzioni si abbia un valore di taglio resistente pari a:

$$T_{Rd,tot} = n \cdot T_{Rd} = 20 \cdot 327 \text{ kN} = 6540 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta. La forometria di alloggiamento dei tirafondi, regolare a passo 40 cm lungo il lato della piastra di base, terrà una distanza dal bordo di 12 cm, nel rispetto di quanto prescritto da NTC al *Par. 4.2.8.1.1*:

- Distanza reciproca minima tra fori  $2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 37 \text{ mm} = 8,2 \text{ cm}$
- Distanza del foro da bordo piastra  $1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 37 \text{ mm} = 4,5 \text{ cm}$

Individuata la disposizione dei tirafondi si esegue la verifica della sezione d'incastro svolta mediante il programma *VcaSlu*. In *Figura 7.5* si riporta la rappresentazione del dominio di resistenza nella verifica a pressoflessione.

**Titolo:** Verifica base antenna

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	410	460	1	81,7	15
			2	81,7	445

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 38671 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 24345 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
Tirafondi C40/50  
E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 782,6 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 22,67 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
E<sub>syd</sub> 3,913 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 14,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 900 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,8667  
τ<sub>c1</sub> 2,4

M<sub>xRd</sub> 107.503 kN m  
σ<sub>c</sub> -22,67 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 782,6 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 25,17 ‰  
d 445 cm  
x 54,32 x/d 0,1221  
δ 0,7

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 7.4– parametri di resistenza della sezione d'incastro

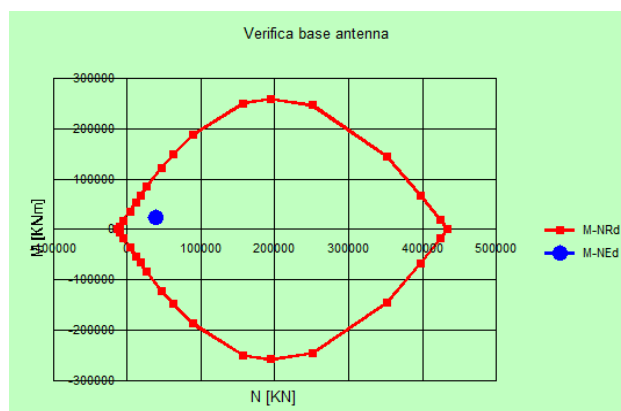


Figura 7.5 – dominio di resistenza a pressoflessione

## 7.4. VERIFICA DEL SISTEMA DI SOSTEGNO

Si riportano all'interno del paragrafo tutte le verifiche riguardanti gli elementi metallici nel complesso costituenti il sistema strallato di sostegno dell'impalcato, con i rispettivi collegamenti ai suoi traversi portanti, alla sommità dell'antenna e all'arrivo sulla spalla zavorrata.

### VERIFICA DEGLI STRALLI

Le funi portanti spirroidali chiuse impiegate sia per gli stralli di sostegno della campata principale dell'impalcato sia per gli stralli d'ormeggio alla spalla zavorrata presentano le seguenti caratteristiche:

- Per un diametro di 72 mm si ha una sezione metallica resistente  $A = 3530 \text{ mm}^2$
- Il carico nominale di rottura vale  $F_{uk} = 5210 \text{ kN}$
- Per i singoli fili costituenti  $f_{uk} = 1770 \text{ MPa}$  e  $f_{yk} = 1570 \text{ MPa}$

Il massimo valore dello sforzo di trazione registrato è  $F_{Ed} = 3987 \text{ kN}$ , inferiore con il dovuto margine di sicurezza rispetto al carico nominale di rottura dello strallo. In termini tensionali  $\sigma_{Ed} = 3987 \text{ kN} / 3530 \text{ mm}^2 = 1129 \text{ MPa}$ . Risulta soddisfatta la prescrizione normativa:  $\sigma_{Ed} = 1129 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 1256 \text{ MPa}$ .

### VERIFICA DEI PERNI DI RITENUTA

All'ancoraggio d'estremità degli stralli in sommità dell'antenna e alla spalla zavorrata si impiega un sistema di ritenuta con perni d'acciaio caratterizzati da  $f_{uk} = 900 \text{ MPa}$  e  $f_{yk} = 700 \text{ MPa}$ . Secondo la formula proposta dalle NTC 2018 al Par. 4.2.8.1.2 la resistenza di progetto a taglio del perno vale:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A / \gamma_{M2}$$

in cui:

- $f_{uk}$  rappresenta la tensione nominale a rottura del perno;
- $A$  rappresenta l'area di sezione del perno;
- Il coefficiente parziale di sicurezza per gli elementi di giunzione  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Ipotizzando di impiegare per tutti i collegamenti perni di diametro 10 cm la verifica di

resistenza risulta soddisfatta:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot 900 \text{ MPa} \cdot 7854 \text{ mm}^2 / 1,25 = 4241 \text{ kN} > F_{Ed} = 3987 \text{ kN}$$

## VERIFICA DELLE PIASTRE DI COLLEGAMENTO

Da disposizioni contenute al *Par. 4.2.8.1.2* delle NTC 2018 la resistenza di progetto a rifollamento delle piastre d'acciaio di fissaggio dei perni vale:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

in cui:

- $t$  rappresenta lo spessore della piastra di collegamento;
- $d$  è il diametro del perno;
- $f_{yk}$  rappresenta la tensione di snervamento della piastra, che è inferiore a quella del perno, essendo  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$  ;
- Il coefficiente parziale di sicurezza per gli elementi metallici  $\gamma_{M0} = 1,05$ .

Per le piastre singole si prevede l'utilizzo di uno spessore pari a 8 cm, che soddisfa la verifica a rifollamento:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot 80 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 355 \text{ MPa} / 1,05 = 4057 \text{ kN} > F_{Ed} = 3987 \text{ kN}$$

Analogamente per le piastre doppie accoppiate, prevedendo l'utilizzo di uno spessore pari a 4 cm, la verifica a rifollamento risulta soddisfatta:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 355 \text{ MPa} / 1,05 = 2028 \text{ kN} > F_{Ed} / 2 = 1994 \text{ kN}$$

Si valuta infine la larghezza minima da mantenere sulle piastre in corrispondenza della sezione indebolita dalla forometria del perno. Il dato sarà analogo per piastre singole ed accoppiate, in quanto la resistenza a sforzo normale della piastra alla sezione ridotta è direttamente proporzionale al suo spessore  $t$ . Dal *Par. 4.2.4.1.2.1* delle NTC 2018 si ha:

$$N_{u,Rd} = A_{ridotta} \cdot \frac{0,9 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = (B - \phi) \cdot t \cdot \frac{0,9 \cdot 470 \text{ MPa}}{1,25}$$

Che ipotizzando una larghezza complessiva residua  $B - \phi = 18 \text{ cm}$ , quindi con 9 cm di piastra a ciascuno dei due lati del perno:

$$N_{u,Rd} = 180 \text{ mm} \cdot 80 \text{ mm} \cdot \frac{0,9 \cdot 470 \text{ MPa}}{1,25} = 4873 > F_{Ed} = 3987 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## VERIFICA DEI BULLONI DI TESATURA ALL'ARRIVO IN SPALLA DEGLI STRALLI D'ORMEGGIO

All'arrivo degli stralli d'ormeggio alla spalla zavorrata in sinistra idraulica è predisposto un sistema di tesatura delle funi basato sull'impiego di un complesso di 8 bulloni su cui intervenire con chiave dinamometrica per il registro della pre tensione ad esse conferita. Si prevede l'utilizzo di bulloni a serraggio controllato di caratteristiche conformi a quanto è disposto da UNI EN 14399 e da UNI 6610-69 per viti a tirante interamente filettate:

- Bulloni a classe di resistenza 10.9, accoppiati a dadi di classe 10 e rondelle 300 – 370 HV di durezza;
- Tensione nominale a rottura  $f_{tb} = 1000 \text{ MPa}$ ;
- Tensione nominale a snervamento  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$ ;
- Per un diametro filettato di 36 mm l'area nominale vale  $A = 1018 \text{ mm}^2$ , l'area resistente impiegata nei calcoli di verifica vale  $A_{res} = 817 \text{ mm}^2$ .
- Resistenza minima a rottura indicata  $F_{uk} = 866 \text{ kN}$ .

Ciascuno degli 8 bulloni della rosetta di collegamento presenta una resistenza a trazione pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 1000 \text{ MPa} \cdot 817 \text{ mm}^2 / 1,25 = 588 \text{ kN}$$

Il dato soddisfa la verifica di resistenza a trazione del collegamento, essendo per ciascun bullone  $F_{t,Rd} = 588 \text{ kN} > F_{Ed} / 8 = 3987 \text{ kN} / 8 = 498 \text{ kN}$ .

In considerazione della funzione svolta si prevede l'impiego per questi collegamenti di appositi accoppiamenti di precisione, a garanzia della resistenza della filettatura nello spessore di piastra e dado. Il diametro dei fori sulle piastre sarà pertanto di soli 0,5 mm superiore rispetto al diametro del bullone. Coerentemente con quanto prescritto da NTC 2018 al Par. 4.2.8.1.1 per il serraggio dei bulloni, in accordo con la UNI EN 1090 – 2 del 2011, la resistenza allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcola assumendo una forza di precarico pari a:

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \cdot 1000 \text{ MPa} \cdot 817 \text{ mm}^2 / 1 = 572 \text{ kN}$$



Dove il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M7} = 1$ , come prescritto al *Par. 4.2.8* delle NTC 2018 per il precarico dei bulloni ad alta resistenza con serraggio controllato.

In ultima istanza questo rappresenta il valore di progetto nella valutazione di resistenza dei collegamenti bullonati, come prescritto per tutte le connessioni precaricate resistenti ad attrito, specie al fronte della sismica ed in presenza di cicli ripetuti di carico, come da naturale “respiro” del ponte al transito dei carichi accidentali. La resistenza riscontrata soddisfa la verifica a trazione del collegamento, valendo per ciascuno degli 8 bulloni

$$F_{p,cd} = 572 \text{ kN} > F_{Ed}/8 = 3987 \text{ kN}/8 = 498 \text{ kN} .$$

Pur non trattandosi di elementi soggetti a sforzo di taglio viene comunque rispettata la distanza minima dal bordo prescritta a *Par. 4.2.8.1.1* delle NTC 2018, che definito  $d_0$  il diametro del foro in piastra, vale  $1,2 \cdot d_0 = 44 \text{ mm}$ .

Impiegando per il collegamento bullonato uno spessore delle piastre d'ancoraggio di 50 mm la verifica a punzonamento risulta abbondantemente soddisfatta:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1906 \text{ kN} > F_{Ed}/8 = 3987 \text{ kN}/8 = 498 \text{ kN}$$

essendo:

- $d_m$  diametro minimo del dado, pari a 53,8 mm per dadi associati ai bulloni M 36;
- $t_p$  spessore delle piastre di fissaggio, pari a 50 mm;
- $f_{tk}$  la tensione nominale di rottura dell'acciaio della piastra,  $f_{tk} = 470 \text{ MPa}$ ;
- Il coefficiente parziale di sicurezza per gli elementi di giunzione  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

La scelta progettuale che ha condotto all'impiego di piastre di spessore 50 mm è volta ad evitare la flessione degli elementi di collegamento sotto il tiro degli stralli, per effetto del braccio presente tra le piastre di collegamento ad essi parallele. La soluzione viene impiegata a tutti i collegamenti d'arrivo degli stralli, sia in spalla, che all'antenna. Solo all'arrivo sull'impalcato è impiegato un sistema di bloccaggio differente, che consenta in quella posizione di tendere gli stralli mediante martinetti idraulici, con alloggiamento dedicato. Anche in quel caso tuttavia le piastre di ritegno ortogonali allo strallo hanno spessore analogo, dai 4 agli 8 cm del coronamento di contrasto del martinetto.

## 7.5. VERIFICA IN SPALLA ZAVORRATA

Si riporta in seguito la verifica del sistema d'ancoraggio degli stralli d'ormeggio nei setti laterali del manufatto di spalla zavorrata in sinistra idraulica. Questa prevede l'impiego di barre Dywidag per la precompressione del setto teso, che diverrà così collaborante, in linea con quanto illustrato al Paragrafo 2.6.

### Ancoraggio in spalla – barre Dywidag

Dallo studio precedentemente condotto al Paragrafo 2.6 si evince come il valore minimo di precompressione da applicare mediante le barre Dywidag sotto l'azione della trazione trasmessa dagli stralli sia:

$$P = \frac{Q_{strallo} \cdot A_{cn}}{A_{ci}}$$

Garantendo per i setti laterali uno stato tensionale di compressione nella modellazione è lecito considerarne la rigidezza assiale  $E_c \cdot A_{ci} / l_1$ , dove  $l_1$  rappresenta la lunghezza del prisma di calcestruzzo precompresso scontato l'accorciamento da precompressione.

