

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

Facoltà di Ingegneria



CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN
INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

*Problematiche di una passerella ciclopedonale
"Stefano Caverzan" sull'autostrada A27 in località
Casale sul Sile*

Relatore:
Ch.mo Prof. Renato Vitaliani

Laureando:
Alberto Gobbato

Anno Accademico 2013/2014

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
1.1. MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO E DESCRIZIONE DELLA VIABILITA'	1
1.2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO	5
1.3. OBIETTIVO DEL PRESENTE ELABORATO.....	8
2. MATERIALI.....	9
2.1. MATERIALI PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	9
2.1.1. Acciaio per c.a. B450C (controllato in stabilimento).....	9
2.1.1.1. SLU (verifiche allo stato limite ultimo).....	9
2.1.1.2. SLE (verifiche tensionali)	9
2.1.2. Calcestruzzo per getto integrativo per passerella	9
2.1.2.1. SLU (verifiche allo stato limite ultimo).....	10
2.1.2.2. SLE (verifiche tensionali)	10
2.1.3. Verifiche a fessurazione per le opere in calcestruzzo armato	10
2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	11
2.2.1. Membrature strutturali in genere: Travi e traversi, archi, controventi	11
2.2.2. Bulloni	12
2.2.3. Coefficienti Parziali per le Resistenze	13
2.3. ACCIAIO PER FUNI E COPRICORDA.....	14
2.3.1. Acciaio per funi chiuse FLC 20 mm	14
2.3.2. Acciaio per capicorda tipo fisso TTF a forcella (su arco), tipo CYR regolabile con barra filettata e dado sferico (su impalcato)	16
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
4. COMBINAZIONI DI CARICO	19
4.1. COMBINAZIONI AGLI SLU.....	20
4.2. STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	21
4.3. S.L.E.	22
5. DESCRIZIONE STRUTTURALE.....	23
5.1. CARATTERISTICHE DELL'IMPALCATO.....	23
5.2. VINCOLI DELL'IMPALCATO NEL MODELLO DI CALCOLO	25
5.3. METODOLOGIA DI CALCOLO.....	27
5.4. MODELLO FEM DELL'IMPALCATO	28
5.5. ELEMENTI STRUTTURALI DI BASE.....	29
5.5.1. Archi principali.....	29
5.5.2. Travi principali	29
5.5.3. Irrigidimenti trasversali d'arco	31
5.5.4. Travi secondarie trasversali.....	32
5.5.5. Irrigidimenti di impalcato.....	32
5.5.6. Tiranti	33
6. ANALISI DEI CARICHI	35
6.1. CARICHI PERMANENTI	35
6.1.1. Peso proprio.....	35

6.1.2.	Permanenti.....	35
6.2.	DISTORSIONI.....	37
6.2.1.	Variazioni termiche (ϵ_3).....	37
6.3.	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (§5.1.3.3 NTC).....	38
6.3.1.	Carichi mobili.....	38
6.4.	Vento.....	39
6.5.	AZIONE SISMICA.....	41
6.5.1.	Calcolo dell'azione sismica.....	41
6.5.2.	Il coefficiente di struttura.....	45
6.5.2.1.	Componenti dell'azione sismica e loro combinazione.....	45
6.5.2.2.	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	46
6.5.2.3.	Analisi Statica Lineare.....	46
7.	VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO.....	49
7.1.	VERIFICHE LOCALI DELLA SOLETTA.....	49
7.1.1.	Verifiche relative alla lamiera grecata.....	49
7.2.	VERIFICHE DEI TRAVERSI.....	58
7.2.1.	Verifiche agli SLU.....	58
7.2.2.	Verifica SLE.....	70
7.3.	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	71
7.4.	VERIFICHE DEI TIRANTI.....	73
7.5.	VERIFICA DEI CONTROVENTI.....	74
7.6.	VERIFICA DELL'ARCO.....	77
7.6.1.	Verifica instabilità.....	79
7.7.	VERIFICA DEFORMABILITA' - SLE.....	80
7.8.	VERIFICA ALLE VIBRAZIONI.....	82
7.9.	PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	88
7.9.1.	Collegamento controventi di falda 2 L 80*8.....	88
7.9.2.	Collegamento traversi a trave catena.....	88
7.10.	VERIFICA DELLE SALDATURE D'IMPALCATO E DEL'ARCO.....	90
7.10.1.	Saldature longitudinali travate principali.....	90
7.10.2.	Saldature nodo d'imposta arco-travi longitudinali.....	92
7.10.3.	Saldatura irrigidimento-piattabande _ irrigidimento-anima.....	95
7.10.4.	Saldature imposta pendini all'attacco dell'impalcato.....	98
7.10.5.	Saldature imposta pendini all'attacco dell'arco.....	101
7.10.6.	Saldature dell'arco.....	103
7.10.7.	Saldature trave catena.....	105
8.	VERIFICHE IN FASE DI VARO.....	107
8.1.	MODALITA' DI VARO.....	107
8.2.	VERIFICHE.....	108
8.2.1.	Verifica "condizione di carico eccezionale 1".....	108
8.2.2.	Verifica piastra per gancio di sollevamento-golfare.....	111
8.2.3.	Verifica saldature golfare-trave.....	112
8.2.4.	Verifica "condizione di carico eccezionale 2".....	113

1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato descrivo l'opera infrastrutturale che ha per oggetto "Opere Complementari al Passante di Mestre: *Collegamento S.P. 63 S.P. 67 - Casale sul Sile*" e in particolare la realizzazione della passerella ciclopedonale "Stefano Caverzan" atta all'attraversamento dell'autostrada A27.

1.1. MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO E DESCRIZIONE DELLA VIABILITA'

Il sistema insediativo distribuito, che costituisce un aspetto caratteristico dell'area centrale veneta, trova una sua specifica caratterizzazione ed accentuazione nel territorio tra Venezia e Treviso, ed in particolare nella fascia dei comuni che si distendono tra la Strada Statale 13 "Pontebbana" lungo il tratto denominato "Terraglio" ed il medio basso corso del fiume Sile. Già nella introduzione della Relazione Illustrativa dello Studio di Fattibilità della Viabilità Complementare al Passante di Mestre, redatto a cura di Veneto Strade S.p.A. nel febbraio 2004, veniva evidenziato come lo sviluppo urbanistico disordinato ed il mancato adeguamento della rete viaria hanno finito per determinare situazioni di saturazione delle infrastrutture esistenti.

Tra le due maggiori città di Treviso e Venezia, con la sua espansione di terraferma attorno a Mestre, si è costituito, nella seconda metà del secolo scorso, un continuo insediativo, residenziale, produttivo e commerciale che ha gonfiato i nuclei storici dei Comuni di Preganziol, Casier, Casale sul Sile e Mogliano Veneto, allo stesso modo di quei Comuni

i cui territori si estendono più ad est, Silea, Roncade, Quarto d'Altino, Marcon. La rete stradale esistente in questa area tra Mestre e Treviso è attualmente incentrata sulla Strada Statale 13 "Pontebbana" denominata "Terraglio" e più ad est sull'asse autostradale della A27, tra il casello di Treviso Sud e la barriera di Mogliano Veneto, oltre la quale si innesta sulla A4, Venezia-Trieste, nel tratto aperto tra Roncade e Mestre, in località Bazzera.

Il Terraglio è un percorso storico le cui origini sono lontanissime nel tempo, segno di antiche relazioni tra i territori attraversati, segno di continue trasformazioni della tipologia, qualità e densità degli insediamenti e della mobilità, che hanno portato all'attuale assetto della infrastruttura e della diffusa accessibilità laterale.

La rete autostradale della A4 e della A27 costituisce invece la più recente infrastrutturazione completata nella attuale configurazione, con successivi interventi, nella seconda metà del secolo scorso.

A sud di Treviso negli stessi anni è stata realizzata, ma si sta ora configurando in modo completo con interventi di adeguamento dei nodi e progetti di completamento del tracciato, la Tangenziale Sud, strada di scorrimento a quattro corsie nella direttrice est-ovest, connette gli assi principali della rete che su di essa convergono. Tra questi il Terraglio e la A27 sopra ricordati. Più a sud il collegamento est-ovest e tra Terraglio e sistema autostradale, si sviluppa in particolare sulla S.P. 63 tra i centri di Preganziol e di Casale sul Sile. Una rete di strade di modeste dimensioni in un territorio dedito all'agricoltura, rete classificata tra strade provinciali e comunali, connette e distribuisce un fitto reticolo sparso dalla più recente

realizzazione di agglomerati urbani e produttivi. Lungo questa articolata rete permangono evidenti carenze di connessione tra le principali arterie stradali, che mantengono condizioni di congestione in corrispondenza degli attraversamenti dei centri abitati.

La necessità di potenziamento della rete dell'area comprende quindi anche l'adeguamento del collegamento tra la SP 63 e la SP 67, a maggior ragione in correlazione con la realizzazione del nuovo asse stradale del Passante di Mestre e della nuova interconnessione del sistema autostradale con la viabilità ordinaria in corrispondenza del casello di Preganziol. Su questo nodo il disegno strategico della nuova rete stradale fa convergere infatti gli interscambi tra la rete a pedaggio, che non trova più soluzioni di continuità attraverso il passante, e la rete ordinaria e tra questa ed il sistema liberalizzato della A4 tra Mogliano e Mestre.

L'intervento di progetto si sviluppa nel Comune di Casale sul Sile ed ha il principale fine di completare il disegno di viabilità esistente ad est del Terraglio, fornendo una adeguata opzione alla circolazione dell'area, evitando l'attraversamento del centro del capoluogo comunale.

La nuova strada viene quindi progettata al fine di garantire un'idonea struttura di accessibilità verso il nuovo casello autostradale di Preganziol per il traffico proveniente dall'area dell'abitato di Casale sul Sile e delle direttrici che lo attraversano, in particolare la S.P. 67 Jesolana e la S.P. 63 Schiavonia e la S.P. 64 Zermanesa, limitando l'attraversamento dei centri abitati, causa problemi sia di sicurezza che di inquinamento acustico ed atmosferico, e disagi alla vivibilità degli abitanti.

La localizzazione della strada in progetto consente inoltre un intervento di riordino e razionalizzazione dei collegamenti locali esistenti, come modificati ed integrati a seguito degli interventi realizzati ed in corso per la costruzione del Passante stesso e per ulteriori iniziative, offrendo nuove prospettive future.

Il tracciato di progetto non interferisce con i centri abitati attualmente attraversati da tali percorsi ma attraversa aree industriali, zone di aperta campagna, qualche agglomerato residenziale di modesta dimensione e residenze sparse che nel tempo si sono sviluppate lungo l'asta della strada provinciale n° 63. Le finalità dell'intervento, oltre ad incrementare la fluidità e la sicurezza della circolazione lungo la viabilità esistente, sono dunque volte anche a migliorare le condizioni ambientali dei centri abitati, in termini di livello di rumorosità, emissione di gas nocivi e stato di conservazione degli edifici. Lo scambio delle correnti di traffico tra la viabilità locale e la nuova strada avverrà attraverso rotatorie in corrispondenza dei punti di intersezione con le direttrici esistenti.



Fig. 1.1 Planimetria generale dell'opera e collocazione Passerella

1.2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'intervento prevede il riutilizzo di tratti di strada esistente, in particolare della S.P. 63 Via Schiavonia dal confine con il Comune di Preganziol sino ai margini del capoluogo comunale di Casale sul Sile e della comunale Via alle Cave, tra la S.P. 67 Jesolana e la comunale Via Vecchia Trevigiana, e comprende un nuovo tratto stradale di collegamento tra la S.P. Schiavonia e la via alle Cave, esterno al centro abitato.

Il tracciato viene progettato con sezione stradale tipo 'F2' strada extraurbana locale, ai sensi del D.M. 5 novembre 2001, con sezione stradale di larghezza 8,50 m, con due corsie di m 3,50 in previsione del transito anche di autobus, autocarri e macchine operatrici, con banchine pavimentate di m 0,75. L'intero tratto di intervento è affiancato da percorso ciclabile di sezione di 2,50 ml, separato dalla sede carrabile con aiuola di sezione 1,00 ml. L'asse di progetto riutilizza per circa 3.600 ml il sedime della viabilità esistente della S.P. 63 Schiavonia, e per circa 900 ml il sedime della Via alle Cave, adeguandoli alla nuova sezione stradale. Il tratto su nuova sede si sviluppa per circa 1000 ml. L'intervento alla estremità ovest si raccorda alle opere realizzate per la costruzione del Passante di Mestre, a ridosso della nuova rotatoria che svincola la SP 63 a sud con il collegamento verso il nuovo casello autostradale e la nuova viabilità verso la SP 67 a Zerman in Comune di Mogliano Veneto. A nord sulla rotatoria converge una nuova zona produttiva che si sta realizzando in Comune di Preganziol. Il percorso ciclabile intende raccordarsi con quello esistente in Comune di Preganziol e quello di previsione, con diverso procedimento, verso la zona produttiva di Casier. La nuova sezione

si sviluppa allargando la attuale sede della provinciale lato nord, mantenendo inalterato il margine sud, sino alla intersezione con la comunale Via Capitello che viene svincolata con una rotatoria di tipo convenzionale, con brevi deviazioni dei tratti di strade ivi convergenti. La necessità di regolarizzazione dell'andamento planimetrico del tracciato sino alla successiva intersezione con la comunale Via Peschiere, comporta una variabile interferenza con l'attuale sedime che di massima comunque riporta l'adeguamento sul margine nord tramite due ampie curve che garantiscono corretta visibilità e parametri di sicurezza.

L'intersezione con Via Peschiere viene risolta con rotatoria, di caratteristiche analoghe alla precedente, posizionata pressoché in asse della nuova sezione della provinciale con deviazione di un breve tratto della comunale. Da qui l'intervento riprende il risezionamento della provinciale con ampliamento verso il margine nord, creando inoltre corsie di manovra alle intersezioni con l'esistente zona produttiva collocata sud, Via della Ricerca, Via dell'Artigianato e Via delle Industrie.

L'intervento poi si sviluppa a cavallo delle esistenti rampe di scavalco della autostrada A27, ampliandone il rilevato lato nord per fare spazio al percorso ciclabile su sede propria. Mantenendo inalterato il ponte esistente per il transito veicolare, il progetto prevede la realizzazione di una importante passerella di scavalco dell'autostrada per il percorso ciclabile, passerella che con una unica campata supera l'intera sezione autostradale che sarà l'oggetto del seguente elaborato.

Avvicinandosi all'abitato del capoluogo comunale il percorso regolarizza l'andamento della provinciale secondo la nuova sezione, sino

alla rotatoria, di caratteristiche analoghe alle precedenti, che svincola verso il tratto su nuova sede. Questo si diparte, superato l'insediamento di via Roette, con andamento pressoché ortogonale alla SP 63 e si sviluppa per un lungo tratto secondo la tessitura degli appezzamenti agricoli, scavalcando con un ponticello lo Scolo Bigonzo. Nella parte più a nord il nuovo tracciato ripiega con una ampia curva sino ad intersecare la Via alle Cave, svincolando con una rotatoria i raccordi con Via Vecchia Trevigiana e Via Bigone e ricavando sull'arco sud un ulteriore raccordo verso il territorio limitrofo. La rotatoria ha caratteristiche geometriche leggermente superiori alle precedenti in considerazione del numero e della collocazione delle diverse immissioni.

L'adeguamento della Via alle Cave, alle nuove richieste dimensioni trasversali e regolarità dell'andamento planimetrico, è pervenuto ad una configurazione che sviluppa gli ampliamenti a nord, discostandosi in modo variabile dai confini delle aree edificate, collocando verso questi la sede del percorso ciclabile e riservando alla sede carrabile l'ampliamento al lato opposto. In prossimità della intersezione con la SP 67 l'asse subisce una deviazione per immettersi regolarmente sulla nuova rotatoria che mantiene caratteristiche geometriche analoghe a quella più prossima. Il percorso ciclabile si innesta sul percorso lungo la SP 67 tra Casale sul Sile e Lughignano.

Come in precedenza ricordato, l'attenzione particolare data ai percorsi dell'utenza "debole" separati sistematicamente dalla sede carrabile, mediante l'affiancamento del percorso ciclabile per tutta l'estesa del tragitto, ha comportato accorgimenti per la corrispondente

accessibilità per provenienze dal lato opposto, con varchi sulla aiuola di separazione, opportunamente intercalati.

1.3. OBIETTIVO DEL PRESENTE ELABORATO

Questo mio lavoro illustra la relazione di calcolo dell'intera passerella, attraverso l'analisi dei carichi le tipologie di sezione scelte e le relative verifiche. Verranno poi descritte le fasi costruttive e le metodologie di varo della stessa passerella.



Fig. 1.2 Vista Passerella ultimata prima del varo

2. MATERIALI

2.1. MATERIALI PER CALCESTRUZZO ARMATO

2.1.1. Acciaio per c.a. B450C (controllato in stabilimento)

Caratteristiche meccaniche

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ (soglia di snervamento)

$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$ (tensione di rottura nominale)

Modulo elastico $E_s = 210000 \text{ MPa}$

2.1.1.1. SLU (verifiche allo stato limite ultimo)

Coeff. sicurezza materiali: $\gamma_{m,s} = 1.15$

Limite snervamento di progetto: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{m,s} = 391.3 \text{ MPa}$

2.1.1.2. SLE (verifiche tensionali)

Tensione massima per effetto delle azioni dovute alla
combinazione caratteristica:

$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk} = 360.0 \text{ MPa}$

2.1.2. Calcestruzzo per getto integrativo per passerella

Si adotta un conglomerato cementizio avente le seguenti
caratteristiche:

$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$ (Classe di resistenza C35/45)

$c = 3 \text{ cm}$ (copriferro netto)

Classe di esposizione: XC4-XD3-XF4

$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ MPa (Modulo elastico)}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35 \text{ MPa (resistenza cilindrica caratteristica)}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.30 \times (f_{ck})^{2/3} = 2.35 \text{ MPa (resistenza}$$

caratteristica a trazione)

$$f_{ctm,f} = 4.02 \text{ MPa (res. media a trazione per flessione)}$$

2.1.2.1. SLU (verifiche allo stato limite ultimo)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ MPa (resistenza cilindrica di calcolo)}$$

($\alpha_{cc} = 0.85$ coeff. Resistenze lunga durata, $\gamma_c = 1.5$ coeff. sicurezza materiali)

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = (0.7 \times 0.30 \times (f_{ck})^{2/3}) / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa (resistenza traz. di progetto)}$$

($\gamma_{m,c} = 1.5$ coeff. sicurezza materiali)

2.1.2.2. SLE (verifiche tensionali)

Tensione massima per condizioni aggressive:

$$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 22.41 \text{ MPa (combinazione rara)}$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 16.81 \text{ MPa (combinazione quasi permanente)}$$

2.1.3. Verifiche a fessurazione per le opere in calcestruzzo armato

Le limitazioni delle fessurazioni che saranno adottate sono da assumersi come da tabella seguente:

4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimenti alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Per la definizione delle condizioni ambientali, di fondamentale importanza è la valutazione delle classi di esposizione secondo UNI 11104. Ogni parte strutturale verrà classificata all'interno dei vari gruppi:

Parte strutturale	Classe d'esposizione
Estradosso impalcati stradali	XC4, XD3, XF4

Si chiarisce, dunque, la classificazione in termini di aggressività dell'ambiente come la situazione peggiore tra quelle risultanti incasellando le varie classi prima ottenute nella tabella seguente:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA

2.2.1. Membrature strutturali in genere: Travi e traversi, archi, controventi

Tipologia: Steel EN 10025-2 S355J2

Modulo elastico: $E_s = 210000$ MPa

	Per $t \leq 40$ mm	Per $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm
Tensione allo snervamento	$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{yk} = 335$ MPa
Tensione a rottura	$f_{uk} = 510$ MPa	$f_{uk} = 470$ MPa

2.2.2. Bulloni

I bulloni devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN 14399 come di seguito prescritto.

Secondo quanto indicato nella normativa UNI EN ISO 898-1:2001 si prescrive:

Classe di resistenza	10.9
f_{yb}	900 MPa
f_{tb}	1000 MPa

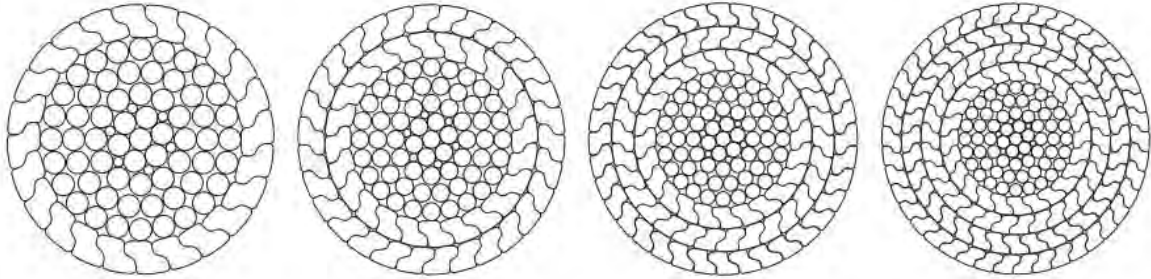
Caratteristiche	Assieme vite/ dado/ rondella Sistema HV
Assieme vite / dado	EN 14399-4
Marchatura	HV
Classi di resistenza	10.9 / 10
Rondelle	EN 14399 - 5 EN 14399 -6
Marchatura	H
Prova di idoneità all'utilizzo	EN 14399 - 2

2.2.3. Coefficienti Parziali per le Resistenze

- resistenza delle sezioni trasversali per ogni classe: $\gamma_{M0} = 1.05$
- resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1.05$
- resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari: $\gamma_{M1} = 1.10$
- resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori): $\gamma_{Mb} = 1.25$

2.3. ACCIAIO PER FUNI E COPRICORDA

2.3.1. Acciaio per funi chiuse FLC 20 mm



Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2

Funi chiuse zincate
 livelli esterni di fili a Z
 bulk factor =
 stranding factor =
 modulo di elasticita'
 resistenza nominale a rottura =
 tolleranza sul diametro
 protezione dalla corrosione:

Full Locked Cable 3 layers Z-wires, tipo VVS-3
 1
 0.89
 0.92
 160 ± 10 kN/mm²
 1570 N/mm²
 < 5 %
 galvanizzata in accordo con DIN 2078/DIN 779
 con filling interno, 2 strati esterni galfan-coated

Protezione anticorrosione

La protezione anticorrosione è data dalla sovrapposizione dei seguenti sistemi:

- zincatura a caldo o lega di zinco-alluminio Zn95/Al5 (galfer) dei fili;
- tamponante interno Tensofill;
- forma a Z dei fili esterni nelle funi chiuse, che previene l'ingresso di agenti esterni;
- sistemi addizionali speciali possono essere usati:
 - protezione esterna con Tensocoat Wax, inibitore della corrosione per ambienti molto aggressivi additivato con microscaglie di alluminio Tensocoat Aluminium (colore grigio alluminio metallico) o con biossido di Titanio Tensocoat Titanium (colore bianco);
 - protezione esterna con Tensocoat Epoxy, resina epossidica bi-componente, addizionata con microscaglie di alluminio, ad alta flessibilità, primer/finitura, surface tolerant;
 - guaina di HDPE, polietilene ad alta densità, estruso a caldo sul cavo: questo sistema fornisce completa impermeabilità, dalla prefabbricazione in stabilimento, durante l'installazione ed in servizio.

Inibitore della corrosione Tensofill

Le funi sono riempite negli strati interni con Tensofill, costituito da inibitore della corrosione per ambienti molto aggressivi addizionato con resine speciali e polvere di zinco.

Il riempimento previene l'ingresso e diffusione di umidità e dà una protezione aggiuntiva ai fili zincati.

Prestratura e marcatura

Le funi per impieghi strutturali sono prestrate in stabilimento per eliminare la deformazione anelastica iniziale e per stabilizzare il modulo di elasticità.

I cavi sono poi misurati e marcati sotto la forza specificata, per il taglio a misura e per il posizionamento di eventuali morsetti intermedi.

La prestratura è eseguita con 5 o più cicli dal 10% al 50-60% della forza minima di rottura con un massimo di 5000 kN; dopo l'ultimo ciclo la forza viene mantenuta al valore massimo per un intervallo di tempo più lungo e poi regolata sul valore richiesto per la misurazione.

Il metodo e la strumentazione di misurazione danno la compensazione delle deformazioni termiche.

La tolleranza sulle lunghezze delle funi dopo le operazioni di prestratura e di assemblaggio con i capicorda è

$$\pm(\sqrt{Lm}) + 5)$$

dove L è la lunghezza della fune da inserire in metri (come esempio per uno strallo di lunghezza 100 m la tolleranza è di ± 15 mm); questo grado di precisione può essere migliorato in caso di particolari necessità.

