

COMUNE DI MEDUNA DI LIVENZA

PROVINCIA DI TREVISO

LAVORI DI RIORDINO DELLA VIABILITÀ DI ACCESSO AL CENTRO ABITATO DI MEDUNA E ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE STORICO SUL FIUME LIVENZA

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Geom. Claudio Isola

PROGETTISTA

Dott.ing. Alessandro Manfroi

Alessandro Manfroi
Ingegnere



Piazza Della Vittoria 19/A
32036 Sedico (BL)
Tel. 0437-852808
Cell. 348-0357169
e mail info@alexandromanfroi.it
P.IVA 01010450250
C.F. MNFLSN71L06A757A

COLLABORATORE PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO

Dott.ing. Michele Del Favero

STRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

TAVOLA

024

CODICE ELABORATO

3D100A

Rev.

Descrizione

Data

Redazione

DATA

A	Emissione	Luglio 2016	Ing. Alessandro Manfroi

LUGLIO 2016

SOMMARIO:

1. PREMESSA	4
1.1 INSERIMENTO PLANO ALTIMETRICO DELL'OPERA	4
1.2 ANALISI STORICA DELL'OPERA	5
1.3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE.....	5
1.4 STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA	5
1.5 PRIMO STRALCIO	7
1.6 STATO DI FATTO DELLE FONDAZIONI	7
1.7 MANUTENZIONE DEL PONTE	8
2. ELEMENTI GENERALI	9
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	9
2.2.1 Acciaio per carpenteria metallica	9
2.2.1.1 Legno	9
2.3 SOFTWARE UTILIZZATI	9
3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	11
3.1 PREMESSA.....	11
3.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	11
3.2.1 Materiali della struttura esistente e loro saldabilità.....	11
3.2.1.1 Prove di laboratorio eseguite nel 1994	11
3.2.1.2 Prove di laboratorio eseguite nel 2007	12
3.2.1.3 Prove di laboratorio eseguite nel 2016	13
3.2.1.4 Giunzioni varie:	14
3.2.2 Materiali prescritti per gli interventi	15
3.2.2.1 Opere in acciaio da carpenteria metallica:	15
3.2.2.2 Giunzioni varie:	15
3.3 CONSIDERAZIONI GEOLOGICO-GEOTECNICO	15
3.3.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni	15
3.3.2 Area Nord - Lato Meduna di Livenza	15
3.3.3 Area Sud - Lato Motta di Livenza.....	16
3.3.4 Falda	17
3.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	17
3.5 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	18
3.6 SCHEMA STATICO	19
3.7 MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO	19
3.7.1 Descrizione dei modelli	19
3.7.2 Schemi strutturali modellati	19
3.8 ANALISI DEI CARICHI	22
3.8.1 Pesi propri strutturali.....	22

3.8.2	Sovraccarichi permanenti	22
3.8.3	Sovraccarichi di esercizio	24
3.8.3.1	Carichi da folla	24
3.8.4	Carichi mobili da manutenzione/soccorso	29
3.8.5	Vento.....	31
3.8.6	Neve	34
3.8.7	Distorsioni.....	35
3.8.7.1	Variazione termica uniforme	35
3.8.7.2	Cedimenti differenziali sottostrutture	35
3.8.8	Azioni Sismiche (q6)	36
3.8.9	Obiettivo dal punto di vista sismico.....	41
3.8.10	Fatica	41
3.9	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	41
3.9.1	Vibrazioni	41
3.9.2	Spostamenti	42
3.10	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI	42
3.11	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE	45
3.12	VERIFICA DELLE SEZIONI	49
3.12.1	Controvento di piano inferiore – numero aste	49
3.12.2	Controvento di piano superiore – numero aste	49
3.12.3	Trave reticolare monte – numero aste	50
3.12.4	Trave reticolare valle – numero aste	51
3.12.5	Verifica delle sezioni	52
3.13	VERIFICA DEL NUOVO IMPALCATO.....	70
3.13.1	Travi in acciaio	70
3.13.2	Verifica tavolato in legno.....	72
3.14	GIUNTI SU SPALLE.....	74
4.	STRUTTURA PROVVISORIA PER ESECUZIONE LAVORI.....	76
4.1	ANALISI DEI CARICHI	76
4.1.1	Pesi propri	76
4.1.2	Carichi permanenti.....	76
4.1.3	Carichi variabili.....	76
4.2	CALCOLO	76
4.2.1	Modello di calcolo	76
4.2.2	Verifica delle sezioni	78
5.	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (PUNTO 10.2)	80
6.	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	81
7.	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	82
7.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	82

7.2	STATO DI FATTO DELLE FONDAZIONI	84
8.	RELAZIONE SUI MATERIALI IMIEGATI	85
8.1	MATERIALI DELLA STRUTTURA ESISTENTE E LORO SALDABILITÀ	85
8.2	MATERIALI PRESCRITTI PER GLI INTERVENTI	89

1. PREMESSA

1.1 INSERIMENTO PLANO ALTIMETRICO DELL'OPERA

Il ponte esistente collega direttamente il centro storico di Meduna di Livenza con la S.P.51 sulla quale del resto è stato costruito recentemente un nuovo ponte di tipo strallato. Il ponte supera il fiume Livenza che localmente divide i Comuni di Motta di Livenza da quello di Meduna di Livenza, entrambi siti in provincia di Treviso.

Il ponte già oggetto di un primo stralcio (2007) contemplante la messa in sicurezza dal punto di vista idraulico con innalzamento di 1.30 m ad oggi non è agibile poiché oltretutto privo del piano di calpestio. Col presente progetto si vuole riprogettare l'opera destinandola a passerella ciclopedonale cioè ponte di III categoria ai sensi del D.M. 14.01.2008.

Nel fotopiano della zona, si può notare sulla destra il ponte oggetto del restauro statico e sulla sinistra il ponte strallato di recente realizzazione.



Si riportano di seguito una fotografia dell'opera come appare a seguito degli interventi di primo stralcio.



1.2 ANALISI STORICA DELL'OPERA

Brevi e circostanziate notizie storiche del ponte sono riportate nel libro di Amedeo Pizzin "Meduna di Livenza e la sua storia" pubblicato nel 1964.

Nella lettura si riscontra: "Il Comune di Meduna è l'unico della provincia che abbia il suo territorio sulla sinistra del Livenza. Gli abitanti fino alla primavera del 1917, per recarsi nella vicina Motta o nel mandamento di Oderzo, erano costretti ad attraversare il fiume in barca. In paese esiste ancora, a ricordo, la via del Passo".

Si rese perciò necessaria la costruzione di un ponte ed il progettista fu l'ing. Cricco di Conegliano, il lavoro venne eseguito dai fratelli Lanciani di Milano per la parte in acciaio, e dai fratelli Carraro di Venezia per la parte in calcestruzzo. La direzione tecnica dell'opera fu invece affidata all'ing. Nardini di Motta.

Il ponte ebbe breve vita, perché il 7 novembre dello stesso anno 1917, fu fatto saltare dalle nostre truppe in ritirata. Si riprese la vecchia consuetudine della barca.

Nel 1923 fu ricostruito dov'era e com'era quello distrutto.

Il progettista della nuova opera fu l'ing. Rodriguez ed il lavoro venne eseguito dall'ing. Badoni di Milano.

L'attuale ponte è lungo 100.30 m, largo 6.80 m e alto 5.65 m; pesa 200 tonnellate ed è tutto in acciaio.

Il ponte di Meduna non solo è oggetto di ammirazione, ma è considerato ancor oggi il più bello fra i ponti gettati sul Livenza e quindi riveste, senza dubbio, interesse architettonico costituendo un riferimento storico per l'evoluzione della pontistica in Italia.

Numerose ricerche, relative ai documenti progettuali originari, sono state effettuate sia presso gli enti pubblici della zona che presso la ditta costruttrice (da qualche anno fallita) ma senza alcun risultato.

1.3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Il ponte ha lo schema statico di trave continua su quattro appoggi e supera il Livenza con tre campate di 28 m, 48 m, 24 m. È costituito da due travate reticolari in acciaio, di altezza costante, poste ad interasse di 6.00 m, i cui elementi strutturali hanno le seguenti caratteristiche:

1. Unioni di tipo chiodato.
2. Correnti inferiori e superiori a sezione aperta realizzati con due angolari a lati diseguali e rinforzati, nelle zone maggiormente sollecitate, da una piattabanda di spessore variabile.
3. Aste di parete a doppio traliccio composte da due profilati UPN connessi mediante leggere tralicciature.
4. Montanti di pila e di spalla formati dall'unione, mediante calastrelli e tralicci, di due aste composte da piatti e da profili UPN.
5. L'impalcato è a via inferiore e contiene una carreggiata di m 5.00. E' costituito da traversi posti ad interasse di 2 metri e, originariamente, da profili "zores" che sopportavano la massicciata stradale.
6. Le spalle ed i muri d'ala sono del tipo a gravità in calcestruzzo.
7. Le pile sono costituite con profilati d'acciaio ancorati su un basamento in calcestruzzo.

1.4 STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA

L'indagine sullo stato dell'arte condotta nel 1994 dall'ing. Bianchi è condivisibile e va corredata dall'indagine in loco condotta nel settembre 2007 dallo scrivente. Lo stato di conservazione risulta peggiorato nel corso di questi anni e le possibilità di recupero della funzionalità del ponte sono notevolmente diminuite; questo fatto è addebitabile allo stato di incuria in cui versa il ponte ed è emerso durante l'approfondimento delle indagini condotto nel 2007.

In data 05/09/2007 è stata condotta un'analisi dettagliata volta a valutare lo stato di conservazione delle strutture in acciaio del ponte e l'attendibilità del rilievo effettuato nell'anno 1994 dall'ing. Bianchi su all'ora incarico della Provincia di Treviso

È risultato che il rilievo dell'ing. Bianchi datato 1994 è rispondente alla realtà quanto a dimensioni dell'opera ed a indicazioni degli elementi strutturali: sezioni, profili, spessori di piatti, numero e disposizione dei chiodi nei nodi, mentre è apparso preoccupante lo stato di conservazione delle strutture in acciaio.

Lo stato di conservazione è risultato precario e le possibilità di recupero della funzionalità del ponte problematica. Questo fatto è addebitabile ad insufficienti manutenzioni negli anni. Molte parti, soprattutto a livello delle zone d'appoggio e del piano stradale, sono risultate coperte da strati di accumulo di terriccio umido, quando non addirittura, in corrispondenza delle sezioni scatolari, completamente immerse in acqua.

Questo stato, nel corso degli anni, ha favorito l'innescarsi di processi di corrosione che si possono riscontrare sia a livello delle superfici esterne degli elementi strutturali, sia a livello dei piani di contatto negli accoppiamenti chiodati, ma soprattutto, in corrispondenza dei nodi delle briglie inferiori delle travate laterali, dove le sezioni risultano coperte da terriccio.

Per quanto riguarda le superfici esposte dei vari elementi strutturali, sia angolari che UPN o piatti, con un ciclo di sabbiatura e successiva verniciatura sarà possibile avere la garanzia di un risultato accettabile e comunque riscontrabile.

La corrosione che si è innescata tra le superfici a contatto negli accoppiamenti chiodati ha creato un distaccamento, tra le parti che dovrebbero essere a contatto, di alcuni millimetri. In questi casi una semplice sabbiatura non potrebbe che interessare la parte perimetrale degli accoppiamenti e non riuscirebbe a pulire più internamente e soprattutto non ci sarebbe modo, senza smontare il giunto, di valutare lo stato di corrosione interno. Questo fenomeno, a livello più o meno pesante, interessa pressoché tutti gli accoppiamenti.

Il deterioramento delle briglie inferiori delle travate verticali richiede particolare attenzione. Queste sono composte da due angolari a lati disuguali, con lato maggiore verticale, accoppiate a cassonetto e, per gran parte della loro lunghezza, rinforzate con piatti orizzontali chiodati all'ala inferiore degli angolari stessi, in modo da formare una sezione chiusa. All'interno di questa e spesso fino al bordo superiore sono presenti terriccio, acqua e vegetazione varia. Liberate da questi depositi le superfici interne appaiono parecchio deteriorate con sfaldamento per corrosione di strati di acciaio soprattutto a danno delle ali verticali dei due angolari che compongono la briglia e delle teste dei chiodi presenti nelle zone di nodo.

A questo stato di degrado, che interessa le facce interne della sezione composta delle briglie, si aggiunge quello riscontrabile in corrispondenza del nodo tra traversi e briglie stesse quando interessato dal controvento orizzontale posto sotto l'impalcato. In questi punti infatti, la presenza del fazzoletto orizzontale cui si fissa la diagonale del controvento ha favorito l'accumulo di terriccio, tanto che in tutte queste situazioni si riscontra un cono di terra disposto tra detto fazzoletto, il traverso ed il lato esterno della briglia. Tolto il terriccio è visibile una zona di estesa corrosione che interessa tutta l'aria coperta dai detriti e che ha indebolito in modo notevole sia la sezione terminale del traverso, oltre ovviamente al fazzoletto e anche il lato verticale dell'angolare della briglia già danneggiato sulla faccia interna come visto sopra.

Questo fenomeno è generalizzato per tutto lo sviluppo longitudinale del ponte.

Inoltre in pessimo stato versano anche alcune diagonali della controventatura inferiore del ponte. Questi, costituiti da due angolari accoppiati a cartella, presentano sul piano di accoppiamento delle zone di avanzata corrosione che ha comportato la deformazione con separazione delle due ali originariamente tenute a contatto da chiodi. Dato lo stato diffuso del degrado anche queste parti dovranno essere sostituite.

Ci sono poi altre parti del ponte danneggiate da fenomeni di urto che interessano la controventatura superiore, disposta a croce, tra le travate verticali del ponte. Causa l'interruzione di diverse parti di questo elemento strutturale si ritiene che la sua efficacia sia pressoché nulla. Queste parti devono essere ripristinate e sostituite laddove piegate dagli urti.

Altre parti molto deteriorate e danneggiate dagli urti dei veicoli in transito sul ponte sono le traverse dei portali posti in corrispondenza degli appoggi sulle pile e sulle spalle. Queste devono sicuramente essere sostituite dato il disastroso stato in cui versano e considerata la loro fondamentale funzione strutturale.

1.5 PRIMO STRALCIO

Nell'ambito dei lavori di sistemazione dell'itinerario che collega la SP 51 "di Livenza" con la direttrice per l'area del mobile Pordenonese (Pasiano, Prata ecc.) e con l'area produttiva del Comune di Meduna, si è resa necessaria un'analisi del ponte esistente sul fiume Livenza e denominato "Ponte della Vittoria".

L'esigenza nasceva dalla necessità di eliminare il rischio idraulico evidenziato con l'ultima piena del fiume Livenza nel novembre 2003 nel corso della quale il livello del fiume ha superato la quota dell'impalcato del ponte.

Si è valutata quindi la possibilità di sollevare l'impalcato del ponte rispetto al pelo libero del fiume in modo da garantire come minimo lo stesso franco del ponte strallato recentemente realizzato a monte. Il vecchio ponte presentava una quota di intradosso più bassa di 1.30 metri rispetto alla quota dell'intradosso del nuovo ponte e creava una barriera al deflusso delle acque.

Il rilievo topografico degli argini ha evidenziato inoltre un tratto di minima quota proprio in corrispondenza dell'accesso al ponte.

Nell'estate del 2007 è stata avviata la redazione del progetto che doveva prevedere il sollevamento dell'impalcato del ponte e la manutenzione straordinaria delle strutture del ponte stesso.

Come attività propedeutica alla redazione del progetto e per verificare la possibilità di restaurare il ponte in acciaio per il suo utilizzo da parte dei veicoli è stata condotta un'analisi dettagliata volta a valutare lo stato di conservazione delle strutture in acciaio.

Ne è risultato un pessimo stato di conservazione delle strutture in acciaio come meglio descritto nei successivi paragrafi.

Quest'ultima considerazione ha suggerito la necessità di suddividere il progetto in due stralci di cui si riportano di seguito i principali obiettivi:

Nel primo stralcio, già realizzato, è stato messo in sicurezza dal punto di vista idraulico il ponte e le opere di fondazione che lo accolgono mediante lavorazioni che hanno comportato:

1. L'alleggerimento della struttura del ponte dall'impalcato con l'asportazione dell'impalcato.
2. Un'accurata pulizia delle strutture per consentire l'esecuzione di ulteriori analisi di laboratorio.
3. Il sollevamento della quota d'imposta dell'impalcato di circa 1.30 m con la manutenzione straordinaria delle pile in acciaio e delle fondazioni che le sorreggono.
4. Il consolidamento delle fondazioni, delle spalle e degli argini corrispondenti.
5. La realizzazione di un nuovo ancoraggio longitudinale del ponte a tergo della spalla lato Meduna.

Nel secondo stralcio si prevedeva il completamento della messa in sicurezza e il restauro delle parti strutturali del ponte ancora recuperabili. Il Ponte infatti è soggetto a vincolo della soprintendenza dei beni culturali e architettonici.