Mediante chiave dinamometrica si dovrà impartire un tiro  $P$  alle barre adeguatamente stimato tenendo conto dei cali di precompressione nel tempo, comprensivi degli effetti di viscosità del calcestruzzo, del suo ritiro e dell'aliquota da rilassamento dell'acciaio. Si riporta in seguito la trattazione per l'ancoraggio dello strallo di ormeggio N, più gravoso in quanto maggiormente pre – tesato e sottoposto nella combinazione più penalizzante agli SLU al tiro massimo riscontrato, pari a 3978 kN. In modo analogo è possibile individuare i risultati per tutti gli altri ancoraggi degli stralli d'ormeggio nella spalla zavorrata in sinistra idraulica.

Le dimensioni del cuneo di calcestruzzo precompresso sono: lunghezza  $l = 5 m$  ed in sezione  $h = 1,2 m$ ,  $b = 2 m$ . La dimensione  $h$  è data dall'interasse degli stralli al loro arrivo in spalla, mentre la stima di  $b$  è stata compiuta ritenendo il setto collaborante per la sua intera larghezza. Si noti come in considerazione della geometria del manufatto le barre d'ancoraggio degli ultimi stralli siano fissate entro il setto verticale di testata, diversamente dalle altre fissate inferiormente nello spessore del solettone di basamento.

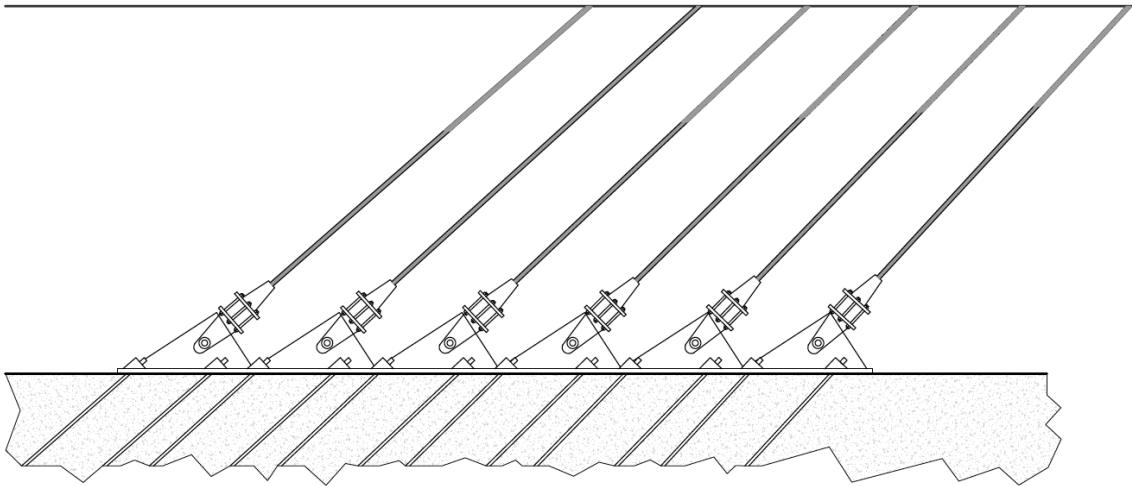


Figura 7.6

L'area di sezione del cuneo precompresso risulta  $A_c = 2,4 m^2$ , a cui corrisponde l'area di omogenizzazione  $A_{cn} = 2,4 m^2$ , trascurando cautelativamente il contributo offerto dai ferri di armatura lenta, disposti secondo maglia quadrata regolare ordinata in senso verticale ed orizzontale, non lungo la direzione principale della tensione di trazione.

Ipotizzando l'impiego di barre Dywidag 47WR il diametro nominale è  $d_p = 47 mm$  e l'area di sezione  $A_p = 1735 mm^2$ , per un valore di carico caratteristico a rottura pari a  $F_m = 1820 kN$ .

L'area di calcestruzzo ideale  $A_{ci} = A_{cn} + n_p \cdot A_p = 2,4 m^2 + 6 \cdot 4 \cdot 0,001735 m^2 = 2,44 m^2$ .

Il valore minimo di precompressione efficace da applicare tramite le barre Dywidag per assicurare il mantenimento di sforzi di compressione all'interno del setto laterale di spalla risulta:

$$P = \frac{Q_{strallo} \cdot A_{cn}}{A_{ci}} = \frac{3978 kN \cdot 2,4}{2,44} = 3913 kN$$

In linea con quanto disposto dalla NTC 2018 al *Par. 4.1.2.2.5.2*, per cui nell'esercizio della barra da precompressione  $\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$ , si ottiene un dato di resistenza di progetto  $F_{Rd} = 0,8 \cdot f_{yk} \cdot A_p = 0,8 \cdot 840 MPa \cdot 1735 mm^2 = 1165 kN$ , per la singola barra superiore rispetto al massimo sforzo che vi insiste nella condizione più gravosa,

$F_{Ed} = 3913 \text{ kN} / 4 \simeq 980 \text{ kN}$ . Ciascun cuneo presenta infatti 4 barre 47 WR. Da NTC è previsto un coefficiente parziale di sicurezza per le barre da precompressione  $\gamma_p = 1$ , che diventa  $\gamma_p = 1,2$  per i suoi ancoraggi. La verifica risulta soddisfatta, e applicando alle barre un tiro efficace di precompressione compreso tra 980 kN e 1110 kN è al contempo garantito il perdurare di uno stato di compressione all'interno del setto sottoposto a sforzo di trazione, in modo da usufruirne della collaborazione attiva. Il dato di rigidità assiale del cuneo precompresso risulta:

$$\frac{E_c \cdot A_{ci}}{l_1} = \frac{34000 \text{ MPa} \cdot 2,44 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} = 1,6592 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$$

Cautelativamente, anche in considerazione delle differenti fasi di tesatura, si è ritenuto di non considerare nella valutazione il contributo favorevole dell'accorciamento delle barre, comunque trascurabile in quanto dell'ordine di  $\Delta l = 980 \text{ kN} / (E_p \cdot A_p) = 3 \text{ mm}$ .

Il contributo di rigidità dei singoli cunei in fase di modellazione del setto di spalla è stato spalmato nella sezione degli elementi shell.

Per la stima del tiro iniziale da conferire alle barre si valutano in seguito i cali di tensione a cui è soggetto nel tempo l'elemento precompresso:

### Deformazioni viscosi

Per gli effetti viscosi sul calcestruzzo sotto l'azione di carico costante la deformazione cresce nel tempo. Per  $\sigma_c$  costante la deformazione istantanea  $\varepsilon_{ci} < \varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{ci} + \varepsilon_{cv}$ , con  $\varepsilon_{cv}$  deformazione viscosa nel tempo. Questo per effetto di  $E_{c\infty} < E_{ci}$ , riduzione della rigidità del calcestruzzo legata al suo comportamento viscoso. Supponendo di mettere in tiro le barre da precompressione ad almeno 14 giorni dal getto  $\varepsilon_{cv} \simeq 2 \cdot \varepsilon_{ci}$ . Essendo:

- Modulo elastico iniziale del calcestruzzo  $E_{ci} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{ci}}$
- Modulo elastico del cls a lungo termine  $E_{c\infty} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{c\infty}} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_{ci} + \varepsilon_{cv}} \simeq \frac{\sigma_c}{3\varepsilon_{ci}}$

Si ottiene  $E_{c\infty} = E_{ci}/3$ , che indica il decadimento del modulo di Young per viscosità, con conseguente calo degli effetti di precompressione.

Osservando il fenomeno in termini di andamento del coefficiente di omogeneizzazione a calcestruzzo  $\eta$ :

- $\eta_i = \frac{E_p}{E_{ci}} \simeq 6$  A breve termine
- $\eta_i = \frac{E_p}{E_{c\infty}} = \frac{E_p}{E_{ci}/3} \simeq 18$  A lungo termine

Per il rispetto della condizione di congruità tra calcestruzzo ed il sistema tesato piastre – barre l'acciaio da precompressione subirà una caduta di tensione pari a:

$$\Delta \sigma_s = E_s \cdot \Delta \varepsilon_s = E_s \cdot \Delta \varepsilon_{cv} = E_s \cdot 2 \varepsilon_{ci}$$

Da cui:

$$\Delta \sigma_s = \frac{E_s \cdot \sigma_c}{E_{ci}} = \eta_i \cdot 2 \sigma_c \rightarrow \Delta \sigma_s \simeq 12 \cdot \sigma_{ci}$$

Le cadute di tensione dell'acciaio dipendono dallo stato tensionale del calcestruzzo: più carico il cls maggiore sarà il calo nelle barre d'acciaio da precompressione per effetto della viscosità. Si prevede pertanto di tesare le barre di pari passo con la messa in tiro degli stralli di ormeggio, così da limitare gli stati tensionali di compressione sul cls e le perdite viscosive annesse.

$$\Delta \sigma_s \simeq 12 \cdot \sigma_{ci} = 12 \cdot \left( \frac{F_{Rd}}{A_{cn}} - \frac{Q_{strallo}}{A_{ci}} \right) = 12 \cdot \left( \frac{4660 \text{ kN}}{2,4 \text{ m}^2} - \frac{3978 \text{ kN}}{2,44 \text{ m}^2} \right) = 3,736 \text{ MPa}$$

Il valore della tensione del calcestruzzo  $\sigma_{ci}$  impiegato nella valutazione delle perdite per viscosità è preso pari alla differenza tra il massimo tiro imprimibile alle barre  $P = F_{Rd}$  e lo sforzo  $Q_{strallo}$  di trazione trasmesso dalla dune d'ormeggio al suo ancoraggio. Entrambi si applicano in realtà per fasi successive così da avere i setti in c.a. sempre compressi, collaboranti, ma con sforzo risultante di compressione non eccessivo, in modo da non dover eccedere coi tiri impartiti alle barre per far fronte a cali elevati nel tempo.

La perdita di tiro in termini di sforzo normale di trazione sulle barre risulta modesta:

$$\Delta N = \Delta \sigma_s \cdot A = 3,736 \text{ MPa} \cdot 1735 \text{ mm} = 6,5 \text{ kN}$$

Si prescrive l'utilizzo del calcestruzzo di qualità elevata, C40/50, con  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ , mentre le barre sono costituite da acciaio armonico temprato, con  $f_{pyk} \simeq 840 \text{ MPa}$ , a dispetto dei 450 MPa dell'armatura lenta. Gli acciai da precompressione presentando un elevato contenuto di carbonio sono particolarmente duri e caratterizzati da una maggior

resistenza a scapito della duttilità. Le tensioni di snervamento e rottura sono definite per gli acciai armonici mediante il criterio di carico – scarico, per una deformazione residua del 2%.

### Deformazione da ritiro del calcestruzzo

I cali di tensione per deformazione da ritiro del calcestruzzo non dipendono dallo stato tensionale ma dalla tempistica di tiro con la quale sono tesate le barre rispetto al getto. Più il calcestruzzo viene lasciato stagionare, con un'aliquota di ritiro già scontata al momento del carico, minore sarà la deformazione da ritiro  $\varepsilon_{cr,\infty}$  sotto lo sforzo finale, con conseguente perdita di tensione  $\Delta\sigma_{s,r}$  contenuta.

$$\Delta\sigma_{s,r} = E_s \cdot \Delta\varepsilon_s = E_s \cdot \varepsilon_{cr,\infty}$$

Si considera  $\varepsilon_{cr,\infty} = 400 \cdot 10^{-6}$ , da cui:

$$\Delta\sigma_{s,r} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 400 \cdot 10^{-6} = 84 \text{ MPa}$$

Pertanto la perdita di tiro in termini di sforzo normale di trazione risulta:

$$\Delta N = \Delta\sigma_{s,r} \cdot A = 84 \text{ MPa} \cdot 1735 \text{ mm} = 183,2 \text{ kN}$$

Ipotizzando di impiegare barre Dywidag 47 WR.

### Rilassamento dell'acciaio

Imponendo costante la deformazione assiale  $\varepsilon$  delle barre per effetto del rilassamento il modulo di Young  $E$  diminuisce, con conseguente calo di tensione  $\sigma$ .

La perdita per rilassamento dell'acciaio si valuta a partire dal valore di riferimento delle barre d'acciaio armonico da precompressione:  $\Delta\bar{\sigma}_{s, ril} = 0,12 \cdot f_{ptk}$ , fornito nell'ipotesi di tensione di precompressione iniziale  $\sigma_{spi} = 0,75 \cdot f_{ptk}$ .  $f_{ptk}$  rappresenta la tensione caratteristica di rottura della barra, superiore a 1000 MPa. E' pertanto lecito e cautelativo assumere che  $\sigma_{spi} = 0,75 \cdot f_{ptk}$ , ipotizzando di imprimere un tiro iniziale prossimo alle condizioni di snervamento della barra, pur mantenendo il dovuto margine di sicurezza nei suoi confronti. Per tiri inferiori le perdite da rilassamento calano con andamento parabolico, fino ad un valore trascurabile per  $\sigma_{spi} = 0,5 \cdot f_{ptk}$ .