La definizione delle lunghezze di marcatura è da noi eseguita, in base ai dati statico-geometrici del modello strutturale, in base alle dimensioni, offset e geometria degli elementi di connessione ed in base agli effetti di assetamento e viscosità a lungo termine attesi.

Socketing

Le estremità dei cavi sono ancorate con elementi che resistono alla forza di rottura dei cavi.

Si usano molti tipi di ancoraggi e la connessione con il cavo è eseguita conformemente alla EN 13411-4 e alle severe procedure interne Redaelli, utilizzando i seguenti metodi:

- getto di resina poliestere per uso strutturale, eseguito a temperatura ambiente; questo metodo sviluppa la resistenza del

cavo senza connessioni o morse meccaniche o azioni concentrate sui fili, fornendo così una elevata resistenza a fatica (grado di efficienza 100%);

- la resina e i fili formano un unico corpo conico che rimane all'interno della sede conica del capicorda;

- la resina viene colata a temperatura ambiente, preservando il tamponante anticorrosivo Tensofill presente vicino al capocorda all'interno della fune;

- getto di metallo fuso (zinco puro o lega zamak), applicato a caldo, questo metodo sviluppa la resistenza del cavo senza connessioni o morse meccaniche o azioni concentrate sui fili (grado di efficienza 100%);
- pressatura eseguita solo su cavi di piccole dimensioni, fino a 45 mm di diametro; con questo metodo la resistenza del cavo è ridotta fino ad un massimo del 10%, a causa delle deformazioni trasversali (grado di efficienza minimo 90%).

Un sistema sigillante a gomma morbida e flessibile può essere applicato all'estremità delle teste gettate, per assicurare l'impermeabilità dopo la fabbricazione ed in esercizio nei casi di utilizzo delle funi in ambienti molto aggressivi.

L'operazione di applicazione del capicorda è eseguita in condizioni controllate, le attrezzature usate assicurano un adeguato centraggio ed allineamento dei cavi nel capicorda.



2.3.2. Acciaio per capicorda tipo fisso TTF a forcella (su arco), tipo CYR regolabile con barra filettata e dado sferico (su impalcato)

Capicorda di fusione (Forcella TTF, Forcella regolabile TBF e testa del BRC)

Questi elementi sono realizzati in acciaio per getti BT1 (BS 3100), bonificato, lavorato meccanicamente, zincato a caldo, completi di perni in acciaio ad alta resistenza al CrNiMo (EN 10083, UNI 7845, UNI 7849), bonificato, lavorato meccanicamente.

La resilienza K_V minima misurata a -20°C è 27 J.

La protezione superficiale è data da zincatura a caldo con spessore minimo 80 μm .

I capicorda hanno un carico di rottura superiore a quello delle rispettive funi.

Le classi di accettabilità per i controlli non distruttivi sono definite secondo standard per impieghi gravosi.

I controlli standard che vengono eseguiti sono:

- caratteristiche meccaniche per ogni lotto di produzione;
- magnetoscopico e ultrasonoro sul 100% dei pezzi. DIN 1690 Severity Level 2;
- dimensionale;
- spessore zincatura.

I capicorda zincati possono essere ulteriormente protetti con applicazione di Tensocoat Epoxy o Tensocoat Wax.

Ci sono diverse soluzioni speciali, che possono essere sviluppate per progetti specifici ad esempio con asole per regolazione, con limitatori di flessione, con perni strumentati per il monitoraggio delle forze, ecc.

Capicorda cilindrici, dadi, perni e tenditori (TBF, CYF, CYS, CYT, CYN, CYW, CYC, CYA)

Questi elementi sono realizzati in acciaio legato ad alta resistenza al

CrNiMo (EN 10083, UNI 7845, UNI 7849), bonificato, lavorato meccanicamente a partire da barre ispezionate con controllo ultrasonoro al 100% dei pezzi.

La resilienza K_V minima misurata a -20°C è 27 J.

La protezione superficiale è data da zincatura a caldo con spessore minimo 80 μm , le parti filettate sono lucide, i tenditori sono zincati elettroliticamente. I tenditori e tutte le parti filettate sono protetti durante o dopo il montaggio mediante l'applicazione di protettivo ceroso Tensocoat Wax.

I capicorda sono progettati per avere un carico di rottura superiore a quello delle rispettive funi.

I controlli eseguiti sono:

- caratteristiche meccaniche per ogni lotto di produzione;
- ultrasonoro sul 100% dei capicorda secondo ASTM A388, con accettabilità secondo UNI 8572, part 3, Quality Level 2, de=3 mm.
- dimensionale;
- spessore zincatura.

I capicorda zincati possono essere ulteriormente protetti con applicazione di Tensocoat Epoxy o Tensocoat Wax.

Ci sono diverse soluzioni speciali, che possono essere sviluppate per progetti specifici ad esempio con asole per regolazione, con limitatori di flessione, con perni strumentati per il monitoraggio delle forze, ecc.

Aste filettate e dadi di regolazione (CYB, CYR, BRC)

Le aste filettate ed i dadi sono realizzati in acciaio ad alta resistenza bonificato ASTM-A193-B7, ASTM-A194-2H.

La filettatura è di tipo

metrico, eseguita per rullatura.

Il trattamento superficiale è zincatura elettrolitica F1941-07 con trattamento di idrogenazione e cromatazione.

Le aste filettate saranno protette durante e dopo il montaggio mediante l'applicazione di protettivo ceroso Tensocoat Wax.

I controlli eseguiti sono:

- caratteristiche meccaniche per ogni lotto di produzione;
- ultrasonoro sul 100% delle barre prima della rullatura, modalità ed accettabilità ASME VIII Div. 2, ASTM 428 de=1.2 mm;
- magnetoscopico eseguito sul 100% dei dadi, modalità ed accettabilità ASME V Ed. 1980;
- spessore zincatura.

Rondelle sferiche e piatti di bloccaggio dei perni (CYW, CYR)

Le rondelle sferiche sono realizzate in acciaio S355J2 EN 10025 zincato a caldo con spessore minimo 80 μm .

Le rondelle sferiche hanno un sistema di drenaggi che permette lo scolo dell'acqua che percola all'interno della zona dell'ancoraggio quando l'ancoraggio è rivolto verso il basso.

I controlli eseguiti sono:

- caratteristiche meccaniche, per ogni lotto di produzione;
- dimensionale;
- spessore zincatura.



3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le strutture saranno progettate in osservanza alla vigente normativa; in particolare:

- Norme Tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008
- UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- Legge Regionale n. 27 del 07/11/2003 – Disposizioni generali in materia di lavori pubblici di interesse regionale e per le costruzioni in zone classificate sismiche.
- Legge Regionale n. 13 del 21/05/2004 – Modifiche della legge regionale 7 novembre 2003 n. 27 "Disposizioni generali in materia di lavori pubblici di interesse regionale e per le costruzioni in zone classificate sismiche".

Si assumerà a riferimento anche:

- U/I E/ 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche.
- U/I E/ 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- U/I E/ 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

- U/I E/ 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ISO 10137 (2007) (English): Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations - per quanto concerne la verifica alle vibrazioni della struttura.

4. COMBINAZIONI DI CARICO

Per il dimensionamento delle opere si seguono le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, ed in particolare per la definizione delle combinazioni di carico si fa riferimento al capitolo 5.1.3.12 “Ponti Stradali, combinazioni di carico”.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, in genere, le combinazioni riportate in tabella 5.1.IV:

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell’analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli SLU.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati in tab. 5.1.VI:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti Ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico	0,6	0,2	0,0
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

4.1. COMBINAZIONI AGLI SLU

Per gli Stati Limite Ultimi si adottano le combinazioni di carico fondamentali:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots \quad (\text{combinazione SLU})$$

dove:

G_1 : Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

Q_{ki} : rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} , i cui valori sono forniti da tabella.

P : valore nominale della pretensione e precompressione.

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_Q : coefficienti parziali per le azioni

γ_p : coefficiente parziale sulla precompressione.

4.2. STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE

La combinazione sismica, impiegata per gli SLU in condizioni sismiche è:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (\text{SLU sismica})$$

Il sovraccarico da traffico non viene computato in combinazione sismica in accordo con quanto previsto al punto 5.1.3.8 della normativa, secondo il quale il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai

carichi da traffico va considerato solo quando rilevante (ponti in zone urbane di intenso traffico) e pertanto non riguarda il caso in esame.

E: azione sismica per lo stato limite e la classe di importanza in esame;

G_1 : Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

4.3. S.L.E.

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione le combinazioni di carico frequente e quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots \quad (\text{comb. freq.})$$

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3} + \dots \quad (\text{comb. q. p.})$$

dove:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti;

G_1 : Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua.

G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

Q_{ik} : rappresentano le azioni variabili della combinazione.

P: valore normale della pretensione o della precompressione.

5. DESCRIZIONE STRUTTURALE

5.1. CARATTERISTICHE DELL'IMPALCATO

Analizzando più attentamente la passerella in oggetto, questa attraversa l'autostrada in una campata unica di luce teorica pari a 53.70 con struttura a doppio arco a spinta eliminata con impalcato sospeso mediante 18 tiranti in fune per ciascun arco. L'impalcato è costituito da travi a doppio T di altezza costante pari a 800 mm e larghezza variabile pari a 625 mm in appoggio e 450 mm per tutto il resto della passerella, con spessore pari a 20 mm per le ali e 15 mm per l'anima. Queste sezioni costituiscono le due travi principali.

Le due travi principali sono collegate tra loro tramite traversi a doppio T di altezza variabile, 725 mm in appoggio e 300 mm in campata con opportune aste di controventatura con profilati ad L accoppiati.

Le travi principali hanno tra loro interasse pari a 5.85 m. Gli archi sono costituiti in acciaio con sezione costante triangolare e sono collegati tra loro mediante piatti in acciaio per contrastare l'instabilità in compressione. Il piano di calpestio è costituito da una lamiera grecata e setto in completamento di CLS.

La passerella poggia su dispositivi di tipo elastomerico, che hanno funzione di isolatori sismici; tutta la struttura è sostenuta da spalle in c.a., con fondazioni su pali.

La struttura è stata calcolata mediante l'ausilio di un software ad elementi finiti nel quale sono state modellate le due travi principali, con sezione a doppio T con anima inclinata, i traversi con rispettivi controventi

e i due archi con relativi irrigidimenti. Il programma utilizzato per il calcolo è MidasGen.

L'intera struttura è modellata con elementi di tipo beam eccetto per le funi e i controventi che sono stati modellati con elementi di tipo truss. E' stata posta particolare attenzione nei tiranti poiché l'elemento truss reagisce sia a compressione che a trazione e nell'analisi sismica potrebbe fornire una soluzione non accurata. Data però la sezione ridotta dei trefoli questo non crea un problema per il calcolo della suddetta passerella poiché l'analisi sismica in questo caso viene eseguita puramente per il calcolo degli isolatori sismici in appoggio.

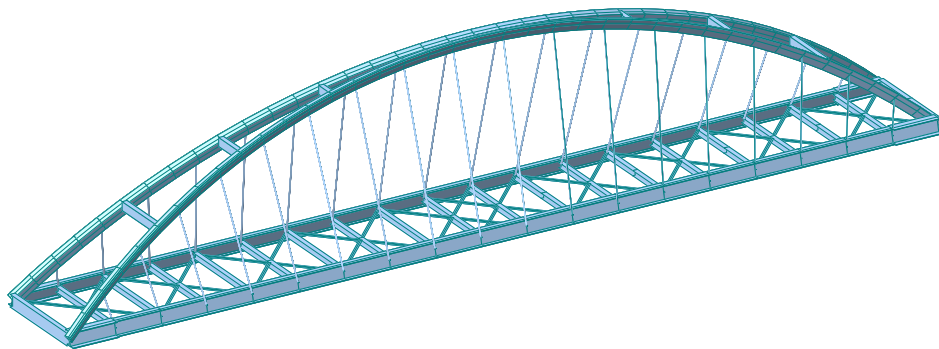


Fig. 4.1 Modello della struttura analizzata

5.2. VINCOLI DELL'IMPALCATO NEL MODELLO DI CALCOLO

Si assumono per le travi appoggi di tipo elastomerico, che hanno funzione di isolatori sismici.



Si tratta di quattro appoggi elastomerici aventi le seguenti caratteristiche:

$K_e \geq 1.63 \text{ kN/mm}$ (rigidezza orizzontale equivalente)

$K_v \geq 1415 \text{ kN/mm}$ (rigidezza verticale)

$V \geq 2410 \text{ kN}$ (carico verticale agente sull'isolatore in presenza di sisma)

$F_{zd} \geq 6530 \text{ kN}$ (carico verticale massimo allo SLU in esercizio)

spostamento massimo = 150 mm

Per la modellazione vengono utilizzati vincoli rigidi alla traslazione verticali e vincoli elastici alla traslazione orizzontale sui quattro appoggi della struttura.

Il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio viene determinato attraverso il seguente foglio di calcolo.

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
combinazioni di carico SLU	1	Ex+.3y+G	-205.511164	-60.686548	945.13769	-0.000998	-0.015715	-0.003472
	21	Ex+.3y+G	-216.999393	-60.711637	971.024052	-0.000832	0.000766	0.003217
	79	Ex+.3y+G	-206.956103	-60.217164	877.598627	0.001398	-0.017923	-0.004556
	100	Ex+.3y+G	-215.554116	-60.190605	903.497293	0.001231	0.002976	0.004811
	1	Ey+.3x+G	-55.946994	-201.750777	1033.021737	-0.000473	-0.007903	-0.012747
	21	Ey+.3x+G	-70.806933	-201.754348	1040.757726	-0.000424	0.003423	0.012672
	79	Ey+.3x+G	-60.763077	-201.263298	807.852121	0.001806	-0.015264	-0.014009
	100	Ey+.3x+G	-65.989229	-201.251425	815.626076	0.001757	0.010789	0.014086

	Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
combinazioni di carico SLU	1	Ex+.3y+G	0.12608	0.037231	-0.00067	0.0001	0.001572	0.000347
	21	Ex+.3y+G	0.133128	0.037246	-0.00069	0.000083	-7.7E-05	-0.00032
	79	Ex+.3y+G	0.126967	0.036943	-0.00062	-0.00014	0.001792	0.000456
	100	Ex+.3y+G	0.132242	0.036927	-0.00064	-0.00012	-0.0003	-0.00048
	1	Ey+.3x+G	0.034323	0.123773	-0.00073	0.000047	0.00079	0.001275
	21	Ey+.3x+G	0.04344	0.123776	-0.00074	0.000042	-0.00034	-0.00127
	79	Ey+.3x+G	0.037278	0.123474	-0.00057	-0.00018	0.001526	0.001401
	100	Ey+.3x+G	0.040484	0.123467	-0.00058	-0.00018	-0.00108	-0.00141

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT								
	Ex+.3y+G	-845.020776	-241.805955	3697.257661				
	Ey+.3x+G	-253.506233	-806.019848	3697.257661				

Con $M=367500$ kg e $K_{esi}= 1.63$ kN/mm si ottiene un $T_{is}= 2.98$ s, ed un T_{eta} a partire da cui applicare la corrispondente riduzione di spettro prevista da NTC 2008 pari a 2.39 s.

Nel calcolo si è assunto, a favore della sicurezza, un coefficiente di smorzamento viscoso pari a $\xi = 10\%$. Si verifica che, a fronte di una forza complessiva trasmessa dall'impalcato pari a 845 kN, si ha una corsa dell'isolatore pari a 133 mm compatibile con la corsa massima pari a 150 mm.

La costante elastica della molla assunta nel modello di calcolo per le traslazioni in X e Y viene distinta per la condizione statica e la condizione

sismica, per tenere conto delle proprietà fisiche della mescola elastomerica ad alto smorzamento che è caratterizzata da una sensibile variazione del modulo di taglio al variare della deformazione di taglio, al fine di evitare spostamenti eccessivi a fronte di eccitazioni dinamiche di bassa intensità come quelle dovute al vento. Si considera che il valore della costante elastica in fase statica sia pari a 2 volte quello in fase sismica.

Perciò i valori della costante elastica vengono assunti diversi a seconda che si conduca il calcolo in condizione statica o sismica. In particolare:

in fase sismica: $K = 1.63 \text{ kN/mm}$

in fase statica: $K = 3.26 \text{ kN/mm}$

5.3. METODOLOGIA DI CALCOLO

La struttura viene analizzata in diverse situazioni che corrispondono alle diverse condizioni di carico e alle possibili disposizioni dei carichi mobili. Le conseguenti situazioni tensionali vengono concatenate secondo il principio di sovrapposizione degli effetti.

Vengono ricercate le condizioni geometriche, inerziali e di combinazione di carico constatate come più gravose ai fini delle verifiche di resistenza.

Le stesse combinazioni di carico sono adottate in conformità alle prescrizioni normative.

Il dimensionamento viene eseguito attraverso gli stati limite ultimi: per le strutture metalliche il limite ultimo è individuato nella tensione di snervamento, controllando la tensione nel conglomerato: in questo modo, non coinvolgendo la fase di plasticizzazione, le strutture in acciaio vengono sostanzialmente controllate a livello tensionale e mantengono comunque una prudenziale riserva di resistenza.

Le verifiche a fessurazione e deformazione vengono condotte mediante il controllo degli stati limite di esercizio (S.L.E.), al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico.

5.4. MODELLO FEM DELL'IMPALCATO

Si è implementato un modello tridimensionale della struttura del ponte che comprende gli archi, i tiranti le travi principali, i traversi e i controventamenti.

La modellazione comprende anche il sistema reale di vincoli previsto per l'impalcato in esercizio, con i relativi gradi di libertà tridimensionali (vincoli elastici nel piano orizzontale e vincoli fissi nel piano verticale).

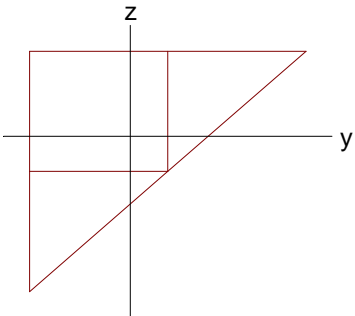


5.5. ELEMENTI STRUTTURALI DI BASE

5.5.1. Archi principali

Si tratta di un arco a sezione triangolare con alcuni fazzoletti di rinforzo le cui caratteristiche meccaniche principali sono di seguito riportate.

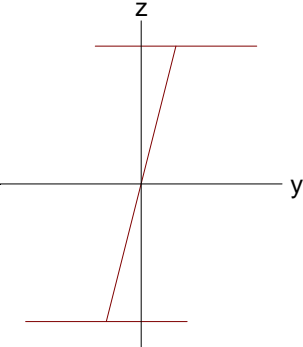
Tabella 1 1: arco principale 25-30

				
$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
59450.000	0.000	0.000	182.458	319.460
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
13801667.567	1221260000.000	1592950000.000	357.809	212.910

5.5.2. Travi principali

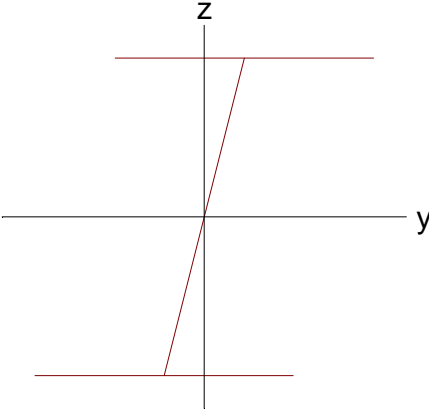
Si tratta di una trave saldata con sezione a doppio T a larghezza di piattabanda variabile tra imposta dell'arco e sezione tipica corrente, avente le seguenti caratteristiche:

Tabella 2 2 : trave catenaria 450x800*20*15



$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
29910.900	0.000	0.000	395.000	395.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
3293320.841	3257160000.000	510679000.000	322.000	322.000

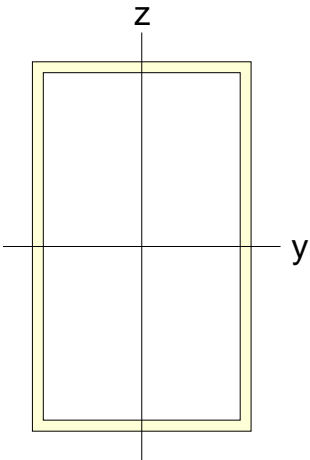
Tabella 3 8 : trave caten imposta



$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
36896.900	0.000	0.000	395.000	395.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
4224787.508	4292900000.000	1085100000.000	409.325	409.325

5.5.3. Irrigidimenti trasversali d'arco

Si tratta di una sezione rettangolare cava in acciaio le cui principali caratteristiche meccaniche sono.

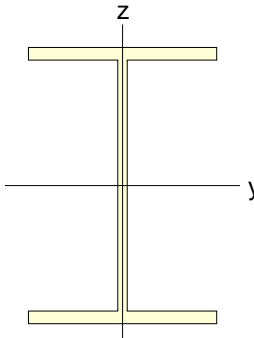
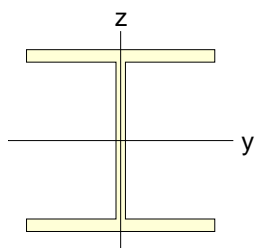


$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
23340.000	9000.000	15240.000	254.000	254.000
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
761246337.725	820067380.000	358960500.000	150.000	150.000

5.5.4. Travi secondarie trasversali

Si tratta di travi calandrate a doppio T con le seguenti caratteristiche meccaniche nella sezione minima e massima (mezzeria e appoggio su trave catena).

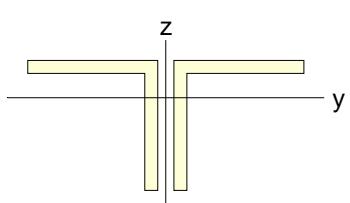
Tabella 4 3 : traversi

I-End					J-End				
									
A(mm ²)	A _{sy} (mm ²)	A _{sz} (mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)	A(mm ²)	A _{sy} (mm ²)	A _{sz} (mm ²)	z(+)(mm)	z(-)(mm)
18000.000	10000.000	6600.000	220.000	220.000	15750.000	10000.000	4350.000	145.000	145.000
I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	I _{zz} (mm ⁴)	y(+)(mm)	y(-)(mm)
2072500.000	609600000.000	90112500.000	150.000	150.000	1903750.000	238631250.000	90070312.500	150.000	150.000

5.5.5. Irrigidimenti di impalcato

Si tratta di due profilati a L accoppiati aventi le seguenti caratteristiche meccaniche.

Tabella 5 7 : 2L80x8



$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
2432.000	1066.667	1066.667	22.947	57.053
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
51882.667	1474595.930	3374122.667	85.000	85.000

5.5.6. Tiranti

Si tratta di sezione circolare piena avente in modello le caratteristiche equivalenti a quelle della corrispondente sezione in fune.

$$A = 2.12 \text{ cm}^2, E=206000 \text{ MPa.}$$

$$E \cdot A \text{ (modello)} = 2.12 \cdot 206000 = 43.7 \text{ MN}$$

Equivalenza rigidezza sezione in fune diam. 20 mm

$$E \cdot A = 43.9 \text{ MN (approssimazione 0.4\%)}$$

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI PERMANENTI

6.1.1. Peso proprio

Nel determinare il peso proprio della struttura, si utilizza il peso specifico dell'acciaio $\gamma_{acc} = 86.35 \text{ kN/m}^3$, per considerare anche quell'incremento in massa determinato dalle saldature e dalle bullonature (a stima +10%).

Il peso della struttura viene determinato automaticamente dal programma di calcolo per effetto della geometria degli elementi, con sovrapposizione dei volumi in baricentro.

6.1.2. Permanenti

Gli elementi permanenti sono costituiti da:

- Pavimentazione (lamiera grecata + getto + sovrac)

$$g_{2pav} = 3.70 \text{ kN/m}^2$$

- Incremento di spessore per il marciapiede (lato sinistro e destro), $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$g_{2marciapiede} = 1.65 \times 0.20 \times 25 = 8.25 \text{ kN/m}$$

- Sicurvia e parapetti:

$$g_{2parapetto} = 1.0 \text{ kN/m}$$

Il carico della pavimentazione viene applicato ai traversi in riferimento alla luce di calcolo di 2,80 m.