I lavori del primo stralcio, sono stati ultimati nel 2009 e collaudati dall'ing. Piero Bortolin di Motta di Livenza.

1.6 STATO DI FATTO DELLE FONDAZIONI

Nell'incertezza dei contenuti del secondo stralcio, in modo lungimirante, nel primo stralcio si progettarono gli interventi sulle fondazioni da realizzarsi, in modo tale che questi elementi strutturali possano resistere alle azioni indotte dal ponte nella configurazione che avrebbe potuto assumere a seguito del secondo intervento, nell'ipotesi più ottimistica di recuperarlo quale ponte di II categoria nell'accezione del § 3.4.2 del D.M. 04/05/1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e relative circolari esplicative.

Le fondazioni risultano quindi idonee all'utilizzo del ponte come passerella ciclopedonale.

1.7 MANUTENZIONE DEL PONTE

Lo stato di conservazione dell'opera, evidenziato nei capitoli precedenti, rende necessari interventi di straordinaria manutenzione per il recupero e la conservazione della sua funzionalità statica. Il futuro utilizzo del ponte come passerella ciclopedonale fa sì che sia ridotto al minimo il carico agente sullo stesso e le sollecitazioni a fatica.

In queste condizioni gli interventi necessari alla manutenzione si traducono in una accurata pulizia e sabbiatura delle strutture metalliche, nel trattamento delle stesse con prodotti specifici per bloccare la formazione di ruggine e nella successiva verniciatura con un colore uguale a quello già utilizzato per le pile.

Alcune parti del ponte, quali i traversi di testata e i controventi superiori disposti a croce, risultano eccessivamente danneggiate da fenomeni corrosivi e da urti accidentali subiti negli anni e devono quindi essere ripristinate e/o sostituite.

Così operando, anche considerando la riduzione delle sezioni resistenti attuali che si renderà necessaria per ottenere le sezioni realmente efficaci, sarà possibile utilizzare l'opera.

È di fondamentale importanza alzare il livello di posa degli apparecchi d'appoggio multidirezionali presenti sulle spalle; attualmente infatti il ponte risulta sollevato di circa 5 mm su entrambe le spalle.

La necessità di ridurre al minimo i carichi permanenti gravanti sulle strutture del ponte ha portato alla scelta di adottare un piano di calpestio in legno formato con un tavolato appoggiato sulle travi longitudinali di ripartizione fissate a loro volta ai traversi in acciaio.

Il piano di calpestio viene idealmente suddiviso in due parti. Accanto alla pista ciclabile troverà spazio un percorso pedonale che riceverà i flussi pedonali provenienti dai percorsi ricavati in sommità degli argini del Fiume consentendo spazi per la sosta e squarci sul fiume Livenza.

2. ELEMENTI GENERALI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato eseguito nel rispetto della normativa:

- **L. 05/11/1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **L. 02/02/1974 n. 64** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. 14.01.2008** - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **CIRCOLARE 2 Febbraio 2009 n° 617** – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008.

Le normative, le istruzioni del C.N.R., le raccomandazioni e regolamenti presi in considerazione quali “riferimenti tecnici” di cui al § 12 delle NTC '08 sono riportati alla sezione “normativa di riferimento” riportata nell'output del codice di calcolo. Quale utile riscontro si considerano sempre gli Eurocodici.

Inoltre si sottolinea la valenza della circolare del Consiglio dei LLPP del 14.12.2010.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per i nuovi elementi che andranno a sostituire gli esistenti si utilizzeranno i materiali di seguito descritti:

2.2.1 Acciaio per carpenteria metallica

Profili elettrosaldati per pile	S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
Profilati a caldo	S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
Laminati:	S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
Profili elettrosaldati per ancoraggio spalla	X12 Cr S13 (INOX AISI 416)

Giunzioni varie:

viti	CLASSE 10.9 UNI EN ISO 898-1
dadi	CLASSE 10 EN ISO 20898-2
rondelle	C50 EN 10083-2 HRC 32-40
chiodi	Fe40

Le coppie di serraggio dei bulloni sono conformi al prospetto 4-IV della CNR 10011/97.

2.2.1.1 Legno

Legno massiccio classe C30 secondo UNI EN 338

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito elencati:

- **Sap 2000** per la verifica della struttura in acciaio

La modellazione numerica della struttura dell'impalcato, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli elementi finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma SAP 2000 PLUS ver. 18.1.1 realizzato dalla "CSI Computer & Structures Inc." (Berkley, California).

- **Midas Gen** per la verifica della struttura provvisoria
- La successiva rielaborazione dei dati di output è stata operata con foglio elettronico EXCEL della ©Microsoft. La presente relazione è realizzata in WORD, sempre della ©Microsoft.
- **ENG** ver. 8.2 per la verifica del tavolato

3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

3.1 PREMESSA

Prima di procedere alla verifica dell'impalcato si riporta la descrizione del modello definito per la valutazione della sicurezza tenendo conto delle indicazioni generali indicate al paragrafo 8.5 del D.M. 14/01/2008.

3.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

3.2.1 Materiali della struttura esistente e loro saldabilità

La saldabilità degli acciai dipende dal tenore dei vari elementi chimici che li compongono nonché dal così detto Carbonio Equivalente (Ceq).

3.2.1.1 Prove di laboratorio eseguite nel 1994

Durante le analisi condotte nel 1994 dall'ing. Bianchi furono eseguite prove di trazione in laboratorio su alcuni elementi metallici prelevati dall'opera. E' stata eseguita inoltre un'analisi chimica.

Il laboratorio incaricato risulta la TECHNOPROVE s.r.l. di Vicenza.

INDICAZIONI DEL RICHIEDENTE:

Prot. 24225 — S.P. N° 51 "DI MEDUNA"
PONTE SUL FIUME LIVENZA - COMUNE DI MOTTA DI LIVENZA
N° 3 CAMPIONI DI RICAVATI DA ELEMENTI STRUTTURALI

P R O V A D I T R A Z I O N E

CONTRASSEGNO del PROVINO	Dimensioni trasversali del provino			A ₀	F _e	F _y *	F _m	R _m	AZ	Prova di piegamento
	d diametro mm	a spessore mm	b larghez. mm	Sezione del provino mm ²	Carico di snervamento N	Carico di snervamento unitario MPa	Carico massimo N	Carico massimo unitario MPa	Allungamento percentuale %	
A	===	9,8	24,5	240,1	75.000	312	99.020	412	29	=====
B	===	9,9	24,8	245,5	75.290	307	102.530	418	31	=====
C	===	5,8	24,9	144,4	46.760	324	61.640	427	32	=====

La tensione caratteristica di snervamento è risultata in tal caso $f_y=307$ MPa con allungamento del 31%.

E' stata eseguita anche un'analisi chimica dell'acciaio che ha fornito i seguenti risultati:

ANALISI CHIMICHE

INDICAZIONI DEL RICHIEDENTE:

Prot. 24225 S.P. N° 51 "DI MEDUNA"
PONTE SUL FIUME LIVENZA - COMUNE DI MOTTA DI LIVENZA
N° 1 CAMPIONE RICAVATO DA UN ELEMENTO STRUTTURALE

CAMPIONE	C%	Si%	Mn%	P%	S%
A	0.12	0.10	0.18	0.030	0.030

La definizione del Carbonio Equivalente passa attraverso l'applicazione della formula:

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15$$

Il carbonio equivalente è un indice della saldabilità dell'acciaio in quanto più questo assume valori elevati, meno l'acciaio risulta saldabile. Per acciai con percentuale di carbonio maggiore dello 0.1% il C_{eq} deve risultare inferiore a 0.45 affinché l'acciaio risulti saldabile.

Nel caso in esame si ottiene

$C_{eq} = 0.12 + 0.18/6 = 0.15$ quindi risulta saldabile.

Se confrontiamo il valore di cui sopra con quello degli attuali acciai in commercio sotto rappresentati si nota una maggiore saldabilità del materiale in parola. Si nota anche una scarsa presenza di manganese (Mn) per cui si consiglia di preriscaldare gli elementi strutturali interessati prima operare la saldatura.

COMPOSIZIONE CHIMICA								
Qualità	C (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Si (%)	N (%)	Cu (%)	CEV (%)
Th	max	max	max	max	max	max	max	max
	t ≤ 16							t ≤ 30
S185	0,17	1,40						
S235JR	0,17	1,40	0,035	0,035	-	0,012	0,55	0,35
S235JO	0,17	1,40	0,030	0,030	-	0,012	0,55	0,35
S235J2	0,17	1,40	0,025	0,025	-	-	0,55	0,35
S275JR	0,21	1,50	0,035	0,035	-	0,012	0,55	0,4
S275JO	0,18	1,50	0,030	0,030	-	0,012	0,55	0,4
S275J2	0,18	1,50	0,025	0,025	-	-	0,55	0,4
S355JR	0,24	1,60	0,035	0,035	0,055	0,012	0,55	0,45
S355JO	0,20	1,60	0,030	0,030	0,055	0,012	0,55	0,45
S355J2	0,20	1,60	0,025	0,025	0,055	-	0,55	0,45
S355K2	0,20	1,60	0,025	0,025	0,055	-	0,55	0,45
S450JO	0,20	1,70	0,030	0,030	0,055	0,025	0,55	0,47

3.2.1.2 Prove di laboratorio eseguite nel 2007

Nel settembre 2007 lo scrivente ha esaminato in laboratorio un ulteriore profilo prelevato dal traverso del portale sulla spalla lato Meduna, a livello del controvento di piano superiore.

Il laboratorio incaricato risulta la ENCO di Ponzano Veneto (TV).

Si riporta di seguito l'esito delle prove:

PROVE DI RESISTENZA MECCANICA SU ACCIAI DA CARPENTERIA

(L. 1086/71 - D.M.LL PP. 14/9/05 - UNI EN ISO 10002/1:2004)

RICHIEDENTE: Building Project s.r.l., Viale Italia 134, 31015 Conegliano (TV)

COMMITTENTE: Comune di Moduna.

RICHIESTA N° 3060 DEL 06/09/07 SOTTOSCRITTA DA: Building Project s.r.l. IL 06/09/07

CANTIERE E POSIZIONE PRELIEVO: Ponte in acciaio sul Livenza sito sulla S.P. n° 51 a Moduna (TV)

MATERIALE: Provette ricavate da angolare in acciaio

VERB. ACCETTAZ. N° 45/109 DEL 06/09/07

ATTREZZATURA DI PROVA: Bilancia Eurobil portata 8000 g, divisione in g 0.1 (taratura 7435 del 12/03/07)
Pressa Metrocom da 600 kN (taratura 371-2007 del 09/05/07), calibro a cursore 200 mm risoluz. 0.01 mm.

RISULTATI DELLE PROVE

SIGLA provino	DATA Prelievo o Rif. Calata dichiarata	POSIZIONE PRELIEVO	TIPO DI ACCIAIO dichiarato	Provetta ricavata da (profilato d'origine):	Spess. sez. (mm)	Largh. sez. (mm)	Sez. S ₀ provetta (mm ²)	L ₀ (5.65√S ₀) (mm)
1	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,7	19,8	112,86	60,0
2	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,7	19,7	112,29	59,9
3	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,3	19,6	103,88	57,6

SIGLA provino	DATA PROVA	PROVA DI TRAZIONE (UNI EN ISO 10002/1:2004)							NOTE
		Snervamento		Rottura		f_t / f_y	Allung. (%)	Diagr $\sigma-\epsilon$ (si-no)	
		F_y (kN)	f_y (N/mm ²)	F_t (kN)	f_t (N/mm ²)				
1	10/09/07	25,3	224,2	33,4	295,9	1,32	19,2	no	✓
2	10/09/07	25,1	223,5	33,0	293,9	1,31	16,9	no	✓
3	10/09/07	22,8	219,5	30,5	293,6	1,34	18,2	no	✓

I risultati ottenuti sono meno confortanti di quelli ottenuti dall'ing. Bianchi in quanto fanno ricondurre il materiale impiegato ad un acciaio leggermente più scadente di un attuale S235.

La tensione caratteristica di snervamento vale in tal caso $f_y=219.50$ MPa con allungamento del 18.20%, del resto molto scadente.

3.2.1.3 Prove di laboratorio eseguite nel 2016

In occasione della redazione del presente progetto si sono eseguite ulteriori prove di trazione e un'analisi chimica su campioni prelevati

CERTIFICATO DI PROVA

PROVA N. 53158

RICHIESTA N. 23442 IN DATA 04/03/16

pag. 1/1

RICHIEDENTE:
INDIRIZZO:

MANFROI ING. ALESSANDRO
PIAZZA DELLA VITTORIA, 19/A 32036 SEDICO

COD. 1955
BL

TIPO DI CAMPIONE: ACCIAIO DA CARPENTERIA.

SPECIFICA DI PROVA: TRAZIONE (UNI EN ISO 6892-1); ANALISI CHIMICA (ASTM E 415-08).

PROVENIENZA DICHIARATA: manutenzione straordinaria ponte vecchio in acciaio in Meduna di Livenza (TV), per conto del Comune.

TECNICO RESPONSABILE: ing. Alessandro Manfroi - Belluno, che ha sottoscritto la Richiesta di prova.

DATA DI CONSEGNA: 04/03/16

DATA DELLA PROVA: 21/03/16

RISULTATI DELLA PROVA

N° Progr.	SIGLA	DIMENSIONI			MASSA g	CARICO		TENSIONE		ALLUNGAMENTO a rottura A %	RESILIENZA (300 J)					ANALISI CHIMICA						
		Diametro/Spes- sore (a) mm	Larghezza (b) mm	Lunghezza (l) mm		SNERVAM. daN	ROTTURA daN	SNERVAM. (f _y - f _{0,2}) N/mm ²	ROTTURA (f _t) N/mm ²		INTAGLIO (U-V)	LARGHEZZA (10-7,5-5-2,5 mm)	TEMPERATURA DI PROVA (°C)	ENERGIA ASSORBITA (J)			C	Mn	Si	P	S	Ceq
														PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3						
1	A	5,7	15,4	411	251,0	1653	2415	188,3	275,1	12,4												
2	1	10,1	20,1	388	603,9	5851	8748	288,2	430,9	29,8						0,130	0,661	0,114	0,042	0,074	0,27	
																						0,066
3	2	10,3	20,1	461	738,6	7199	9790	347,7	472,9	19,1												

Come si nota dal certificato sopra evedenziato, si registra una importante variabilità nei risultati. Cautelativamente si è deciso di considerare $f_{yk}=219.5$ MPa come ottenuto dalle prove del 2007.

Come si nota il Ceq ottenuto con questa prova di laboratorio risulta al massimo 0.275 quindi l'acciaio risulta saldabile poichè Ceq è inferiore a 0.45.

3.2.1.4 Giunzioni varie:

Chiodi chiodi in TU St 34 per acciaio St33 (S235) $f_{vd}=140$ MPa (cautelativo per tener conto della vetustà)

Portata di un chiodo in TU St 34 per costruzioni in acciaio,
per i \varnothing correnti e sec. DIN 1050

Foro		Tensioni ammissibili in kg/cm²		Portata in t di un chiodo a		Il rifollamento richiede il maggior numero di chiodi se il min spessore di piastra t in mm è, per m =		Osservazioni	
Ø d _t mm	Se- zione f _N cm²			Recisione N _{rc} per m =		Rifollamento N _{rf} per spessore di piastra t = 1 cm			
				1- sezioni	2- sezioni		1 sezione		2 sezioni
11	0,95	1 400 1 600	2 800 3 200	1,33 1,52	2,66 3,04	3,08 3,52	< 4,32	< 8,64	1. Per i chiodi a testa svasata sec. DIN 302, a causa della ridotta portata, è opportuno aumentare il numero calcolato, per s ≤ 5,5 d _t del 10%; s > 5,5 d _t del 20%.
13	1,33	1 400 1 600	2 800 3 200	1,86 2,12	3,72 4,25	3,64 4,16	< 5,10	< 10,2	
17	2,27	1 400 1 600	2 800 3 200	3,18 3,63	6,36 7,26	4,76 5,44	< 6,68	< 13,4	
21	3,46	1 400 1 600	2 800 3 200	4,85 5,54	9,70 11,1	5,88 6,72	< 8,25	< 16,5	
23	4,15	1 400 1 600	2 800 3 200	5,82 6,65	11,6 13,3	6,44 7,36	< 9,03	< 18,1	
25	4,91	1 400 1 600	2 800 3 200	6,87 7,85	13,7 15,7	7,00 8,00	< 9,82	< 19,6	
28	6,16	1 400 1 600	2 800 3 200	8,82 9,85	17,2 19,7	7,84 8,96	< 11,0	< 22,0	
Il numero di chiodi n _{rc} e n _{rf} occorrente per uno sforzo dato S può essere rilevato direttamente dal nomogrammi alla pag. seguente (cfr. esempio). Tengasi conto anche del punto 2 delle Os- servazioni qui a lato.									

3.2.2 Materiali prescritti per gli interventi

Gli interventi realizzati durante il primo stralcio e quelli prescritti con questo progetto contemplano i seguenti materiali.