Risulta tuttavia doveroso tener conto dell'interazione tra il fenomeno di rilassamento dell'acciaio e i cali da viscosità e ritiro del calcestruzzo, stimati in precedenza. Non si tratta infatti di contributi indipendenti da sommare tra loro nella determinazione del calo complessivo, ma ad esempio la viscosità del calcestruzzo ha effetti che riducono il rilassamento dell'acciaio. Valutando l'interazione tra i diversi aspetti in gioco si ricava l'espressione finale dell'aliquota di rilassamento dell'acciaio:

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_{s, ril} &= \Delta \bar{\sigma}_{s, ril} \cdot \left[ 1 - \frac{2,5 \cdot \Delta \sigma_{s, VISCOSITA' + RITIRO}}{\sigma_{spi}} \right] = 0,12 \cdot f_{ptk} \cdot \left[ 1 - \frac{2,5 \cdot (4 + 84) MPa}{787 MPa} \right] \\ &= 0,08645 \cdot 1049 MPa = 91 MPa\end{aligned}$$

nell'ipotesi di  $\sigma_{spi} = 0,75 \cdot f_{ptk} = 0,75 \cdot 1049 MPa = 787 MPa$ .

La perdita di tiro in termini di sforzo normale di trazione sulle barre risulta pari a:

$$\Delta N = \Delta \sigma_{s, ril} \cdot A = 91 MPa \cdot 1735 mm = 158 kN$$

La somma dei tre contributi precedentemente stimati dà il calo complessivo nel tempo rispetto al tiro inizialmente impartito, che si dovrà pertanto adeguatamente incrementare rispetto al valore finale di progetto desiderato.

$$\begin{aligned}P_{iniziale} &= P + \Delta P_{cali} = P + \Delta P_{viscosità} + \Delta P_{ritiro} + \Delta P_{ril} = 980 kN + (4 + 84 + 158) kN \\ &= 1226 kN\end{aligned}$$

E' soddisfatta la condizione di buona progettazione che prevede nel tempo perdite di tiro di precompressione contenute entro il 30% del valore iniziale, essendo:

$$\Delta P_{cali} = 246 kN = 20 \% P_{iniziale}$$

Le barre sotto il tiro iniziale risultano tese a  $\sigma_{spi} = P_{iniziale} / A = 707 MPa$ . L'ipotesi di partenza impiegata nella stima dei cali da rilassamento dell'acciaio risulta cautelativa. Sono soddisfatte entrambe le prescrizioni normative sulle tensioni iniziali per armature post – tese:

- $\sigma_{spi} = 706 MPa < 0,85 \cdot f_{yk} = 0,85 \cdot 840 MPa = 714 MPa$
- $\sigma_{spi} = 706 MPa < 0,75 \cdot f_{ptk} = 0,75 \cdot 1049 MPa = 787 MPa$

In entrambi i casi le verifiche risultano soddisfatte senza il ricorso alla sovratensione di  $0,05 f_{yk}$  concessa da NTC 2018.

Complessivamente i cali da precompressione delle barre Dywidag nei setti della spalla risultano meno significativi delle perdite di tiro riscontrate lungo gli stralli del ponte. Per come è stata organizzata la struttura nessuna di queste componenti di calo grava sul suo corretto funzionamento in esercizio, in quanto entrambe sono recuperabili mediante operazione di ritesatura, prevista in una logica di manutenzione ordinaria dell'opera.

Per i manufatti di spalla si ipotizza l'utilizzo di un'armatura nelle solette orizzontali e nei setti verticali con ferri  $\Phi$  20 disposti a formare una maglia quadrata di 20 cm x 20 cm. A taglio si dispongono staffe e appositi gangi a "S" di diametro 8 cm e passo 20 cm. Per i setti questa soluzione rispetta i limiti fissati da normativa per il passo:  $\Delta x \leq 25 \text{ cm}$  e  $\Delta x \leq 12 \cdot \Phi = 24 \text{ cm}$ .



## 8. VERIFICHE DI FONDAZIONE

Il presente capitolo è dedicato alla descrizione dei sistemi di fondazione, delle tecniche di realizzazione impiegate e alle specifiche verifiche di natura geotecnica e strutturale.

### 8.1. *PALI DI FONDAZIONE TRIVELLATI*

Nel paragrafo si illustrano le caratteristiche strutturali e la faticistica di realizzazione dei pali di fondazione impiegati. Nel proseguo tali direttive progettuali saranno riprese e avvalorate dai calcoli di verifica globali e locali condotti nel contesto delle attuali norme tecniche vigenti.

#### 8.1.1. *TIPOLOGIA STRUTTURALE*

In considerazione delle desunte caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione e noto l'ordine di grandezza delle azioni in gioco alla base dell' antenna del ponte, si è optato per l'adozione di una soluzione che prevede l'utilizzo di **pali trivellati in c.a. di diametro 150 cm e lunghezza 35 m** in approfondimento dal basamento di raccordo. Per la diversa funzionalità associata a valori di carico verticali inferiori i pali di fondazione delle spalle sono previsti **di diametro 150 cm e lunghezza 25 m**. Infatti nella spalla zavorrata la funzione principale della palificata è quella di resistere in caso di sisma alle azioni di taglio, con sforzo concentrato in testa. Si ritiene pertanto alla luce delle differenti condizioni di sforzo per cui lavorano di differenziare l'approfondimento dei pali di fondazione di spalla e antenna.

Il getto viene svolto in risalita da fondo scavo con contemporanea estrazione del tubo forma di contenimento, reso necessario in terreni privi di contributo coesivo per evitare strizioni di sezione conseguenti al franamento delle pareti del foro. A tal proposito si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo **C25/30 di classe S5** nella realizzazione dei pali, con consistenza tale da permettere il corretto riempimento dei vuoti durante il getto, specie in profondità, a scongiurare la formazione di deleterie strizioni di sezione, che ne pregiudicherebbero la continuità e l'efficienza nella trasmissione dello sforzo. La buona fluidità del calcestruzzo è al contempo necessaria per consentire un corretto inserimento

della gabbia metallica d'armatura prima che abbia luogo il fenomeno di presa. In caso si riscontri la presenza di correnti idrauliche sotterranee orizzontali, specie in alveo per i pali di fondazione dell'antenna, si opera installando alla suddetta gabbia, per l'intero spessore dello strato interessato, una lamiera perimetrale contenitiva del calcestruzzo, che altrimenti si andrebbe a disperdere prima della sua maturazione, con conseguente formazione di una strizione della sezione del palo, che risulterebbe nel caso indebolito.

In sede progettuale la valutazione della massima capacità portante dei pali viene condotta in base ai seguenti fattori condizionanti:

- Capacità di carico interna, ovvero stress limite sulla sezione di calcestruzzo, che diventa significativa soprattutto per i pali in spalla soggetti al taglio sismico;
- Capacità di carico esterna, per quanto concerne il trasferimento del carico dal palo al suolo, dalla superficie laterale esterna e dalla base del palo a fondo foro.

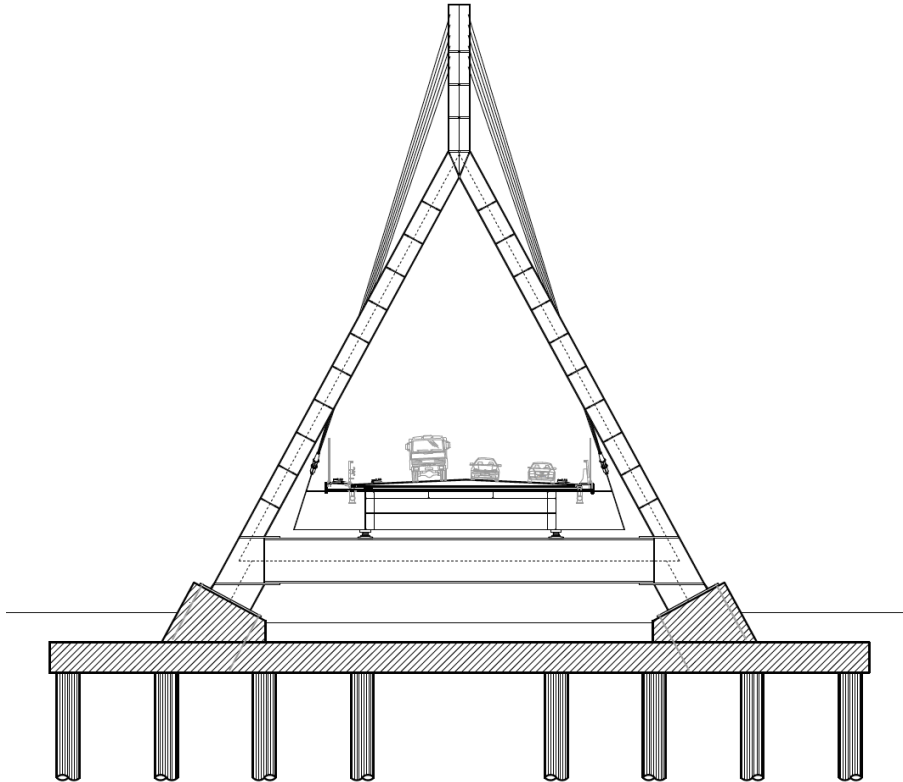
La capacità di carico interna dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo di cui è composto il palo, unitamente ai ferri d'armatura introdotti e alla tecnica di realizzazione scelta dal progettista, secondo le norme vigenti in materia.

La capacità di carico esterna è invece legata alle tecniche adottate nella realizzazione del palo, in combinazione con le condizioni geotecniche di contorno del sito in oggetto.

Come già precedentemente accennato nelle NTC 2018 risulta premiante l'esecuzione di prove di carico sui pali, dal momento che il fattore parziale corrispondente si riduce all'aumentare delle verticali di prova ispezionate. In termini progettuali oltre a una conoscenza più accurata dell'effettivo comportamento del palo nella sua interazione col terreno alle varie profondità, specie in presenza di una stratificazione varia, lo svolgimento delle prove di carico consente l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza più premianti, che risultino cioè meno penalizzanti per le proprietà meccaniche assunte in progetto. A fronte di questo si prevede per interventi di questo tipo lo svolgimento di opportuni approfondimenti geotecnologici del sito, anche tramite esecuzione di prove di carico su pali sacrificali.

Sono in seguito descritte nel dettaglio le specifiche filosofie progettuali che han portato all'individuazione delle soluzioni ottimali per ciascun sistema di fondazione realizzato, rispettivamente alla base dell'antenna, sulla spalla zavorrata in sinistra idraulica e sulla spalla tradizionale in destra idraulica.

- **Fondazione dell'antenna**



*Figura 8.1*

E' stata messa a punto una soluzione con solettone superficiale in c.a. di raccordo su 16 pali, che va a collegare i due plinti alla base dei piedi di arrivo dell'antenna metallica, con la classica forma ad "A". Tale scelta progettuale comporta benefici sia dal lato strutturale, andando a chiudere il triangolo delle forze a livello del solettone e liberando quindi i pali di fondazione dagli sforzi orizzontali scaricati dall'antenna nella direzione  $z$  trasversale all'impalcato, sia dal lato pratico di gestione di cantiere: la realizzazione di un basamento in c.a. di spessore 2 m e impronta in pianta 54,3 m x 9 m genera un comodo piano di lavoro accessibile ai mezzi e in cui poter operare in pulizia durante le successive fasi di montaggio dell'antenna metallica. Per l'approfondimento del sistema di armatura impiegato si rimanda a successivi approfondimenti, in considerazione delle esigenze contingenti:

- Favorire il consistente flusso dei carichi dai plinti d'arrivo delle gambe d'antenna ai pali di fondazione;

- Garantire il minimo d'armatura prevista da normativa che contrasti lo sforzo di trazione a cui è sottoposto il basamento di raccordo. In tal senso si accenna alla quantificazione dell'armatura minima da introdurre in sezione, a partire dal dato di massimo sforzo di trazione  $N_{base} = 12679 \text{ kN}$ , da Paragrafo 6.5.2:

$$A_{s,min} = \frac{N_{base}}{0,9 \cdot f_{yd}} = \frac{12679 \text{ kN}}{0,9 \cdot 391 \text{ MPa}} = 360 \text{ cm}^2$$

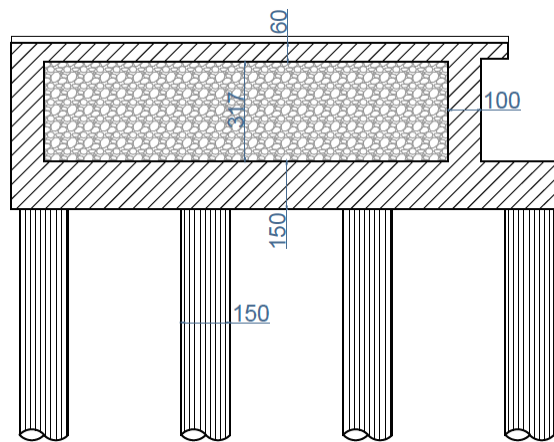
Ipotizzando di utilizzare come anche per i basamenti manufatti di spalla ferri di diametro 20 mm, è necessaria l'introduzione di 115 ferri. Il numero può essere raggiunto disponendo l'armatura uniformemente secondo una gabbia a maglia quadrata 20 cm x 20 cm. Tuttavia si ritiene opportuno rinfittire i ferri superiori, in modo da “liberare” nel primo tratto il calcestruzzo del basamento dallo sforzo di trazione. Si prevede pertanto l'impiego di una doppia maglia all'estradosso. E' rispettata la prescrizione contenuta al *Par. 7.2.5* delle NTC, per la quale entro i basamenti di raccordo dei pali di fondazione  $A_s = A_{TOT}/1000 = 180 \text{ cm}^2$ .