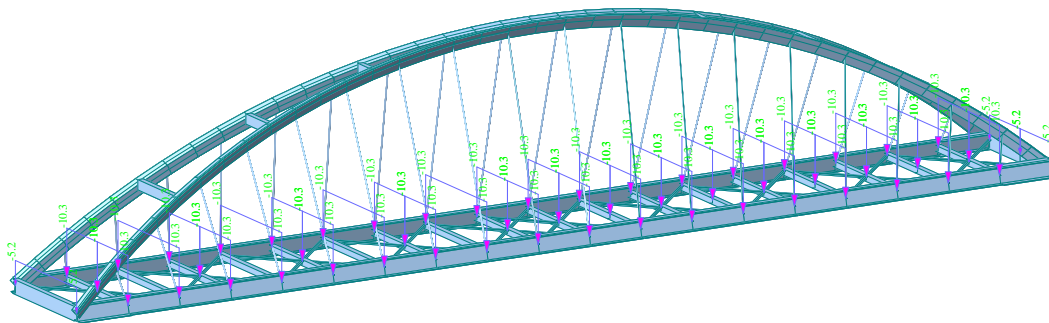


Fig. 6.1 Distribuzione Carichi Permanenti Pavimentazione

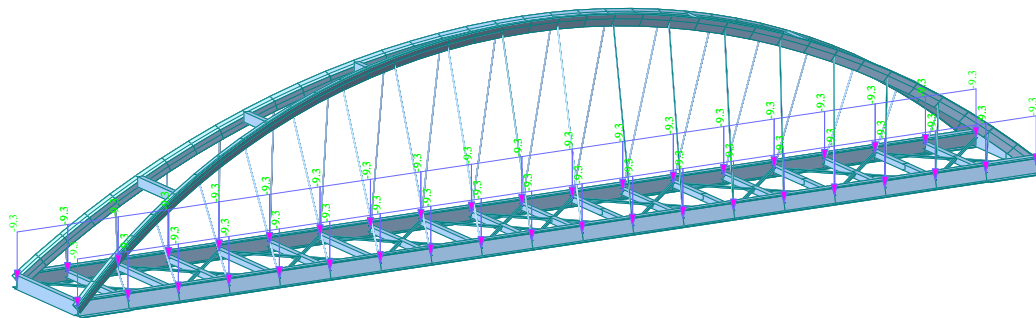


Fig. 6.2 Distribuzione Carichi Permanenti Parapetto e Sicurvia

6.2. DISTORSIONI

6.2.1. Variazioni termiche (ϵ_3)

La variazione di temperatura riguarda l'arco e i tiranti di sospensione, maggiormente esposti all'irraggiamento ed alla convezione.

Si considerano, secondo la norma, un effetto di variazione uniforme (espansione - contrazione dovute alle variazioni termiche stagionali).

Si fa riferimento alle NTC 14/01/2008 e si considera una variazione uniforme assiale di $\Delta T=50^\circ\text{C}$ complessivi, su una lunghezza di $53.10/2=26.55$ m.

$$\epsilon = \alpha \Delta T = 1.2\text{E-}5 * 50 = 6\text{E-}4$$

$$\Delta L = \epsilon L = 16 \text{ mm}$$

Viene quindi applicata una deformazione termica di 25° nell'arco e nei tiranti come vediamo in figura:

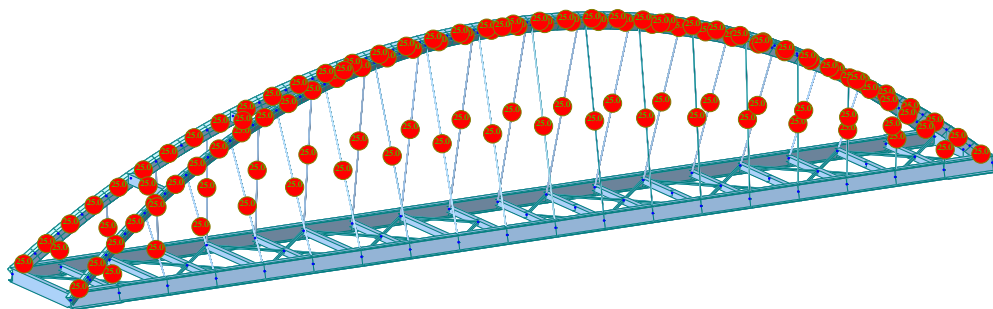
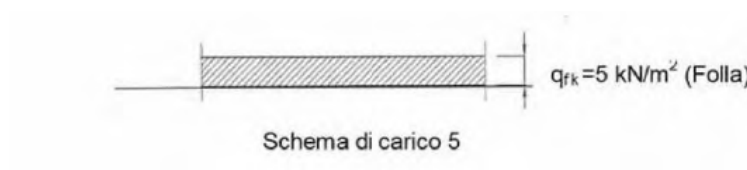


Fig. 6.3 Distribuzione Carichi Termici

6.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (§5.1.3.3 NTC)

6.3.1. Carichi mobili

Per i ponti di terza categoria (passerelle pedonali) il carico minimo previsto dalla normativa è quello associato allo schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche la sezione considerata, secondo le disposizioni della normativa tecnica.



Schema di carico secondo D.M. 14-01-2008

Tuttavia essa viene dimensionata per sostenere, oltre al peso proprio, un carico accidentale massimo, stimato con riferimento al peso dei veicoli per la manutenzione e pulizia (valutato in 4000 kg), pari a 8.00 kN/m².

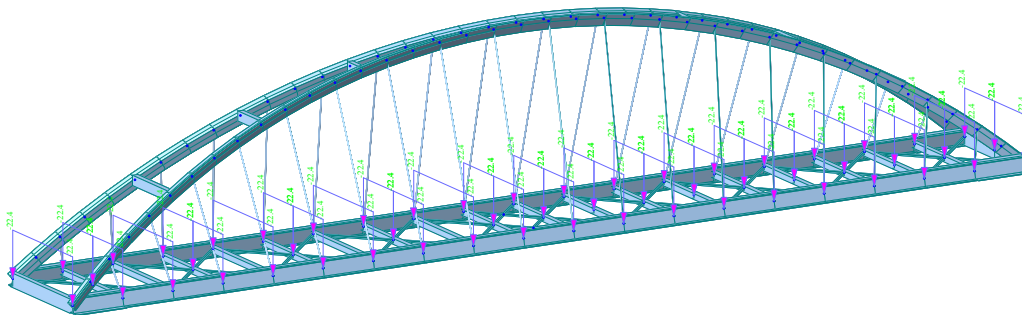


Fig. 6.4 Distribuzione Carico Folla

6.4. Vento

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Ci si trova in Veneto (Zona 1) ad un'altitudine minore di 1000m e pertanto la velocità di riferimento è pari a

$$V_{b,0} = 25\text{m/s.}$$

Valutando il territorio circostante come in classe di rugosità D (in zona 1) si determina che la categoria di esposizione del sito è la II.

Si ottengono la pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

il coefficiente di esposizione ce vale:

assumendo

$$z = 8 \text{ m}$$

$$k_r = 0.19$$

$$c_t = 1.00$$

$$z_0 = 0.05$$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.21$$

si assume inoltre:

$$c_p = 1.2$$

$$c_d = 1.0$$

Conseguentemente la pressione del vento da applicare sulla superficie su cui il vento impatta è:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 391 \cdot 2.21 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 1040 \text{ N/m}^2 = 1.04 \text{ kN/m}^2$$

La parete su cui si esercita l'azione del vento viene assunta alta 4.25m. Pertanto la forza concentrata ai singoli nodi d'impalcato risulta pari a:

$$F_{\text{vento}} = 1.04 \times 4.25 \times 2.80 = 12.38 \text{ kN}$$

Si introducono inoltre delle forze concentrate pari a 5 kN ai nodi dell'arco, per valutare l'effetto del vento sulla parte superiore della struttura.

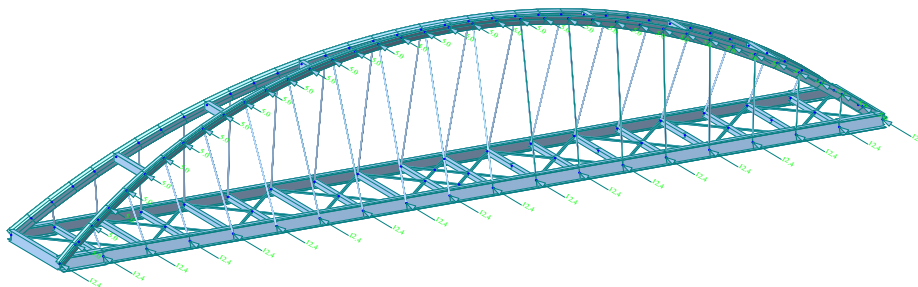


Fig. 6.4 Distribuzione Carico Vento

6.5. AZIONE SISMICA

La passerella di progetto rientrante nel tipo di costruzione 3 è inquadrabile nella classe d'uso IV.

6.5.1. Calcolo dell'azione sismica

I parametri che caratterizzano il calcolo sismico delle opere, alla luce del DM14/01/2008, vedi anche quanto riportato al capitolo **Errore**. **L'origine riferimento non è stata trovata.**, sono i seguenti:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 12.3243	LATITUDINE 45.5988
--	------------------------	-----------------------

<input type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Veneto	PROVINCIA Treviso	COMUNE Casale sul Sile
--	-------------------	----------------------	---------------------------

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km7.5

11860 11861

12082 12083

-7.5 7.5 km

-7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

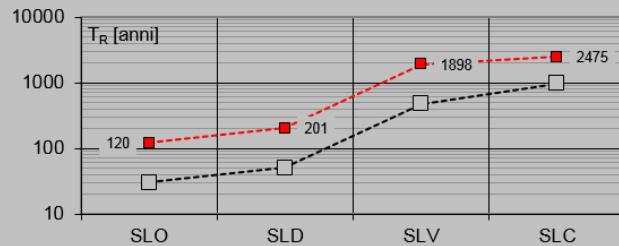
Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$ info
 SLD - $P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$ info
 SLC - $P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo info

$S_S =$ $C_C =$ info

Categoria topografica info

$h/H =$ $S_T =$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta_1 =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore $q_0 =$ Regol. in altezza info

Compon. verticale

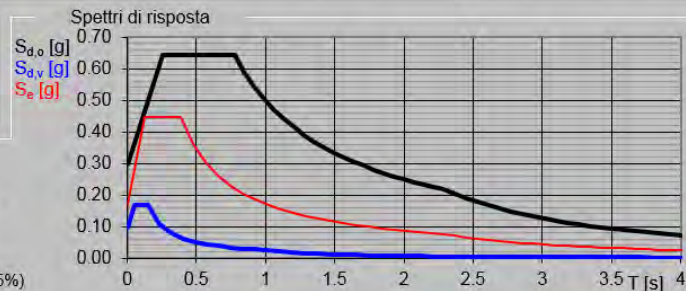
Spettro di progetto

Fattore $q =$ $\eta_1 =$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)



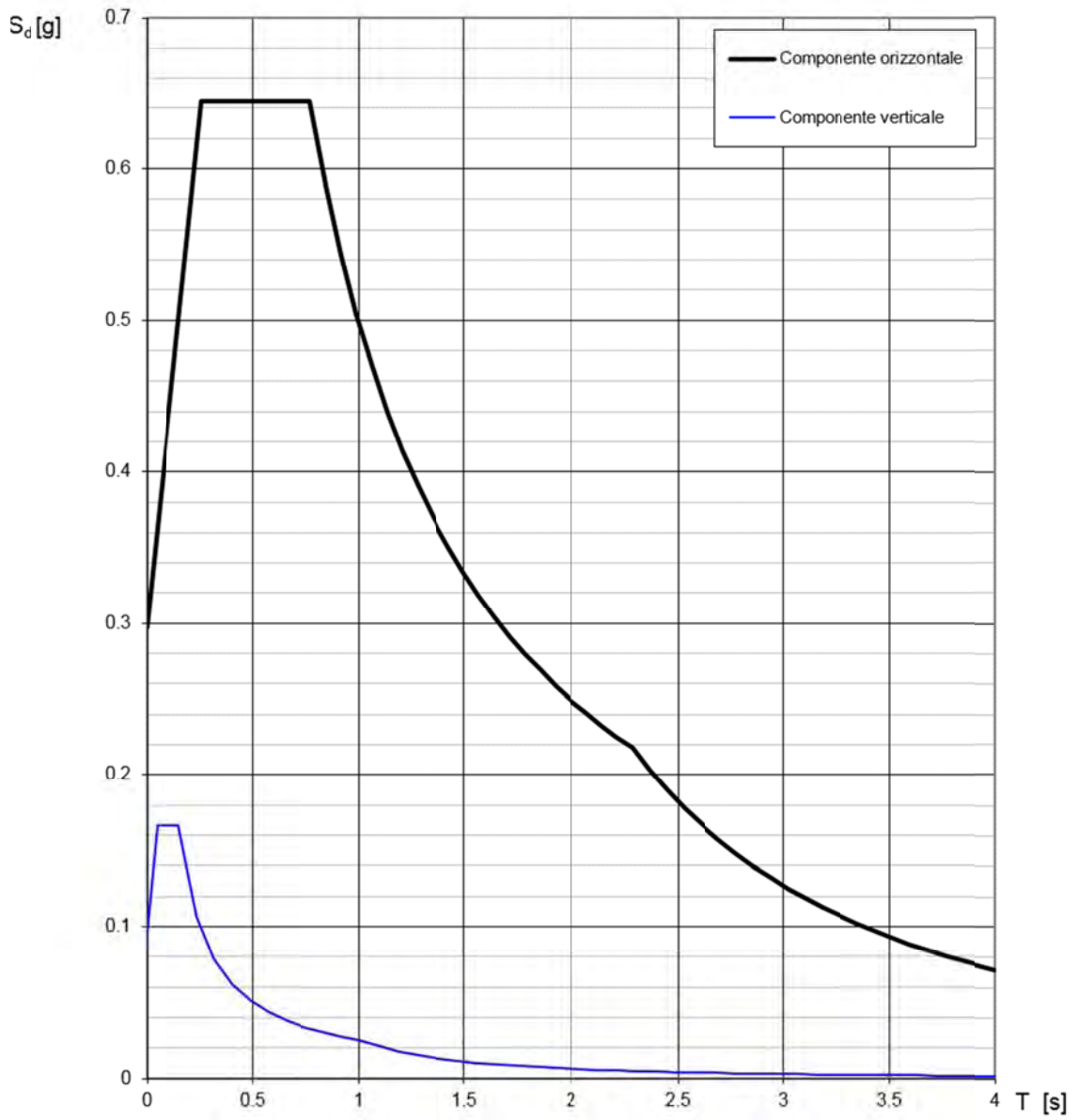
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.172 g
F_{0_s}	2.601
T_C	0.384 s
S_S	1.730
C_C	2.018
S_T	1.000
q	1.200

Parametri dipendenti

S	1.730
η	0.833
T_B	0.258 s
T_C	0.774 s
T_D	2.287 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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 η 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	0.297
$T_B \leftarrow$	0.258	0.644
$T_C \leftarrow$	0.774	0.644
	0.846	0.589
	0.918	0.543
	0.990	0.504
	1.062	0.469
	1.134	0.440
	1.206	0.413
	1.278	0.390
	1.351	0.369
	1.423	0.351
	1.495	0.334
	1.567	0.318
	1.639	0.304
	1.711	0.291
	1.783	0.280
	1.855	0.269
	1.927	0.259
	1.999	0.249
	2.071	0.241
	2.143	0.233
	2.215	0.225
$T_D \leftarrow$	2.287	0.218
	2.369	0.203
	2.450	0.190
	2.532	0.178
	2.613	0.167
	2.695	0.157
	2.777	0.148
	2.858	0.140
	2.940	0.132
	3.021	0.125
	3.103	0.118
	3.184	0.112
	3.266	0.107
	3.348	0.102
	3.429	0.097
	3.511	0.093
	3.592	0.088
	3.674	0.085
	3.755	0.081
	3.837	0.077
	3.918	0.074
	4.000	0.071

6.5.2. Il coefficiente di struttura

Il “coefficiente di struttura”, vale a dire il divisore delle ordinate dello spettro elastico (che è il dividendo), di fatto è un numero che fa variare l'intensità delle azioni di progetto. Questo fattore q tiene conto della creazione di zone dissipative all'interno della struttura stessa, le quali vanno ad assorbire la maggior parte dell'azione sismica di input in modo poi da avere delle sollecitazioni minori sulle zone rimanenti non adibite a dissipazione. Pertanto si progetta con azioni minori la struttura, per poi andare ad incrementare le resistenze delle “zone dissipative” mediante il metodo della gerarchia delle resistenze.

La scelta degli apparecchi di appoggio, già descritta in precedenza è tale per cui le azioni sismiche (longitudinali e trasversali) si trasmettono alle pile ridotte in base alla capacità dissipativa degli appoggi.

Per la struttura in elevazione non si ipotizza una particolare capacità dissipativa per cui si adotta un coefficiente di struttura pari a 1.5.

6.5.2.1. Componenti dell'azione sismica e loro combinazione

L'azione sismica verticale può essere trascurata in quanto ci si trova in una zona 3 (D.M. 14/01/2008 – punto 7.2.1). Poiché l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta è calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti e gli effetti combinati successivamente applicando le seguenti espressioni (4 possibili combinazioni dei sismi orizzontali X e Y):

$$E_1 = E_x + 0.3E_y$$

$$E_2 = E_x - 0.3E_y$$

$$E_3 = -E_x + 0.3E_y$$

$$E_4 = -E_x - 0.3E_y$$

6.5.2.2. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Ai fini delle verifiche di resistenza per lo SLU, le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti secondo l'espressione:

$$E + G_k$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame,

G_k rappresenta i carichi permanenti al loro valore caratteristico,

6.5.2.3. Analisi Statica Lineare

Si effettua un'analisi statica lineare semplificata. Il valore della forza trasmessa dall'impalcato alle spalle in condizioni sismiche è stato determinato nell'analisi della tipologia di vincolo adottata, dove sono stati determinati i seguenti parametri:

$$T = 1.56 \text{ s (periodo proprio della struttura)}$$

$$S_d = 0.192$$

$$M = 4000 \text{ kN (peso della massa della struttura in elevazione)}$$

$$F = \frac{M \cdot S_d}{q} = 512 \text{ kN}$$

Perciò si considera una forza orizzontale applicata a ciascun nodo dell'impalcato pari a

$$F_{nodo\ impalcato} = 0.80 \cdot 512 \cdot 2.80/53.00 = 21.61 \text{ kN}$$

avendo considerato che l'80% della massa della struttura sia costituita dall'impalcato sospeso, un interasse dei nodi pari a 2.80 m e una luce libera della struttura pari a 53.00 m.

In aggiunta si considera una forza orizzontale applicata a ciascun nodo dell'arco pari a:

$$F_{nodo\ arco} = 0.10 \cdot 512 \cdot 3.05/58.00 = 2.69 \text{ kN}$$

avendo considerato che a ciascun arco compete il 10% della massa dell'intera struttura, un interasse medio dei nodi dell'arco pari a 3.05 m e una lunghezza di ciascun arco pari a 58.00 m.

7. VERIFICHE IN FASE DI ESERCIZIO

7.1. VERIFICHE LOCALI DELLA SOLETTA

7.1.1. Verifiche relative alla lamiera grecata

Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali

manto di usura in asfalto + impermeabilizzazione: 1.00 kN/m²

impianti 0.15 kN/m²

Carichi permanenti strutturali

p.p. lamiera grecata + getto integrativo: 2.55 kN/m²

Carichi accidentali

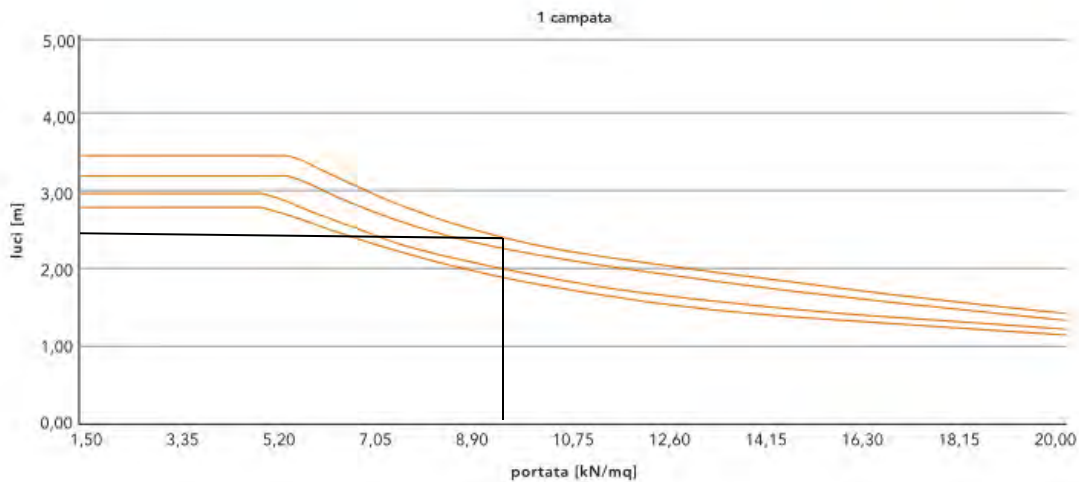
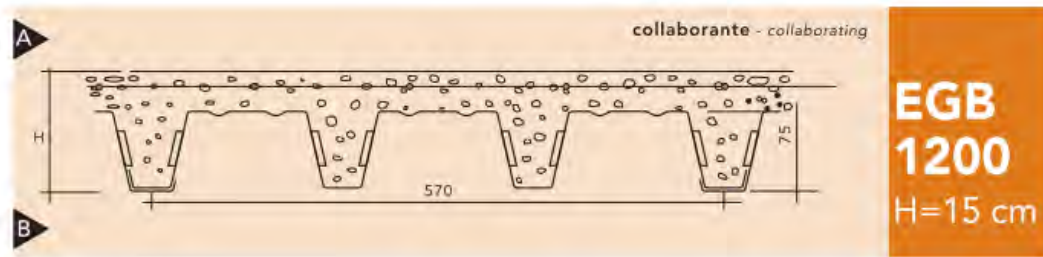
si assume 8.00 kN/m²

Tipologia di lamiera grecata

Il carico complessivo utile (oltre i carichi permanenti strutturali) sulla lamiera grecata è pari a

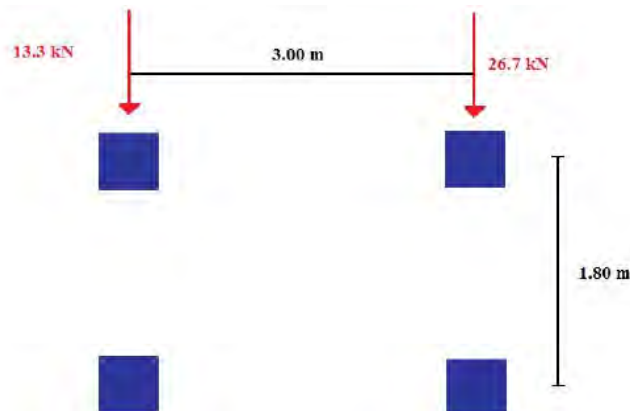
$$q = 1.00 + 0.15 + 8.00 = 9.15 \text{ kN/m}^2$$

che, essendo l'interasse di calcolo per i traversi pari a 2.50 m, risulta compatibile con una lamiera collaborante tipo HI-BOND a75/P760 di spessore pari a 12/10 mm, H 15 cm, o equivalente.



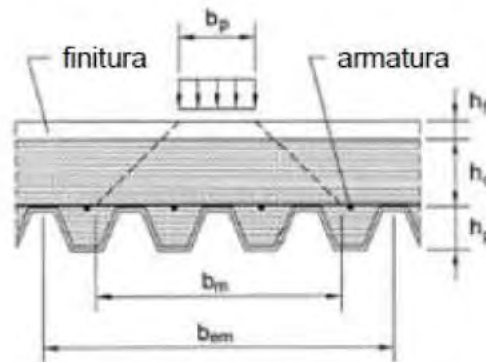
Il progetto è stato sviluppato con un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 8.00 KN/m², comprensivo di un eventuale veicolo che dovesse transitare sull'impalcato per motivi di manutenzione.

Tale veicolo, avrà una massa a pieno carico non superiore alle 4t (40KN) agenti su due assi, per cui, le azioni locali indotte dalle ruote, sono valutabili in 26.33t e 13.33t.

