

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

C	LOTTO 1 - da Campogalliano (km 312+200) al km 313+710
7.1.1.2.	OPERE D'ARTE PRINCIPALI SOVRAPPASSO ASTA A22 - B01 RELAZIONI Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. LAZZARI	L. LEARDINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

SCAVALCO CENTRALE

Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

Aprile 2021

1	PREMESSA	1
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
2.1	Descrizione generale del ponte	2
2.2	Descrizione dell'impalcato	2
2.3	Descrizione dello schema di vincolo	4
2.4	Descrizione delle fondazioni	5
3	PROCEDURA DI MONTAGGIO	7
4	DESCRIZIONE DELLE FASI DI VARO	8
Fase 0		8
Fase 1		9
Fase 2		11
Fase 3		12
Fase 4		13
Fase 5		13
Fase 6		14
Fase 7		14
5	VERIFICHE STRUTTURALI	16
5.1	Fase 1.3/3.3 – Trasporto dei bipodi mediante SPMT	16
5.2	Fasi 1.6/3.6 – Bipodi su pile provvisionali	21
5.2.1	Parametri di sollecitazione	22
5.2.2	Verifica della sezione forata	24
5.2.3	Verifica dei bulloni	25
5.2.4	Verifica a rifollamento	25
5.2.5	Verifica dei coprigiunti	25
5.2.6	Attacco alla base dei profili tubolari dei bipodi	26
5.3	Fase 2.3 – Trasporto dell'impalcato mediante SPMT	30
5.4	Fase 2.4 – Impalcato su pile provvisionali	34

1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto il varo dello scavalco centrale dell'autostrada A22 sull'autostrada A1, opera facente parte del nuovo sistema di interconnessione tra le due arterie resi necessario nell'ambito dei lavori per la realizzazione della terza corsia nel tratto A22 compreso tra Verona nord e l'intersezione con l'autostrada A1. Il manufatto esistente di scavalco non presenta infatti le caratteristiche geometriche e funzionali adeguate alla futura configurazione dello snodo.

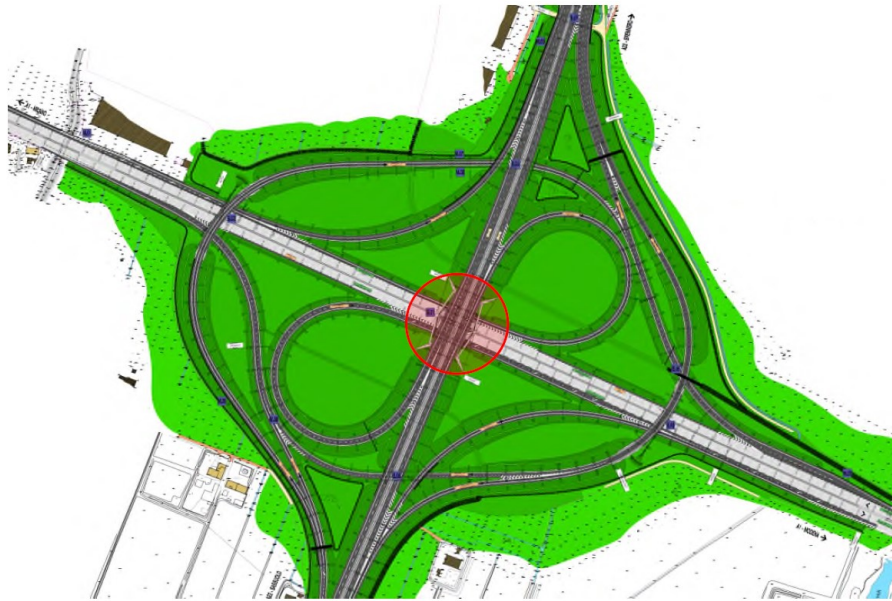


Figura 1 Planimetria di progetto del nuovo svincolo di interconnessione A22 - A1
(in evidenza lo scavalco centrale)

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

2.1 Descrizione generale del ponte

La nuova viabilità consente lo scavalco dell'autostrada A1 con un sovrappasso stradale costituito da un impalcato sostenuto da un sistema di strallatura ancorato su una coppia di portali a bipode.

L'impalcato ha una lunghezza complessiva di 87,20 m (retrotrave compresi) e una larghezza complessiva di 39,45 m, occupata integralmente dalla piattaforma stradale che risulta composta da due cordoli laterali di larghezza 1,85 m, da un cordolo centrale spartitraffico di larghezza 2,90 m e da due carreggiate stradali (una per senso di marcia) di larghezza variabile che ospitano le corsie di marcia, per una larghezza complessiva di 35,75 m.

La soluzione sviluppata prevede che l'intero scavalco sia coperto da una sola campata di luce 85,20 m (+1,00 m +1,00m di retrotrave) a differenza dei manufatti esistenti caratterizzati da due campate, con pila intermedia posta nello spartitraffico dell'autostrada A1, di luce indicativa 28,00 m, per una lunghezza complessiva di 56,00 m.

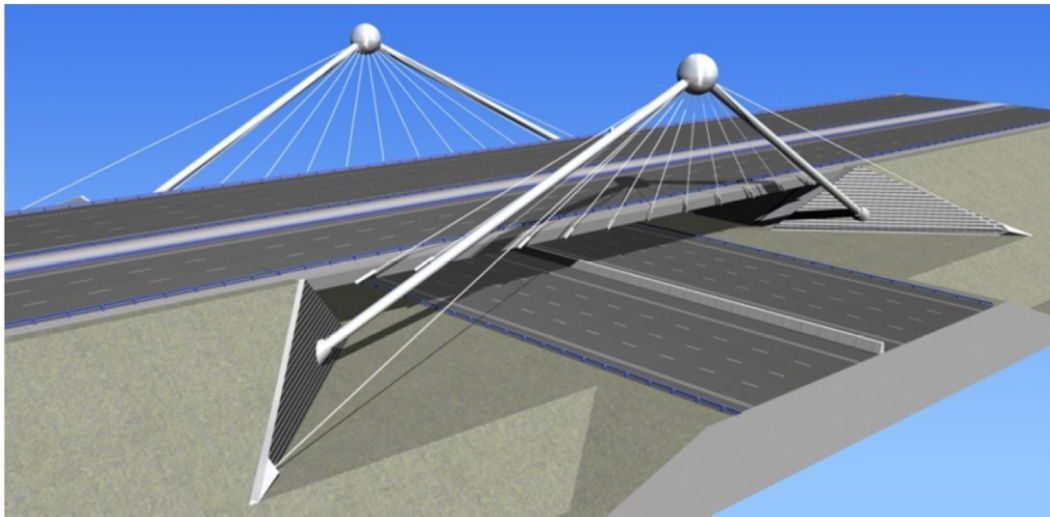


Figura 2 Vista prospettica (rendering)

2.2 Descrizione dell'impalcato

L'impalcato è composto da due travi principali metalliche poste all'estremità laterali delle sezioni, ad altezza (media) costante di 1310 mm, disposte con interasse trasversale di 35,35 m. Le travi principali sono caratterizzate da una sezione scatolare a trapezio con la piattabanda inferiore orizzontale, la piattabanda superiore inclinata verso l'esterno a seguire la pendenza trasversale della strada (2.5%), l'anima interna verticale e l'anima esterna inclinata di 24.75° sulla verticale, posta sul piano di strallatura su cui giace anche il punto di ancoraggio posto nella sommità del bipode. L'anima esterna fuoriesce dalla sagoma del cassone ed esce superiormente per consentire l'attacco della testata regolabile degli stralli.

Le due travi sono tra loro collegate da trasversi intermedi con passo 2,83 m, tipici, realizzati con una sezione metallica aperta a doppio T e da trasversi di spalla sempre con sezione a doppio T, ma caratterizzati da una geometria rinforzata. I trasversi presentano un'altezza variabile per seguire la pendenza trasversale dell'impalcato a schiena d'asino dell'impalcato da 1356 mm (in corrispondenza delle travi principali) a 1746 mm (a 1850mm dall'asse dell'impalcato).

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

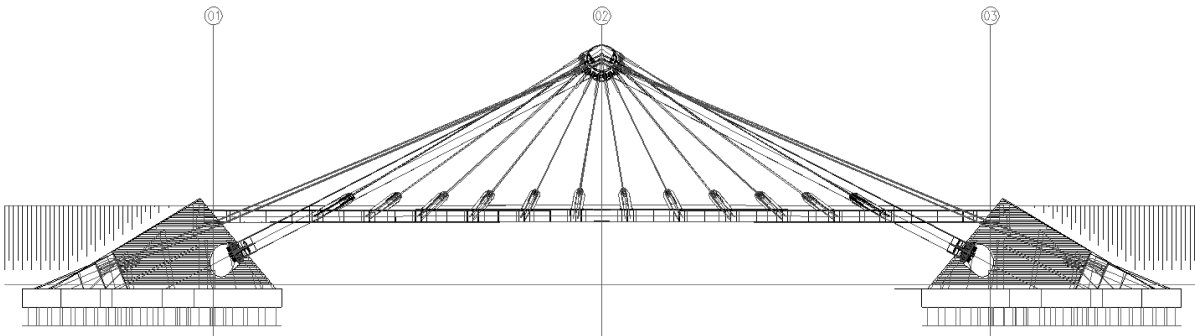


Figura 3 Prospetto laterale del ponte

Le piattabande superiori delle travi principali e dei traversi sono dotate pioli tipo “Nelson” al fine di rendere questi elementi collaboranti con la soletta in c.a. di spessore 20 cm (45 cm solo in corrispondenza dei cordoli) gettata in opera su lastre metalliche tralicciate posate in direzione longitudinale sulle piattabande superiori dei trasversi.

I due portali a bipode, posti a fianco dell’impalcato sono costituiti ciascuno da due segmenti rettilinei di profili tubolari $\varnothing 1750\text{mm} \times 65\text{mm}$ disposti a formare un cavalletto, con i vertici di base posti sulle spalle opposte e il vertice centrale posto in allineamento con la mezzeria dell’impalcato ad una quota superiore di 20.80 m rispetto ai vertici di base. I bipodi sono poi inclinati di 17.95° rispetto alla verticale verso l’esterno dell’impalcato. Nel vertice centrale sono predisposti i piatti di attacco del sistema di strallatura dell’impalcato e del sistema di strallatura a terra. Con lo scopo di attribuire un segno estetico originale, inoltre, nei vertici dei bipodi sono predisposte due sfere (non strutturali) di diametro $\varnothing 4000\text{ mm}$ che consentono di mascherare il massiccio sistema di attacco delle strallature ai bipodi.

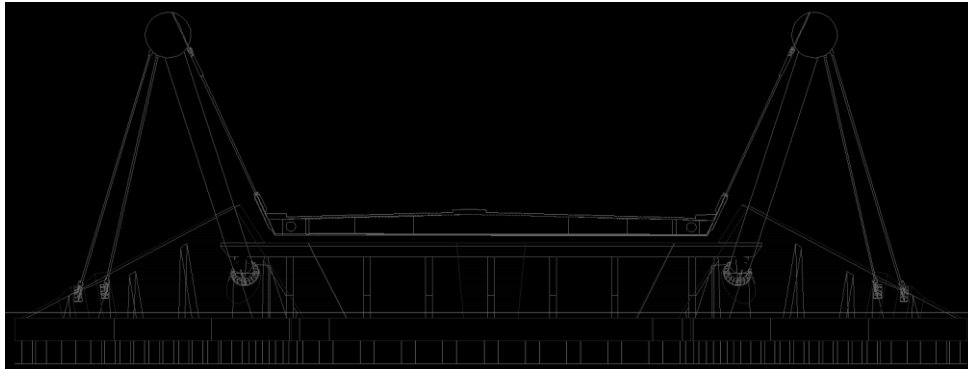


Figura 4 Sezione trasversale

La strallatura di sospensione è realizzata da 12+12 stralli a trefoli paralleli, composti tutti da 31 trefoli da 0.5' posti con interasse 5.66 m, a sostenere quindi in modo alternato i traversi della parte centrale dell’impalcato. Per ragioni geometriche, finalizzata ad evitare l’interferenza degli stralli con i profili tubolari, la convergenza del sistema di strallatura risulta eccentrica di circa 1300mm rispetto ai vertici dei bipodi. Per ragioni analoghe legate all’interferenza tra le forche degli stralli, gli stralli in sommità sono fatti convergere a coppie in punti sfalsati del piatto di attacco, ma giacenti sempre nel medesimo piano.

La strallatura di riva composta da 4+4 stralli della medesima tipologia degli stralli di sospensione consente di collegare il vertice del bipode all’estremità delle spalle. Per analoghe ragioni, la convergenza sul bipode avviene per ciascuna coppia di stralli rispettivamente a 500 mm e a 1000 mm dal vertice del bipode.

2.3 Descrizione dello schema di vincolo

Per l'impalcato in oggetto vengono previsti 4 dispositivi di isolamento sismico in elastomero armato posti in corrispondenza delle travi principali mentre nella mezzeria dei traversi di spalla sono invece disposti due appoggi unidirezionali che vincolano trasversalmente l'impalcato e forniscono un punto di appoggio intermedio al traverso di testata.

Complessivamente l'impalcato risulta quindi vincolato in modo rigido trasversalmente mentre longitudinalmente risulta vincolato elasticamente alle spalle. Il diverso comportamento è stato ricercato per i seguenti motivi:

- Trasversalmente è fondamentale che il ponte sia vincolato rigidamente, in quanto il sistema di strallatura risulta poco efficiente nei confronti degli spostamenti orizzontali e l'eventuale spostamento orizzontale comporterebbe rotazioni fuori il piano degli stralli con la nascita di momenti parassiti. In direzione trasversale, la forza sismica trasferita dall'impalcato alle spalle inoltre può essere ripresa in modo efficace dalle spalle e dai pali di fondazione in quanto la spalla è molto larga e quindi molto efficiente nei confronti delle sollecitazioni trasversali;
- Longitudinalmente è invece fondamentale non vincolare rigidamente il ponte alle spalle, perché in questa direzione la forza sismica generata da un vincolo rigido avrebbe comportato sollecitazioni molto ingenti a carico delle sottostrutture con un notevole incremento del numero di pali. In questa direzione l'impalcato risulta quindi vincolato in modo elastico sia tramite i dispositivi elastomerici che tramite il sistema di strallatura. Questi due sistemi si scompongono la forza sismica in funzione del rapporto di rigidezze con il sistema di strallatura che risulta predominante rispetto ai vincoli elastomerici

La volontà di predisporre l'appoggio unidirezionale in mezzeria al traverso di testata deriva invece da due motivi:

- Rispettare la simmetria dello schema statico;
- Fornire un appoggio intermedio al traverso stesso per limitarne l'inflessione al passaggio dei mezzi ed evitare quindi sconnessioni ed effetti dinamici dovuti alla formazione di un dislivello tra paraghiaia (rigido) e impalcato (flessibile).

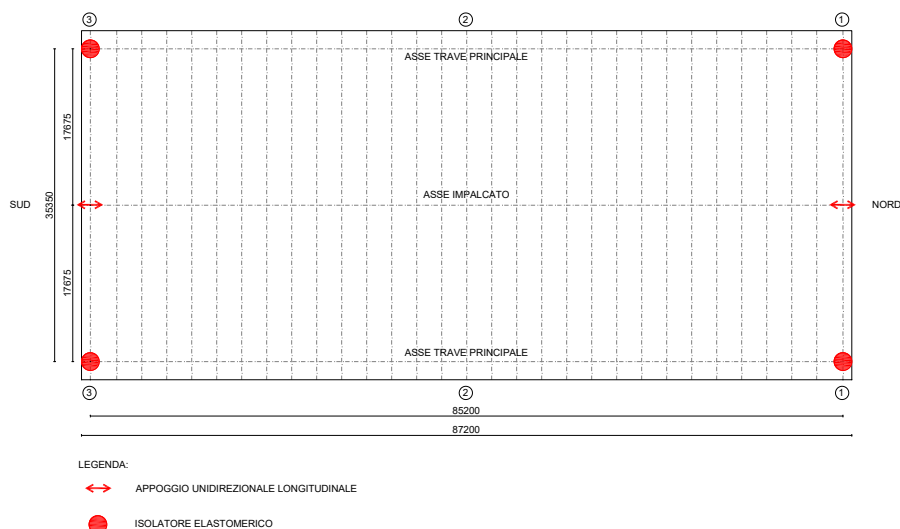


Figura 5 Schema di vincolo

2.4 Descrizione delle fondazioni

L'impalcato è sostenuto alle due estremità da spalle in calcestruzzo armato costituite da una parte frontale ortogonale all'asse dell'impalcato e da due muri d'ala inclinati ai lati con la triplice funzione di sostenere il rilevato e fornire alloggiamento all'arrivo dei puntoni e degli stralli di riva.