Al di sopra del basamento, il cui estradosso è posto ad una quota di - 2 m da piano campagna originario, sono realizzati i due plinti di collegamento dei piedi dell'antenna, ciascuno di 2,7 m di altezza media e 4,8 m x 6,9 m in pianta. Il loro estradosso presenta la medesima inclinazione d'arrivo dei piedi d'antenna, per favorire il trasferimento del carico in asse sotto forma di sforzo normale di compressione. Su questi plinti fuori terra è realizzato il collegamento d'incastro alla base dell'antenna metallica tramite un sistema flangiato a piastra d'acciaio e tirafondi. La piastra metallica è opportunamente sagomata per evitare ristagni d'acqua deleteri per la durabilità dell'opera. Come si è già approfondito al Paragrafo 7.3.5 i tirafondi sono dimensionati per sopportare e trasferire lo sforzo di taglio, oltre a collaborare con il calcestruzzo nella sagoma d'appoggio della piastra alla trasmissione dello sforzo normale di compressione.

All'intradosso del solettone in c.a. partono in approfondimento due gruppi da 8 pali di 150 cm di diametro, ciascuno centrato rispetto al proprio plinto superiore. Si prevedono pali trivellati di lunghezza 35 m che lavorando per compressione danno contributo portante sia per attrito laterale che per portata di punta, prevalente in considerazione del diametro di palo e della rigidità del banco di sabbie, ghiaie e limi situato a partire da 11,7 m di profondità da piano campagna, specie in raffronto ai materiali dei primi livelli più superficiali.

- **Fondazione della spalla zavorrata in sinistra idraulica**

La spalla zavorrata in sinistra idraulica, in cui si ancorano le 12 funi di ormeggio del ponte, è soggetta alla combinazione degli sforzi derivanti dal tiro degli stralli, dalle azioni trasmesse dall'impalcato all'appoggio fisso d'estremità e dalla spinta attiva del terreno a tergo dell'opera. Le azioni stabilizzanti sono rappresentate dal peso proprio del manufatto a cassone in c.a., pali compresi, e dal peso del riempimento in ghiaia. La somma di questi contributi è superiore alla risultante delle componenti verticali di tiro verso l'alto. L'equilibrio è dunque garantito dal peso proprio del manufatto e i suoi pali di fondazione lavorano assialmente in compressione e, soprattutto, a taglio in caso di evento sismico. Ai pali di fondazione della spalla zavorrata è infatti principalmente attribuito il ruolo di garantire la stabilità e trasmettere al terreno di fondazione la totalità delle azioni sismiche associate all'impalcato del ponte, oltre alla propria massa e alla spinta sismica del terreno a tergo. Questo in considerazione dello schema di vincolo adottato per l'impalcato, senza isolatori sismici e con appoggio fisso collocato proprio in corrispondenza della spalla in sinistra idraulica.



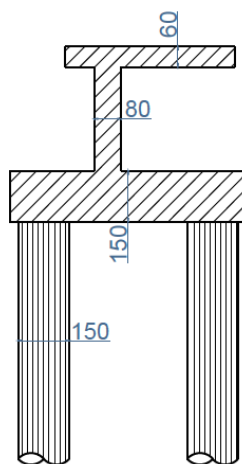
*Figura 8.2*

La spalla zavorrata presenta una conformazione a cassone, chiuso superiormente da una soletta di spessore 0,6 m e inferiormente da un basamento di spessore 1,5 m a pianta trapezoidale. Lateralmente lungo gli allineamenti delle funi d'ormeggio si trovano due setti verticali dello spessore di 2 m, in cui sono alloggiare le barre da precompressione. Anteriormente e posteriormente il cassone è chiuso da setti verticali nel piano yz dello

spessore di 1 m. La zona centrale del cassone è divisa trasversalmente in 4 settori da 3 setti verticali nel piano xy dello spessore di 1,5 m, due dei quali collocati in linea con gli arrivi della travi principali dell'impalcato, in modo da garantire una trasmissione diretta dello sforzo di compressione. Il volume interno del cassone è riempito mediante il terreno di scavo estratto durante la trivellazione dei pali, eseguita in precedenza.

- **Fondazione della spalla tradizionale (destra idraulica)**

In virtù dello schema di vincolamento adottato per l'impalcato, che prevede soli appoggi scorrevoli sulla spalla tradizionale in destra idraulica, gli unici sforzi agenti su di essa sono le azioni verticali scaricate in sua corrispondenza, combinate col peso proprio del manufatto e le spinte attive orizzontali del terreno a tergo. Per far fronte a tali azioni sollecitanti viene realizzata una fondazione profonda della spalla su 4 pali che lavorano a compressione, prevalentemente, e a taglio. La portanza è garantita dalla combinazione delle capacità in punta e di attrito lungo la superficie laterale.



*Figura 8.3*

Nel seguito della relazione verranno verificati gli elementi strutturali di fondazione su pali, concentrando l'analisi per ciascun caso sul comportamento prevalente in base alle sollecitazioni agenti.

## 8.2. SISTEMA DI FONDAZIONE D'ANTENNA

In sede progettuale il dimensionamento dei pali è stato svolto nelle seguenti modalità:

- valutazione dello sviluppo longitudinale dei pali rispetto alle azioni verticali, in modo da garantire il valore di portata richiesto; in fase di progetto si sviluppa il calcolo utilizzando la combinazione di carichi  $A_2$  più stringente, per verificare poi la capacità portante secondo l'approccio  $A_1 - M_1 - R_3$ .
- verifica della sezione trasversale dei pali a sforzo normale, non limitante poiché abbondantemente verificata, essendo  $N_{Rd} = A \cdot f_{cd} = 24740 \text{ kN}$ .

Vengono riassunti in seguito gli esiti della verifica di capacità portante sul singolo palo di fondazione, potendo trascurare gli effetti di gruppo in virtù di una interasse reciproco tra i pali superiore di 4 volte rispetto al loro diametro. Per la bontà d'ammorsamento dei pali nello strato di base più performante è lecito svolgere l'analisi di portanza sfruttando a pieno le sue capacità:

$$l/D = (35 \text{ m} - (11,7 \text{ m} - 4 \text{ m})) / 1,5 \text{ m} \simeq 16,5 > 10$$

Ne corrisponde un grado d'incastro unitario. Si tiene doverosamente conto nell'analisi della profondità di partenza dei pali dall'intradosso del basamento di raccordo, a 4 m in approfondimento dal piano campagna originario. Si procede dunque con la valutazione delle tensioni verticali nel terreno alla sua base:

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \sum \gamma_i \cdot z_i = 8 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} + 8,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,7 \text{ m} + 9,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,5 \text{ m} + 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 27,3 \text{ m} \\ &= 350,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Si procede con la valutazione della portata di base secondo Meyerhoff, con riferimento alle due combinazioni di progetto. Vale:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q, \quad \text{con} \quad N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

### COMBINAZIONE $A_2 - M_2 - R_2$

La combinazione decurta con coefficiente 1,25 la tangente dell'angolo d'attrito interno del terreno, di valore caratteristico  $40^\circ$  per il substrato rigido di fondo. Si passa pertanto da  $\tan \phi = 0,839$  a  $\tan \phi_{M2} = 0,671$ , a cui corrisponde  $\phi_{M2} = 33,87^\circ$ . Il coefficiente di

portanza  $N_q$  assume il valore  $N_{q,M2} = 28,99$ . La portata di base del singolo palo vale:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q = \pi \cdot (0,75 \text{ m})^2 \cdot 350,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 28,99 = 17966 \text{ kN}$$

Il valore è poi decurtato del coefficiente parziale di sicurezza legato alla portata in punta di pali trivellati:

$$Q_{b,d} = Q_b / \gamma_R = 17966 \text{ kN} / 1,35 = 13308 \text{ kN}$$

Il calcolo della portanza del singolo palo è svolto a favore di sicurezza considerando il contributo prevalente della portata in punta, ritenuto più significativo e veritiero in virtù dell'elevata rigidità del substrato di fondo, noto come la statica dei sistemi vada a riguardare per lo più gli schemi di comportamento con la maggiore rigidità associata. Sarà tuttavia presente, soprattutto nello spessore del substrato di fondo un' aliquota di compartecipazione della portata laterale per attrito, quantificabile in terreni attritivi con la formulazione proposta da Burland. Cautelativamente si è ritenuto in progettazione di considerarne il contributo per la sola porzione di fondo a pieno ammorsamento del palo avvenuto,  $L = 27,3 \text{ m} - 10 \cdot 1,5 \text{ m} = 12,3 \text{ m}$ .

$$Q_{L,base} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \cdot 12 \text{ m} \cdot \pi \cdot 1,5 \text{ m} = 3715 \text{ kN}$$

Essendo  $\beta = 0,33$  e  $\sigma'_{v0} = 194,2 \text{ kN/m}^2$  la tensione verticale efficace nel substrato di fondo. Applicandovi il coefficiente parziale di sicurezza previsto da normativa per la portata laterale di pali trivellati in compressione:

$$Q_{L,base,d} = Q_{L,base} / \gamma_R = 3715 \text{ kN} / 1,15 = 3230 \text{ kN}$$

Complessivamente la portata di progetto stimata vale  $Q_{tot} = Q_{b,d} + Q_{L,base,d} = 16538 \text{ kN}$ .

Per normativa con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico di resistenza  $R_{c,k}$  e  $R_{t,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle rispettive resistenze calcolate,  $R_{c,cal}$  e  $R_{t,cal}$ , i fattori di correlazione  $\xi$  riportati in *Tabella 8.I*, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{e} \quad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$



Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 8.1

Nel caso in esame i valori di calcolo sono stati desunti da una campagna d'indagine in cui sono state indagate verticali in numero maggiore di 10. Si ritiene pertanto congrua ai fini del presente lavoro l'applicazione di un coefficiente riduttivo  $\xi = 1,4$ . La verifica risulta soddisfatta, essendo:

$$\frac{Q_{tot}}{\xi} = \frac{16538 \text{ kN}}{1,4} = 11813 \text{ kN} > N_{Ed} = 10425 \text{ kN} + 433 \text{ kN} = 10858 \text{ kN}$$

tenuto conto anche del peso proprio del palo.

### COMBINAZIONE $A_1 - M_2 - R_3$

Le verifiche risultano soddisfatte, essendo, a fronte di uno sforzo normale complessivo sul singolo palo pari a  $N_{Ed} = 14123 \text{ kN}$ :

- $\phi = 40^\circ$  e  $\text{tg} \phi = 0,839$
- $N_{q,MI} = 64,19$
- $Q_b = 39781 \text{ kN}$ , da cui  $Q_{b,d} = 29467 \text{ kN}$

Che già da solo soddisfa la condizione  $\frac{Q_{tot}}{\xi} = 21048 \text{ kN} > N_{Ed} = 14123 \text{ kN}$ .

Complessivamente il sistema di fondazione dell'antenna metallica risulta verificato.

La deformazione verticale dell'antenna sotto i cedimenti del terreno, legati a fenomeni di natura viscosa agenti nel lungo termine e difficilmente quantificabili con precisione, può comportare una leggera perdita nel tiro degli stralli. Questa dovrà essere recuperata a dovere nelle procedure di manutenzione periodica del ponte. Un attento controllo nel tempo del tiro degli stralli è fondamentale per la limitazione della freccia massima in campata principale.

### 8.3. **SISTEMA DI FONDAZIONE DI SPALLA**

La palificata di fondazione in spalla zavorrata lavora prevalentemente a taglio in caso di evento sismico. Pertanto ne si omette la verifica nei confronti della capacità portante, comunque abbondantemente soddisfatta. La trattazione in seguito riassunta verte sulla progettazione dell'armatura del palo, longitudinale a momenti flettenti e trasversale a taglio, in base allo sforzo orizzontale agente in caso di evento sismico. Come si evince dal Paragrafo 6.8.2. la massima forza di taglio agente sul palo, già amplificata in ottica della gerarchia delle resistenze per sovrastrutture a comportamento duttile, è pari a:

$$T_{max} = 937 \text{ kN}$$

Nei confronti di questo sforzo già normalizzato e del momento flettente associato in testa viene svolto il dimensionamento dei pali. Per ragioni di spazio viene riassunta la sintesi dei risultati salienti ottenuti dai metodi di calcolo impiegati:

- Analisi lineare di trave alla Winkler su suolo elastico;
- Analisi non lineare, di tipo elasto – plastica, a tenere conto del fenomeno della plasticizzazione del terreno di fondazione in prossimità della testa del palo;
- Modellazione F.E.M. del comportamento del palo a taglio, secondo i principi illustrati al Paragrafo 3.11.6 e con la dovuta accortezza di affinare per iterazioni successive la rappresentazione del fenomeno di plasticizzazione del terreno in testa, a fronte di reazioni elastiche di primo tentativo superiori della spinta elastica, valore massimo reattivo orizzontale riscontrabile nel terreno.