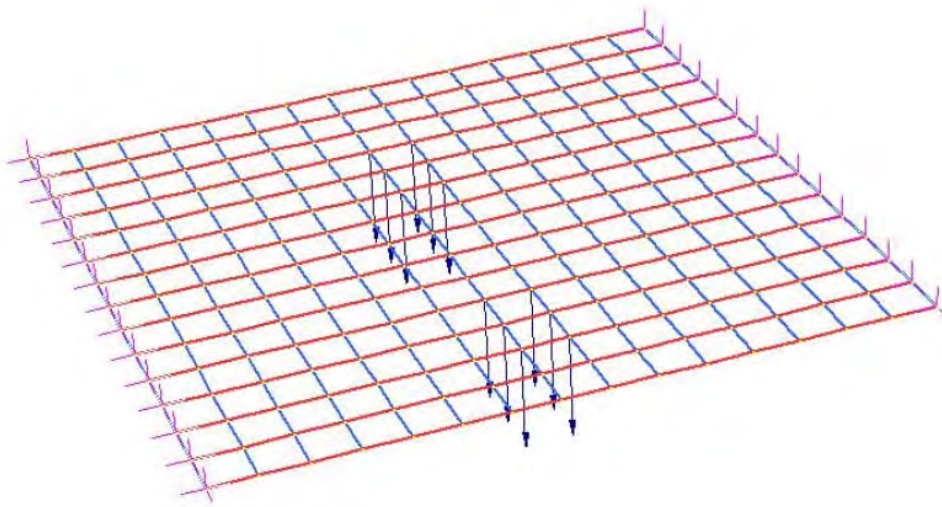


Per le verifiche locali verranno quindi impiegati tali valori, in deroga a quanto previsto dal punto 5.1.4.9 della Circolare 617/2009 al DM 14.01.2008. Il posizionamento è stato valutato per le configurazioni che massimizzano il taglio (quindi asse più caricato in prossimità dell'appoggio) ed il momento in campata.

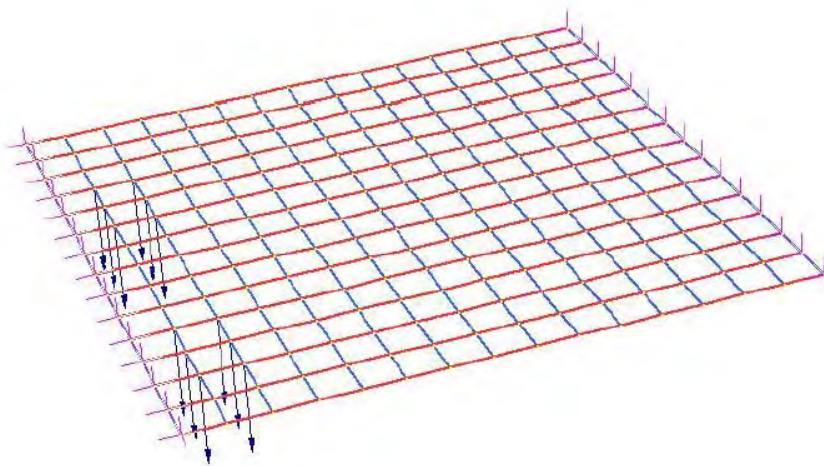
La lamiera è disposta su più appoggi con traversi che hanno interasse tra loro di 2,75 m. Il carico delle ruote è stato ripartito a partire da un'impronta di 20 cm secondo un angolo di 45° per uno spessore di 145 mm complessivo dello strato di usura e della soletta posta sopra la lamiera come indicato da normativa al cap.4.3.6.1.1 delle NTC 2008 per soletta con lamiera grecata collaborante con presenza di rete di ripartizione. Secondo la formula di ripartizione prescritta l'impronta totale di carico risulta di 49 cm.



Nel modello quindi sono state studiate due configurazioni in cui il carico dovuto alle ruote è stato distribuito secondo un'impronta di carico di 49x49 cm come indicato nelle figure seguenti. Sono state prese in considerazione nelle due direzioni della sollecitazione le rigidzze rispettivamente: della lamiera e della soletta in CLS.



Configurazione 1 (C1) : Massimizzazione dei momenti in campata



Configurazione 2 (C2) : Massimizzazione del taglio in appoggio

Verifica a flessione

Il momento resistente (SLU) della lamiera HI-BOND a75/P760 di spessore pari a 12/10 mm collaborante, con rete superiore $\varnothing 10/20\text{cm}$, corrisponde a :

$$M_{res (+)} = 17,7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{res (-)} = 22,6 \text{ kNm/m}$$

I valori di momento sopra riportati, corrispondono ai momenti massimi resistenti agli SLU in fase "2", ovvero soletta collaborante. Questi valori, quindi, tenendo già conto dello stato di tensione iniziale della lamiera dovuto alla fase di getto del calcestruzzo (fase "1"). I carichi agenti corrispondono rispettivamente al veicolo e alla folla distribuita (accidentali – nominati C1 – C2), ed allo strato di usura con impianti (permanenti portati) corrispondenti complessivamente a $1,15 \text{ kN/m}^2$ (nominati U+I).

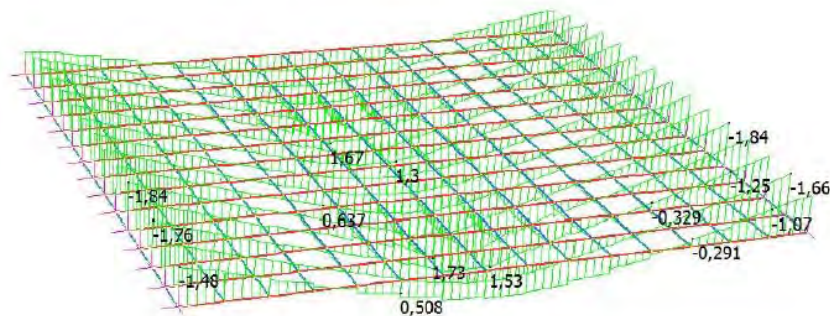
Le configurazioni SLU studiate sono quindi:

$$SLU1 = (U+I) \times 1,3 + (C1) \times 1,5 \text{ (Max momento)}$$

$$SLU2 = (U+I) \times 1,3 + (C2) \times 1,5 \text{ (Max taglio)}$$

In figura sono riportati i risultati in termini di momento ricavati dal modello per SLU1 (configurazione 1):

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1,84	1,73
	[Bm:243]	[Bm:326]



Il valore massimo di momento ricavato per questa condizione di carico risulta essere di:

$$M (+) = 1,73 \text{ kNm}/0,254\text{m} = 6,81 \text{ kNm/m (SLU)}$$

$$M (-) = 1,84 \text{ kNm}/0,254\text{m} = 7,24 \text{ kNm/m (SLU)}$$

La soletta è pertanto verificata a flessione in quanto i valori di $M_{sd} < M_{rd}$.

Verifica a scorrimento lamiera-calcestruzzo

Il taglio ultimo (resistente) sopportabile dalla lamiera per meccanismi di scorrimento tra piastra e calcestruzzo, dato dalla presenza delle scanalature, è calcolato sperimentalmente e ha un valore di

$$T_{res} = 21,7 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni ricavate da modello riguardano solo la fase 2 in cui i carichi agenti corrispondono rispettivamente al veicolo e alla folla distribuita (accidentali – nominati C1 – C2), ed allo strato di usura con impianti (permanenti portati) corrispondenti complessivamente a $1,15 \text{ kN/m}^2$ (nominati U+I).

Le configurazioni SLU studiate sono quindi:

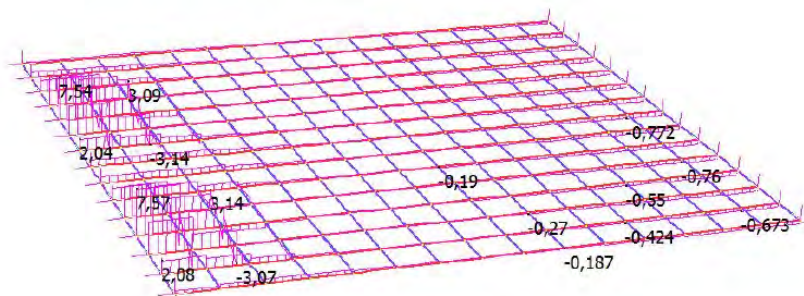
$$SLU1 = (U+I) \times 1,3 + (C1) \times 1,5 \text{ (Max. momento)}$$

$$SLU2 = (U+I) \times 1,3 + (C2) \times 1,5 \text{ (Max. taglio)}$$

In figura sono riportati i risultati in termini di momento ricavati dal modello per SLU2 (configurazione 2):

Taglio in appoggio:

	MIN	MAX
SF2(kN)	-3,14	7,57
	[Bm:87]	[Bm:242]



Il taglio massimo per il singolo travetto risulta essere di 7,57kN. Sommando il taglio derivante dai 4 travetti disposti in corrispondenza della posizione delle ruote si ottiene un valore di taglio massimo al metro di:

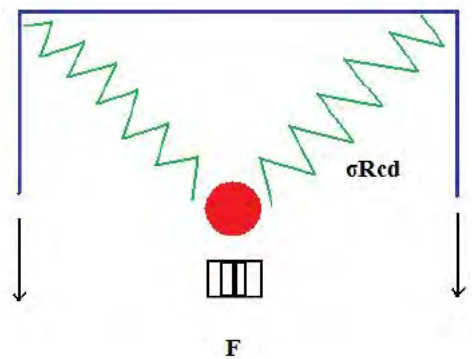
$$T=7,57+5,25+5,19+2,08= 20,1 \text{ kN/m (SLU)} < 21.7 \text{ KN/m}$$

La resistenza a scorrimento, per metro, è quindi garantita. Un ragionamento a parte va fatto per lo scorrimento locale del singolo travetto. I travetti costituenti la soletta in lamiera grecata presentano passo pari a circa 25cm, ovvero n.4 a metro. La resistenza a taglio del singolo travetto risulta quindi $T_{res}/4= 5,4\text{kN}$, inferiore alla sollecitazione unitaria (7.57KN).

Il tratto ove il taglio sollecitante risulta superiore al resistente è di 25cm a partire dall'appoggio, quindi il taglio complessivo, in tale tratto, risulta $F = ((7.57+5.4) * 0.25\text{m})/2 = 1.62\text{KN}$;

La verifica a scorrimento è comunque garantita grazie al meccanismo tirante puntone che si chiude tra l'armatura (rete $\emptyset 10/20 \times 20$) ed i pioli sui traversi. Per verificare che tale meccanismo sia in grado di assorbire la sollecitazione in oggetto, è stata effettuata una verifica di tipo locale, secondo uno schema puntone tirante come riportato dall'EC2 al 6.5.4.

Lo schema di calcolo utilizzato per calcolare la resistenza del piolo, dell'armatura e del puntone compresso è riportato nelle immagini seguenti:



La resistenza a taglio del piolo calcolata secondo DM 2008 risulta essere pari a $32 \text{ kN} > F$.

Con calcestruzzo $R_{ck}=45 \text{ MPa}$, si ottiene per il puntone di calcestruzzo una resistenza pari a

$$\sigma_{R,cd}=0,75v'f_{cd}=14.8 \text{ MPa}$$

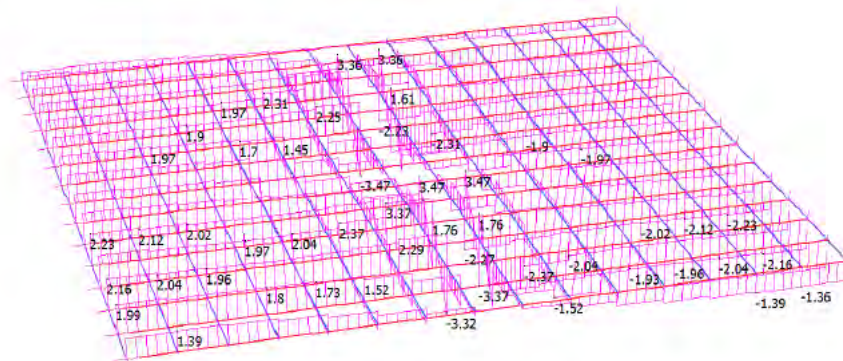
$$\text{con } v'=1-f_{ck}/250=0,85$$

$$\text{da cui } N_{RES} = \sigma_{R,cd} * (8\text{cm} * 15\text{cm}) = 177\text{KN} > F$$

(con 8cm = spessore getto, 15cm, larghezza assunta per la sezione di verifica). La tensione sul tirante del meccanismo tirante-puntone, costituito da 1Ø10 appartenente alla rete elettrosaldata di soletta, risulta essere $F/1\text{Ø}10 = 20.7\text{MPa}$.

Taglio in campata:

	MIN	MAX
SF2(kN)	-3.47	3.47
	[Bm:82]	[Bm:171]



Il taglio sollecitante (3.47KN) risulta inferiore al taglio resistente (5.4KN).

7.2. VERIFICHE DEI TRAVERSI

Sono gli elementi trasversali rispetto all'asse principale dell'opera che trasferiscono i carichi verticali alle travi-catena principali e che assieme a quest'ultime e ai controventi di impalcato costituiscono un sistema reticolare atto a trasferire agli appoggi i carichi orizzontali agenti sull'impalcato. Su di essi si effettuano le seguenti verifiche:

- Verifica di resistenza a momento-taglio-sforzo normale (SLU)
- Verifiche di instabilità al taglio e flessione-torsionale (SLU)

7.2.1. Verifiche agli SLU

Le verifiche vengono effettuate secondo l'Eurocodice 3.

La resistenza a taglio di progetto è:

$$V_{c,Rd} = A_v \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = d \cdot t_w \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

La resistenza a compressione di progetto è

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il momento resistente di progetto viene determinato, a favore della sicurezza con riferimento al modulo di resistenza elastico della sezione; in questo modo, non coinvolgendo la fase di plasticizzazione, le strutture in acciaio vengono sostanzialmente controllate a livello tensionale e mantengono comunque una prudenziale riserva di resistenza:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il momento resistente di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale risulta:

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}$$

$$M_{N,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{c,Rd} \frac{1-n}{1-0.5a} \\ M_{c,Rd} \end{array} \right.$$

Se il taglio sollecitante è minore del 50% della resistenza a taglio non si hanno riduzioni sul momento resistente.

Per la resistenza al buckling degli elementi strutturali si esegue la seguente verifica:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove: N_{Ed} è la forza normale di compressione di calcolo (SLU)

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa.

La resistenza di progetto si calcola nel modo seguente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per sezioni di classe 4}$$

dove: $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}}$ è il fattore di riduzione per buckling

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \text{ per sezioni di classe 4}$$

α è il fattore di imperfezione che dipende dal tipo di curva di buckling utilizzata, funzione a sua volta della tipologia di sezione analizzata

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$$

Per la verifica a instabilità a compressione in presenza di momento flettente, ai sensi del D.M. 14/01/2008, che (punto 4.2.4.1.3.3) rimanda a norme di comprovata validità per la verifica in questione, si fa riferimento al punto 7.4 della norma CNR 10011/97 e si esegue la seguente verifica.

$$\sigma = \frac{\omega_x N}{A} + \frac{M \frac{f_y}{\sigma_d}}{\psi W \left(1 - \frac{vN}{N_{cr}} \right)} < \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Per la verifica dell'instabilità a taglio si effettua in maniera speditiva il controllo con il metodo post-critico semplificato. Si determina la resistenza di progetto all'instabilità per taglio che poi si confronta con il taglio sollecitante:

$$V_{ba.Rd} = dt_w \tau_{ba} / \gamma_{M1}$$

dove:

$$\tau_{ba} = \begin{cases} f_{ykw}/\sqrt{3} & \text{per } \bar{\lambda}_w \leq 0.8 \\ [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)]f_{ykw}/\sqrt{3} & \text{per } 0.8 < \bar{\lambda}_w < 1.2 \\ (0.9/\bar{\lambda}_w)f_{ykw}/\sqrt{3} & \text{per } \bar{\lambda}_w \geq 1.2 \end{cases} \quad \text{è la resistenza post-critica a}$$

taglio;

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37.4\varepsilon\sqrt{\kappa_\tau}} \quad \text{è la snellezza dell'anima;}$$

$$\kappa_\tau = \begin{cases} 5.34 & \text{per anime non irrigidite trasversalmente} \\ 4 + 5.34\left(\frac{d}{a}\right)^2 & \text{per anime irrigidite dove } a/d < 1 \quad \text{è il fattore d'imbozzamento;} \\ 5.34 + 4\left(\frac{d}{a}\right)^2 & \text{per anime irrigidite dove } a/d \geq 1 \end{cases}$$

a è l'interasse fra gli irrigidimenti intermedi;

d è l'altezza dell'anima.

Di seguito le caratteristiche geometriche dei traversi:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
A	15750	mm ²
A _{vy}	12000	mm ²
A _{vz}	4500	mm ²
W _{ply}	1854375	mm ³
W _{plz}	916043	mm ³

Classificazione delle sezioni

Secondo quanto riportato al 4.2.3.1 delle norme tecniche si deve effettuare la classificazione delle travi di acciaio. Esistono 4 classi che presentano le caratteristiche riportate a seguire:

- Classe 1.

Quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni di resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} > 3$;

- Classe 2.

Quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, però con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_{\theta} > 1.5$;

- Classe 3.

Quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere le tensioni di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.

- Classe 4.

Quando, per determinare la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase

elastica e nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti tabelle delle Norme Tecniche forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$e = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9e$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10e$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14e$	$c/t \leq 21e\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Sez. Tipo	Trav. App.	Trav. Camp
-----------	------------	------------

Altezza tot trave	ht mm	725.00	300.00
Largh. Piattab. Superiore	b1 mm	300.00	300.00
Spess. Piattab. Superiore	s1 mm	20.00	20.00
Altezza anima	h2 mm	685.00	260.00
Spessore anima	s2 mm	15.00	15.00
Largh. Piattab. Inferiore	b3 mm	300.00	300.00
Spess. Piattab. Inferiore	s3 mm	20.00	20.00

CLASSIFICAZIONE SEZIONE**N.T.2008 Tab. 4.2****ALI**

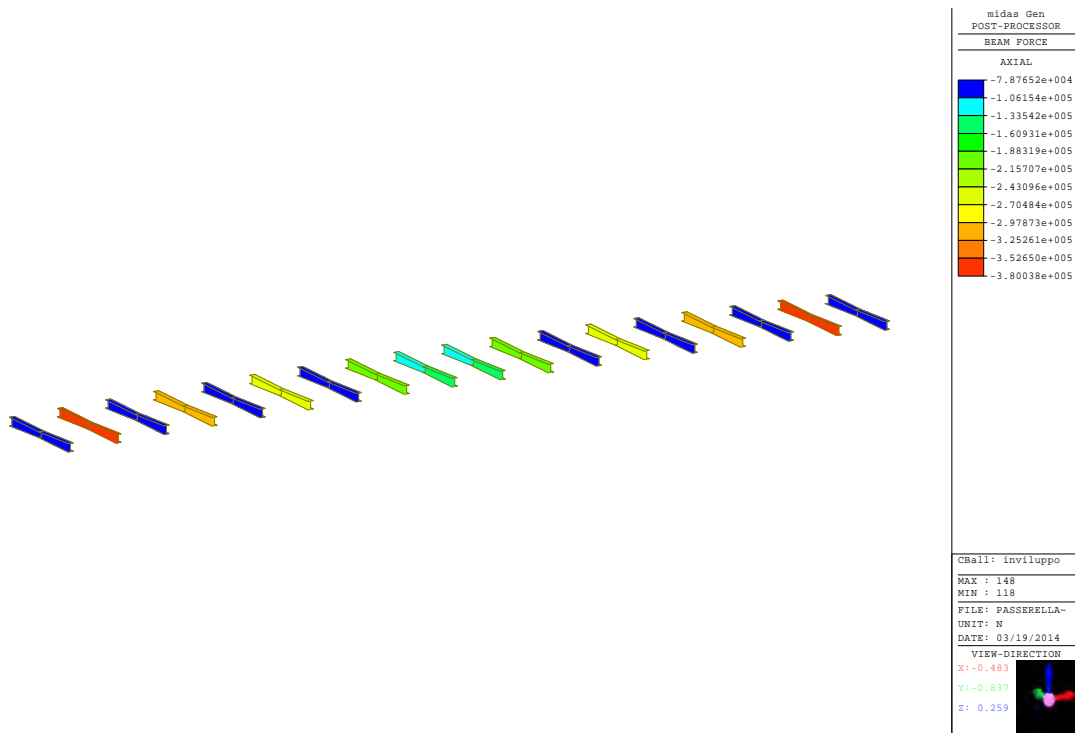
Piattabanda soggetta compressione	c	mm	127.50	127.50
Spessore piattabanda	t	mm	20.00	20.00
Rapporto c/t	c/t		6.375	6.375
Coefficiente limite di Classe			9.00	9.00
ϵ			0.814	0.814
Coefficiente x ϵ			7.326	7.326
Risultato Test			OK	OK
Classe			1	1

ANIMA

Altezza anima soggetta flessione	c	mm	685.00	260.00
Spessore anima	t	mm	15.00	15.00
Rapporto c/t	c/t		45.67	17.33
Coefficiente limite di Classe			72.00	72.00
ϵ			0.814	0.814
Coefficiente x ϵ			58.61	58.61
Risultato Test			OK	OK
Classe			1	1

Le sezioni ricadono tutte in Classe 1 quindi non hanno nessun bisogno di riduzione della sezione efficace.

Verifica a compressione



VERIFICA RESISTENZA A COMPRESIONE

$N_{c,Rd}$	5591250 N	
N_{ed}	380038 N	
$N_{ed}/N_{c,Rd}$	0.06797 < 1	VERIFICATA

RESISTENZA DI BUKLING DELLE PARTI SOGGETTE A COMPRESSIONE

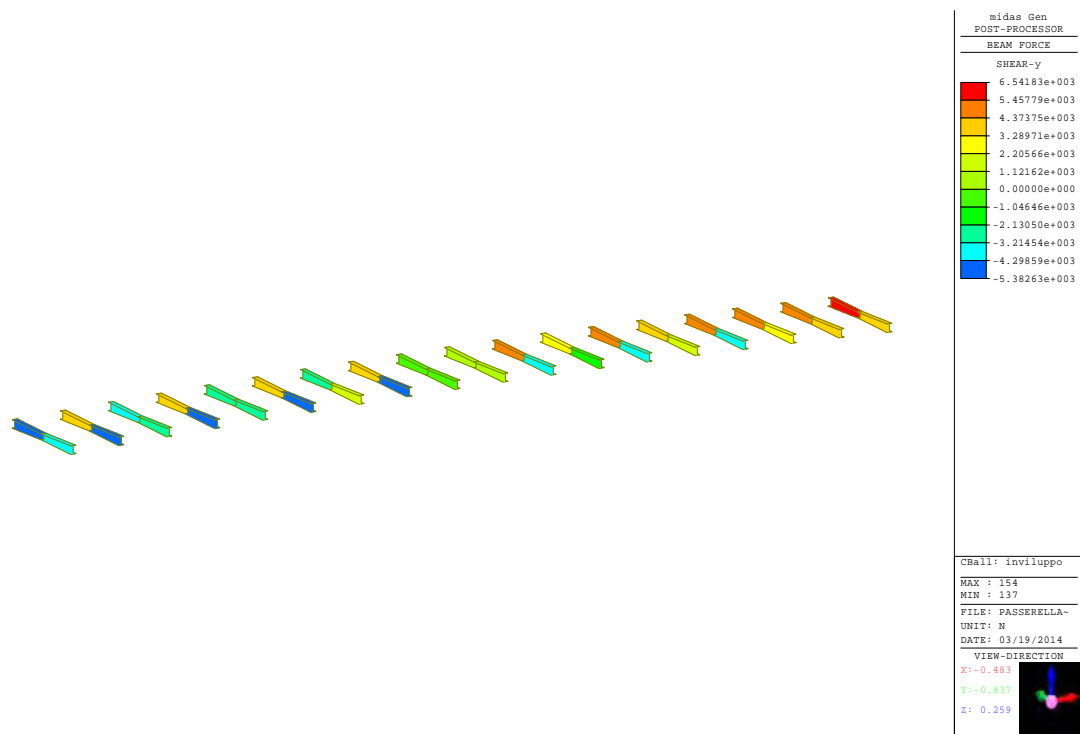
λ_1	76.4091
λ_y	0.16152
Ncry	5.7E+07 N
N_{ed}/N_{cry}	0.00666 > 0.04