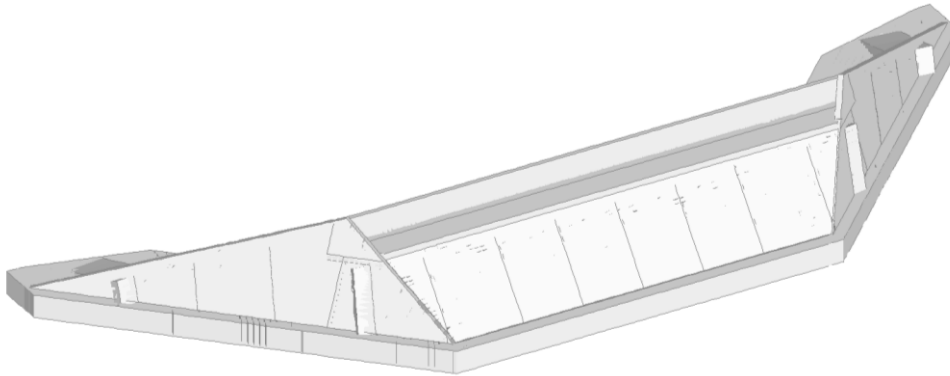


Figura 6 Modello 3d della spalla

La spalla è quindi caratterizzata da una geometria in pianta a C inscrivibile su un rettangolo di larghezza 83,15 m e profondità di 28,40m. La zattera di fondazione di spessore 2,00 m accoglie i 79 pali di fondazione e rappresenta la base comune dalla quale spiccano le diverse strutture di fondazione.

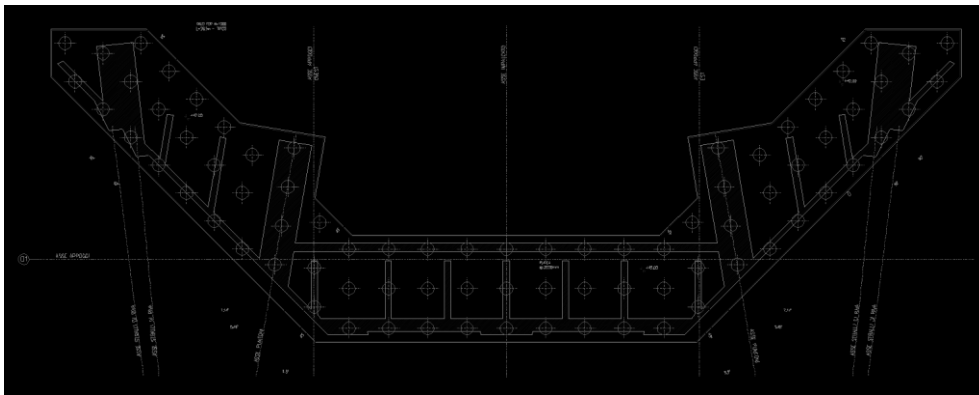


Figura 7 Pianta della spalla

Nella parte frontale di larghezza 39,60 m (atta ad accogliere l'intero impalcato), l'elevazione della spalla è costituita da un muro posteriore verticale e da un paramento frontale inclinato di 40° sulla verticale distanti tra loro 6,13 m alla base e 2,06 m in sommità connessi tra loro da nr. 7 setti posti in direzione longitudinale. Il muro posteriore ha spessore 80cm, mentre il paramento frontale e i setti interni hanno spessore 60 cm. In sommità, le strutture verticali sono tutte collegate da una trave corrente sommitale di sezione 3,80 m x 1,20 m, il cui estradosso è 6,55 m di quota superiore rispetto all'estradosso della zattera, ospita il paraghiaia e i baggioli sulla quale sono fissati gli appoggi e fornisce appoggio alla soletta di transizione. I vani creati tra i paramenti verticali sono ispezionabili e accessibili dall'esterno mediante un'apertura sul paramento inclinato frontale.

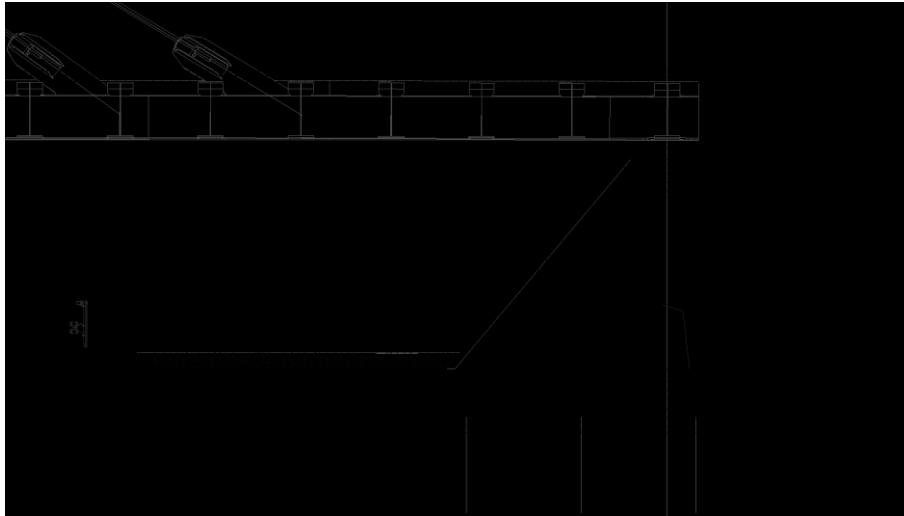


Figura 8 Sezione trasversale in corrispondenza della parte frontale

I muri d'ala, di spessore 50 cm formano un angolo di 45° con il corpo centrale, si sviluppano per 35,00 m e sono costituiti da paramenti inclinati di 10° sulla verticale irrigiditi con contrafforti posteriori. Sono caratterizzati da un'altezza variabile da massimo di 9,12 m in corrispondenza dell'attacco con il paraghiaia del corpo centrale al minimo di 0,50 m all'estremità. Lungo i muri d'ala si trovano le strutture atte a ospitare l'arrivo dei profili tubolari dei portali a bipode e gli stralli di riva. Entrambe le strutture sono costituite da setti che si sviluppano posteriormente al muro d'ala di spessore rispettivamente 300 cm e 340cm

I pali di fondazione sono pali trivellati di diametro 1200mm e lunghezza pari a 26,50 m. Sono disposti a creare tre allineamenti e sono infittiti nella zona di arrivo dei profili tubolari dei portali a bipode.

3 PROCEDURA DI MONTAGGIO

La procedura di montaggio adottata prevede un varo mediante carrelloni semoventi SPMT sia per i bipodi che per l'impalcato. Le strutture in carpenteria metallica vengono quindi assemblate nell'apposita area di cantiere e poi traslate in posizione finale transitando sulla carreggiata autostradale dell'A1.

Tale scelta è motivata da molteplici fattori dei quali si riportano i più significativi:

- Area di cantiere relativamente lontana dall'area di sedime dello scavalco;
- Ridotti spazi di manovra per l'esecuzione di un varo dal basso con autogru a causa della presenza dell'impalcato esistente sul lato ovest;
- Necessità di ridurre al minimo le interruzioni del traffico veicolare sull'autostrada A1. Le interruzioni saranno in orario notturno e per intervalli limitati per cui anche il solo montaggio delle autogru avrebbe comportato un'ingente perdita di tempo;
- Velocità di posizionamento delle strutture metalliche in quanto il trasporto mediante carrelloni semoventi SPMT avviene con i bipodi già in configurazione finale e con l'impalcato alla quota di appoggio.

4 DESCRIZIONE DELLE FASI DI VARO

Di seguito vengono descritte brevemente le cinematiche di varo dello scavalco centrale dell'autostrada A22 in oggetto.

Le fasi indicate fanno riferimento agli elaborati grafici del varo.

Fase 0

- 0.1** Inizialmente avviene l'allestimento dell'area di cantiere adibita al montaggio delle nuove opere in carpenteria metallica e il livellamento del terreno per consentire la traslazione mediante mezzi meccanici SPTM delle stesse.

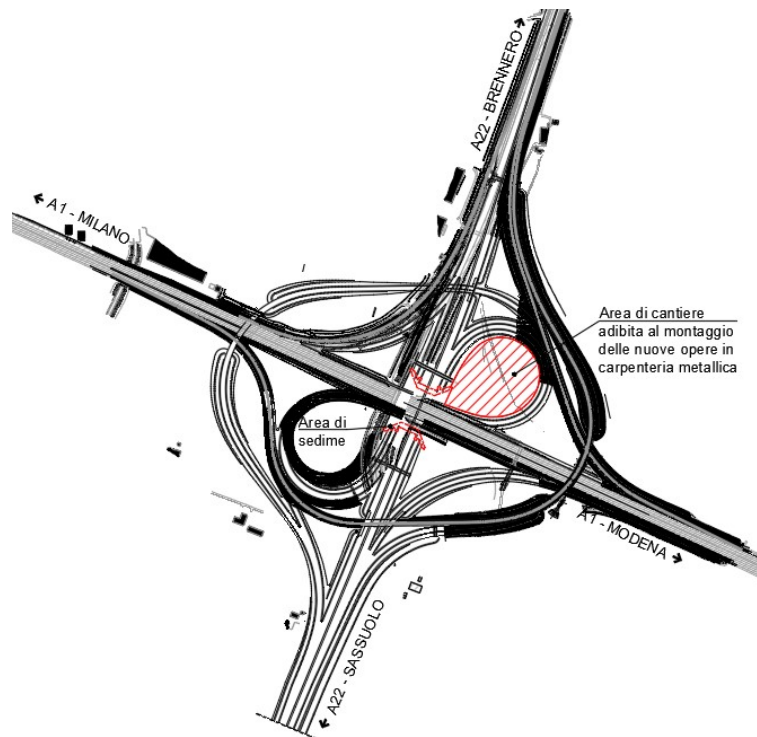


Figura 9 Planimetria di progetto del nuovo svincolo di interconnessione A22 - A1

- 0.2** Contestualmente si procede alla costruzione delle strutture di fondazione e delle spalle predisponendo i conci di base dei bipodi e le dime per gli attacchi degli stralli di riva.

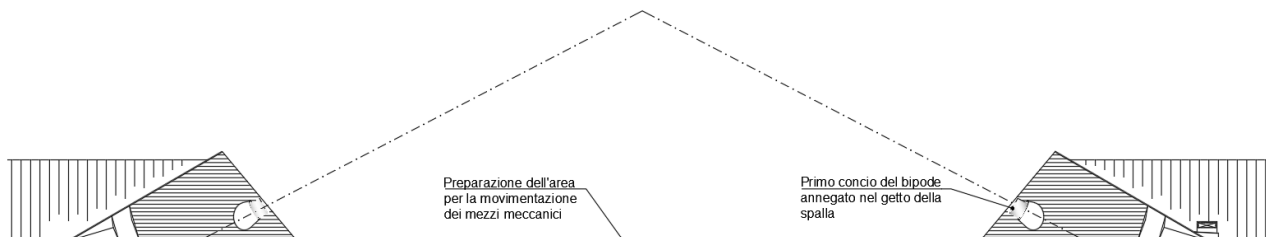


Figura 10 Prospetto laterale delle spalle

Fase 1

1.1 In questa fase ha inizio il montaggio delle carpenterie metalliche. Nello specifico i due bipodi, comprensivi delle sfere estetiche in sommità, vengono assemblati su torri provvisionali già nella configurazione finale. Per ciascun bipode vengono predisposte 3 torri provvisionali dotate di selle che le rendono solidali al profilo tubolare. Vengono inoltre alloggiati dei martinetti idraulici allo scopo di consentire una regolazione altimetrica e planimetrica. Infine le estremità alla base del bipode vengono collegate mediante un tirante per il mantenimento della geometria e per facilitare le operazioni di fissaggio alle spalle.

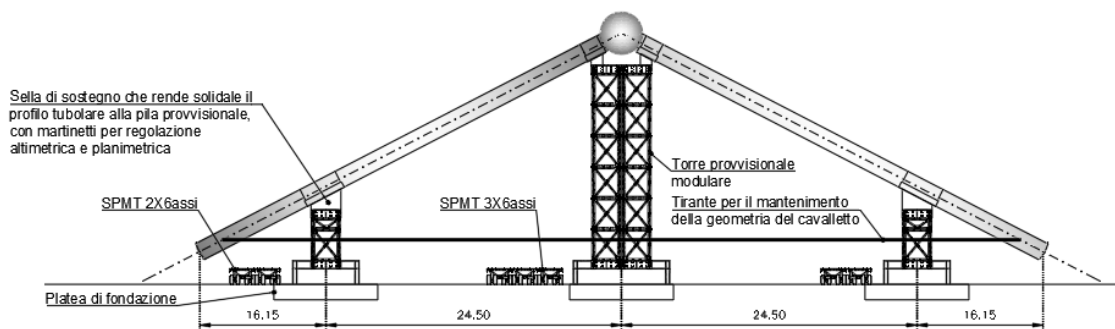


Figura 11 Prospetto laterale del bipode su torri provvisionali

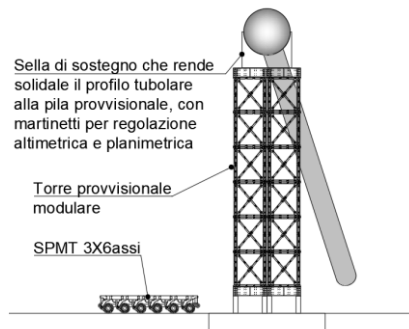


Figura 12 Prospetto frontale del bipode su torri provvisionali

1.2 A questo punto il bipode lato ovest viene preso in carico mediante carrelloni semoventi SPMT in corrispondenza alle torri provvisionali. La tabella di seguito riassume i mezzi meccanici previsti e gli scarichi agenti agli SLE dovuti al peso proprio (escluse le torri provvisionali):

Posizione	N. Blocchi	N. assi	Portata utile [ton]	Scarico [ton]
Laterale	2	6	549.0	140.0
Centrale	3	6	823.5	100.0

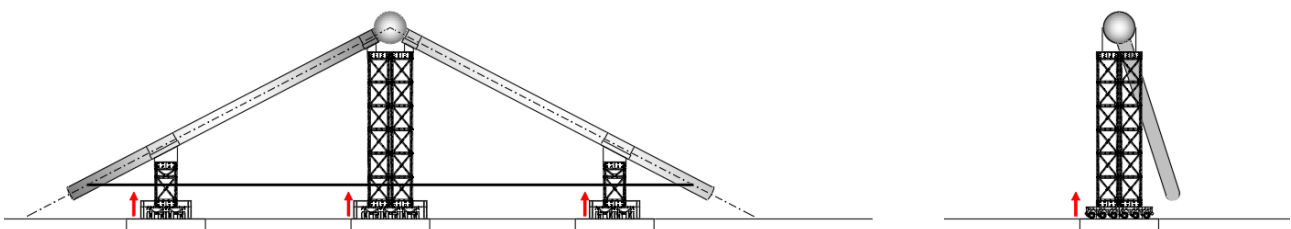


Figura 13 Presa in carico del cavalletto lato ovest mediante SPMT

- 1.3** Avviene la traslazione del cavalletto lato ovest, costituito da bipode e sfera sommitale, mediante carrelloni SPMT previa interruzione del traffico sull'autostrada A1. In corrispondenza alle posizioni di arrivo delle torri provvisionali vengono realizzate adeguate fondazioni profonde con l'impiego di micropali.