Il valore del momento flettente associato al taglio agente in testa su ciascun palo di fondazione è valutato in base allo schema di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione impedita all'estremità superiore, con il vincolo di pattino rappresentato dal collegamento al basamento di fondazione rigido. La deformata del palo sottoposto a  $T$  e  $M$  per compatibilità cinematica giungerà al giunto di testa con verticalità, a rotazioni nulle. Al valore ottenuto secondo l'approccio elastico alla Winkler **(1)** si affianca quello ricavato secondo un approccio elasto – plastico del problema **(1)**, in considerazione della plasticizzazione del primo tratto di terreno per il raggiungimento del valore limite di spinta passiva del terreno attorno al palo. Dai due approcci si ricavano i valori di  $M_{ed}$ :

$$(1) M_{Ed, testa} = \frac{T_{max}}{2 \cdot \alpha} = \frac{937 \text{ kN}}{2 \cdot 0,173} = 2708 \text{ kNm} \quad \text{da approccio elastico lineare}$$

$$(2) M_{Ed, testa} = \sqrt{\frac{2 \cdot T_{max}^3}{9 \cdot \gamma \cdot \Phi \cdot K_p}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (937 \text{ kN})^3}{9 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 3,54}} = 1312 \text{ kNm} \quad \text{elasto - plastico}$$

Il valore riscontrato in approccio elastico è ottenuto dallo studio delle grandezze:

$$- \alpha = \sqrt[4]{\frac{k \cdot B}{4 \cdot E \cdot J_{palo}}} = \sqrt[4]{\frac{1,5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,5 \text{ m}}{4 \cdot 2,5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,2485 \text{ m}^4}} = 0,173 \text{ m}^{-1} \quad \text{pulsazione pr.}$$

$$- J_{palo} = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{64} = 0,2485 \text{ m}^4 \quad \text{momento d'inerzia del palo}$$

$$- \lambda/2 = \frac{2\pi}{\alpha} = 18 \text{ m} \quad \text{lunghezza di completa dissipazione dello sforzo.}$$

La piena dissipazione dello sforzo si esaurisce entro i 18 m di lunghezza del palo, per cui in sede progettuale si è valutata congrua una lunghezza in approfondimento di 25 m.

Gli esiti del modello F.E.M. Hanno confermato la bontà dei valori ottenuti con i calcoli teorici. In via cautelativa, benché il fenomeno di plasticizzazione del terreno in testa sia comprovato, si decide di condurre le verifiche rispetto al massimo valore, riscontrato in approccio elastico lineare alla Winkler. Il tutto coerentemente con la filosofia di tipo conservativo proposta da NTC 2018 al *Par. 7.2.5*.

## PROGETTO - VERIFICA A TAGLIO

$$\Delta_{x,max} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9d}{T_{max}} \cdot 2,5 = \frac{101 \text{ mm}^2 \cdot 391 \text{ MPa} \cdot 0,9 \cdot 1440 \text{ mm}}{937 \text{ kN}} \cdot 2,5 = 13,6 \text{ cm}$$

Progettualmente si è scelto di armare a taglio il palo tramite staffature di passo 12,5 cm in testa, per poi proseguire a passo più rado dai 10 m di profondità, dove la sollecitazione agente è notevolmente ridotta. Si riportano in seguito i calcoli di verifica lato cls e lato acciaio:

$$- T_{Rcd} = 0,9 \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{1}{2,5+1/2,5} = 0,9 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1,44 \text{ m} \cdot \frac{14 \text{ MPa}}{2} \cdot \frac{1}{2,5+1/2,5} \\ = 4692 \text{ kN}$$

$$- T_{Rsd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0,9d}{\Delta x} \cdot 2,5 = 1024 \text{ kN}, \quad \text{con } \Delta x = 12,5 \text{ cm}.$$

In definitiva  $T_{Rd} = \min\{T_{Rcd}; T_{Rsd}\} = 1024 \text{ kN} > T_{Ed} = 937 \text{ kN}$ .

E' rispettato il vincolo normativo per cui  $\Delta_x < 8 \cdot \phi_{longitudinali} = 19,2 \text{ cm}$  assumendo di impiegare ferri longitudinali a flessione di diametro 24 mm. La disposizione nel primo tratto di testa del palo ne prevede l'utilizzo in numero pari a 16, per poi ridurlo dai 10 m, alla ripresa, in cui gli sforzi agenti sono già significativamente ridotti. Nell'ottica della durabilità dell'opera si prescrive il mantenimento di 4 cm di copriferro. Si riporta in seguito la verifica a flessione condotta tramite l'utilizzo del Programma *VcaSlu*:

**Titolo:** Palo di fondazione in testa

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 150 [cm]
- Raggio interno: [ ] [cm]
- N\* barre uguali: 16
- Diametro barre: 2,4 [cm]
- Copriferro (baric.): 6 [cm]

**Tipologia**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Diagramma**

**Tipologia**

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm] xN [ ] yN [ ]

**Tipologia**

- Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

- S.L.U. +
- S.L.U. -
- Metodo n

**Tipologia flessione**

- Fletta
- Deviata

**Vertici:** 52 **N\* rett.:** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>:** [ ] cm **Col. modello**

Precompresso

**Materiali**

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8 ?
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

**Calcolo**

- $M_{xRd}$  3.952 kNm
- $\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$  3,5 ‰
- $\epsilon_s$  49,31 ‰
- $d$  294 cm
- $x$  19,49  $x/d$  0,06628
- $\delta$  0,7

Figura 8.4

La verifica risulta soddisfatta, essendo  $M_{Rd} = 3952 \text{ kNm} > M_{Ed, fatt.}^* = 3114 \text{ kNm}$ . La Verifica risulta soddisfatta.

\* la fattorizzazione con coefficiente 1,5 sul momento flettente in testa per pali sismoresistenti è conferita in sede di calcolo applicando un coefficiente 1,15 aggiuntivo rispetto all'1,3 già applicato, avendo dedotto il valore da un taglio sollecitante a cui era già applicato un coefficiente amplificativo 1,3, come d NTC.

## 9. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Sono riassunte nel presente capitolo alcune considerazioni progettuali ritenute rilevanti ai fini della piena comprensione dell'intervento.

### 9.1. SISTEMI DI APPOGGIO DELL'IMPALCATO

Nonostante non venga approfondita in questa sede la tematica della disposizione locale dei ferri d'armatura è opportuno precisare come in corrispondenza degli appoggi sulle spalle dell'impalcato ne vada previsto uno specifico raffittimento a favorire il corretto flusso di sforzi in scarico, garantendo adeguati livelli di resistenza all'elemento in c.a. In *Figura 9.1* si riporta un'esempio esaustivo della specifica gabbia d'armatura che si dovrà predisporre. In fase di preparazione al getto vengono predisposti gli alloggiamenti delle zanche d'ancoraggio del dispositivo d'appoggio. Il riempimento avverrà con specifica malta cementizia in fase successiva.

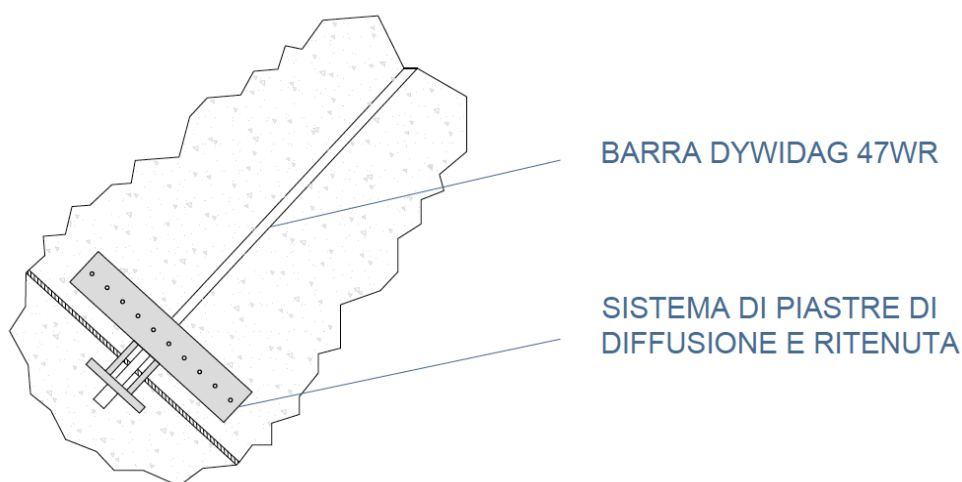


*Figura 9.1*

## 9.2. **SISTEMA DI RITEGNO BARRE DYWIDAG**

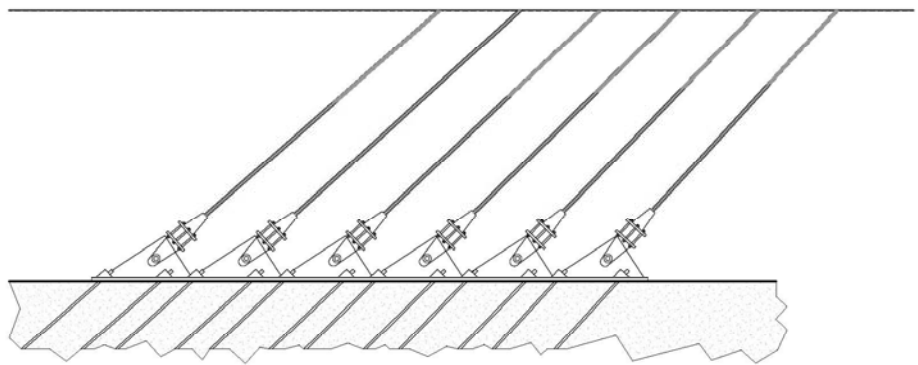
L'installazione delle barre Dywidag all'interno dei setti laterali del manufatto di spalla avviene con la predisposizione di specifica armatura di ritenuta:

- All'estremo superiore, in adiacenza ai cunei metallici di partenza in cui avviene la messa in tiro, è posta la classica spirale metallica di frettaggio, per contrastare il rientro nel calcestruzzo della piastra a sistema tesato;
- All'estremo fisso inferiore si predispone una sistema di ritenuta costituito da due coppie di piastre metalliche parallele saldate alla piastra d'ancoraggio della barra. Queste, di spessore 3 cm, altezza 20 cm e larghezza 100 cm, ortogonalmente all'asse della barra, sono disposte in maniera incrociata a garantire un'estesa diffusione dello sforzo nei due sensi all'interno del setto in c.a. e ad impedire lo sfilamento della piastra d'arrivo della barra, di spessore 4 cm. Per evitare deleteri fenomeni di flessione di questa piastra di fondo i piatti saranno saldati ad essa in adiacenza alla posizione d'arrivo della barra, limitando il braccio. Le piastre di diffusione presenteranno specifica forometria per consentire il passaggio di ferri d'armatura lenta inseriti in direzione ortogonale, incrementando ulteriormente la capacità distributiva dello sforzo e, collegandosi all'armatura lenta "ordinaria" del setto, sfruttandone la collaborazione nella ritenuta della piastra d'ancoraggio di arrivo della barra.



*Figura 9.2*

PIANO VERTICALE STRALLI



HEF

AA

### **9.3.     *PREDALLES AUTOPORTANTI D'IMPALCATO***

Nella realizzazione della soletta collaborante dell'impalcato in c.a. si prevede l'impiego di predalles di fondo autoportanti dello spessore di 6 cm, in cui è annegata una rete di confezionamento di diametro 5 mm e a maglia quadrata 20 cm x 20 cm, disposta con un copriferro di 3,5 cm dall'intradosso. Sopra questa, annegati nell'elemento prefabbricato, sono posti i ferri longitudinali inferiori della soletta, diametro 16 cm. Le predalles sono disposte in appoggio da trave a trave, quindi ordinate trasversalmente rispetto all'asse del ponte. I blocchi prefabbricati hanno larghezza 2,4 m secondo gli standard costruttivi. Il ricorso a predalles autoportanti di queste caratteristiche oltre a facilitare le operazioni di realizzazione dell'impalcato assicurano un discreto comportamento di soletta in termini di durabilità, presentando i ferri un copriferro complessivo di 4 cm irrigidito dalla rete. Sono scongiurate problematiche di esposizione dei ferri per fessurazione o addirittura distacco del calcestruzzo di copriferro. Nel confezionamento della lastra è già disposto, come da Figura 9.3, il sistema di staffe diametro 8 cm resistenti a taglio. La disposizione dei ferri è ultimata inserendo in opera prima del getto le armature trasversali, allineate all'asse dell'impalcato.