3.2.2.1 Opere in acciaio da carpenteria metallica:

- Profili elettrosaldati per pile S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Profilati a caldo S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Laminati: S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Profili elettrosaldati per ancoraggio spalla X12 Cr S13 (INOX AISI 416)

3.2.2.2 Giunzioni varie:

- viti CLASSE 10.9 UNI EN ISO 898-1
- dadi CLASSE 10 EN ISO 20898-2
- rondelle C50 EN 10083-2 HRC 32-40
- Per i chiodi il D.M. 14.01.2008 al § 11.3.4.6.3 rimanda alla norma UNI 7356 (analoga indicazione si ritrova nella CNR 10011/97 al prospetto 4-Va):

Tabella 6.6 Resistenza del materiale per unioni chiodate.

<i>Tensioni ammissibili e di progetto per chiodi Fe 40 UNI 7356</i>				
	Stati limite		Tensioni ammissibili	
Chiodi Fe 40 UNI 7356	$f_{d,v}$ N/mm ²	f_d N N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{b,adm}$ N/mm ²
	180	75	120	50

Quindi $f_{dv}=180$ MPa a taglio.

3.3 CONSIDERAZIONI GEOLOGICO-GEOTECNICO

3.3.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Numerose indagini sono state eseguite durante la redazione del progetto del primo stralcio. Si riporta una sintesi dei risultati ottenuti all'epoca.

La situazione stratigrafica risultante dalle indagini a disposizione è caratterizzata da un'area geotecnicamente abbastanza omogenea, sia in senso verticale che orizzontale.

Vengono comunque analizzate e successivamente schematizzate le due situazioni corrispondenti al lato nord (lato Meduna) e sud (lato Motta) del vecchio ponte esistente sul fiume Livenza.

3.3.2 Area Nord - Lato Meduna di Livenza

Dopo i primi due metri in cui si evidenzia la presenza di limi sabbiosi di discreta consistenza e leggermente sovraconsolidati (valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica pari a 2-5 MPa); si ha, fino a circa 9-10 metri da p.c., la presenza di terreni argillosi e limo argillosi, con valori della resistenza alla punta tipici attorno a 1/1.5 MPa. Il campione indisturbato

1 prelevato a -6.30/-6.90 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente granulare (sabbia limosa). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-basse (Pen mediamente pari a 60÷150 kPa; $Tor \approx 18 \div 39$ kPa)

Fino a 13-15 metri si evidenzia poi uno strato di sabbia fine e di limo sabbioso di discreto addensamento, che raggiunge valori della resistenza alla punta medi attorno a 8 MPa, ma con punte anche di 15 MPa.

Da 13-15 metri fino a 24-27 metri si evidenzia invece un'alternanza di strati coesivi, argillosi e limo-argillosi; nella prova fatta nei pressi della spalla lato Meduna (CPTU1) si evidenziano anche strati di spessore metrico di limi sabbiosi e sabbie fini che si alternano agli strati coesivi. Le prove di classificazione eseguite nei campioni prelevati, hanno evidenziato caratteristiche medie della plasticità, con limite di liquidità W_L variabile da 35 a 50 e con indice di plasticità I_P pari a 16÷18; il peso di volume è risultato variabile da 16.62 kN/m³ a 20.0 kN/m³. Sono state poi eseguite prove di tipo triassiale consolidate e non drenate (campione 2) e prove di taglio diretto (campione 3), che hanno indicato valori della resistenza al taglio in condizioni drenate: coesione c' pari a 15 kPa, angolo di resistenza al taglio ϕ' pari a 30°.

Fino a circa 30 metri si ha poi un potente banco di sabbia, sia media che grossa, che fornisce valori della resistenza alla punta tipici attorno a 15 MPa con punte anche di 45 MPa.

Da 30 a 40 metri infine si evidenziano alternanze di limi argillosi e limi sabbiosi con valori della resistenza alla punta variabili da 3 a 10 MPa. In questi strati ci sono anche potenti banchi di torba (da -34 a -34.70 e da -37.20 a -38.60). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-alte (Pen mediamente pari a 200÷500 kPa; $Tor \approx 50 \div 100$ kPa).

3.3.3 Area Sud - Lato Motta di Livenza

Dopo i primi tre metri in cui si evidenzia la presenza di limi sabbiosi di discreta consistenza e leggermente sovra consolidati (valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica pari a 2-5 MPa), si ha, fino a circa 5 metri da p.c., la presenza di terreni argillosi e limo argillosi, con valori della resistenza alla punta tipici attorno a 1 MPa. Il campione indisturbato 1 prelevato a -5.10/-5.70 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente granulare (limo sabbioso e argilloso). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-basse (Pen mediamente pari a 70÷125 kPa; $Tor \approx 28 \div 40$ kPa).

Da -5 a -9 m da p.c. si rileva invece uno strato limo-sabbioso argilloso grigio (anche se i valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica si attestano sempre attorno a 1 MPa).

Da 16 metri fino a 26 metri circa si evidenzia invece un'alternanza di strati coesivi, argillosi e limo-argillosi. Il campione indisturbato 3 prelevato a -18.50/-19.10 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente coesivo (argilla con limo). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza media (Pen mediamente pari a 140÷390 kPa; $Tor \approx 74 \div 100$ kPa).

Fino a circa 30 metri si ha poi un potente banco di ghiaia, sia fine che media, in prevalenza sub arrotondata, che fornisce valori della resistenza alla punta tipici attorno a 15 MPa, con punte anche di oltre 45 MPa.

Da 30 a 40 metri infine si evidenziano alternanze di limi argillosi e limi sabbiosi con valori della resistenza alla punta variabili da 3 a 10 MPa. In questi strati ci sono anche potenti banchi di torba di potenza decimetrica. Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-alte (Pen mediamente pari a 130÷500 kPa; $Tor \approx 45 \div 100$ kPa)

Alla luce delle considerazioni svolte si sono predisposte quindi 2 caratterizzazioni geotecniche puntuali, che sono di seguito riportate.

CARATTERIZZAZIONE 1

Zona: Spalla e pila lato Meduna di Livenza

Riferimento prove: S1, CPTU1, CPTU2

Quota P.C.: +6.50 m

TETTO/BASE STRATO	DESCRIZIONE STRATO	Peso di volume totale	Coesion e non drenata	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di reazione orizzontale alla Winkler
		γ/γ'			
[m dal P.C.]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	kN/m ³
0,00-3,00	Limo sabbioso	19,0	-	26	10000
3,00-8,60	Limo argilloso	19,0	40	-	5000/8000
8,60-13,00	Sabbia fine	18,5	-	30	12000
13,00-20,00	Argilla limosa	18,5	40	-	8000
20,00-27,00	Limo argilloso	19,0	70	-	10000
27,00-30,00	Sabbia fine	18,5	-	30	15000
30,00-40,00	Limo argilloso	19,0	100	-	12000

CARATTERIZZAZIONE 2

Zona: Spalla e pila lato Motta di Livenza

Riferimento prove: S2, CPTU3, CPTU4

Quota P.C.: +6.70 m

TETTO/BASE STRATO	DESCRIZIONE STRATO	Peso di volume totale	Coesion e non drenata	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di reazione orizzontale alla Winkler
		γ/γ'			
[m dal P.C.]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	kN/m ³
0,00-3,00	Limo sabbioso	19,0	-	26	10000
3,00-5,00	Argilla limosa	19,0	40	-	5000/8000
5,00-9,00	Limo sabbioso	19,0	-	28	10000
9,00-16,00	Sabbia fine	18,5	-	30	12000
16,00-26,00	Argilla limosa	19,0	50	-	10000
26,00-30,00	Ghiaia fine e media	18,5	-	38	20000
30,00-40,00	Argilla limosa	19,0	80	-	12000

3.3.4 Falda

Lo studio e la determinazione dei livelli di falda ha dato i risultati in sintonia con i valori tipici dell'area; i valori misurati sono chiaramente influenzati dall'andamento del pelo libero del fiume Livenza.

Dalle analisi effettuate il livello della falda si attesta, infatti, in corrispondenza dei sondaggi S1 e S2, a profondità generalmente comprese tra 3,1÷5,4 m circa dal piano campagna, in coincidenza col livello del pelo libero del Livenza.

Le prove CPTU hanno confermato questa tendenza, con valori della falda tra -4,80 e -5,15 m da p.c.

3.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Considerando il § C8A.8.2 dedicato ai ponti esistenti, si deduce che di regola, a meno che non ostino condizioni particolari, il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo (LC3), cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1. Si deduce che la norma, vista l'importanza dell'opera contempla solo il livello più elevato di conoscenza. Nel nostro caso i parametri utili a definire il livello di conoscenza sono tutti soddisfatti (geometria (rilevata completamente sia la geometria d'insieme che i singoli profili metallici), proprietà meccaniche (prove di laboratorio nel 1994, 2007 e 2016), caratterizzazione geotecnica (effettuata analisi geologica con sondaggi)) quindi potremmo impiegare FC=1. In realtà considerando che le analisi sono state effettuate prevalentemente nel 2007 e soprattutto considerando che le connessioni risulterebbero completamente ispezionabili solo con lo smontaggio del ponte, si

assume un FC superiore a 1: nel dettaglio, anziché considerare uno snervamento $f_{yk}=219.50$ MPa come emerge dalla prova di laboratorio del 2007, si impiega $f_{yk}=200$ MPa quindi $FC=1.10$. Inoltre considerato che le sezioni trasversali attuali sono ridotte a causa della corrosione, rispetto a quelle originarie, si assume un calo del 30% della sezione utile resistente. Da un punto di vista meramente computazionale non sono state ridotte del 30% le sezioni resistenti, ma è stato ridotto della stessa percentuale, il limite di snervamento caratteristico per le sole sezioni esistenti; per tale motivo le aste esistenti avranno un $f_{yk}=70\% \times 200 \text{ MPa} = 140 \text{ MPa}$.

3.5 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

Trattandosi di intervento su opera esistente trova applicazione il capitolo 8 del D.M. 14/01/2008. In prima istanza diventa fondamentale capire in che tipo di intervento si ricade.

In considerazione degli interventi previsti sull'impalcato e descritti in premessa, e secondo la classificazione di cui al p.to 8.4 del citato decreto, che definisce tre tipi di interventi diversi in funzione delle attese progettuali, in questo caso l'individuazione dell'intervento è molto semplice, trattandosi sicuramente di **"RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE"** ai sensi del p.to 8.4.3 del D.M. 14.01.2008 in quanto:

1. Non è prescritto un intervento di adeguamento in quanto non sono previsti gli interventi che ne impongono la casistica ovvero:
 - a. Non è prevista sopraelevazione della costruzione.
 - b. Non è previsto di ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione.
 - c. Non vengono apportate variazioni di classe (che in realtà viene ridotta da ponte di 1° categoria a ponte di 3° categoria) e destinazione d'uso tali da comportare incremento di carico globale in fondazione superiore al 10%. L'adozione di un impalcato in legno porta ad una riduzione del carico globale.
 - d. Non vengono effettuati interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo diverso dal precedente.
2. Non si tratta nemmeno di intervento di miglioramento in quanto gli interventi previsti non sono finalizzati ad accrescere la capacità resistente della struttura esistente alle azioni, ma piuttosto riguardano singole parti e/o elementi della struttura, che interessano porzioni limitate della costruzione e risolvono delle questioni di tipo locale rispetto al ponte nella sua interezza; infatti, non vengono variate la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali, né vengono introdotti nuovi elementi strutturali.

In tal senso, l'intervento è dunque classificabile come di **"RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE"** ai sensi del p.to 8.4.3 del D.M. 14.01.2008; anche la Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, ritiene al p.to C8.4.3, che rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione dei singoli elementi strutturali o parti di esse senza che l'intervento cambi significativamente il comportamento della struttura; la stessa Circolare Ministeriale fa rientrare in tale categoria la sostituzione di "... architravi, ..., pannelli murari,..." ma anche "la sostituzione di coperture e solai a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidezza nel proprio piano..." rientra negli interventi di rafforzamento o locali a condizione che "...la rigidezza dell'elemento non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali".

Nel caso in questione, sono previsti limitati interventi che si vanno di seguito ad elencare:

Restauro conservativo del ponte mediante sabbiatura e verniciatura di tutte le parti in acciaio

Sostituzione di quelle parti di aste non più recuperabili per l'eccessivo danneggiamento/corrosione.

Rinforzo di quelle aste che alla verifica statica risultano di sezione insufficiente a garantire adeguati livelli di sicurezza.

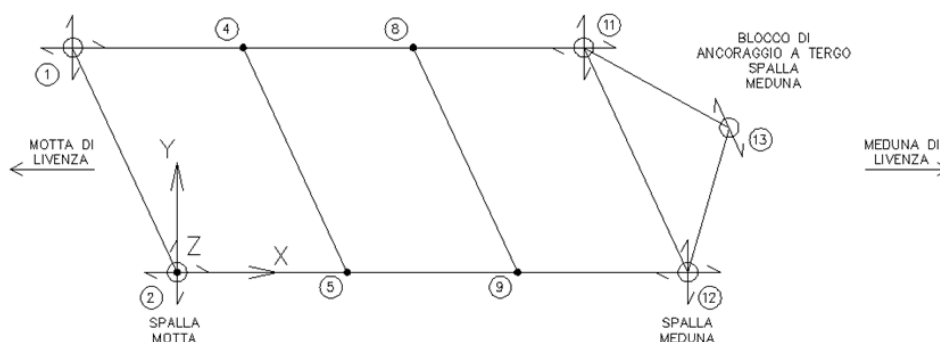
3.6 SCHEMA STATICO

Ad oggi il ponte è ancorato alle fondazioni in modo analogo allo stato di fatto precedente ai lavori del 1° stralcio con le seguenti modifiche: sulla spalla lato Meduna, sono fissati due puntoni orizzontali che collegano in senso longitudinale il piano viario strutturale del ponte al nuovo blocco di ancoraggio in c.a., realizzato a tergo della spalla lato Meduna. Il tacco al taglio previsto su tale blocco di ancoraggio, permette gli scorrimenti in senso trasversale del ponte.

I rulli presenti sulla sommità della pila lato Motta sono stati eliminati per formare una cerniera analoga a quella esistente sulla pila lato Meduna.

I ritegni orizzontali posti al di sotto dei rulli degli apparecchi d'appoggio posti sulle spalle sono stati rimossi onde definire degli apparecchi multidirezionali a tutti gli effetti.

SCHEMA VINCOLI



3.7 MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO

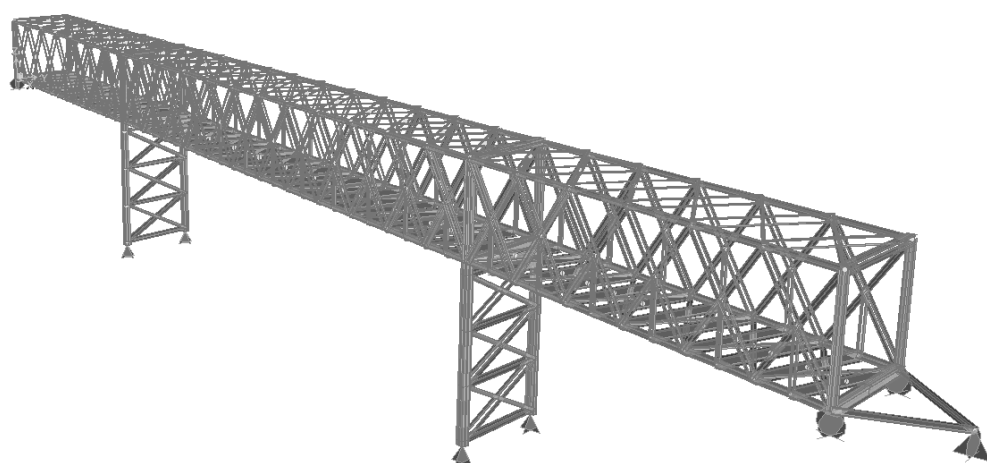
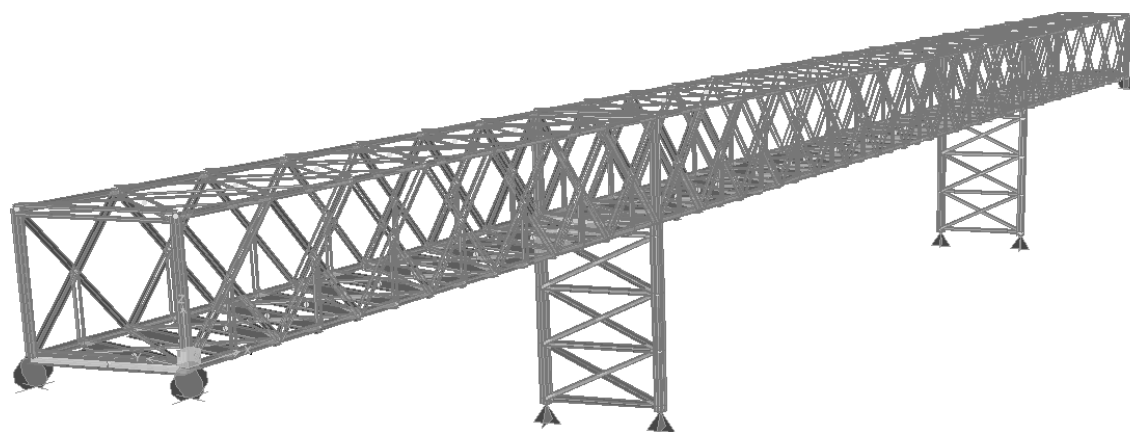
3.7.1 Descrizione dei modelli

Le analisi eseguite sono state condotte mediante modello matematico tridimensionale agli elementi finiti esteso all'intero impalcato con esclusione delle sottostrutture in c.a. (spalle), quindi vincolato esternamente in corrispondenza degli apparecchi di appoggio. Si tratta di un modello schematico, ma sufficientemente dettagliato per riprodurre in modo adeguato la geometria dell'impalcato e lo stato di sollecitazione e tensione a cui sono soggetti i vari elementi del ponte.