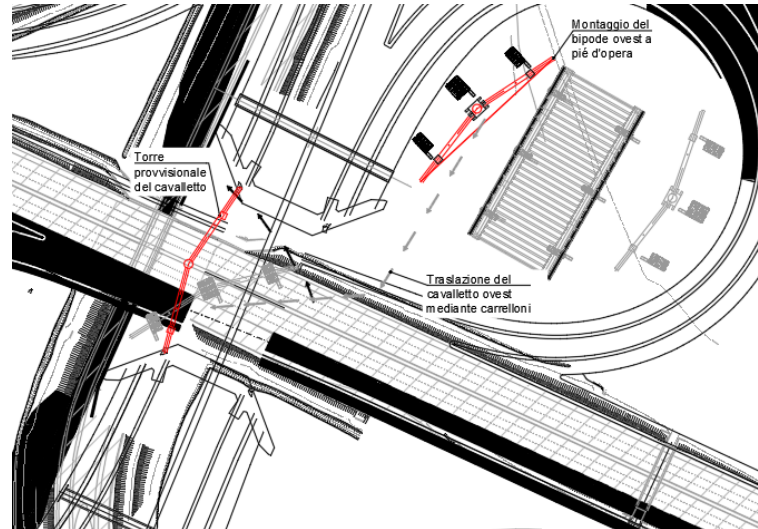


Figura 14 Traslazione del cavalletto lato ovest mediante SPMT

- 1.4/1.5** Si procede alla regolazione di fino mediante i martinetti posti nelle selle di sostegno e il tirante che collega le due basi in modo da ottenere il posizionamento definitivo del cavalletto lato ovest.

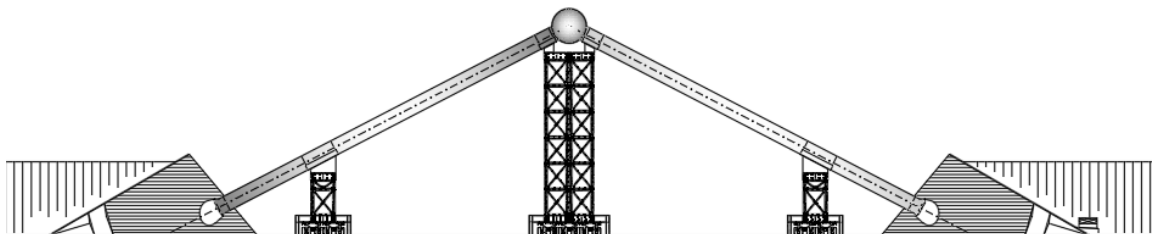


Figura 15 Fissaggio del cavalletto lato ovest alle spalle

- 1.6** Fissaggio del bipode ai conci di base annegati nelle spalle mediante giunti bullonati a "turbina". Tale tipologia di giunto è stata prevista per velocizzare le operazioni di ancoraggio del cavalletto e permettere una rapida riapertura al traffico veicolare. Viene inoltre rimossa la torre provvisoria centrale in modo da liberare completamente le carreggiate dell'autostrada A1.

- 1.7/1.8** Successivamente viene ripristinata la continuità dei profili tubolari del bipode tramite la saldatura di quarti di calotta. Possono quindi essere rimosse anche le torri provvisorie laterali.

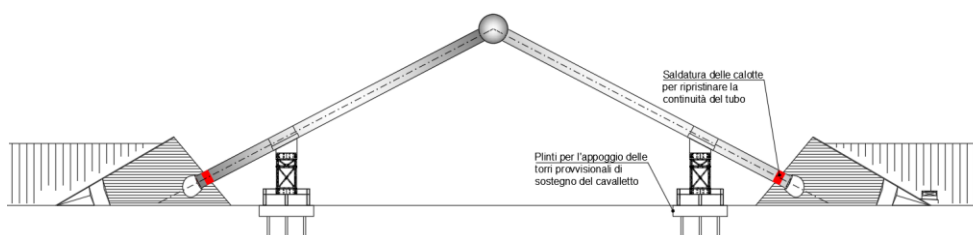


Figura 16 Ripristino della sezione cava del bipode

Fase 2

2.1/2.2 L'impalcato viene prima montato nell'area di cantiere vicino al suolo, poi sollevato mediante idonei dispositivi alla quota di installazione e posto su torri provvisionali. In particolare vengono predisposti 3 allineamenti in corrispondenza alle 2 travi principali. La loro posizione è tale da non creare interferenze con le pile provvisionali previste nell'area di sedime del sovrappasso. In questa fase l'impalcato è già provvisto delle dalle metalliche tralicciate e dei ponteggi provvisionali laterali per l'accesso alle testate regolabili degli stralli e per protezione dell'A1 in modo da evitare ulteriori interruzioni del traffico. Successivamente la struttura viene presa in carico mediante carrelloni semoventi SPMT in corrispondenza alle torri provvisionali. La tabella di seguito riassume i mezzi meccanici previsti e gli scarichi agenti agli SLE dovuti al peso proprio (escluse le torri provvisionali) distinguendo in base alla posizione lungo la trave principale:

Posizione	N. Blocchi	N. assi	Portata utile [ton]	Scarico [ton]
Laterale	1	6	274.5	210.0
Centrale	1	6	274.5	210.0

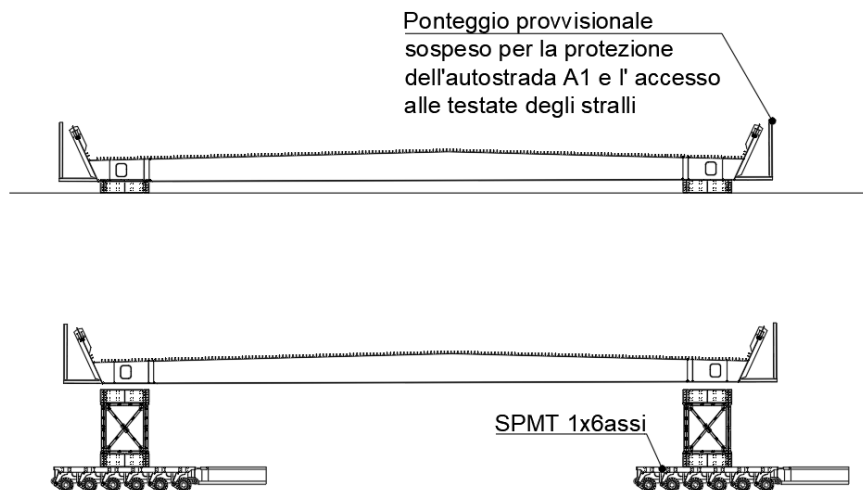


Figura 17 Presa in carico dell'impalcato mediante SPMT

2.3/2.4 Avviene la traslazione dell'impalcato mediante carrelloni SPMT, previa interruzione del traffico sull'autostrada A1, fino alla sua posizione definitiva. In corrispondenza alle pile provvisionali vengono in precedenza realizzate adeguate fondazioni profonde con l'impiego di micropali. A questo punto l'impalcato viene appoggiato su tali pile e su dispositivi provvisori posti nelle spalle. Infine vengono allontanati i carrelloni SPMT in modo da sgomberare le carreggiate e consentire la riapertura del traffico sull'autostrada A1. Nella tabella di seguito vengono indicati gli scarichi agenti sulle pile provvisionali facendo riferimento alla singola pila:

Posizione	Scarico [ton]
Pila lato Brennero	260.0
Pila lato Sassuolo	225.0

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

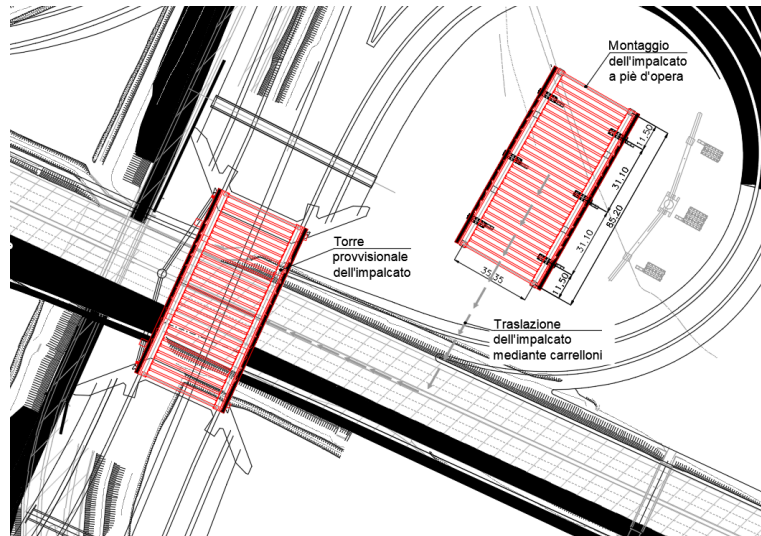


Figura 18 Traslazione dell'impalcato mediante SPMT

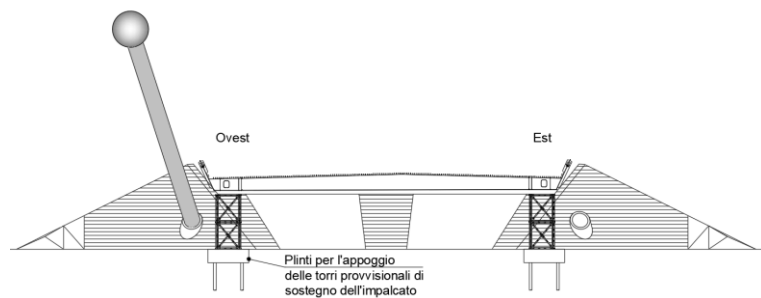


Figura 19 Impalcato appoggiato sulle pile provvisoriale e sulle spalle

Fase 3

La Fase 3 prevede sostanzialmente la ripetizione delle cinematiche illustrate in precedenza nella Fase 1 per realizzare il montaggio del cavalletto lato est. A questo punto i cavalletti laterali e l'impalcato sono nella posizione finale.

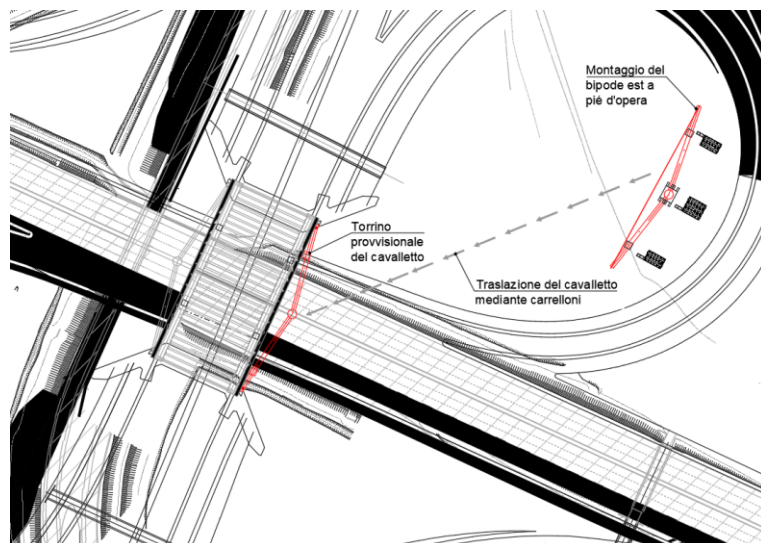


Figura 20 Traslazione del cavalletto lato est mediante SPMT

Fase 4

- 4.1** In questa fase si procede all'installazione e alla tesatura degli 8 stralli di riva a trefoli paralleli dotati di testa regolabile in corrispondenza agli attacchi sulle spalle.

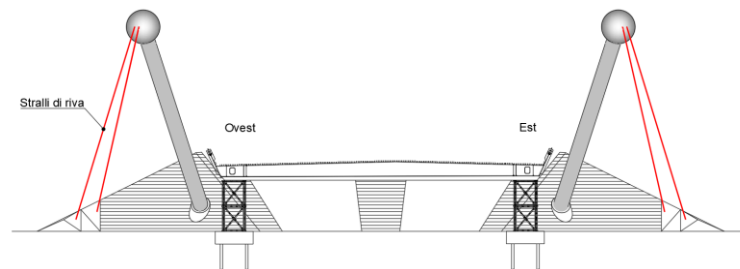


Figura 21 Installazione e tesatura degli stralli di riva

- 4.2** Vengono montate due torri modulari leggere in mezzeria all'impalcato necessarie all'installazione dei tiranti provvisori che collegano le sommità dei cavalletti laterali. In questa fase è prevista anche la presenza di una piattaforma elevatrice che permetta di raggiungere le sfere e ancorare i tiranti provvisori.

- 4.3/4.4** Avviene quindi la tesatura dei tiranti di collegamento dei bipodi. Successivamente vengono disposte delle zavorre di contrasto al sollevamento in corrispondenza ai 4 appoggi di spalla dell'impalcato.

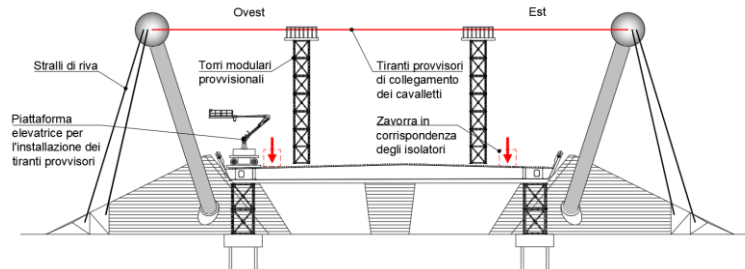


Figura 22 Disposizione delle zavorre e tesatura dei tiranti provvisori

Fase 5

Durante la Fase 5 avvengono la rimozione delle torri provvisorie sull'impalcato e la tesatura dei 12+12 stralli di sospensione. I tiri vengono applicati in corrispondenza alle testate regolabili rese facilmente accessibili mediante i ponteggi provvisori laterali. Alla conclusione della tesatura di tutti gli stralli l'impalcato risulta sollevato dalle pile provvisorie che quindi possono essere rimosse.

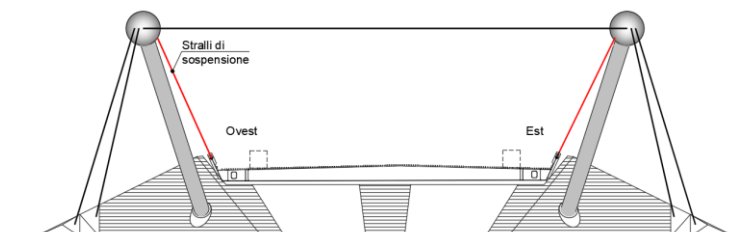


Figura 23 Installazione e tesatura degli stralli di sospensione

Fase 6

6.1/6.2 Una volta completata la struttura metallica si procede alla posa delle armature e al getto di soletta e cordoli.

6.3 A questo punto è possibile rimuovere le zavorre di contrasto al sollevamento.

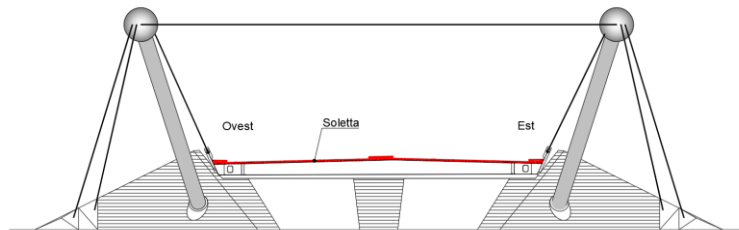


Figura 24 Posa delle armature e getto della soletta

6.4/6.5 Vengono installati gli appoggi unidirezionali posti in mezzeria ai traversi di testata e si esegue il getto di completamento dei pulvini delle spalle. Tali dispositivi vengono precaricati con 50 kN mediante l'impiego di idonei martinetti. Al termine di questa fase vengono montati i giunti di dilatazione previsti alle estremità del sovrappasso.

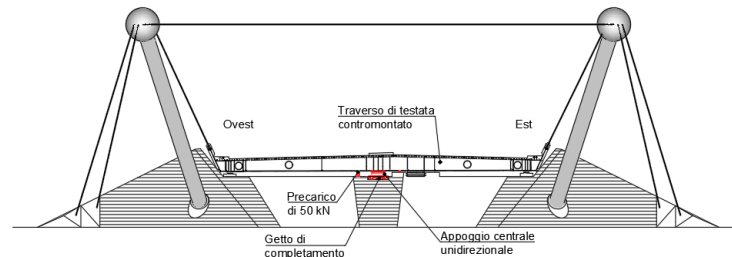


Figura 25 Installazione e precarico degli appoggi unidirezionali

Fase 7

7.1/7.2 Si procede con la stesa del conglomerato bituminoso della pavimentazione stradale secondo quanto indicato dal progetto stradale. Successivamente vengono rimossi i tiranti provvisori che collegano i due cavalletti laterali mediante l'impiego di una piattaforma elevatrice.