*Figura 9.3*



#### **9.4.     *PROTEZIONE DALLA CORROSIONE***

La protezione dalla corrosione degli elementi metallici del ponte è pensata con ricorso alla tecnologia che prevede un utilizzo combinato di acciaio patinabile e verniciatura. Nelle infrastrutture metalliche l'impiego dell'acciaio patinabile rappresenta una soluzione di autoprotezione dalla corrosione estremamente valida, ad oggi parecchio utilizzata sia in Italia che all'estero. La tecnologia è basata sullo sviluppo di una barriera protettiva costituita dall'ossido che si forma sulla superficie a contatto con l'ambiente esterno [17], specialmente in presenza d'alternanza ciclica di condizioni di umido e asciutto. L'ossido così formato risulta compatto ed estremamente aderente alla superficie del materiale di base, dando origine ad una patina resistente alle successive aggressioni. In condizioni di utilizzo adatte la perdita di materiale per ossidazione si riduce esponenzialmente, con risultati ottimali nel lungo periodo. Per quanto concerne la sua composizione chimica, l'acciaio patinabile è caratterizzato dall'elevata presenza in lega, oltre a cromo e fosforo, di rame in percentuali che vanno dallo 0,25% allo 0,55%. E' infatti il rame il principale elemento a conferire resistenza alla corrosione. Per le caratteristiche precedentemente sintetizzate l'acciaio patinabile rappresenta un valido strumento per la realizzazione di ponti in acciaio durevoli e con bassi costi di manutenzione. Recentemente sta prendendo piede un sistema che ne prevede l'utilizzo combinato con la verniciatura, a costituire una sinergica collaborazione che, oltre a garantire un'estetica più pulita alla struttura, ne va soprattutto ad incrementare ulteriormente la durabilità, anche oltre i 100 anni di vita utile.

E' chiaramente necessaria l'adozione di specifiche accortezze progettuali che favoriscano l'allontanamento delle acque meteoriche dalle superfici metalliche, in particolar modo in corrispondenza degli elementi di giunzione e fissaggio in fondazione, sagomando in tal senso gli elementi di carpenteria. Nel presente lavoro l'intera progettazione è condotta in questo senso, garantendo inoltre la comoda ispezionabilità degli elementi a cassone e di tutti i collegamenti presenti, nell'ottica di favorire le dovute procedure ispettive durante l'esercizio del ponte in contesto manutentivo. Agli appoggi d'arrivo dell'impalcato sulle spalle si prevede l'impiego di giunti di dilatazione impermeabili.

## 10. FASISTICA DI REALIZZAZIONE

Il presente Capitolo è dedicato all'illustrazione della fasistica di realizzazione dell'opera, con specifica descrizione delle metodologie di lavoro e delle accortezze da tenere per una corretta installazione degli elementi strutturali costitutivi del ponte. Lo svolgimento di un attento studio preliminare che disciplini e favorisca l'esatto montaggio della struttura risulta infatti fondamentale ai fini della bontà dell'intervento, anche in termini di durabilità dell'opera.

### 10.1 REALIZZAZIONE DEI PALI DI FONDAZIONE

Tramite la tecnologia di palo trivellato a pareti di foro sostenute con apposito tubo forma metallico, che protegge oltretutto il getto dalle eventuali correnti idrauliche orizzontali presenti nel sottosuolo, si realizzano in successione tutti i pali previsti da progetto:

- n. 20 pali di spalla zavorrata, di diametro  $D = 1,5 m$  e lunghezza  $L = 25 m$
- n. 16 pali di antenna, di diametro  $D = 1,5 m$  e lunghezza  $L = 35 m$
- n. 4 pali di spalla tradizionale, di diametro  $D = 1,5 m$  e lunghezza  $L = 25 m$

Come descritto nel Paragrafo 8.1 la fasistica di realizzazione dei pali prevede lo scavo in approfondimento dei fori mediante trivellazione, con contestuale inserimento di tubo forma metallico esterno, a stabilizzarne le pareti. Il successivo getto viene eseguito con calcestruzzo di classe S 5, ai fini di garantire il pieno riempimento della sezione del palo e a favorire la successiva operazione di inserimento della gabbia metallica d'armatura. Come di consueto il getto è eseguito dal basso verso l'alto, in modo da concentrare nel primo tratto di testa le impurità, asportate poi con l'operazione di capitozzatura del palo, da svolgersi con particolare attenzione alla salvaguardia dei ferri d'armatura in testa, che risultano i più sollecitati a taglio. Il tubo forma metallico esterno viene progressivamente sfilato di pari passo con l'operazione di getto, in risalita verso l'alto.

Ultimata la realizzazione dei pali si procede col getto del magrone di cemento, per uno spessore di 10 cm sull'impronta del basamento di fondazione, di raccordo dei pali, ai fini di favorire la ripartizione degli sforzi in appoggio al terreno di fondazione e lavorare nelle fasi successive su di piano pulito e regolare.

## **10.2 REALIAZZAZIONE DELLE SPALLE**

La realizzazione dei manufatti di spalla del ponte è svolta per getti successivi, in seguito riassunti:

- Getto del basamento di fondazione, di spessore  $s = 1,5 m$
- Getto delle pareti verticali, con preventiva cassetatura
- Getto delle solette superiori, di spessore  $s = 0,6 m$  e su cui passa la carreggiata

Le operazioni di cassetatura e disposizione della gabbia d'armatura si eseguono prima del getto con l'accortezza di lasciare appositi ferri di ripresa per le fasi di getto successive, assicurando un buon collegamento tra le parti e un efficiente comportamento monolitico d'insieme.

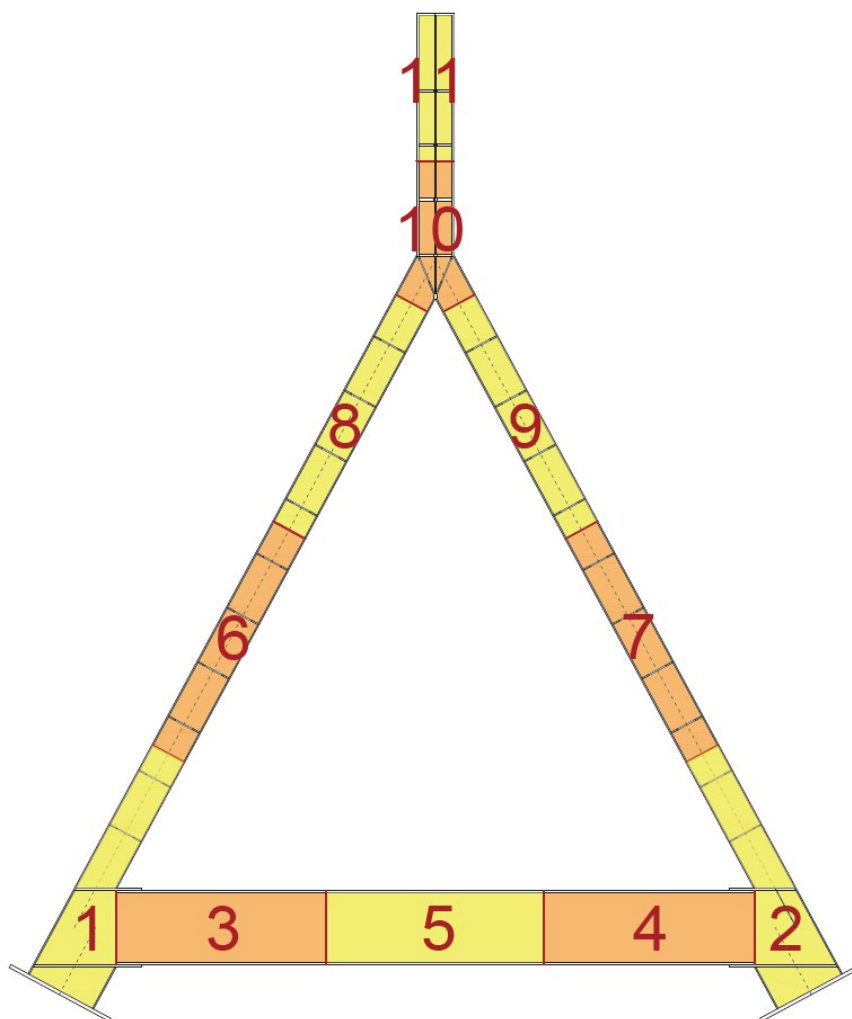
Particolare attenzione andrà posta nelle operazioni di getto del basamento e delle pareti laterali della spalla zavorrata, in cui si devono disporre col preciso orientamento le barre Dywidag da precompressione, ancorandone efficacemente le piastre d'estremità alla gabbia di armature lente. E' inoltre inserita una specifica armatura di ritegno alla base, a presidio dell'ancoraggio fisso, e di frettaggio in adiacenza all'estradosso d'arrivo, volta a scongiurare il rientro della piastra nel calcestruzzo con la tesatura.

Il getto delle solette superiori è da svolgersi con preventiva puntellatura di sostegno dei casseri al fondo.

## **10.3 MONTAGGIO DELL'ANTENNA**

Una volta eseguito il getto del basamento di fondazione in cemento armato, con le stesse prescrizioni osservate per le spalle, si procede col montaggio dell'antenna metallica per conci. In *Figura 10.1* si riporta la numerazione progressiva dei conci d'antenna secondo l'ordine d'installazione. Tutti i pezzi d'officina sono pensati in ottica esecutiva, con peso e dimensioni tali da renderne possibile il trasporto in cantiere e favorirne il tiro in quota, ipotizzando l'utilizzo di autogru Liheber da 200 t e 60 m d'altezza. Tutte le congiunzioni tra i conci vengono realizzate mediante saldatura a piena penetrazione, con ripristino dell'intera sezione reagente. Durante le fasi di esecuzione delle operazioni di saldatura i

conci sono sostenuti e tenuti in posizione tramite un sistema di bullonature provvisorie. Il tiro in quota di ciascun conco metallico è svolto con l'ausilio di apposita gru, al netto di un peso massimo da sollevare intorno alle 50 t, relativo ai conchi del pulvino e della sommità dell'antenna. Le operazioni di saldatura sono eseguite al lato esterno su appositi piani di lavoro sostenuti e protetti, in cui gli operai specializzati possano operare nella massima sicurezza imbragati ed opportunamente isolati dall'ambiente esterno. Al lato interno sono presenti appositi piani di lavoro raggiungibili mediante i fori di diametro 80 cm disposti al centro delle piastre orizzontali di controventamento, collocate a passo 250 cm lungo l'asse di sviluppo delle gambe d'antenna. Lo stesso avviene in sommità, in cui tuttavia per la presenza delle piastre verticali di controventamento il passo d'uomo è garantito tramite fori di 60 cm di diametro su ciascuno dei 4 settori.



*Figura 10.1 – fasi di montaggio antenna*

Tutte le saldature previste sono da svolgersi in orizzontale da posizioni favorevoli, per garantire la praticità d'intervento ed un risultato finale ottimale. Si riporta in *Figura 10.2* una rappresentazione esplicativa del sistema di sostegno provvisorio dei conci impiegato durante le operazioni di saldatura, prevedendo al calo del pezzo di aver già predisposto la piastra inferiore, mentre la superiore di chiusura è fissata a concio già appoggiato ma ancora sostenuto in collaborazione dalla gru. Questi collegamenti provvisori sono svolti tramite l'impiego di bulloni classe 10.9 di diametro 20 mm.



*Figura 10.2*

#### **10.4 REALIZZAZIONE DELL'IMPALCATO**

La realizzazione dell'impalcato avviene nel rispetto della fasistica in seguito riassunta:

- 1) Montaggio preventivo in officina da cantiere della struttura metallica, suddivisa per conci successivi di 11 m di lunghezza;
- 2) Varo e fissaggio dei suddetti conci;
- 3) Prima tesatura del sistema di stralli, proporzionale al peso agente al momento;
- 4) Disposizione dei predalles autoportanti e getto della soletta collaborante;
- 5) Seconda tesatura degli stralli, in base ai carichi permanenti strutturali totali;

- 6) Ultimazione dell'impalcato con stesura della pavimentazione e installazione degli elementi d'arredo della sede stradale;
- 7) Ritesatura finale degli stralli secondo i valori di progetto del set definitivo di tiri.

#### ***10.4.1 MONTAGGIO DELLA NERVATURA PRINCIPALE***

All'arrivo dei pezzi dall'officina si prevede di allestire in cantiere un ambiente riparato in cui completare le operazioni di assemblaggio della struttura metallica, per i singoli conci d'impalcato. Le operazioni di assemblaggio ed il successivo varo dello scheletro metallico dell'impalcato vengono differenziate per e due campate:

- Per la campata di sinistra si prevede l'utilizzo delle tradizionali tecniche di varo dal basso, con l'ausilio di apposite autogru. Tale sistema risulta infatti funzionale per la presenza di un piano orizzontale di lavoro in golena e al fronte dalla luce di 22 m da coprire tra spalla di sinistra e pulvino d'antenna.
- Per la campata principale di destra, sostenuta da stralli, con 77 m di luce netta, viene in seguito riassunta l'apposita fasistica realizzativa studiata ad hoc.