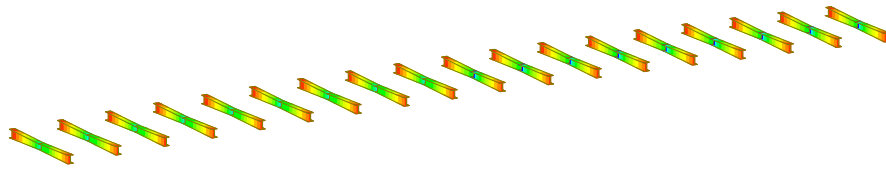
Non necessita una verifica

λ_1	76.4091
λ_y	0.50967
Ncry	2.2E+07 N
N_{ed}/N_{cry}	0.01766 > 0.04

Non necessita una verifica

Verifica a taglio



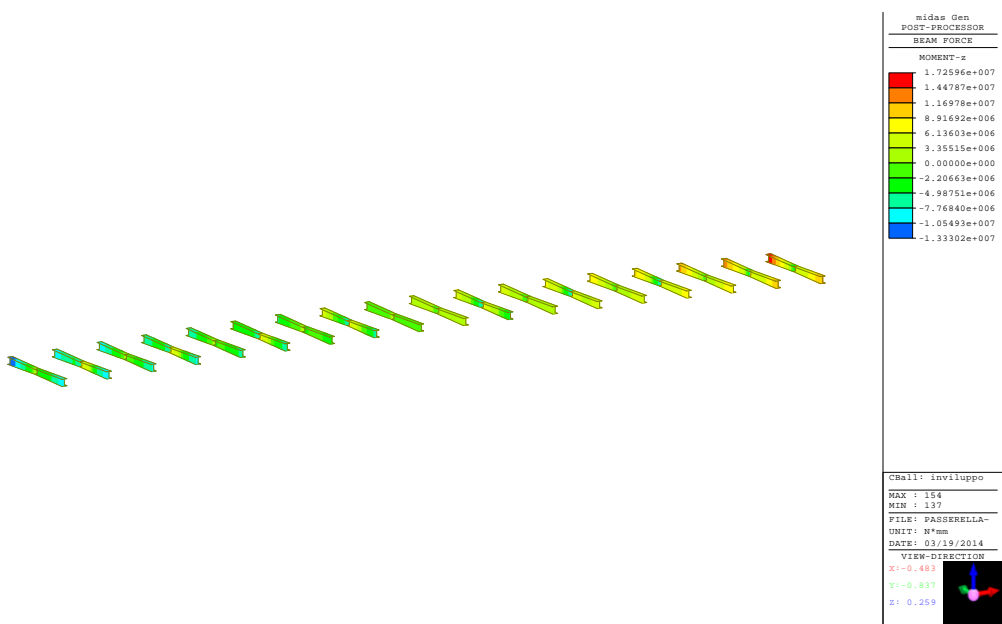
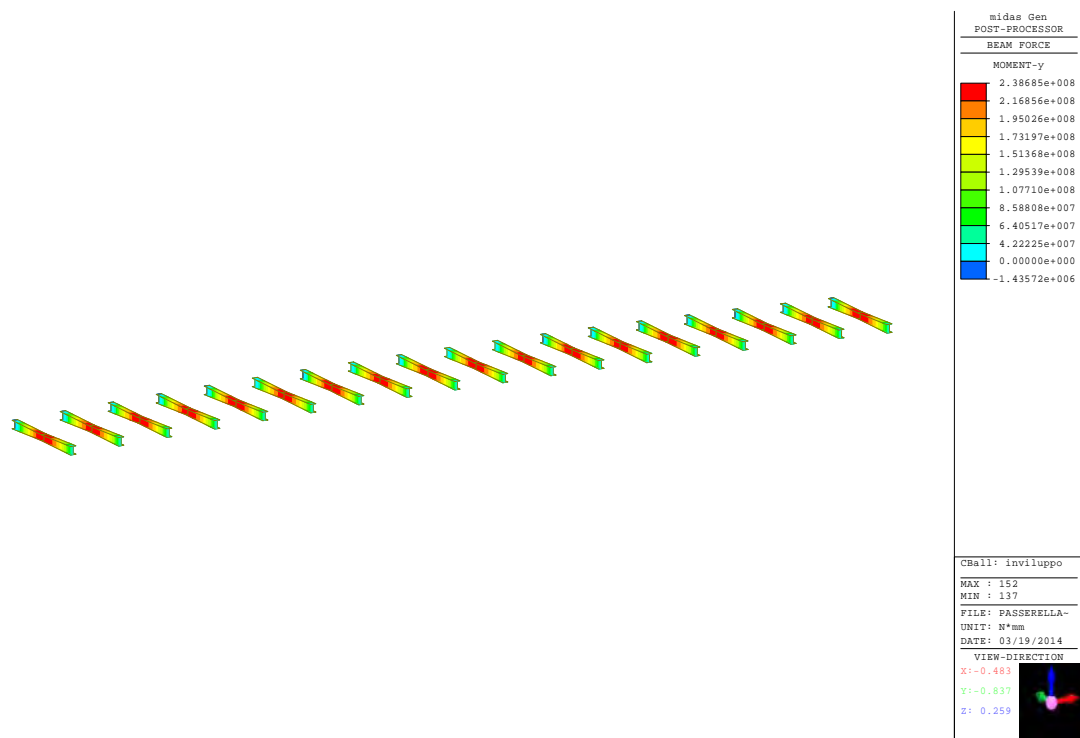


RESISTENZA A TAGLIO

V_{Rdy}	2459512 N	
V_{ed}	6541 N	
V_{ed}/V_{Rdy}	0.00266 < 1	VERIFICATA

V_{Rdz}	922317 N	
V_{ed}	156207 N	
V_{ed}/V_{Rdz}	0.16936 < 1	VERIFICATA

Verifica a flessione



RESISTENZA A FLESSIONE

M_{Rdy}	6.6E+08 N	
M_{ed}	2.4E+08 N	
M_{ed}/M_{Rdy}	0.36258 < 1	VERIFICATA

M_{Rdz}	3.3E+08 N	
M_{ed}	1.7E+07 N	
M_{ed}/M_{Rdz}	0.05319 < 1	VERIFICATA

Essendo $V_{ed}/V_{Rd} < 0.5$ non ho riduzione di momento dovuto al taglio

n	0.06797
a	0.2381

$$M_{N,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{c,Rd} \frac{1-n}{1-0.5a} \\ M_{c,Rd} \end{array} \right.$$

696471442

Non ci sono
riduzioni di
momento dovute
ad N

658303125

7.2.2. Verifica SLE

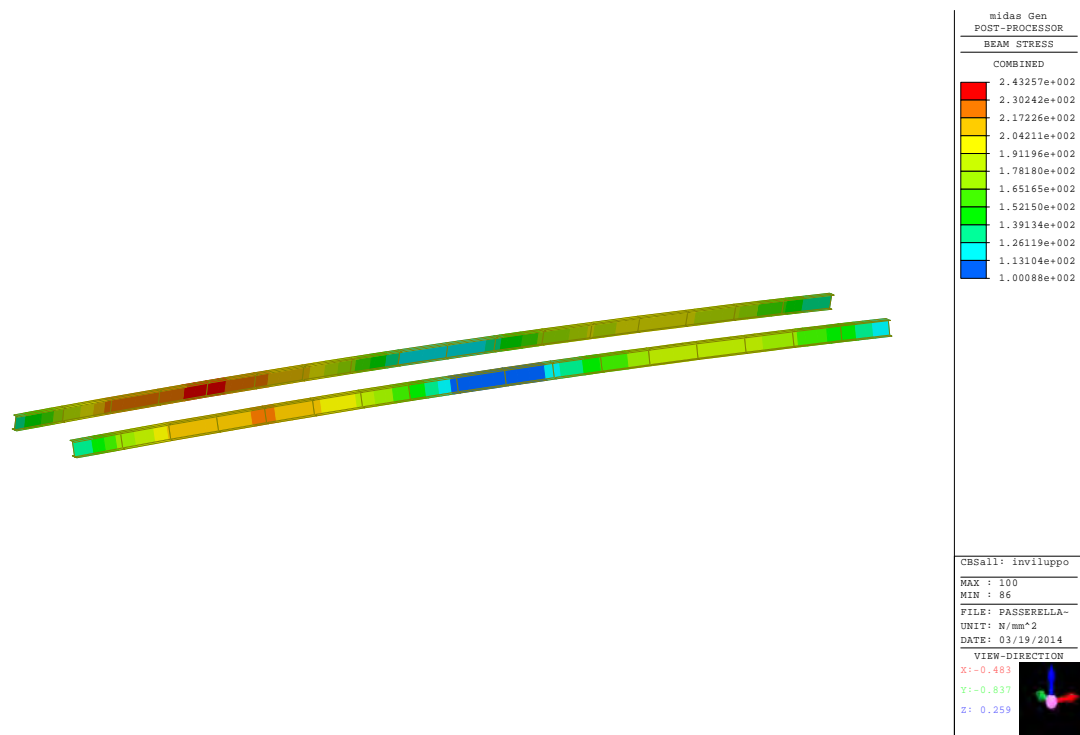
Il traverso sotto l'azione dei soli carichi mobili subisce un abbassamento massimo di 0.52 cm su una luce di 5,86 m (L/1126).

Tale deformazione risulta ampiamente compatibile con le ipotesi di calcolo (<L/500).

7.3. VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

Le travi principali sono costituite da due tipologia diverse di sezione, come spiegato in precedenza. La sezione di imposta è costituita da una trave a doppio T con anima inclinata di altezza pari ad 800mm e larghezza piattabande pari a 625mm. Gli spessori rispettivamente dell' anima e delle piattabande sono di 15mm e di 20mm. Per quanto riguarda la sezione costituente la parte restante della trave principale è caratterizzata da un'altezza di 800mm e da un larghezza delle piattabande pari a 425mm. Gli spessori di anima e piattabande sono analoghi a quelle della sezione d'imposta.

Vengono di seguito riportati i contour delle tensioni nella catenaria in campata:



E i contour delle tensioni nella trave d'iposta:



Come si nota dagli output forniti dal modello la tensione sollecitante le due sezioni risulta pari a:

- 243 MPa nella catenaria in campata
- 143 MPa nelle sezioni d'iposta

Le sezioni sono quindi verificate in quanto le tensioni non superano la tensione massima ammissibile dell'acciaio scelto, pari a 330 MPa.

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{355}{\gamma_{M0}} \leq 330$$

7.4. VERIFICHE DEI TIRANTI

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm ²)	EA (MN)	Mass (kg/m)
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2

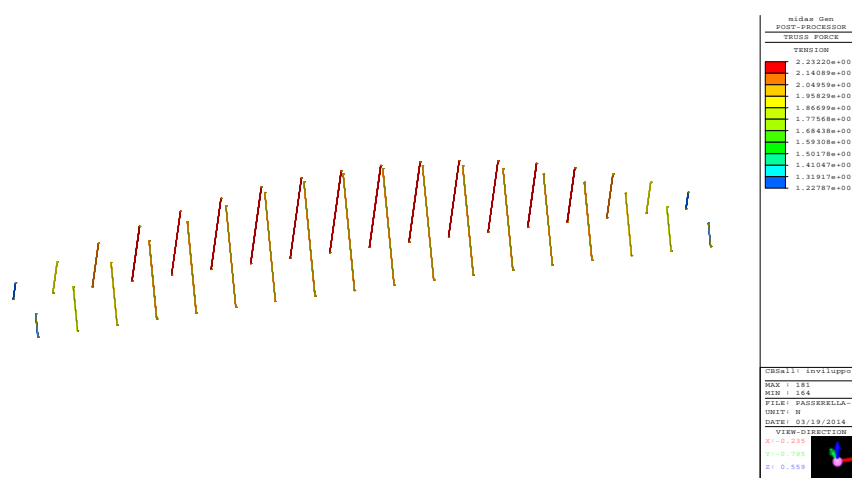
d	Diametro nominale Nominal diameter
$F_{u,k}$	MBL (Forza di rottura minima) (Minimum breaking load)
$F_{R,d}$	Forza resistente di progetto Design load
A	Sezione metallica Metallic cross section
EA	Rigidezza elastica Elastic stiffness

Note:

⁽¹⁾ $F_{u,k}$ MBL / γ_R
with $\gamma_R = 1$ (EC3 1-11)

⁽²⁾ $F_{R,d}$ (MBL / 1.5) / γ_R
with $\gamma_R = 1.1$

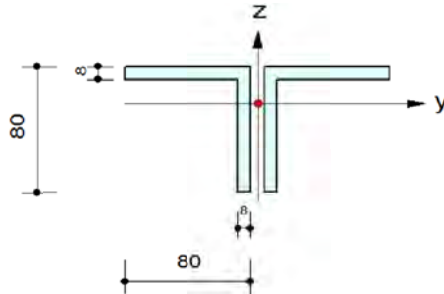
Di seguito il contour delle sollecitazioni di trazione dei tiranti:



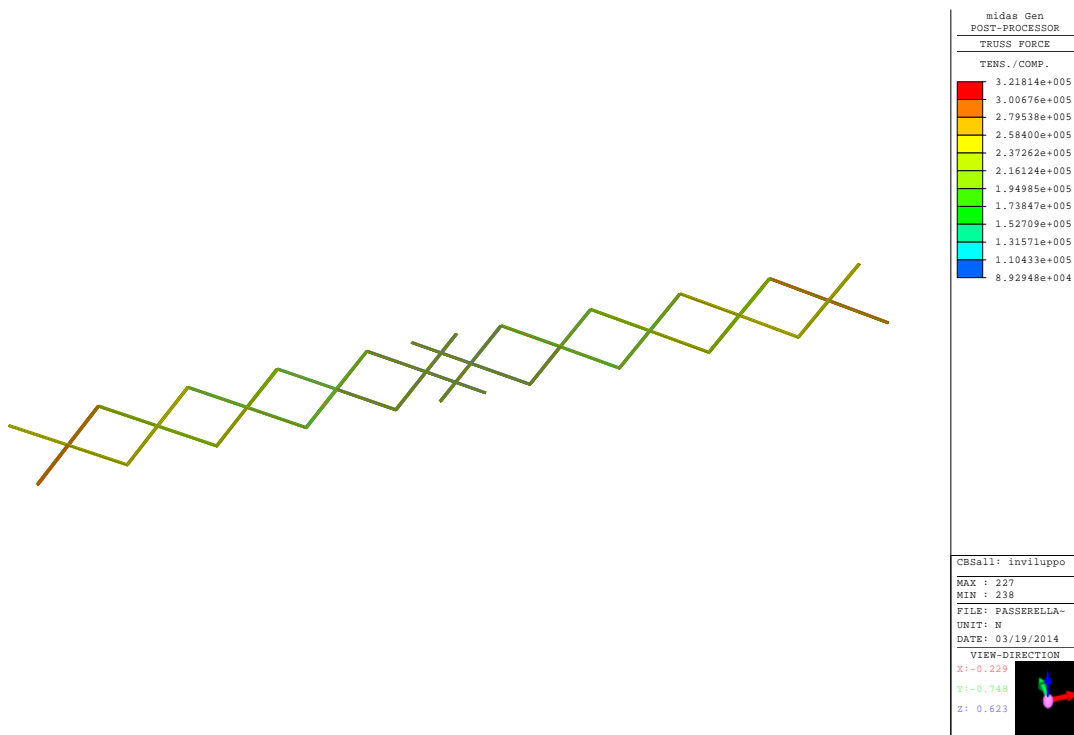
Essendo la forza sollecitante pari a $F_{sd} = 232 \text{ kN} < F_{rd} = 239 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

7.5. VERIFICA DEI CONTROVENTI

I controventi sono formati da due profilati ad L accoppiati da 80x80 mm e di spessore 8mm.



Di seguito vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni degli elementi di tipo truss forniti dal programma:



VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
A	2432	mm ²
N _{c,Rd}	863360 N	
N _{ed}	152085 N	
N _{ed} /N _{c,Rd}	0.1762 < 1	VERIFICATA

RESISTENZA DI BUKLING DELLE PARTI SOGGETTE A COMPRESSIONE

λ ₁	76.409	
λ _y	2.158	
N _{cry}	185321.63 N	
N _{ed} /N _{cry}	0.821 > 0.04	Deve essere verificata

λ ₁	76.409	
λ _z	1.4269	
N _{crz}	424046.98 N	
N _{ed} /N _{crz}	0.359 > 0.04	Deve essere verificata

Per la resistenza al buckling degli elementi strutturali si esegue la seguente verifica:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove: N_{Ed} è la forza normale di compressione di calcolo (SLU)

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa.

La resistenza di progetto si calcola nel modo seguente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{eff} A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per sezioni di classe 4}$$

dove: $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}}$ è il fattore di riduzione per buckling

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \frac{1}{\lambda_1} \text{ per sezioni di classe 4}$$

α è il fattore di imperfezione che dipende dal tipo di curva di buckling utilizzata, funzione a sua volta della tipologia di sezione analizzata

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$$

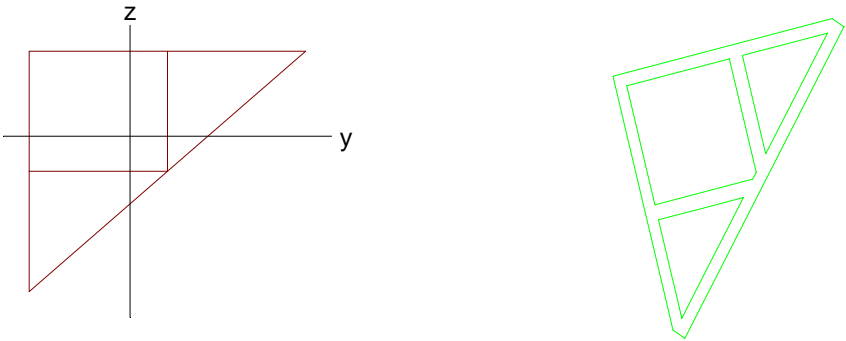
In Y	
$\alpha =$	0.34
$\phi =$	3.162
$\chi =$	MIN } 1
	0.183
N_{Rdy}	157737.16 N

In Z	
$\alpha =$	0.34
$\phi =$	1.727
$\chi =$	MIN } 1
	0.371
N_{Rdy}	319915.9 N

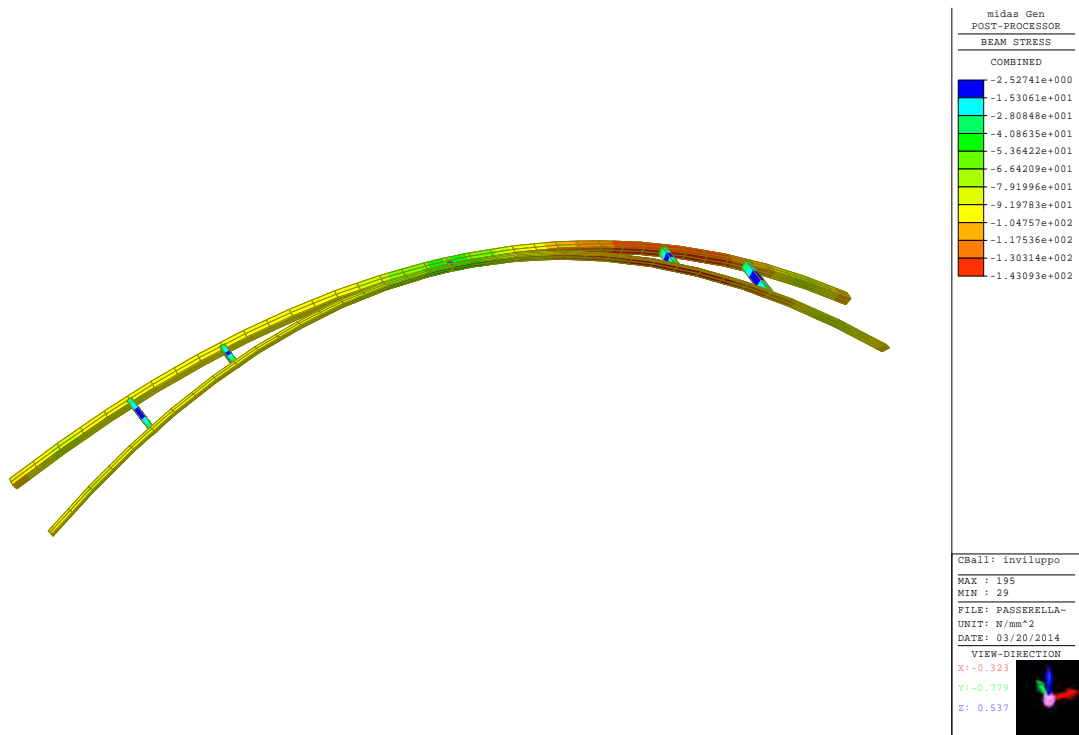
N_{ed}/N_{Rdmin}	0.9641672	VERIFICATA
--------------------	-----------	-------------------

7.6. VERIFICA DELL'ARCO

Il doppio arco a spinta eliminata dell'impalcato è costituito da una sezione triangolare con irrigidimenti al suo interno per contrastarne l'instabilità. La sezione dell'arco come visto in precedenza ha le seguenti caratteristiche geometriche:

				
$A(\text{mm}^2)$	$A_{sy}(\text{mm}^2)$	$A_{sz}(\text{mm}^2)$	$z(+)(\text{mm})$	$z(-)(\text{mm})$
59450.000	0.000	0.000	182.458	319.460
$I_{xx}(\text{mm}^4)$	$I_{yy}(\text{mm}^4)$	$I_{zz}(\text{mm}^4)$	$y(+)(\text{mm})$	$y(-)(\text{mm})$
13801667.567	1221260000.000	1592950000.000	357.809	212.910

Il modello fornisce i seguenti contour di sollecitazione:



Le sezioni dell'arco sono immediatamente verificate in quanto le tensioni combinate in condizioni statiche e sismiche non superano la tensione di snervamento dell'acciaio usato per la costruzione della passerella.

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{355}{\gamma_{M0}} \leq 330 \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		
A	59450	mm ²
N _{c,Rd}	21104750	N
N _{ed}	3480000	N
N _{ed} /N _{c,Rd}	0.1649	< 1
		VERIFICATA

7.6.1. Verifica instabilità

RESISTENZA DI BUKLING DELLE PARTI SOGGETTE A COMPRESSIONE

λ_1	76.409
λ_y	0.143
N_{cry}	1025592421.23 N
N_{ed}/N_{cry}	0.003 < 0.04

Non necessita una verifica

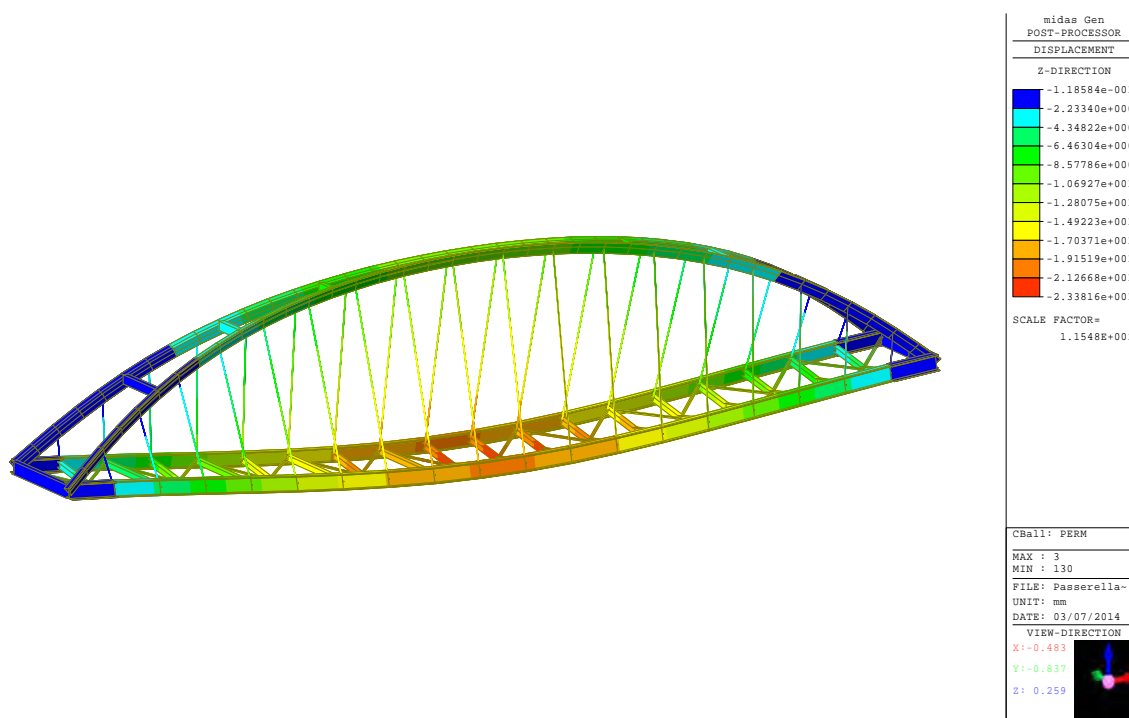
λ_1	76.409
λ_z	0.1256
N_{crz}	1337731070.70 N
N_{ed}/N_{crz}	0.003 < 0.04

Non necessita una verifica

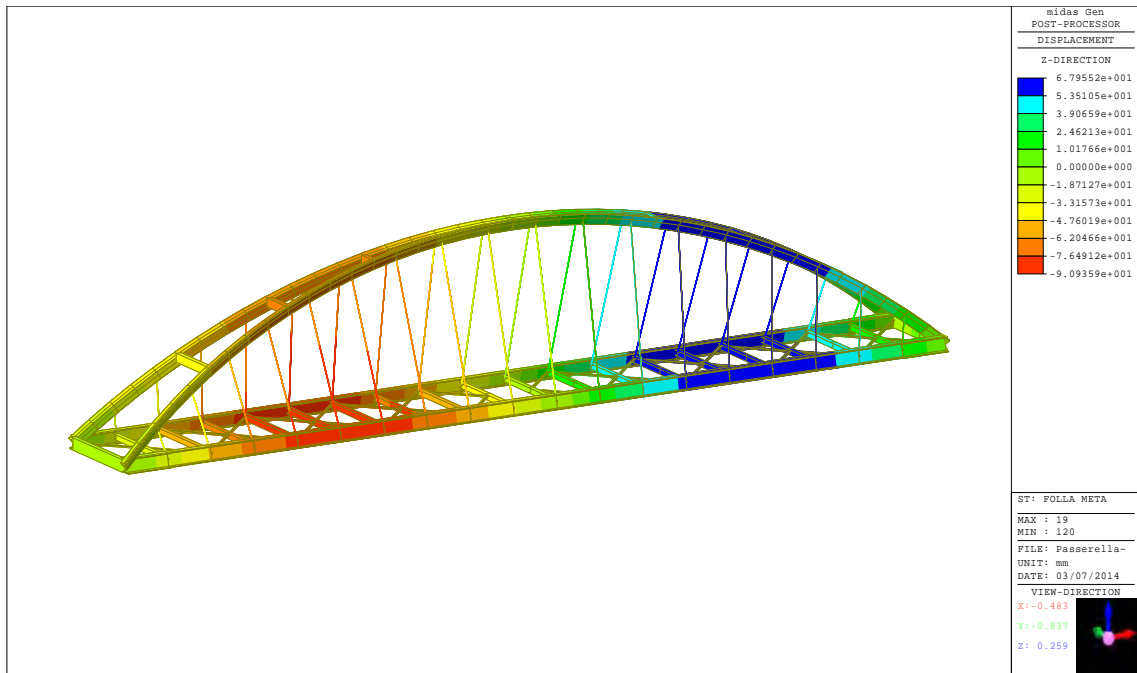
7.7. VERIFICA DEFORMABILITA' - SLE

L'analisi mette in luce un comportamento del modello conforme alle ipotesi fatte agli schemi statici assunti: a titolo esemplificativo si riportano gli abbassamenti della struttura per i carichi permanenti. Il massimo abbassamento si ha nella mezzeria della struttura ed è pari a 29 mm (solo carichi permanenti), circa 1/1831 della luce.