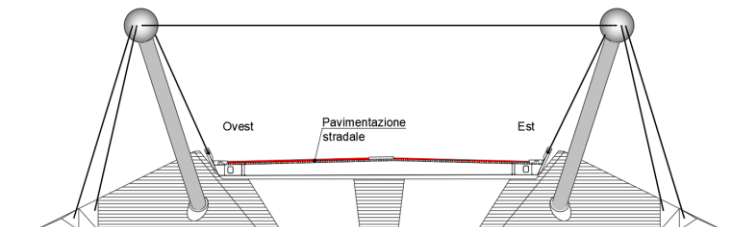


Figura 26 Stesa della pavimentazione bituminosa

7.3/7.4 Vengono installati gli isolatori elastomerici definitivi. Si esegue il controllo finale della tesatura degli stralli.

7.5/7.6 Successivamente vengono rimosse i ponteggi provvisionali. Infine vengono realizzate le opere di finitura quali posa di barriere laterali e sicurvia, installazione dell’impianto di illuminazione e passaggio di altri sottoservizi.

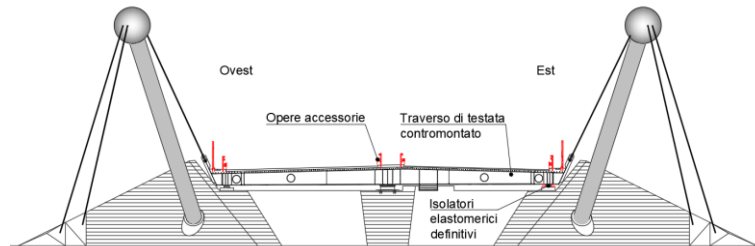


Figura 27 Realizzazione delle opere di finitura

5 VERIFICHE STRUTTURALI

Si sottolinea che i parametri di sollecitazione agenti sugli elementi strutturali durante le cinematiche di varo e i conseguenti stati tensionali sono di entità ridotta rispetto a quelli che derivano dal funzionamento in esercizio del sovrappasso. Per tale motivo le verifiche si ritengono soddisfatte e si rimanda alla relazione di calcolo delle strutture per il dimensionamento delle strutture.

Per completezza si riportano di seguito i parametri di sollecitazione agli SLU sulle travi principali e sui bipodi durante le fasi di trasporto e montaggio.

5.1 Fase 1.3/3.3 – Trasporto dei bipodi mediante SPMT

Lo schema successivo indica le posizioni delle pile provvisorie solidali al bipode durante il trasporto mediante carrelloni semoventi SPMT.

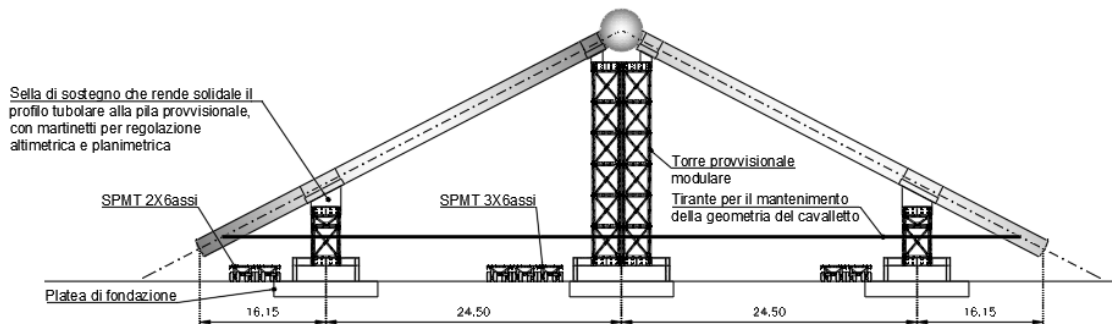


Figura 28 Prospetto laterale del bipode su torri provvisorie

Nello specifico in proiezione laterale si ha:

- Allineamenti carrelloni laterali 16.15 m dall'estremità;
- Allineamento carrelloni centrali 40.65 m dall'estremità (mezzeria bipode).

La condizione di carico considerata contempla, oltre al peso proprio del bipode e della sfera sommitale amplificato con coefficiente 1.35, uno spostamento differenziale longitudinale pari a 50 mm tra un SPMT laterale e i restanti ipotizzando una non perfetta sincronia tra i carrelloni.

Di seguito si riportano i diagrammi dei parametri di sollecitazione agenti sul bipode agli SLU e l'andamento delle tensioni normali durante le Fasi 1.3/3.3.

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-819	393
	[Bm:24]	[Bm:23]

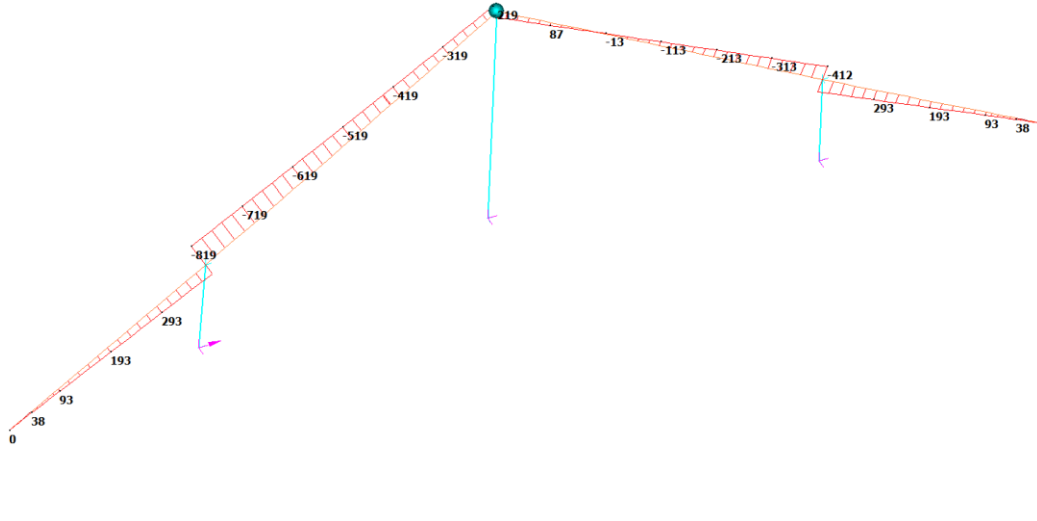


Figura 29 Sforzo normale sui bipodi

	MIN	MAX
SF1(kN)	-293	266
	[Bm:33]	[Bm:34]

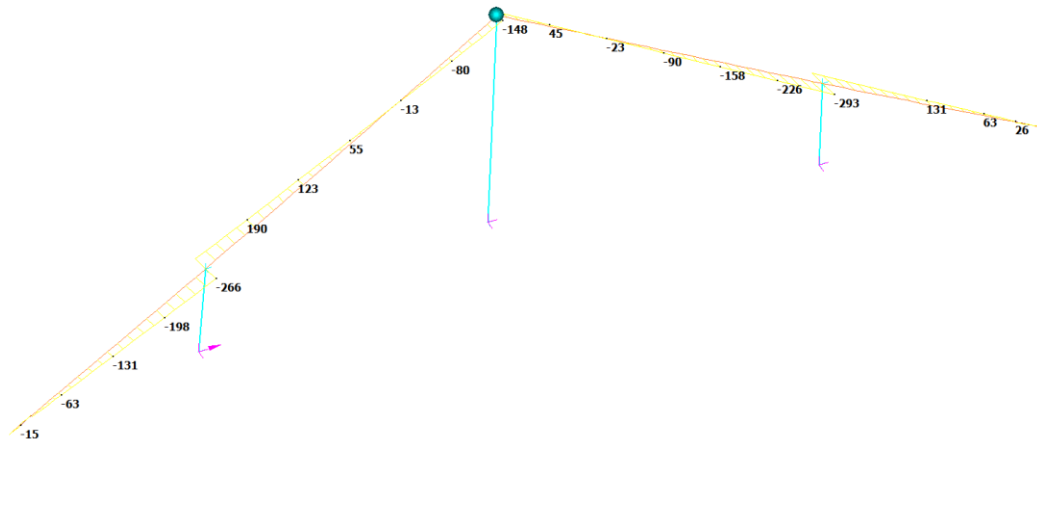


Figura 30 Taglio lungo il piano dei bipodi

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
SF2(kN)	-796	722
	[Bm:33]	[Bm:34]

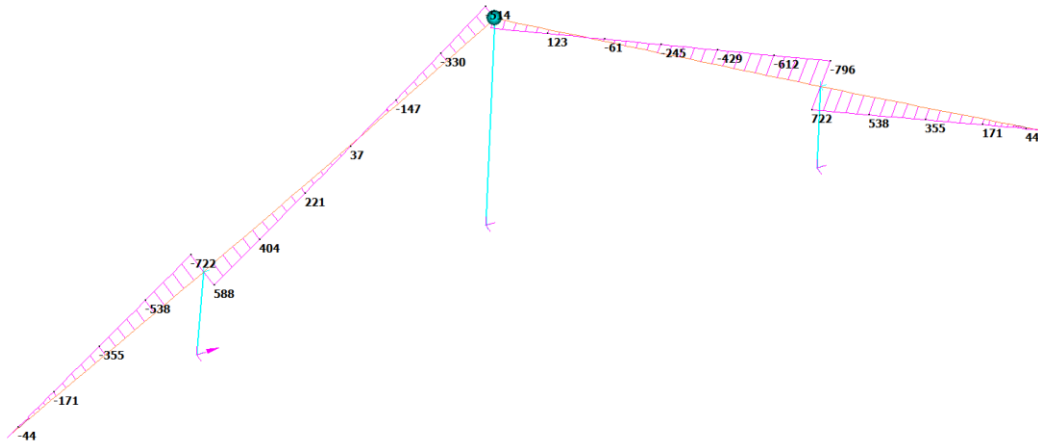


Figura 31 Taglio fuori dal piano dei bipodi

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-567	3529
	[Bm:29]	[Bm:24]

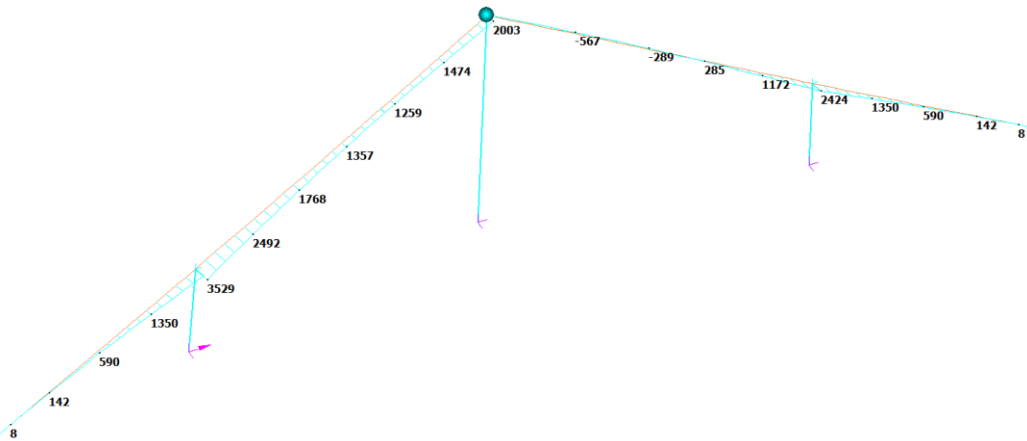


Figura 32 Momento flettente lungo il piano dei bipodi

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1539	9996
	[Bm:29]	[Bm:24]

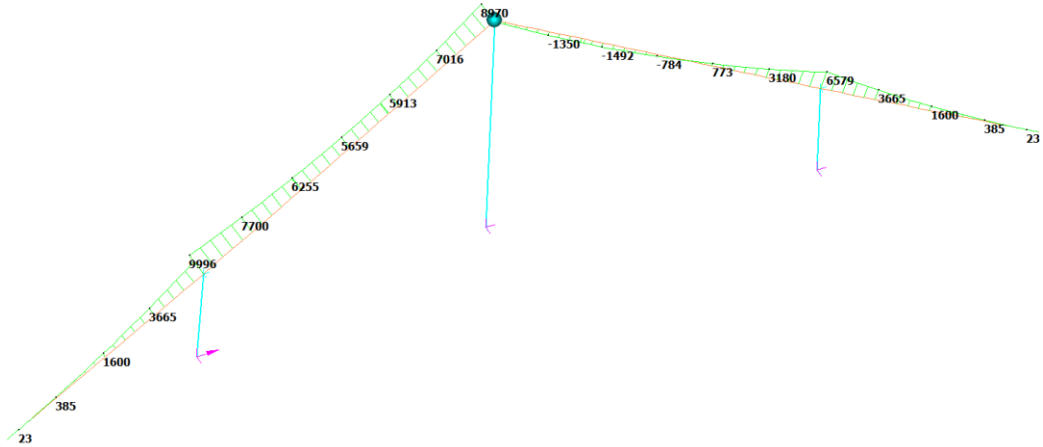


Figura 33 Momento flettente fuori dal piano dei bipodi

	MIN	MAX
Torque(kN.m)	0	284
	[Bm:35]	[Bm:26]

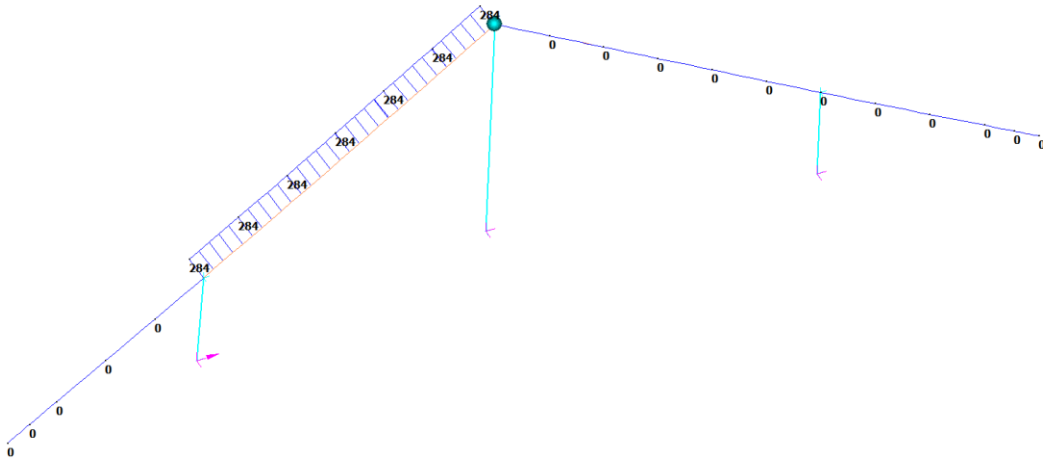


Figura 34 Momento torcente dei bipodi

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

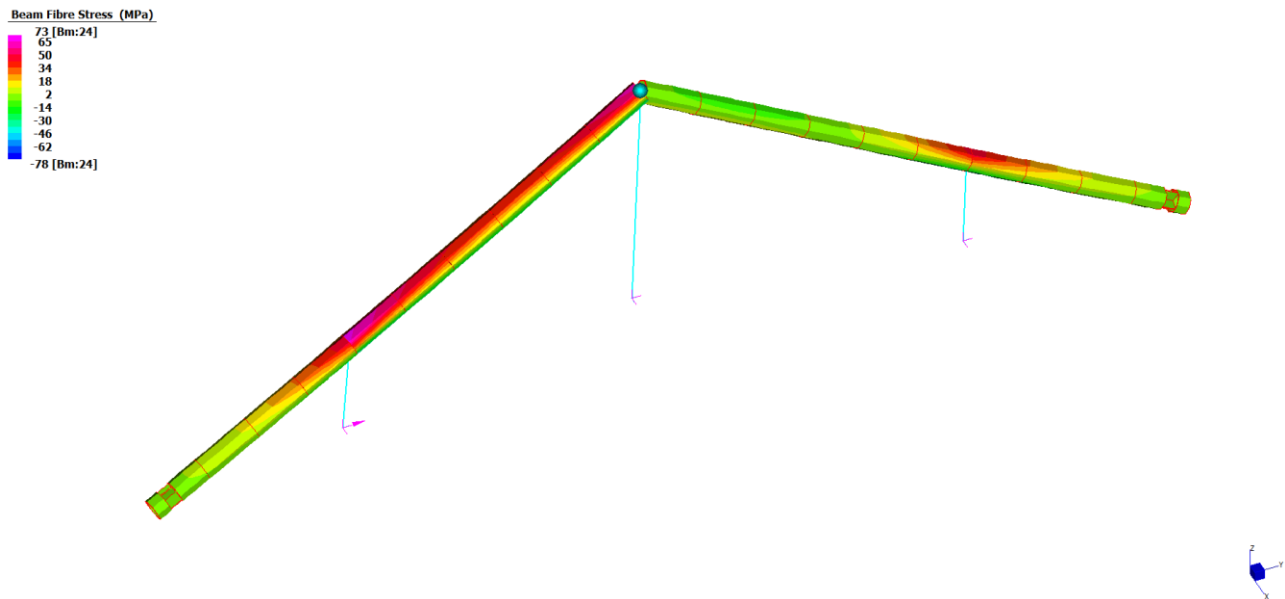


Figura 35 Andamento delle tensioni normali sui bipodi

Come evidenziato dall'ultima immagine lo stato tensionale indotto sui bipodi è contenuto e molto inferiore rispetto alla resistenza a snervamento $f_{yd} = 319$ MPa dell'acciaio S355.