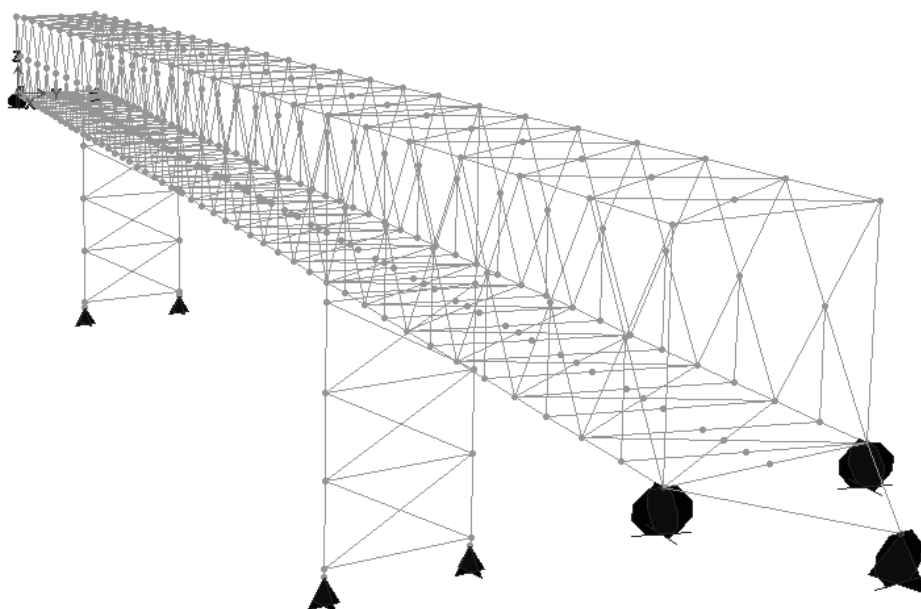
3.7.2 Schemi strutturali modellati

Il sistema di riferimento globale XYZ è una terna cartesiana con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto, asse y in direzione longitudinale del ponte.

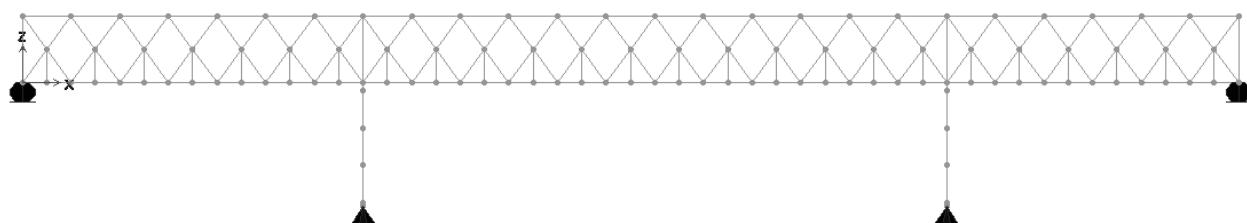
Riportare la descrizione dettagliata del modello comprensiva della numerazione degli elementi beam, risulterebbe molto oneroso e poco efficiente ai fini della comprensione globale dell'analisi dell'opera, così si è fatta la scelta di riportare la descrizione qualitativa della struttura in questo documento e rimandare ad un documento allegato i tabulati del codice di calcolo. In virtù di queste e altre considerazioni si è fatta la scelta di riportare le schematizzazioni che descrivono la geometria, lo stato di tensione e di sollecitazione, le tabelle riassuntive di sollecitazioni in modo da favorire la comprensione diretta e intuitiva di come effettivamente lavora la struttura, e di concentrare l'attenzione sui punti di maggiore criticità. Si rendono comunque disponibili, per consultazione, i listati degli elementi costituenti tali modelli, i dati di input, di output e i modelli presso il nostro studio di progettazione.



Nella figura seguente è illustrata la modellazione in tridimensionale con evidenza in primo piano dei puntoni in acciaio per l'ancoraggio sulla spalla lato Meduna.



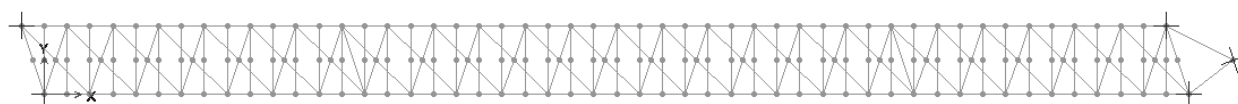
Nella figura seguente è illustrata la modellazione in alzato:



Nella figura seguente è illustrata la modellazione in pianta del controvento di piano superiore:



Nella figura seguente è illustrata la modellazione in pianta del controvento di piano inferiore:



Per le pile in acciaio, del resto realizzate ex novo in acciaio S355JR ma in modo identico a quelle esistenti, quindi chiodate, durante il primo stralcio, queste sono riprogettate nel primo stralcio in modo lungimirante, quindi in modo da assorbire le azioni di un ponte analogo a quello esistente di II categoria ai sensi del D.M. 04/05/1990. I carichi indotti da una destinazione ciclopeditonale sono sicuramente inferiori a quelli indotti dai veicoli pertanto la verifica delle pile in acciaio è pleonastica.

Analogo discorso per i puntoni orizzontali posti a collegamento longitudinale fra l'impalcato e il blocco in c.a. a tergo della spalla lato Meduna.

3.8 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi che cimentano la struttura secondo i carichi di un ponte di III categoria ai sensi del D.M. 14.01.2008.

Le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti stradali sono:

- g_1 = peso proprio delle strutture;
- g_2 = carichi permanenti portati;
- g_3 = altre azioni permanenti;
- ε_1 = distorsioni e presollecitazioni di progetto;
- ε_2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 = variazioni termiche;
- ε_4 = scorrimenti viscosi
- ε_5 = cedimenti vincolari;
- q_1 = carichi mobili;
- q_2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q_3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q_4 = azione centrifuga;
- q_5 = azione del vento;
- q_6 = azioni sismiche;
- q_7 = resistenze parassite dei vincoli;
- q_8 = azioni sui parapetti; urto di un veicolo in svio contro un elemento strutturale;
- q_9 = altre variabili.

3.8.1 Pesì propri strutturali

Poiché il calcolo delle sollecitazioni, delle deformazioni e dello stato tensionale è condotto tramite modello ad elementi finiti, come successivamente descritto in dettaglio, il calcolo dei pesi propri della struttura metallica è condotto automaticamente sulla base della definizione delle sezioni resistenti degli elementi "beam" che costituiscono il modello strutturale che sarà successivamente esposto. Per l'acciaio si è utilizzata una densità di 78.50 kN/m^3 .

Per tenere conto della presenza di piatti e bulloni delle giunzioni tra i conci, dei piatti e bulloni di attacco dei controventi verticali ed orizzontali, si considera, a favore di sicurezza, un'incidenza forfettaria pari al 15% del peso delle strutture metalliche.

3.8.2 Sovraccarichi permanenti

Nell'ottica di realizzare il piano viario mediante tavole su travi in legno, poggianti sui traversi in acciaio esistenti, si ha un sovraccarico permanente pari a:

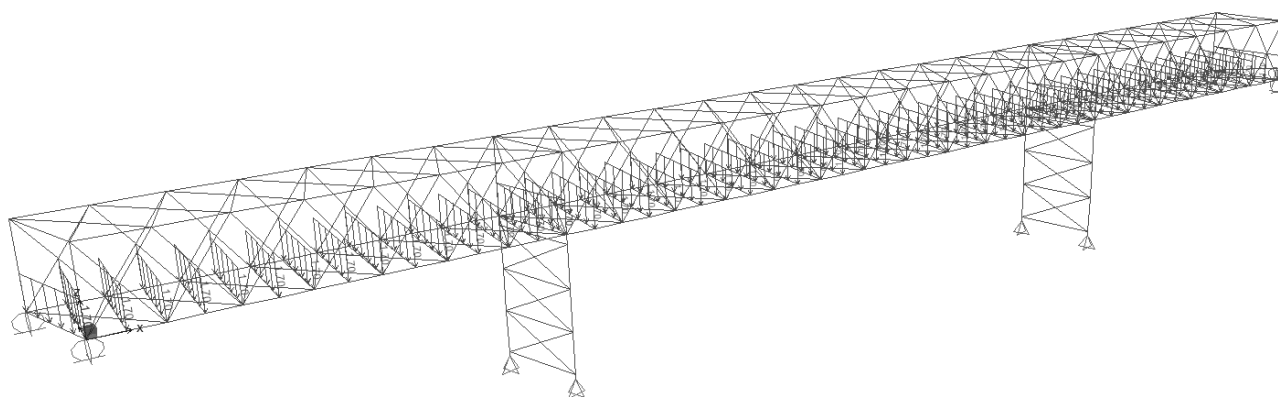
CARICHI PERMANENTI PORTATI (g_2)							
g_a =				0.25 kN/mq	travi IPE180/55 cm		
g_b =				0.45 kN/mq	peso proprio tavolato in legno $s_p=7 \text{ cm}$		
g_c =				0.15 kN/mq	opere varie di finitura		
$g_{tot}=g_a+g_c$ =				0.85 kN/mq			

Nel prospetto seguente si evidenzia il carico permanente portato allo stato di fatto, o meglio prima del primo stralcio poiché ad oggi tutto il piano viario è stato già rimosso sia per agevolare le operazioni di sollevamento del ponte durante il 1° stralcio che per rendere completamente ispezionabile la struttura portante esistente. Si nota un radicale alleggerimento del piano viario poiché si passa da 6.28 kN/m^2 a 0.85 kN/m^2 ; questo si traduce in una riduzione dei carichi

gravitazionali ma pure delle masse sismiche. In tal senso si ha un notevole miglioramento delle condizioni strutturali del ponte.

CARICHI PERMANENTI PORTATI (g2)						
ga=					0.7 kN/mq	peso profili Zorès
gb=	19	x	0.15	m (spess. medio)=	2.85 kN/mq	peso materiale arido
gc=	21	x	0.13	m (spess. medio)=	2.73 kN/mq	peso bynder + tappeto d'usura
gtot=ga+gb+gc=					6.28 kN/mq	

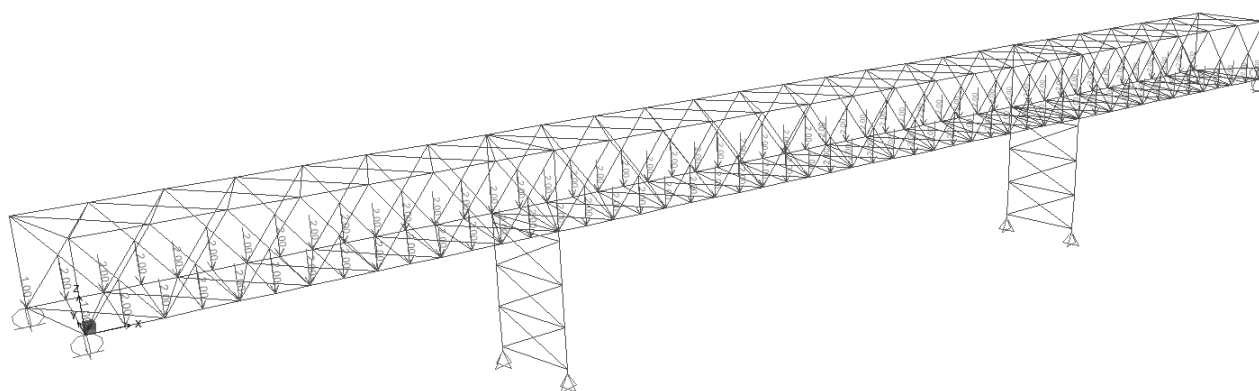
Frame Span Loads (g2_a-b-c_legno_LT) (As Defined)

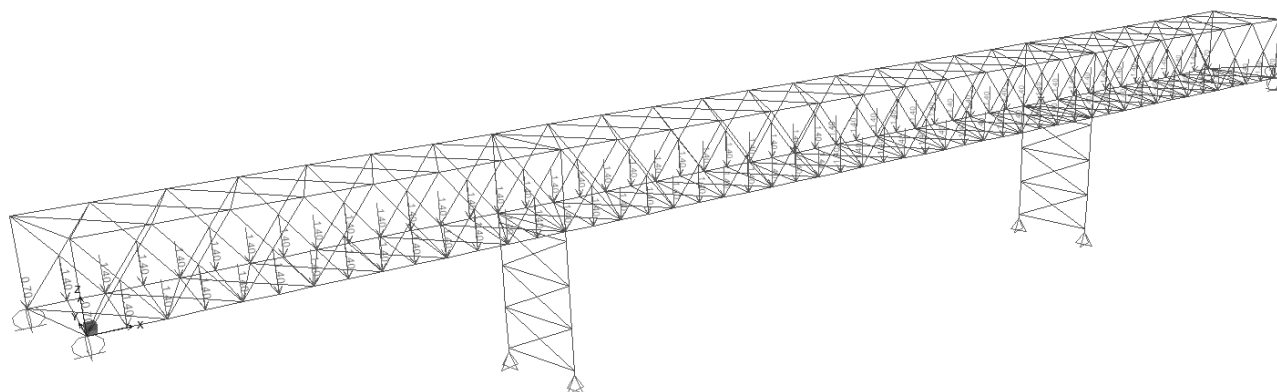


Altri carichi permanenti portati sono i seguenti:

gd=					1 kN/m	parapetto
ge=					0.7 kN/m	tubazioni impianti

Joint Loads (g2_d_LT) (As Defined)





Altri sovraccarichi permanenti sono indotti dalla spinta idrodinamica (la spinta idrostatica non produce effetti) del fiume sulle pile in elevazione. L'andamento della velocità è di tipo parabolico con velocità nulla sul fondo del canale. L'andamento della pressione idrodinamica presenta andamento triangolare con pressione massima a livello del pelo libero dell'acqua.

Nel prospetto successivo viene esplicitata la pressione sul montante verticale e su quello inclinato della pila.

ALTRE AZIONI PERMANENTI - SPINTA IDRODINAMICA (g3)

Azione idrodinamica della corrente sulla pila (pressione con andamento triangolare - velocità con andamento parabolico)

$$P_{media} = 0.517 \cdot k (V_{media})^2 =$$

$$P_{max} = 2k (V_{media})^2 =$$

$$k =$$

$$V_{media} =$$

$$z_{max} =$$

$$b_{est} =$$

$$b_{int} =$$

$$F_{tot} = 4(P_{max} \cdot b) \cdot z_{max} / 2$$

$$2.48 \text{ kN/mq}$$

$$4.96 \text{ kN/mq}$$

$$1.2$$

$$2 \text{ m/s}$$

$$10.15 \text{ m}$$

$$0.3 \text{ m}$$

$$0.5 \text{ m}$$

$$30.23 \text{ kN}$$

pressione media dell'acqua

pressione massima dell'acqua

coefficiente di forma della pila

velocità media dell'acqua

profondità massima acqua

larghezza 2 stilate inclinate esterne della pila

larghezza 2 stilate verticali interne della pila

spinta idrodinamica totale sul baricentro triangolo spinta

	pressione [kN/mq]	carico distribuito [kN/m]	
		interne	esterne
p6=	4.96	2.5	1.5
p5=	4.62	2.3	1.4
p4=	3.13	1.6	0.9
p3=	1.64	0.8	0.5
p2=	0.15	0.1	0.0
p1=	0.00	0.0	0.0

sommità apparecchi appoggio

fondo fiume

3.8.3 Sovraccarichi di esercizio

3.8.3.1 Carichi da folla

Dal § 5.1.3.3.4 Categorie Stradali del D.M. 14.01.2008, in base ai carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

1a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

3a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3a Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Dal D.M. 14.01.2008 si evince che le azioni variabili del traffico, **comprensive degli effetti dinamici**, per quanto concerne i ponti di 3a categoria sono caratterizzate dallo Schema di Carico 5.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

E' importante notare che (al di là dell'errore di battitura per cui si deve considerare lo schema di carico 5 e non 4), il paragrafo successivo delle NTC'08 appare rappresentare in modo fedele lo scenario di carico che interesserà il ponte in questione poiché difficilmente si avrà folla diffusa con costante intensità su tutto lo sviluppo longitudinale del ponte, oltretutto su tutta la larghezza dell'impalcato. La stessa impostazione si ritrova nell'eurocodice.