Per la campata maggiore i tratti delle due travi principali da 11 m di lunghezza prodotti in officina vengono saldati coi traversi: sia i “correnti”, come per la campata di sinistra, che gli irrobustiti di sostegno. Questi ultimi sono comprensivi anche delle parti a sbalzo in corrispondenza del collegamento d'arrivo degli stralli. Si ottiene dunque la nervatura metallica principale dell'impalcato, a cui si aggiungeranno le due travi di spina centrali, collegate successivamente per ragioni di praticità a concio varato, nell'ottica di ridurre il numero complessivo di giunzioni.

Infatti se nella campata minore le travi di spina sono appoggiate ai traversi correnti, con schema di trave continua su più appoggi, nella campata principale strallata a causa della presenza dei traversi irrobustiti, considerato il loro ingombro in altezza, le travi di spina vengono saldate in testa all'arrivo contro di essi. Chiaramente tale saldatura interesserà tanto le ali quanto l'anima, al fine di garantire l'adeguata trasmissione degli sforzi di flessione e di taglio. Le operazioni sono favorite dalla presenza di almeno un appoggio intermedio rappresentato dal traverso corrente.

### 10.4.2 TRASPORTO E INSTALLAZIONE PER CONCI

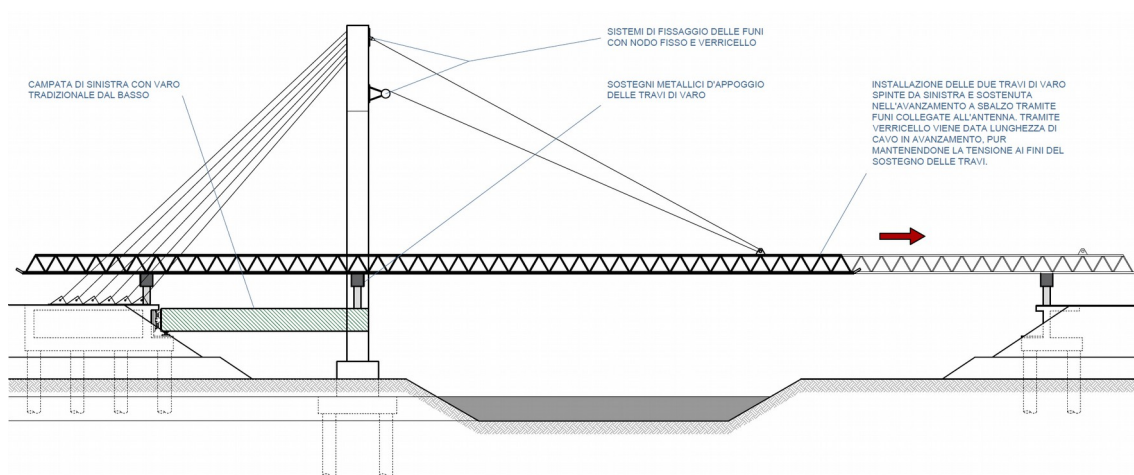
Una volta completata la realizzazione del singolo concio di elementi metallici si procede col suo varo, eseguito per la campata di sinistra dal basso secondo le modalità consuete, per la campata di destra con l'ausilio di apposite travi a traliccio metallico, in estensione dal pulvino d'antenna alla spalla. Queste, installate superiormente ed in allineamento con le travi principali dell'impalcato in via di montaggio, consentiranno di posizionare correttamente in sequenza i conci ad esse appesi tramite apposite funi, calando il pezzo e sostenendolo fintanto che non siano ultimate le operazioni di fissaggio provvisorio, tramite bullonatura, e di disposizione e tiro della coppia di stralli di competenza tramite l'utilizzo dei martinetti, da porsi negli appositi alloggiamenti predisposti.

La tecnica di realizzazione con impiego della cosiddetta “trave o carro di varo” si è già sperimentata per luci analoghe soprattutto nell'ambito delle costruzioni di ponti in c.a. ad avanzamento “campata per campata” [18], sia per impalcato a conci precompressi pre – tesi sia per campate gettate in opera mediante centina autovarante, con agevolazione nel posizionamento del sistema di cassetta e nel suo disarmo post – getto.



Figura 10.3

L'installazione delle travi di varo in traliccio d'acciaio avviene per spinta da sinistra a destra, previo loro preventivo montaggio a tergo dell'opera. L'avanzamento è controllato tramite l'ausilio di un'apposita fune di sostegno dello sbalzo, progressivamente rilasciata da un verricello installato sull'antenna metallica e che, dopo il passaggio attraverso la carrucola posizionata in punta alla trave in montaggio, si fissa alla sommità dell'antenna tramite una piastra provvisoria ad essa imbullonata. Il tutto fino al raggiungimento del suo appoggio provvisorio predisposto alla spalla di destra. In *Figura 10.4* si riporta una rappresentazione grafica del metodo d'installazione delle travi di varo.

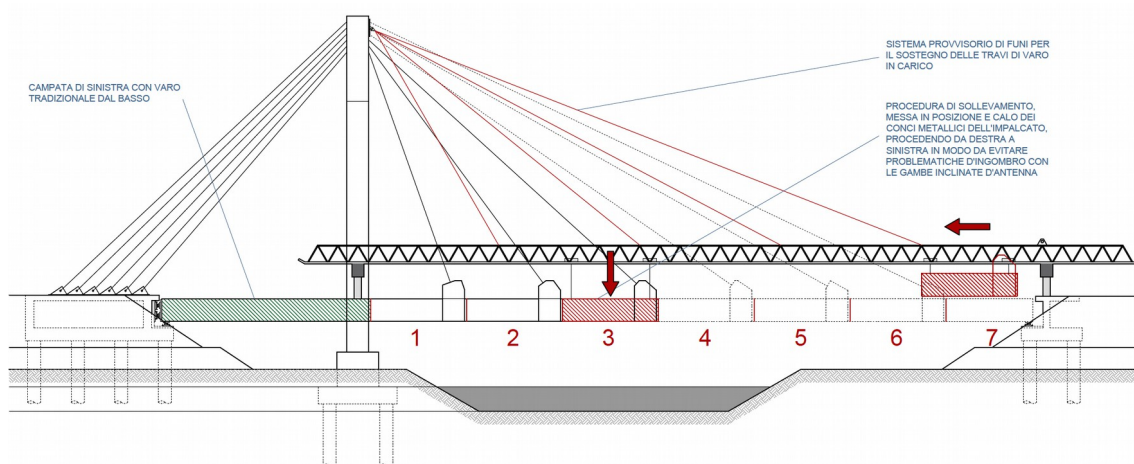


*Figura 10.4*

Le travi di varo tralicciate, pur autosostenendosi sotto il solo peso proprio, necessitano di apposite funi provvisorie di sostegno durante le operazioni di messa in posa dei conci metallici d'impalcato, che vi scaricano un peso di circa 49 t ciascuna. I conci scorrendo appesi a carrelli sopra i binari che coprono l'intero sviluppo longitudinale delle travi, in luce libera per un tratto intorno a 85 m, al transito del carico portato sulla posizione più sfavorevole determinano l'insorgere di elevati sforzi nonché rilevanti frecce. Il problema è ovviato prevedendo l'installazione su di esse di dedicate funi di sostegno metalliche collegate alla sommità dell'antenna, in numero sufficiente a contrastare lo sforzo agente. La quantificazione del numero e della tipologia delle funi è rimandata in altra sede, essendo legata alla tipologia delle travi di varo reperibili per l'intervento.

In *Figura 10.5* viene illustrata la procedura impiegata nella fase di montaggio dei conci, da ripetersi in maniera analoga per tutti i tratti da 11 m di cui è composto l'impalcato.





*Figura 10.5*

Per la campata principale il trasporto dei conci metallici in sospensione avviene dalla spalla di destra, evitando così problematiche legate all'ingombro degli sbalzi di sostegno degli stralli con la geometria dell'antenna.

I collegamenti bullonati provvisori tra i conci successivi potranno essere rimossi al completamento delle operazioni di saldatura a piena penetrazione tra le teste delle travi principali, a ristabilirne la piena sezione resistente e dunque il comportamento a trave continua.

Lo smontaggio delle travi di varo non presenta problematiche, poiché avviene a struttura principale d'impalcato già ultimata.

### **10.4.3 PRIMA TESATURA DEGLI STRALLI**

Progressivamente con l'installazione per conci della struttura metallica dell'impalcato si procede con le operazioni di disposizione e prima messa in tiro degli stralli, secondo i valori associati alla cosiddetta FASE 0 e riportati al Paragrafo 2.2.1. . Nell'avanzamento di montaggio dell'impalcato concio per concio si eseguono i passaggi in seguito riportati:

- Controllo dell'adeguata messa in tiro delle barre Dywidag all'ancoraggio in spalla zavorrata;
- Installazione e tesatura mediante chiavi dinamometriche degli stralli di ormeggio corrispondenti agli stralli di sostegno del concio in allestimento;

- Installazione e tesatura mediante martinetti degli stralli di sostegno del concio in via di montaggio;

In tutte le fasi di tesatura si prevede l'immediato recupero delle deformazioni elastiche dello strallo, che comportano perdite istantanee del tiro. Tale operazione risulta pratica e veloce adottando sistemi di tesatura a controllo di sforzo, diretto nel caso dei martinetti, indiretto con la chiave dinamometrica.

#### **10.4.4 GETTO DI SOLETTA COLLABORANTE**

Una volta completato il montaggio della struttura metallica di sostegno dell'impalcato, anche comprensiva dell'installazione delle due travi di spina centrali, si procede con la disposizione delle predalles autoportanti. Queste grazie al loro maggior spessore e alla presenza interna di apposita rete di confezionamento e delle barre d'armatura principali, risultano maggiormente resistenti e garantiscono una buona tenuta nel tempo, evitando dunque la possibile esposizione dei ferri all'intradosso, coi le conseguenti problematiche di ammaloramento. Le predalles si dispongono lungo la direzione trasversale d'impalcato coprendo le luci presenti tra le travi principali e le travi di spina. Se nel tratto centrale l'installazione non comporta particolari problematiche, per la presenza di appoggi alle due estremità, maggiore attenzione andrà invece posta in fase di montaggio al sostegno dell'ultima predalles che si estende in sbalzo dalla trave principale esterna. A fronte di ciò si prescrive la disposizione di specifici sostegni provvisori tramite puntelli collegati inferiormente all'ala della trave principale.

Sopra le predalles, una volta completata la disposizione della gabbia di armatura, sia in intradosso che all'estradosso, si esegue il getto di completamento della soletta. Questa avrà uno spessore complessivo finale di 31 cm. Durante l'avanzamento delle operazioni di getto si procede di pari passo alla seconda tesatura degli stralli, via via a percorrere in sequenza l'intero impalcato.

In alternativa al procedimento costruttivo proposto resta comunque valida la possibilità di realizzare il getto della soletta dell'impalcato tramite sistema a centine autovaranti, che si è tuttavia ritenuto meno appropriato nell'economia dell'intervento, al fronte degli oneri e delle tempistiche dilatate.

#### **10.4.5    *SECONDA TESATURA DEGLI STRALLI***

In virtù dei carichi permanenti aggiuntivi dettati dal peso della soletta, al momento non ancora collaborante, si procede alla ritesatura dell'intero sistema di stralli secondo i tiri associati alla FASE 1 e riportati al Paragrafo 2.2.1., secondo la filosofia progettuale già descritta. Le modalità di tesatura in termini di macchinari e operazioni da svolgersi in sequenza restano per questa fase analoghe a quelle precedentemente descritte per la messa in tiro iniziale.

#### **10.4.6    *PREDISPOSIZIONE DELLA SEDE STRADALE***

A maturazione avvenuta del calcestruzzo di soletta si procede con la realizzazione della pavimentazione stradale mediante conglomerato bituminoso di tipo drenante, efficace in quanto garantisce una corretta combinazione di leggerezza, in funzione di un elevato indice dei vuoti, e tutela in termini di sicurezza stradale. Il corretto funzionamento del sistema di drenaggio è garantito dalla pendenza conferita alla carreggiata, pari al 2,5 % nel rispetto dei limiti normativi, con doppio scolo laterale mediante utilizzo di sezione a schiena d'asino, e contestuale collocazione sui due lati dei condotti di derivazione delle acque piovane, del diametro di 30 cm. Il completamento dell'assetto di carreggiata si ha con l'installazione delle barriere di sicurezza e delle barriere di protezione antirumore.

#### **10.4.7    *RITESATURA FINALE DEGLI STRALLI***

In funzione dei carichi permanenti complessivi della struttura il sistema di stralli viene ritesato per attribuirvi il tiro finale di progetto, secondo i valori già riportati al Paragrafo 2.2.2. . I tiri sono stati individuati nell'ottica di ottenere nell'esercizio del ponte l'ideale compromesso di comportamento rispetto le due situazioni opposte in seguito descritte:

- Impalcato libero, soggetto ai soli carichi permanenti, secondo la combinazione quasi permanente. Rispetto a questa condizione si accetta una controfreccia al centro della campata principale, con la premura di evitare lo sviluppo di trazione all'appoggio sulla spalla in destra idraulica.
- Impalcato affollato, col massimo carico previsto in esercizio nella combinazione

rara, rispetto cui garantire il contenimento della freccia entro i massimi valori prescritti in Italia per i ponti autostradali, pari a 1/650 della luce di campata.