Le verifiche si ritengono quindi soddisfatte.

5.2 Fasi 1.6/3.6 – Bipodi su pile provvisionali

Una volta traslati nella posizione finale i bipodi vengono ancorati alle spalle mediante dei giunti bullonati a “turbina” e ciascuno è sostenuto esclusivamente dalle due pile provvisionali laterali.

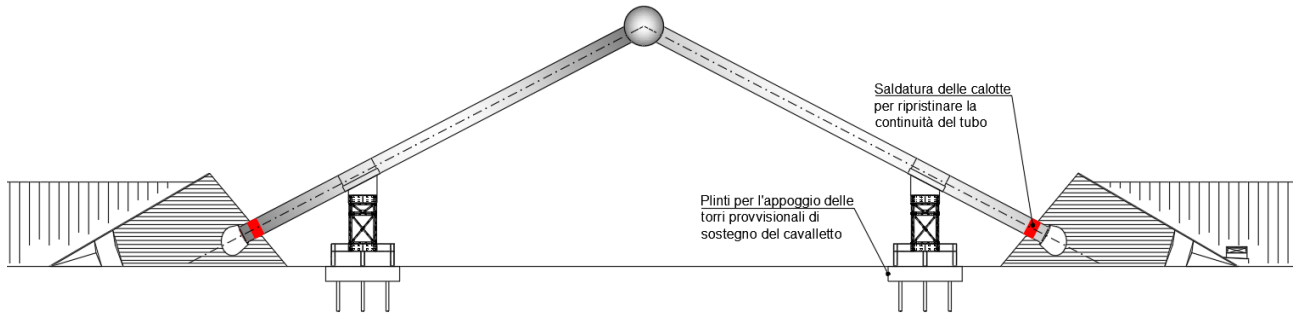


Figura 36 Posizione delle torri provvisionali laterali del bipode

In questa configurazione i carichi agenti sono il peso proprio del bipode stesso e della sfera posta in sommità e il vento trasversale con tempo di ritorno pari a 5 anni in quanto le operazioni di ripristino della sezione cava circolare si svolgeranno in meno di tre mesi.

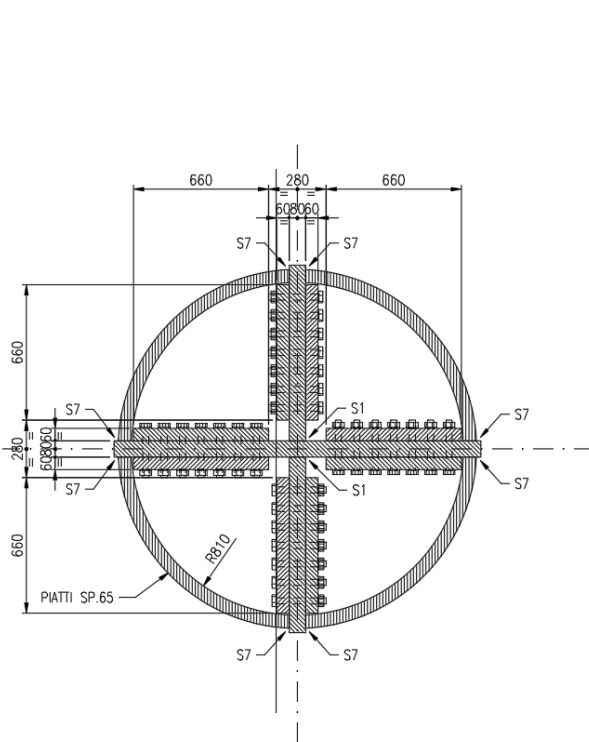


Figura 37 Pianta del giunto a turbina

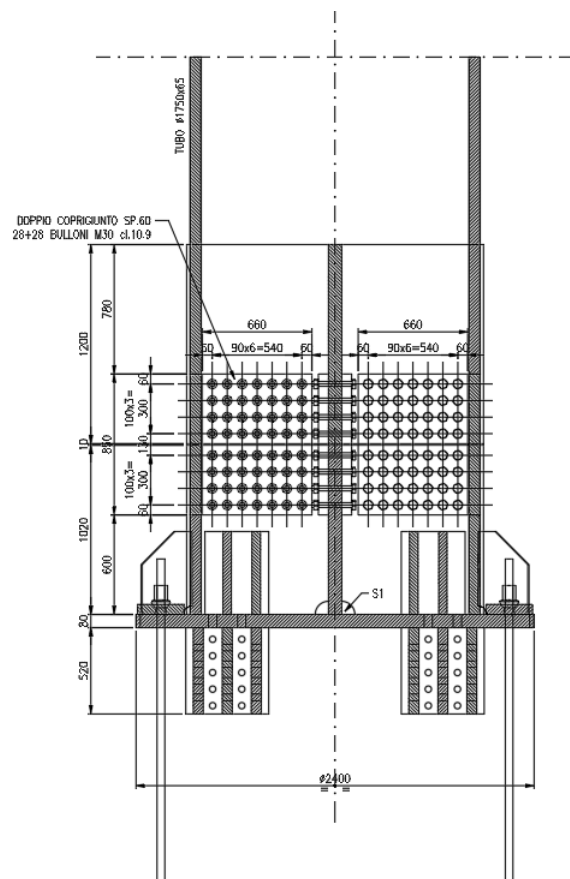


Figura 38 Prospetto del giunto a turbina

5.2.1 Parametri di sollecitazione

Si riportano di seguito i parametri di sollecitazione agli SLU agenti in corrispondenza ai giunti a “turbina” alla base dei bipodi. La verifica della sezione cava risulta infatti meno gravosa.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1236	-364
	[Bm:43]	[Bm:47]

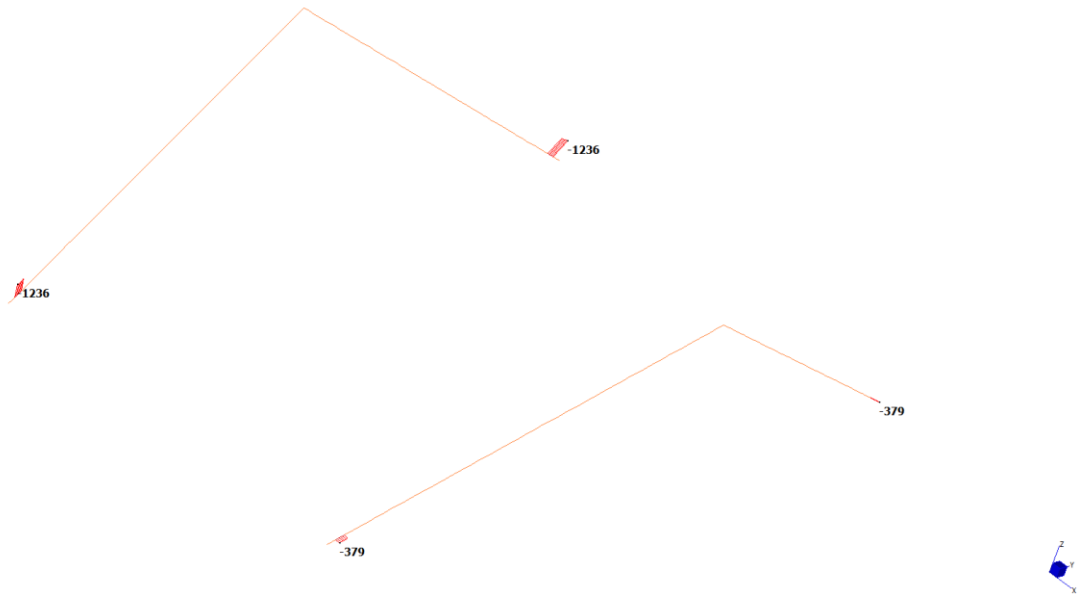


Figura 39 Sforzo normale

	MIN	MAX
SF1(kN)	-491	491
	[Bm:48]	[Bm:47]

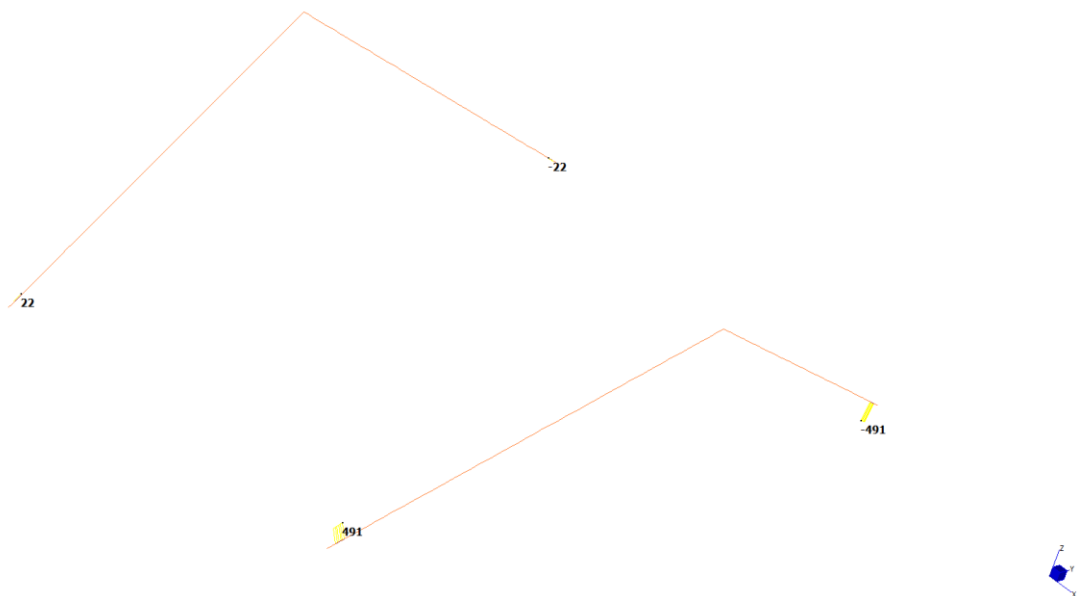


Figura 40 Taglio nel piano principale

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
SF2(kN)	-329	329
	[Bm:47]	[Bm:48]

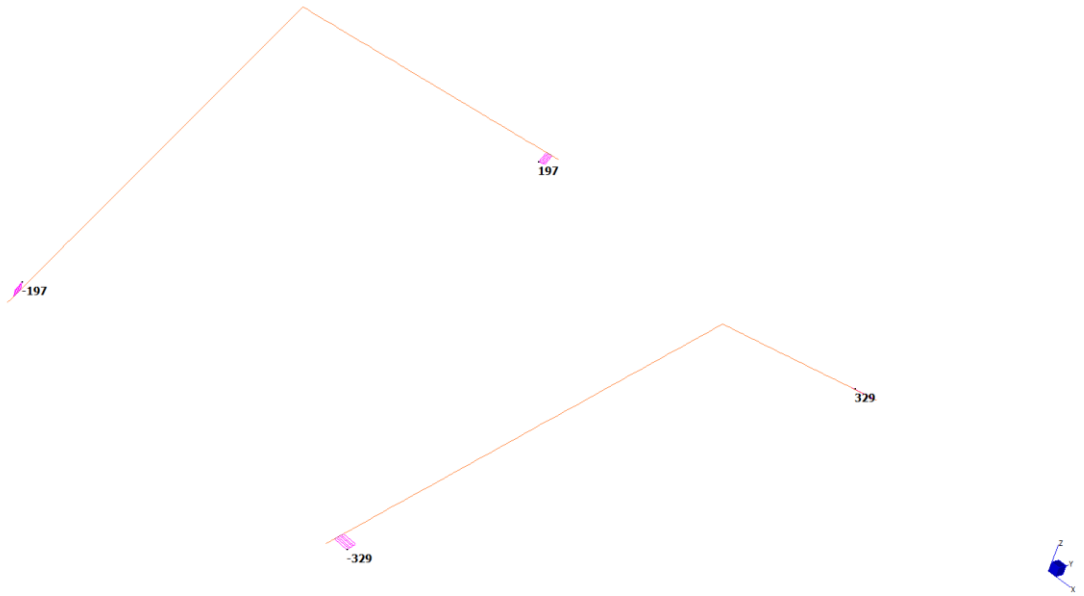


Figura 41 Taglio nel piano principale

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	1420	4593
	[Bm:48]	[Bm:46]

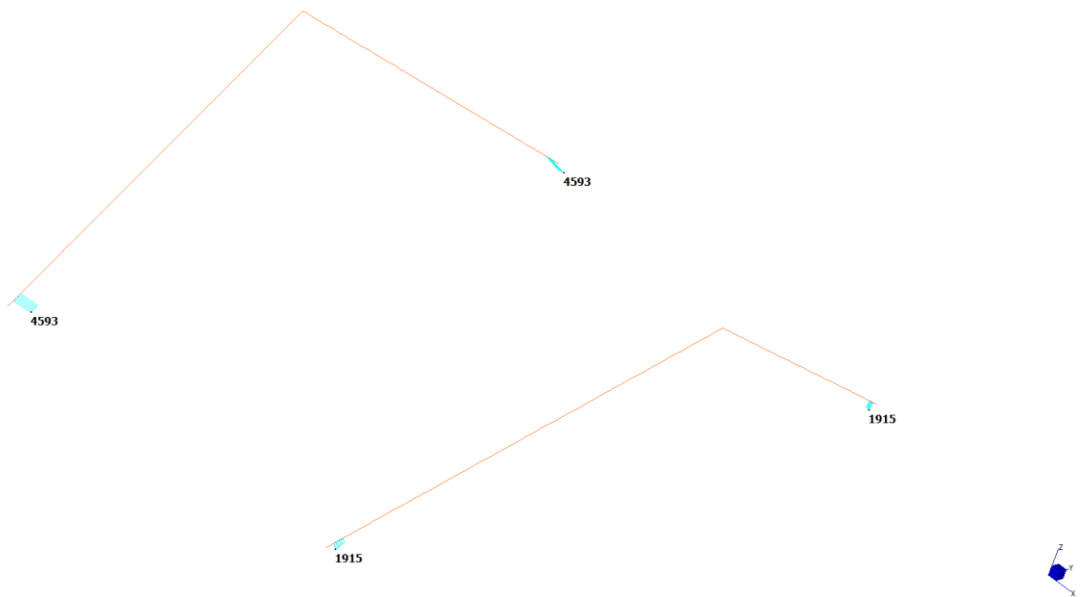


Figura 42 Momento flettente nel piano principale

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

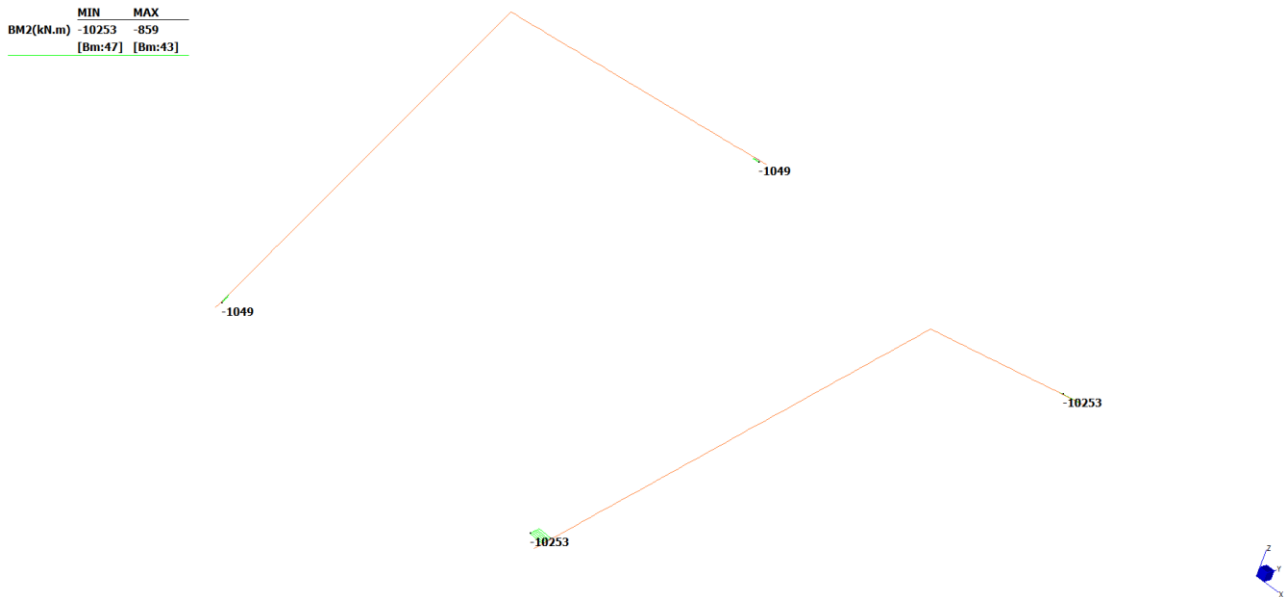


Figura 43 Momento flettente nel piano principale

Parametri di sollecitazione – combinazione SLU

Sforzo assiale N	N	-379 kN
Sforzo di taglio	V_y	329 kN
Flessione	M_x	1.02E+04 kNm
Sforzo di taglio V_x	V_x	491 kN
Flessione	M_y	1915 kNm
Torsione	M_z	0 kNm

5.2.2 Verifica della sezione forata

A favore di sicurezza si considera la singola anima nel piano maggiormente sollecitato.