C5.1.4.9 Ponti di 3^a categoria

Per i ponti di 3^a categoria si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

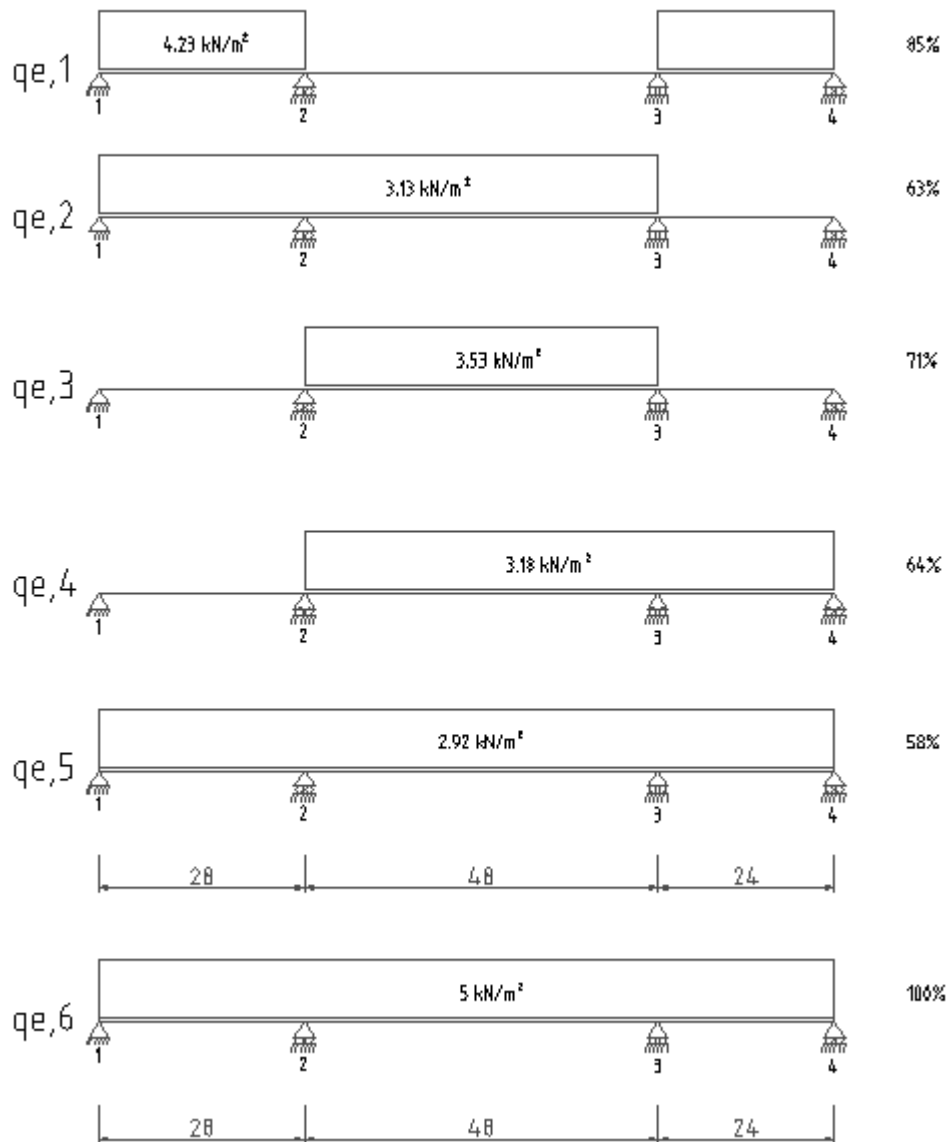
L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m². Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C5.1.2})$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

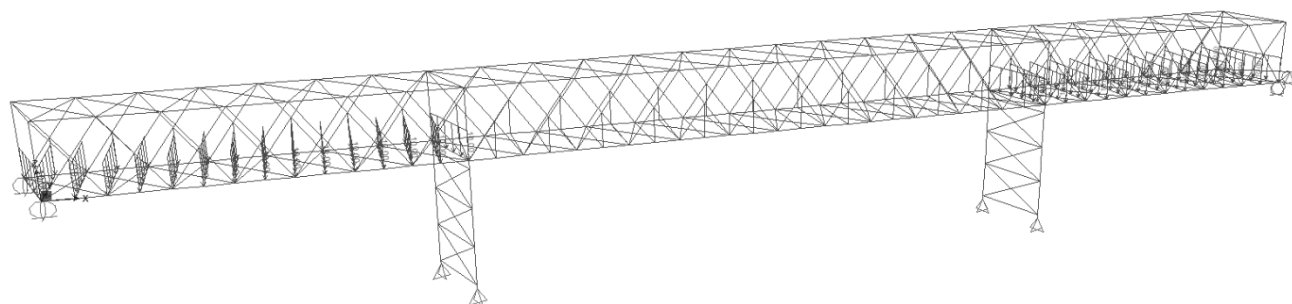
Per il ponte in parola, si applica il teorema di Land, per definire le configurazioni di carico che maggiormente impegnano la struttura, come nel seguito rappresentato:

carichi da folla

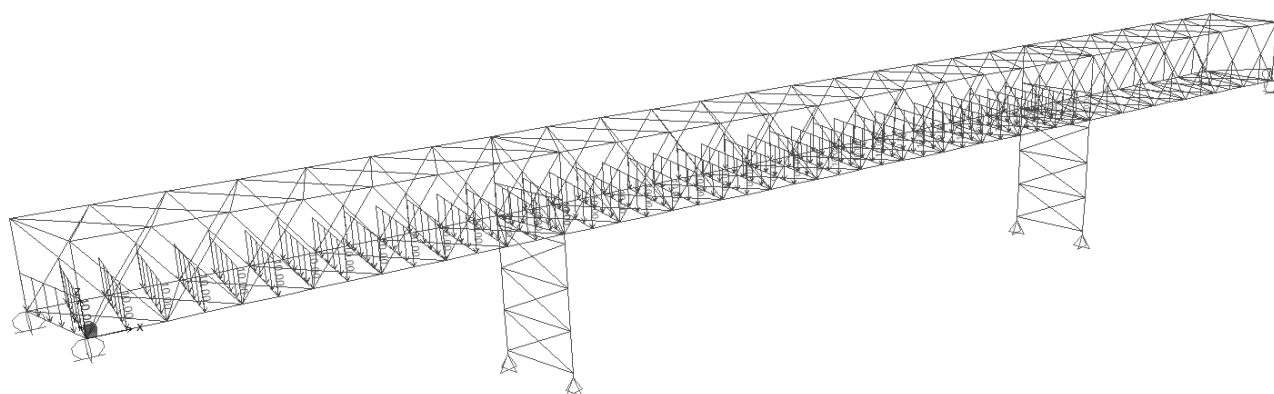


Come anticipato, in senso trasversale si considera il ponte sempre impegnato per tutta la sua larghezza utile. In senso longitudinale si applica il teorema di Land con il carico indicato nello schema precedente in funzione della lunghezza della stesa di carico in applicazione della formula C5.1.2 del decreto. Sostanzialmente la normativa riduce il carico proporzionalmente alla lunghezza nell'ottica che vi sono meno possibilità di carico che interessino lunghi tratti del ponte. Le percentuali riportate a destra nello specchio evidenziano il rapporto fra il carico assunto nel calcolo e il carico di 5 kN/m² che suggerirebbe di primo acchito la norma.

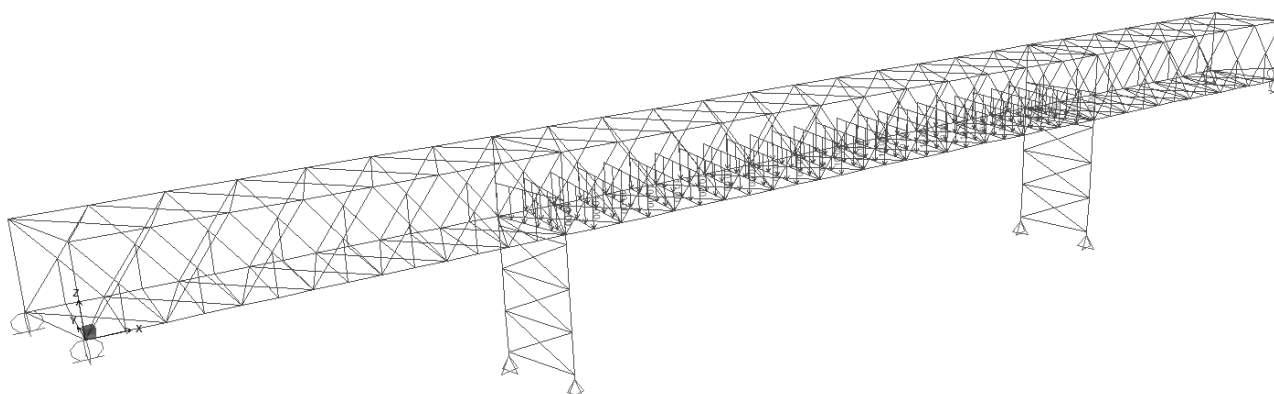
Come si nota il caso qe,6 esula dalla parzializzazione di cui sopra, ma si vuole tenere in considerazione ugualmente poiché per una questione di probabilità potrebbe essere che la folla si disponga su tutto il ponte; si tratta di una impostazione conservativa poiché 5 kN/m² significano circa 6 persone a metro quadrato su tutto il ponte.



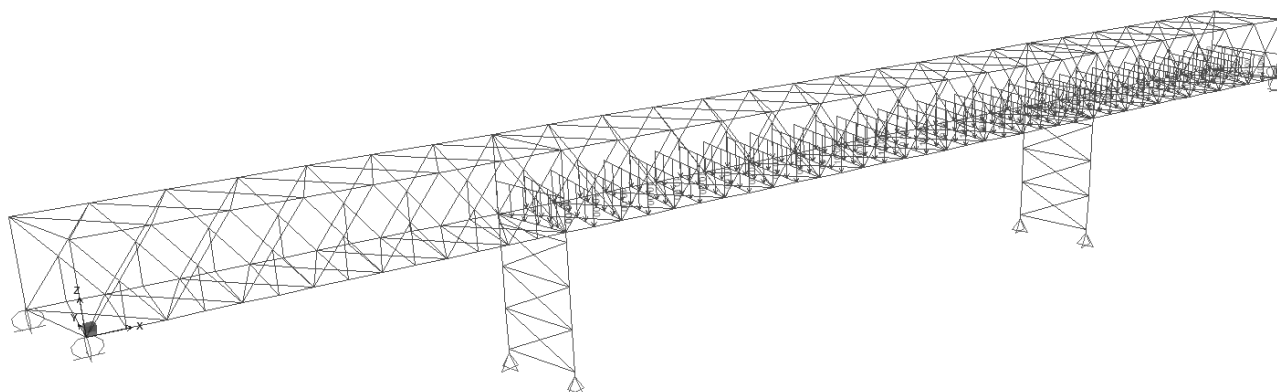
Condizione di carico $q_{e,1}$



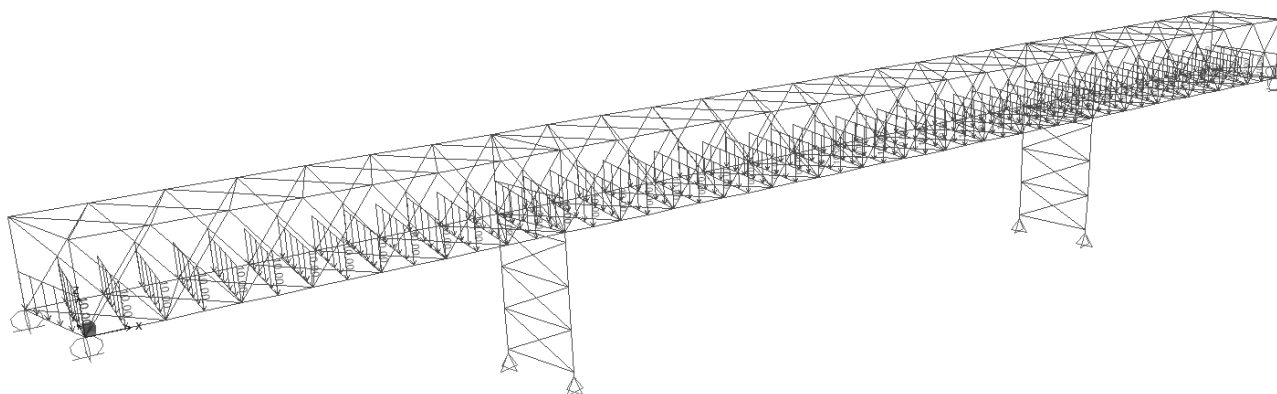
Condizione di carico $q_{e,2}$



Condizione di carico $q_{e,3}$



Condizione di carico qe,4



Condizione di carico qe,5

Per qe,6 schema analogo a qe,5.

Tecnicamente il carico è stato modellato sempre come 5 kN/m^2 in SAP2000, dopodichè la riduzione per effetto della lunghezza della stesa di carico è avvenuta nella “load case” di SAP2000 come si evince dallo specchietto successivo:

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design..

Stiffness to Use: ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type: ☒ Linear
☐ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction

Mass Source: MSSSRC1

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	qe,1	0.85
Load Pattern	qe,1	0.85

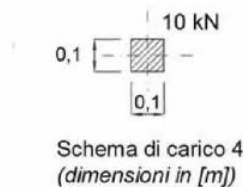
Add Modify Delete

OK Cancel

3.8.4 Carichi mobili da manutenzione/soccorso

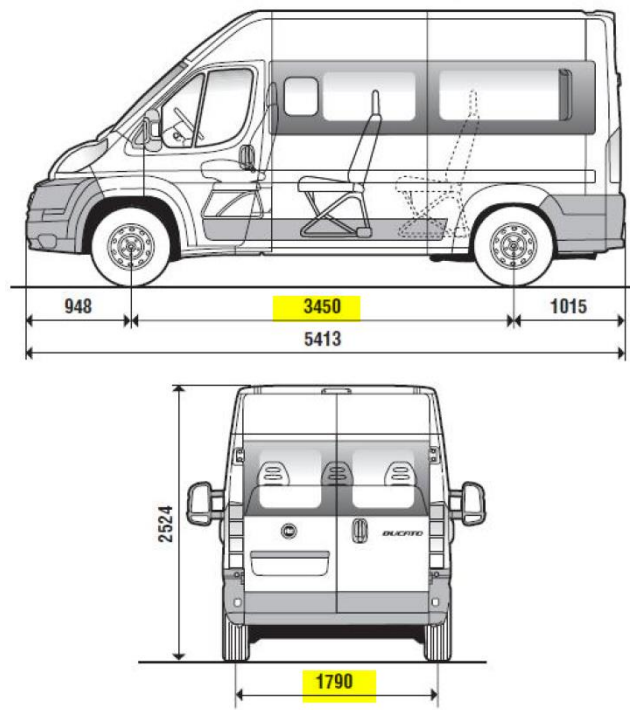
Il carico indicato nella circolare 617/2009 al § C5.1.4.9 (40 kN per ruota sull'asse posteriore) non si adatta alla passerella in questione. Pertanto si considera lo schema 4 del D.M. 14.01.2008 riportato nel seguito.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtia e sulle passerelle pedonali.



Inoltre si considera il carico indotto da un veicolo di soccorso:

Marca Furgone	
Versione	35 MH2 3.0 Multijet 16v 180CV 6M
Motorizzazione	Diesel - EURO 5
Cilindrata	2999
Potenza Motore	130 kv
Trazione	2 ruote motrici
Cambio	Manuale 6 marce più retro
Passo	Medio, 3.450 mm
Dimensioni	Lunghezza 5.413 mm Larghezza 2.050 mm Altezza 2.525 mm
Peso in q.	35 q.
Guida	Servosterzo
Chiusura	Centralizzata con telecomando
Alzacristalli	Elettrici in cabina
Frenata	ABS con EBD sistema di assistenza alla frenata MBD - Terzo stop
Sedili in cabina	Conducente sedile regolabile con air bag - passeggero sedile biposto con cinture a 3 punti
Altro	Kit fix and go, model year, sedili in tessuto, sensore livello olio, servotronic
Condizionamento in cabina	Manuale cod. FIAT 025 e predisposizione clima posteriore cod. Fiat 4gt
Batteria	Maggiorata 110 Ah, cod. Fiat 782, predisposizione batteria e presa trasformatore, cod. Fiat 081



Nel calcolo viene assunto un carico caratteristico ma dinamicizzato di 8.75kN
 $(35\text{kN}/4) \cdot 1.20 = 10.5 \text{ kN}$ per ogni ruota.