Si riporta di seguito l'immagine relativa agli abbassamenti dell'impalcato dovuti ai soli carichi permanenti:



Gli abbassamenti verticali dovuti al solo carico accidentale non dovranno essere superiori al 500° della luce di calcolo. Sono stati presi in considerazione l'abbassamento dovuto ai carichi accidentali nel caso di carico diffuso su tutta la soletta e nel caso con la distribuzione di carico che determina il maggiore abbassamento nel quale la campata viene caricata per una sola metà.



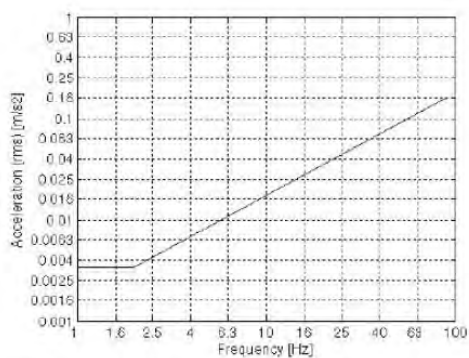
Essendo la luce di calcolo pari a 53.10 m, si ha, nel caso più sfavorevole:

$$\eta = 9.383 \text{ cm} = \frac{5310}{9.383} < \frac{l}{500}$$

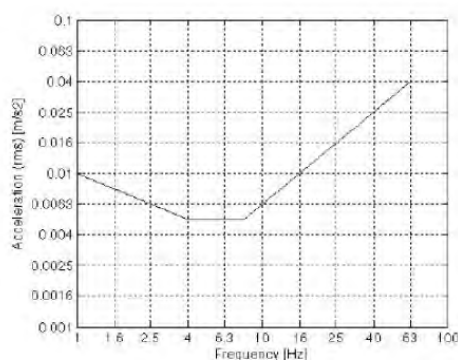
pertanto l'abbassamento risulta ammissibile.

7.8. VERIFICA ALLE VIBRAZIONI

Vengono di seguito descritte le verifiche alle vibrazioni della struttura secondo quanto prescritto dalla Circolare 617/2009 al punto C 5.1.4.9.1. Il DM 14.09.2008 non da particolari indicazioni per questo tipo di progettazione, per questo la verifica è stata effettuata rispetto alle prescrizioni dettate da varie normative internazionali di comprovata validità e da metodi di calcolo già presenti in letteratura. In particolare la normativa alla quale si fa riferimento sono la ISO 10137 che definisce i valori di calcolo e i limiti di accelerazione ammissibile per la quale verrà verificata la passerella. In particolare la ISO 10137 fornisce due tabelle che indicano i valori di accelerazione limite affinché, le persone presenti nella passerella non avvertano sensazione di disagio dovute alle accelerazioni orizzontali e verticali indotte dal traffico pedonale.



Horizontal vibration base curve for acceleration



Vertical vibration base curve for acceleration

I valori di accelerazione presenti in tabella, moltiplicati per il coefficiente 60 (dettato dalla ISO10137, per persone in movimento) portano al valore limite di accelerazione da utilizzare per soddisfare la verifica. Inoltre la normativa indica il numero di persone da considerare per la verifica, dividendo in 4 categorie di utilizzo sotto indicate:

- Una persona che cammina lungo la passerella;
- Un flusso medio di 15 persone;
- Flussi di pedoni (numero di persone maggiore di 15);
- Zona di occasionali festività o eventi (quando rilevanti).

Considerando i flussi che interesseranno la passerella, la verifica è stata effettuata considerando, secondo ISO10137, le sollecitazioni indotte da 15 persone che in concomitanza sollecitano il ponte con la stessa frequenza di camminata. La normativa indica inoltre le frequenze medie di camminata, che si concretizza in un'azione periodica verticale di frequenza variabile da 1 a 3 Hz e un'azione simultanea orizzontale di frequenza dimezzata (0,5-1,5 Hz).

Il carico derivante dalla camminata è stato calcolato considerando un peso medio delle persone occupanti pari a 70 kg. L'azione dinamica espletata nella camminata è stata ricavata da prove sperimentali effettuate da Bachmann, il quale ha ricavato un incremento del carico statico del 37% per quanto riguarda la prima armonica verticale e del 4% per la prima armonica orizzontale. I valori di carico utilizzati per la verifica sono quelli indicati in seguito:

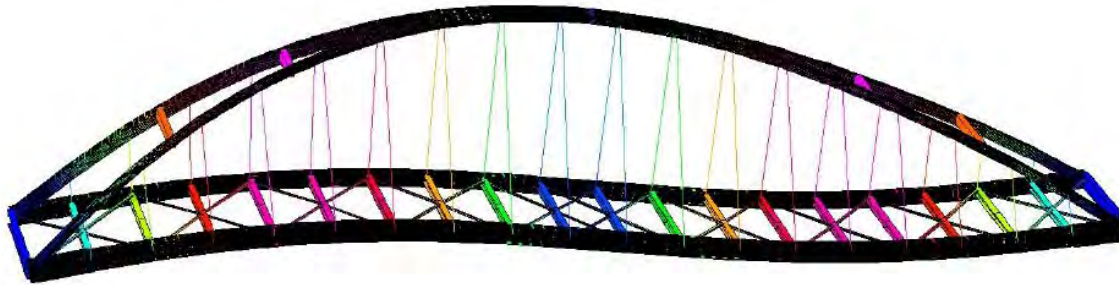
15 PERSONE CON STESSA FREQUENZA DI PASSO

$Q_v = 70 \times 15 \times 0,37 = 390$ kg (disposti dall'appoggio ad 1/3 della campata)

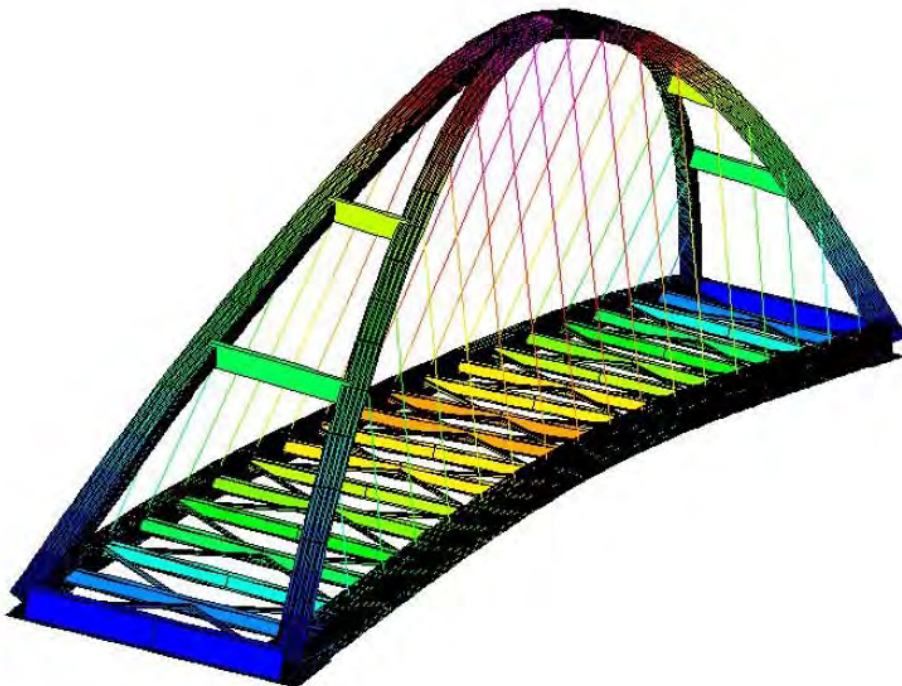
$Q_h = 70 \times 15 \times 0,04 = 42$ kg (disposti da 1/3 a 2/3 della campata)

La disposizione del carico è stata scelta in base alla forma modale

del primo modo di vibrare verticale e del primo modo di vibrare orizzontale che sono riportate in figura:



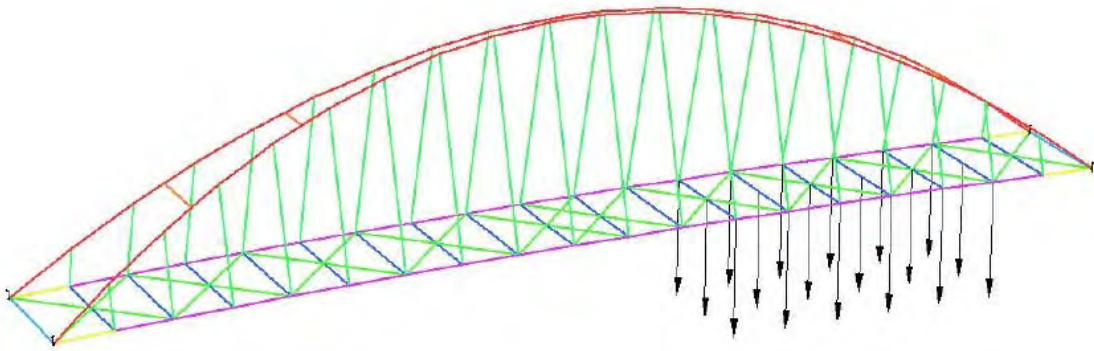
PRIMA FORMA MODALE VERTICALE (F=1.44 Hz)



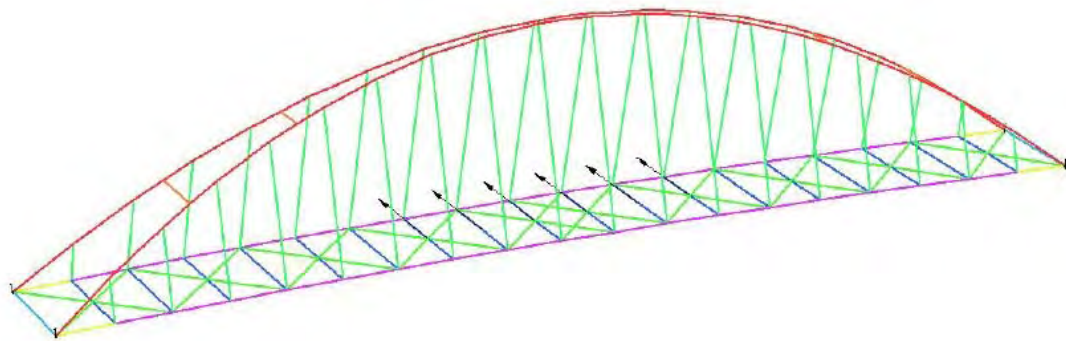
PRIMA FORMA MODALE ORIZZONTALE (F=0.88 Hz)

Le due frequenze fondamentali rientrano all'interno del range di frequenza di camminata considerati. La struttura quindi potrebbe essere investita da fenomeni di risonanza in cui il carico dinamico si autoalimenta

amplificando le accelerazioni indotte alle strutture. Per studiare questa eventualità, il carico è stato inserito in modo da massimizzare le accelerazioni risultanti in direzione verticale e orizzontale.



DISPOSIZIONE DI CARICO CHE MASSIMIZZA LE ACC. VERTICALI



DISPOSIZIONE DI CARICO CHE MASSIMIZZA LE ACC. ORIZZONTALI

Lo smorzamento strutturale ipotizzato per la struttura è pari al 2%.

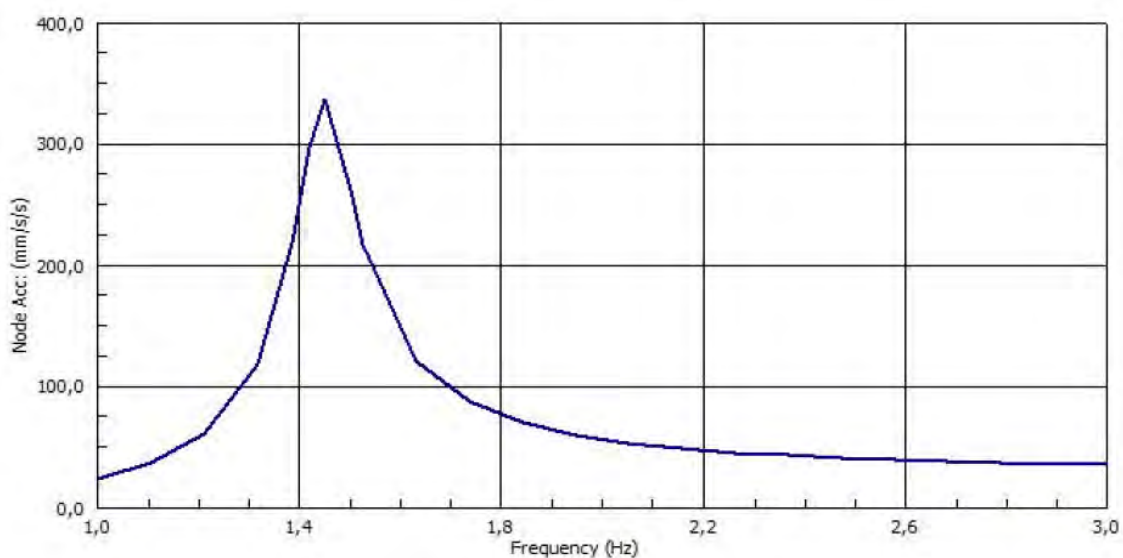
La verifica è stata condotta attraverso una analisi armonica in cui il carico verticale e orizzontale sono stati inseriti con le seguenti

caratteristiche:

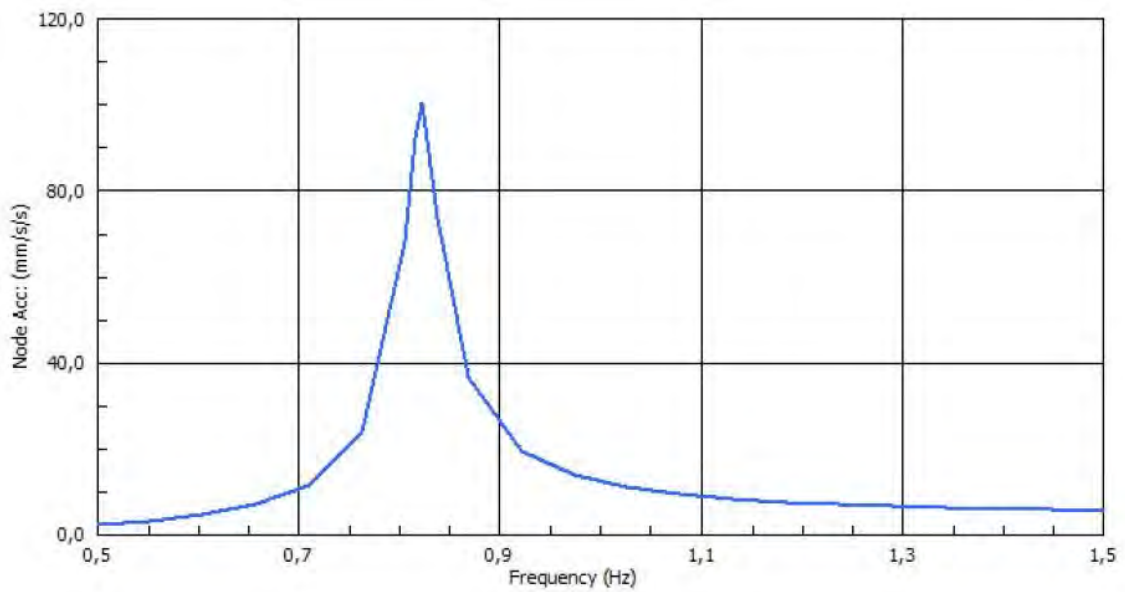
CONFIGURAZIONE	TIPO DI SOLLECITAZIONE	ENTITA' DELLA SOLLECITAZIONE	RANGE DI FREQUENZE	DIVISIONE INTERVALLI
CONF. 1 (15 PERS)	VERTICALE	390	1-3	20
	ORIZZONTALE	42	0.5-1.5	20

L'analisi armonica realizza una serie di azioni sinusoidali con ampiezza massima definita nella tabella e per un totale di 20 frequenze contenute nel range che è stato definito. In questo modo si può valutare l'accelerazione massima che nasce per ogni sollecitazione sinusoidale con frequenza contenuta nel range considerato e confrontare il valore di picco con quello definito da normativa.

Di seguito sono riportati i valori di accelerazione verticale e orizzontale ricavati dall'analisi armonica per la configurazione di carico considerata.



ANDAMENTO DELLE ACCELERAZIONI MASSIME VERTICALI



ANDAMENTO ACCELERAZIONI MASSIME ORIZZONTALI

I valori di accelerazione massima definiti nella ISO10137, sono riportati di seguito:

ACC. MAX . ORIZZONTALE	540	mm/s ²
ACC. MAX . VERTICALE	192	mm/s ²

Come si vede la verifica risulta soddisfatta in quanto l'accelerazione sollecitante in direzione verticale e orizzontale è sempre inferiore al valore massimo indicato da normativa.

7.9. PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si verificano tutte le giunzioni tra le varie componenti strutturali:

7.9.1. Collegamento controventi di falda 2 L 80*8

Si dispongono 2+2 M16 cl.10.9, aventi $F_{Vrd} = 0.5 \cdot 980 \cdot 157 / 1.25 = 78.8$ kN, per area singola resistente non filettata.

Pertanto si ottiene: $4 \cdot 78.8 = 315.2 > 296$ kN = Nsd. Verificato.

Il momento parassita sul singolo profilo relativo all'asse di truscinaggio vale: $M_{para} = 0.5 \cdot 296 \cdot (0.0226 - 0.038) = 2.28$ kNm < $M_{rd} = 4.25$ kNm **VERIFICATO**

7.9.2. Collegamento trasversi a trave catena

Il traverso avente anima sp. 15 mm si collega alla trave catena mediante coprigiunto d'anima sp. 2x10 mm, a mezzo 2+3 colonne da 5 righe ciascuna di bulloni M 24 cl 10.9.

Il taglio ultimo vale (schema staticamente ammissibile di semplice appoggio con cerniera nel baricentro della trave catena): $V_{sd} = 156$ kN

Il momento parassita nella seconda sezione vale:

$$M_{para} = V_{sd} \cdot 0.341 = 53 \text{ kNm}$$

Il taglio sul bullone dovuto all'effetto torcente da baricentro bullonatura si valuta:

$$V_{sd}^1(M_{para}) = \frac{M_{para} \cdot a_{max}}{n_V \cdot \sum_{i=1}^n a_i^2} = 22 \text{ kN}$$

Complessivamente pertanto:

$$V_{sd}^1 = \sqrt{\left(\frac{156}{2 \cdot 15}\right)^2 + 22^2} = 23kN < F_{brd} = 245kN \quad \text{VERIFICATO}$$

7.10. VERIFICA DELLE SALDATURE D'IMPALCATO E DEL'ARCO

Nel seguente paragrafo si verificano le principali saldature presenti nel manufatto, con riferimento all'Eurocodice 3 parte 1, punti 4.7.2 e 4.5.3.3. La resistenza della saldatura, viene definita con:

$$F_{wRd} = f_{wRd} * a * l \text{ dove:}$$

$$f_{wRd} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}) = 262 \text{ MPa}$$

Essendo acciaio S355, si ha:

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

7.10.1. Saldature longitudinali travate principali

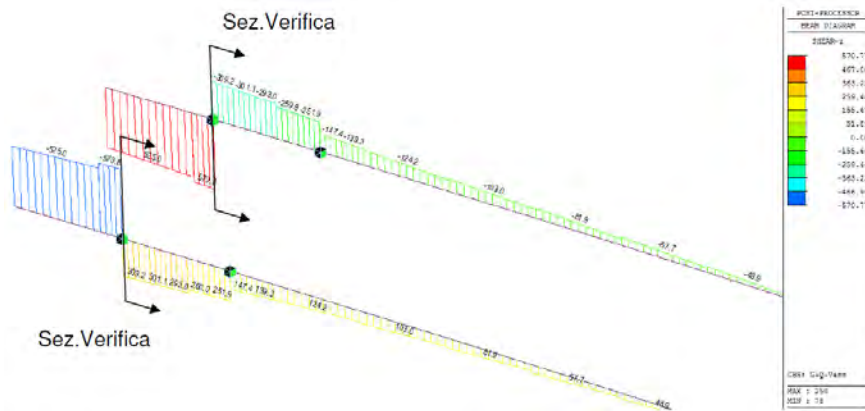
Di seguito si riporta la verifica delle saldature tra anima e piattabande della trave saldata principale longitudinale. Nello specifico si tratta di saldature a cordone d'angolo $2 \times \triangle 9 \text{ mm}$.

Viene elaborato un modello in fase di varo per studiarne tutte le sollecitazioni derivanti. Confrontando i diversi modelli, statico, dinamico, e quello appunto in fase di varo si riscontra che alcune sollecitazioni sulle saldature sono massime proprio in quest'ultima fase. Vediamo quindi le necessarie verifiche con gli output forniti dai vari modelli presi in considerazione.

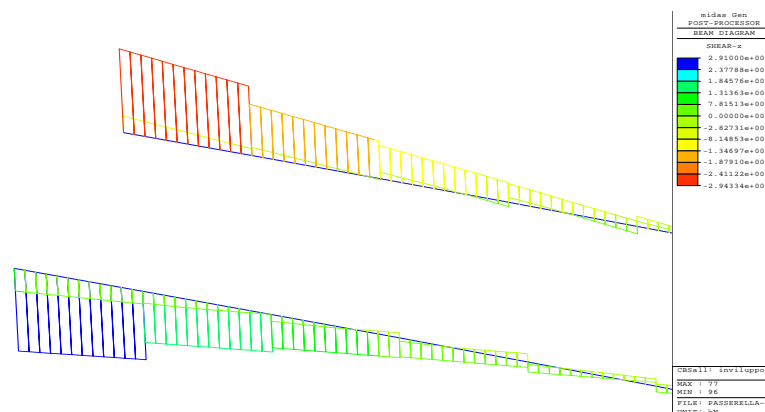
La sollecitazione tagliante massima si riscontra appunto in fase di

varo, infatti:

Tmax-ECC (varo):



Tmax-SLU (in esercizio):



La sollecitazione tagliante massima è pari a 571 kN.