Caratteristiche geometriche della sezione

Area netta	A_{netta}	107360 mm ²
Area resistente a taglio	A_v	107360 mm ²
Momento d'inerzia	J	2.88E+10 mm ⁴
Modulo di resistenza	W	3.22E+07 mm ³

Verifica di resistenza tensionale

Tensione σ_N	-1.77 MPa		
Tensione σ_{M_x}	-316.98 MPa		
Tensione τ_{V_y}	3.06 MPa		
Tensione ideale $\sigma_{id,max}$	318.79 MPa	$< f_{yd} =$	319.05 MPa

La verifica della sezione forata risulta quindi soddisfatta.

5.2.3 Verifica dei bulloni

Vengono previste 4 file da 7 bulloni M30 Cl. 10.9 a doppia faccia di taglio per ogni ala della “turbina”.

Taglio resistente per singola faccia di taglio, $V_{b,Rd}$	232 kN
Interasse tra i baricentri di due gruppi di bulloni, i	960 mm
Forza agente sul singolo gruppo di bulloni, F_{Ed}	10720 kN
Taglio agente sul singolo gruppo di bulloni, V_{Ed}	329 kN
Taglio agente sul singolo bullone per faccia di taglio dovuto a F	191 kN
Taglio agente sul singolo bullone per faccia di taglio dovuto a V	3 kN
Taglio totale agente sul singolo bullone per faccia di taglio, $V_{b,Ed}$	$191 \text{ kN} < V_{b,Rd}$

La verifica dei bulloni risulta quindi soddisfatta.

5.2.4 Verifica a rifollamento

Distanza dal bordo e_1	60 mm
Distanza dal bordo e_2	60 mm
Interasse dei bulloni p_1	100 mm
Interasse dei bulloni p_2	90 mm
Diametro del bullone, d	30 mm
Diametro del foro, d_0	32 mm
Coefficiente α_{min}	0.625
Coefficiente k_{min}	2.24
Resistenza di progetto a rifollamento, $F_{b,Rd}$	$1263 \text{ kN} > 2 * V_{b,Ed}$

La verifica a rifollamento risulta quindi soddisfatta.

5.2.5 Verifica dei coprighiunti

Vengono disposti 2 coprighiunti di dimensioni 660x60 mm per ciascun gruppo di bulloni.

Di seguito si riportano le caratteristiche inerziali dei 4 coprighiunti disposti sulla singola anima del giunto a “turbina”:

Area netta, A_{netta}	108000 mm ²
Momento d’inerzia della sezione forata, J_{netta}	2.90e10 mm ⁴

Essi presentano caratteristiche inerziali uguali o superiori a quelle della sezione forata della singola anima precedentemente verificata.

Per tale motivo la verifica dei coprighiunti si ritiene automaticamente soddisfatta.

5.2.6 Attacco alla base dei profili tubolari dei bipodi

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del collegamento di base del montante delle antenne alla spalla in calcestruzzo.

Il collegamento alla base avviene mediante una piastra di base di spessore 80mm e 20 tirafondi in barre tipo Dywidag WR47 disposte a intervalli regolari su una circonferenza di diametro $\phi = 2100$ mm che permettono il trasferimento degli sforzi assiali e flessionali. Gli sforzi taglianti e la torsione vengono invece trasferiti alla spalla in calcestruzzo mediante 4 tracchi di taglio realizzati con lamiere saldate.

Di seguito l'immagine mostra la piastra di base vista in pianta.

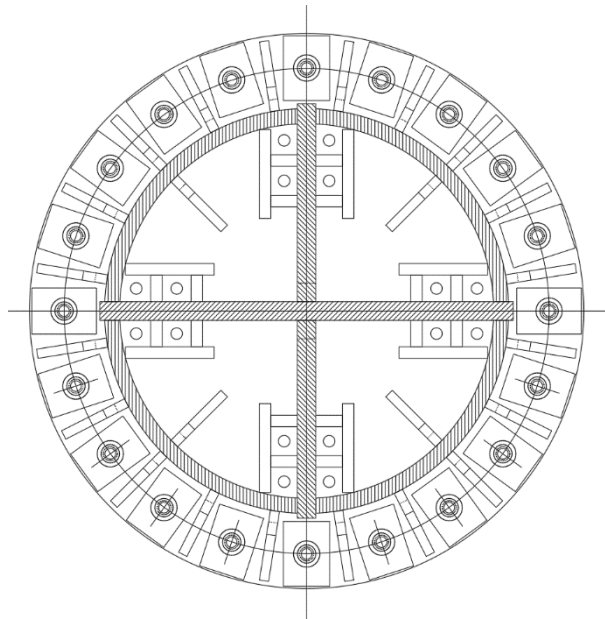


Figura 44 Vista in pianta della piastra di base

Per la verifica della piastra di base e dei tirafondi si sottolinea che il collegamento in condizioni statiche risulta sempre compresso. Solo in fase di montaggio e in condizione sismica si sviluppa della trazione nelle barre di ancoraggio.

Di seguito si riporta la condizione più gravosa rappresentata dalla fase di montaggio in presenza di vento caratterizzato da un tempo di ritorno $T_r = 5$ anni.

La base risulta quindi sollecitata dalle seguenti azioni:

- | | | |
|---|----------|-------------|
| ▪ Sforzo normale di compressione | N | = -2820 kN |
| ▪ Momento flettente agente nel piano del bipode | M_{ip} | = 11950 kNm |
| ▪ Momento flettente agente fuori dal piano del bipode | M_{op} | = 12400 kNm |

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

Dati tecnici

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 ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso teorico per metro ¹	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 ² $P_{m0,max} = S_n \times 0.8 \times f_{p,k}$	[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Max. forza sovrattensione ³ $P_{0,max} = S_n \times 0.95 \times f_{p0,1k}$	[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

Tabella 1 Estratto scheda tecnica delle barre Dywidag

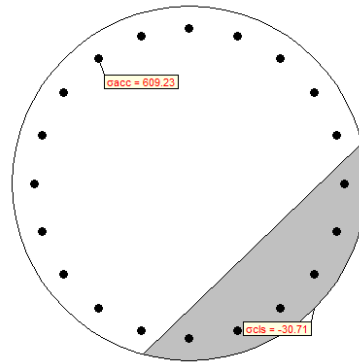
Si riportano quindi di seguito le tensioni massime agenti sul calcestruzzo e sul tirafondo più sollecitato.

$N = -2820000$
 $M_{x-x} = 12400000000$
 $M_{y-y} = 11950000000$

Sezione parzializzata

asse neutro: da $x=-313.53$ $y=-1157.05$
 a $x=1167.82$ $y=270.54$

$S_{cls} = -30.71$ (vertice 25)
 $S_{acc} = 609.23$ (armatura 19)



Per la verifica della tensione massima sul calcestruzzo si effettua la verifica delle rotture locali nel caso di pressioni localizzate come riportato al §6.7 dell'EC2-1-1.

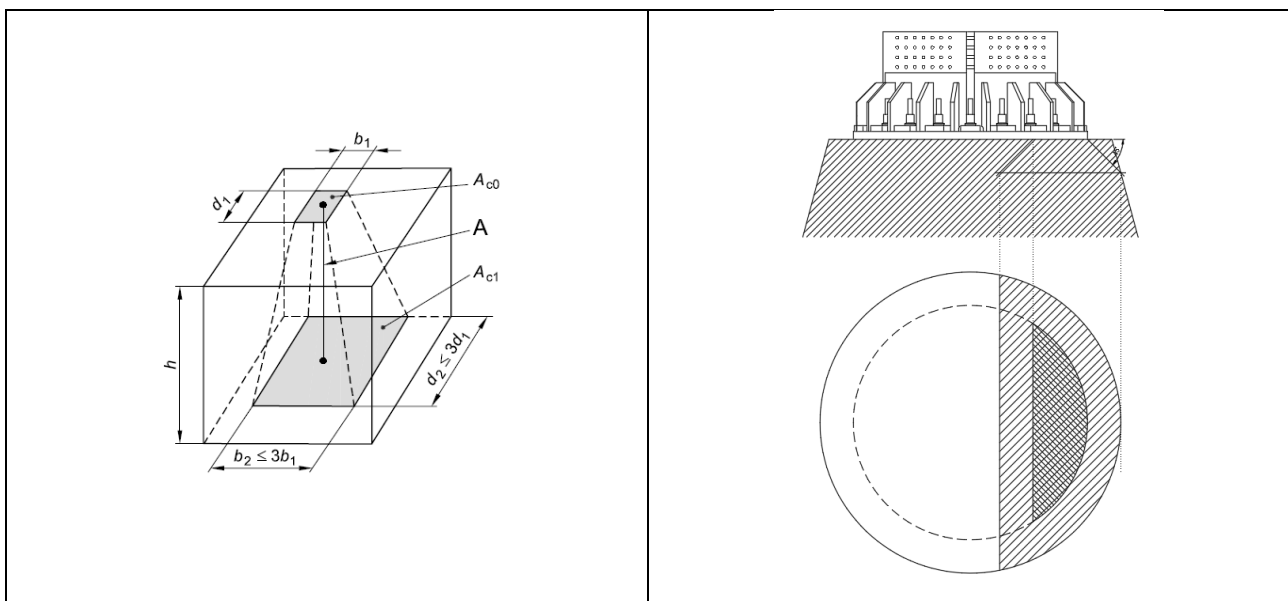


Figura 45 Schema diffusione pressioni locali del calcestruzzo secondo EC2-1-1 e applicazione al caso in esame

Assumendo una diffusione massima nel calcestruzzo a 45°, ad una distanza pari a circa 340 mm la sezione reagente risulta pari $A_{c1} = 2.7 \text{ m}^2$, mentre quella originaria era pari a $A_{c1} = 0.86 \text{ m}^2$.

La tensione massima sopportabile dal calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$f_{\max} = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} f_{cd} = 1.77 f_{cd} = 35.1 \text{ MPa} > \sigma_c \quad \rightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Il massimo tiro agente sul tirafondi risulta quindi pari a:

$$T_{Ed,\max} = \sigma_{\max} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 609.23 \cdot \frac{\pi 47^2}{4} = 1057 \text{ kN}$$

Il massimo tiro resistente risulta invece:

$$T_{Rd} = S_n f_{p0,1k} / \gamma_m = 1735 \times 946 / 1.15 = 1427 \text{ kN} > T_{Ed,\max} \quad \rightarrow \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Si procede ora alla verifica a flessione della piastra di base. Per determinare la resistenza della piastra si consideri lo schema riportato nell'immagine seguente:

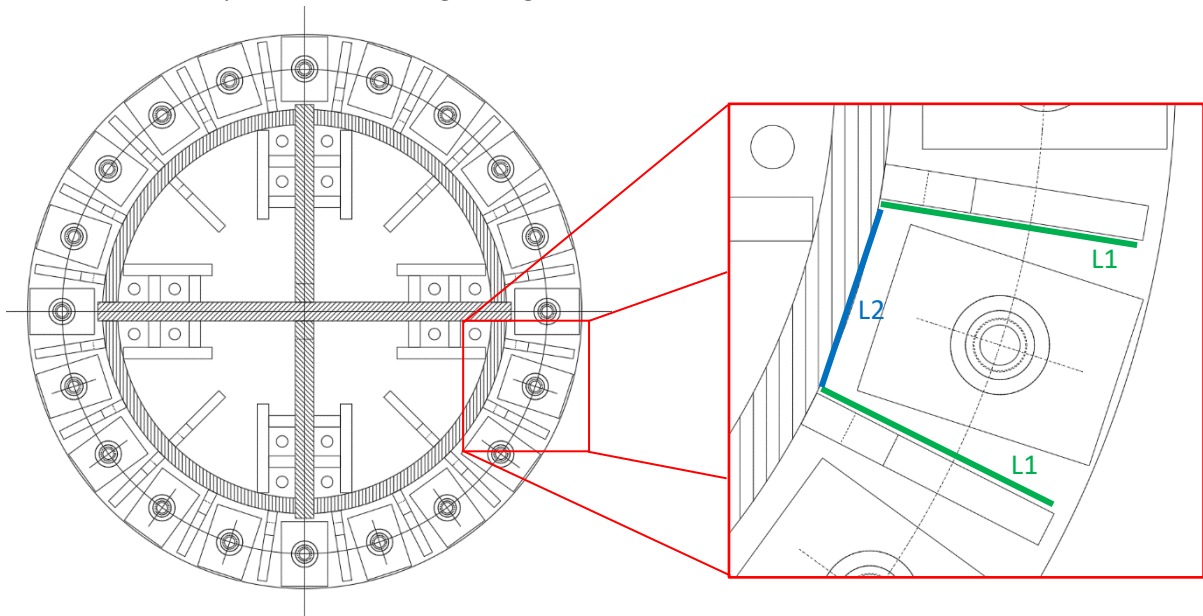


Figura 46 Individuazione dei bordi resistenti per il meccanismo di t-stub

Considerando una diffusione a 45°, è possibile assumere che il tiro presente sul singolo tirafondo si ripartisca sui tre bordi individuati nell'immagine precedente. Si ha:

▪ Tiro massimo sul singolo ancoraggio	$T_{Ed,\max}$	=	1057	kN
▪ Distanza massima dal bordo	d	=	175	mm
▪ Momento massimo $M_{Ed,\max} = V_{Ed,\max} \cdot d$	$M_{Ed,\max}$	=	185	kNm
▪ Spessore piastra	t	=	80	mm
▪ Lunghezza lato 1	$L1$	=	305	mm
▪ Lunghezza lato 2	$L2$	=	235	mm
▪ Taglio resistente, $V_{Rd} = t \cdot \Sigma L_i \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$	V_{Rd}	=	12450	kN
▪ Momento resistente, $M_{Rd} = 1/6 \cdot t^2 \cdot \Sigma L_i \cdot f_{yd}$	M_{Rd}	=	287.5	kNm

La verifica combinata risulta pertanto:

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{Rd}} + \frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{185}{287.5} + \frac{1057}{12450} = 0.73 < 1.00 \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Per la verifica della costola di irrigidimento si assume che metà del tiro dei due tirafondi adiacenti venga ripreso dalla costola stessa. Si assume a favore di sicurezza il tiro massimo considerato in precedenza. Per la saldatura tra piastra di base e costola di irrigidimento risulta:

▪ Tiro massimo sui tirafondi in prossimità	$T_{Ed,max}$	=	1057	kN
▪ Lunghezza della saldatura	L_w	=	255	mm
▪ Saldatura a cordone d'angolo	z	=	28+28	mm
▪ Altezza di gola totale	a	=	39.2	mm
▪ Area della saldatura,	$A_w = L_w \cdot a$		A_w	= 9996 mm ²

Si ha:

$$n_{\perp} = \frac{T_{Ed,max}}{A_w} = \frac{1057 \times 10^3}{9996} = 105.7 \text{ MPa}$$

pertanto, eseguendo la verifica sulla sezione ribaltata secondo NTC2018 risulta:

$$|n_{\perp}| = 105.7 \text{ MPa} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.7 \cdot 355 \text{ MPa} = 248.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{verificata}$$

Inoltre, poiché la resistenza della saldatura risulta più cautelativa rispetto a quella della sezione, quest'ultima risulta automaticamente soddisfatta.