3.8.5 Vento

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			8
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

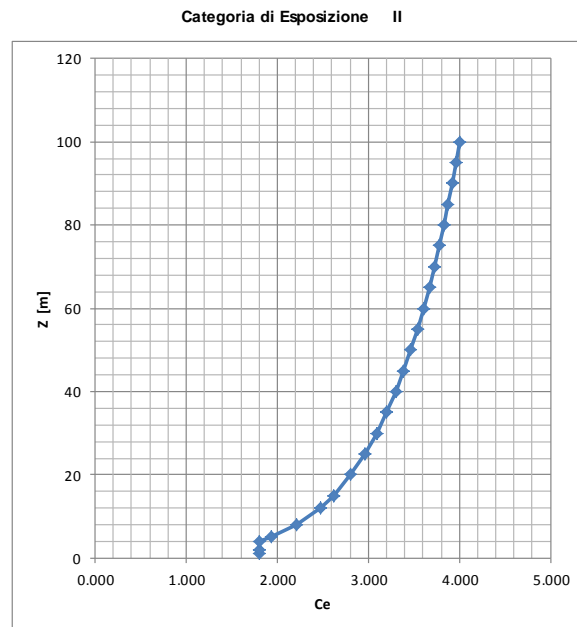
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	D	8

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

pressione del vento [kN/mq]		
z [m]	c _e	p/cp = q _b · c _e · c _d
1	1.801	0.704
2	1.801	0.704
4	1.801	0.704
5	1.929	0.755
8	2.212	0.865
12	2.469	0.966
15	2.616	1.023
20	2.810	1.099
25	2.965	1.160
30	3.094	1.210
35	3.205	1.254
40	3.302	1.292
45	3.389	1.326
50	3.468	1.357
55	3.540	1.385
60	3.606	1.411
65	3.668	1.435
70	3.725	1.457
75	3.779	1.478
80	3.829	1.498
85	3.877	1.517
90	3.922	1.534
95	3.965	1.551
100	4.006	1.567

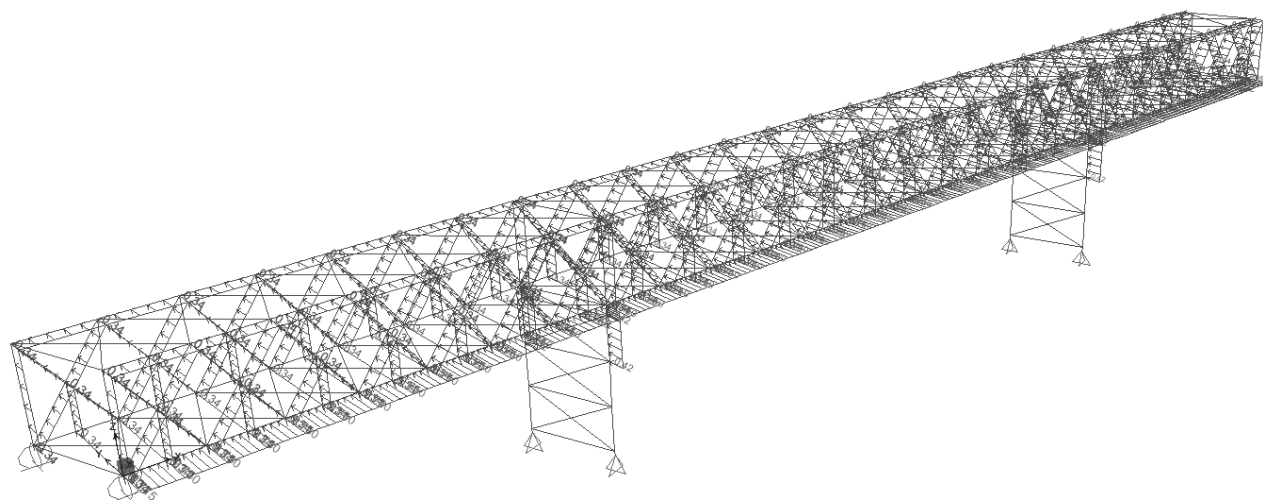
pressione del vento [kN/mq]		
z [m]	c _e	p/cp = q _b · c _e · c _d
7.00 m	2.130	0.833
7.00 m	2.130	0.833



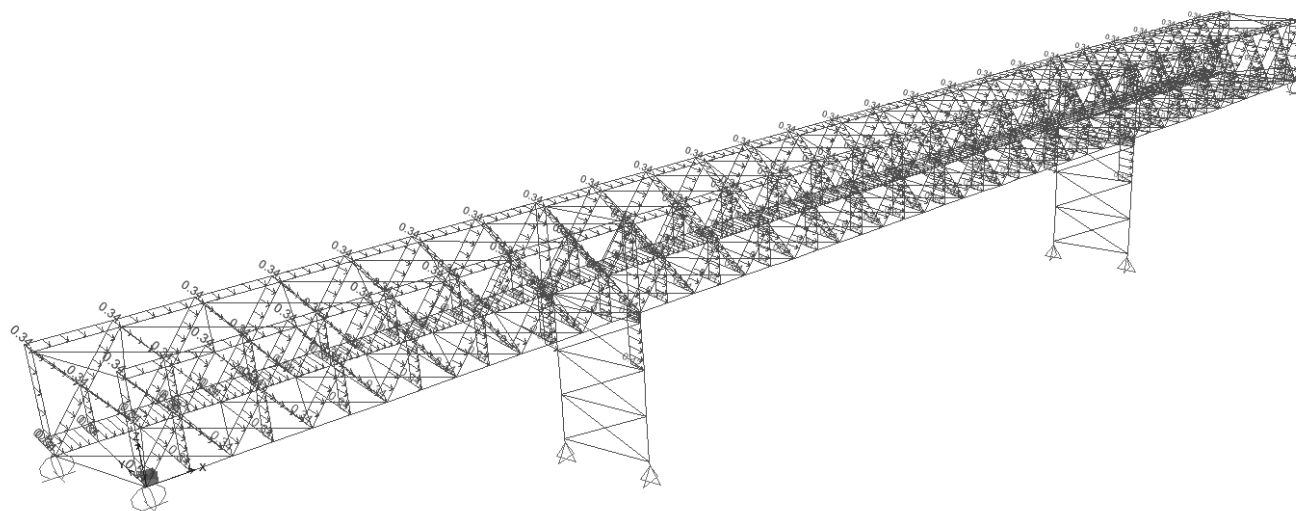
Non si considera alcuna schermatura di una parete rispetto a quella successiva. Per ogni profilo si considera un coefficiente di pressione pari a $c_p=2$. Per il piano viario si considera un unico fronte di altezza pari a 0.65 m con coefficiente di pressione $c_p=1.30$.

$$q_{\text{profili pareti}}: 0.833 \text{ kN/m}^2 \times 2 = 1.67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{piano viario}}: 0.833 \text{ kN/m}^2 \times 0.47 \text{ m} \times 1.30 = 0.5 \text{ kN/m}$$



Condizione di carico Vento +y



Condizione di carico Vento -y

3.8.6 Neve

	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s (\text{carico neve sulla copertura [N/mq]}) = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

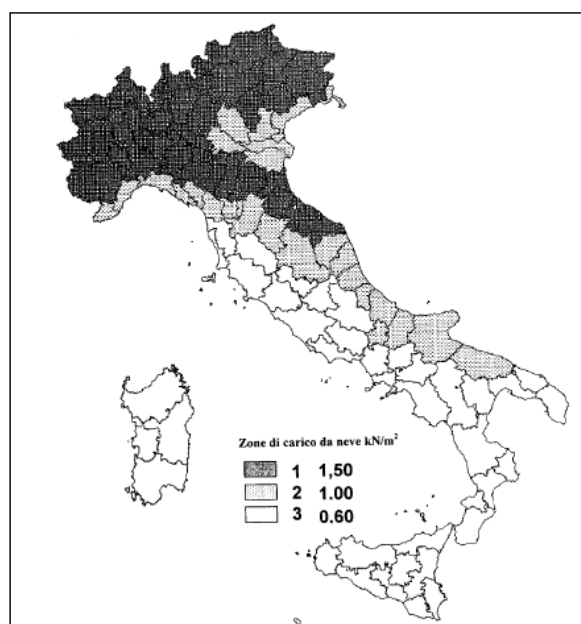
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	8
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/m ²])	1.50

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

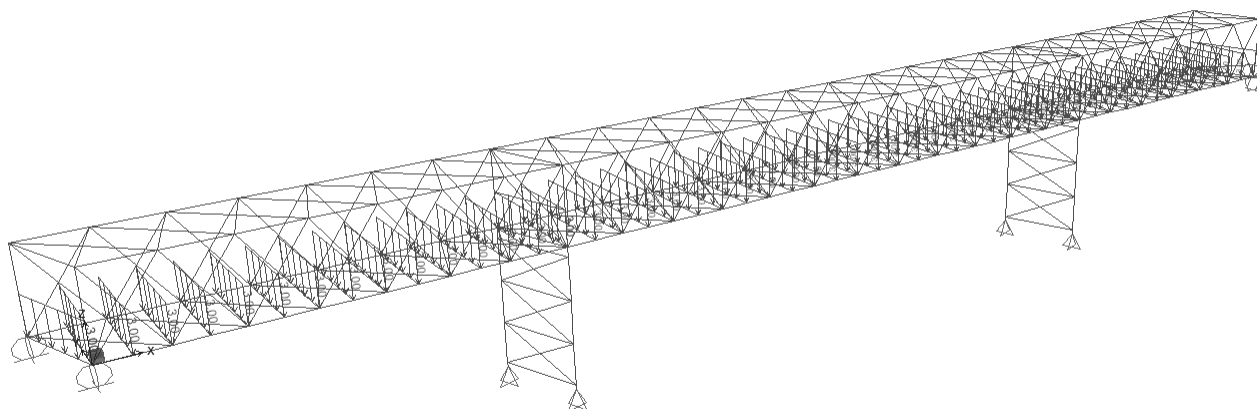


Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/m ²])	1.50
---	------



Condizione di carico Neve

3.8.7 Distorsioni

3.8.7.1 Variazione termica uniforme

Ai fini della determinazione degli scorrimenti sugli appoggi mobili e delle reazioni su quelli fissi e unidirezionali longitudinali si considera un carico termico (□3) uniforme di $\pm 40^{\circ}\text{C}$ applicato all'intera struttura. In merito all'adozione di 40°C come valore della variazione termica, occorre precisare che, mentre il D.M. 14.01.2008 specifica $\pm 25^{\circ}\text{C}$ per edifici in acciaio (strutture non protette). Considerando inoltre che le strutture di un ponte sono sicuramente più esposte agli agenti atmosferici di quelle, di un edificio, appare opportuna una maggiorazione rispetto al minimo richiesto dalla normativa.

Trasversalmente non vi saranno deformazioni, mentre le sollecitazioni che nasceranno sono trascurabili.

Longitudinalmente, sulla spalla lato Meduna si troverà lo zero termico mentre sulla pila lato Meduna si avrà:

$$\Delta L = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot L = \pm 0.0000125 \cdot 40 \cdot 24000 = \pm 12 \text{ mm}$$

Sulla pila lato Motta si avrà:

$$\Delta L = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot L = \pm 0.0000125 \cdot 40 \cdot 72000 = \pm 36 \text{ mm}$$

Sulla spalla lato Motta si avrà:

$$\Delta L = \pm \alpha \cdot \Delta T \cdot L = \pm 0.0000125 \cdot 40 \cdot 100000 = \pm 50 \text{ mm}$$

Con L si indica la distanza fra lo zero termico (spalla Meduna) e il punto oggetto di studio di cui si valuta lo spostamento.

3.8.7.2 Cedimenti differenziali sottostrutture

In relazione alla lunghezza dell'impalcato e alle scarse caratteristiche del terreno si è preso in considerazione il cedimento differenziale vincolare (□5) di una pila rispetto alle adiacenti. Il cedimento differenziale considerato vale 4.8 cm, pari ad $L/1000$ dove L rappresenta la campata gravante sulla fondazione suscettibile di cedimento, come raccomandato in letteratura.

3.8.8 Azioni Sismiche (q6)

Per la definizione progettuale delle opere in oggetto il progettista dichiara di operare in conformità a tutte le norme vigenti:

- D.M. 14/01/2008 – "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009

Il § C8A.8.1 del decreto prevede che per l'analisi sismica si debba impiegare per i ponti esistenti lo stesso approccio che per i nuovi ponti.

Si considera la combinazione delle direzioni del sisma utilizzando il metodo SRSS (Square Root Sum Squares) in linea con l'orientamento delle norme più recenti come l'eurocodice 8.

Trattandosi di costruzione ricadente in ZONA SISMICA 3, ai sensi della classificazione allegata all' O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 con definizione della pericolosità sismica come disciplinato dall'allegato A alle NTC08, sita in comune di Meduna di Livenza (parametri sismici leggermente superiori a quelli di Motta di Livenza), si sono tenute in considerazione le disposizioni impartite ancora dall'allegato A delle NTC 08, per la determinazione delle forzanti sismiche orizzontali da imporre alle strutture portanti. I parametri a_g , F_0 , T_c^* , S_s , S_t , ξ , il tipo di terreno, la vita utile e la classe d'uso della struttura, utile alla definizione degli spettri di risposta, per i vari stati limite allo studio, verranno ripresi nel seguito.

Ai sensi del § 2.4 del D.M.14/01/2008 il progettista strutturale ha considerato:

- una vita nominale di $V_n = 50$ anni;
- una classe d'uso II con coefficiente d'uso $C_u = 1$ cui corrisponde un periodo di riferimento per l'azione sismica pari $V_r = V_n \cdot C_u = 50$ anni.

Ai sensi del § 3.2 del D.M.14/01/2008 il progettista strutturale ha inoltre considerato:

- la categoria di sottosuolo di cui alla Tabella 3.2.II: D
- la categoria topografica di cui alla Tabella 3.2.IV: T1

• Per lo stato limite SLV i parametri di riferimento del sito sono:

$$a_g/g = 0.138; F_0 = 2.487; T_c^* = 0.351;$$

- Zero sismico

Per zero sismico, si intende il livello di riferimento per il calcolo della forzante sismica. Nel caso in esame il progettista ha fissato lo zero sismico coincidente con il livello dello spiccato delle fondazioni delle pile.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'analisi modale lineare dinamica secondo le disposizioni del § 7.3 del DM 14/01/2008.

Nel seguito si riportano le formulazioni necessarie ad implementare lo spettro di risposta elastico orizzontale.

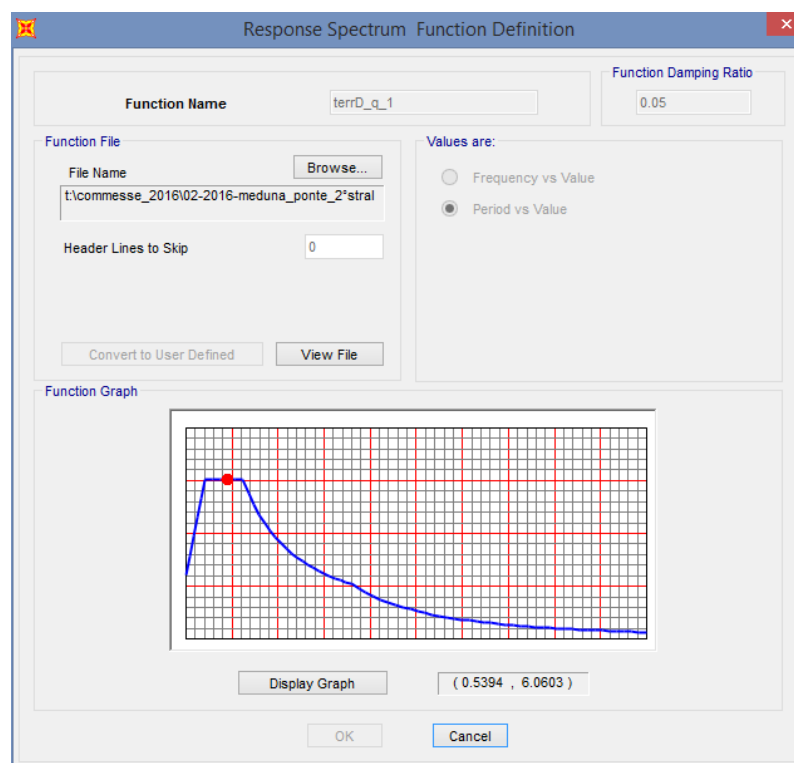
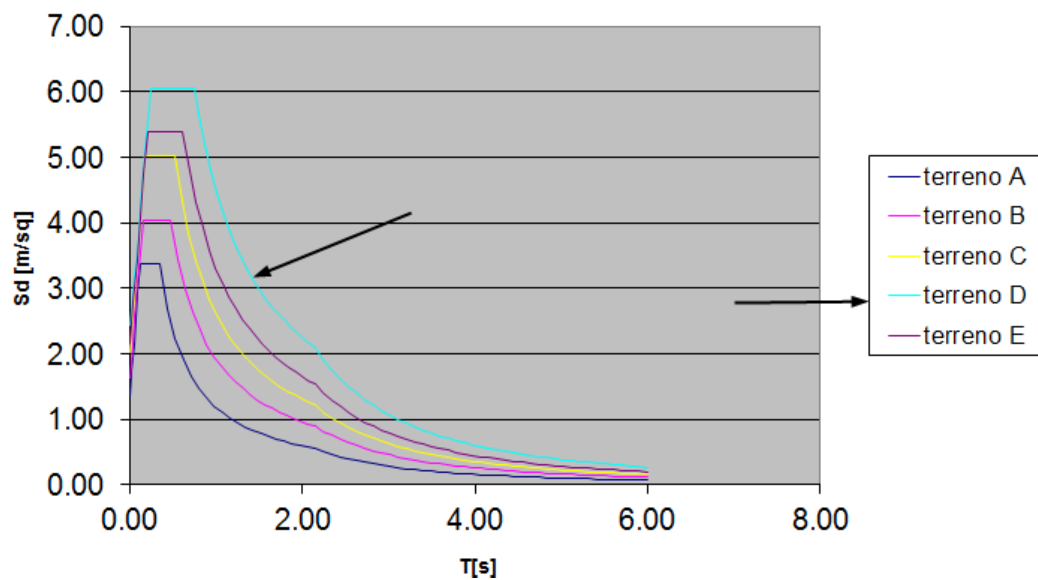
$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

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

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

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

SPETTRO ELASTICO ORIZZONTALE in accelerazione NTC '08



L'analisi sismica lineare statica equivalente è stata implementata per controllo della bontà dei risultati dell'analisi modale di cui sopra.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQ,x_long_statica	LinStatic		1149	0	0
EQ,y_trasv_statica	LinStatic		0	1149	0
EQ_H,x,mod	LinRespSpec	Max	1040	382	25
EQ_H,y,mod	LinRespSpec	Max	354	969	17

Come si nota i taglianti totali di piano sono nel rapporto minimo dell'80% fra modale e statica equivalente. Questo risultato è stato ottenuto tarando l'analisi modale; come anticipato impiegando un coefficiente di struttura pari a 1.50 si otterrebbe un coefficiente di scala pari a $1/1.5=0.67$. In realtà per ottenere i risultati di cui sopra sono stati impiegati i coefficienti 1.08 in direzione longitudinale (X) e 1 in direzione trasversale (Y) come si nota dalle due figure successive:

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EQ_H,x,mod Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- ☒ CQC GMC f1: 1. GMC f2: 0.
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute
- Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:

- Use Modes from this Modal Load Case: MODALE
- ☒ Standard - Acceleration Loading
- ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	terrD_q_1	1.08
Accel	U1	terrD_q_1	1.08

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EQ_H.y.mod Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design..