La tensione massima agente risulta:

$$- \tau_{Ed} = (T \times S_i) / J \times b = (571000 \times 6093750) / (3257160000 \times 6.35 \times 2) = 84.12 \text{ MPa}$$

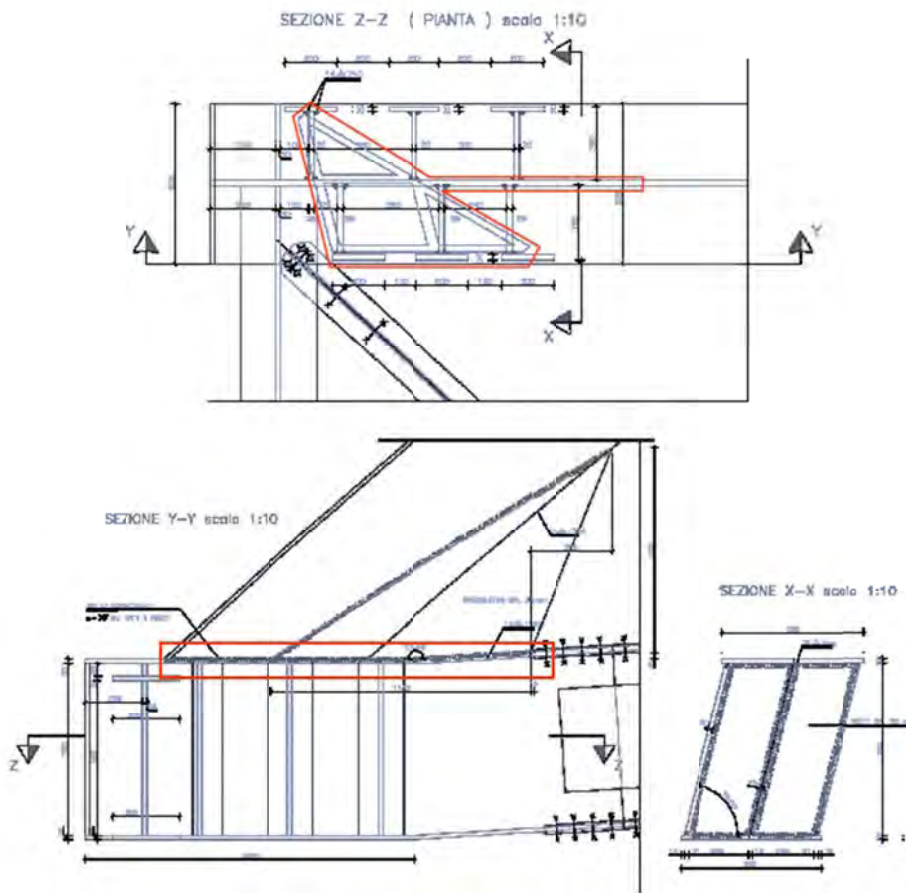
quindi:

$$- \tau_{Ed} / \tau_{Rd} = 84.12 / 262 = 0.321 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

7.10.2. Saldature nodo d'imposta arco-travi longitudinali

Di seguito si riporta la verifica delle saldature tra arco principale e trave saldata principale longitudinale. Nello specifico si tratta di saldature a cordone d'angolo e parziale penetrazione come si evince dall'immagine schematica seguente:



In particolare si ha:

- Sviluppo totale saldature a parziale penetrazione (lungo tutto il perimetro delle sezione dell'arco) = $2280\text{mm}_a=23\text{mm}$
- Sviluppo totale saldature a cordone d'angolo (lungo il piatto di irrigidimento) = $1140 \times 2\text{mm}_a=9.9\text{mm}$

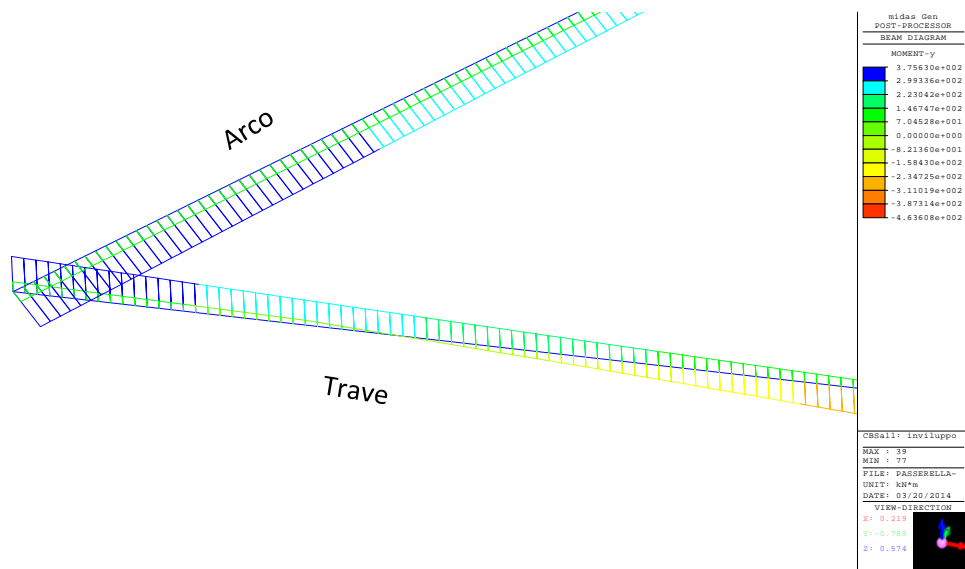
La saldatura oggetto di verifica è sottoposta a sollecitazioni taglianti e flessionali pari a:

- $M_{Ed} = 376 \text{ kNm}$

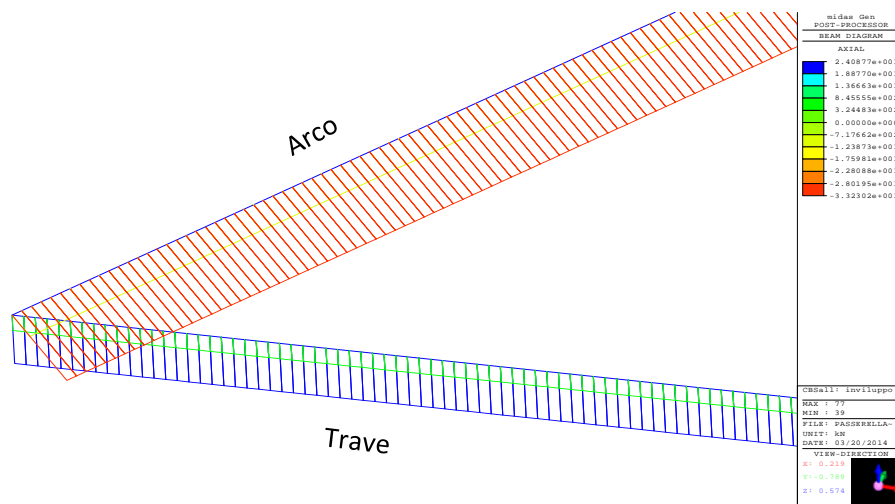
- $T_{Ed} = 2413 \text{ kN}$

Visualizzando gli involuপি totali delle sollecitazioni si ottiene agli SLU:

Inviluppo momenti:



Inviluppo sollecitazioni taglio:



Verificando le tensioni totali ottenute dalla combinazione delle sollecitazioni si ottiene che:

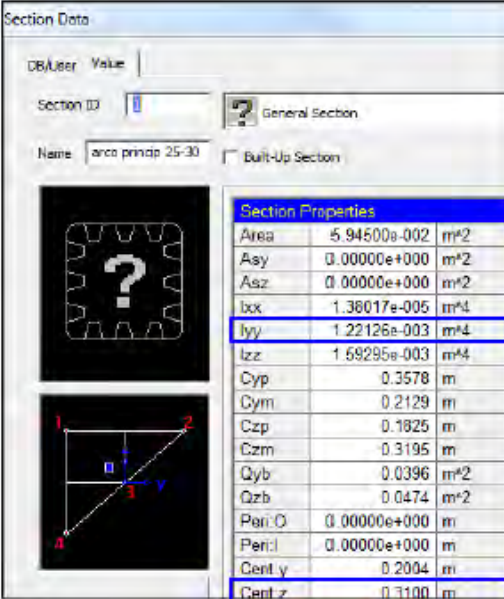
$$- \sqrt{(\sigma_{\text{perp.}}^2 + 3\sigma_{\text{parall.}}^2)} = \sqrt{(95.44^2 + 3 \times 32.12^2)} = \mathbf{110.47 \text{ MPa}}$$

Dove:

$$\sigma_{\text{perp.}} = M_{\text{Ed}}/W = (376 \times 10^6 \times 310)/1.221 \times 10^9 = 95.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{parall.}} = V_{\text{Ed}}/A_{\text{sald-TOT}} = 2.413 \times 10^3 / (2280 \times 23 + 2 \times 1140 \times 9.9) = 32.12 \text{ MPa}$$

Si riportano inoltre I dati statici della sezione dell'arco:



Section Properties		
Area	5.94500e-002	m²
Asy	0.00000e+000	m²
Asz	0.00000e+000	m²
Ixx	1.38017e-005	m⁴
Iyy	1.22126e-003	m⁴
Izz	1.69295e-003	m⁴
Cyp	0.3578	m
Cym	0.2129	m
Czp	0.1825	m
Czm	0.3195	m
Qyb	0.0396	m²
Qzb	0.0474	m²
Peri.0	0.00000e+000	m
Peri.1	0.00000e+000	m
Cent.y	0.2004	m
Cent.z	0.3100	m

Quindi:

$$- \sigma_{\text{Ed}} / \sigma_{\text{Rd}} = 110.47 / 262 = 0.421 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

7.10.3. Saldatura irrigidimento-piattabande _ irrigidimento-anima

A favore di sicurezza si affida la totalità dell'azione indipendentemente alle sole saldature trasversali e poi alle longitudinali.

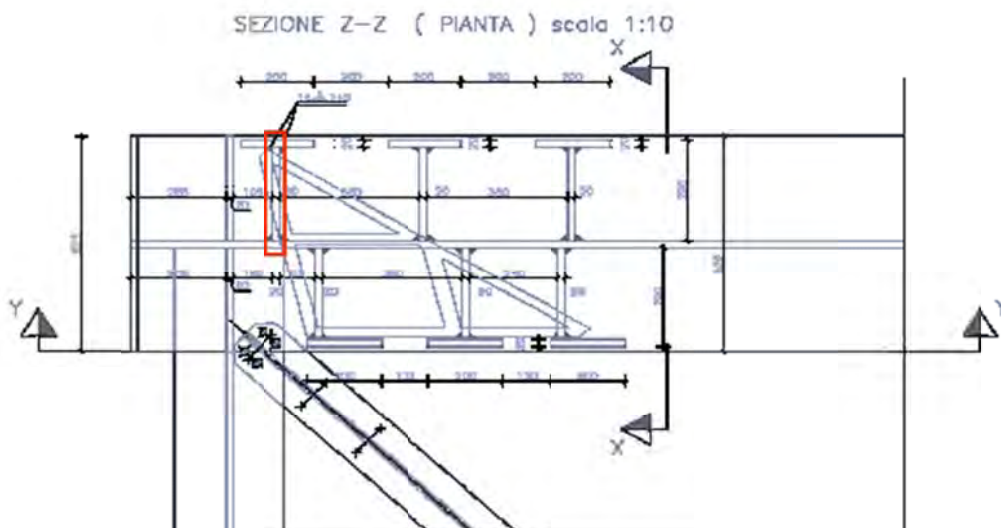
Saldatura trasversale (irrigidimento-piattabande)

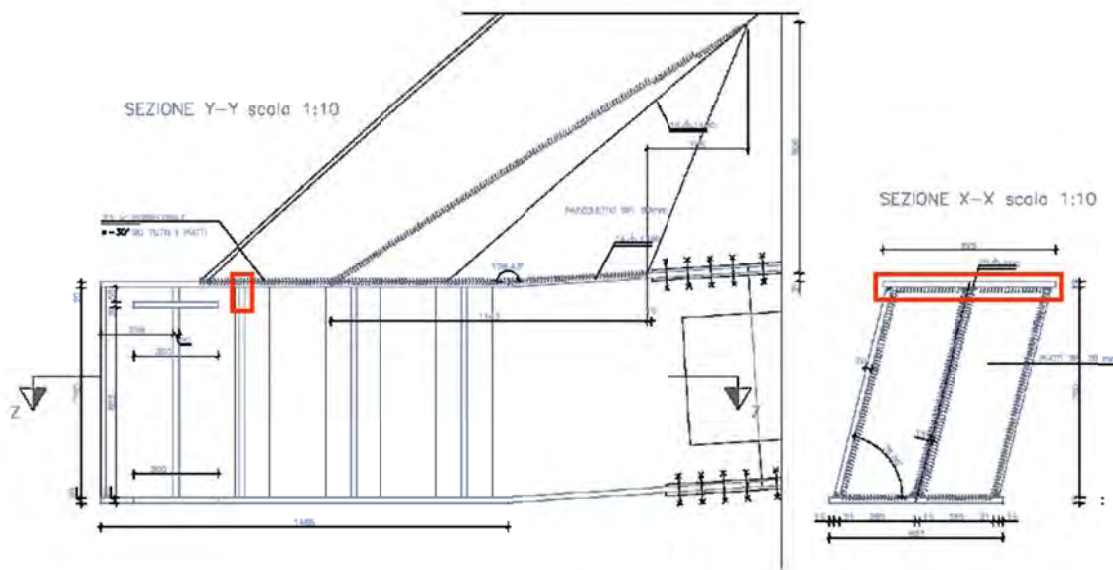
La saldatura, a cordone d'angolo 2 x 14 mm, oggetto di verifica è sottoposta a sollecitazioni di trazione perpendicolari, dovute al momento d'incastro tra arco e trave longitudinale (coppia di forze equivalente), e risulta pari a:

$$- F_{Ed} = M_{Ed} / b = 376 / 0.903 = 416 \text{ kN}$$

dove b = braccio della coppia di forze equivalente ed è assunto pari a 0.903m (a favore di sicurezza si è assunto come polo l'inizio della sezione dell'arco saldata alla trave longitudinale).

Segue uno schema delle saldature:





L'area interessata (a x l) è pari a:

$$- 2(n^{\circ}\text{Irrig.}) \times 510(\text{mm}) \times 9.89(\text{mm}) = 10097.4\text{mm}$$

Quindi:

$$- \sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = (416000/10097) / 262 = 0.157 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Saldatura longitudinale (irrigidimento-anima)

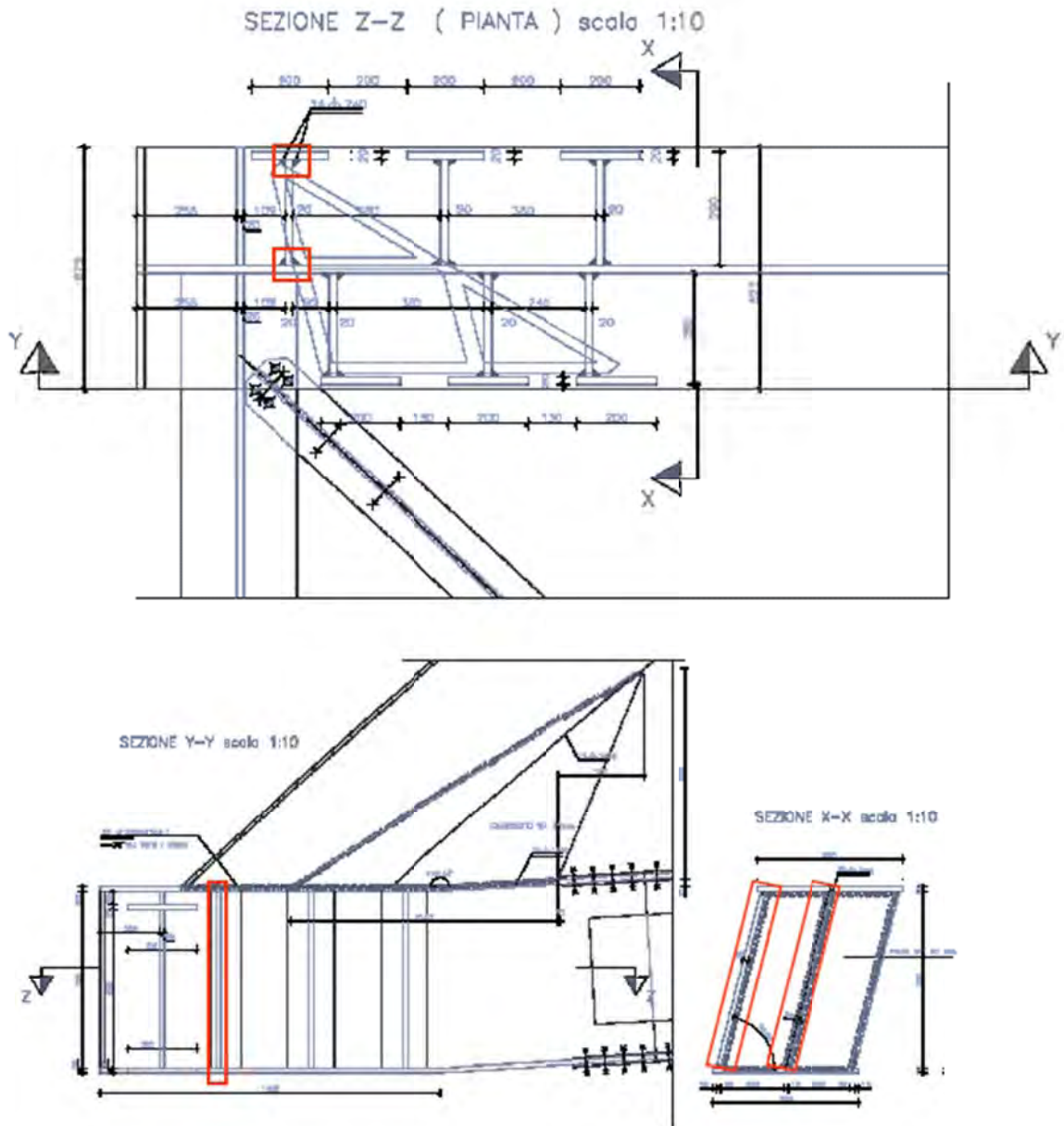
La saldatura, a cordone d'angolo 2 x 14 mm, oggetto di verifica è sottoposta a sollecitazioni di taglio parallele, dovute al momento d'incastro tra arco e trave longitudinale (coppia di forze equivalente), e risulta pari a:

$$- F_{Ed} = M_{Ed} / b = 376 / 0.903 = 416 \text{ kN}$$

dove b = braccio della coppia di forze equivalente ed è assunto pari a 0.903m (a favore di sicurezza si è assunto come polo l'inizio della sezione

dell'arco saldata alla trave longitudinale).

Segue uno schema delle saldature:



L'area interessata (a x l) è pari a:

$$- 2(\text{n}^\circ \text{Irrig.}) \times 2880(\text{mm}) \times 9.89(\text{mm}) = 56966\text{mm}$$

Quindi:

$$- \tau_{Ed} / \tau_{Rd} = (416000/56966) / 262 = 0.027 < 1$$

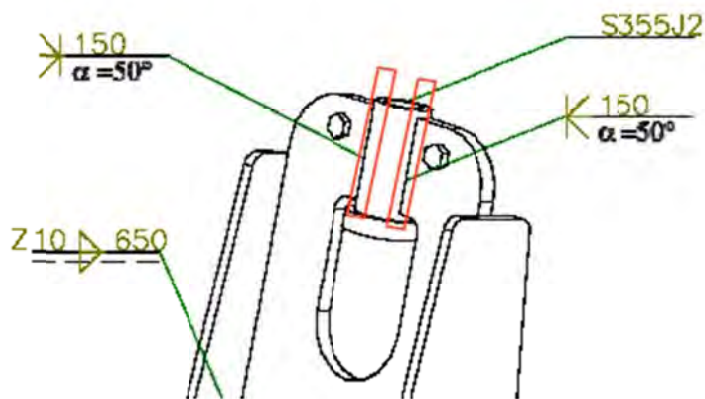
La verifica è soddisfatta.

Le medesime saldature, disposte per gli altri irrigidimenti, risultano automaticamente verificate.

7.10.4. Saldature imposta pendini all'attacco dell'impalcato

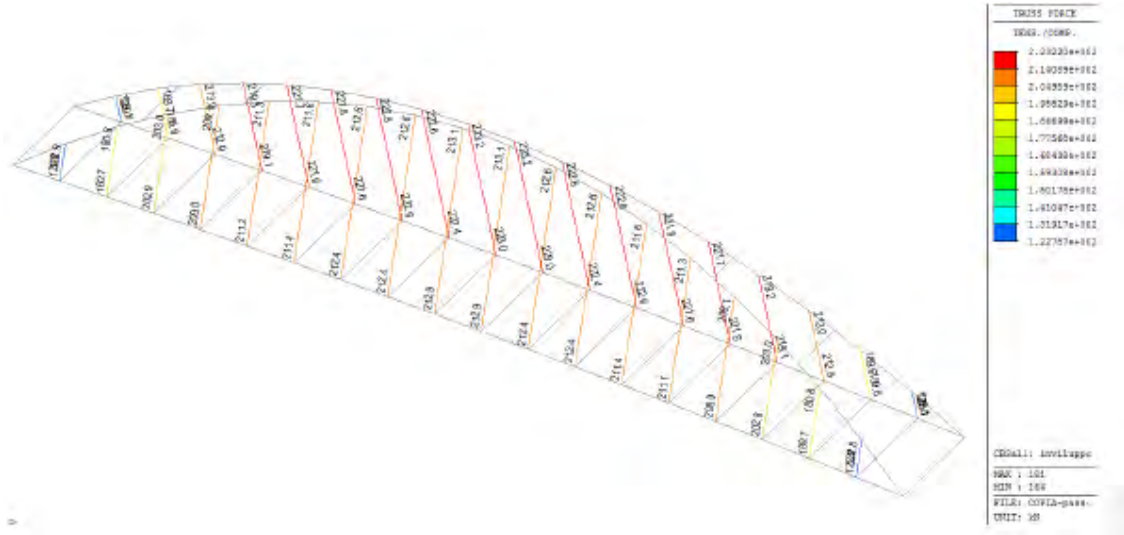
Di seguito si riporta la verifica delle saldature tra il manicotto di bloccaggio del pendino al castello connesso alla trave longitudinale.

Nello specifico si tratta di saldature a completa penetrazione con spessore dei piatti pari a 25mm.

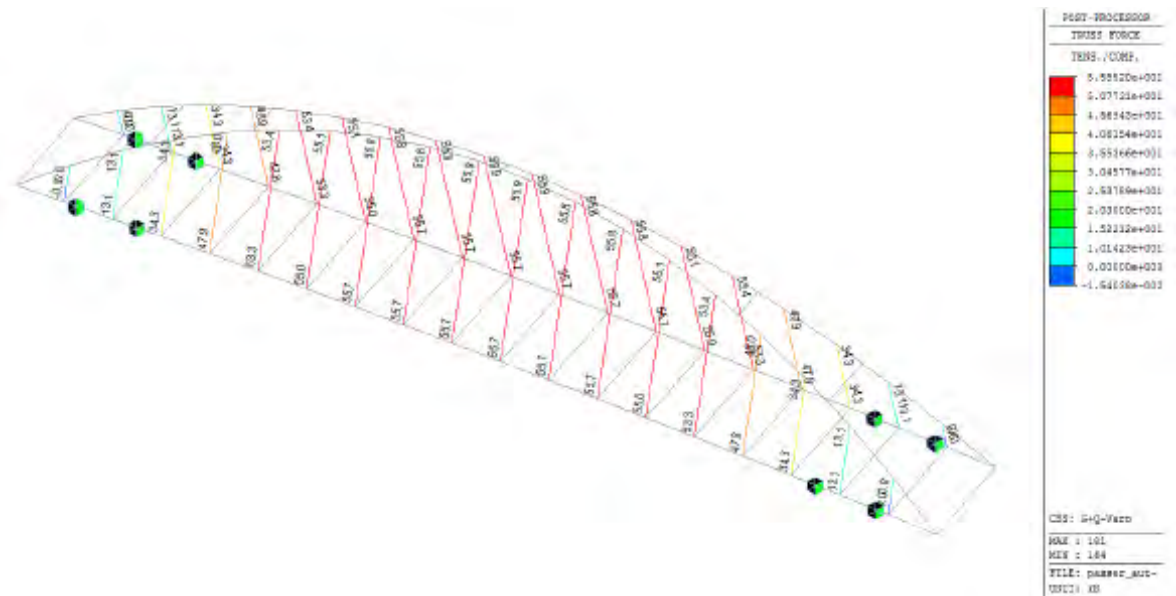


La sollecitazione assiale massima del pendino, quindi agente sulle saldature, viene visualizzata in fase di varo e in fase di esercizio agli SLU.