Analogamente, per la saldatura tra costola e tubo si ha:

▪ Tiro massimo sui tirafondi in prossimità	$T_{Ed,max}$	=	1057	kN
▪ Eccentricità del tiro rispetto alla saldatura	e	=	177.5	mm
▪ Momento indotto $M_{Ed,max} = T_{Ed,max} \cdot e$	$M_{Ed,max}$	=	187.6	kNm
▪ Lunghezza della saldatura	L_w	=	455	mm
▪ Saldatura a cordone d'angolo	z	=	28+28	mm
▪ Altezza di gola totale	a	=	39.2	mm
▪ Area della saldatura, $A_w = L_w \cdot a$	A_w	=	1.76×10^4	mm ²
▪ Modulo di resistenza della saldatura, $W_w = L_w^2 \cdot a / 6$	W_w	=	1.32×10^6	mm ²

pertanto:

$$n_{\perp} = \frac{M_{Ed,max}}{W_w} = \frac{187.6 \times 10^6}{1.32 \times 10^5} = 142.1 \text{ MPa} \quad ; \quad t_{//} = \frac{T_{Ed,max}}{A_w} = \frac{1057 \times 10^3}{1.76 \times 10^4} = 60.0 \text{ MPa}$$

pertanto, eseguendo la verifica sulla sezione ribaltata secondo NTC2018 risulta:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{//}^2} = \sqrt{142.1^2 + 60.0^2} = 154.293.72 \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.70 \cdot 355 = 248.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{verificata}$$

$$|n_{\perp}| = 142.1 \text{ MPa} \leq \beta_2 \cdot f_{yk} = 0.85 \cdot 355 \text{ MPa} = 301.75 \text{ MPa} \rightarrow \text{verificata}$$

5.3 Fase 2.3 – Trasporto dell’impalcato mediante SPMT

La pianta successiva indica le posizioni dei carrelloni SPMT impiegati per il trasporto dell’impalcato dall’area di cantiere alla configurazione finale.

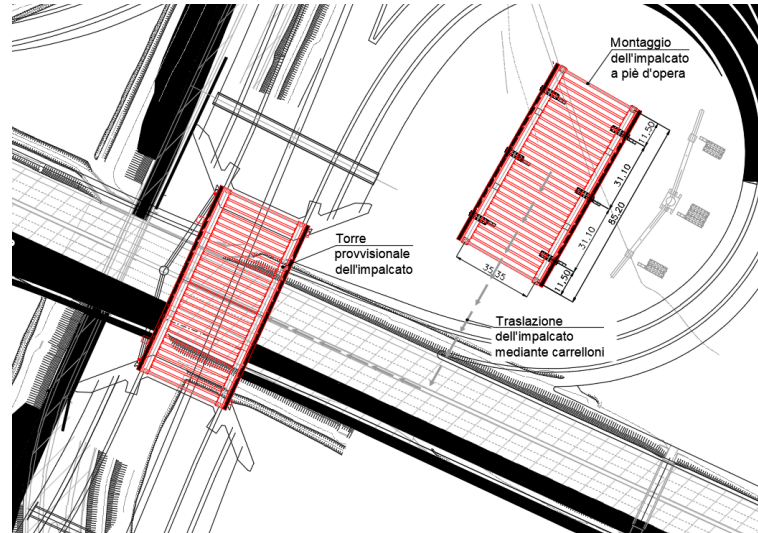


Figura 47 Traslazione dell’impalcato mediante SPMT

In particolare si ha una distribuzione doppiamente simmetrica con:

- Allineamenti carrelloni laterali 11.50 m dall’asse appoggi;
- Allineamento carrelloni centrali 42.60 m dall’asse appoggi (mezzeria impalcato).

Di seguito si riportano i diagrammi dei parametri di sollecitazione agenti sulle travi principali agli SLU e l’andamento delle tensioni normali durante la Fase 2.3 in cui l’impalcato, provvisto delle dalle metalliche tralicciate, viene traslato mediante SPMT.

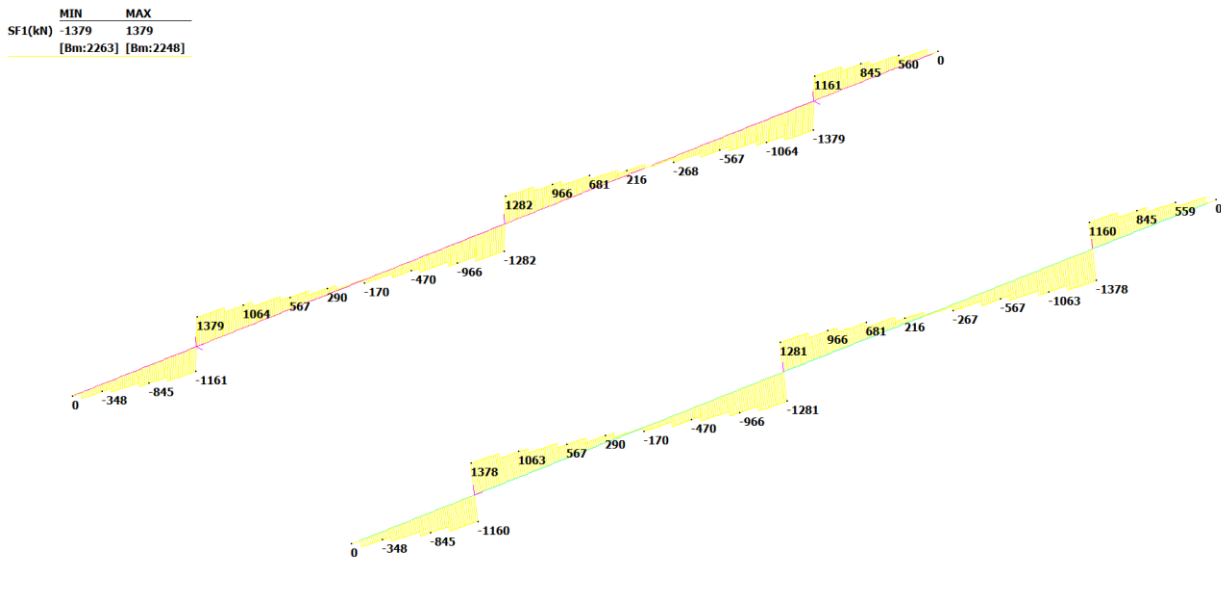


Figura 48 Taglio verticale sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
SF2(kN)	-291	291
	[Bm:2247]	[Bm:2265]

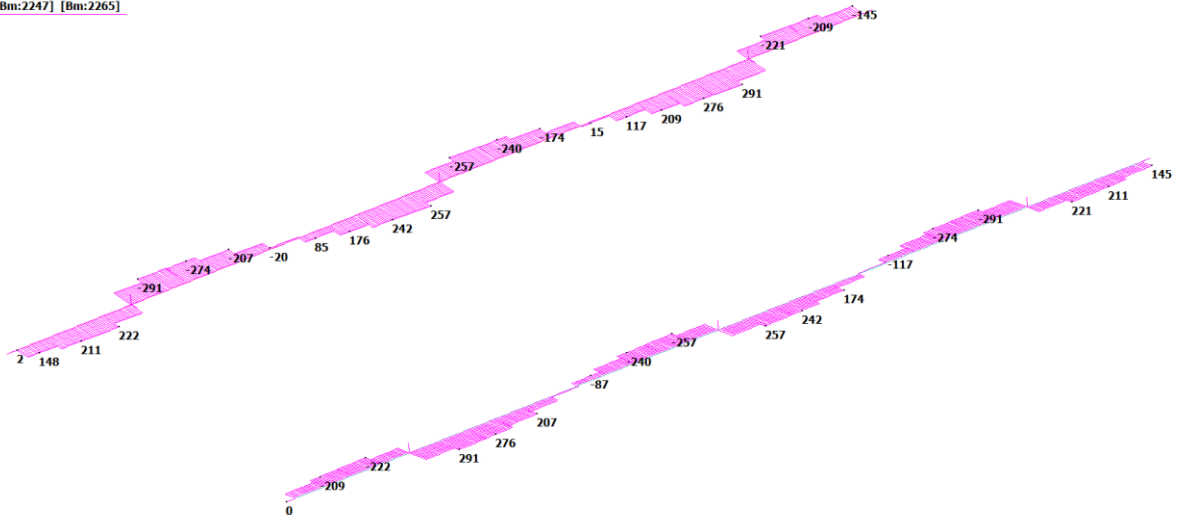


Figura 49 Taglio orizzontale sulle travi principali

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-8302	3407
	[Bm:2263]	[Bm:2242]

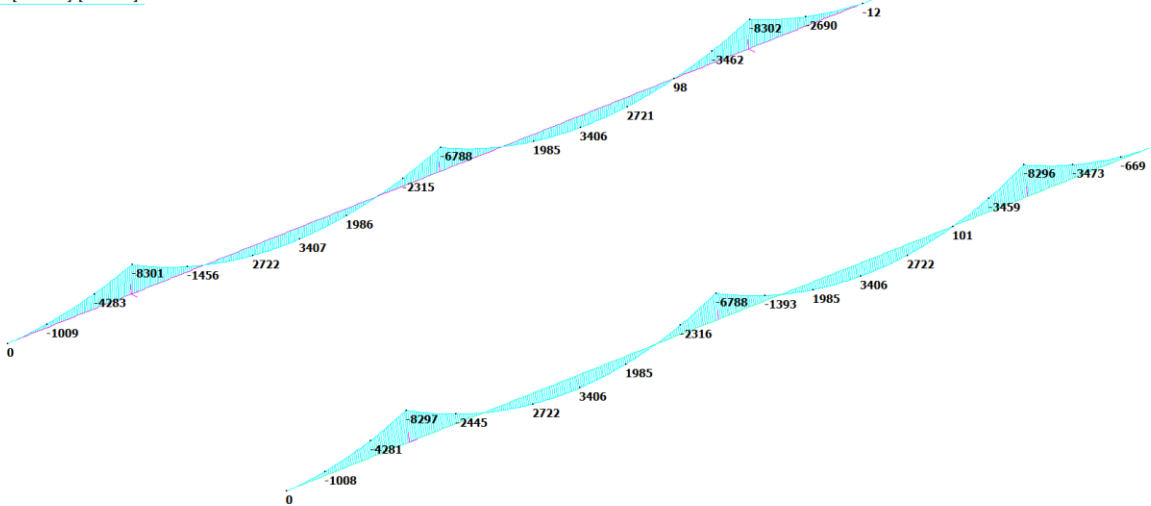


Figura 50 Momento flettente Mx sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2110	2112
	[Bm:2399]	[Bm:2226]

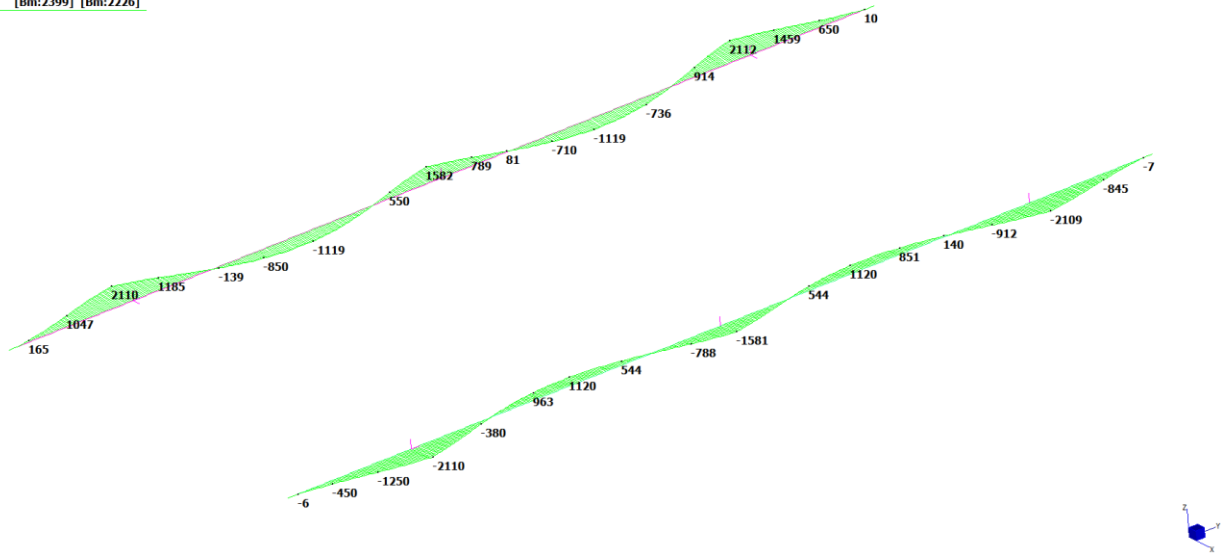


Figura 51 Momento flettente Mz sulle travi principali

	MIN	MAX
Torque(kN.m)	-142	142
	[Bm:2355]	[Bm:2263]

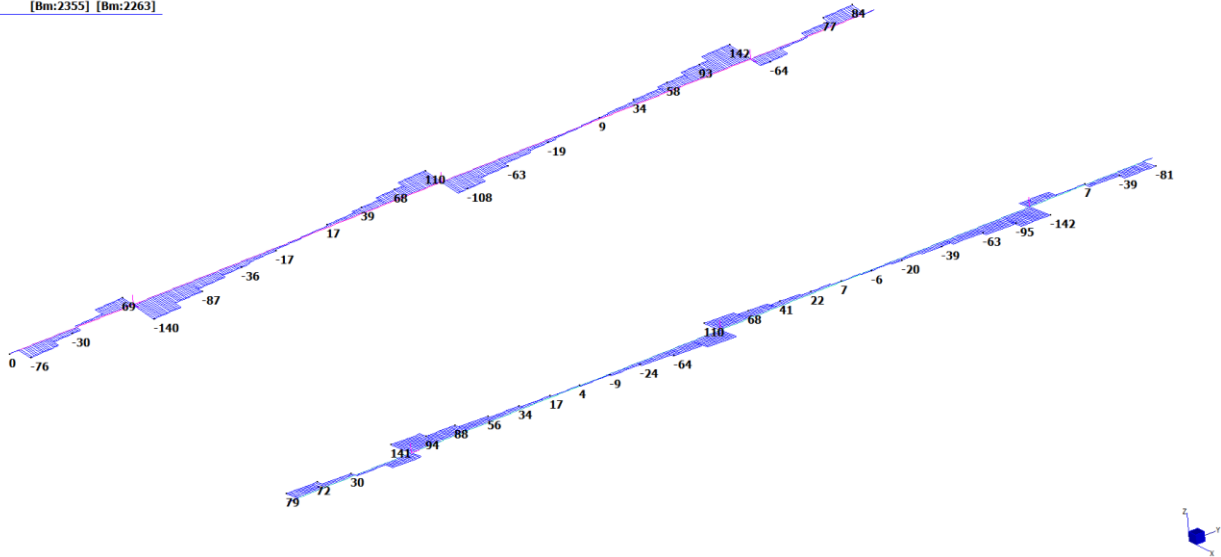


Figura 52 Momento torcente sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

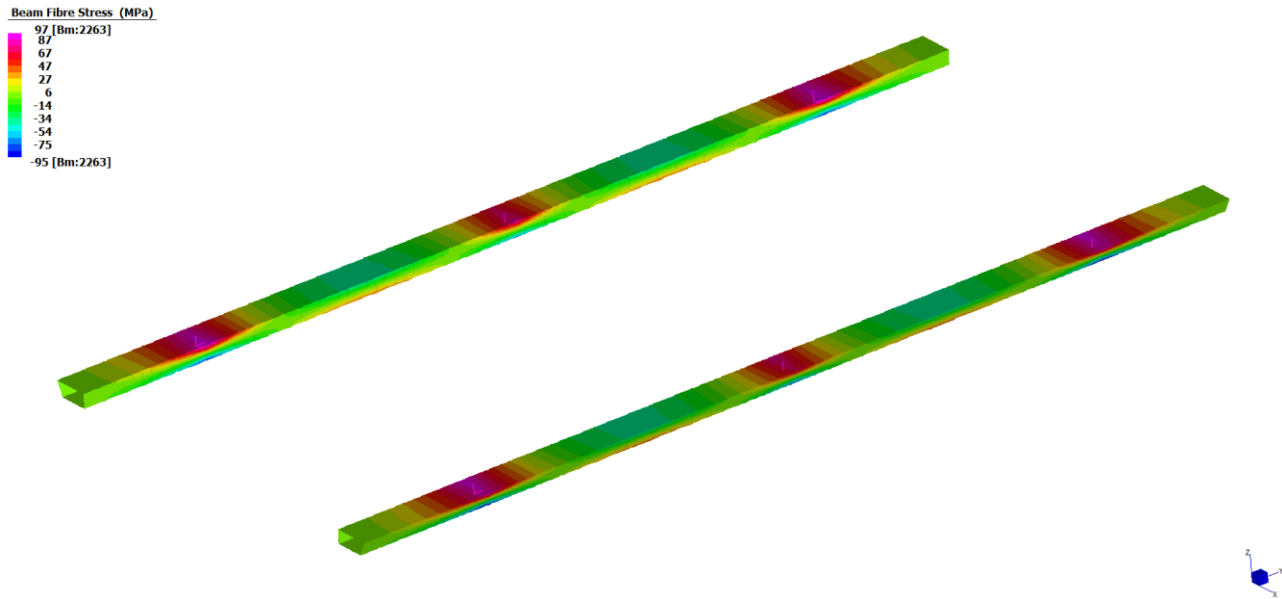


Figura 53 Andamento delle tensioni normali sulle travi principali

Come evidenziato dall'ultima immagine lo stato tensionale indotto sulle travi principali è contenuto e molto inferiore rispetto alla resistenza a snervamento $f_{yd} = 338$ MPa dell'acciaio S355.