Tutti i dispositivi di tesatura degli stralli sono stati alloggiati in posizioni comode per favorire le operazioni, sia in fase d'installazione che in ottica manutentiva. Sarà dunque possibile ritesare all'occorrenza gli stralli, sia d'ormeggio che di sostegno dell'impalcato, andando a recuperare eventuali perdite da rilassamento dell'acciaio nel tempo, oltre agli altri contributi di perdita del tiro associati al comportamento del complesso strutturale. Non sono ad esempio quantificabili con assoluta precisione i cedimenti del basamento dell'antenna legati ai fenomeni viscosi del terreno di fondazione. Simili abbassamenti possono comportare una parziale perdita del tiro degli stralli, recuperabile facilmente qualora venisse riscontrata mediante l'operazione di ritesatura. I controlli periodici del tiro degli stralli sono pertanto fattore rilevante da inserire nelle prescrizioni manutentive.

## 11. CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi si è concentrato sulla progettazione e sullo studio delle fasi costruttive di un ponte strallato ad impalcato misto acciaio – calcestruzzo, ai fini d'ideare una proposta tecnica alternativa ai classici schemi statici di ponte a travata continua su più appoggi intermedi, nella copertura di medio – grandi luci. Senza variare lo schema strutturale d'impalcato, se non per irrobustire localmente i traversi d'arrivo delle funi di sospensione, in virtù della nuova e differente funzione di sostegno che svolgono, tramite l'adozione del nuovo schema strutturale è stato possibile raggiungere prestazioni più che soddisfacenti, sia in termini di deformabilità in esercizio che di resistenza degli elementi agli stati limite ultimi. Rispetto al caso di studio originale a travata continua su due pile in alveo è stato possibile eliminare uno degli appoggi intermedi, attribuendo alla funi metalliche il compito di sostenere l'impalcato nella sua campata più estesa. Il nuovo schema, in virtù della regolarità nel passo degli stralli, consente di ripartire i carichi in modo più uniforme, evitando tra le altre cose l'insorgere di sforzi di trazione ai vincoli di spalla, come è invece si può riscontrare sotto specifiche condizioni di carico nello schema in appoggio tradizionale. La riduzione, se non la completa eliminazione, degli elementi di sostegno dell'impalcato in alveo riduce la problematica, spesso significativa, dello scalzo delle pile al piede di fondazione, che richiede ingenti sforzi economici in termini manutentivi, con annessi disagi per la circolazione. Al netto della validità della proposta tecnica, mediante opportuni accorgimenti si è voluto ottimizzare l'intervento per assicurarne un elevato livello d'efficienza, sia in termini di comportamento globale d'insieme e dei singoli elementi strutturali nelle diverse configurazioni di sforzo, sia in termini realizzativi. Il filo conduttore della progettazione è stata la volontà di fornire un modello semplice di ponte da poter impiegare ed adattare alle condizioni specifiche che di volta in volta si possono riscontrare, ponendo forte attenzione alla facilità realizzativa della proposta. Ad eccezione di un numero limitato di pezzi “speciali”, rappresentati per lo più dai conci costitutivi dell'antenna, tutti gli elementi metallici costituenti la struttura del ponte sono di dimensioni tali da poter essere trasferiti dall'officina di produzione al sito d'intervento senza la necessità di impiegare trasporti eccezionali. Anche i suddetti elementi d'antenna sono stati in ogni modo studiati per garantirne la facilità di trasporto e di montaggio in cantiere, con attenzione alle operazioni di tiro da eseguirsi mediante l'impiego di apposita autogru. Per concludere in merito alla necessità di ricorso a mezzi

eccezionali è comunque assicurata la comodità di trasporto, anche privo di scorta, in quanto la discriminante è rappresentata dal peso e non dalla dimensione fuori sagoma dei pezzi. Tutte le giunzioni, svolte tramite saldatura a piena penetrazione, con l'aiuto di sostegni provvisori imbullonati ove necessario, nonché tutte le fasi realizzative e di montaggio di antenna, impalcato e tiro degli stralli, sono state appositamente studiate in modo da limitare gli oneri e facilitare lo svolgimento delle operazioni in cantiere. Gli organi di regolazione del tiro degli stralli sono stati collocati in posizioni facilmente accessibili anche durante l'esercizio del ponte, in modo da facilitarne le eventuali attività di ritesatura in fase di manutenzione.

Mediante gli studi condotti tramite modelli FEM nelle differenti condizioni di carico previste da normativa, nonché per le fasi progressive di realizzazione dell'impalcato, è stato possibile individuare le specifiche combinazioni di pretiro degli stralli da applicare in ciascuna fase sulla base delle specifiche esigenze richieste. Durante il montaggio e le operazioni di getto della soletta la regolazione dei tiri è tale da consentire l'orizzontalità dell'impalcato, mentre in esercizio la pretensione degli stralli è regolata in modo da dar origine sotto i carichi permanenti ad una leggera contrefreccia verso l'alto in mezzzeria della campata più estesa, in modo da garantire sotto le condizioni di carico più gravose in combinazione rara lo sviluppo di frecce entro il limite di  $1/650$  della luce, prescritto per i ponti autostradali italiani. La regolazione dei tiri delle funi di ormeggio, ancorate alla spalla zavorrata, è tale da garantire un buon equilibrio con le componenti orizzontali dei tiri degli stralli di sostegno dell'impalcato, in modo da escludere lo sviluppo di alte deformazioni flessionali nell'antenna metallica, che risulterà pertanto prevalentemente soggetta a sforzo di compressione. Sono state svolte le dovute verifiche di stabilità degli elementi snelli compressi, che hanno dato riscontro positivo. Dai risultati mostrati in output dai vari modelli di calcolo agli elementi finiti, in termini di sforzi sollecitanti, si è verificata la validità delle soluzioni progettuali adottate per i vari componenti del ponte, che presentano capacità resistenti adeguate, col dovuto margine di sicurezza garantito dall'applicazione del metodo agli stati limite, prescritto dalla normativa tecnica vigente NTC 2018. La progettazione è stata condotta avvalendosi, oltre che di modelli globali per la valutazione del comportamento deformativo e resistente d'insieme, anche di una modellazione specifica dei singoli elementi strutturali, ai fini di valutarne la congruità di comportamento sotto le diverse possibili configurazioni di sforzo, di cui sono riportati i calcoli di verifica nei confronti della più gravosa, che induce lo sforzo massimo. Tutte le

verifiche hanno dato riscontro positivo ed il metodo ha permesso di individuare le soluzioni progettuali più efficienti per il sistema di fondazione su pali ed il manufatto a struttura alveolare della spalla zavorrata, d'arrivo delle funi di ancoraggio.

Per una descrizione maggiormente dettagliata della componentistica impiegata e delle procedure di montaggio da seguire nella realizzazione del ponte oggetto del presente lavoro di tesi si rimanda ad una successiva fase di affinamento di progetto, che andrà a rappresentare l'esecutivo d'intervento, con i suoi vari allegati previsti. Senza pretendere di giungere in questa sede ad un tale livello di dettaglio si rimanda la visione alle tavole di progetto in Allegato:

- **Vcx01 - PLANIMETRIA**
- **Vcx02 - SEZIONE ORIZZONTALE D'IMPALCATO**
- **Vcx03 - PROSPETTO**
- **Vcx04 - SEZIONE A-A**
- **Vcx05 - SEZIONE B-B**
- **Vcx06 - SEZIONI D'IMPALCATO**
- **Vcx07 - ANTENNA METALLICA**
- **Vcx08 - DETTAGLI D'ANCORAGGIO DEGLI STRALLI**
- **Vcx09 - SPALLG**
- **Vcx010 - SISTEMI DI FONDAZIONE FGN)CPVGPPC**
- **Vcx011 - FASISTICA DI REALIZZAZIONE ANTENNA**
- **Vcx012 - FASISTICA DI REALIZZAZIONE IMPALCATO**

## 12. BIBLIOGRAFIA

- [1] Prof. Ing. Fabrizio De Miranda, *La concezione strutturale delle grandi opere di Attraversamento*, tratto dal numero 3 - 2004 della rivista Costruzioni Metalliche
- [2] Prof. Ing. Fabrizio De Miranda, *I ponti strallati di grande luce*, Edizioni scientifiche A. Cremonese - Roma
- [3] Prof. Ing. Fabrizio De Miranda per Italsider, *Ponti a struttura d'acciaio*
- [4] Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli, *Progettazione e costruzione di ponti*, Masson
- [5] Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale del 18 gennaio 2018, con relativa Circolare Esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.7 del 21 gennaio 2019
- [6] Prof. Ing. Piero Gelfi, programma di verifica *Vca Slu*
- [7] [www.dyvit.it](http://www.dyvit.it)
- [8] NELSON Saldatura Perni Italia s.r.l., *Scheda pioli connettori KB – dettagli tecnici*
- [9] GEOSAT s.r.l., *Relazione geologica e geotecnica, Comune di Truccazzano*
- [10] Comune di Merlino, *Piano di governo del territorio*
- [11] Joseph E. Bowles, *Fondazioni*
- [12] Prof. Ing. Piero Pozzati, *Tabella dei moduli di Winkler*
- [13] CNR-DT 207, 2008
- [14] Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, e relativa Circolare Esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.617 del 2 febbraio 2009



- [15] Italsider, Gruppo Finsider, *Le strutture composte acciaio calcestruzzo applicate ai Ponti*, Maggio 1971
- [16] Fip Industriale, [www.fipindustriale.it](http://www.fipindustriale.it) – *divisione prodotti – apparecchi d'appoggio*
- [17] Prof. Ing. Mario de Miranda, *Ponti in acciaio: progettare per la durabilità*, tratto dalla rivista *Costruzioni Metalliche*, numero 1 anno LXXI
- [18] Carlo Guastini, Salvatore Giacomo Morano, Paolo Spinelli, *Storia dei metodi e Delle tecniche costruttive dei ponti a cassone in c.a.p.: l'inizio*

## 13. RINGRAZIAMENTI

Al termine di questo lavoro di tesi è doveroso da parte mia ringraziare tutti coloro che durante questo percorso mi hanno supportato e hanno contribuito al mio arricchimento, sia dal punto di vista intellettuale e conoscitivo che sotto il profilo umano.

I miei più sinceri ringraziamenti vanno al Prof. Ing. Raffaele Poluzzi, per avermi offerto con estrema gentilezza l'opportunità di svolgere questa preziosa esperienza, per essere stato una valida guida durante l'intera attività di progettazione e per essere stato sempre presente con la massima disponibilità, mostrando in ogni momento massima fiducia nei miei confronti e creando un ambiente di lavoro positivo. Farò senza dubbio tesoro nella mia vita professionale e umana dei suoi preziosi insegnamenti.

Grazie infinite al Prof. Ing. Stefano Silvestri per i preziosi consigli fornitomi durante il periodo di tesi, per il grande entusiasmo da subito mostrato nei confronti di questo mio lavoro, per gli stimoli offerti e la grande disponibilità, gentilezza e pazienza mostrata in ogni momento. Grazie per avermi accompagnato in questa esperienza, con indicazioni sempre precise e puntuali, e per il confronto estremamente costruttivo.

Un sentito ringraziamento all'Ing. Andrea Montalti, per i preziosi suggerimenti offerti e la condivisione delle idee progettuali, fattore estremamente utile ai fini dello sviluppo del presente lavoro di tesi e più in generale per la mia crescita professionale. Grazie per il forte interesse mostrato e l'opportunità di arricchimento generata dai nostri dialoghi.

Ringrazio di cuore tutti i miei colleghi dello studio Polaris Engineering, con cui negli ultimi anni ho trascorso gran parte del mio tempo, crescendo come tecnico e come uomo. In particolare ringrazio Velio Fantini per aver creduto nelle mie possibilità sin dal primo momento, facendomi percepire sempre la massima fiducia.

Merita senza dubbio una menzione speciale l'Ing. Celso Cervi, che considero al pari di un vero mentore, per la costante guida che ha saputo essere nel mio percorso di crescita. Un forte ringraziamento per il grande interesse mostrato, la condivisione delle idee e tutti i preziosi consigli dispensati senza parsimonia, che hanno indubbiamente arricchito questo mio lavoro di tesi. Grazie per avermi fatto appieno comprendere sia con il sapere tecnico che con la straordinaria umanità e modestia il significato del termine Ingegnere.

Un immenso ringraziamento alla mia famiglia, agli amici e a tutte le persone che hanno fatto parte di questo percorso. Vi sarò eternamente grato per il sostegno che avete saputo non farmi mai mancare. In particolare mia madre, che ha dedicato molto del suo tempo al mio facendomi sempre sentire amato.

Infine un ringraziamento speciale a Glauco Mantovi ed Alessandro Foglio Bonacini, che sono costante fonte d'ispirazione per me e a cui dedico il presente lavoro di tesi. Sono certo che state sorridendo insieme a me, ovunque voi siate.