Modal Combination:

- ☒ CQC GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:

- Use Modes from this Modal Load Case: MODALE
- ☒ Standard - Acceleration Loading
- ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	terrD_q_1	1.
Accel	U2	terrD_q_1	1.

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

- Combinazioni dei modi di vibrare
CQC
- Combinazioni delle direzioni del sisma
metodo SRSS
- Numero di modi di vibrare
40
- Massa eccitata con l'analisi modale
Superiore all'85% come da § 7.3.3.1 del D.M. 14.01.08

	OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
►	MODALE	Acceleration	UX	99.9061	91.5223
	MODALE	Acceleration	UY	99.9064	94.6733
	MODALE	Acceleration	UZ	81.7111	38.9691

- Masse sismiche considerate
Secondo il § 3.2.4 del D.M. 14.01.08 il progettista ha considerato le seguenti masse sismiche

$$G + \sum \psi_j Q_{kj}$$

Con ψ_j riscontrabile nella tabella 2.5.I

Con G=carichi permanenti

Q_{kj} =azione variabile caratteristica j-esima

Nel caso in esame questo si traduce in:

Peso proprio+Sovraccarichi permanenti + 0% carichi variabili da folla+0% neve.

Load Pattern	Multiplier
g2_d_LT	1.
g2_e_LT	1.
g2_a-b-c_legno_LT	1.
g1_sw	1.
qe,5	0.

- Fattore di struttura considerato

Il § C8A.8.1 del decreto prevede che si debba impiegare per i ponti esistenti lo stesso approccio che per i nuovi ponti. Quindi al § 7.9.2.1 è definito un coefficiente di struttura $q_0=1.5$ per ponti con pile realizzate con profili concentrici. La struttura è regolare pertanto $q=q_0=1.5$.

- Classe di duttilità

B (bassa)

- Gerarchia delle resistenze per strutture in elevazione:

Non considerata poiché è stata effettuata un'analisi pseudo elastica avendo considerato $q=1.50$.

- Azione sismica verticale:

La componente verticale del sisma è stata trascurata poiché l'opera è sita in zona sismica tipo 3.

- Combinazione dell'azione sismica con altre azioni

Secondo il § 3.2.4 del D.M. 14.01.08 il progettista ha considerato la seguente combinazione del sisma colle rimanenti azioni in gioco in analogia alle assunzioni effettuate per la definizione delle masse sismiche:

$$G+P+E+\sum \psi 2j^*Qkj$$

Con $\psi 2j$ riscontrabile nella tabella 2.5.I

Con G=carichi permanenti

P=precompressione

E=azione sismica

Qkj=azione variabile caratteristica j-esima

3.8.9 Obiettivo dal punto di vista sismico

Come si può riscontrare dai tabulati del codice di calcolo, non si riesce ad adeguare il ponte dal punto di vista sismico nell'accezione del § 8.4.1. Di fatto si ottiene un notevole miglioramento sismico della struttura; rispetto alla situazione col piano viario realizzato con zorès e massicciata sono state ridotte notevolmente le masse in gioco. Con questo progetto verranno ripristinati i controventi di piano con interventi di sostituzione locale. Analogo discorso per la sostituzione degli elementi danneggiati da urti. In conclusione possiamo dire che eseguiremo interventi di riparazione e intervento locale ai sensi del § 8.4.3 del D.M. 14.01.2008 ottenendo un miglioramento sismico del comportamento della struttura.

3.8.10 Fatica

Non viene condotta la verifica a fatica poiché non richiesta dal D.M. 14.01.2008. I cicli di carico a fatica infatti sono disciplinati solo per traffico veicolare.

L'eurocodice 1991-2 "carichi da traffico sui ponti" marca con più precisione la distinzione fra carichi per ponti stradali da quelli per ponti pedonali. Alla sezione 5 dedicata alle passerelle non c'è nessun riferimento alle verifiche a fatica.

Per le ragioni sopra esposte in questo progetto non viene condotta la verifica a fatica poiché implicitamente la norma lascia pensare che sia un effetto trascurabile; anche questo rappresenta una migliona nel passaggio da ponte veicolare alla nuova destinazione d'uso.

3.9 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

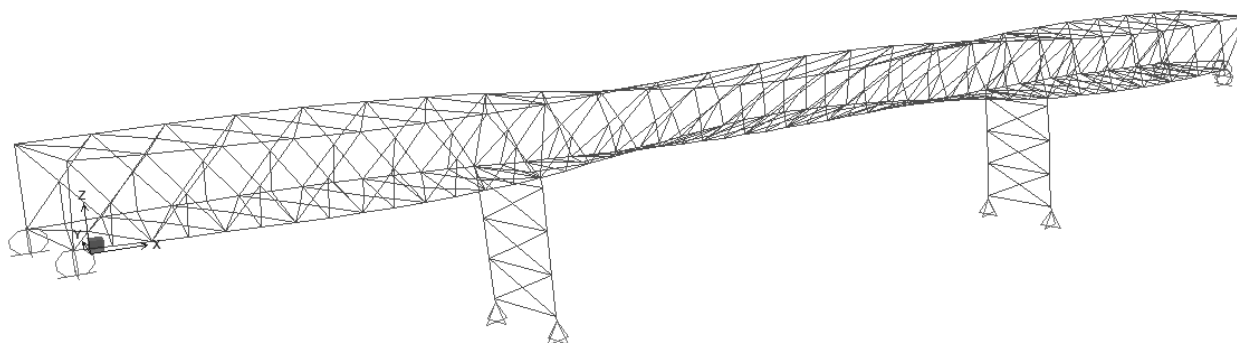
Come anticipato il decreto non obbliga alla verifica degli stati limite di esercizio per ponti esistenti. Tuttavia attraverso il modello di calcolo tridimensionale sono state analizzati gli effetti dinamici che rispettano quanto indicato dalla norma e qui brevemente richiamato.

3.9.1 Vibrazioni

C5.1.4.9.1 Modelli dinamici per ponti di 3a categoria

Vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause, quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte. Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort, facendo riferimento a normative e a procedure di comprovata validità.

A titolo puramente informativo, si può considerare che, in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammina eccita il ponte con un'azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e che un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.



Deformazione modale – modo 4

Come si nota dalla figura successiva la prima frequenza relativa al moto verticale è pari a $f=3.28$ Hz pertanto diversa da quelle critiche citate dalla norma.

Il range di frequenze che garantisce il comfort dei pedoni varia da 3 a 5 Hz secondo la ISO 2631 quindi la frequenza del ponte in parola ricade dentro a questo range.

3.9.2 Spostamenti



Deformazione per carico da folla

$f = 17 \text{ mm} = L/2823$ quindi accettabile

3.10 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Dal § 5.1.3.1.2 si evince che ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

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

	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
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						

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

Nel nostro caso i carichi variabili da traffico coincidono con la folla come da § 5.1.3.3 mentre i carichi variabili sono rappresentati da neve e vento come da § 5.1.3.7. Da notare che per i carichi variabili da traffico la norma permette di amplificarli del coefficiente 1.35 poiché carichi convenzionali. Cautelativamente nel calcolo globale del ponte si considera 1.5 mentre nelle verifiche locali 1.35.

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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	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

Si notano alcune cose:

1. I coefficienti ψ_0 definiscono la combinazione allo stato limite ultimo: sostanzialmente quando il carico da folla per ponti non è prevalente non viene combinato con altri carichi
2. I coefficienti ψ_1 non sono considerarsi poiché per ponti esistenti non è necessario valutare gli stati limiti di esercizio come disciplinato da § C8A.8.2 relativo ai ponti esistenti

3. I coefficienti ψ_2 definiscono la combinazione sismica e prevedono la compresenza di sisma e dilatazioni termiche. Invece la folla non è da considerarsi quale massa sismica.

Dal § 5.1.3.1.2 si evince che le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2. Evidenziamo le combinazioni in parola:

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

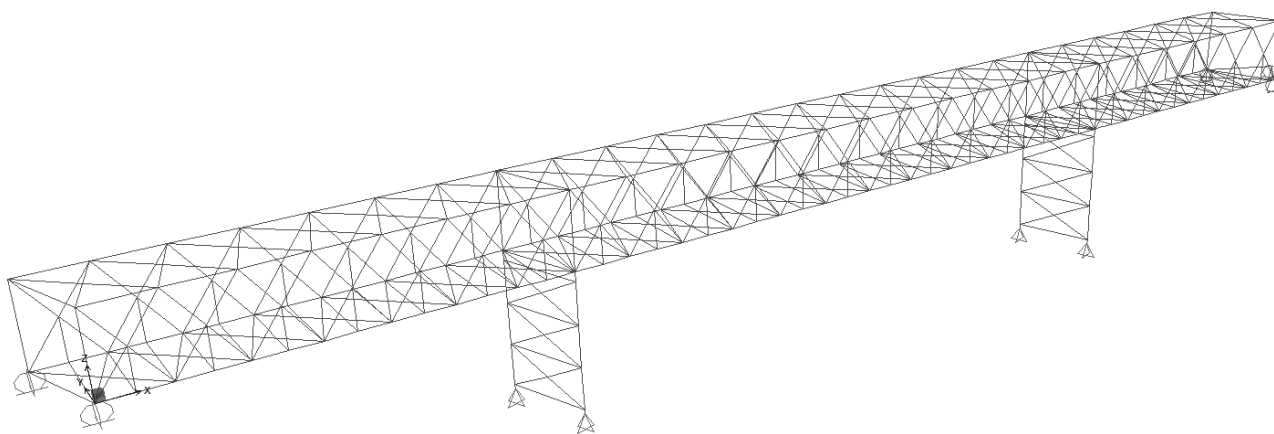
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

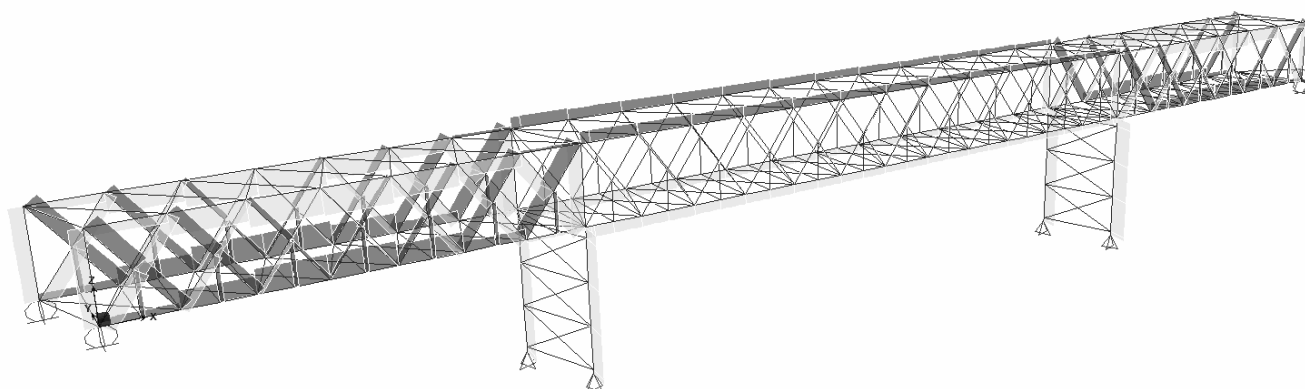
3.11 PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE

Nel seguito si riportano i diagrammi dei parametri della sollecitazione che interessano le travi longitudinali dell'impalcato nonché le pile. Si riportano per brevità solo i diagrammi con conservazione dei rapporti di forma. Per quanto riguarda il valore degli stessi parametri si rimanda alle verifiche delle sezioni. Rimangono a disposizione, presso la nostra sede, i modelli di calcolo automatico impiegati per la determinazione delle sollecitazioni.



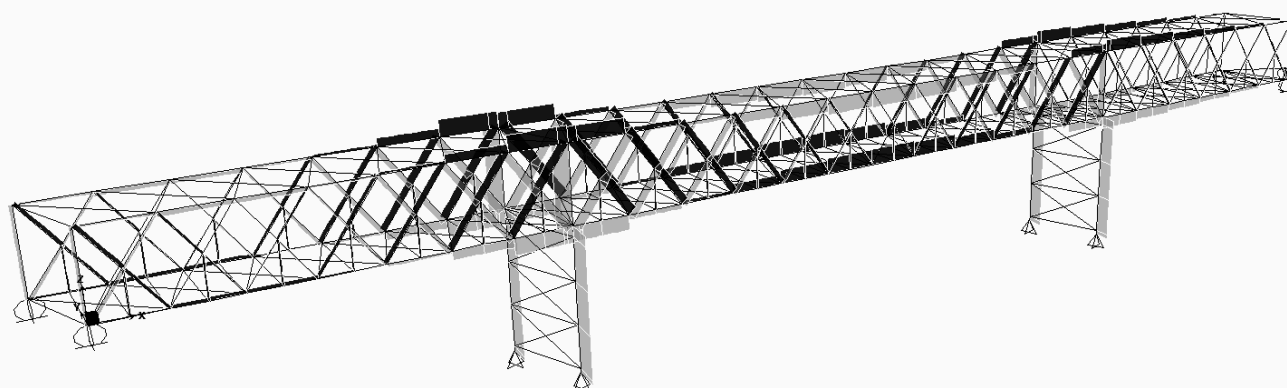
Modello di calcolo

Axial Force Diagram (Qe.1)