Le verifiche si ritengono quindi soddisfatte.

5.4 Fase 2.4 – Impalcato su pile provvisionali

Lo schema successivo indica le posizioni delle pile provvisionali individuate al fine di evitare interferenze con il traffico veicolare sull'autostrada A1 e con i carrelli SPMT che trasportano l'impalcato.

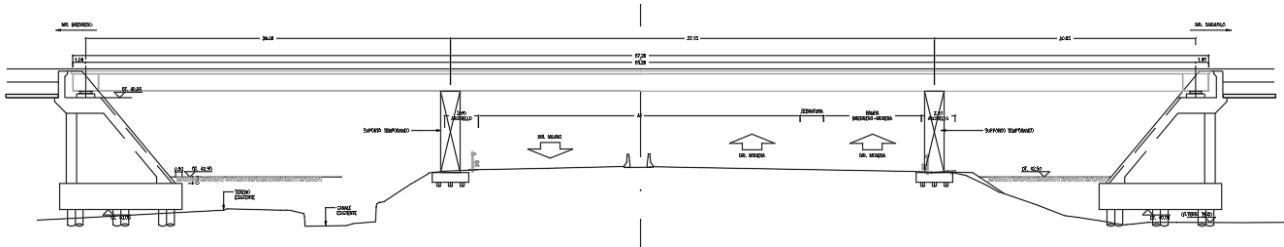


Figura 54 Posizionamento delle pile provvisionali dell'impalcato

Nello specifico si ha:

- Allineamento lato Brennero 28.00 m dall'asse appoggi;
- Allineamento lato Sassuolo 20.05 m dall'asse appoggi.

Di seguito si riportano i diagrammi dei parametri di sollecitazione agenti sulle travi principali agli SLU e l'andamento delle tensioni normali durante la Fase 2.4 in cui l'impalcato, provvisto delle dalle metalliche tralicciate, è appoggiato sulle pile provvisionali e sulle spalle.

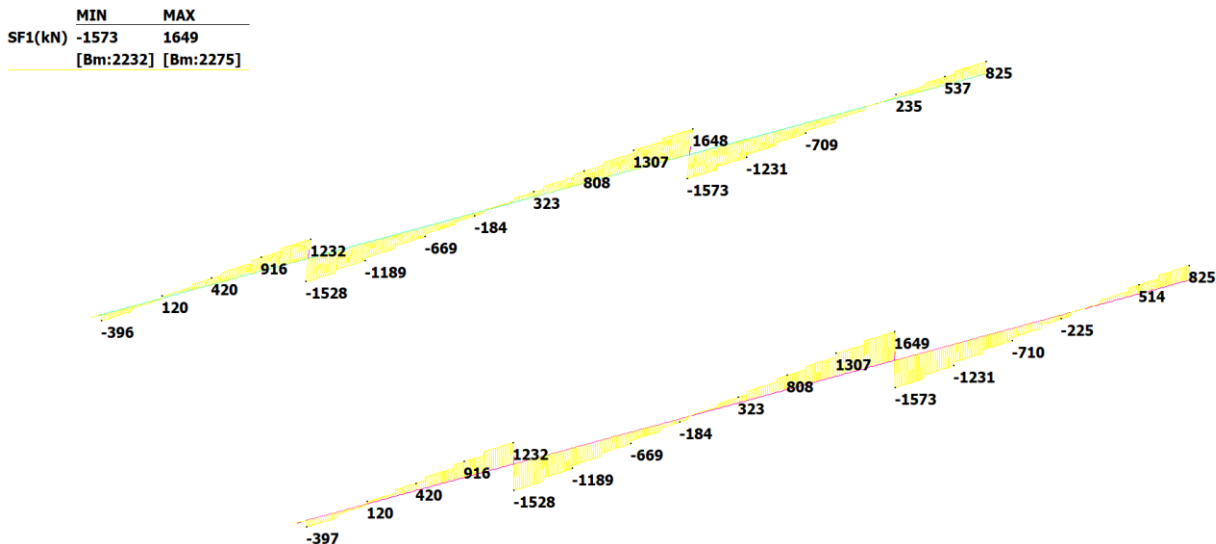


Figura 55 Taglio verticale sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
SF2(kN)	-368	368
	[Bm:2279]	[Bm:2371]

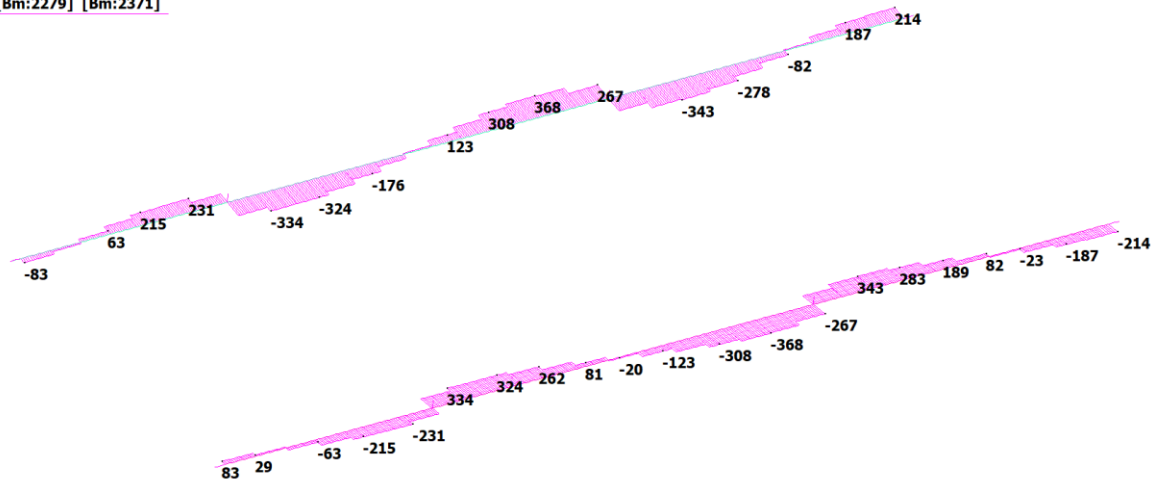


Figura 56 Taglio orizzontale sulle travi principali

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-10303	6072
	[Bm:2275]	[Bm:2289]

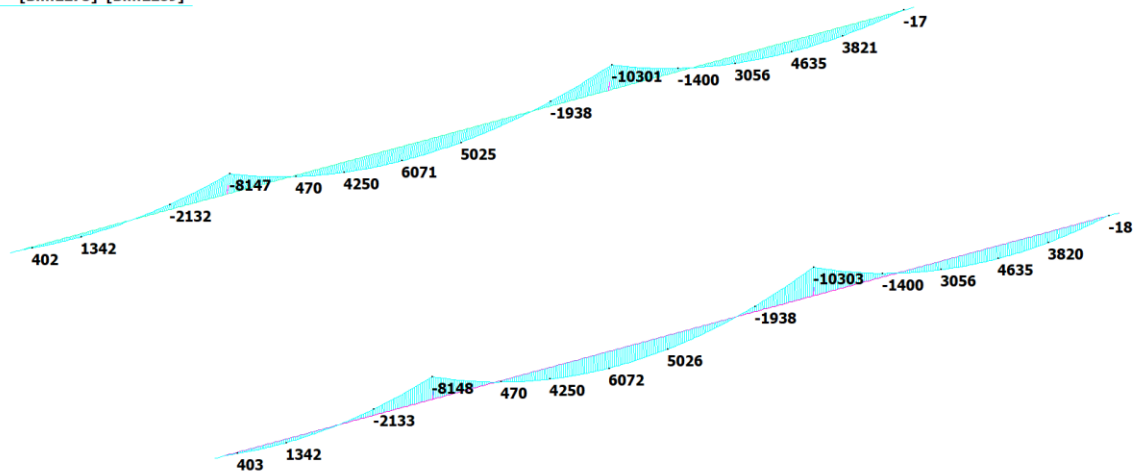


Figura 57 Momento flettente Mx sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2611	2611
	[Bm:2324]	[Bm:2275]

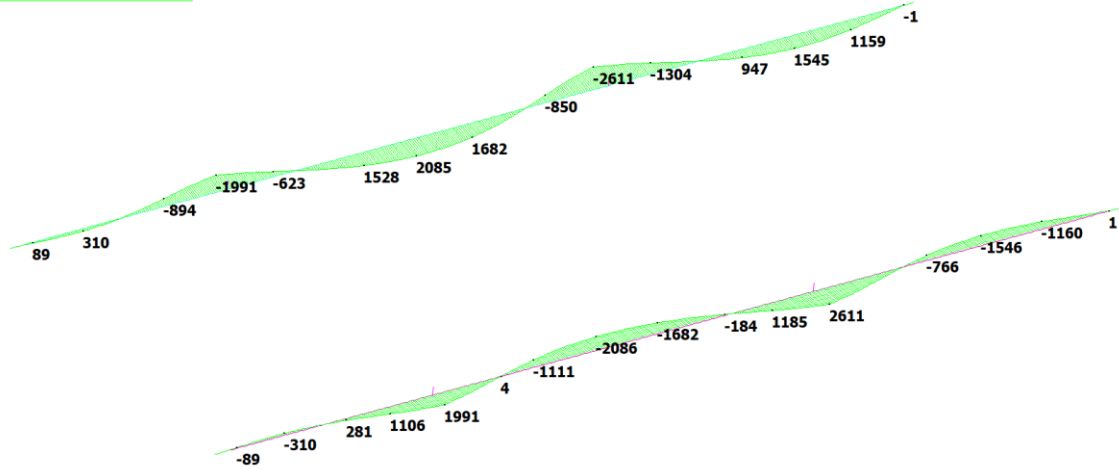


Figura 58 Momento flettente M_z sulle travi principali

	MIN	MAX
Torque(kN.m)	-162	157
	[Bm:2255]	[Bm:2347]

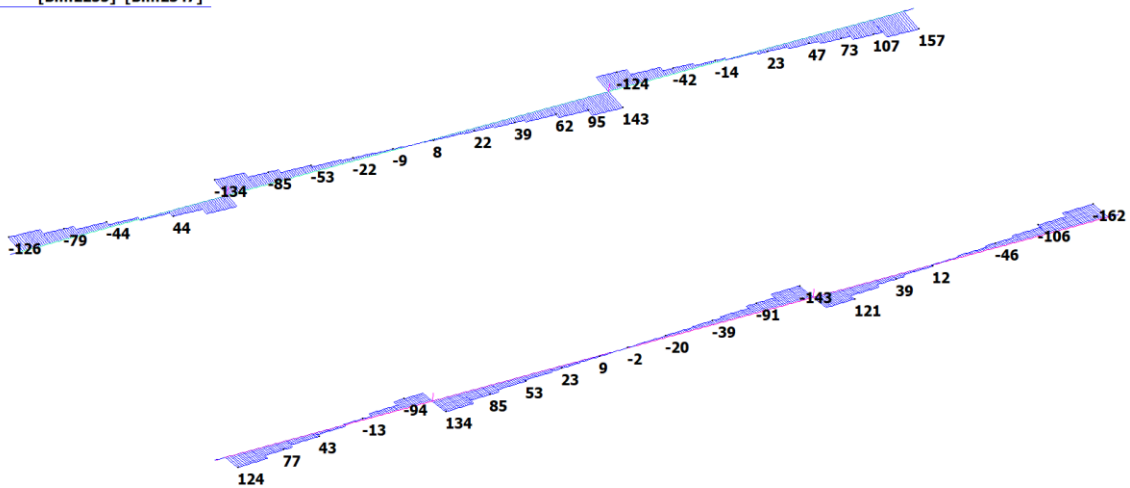


Figura 59 Momento torcente sulle travi principali

SOVRAPPASSO ASTA A22 – B.01
 Relazione sulle metodologie di varo delle strutture

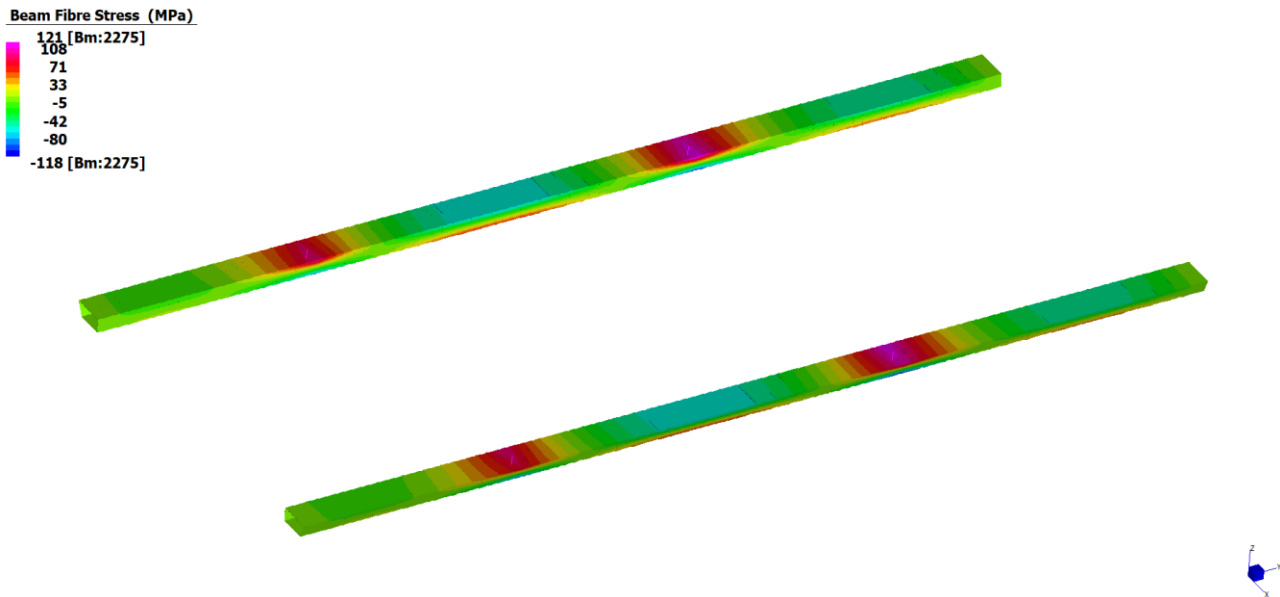


Figura 60 Andamento delle tensioni normali sulle travi principali

Come evidenziato dall'ultima immagine lo stato tensionale indotto sulle travi principali è contenuto e molto inferiore rispetto alla resistenza a snervamento $f_{yd} = 338$ MPa dell'acciaio S355.

Le verifiche si ritengono quindi soddisfatte.

Montegrotto Terme, Aprile 2021

Ing. Massimiliano Lazzari