Involuppo sollecitazioni assiali in fase di esercizio agli SLU:



Involuppo sollecitazioni assiali in fase di varo:



La sollecitazione massima risulta quindi:

$$- F_{Ed} = 224 \text{ kN}$$

La tensione massima agente, considerando lo sviluppo delle saldature pari a:

$$2 \times 25 \text{ mm} \times 130 \text{ mm} = 6500 \text{ mm}^2$$

risulta:

$$- \tau_{Ed} = T_{Ed} / A_{\text{sald.TOT}} = 224000 / 6500 = 34.50 \text{ MPa}$$

quindi:

$$- \tau_{Ed} / \tau_{Rd} = 34.50 / 262 = 0.13 < 1$$

$$- \text{con } \tau_{Rd} = f_{u \text{ S355}} / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}) = 262 \text{ MPa}$$

$$- f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$- \beta_w = 0.9$$

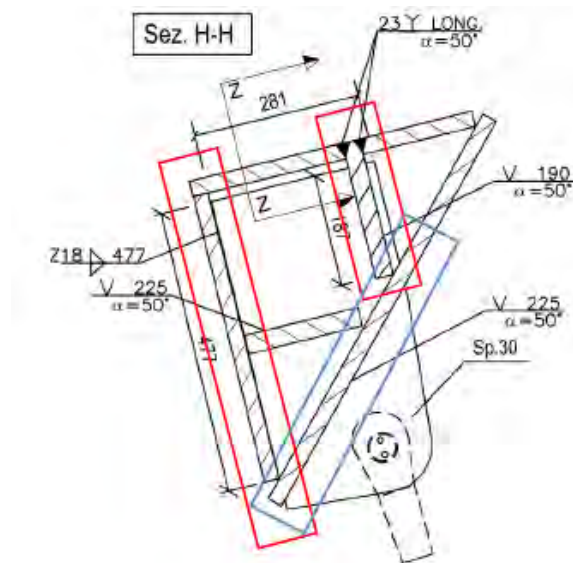
$$- \gamma_{M2} = 1.25$$

la verifica è soddisfatta.

7.10.5. Saldature imposta pendini all'attacco dell'arco

Di seguito si riporta la verifica delle saldature tra il cassone dell'arco e la nervatura a sostegno del pendino.

Nello specifico si tratta di saldature a parziale penetrazione su tre lati della nervatura (il quarto lato risulta libero):



A favore di sicurezza, si verificano le saldature nervatura-cassone, considerando i soli cordoni con asse parallelo al pendino, trascurando quindi la saldatura inferiore:

La sollecitazione massima sul pendino risulta (vedi sezione precedente):

$$- F_{Ed} = 224 \text{ kN}$$

La tensione massima agente, considerando lo sviluppo delle saldature (solo cordoni paralleli all'asse del pendino) risulta pari a:

$$2x(18/\sqrt{2})\text{mm} \times 477\text{mm} + 2x(18/\sqrt{2})\text{mm} \times 187\text{mm} = 16902\text{mm}^2$$

risulta:

$$- \tau_{Ed} = T_{Ed} / A_{sald.TOT} = 224000/16902 = 13.25 \text{ MPa}$$

quindi:

$$- \tau_{Ed} / \tau_{Rd} = 13.25 / 262 = 0.05 < 1$$

$$\text{con } \tau_{Rd} = f_{u S355} / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}) = 262 \text{ MPa}$$

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

la verifica è soddisfatta.

7.10.6. Saldature dell'arco

Le saldature **trasversali** che interesseranno i piatti costituenti l'arco, vengono previste in completa penetrazione.

Le saldature **longitudinali** che interesseranno i piatti costituenti l'arco, vengono previste in parziale penetrazione, con valore pari a "spessore piatto – 2mm".

Saldature trasversali nell'arco

Le verifiche delle saldature in parziale penetrazione vengono condotte con riferimento all'Eurocodice 3 parte 1, punti 4.7.2 e 4.5.3.3.

La resistenza della saldatura, viene definita con:

$$F_{wRd} = f_{wRd} * a * l$$

con:

$$f_{wRd} = f_u / (\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}) = 262 \text{ MPa}$$

Essendo acciaio S355, si ha

$$f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

quindi il rapporto tra il valore di calcolo resistente della saldatura ed il valore di

calcolo dell'acciaio (S355), risulta:

$$f_{wRd} / f_d = 262 / (355 / \gamma_{M0}) = 0.77 \quad [1]$$

I cordoni di saldatura hanno penetrazione pari a:

$$23\text{mm per piatti di spessore } 25\text{mm} \quad (23/25 = 0.92) \quad [2]$$

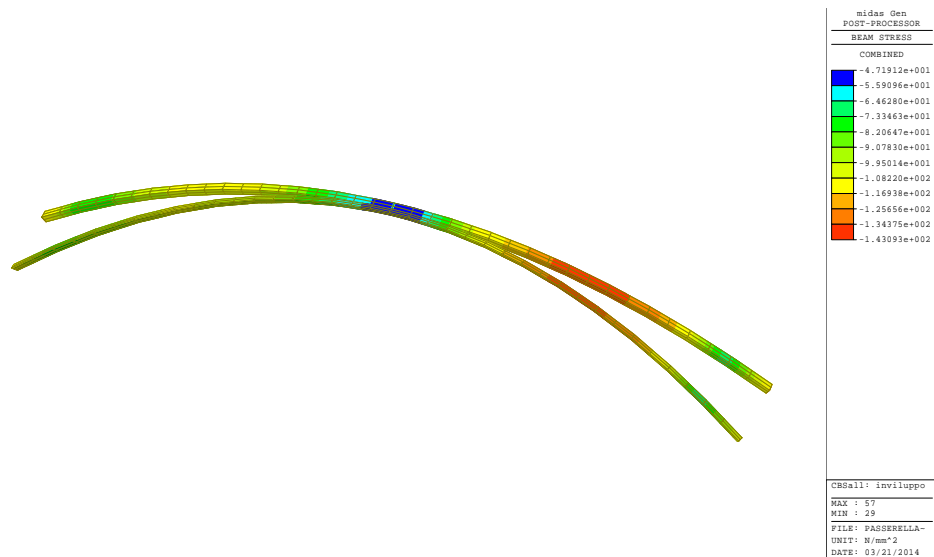
$$28\text{mm per piatti di spessore } 30\text{mm} \quad (28/30 = 0.93) \quad [3]$$

La verifica delle saldature a parziale penetrazione, viene quindi condotta confrontando le tensioni sollecitanti ricavate dal modello di calcolo (tensioni combinate nelle singole componenti), con il valore di tensione nominale resistente della saldatura.

Il valore di tensione nominale resistente della saldatura, vista la [1] e vista la profondità di penetrazione, risulta pari alla resistenza di calcolo dell'acciaio (S355) moltiplicata per il coefficiente riduttivo [1] * (min[2]-[3]), ovvero:

$$(355 / \gamma_{M0}) * 0.77 * 0.92 = 239 \text{ MPa}$$

L'involuppo delle tensioni nell'arco, combinate nelle singole componenti, risulta:

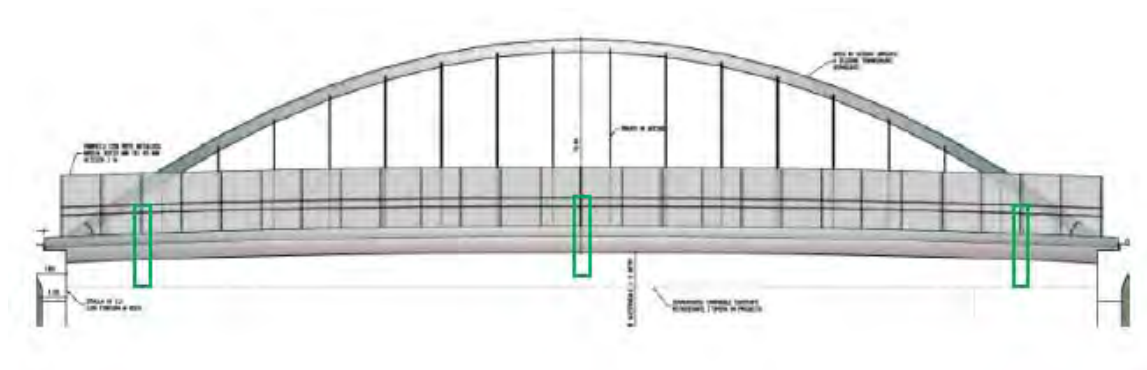


Essendo tali tensioni tutte minori di 239MPa, le saldature a parziale penetrazione (23-28mm) risultano verificate.

7.10.7. Saldature trave catena

Le travi longitudinali dell'implacato verranno eseguite con giunti testa a testa saldati, a completa penetrazione, anziché bullonati come previsto nel progetto esecutivo. Trattandosi di saldatura a completa penetrazione, risulta garantito il completo ripristino della sezione (all'Eurocodice 3 parte 1, punti 4.7.1).

Segue uno schema del posizionamento delle saldature suddette:



8. VERIFICHE IN FASE DI VARO

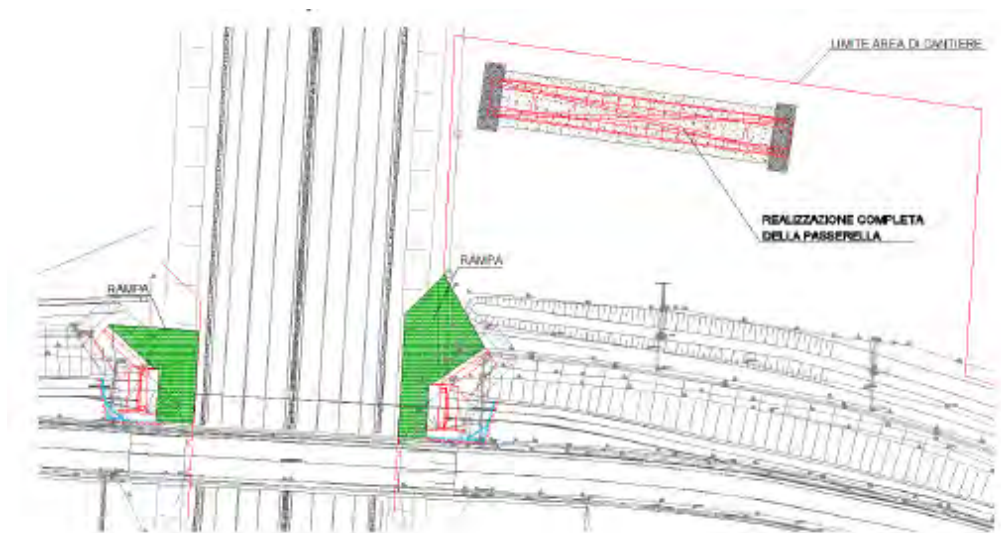
8.1. MODALITA' DI VARO

La metodologia sviluppata per il varo consiste nella movimentazione della passerella tramite l'impiego di carrelloni e percorso di varo adiacente ai muri d'ala delle nuove spalle. Il varo seguirà così un percorso interamente "longitudinale" rispetto all'asse della passerella.

Tale scelta permette la realizzazione di rampe d'accesso alla piattaforma autostradale più contenute e, soprattutto, evita la formazione delle piste di transito parallele alle corsie di emergenza dell'autostrada. In questo modo vengono notevolmente ridotti i disagi nei confronti dell'utenza autostradale e vengono al contempo migliorate le condizioni di sicurezza per l'impresa esecutrice. Schematizzando:

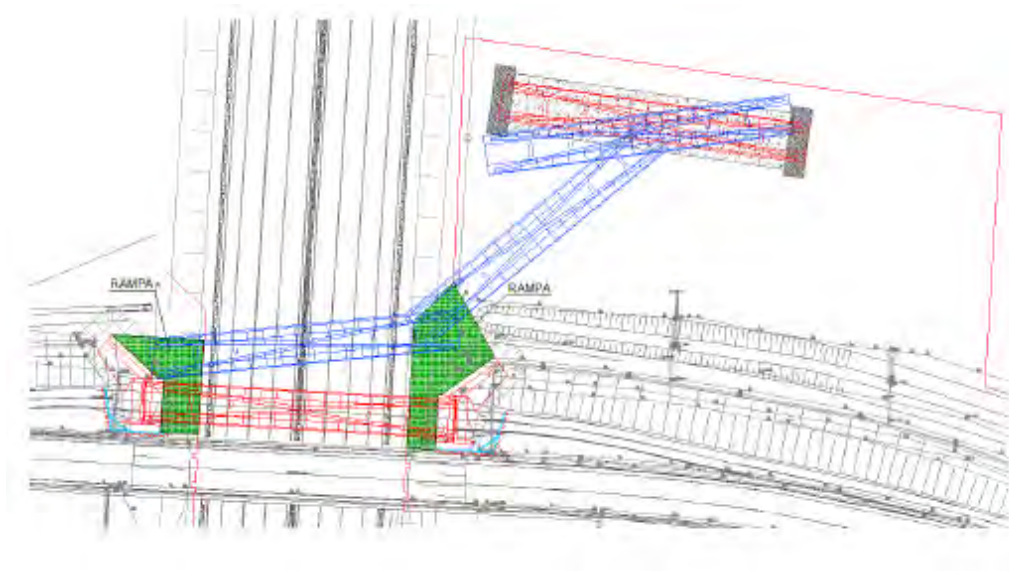
Fase realizzativa:

- realizzazione passerella (completa),
- realizzazione rampe di accesso



Fase di varo:

– movimentazione “longitudinale” con carrelloni



8.2. VERIFICHE

In fase di varo si prevedono sostanzialmente n° 2 “condizioni di carico eccezionali” dovute a:

- La modalità di attacco del sistema di sollevamento per il posizionamento della struttura sul sistema di carrelloni per la movimentazione del manufatto;
- La localizzazione provvisoria degli appoggi dei carrelloni per il varo della passerella.

8.2.1. Verifica “condizione di carico eccezionale 1”

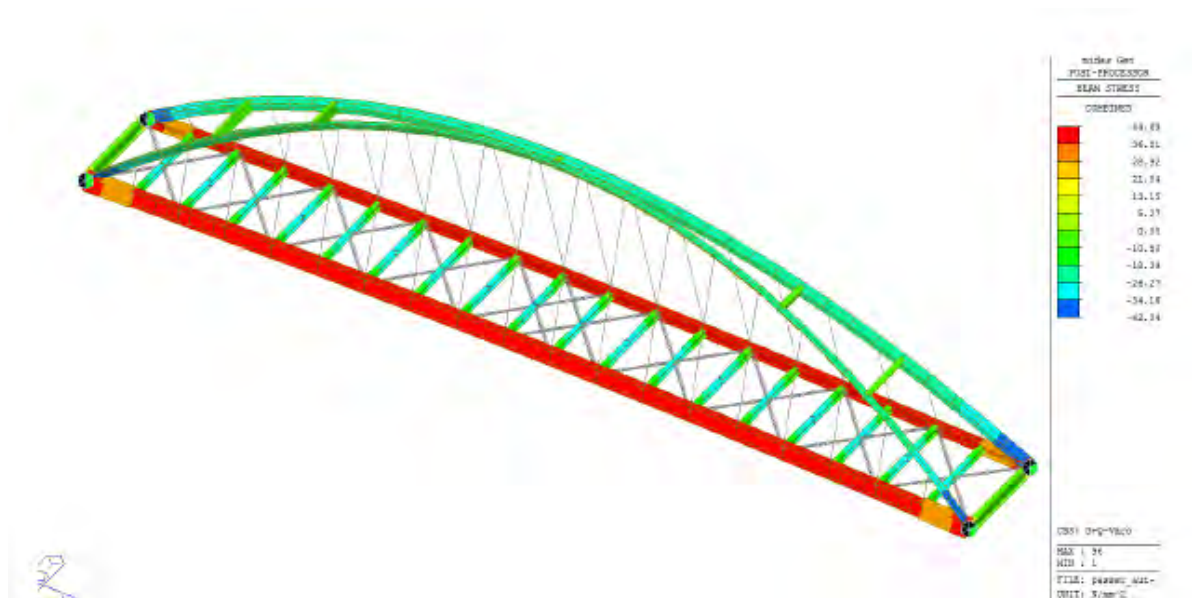
Il sollevamento del manufatto prevede la predisposizione delle travi principali longitudinali al sistema di attacco tramite perno e relativo golfare (uno per ogni estremità della trave).

Si specifica che la condizione di carico eccezionale comprende la totalità dei pesi propri strutturali e dei sovraccarichi permanenti e che l'attacco del golfare alle estremità delle travi longitudinali viene realizzato tramite saldature a completa penetrazione controllate in stabilimento e posizionato in asse all'anima.

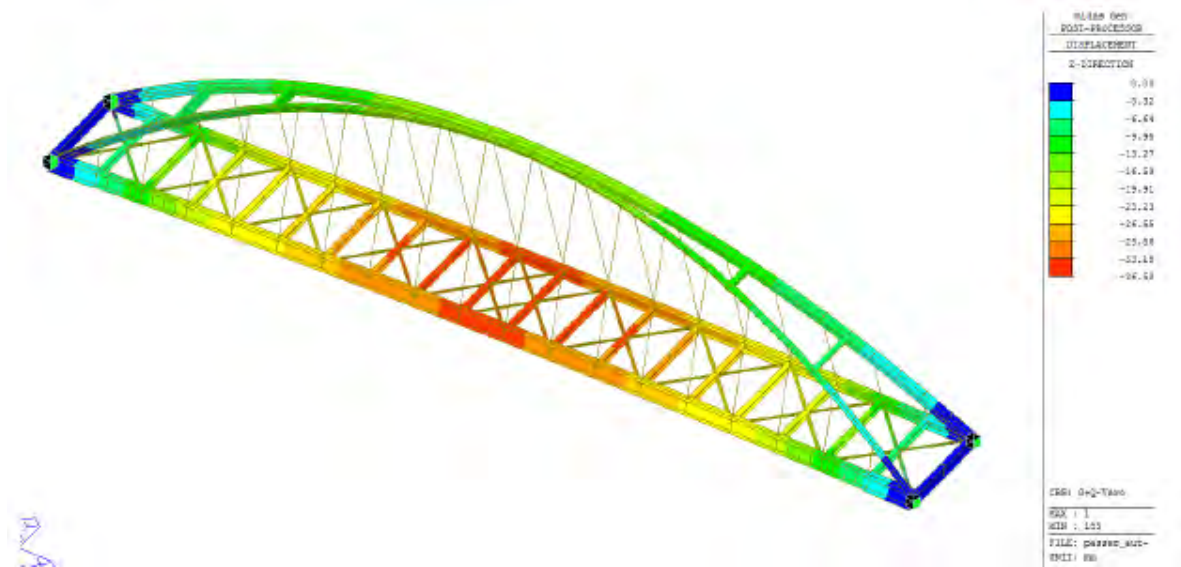
Si osservi inoltre che il posizionamento dei golfari coincide con l'effettivo posizionamento degli appoggi definitivi riducendo di fatto la condizione di carico eccezionale 1 ad una condizione di carico di progetto appartenente all'insieme degli involuipi di progetto.

Si visualizzano di seguito le tensioni e le deformazioni e le reazioni agli appoggi dovute alla *condizione di carico eccezionale 1*.

VISUALIZZAZIONE TENSIONI



VISUALIZZAZIONE DEFORMAZIONI



Si può osservare come le tensioni ideali di calcolo risultino ovunque inferiori ai limiti imposti dalla normativa di riferimento relativi al materiale S355 verificando la struttura ai criteri di resistenza.

La deformazione verticale massima (freccia max.) risulta pari a 36.5mm, e rapportata alla luce di calcolo si ottiene:

$$f_{\max} = 36.5/53100 = 1/1454$$

Le deformazioni risultano compatibili con la geometria della struttura stessa NTC 5.1.4.5. (in condizione di carico eccezionale non è previsto alcun tipo di sovraccarico variabile).

La verifica della piastra di attacco predisposta per il gancio a perno viene attuata ipotizzando (a favore di sicurezza) che possa verificarsi l'eventualità che tutto il peso di metà passerella gravi su un singolo appoggio (gancio).

8.2.2. Verifica piastra per gancio di sollevamento-golfare-

In fase di varo si prevede come primo step il sollevamento verticale del manufatto tramite appositi sistemi di sollevamento per poi posizionare il sistema di “carrelloni semoventi” secondo progetto e procedere al varo.

Per il sollevamento si predispongono n°4 golfari posti alle estremità delle travi longitudinali principali. In questa fase l'azione sollecitante $-F_{soll}$ per ogni golfare risulta pari a:

$$- F_{soll} = 784 \text{ kN (Reazione agli appoggi)}$$

In via cautelativa si procede alla verifica considerando una azione di progetto di sollevamento $-F_{progetto}$ pari a due volte l'azione sollecitante:

$$- F_{progetto} = 2 \times F_{soll} = 1568 \text{ kN}$$

Verifica sezione area ridotta:

L'area ridotta della sezione coincidente all' asse del perno risulta pari a:

$$- A_{res,ridotta} = (74 \times 2) \times 100 = 14800 \text{ mm}^2$$

Quindi il valore di resistenza dell'area ridotta risulta:

$$- F_{Rd} = A_{res,ridotta} \times f_{yd} / \gamma_{m0} = 5003.8 \text{ kN}$$

Quindi:

$$- F_{progetto} / F_{Rd} = 0.313 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a rifollamento

La resistenza a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno è pari a:

$$- F_{b,Rd} = 1.5 \times t \times d \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 6592.8 \text{ kN}$$

Quindi:

$$- F_{progetto} / F_{b,Rd} = 0.237 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

8.2.3. Verifica saldature golfare-trave

Per il sollevamento si predispongono n°4 golfari posti alle estremità delle travi longitudinali principali saldati alla trave principale mediante saldature a cordone d'angolo 2 x 25 mm.

In questa fase l'azione sollecitante $-F_{soll}$ per ogni golfare e quindi sulle saldature risulta pari a:

$$- F_{soll} = 784 \text{ kN (Reazione agli appoggi)}$$

In via cautelativa si procede alla verifica considerando una azione di progetto di sollevamento $-F_{progetto}$ pari a due volte l'azione sollecitante:

$$- F_{progetto} = 2 \times F_{soll} = 1568 \text{ kN}$$

L'area interessata (a x l) è pari a:

$$- 2 \times 260(\text{mm}) \times 17.67(\text{mm}) = 9188.4 \text{ mm}^2$$

Quindi:

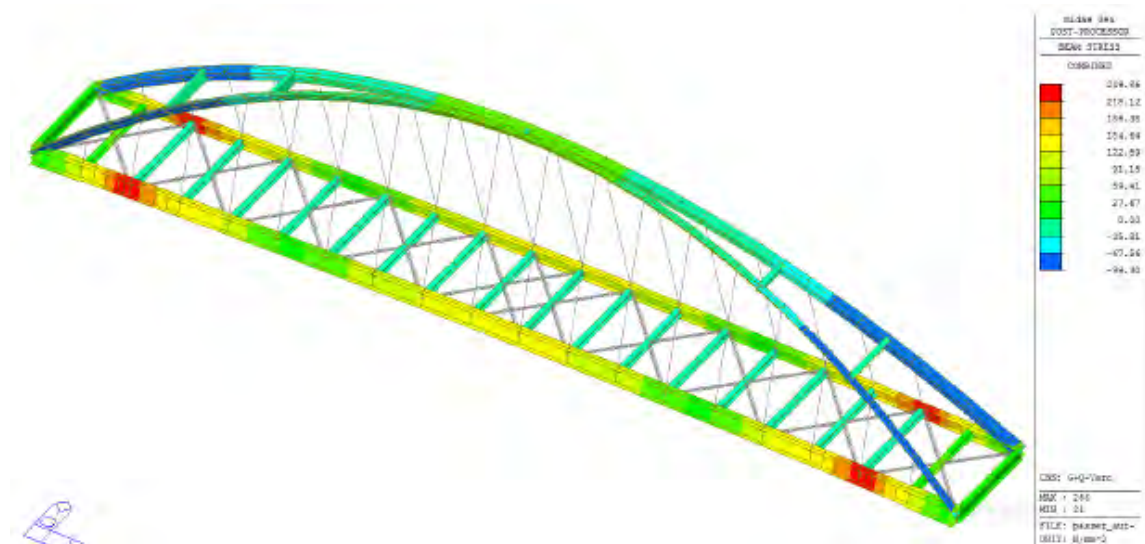
$$- \sigma_{Ed} / \sigma_{Rd} = (1568000/9188.4) / 262 = 0.651 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

8.2.4. Verifica “condizione di carico eccezionale 2”

Si visualizzano di seguito le tensioni e le deformazioni dovute alla condizione di *carico eccezionale 2*.

VISUALIZZAZIONE TENSIONI



VISUALIZZAZIONE DEFORMAZIONI



Si può osservare come le tensioni ideali di calcolo risultino ovunque inferiori ai limiti imposti dalla normativa di riferimento relativi al materiale S355 verificando la struttura ai criteri di resistenza.

La deformazione verticale massima (freccia max.) risulta pari a 108.4mm, e rapportata alla luce di calcolo si ottiene:

$$f_{\max} = 108.4/53100 = 1/489$$

Le deformazioni risultano compatibili con la geometria della struttura.