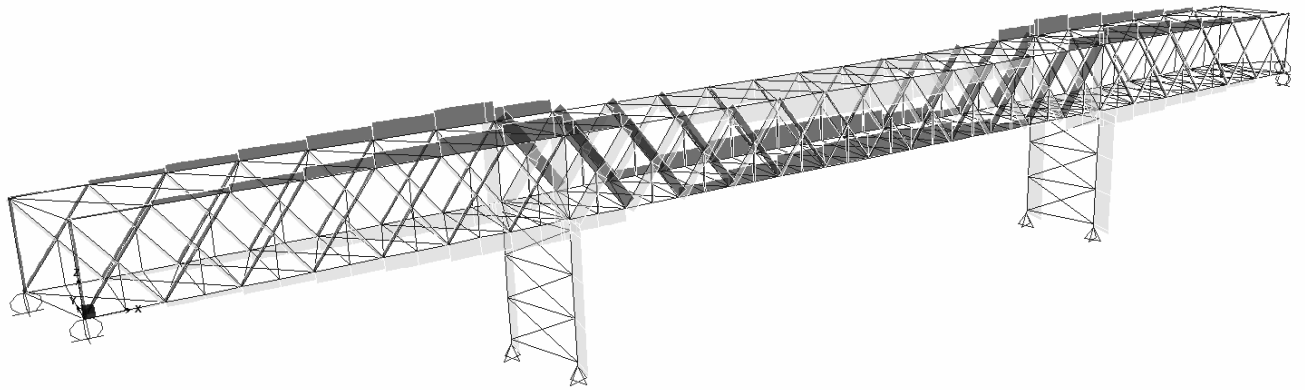


Sforzo assiale condizione Qe,1

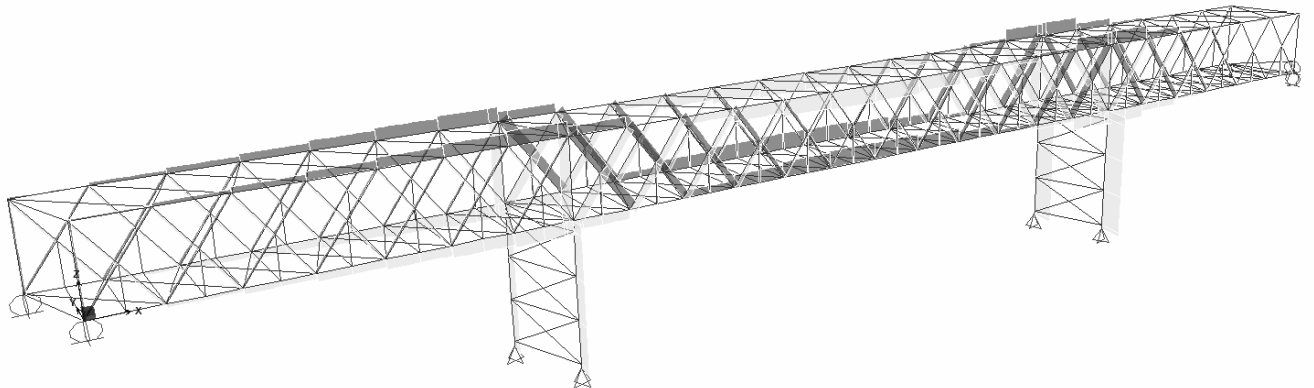
Axial Force Diagram (Qe.2)



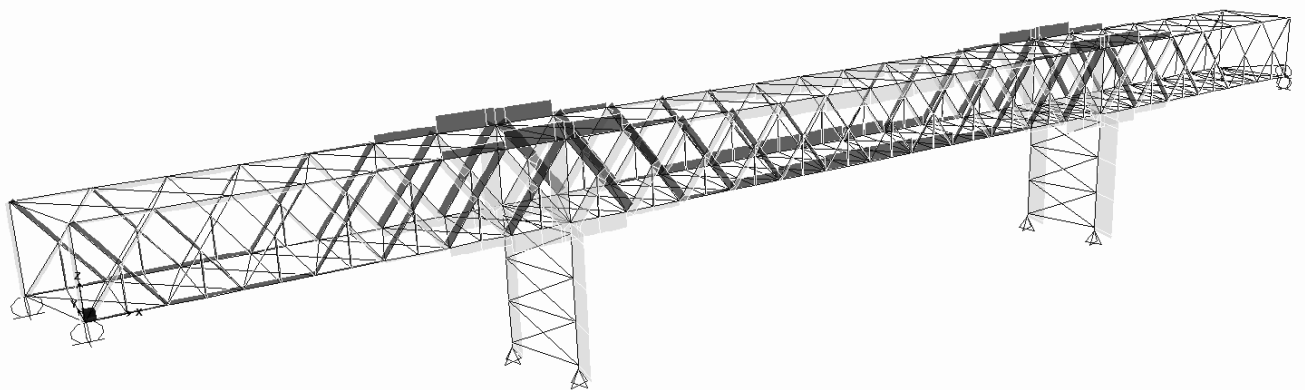
Sforzo assiale condizione Qe,2



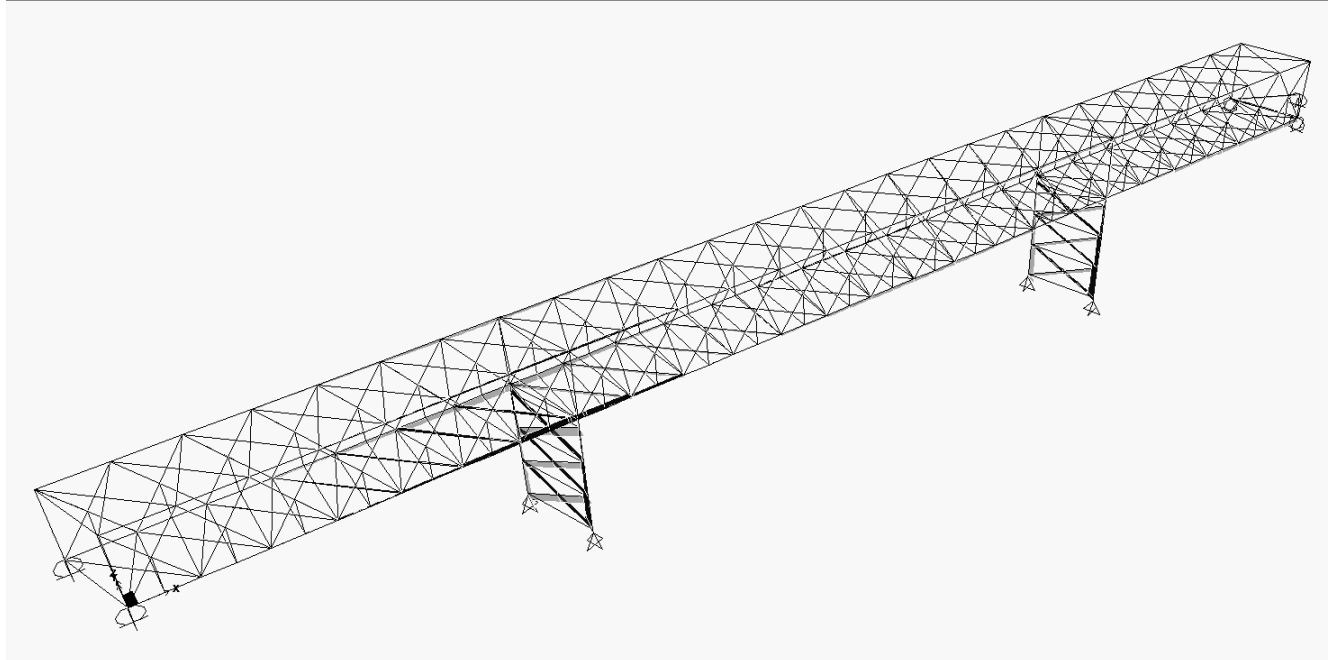
Sforzo assiale condizione Qe,3



Sforzo assiale condizione Qe,4

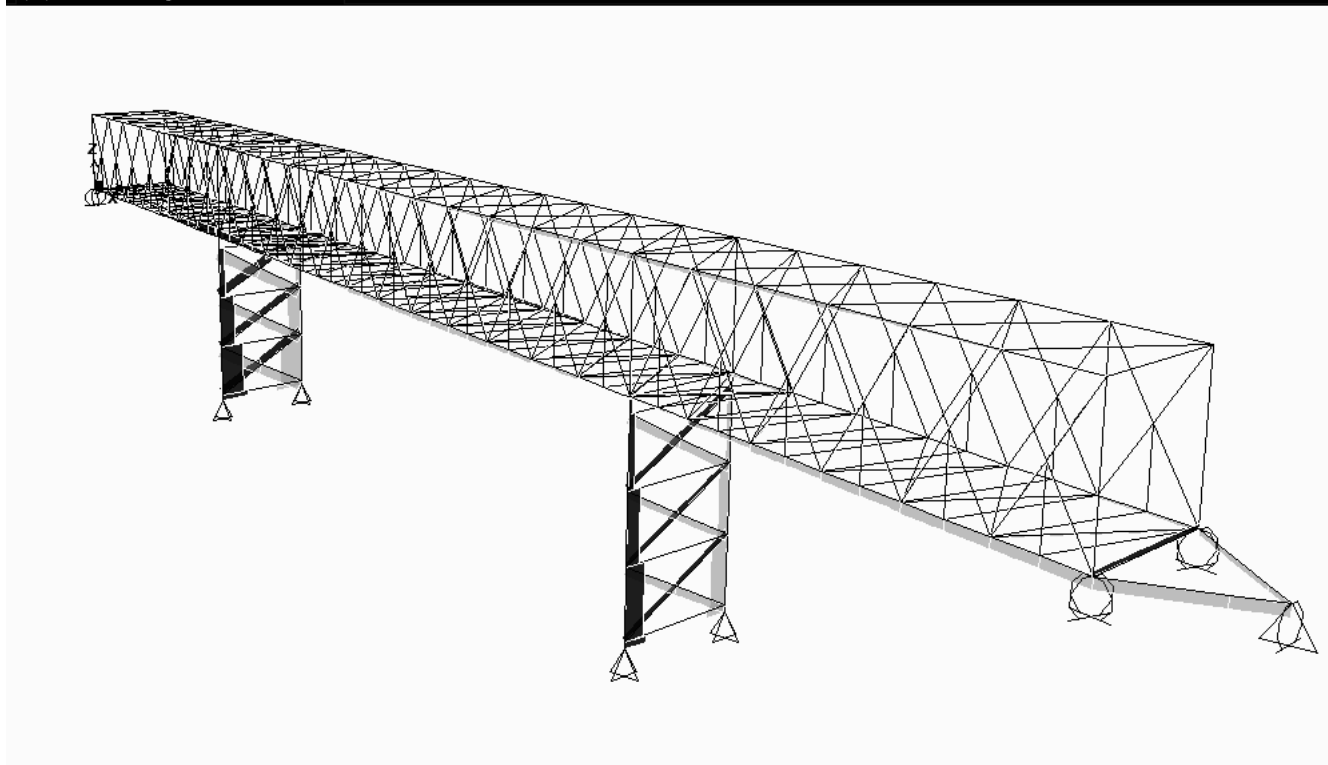


Sforzo assiale condizione Qe,5



Sforzo assiale condizione Vento-Y

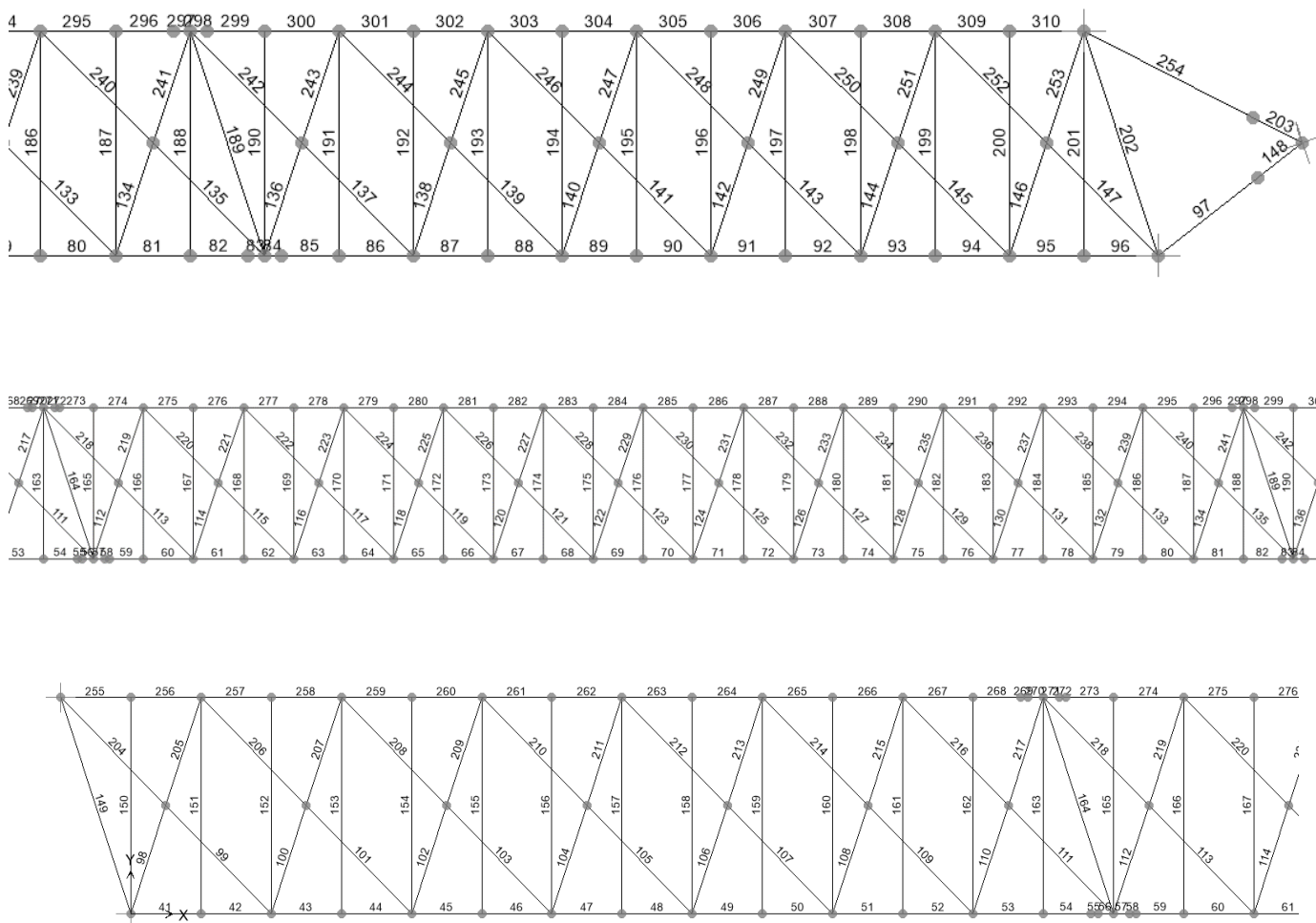
Si riporta il diagramma dello sforzo assiale per vento in direzione trasversale: si noti la presenza dei puntoni di collegamento fra spalla lato Meduna e ponte.



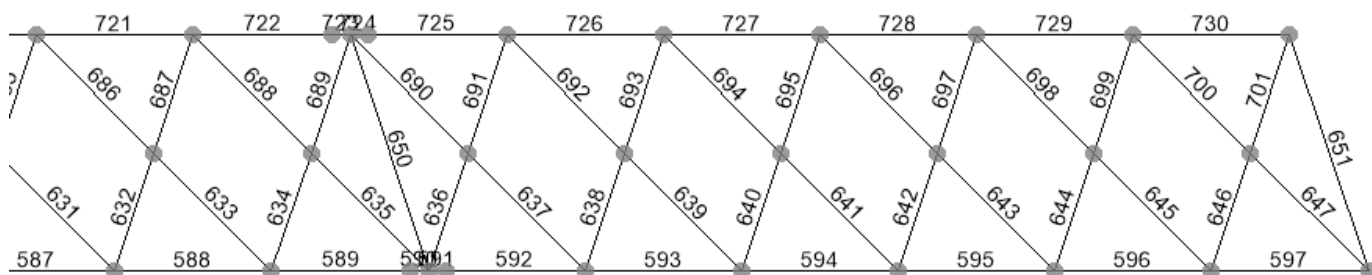
3.12 VERIFICA DELLE SEZIONI

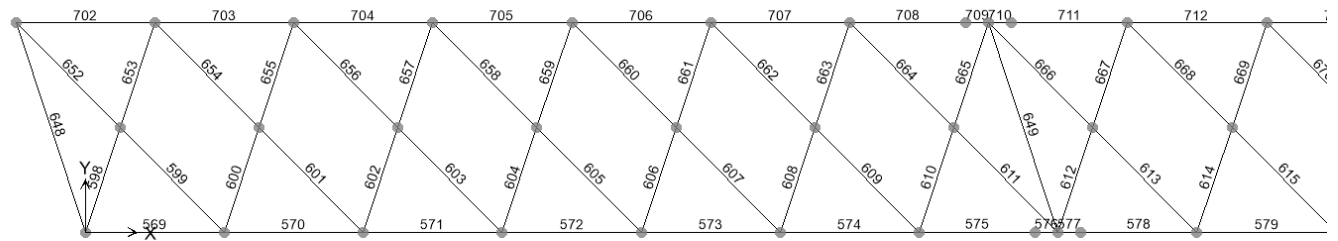
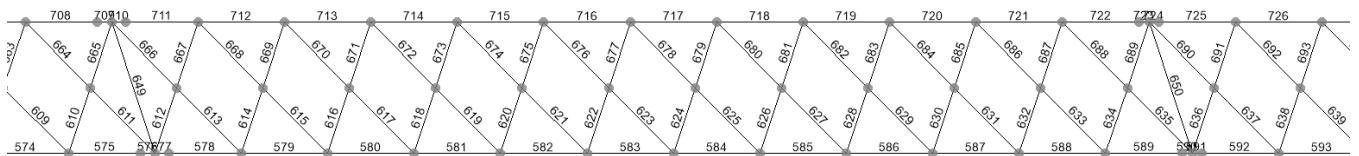
Si riporta la sintesi delle verifiche delle aste del ponte. Rimangono a disposizione, presso la nostra sede, i modelli di calcolo automatico impiegati per la determinazione delle sollecitazioni e per la verifica di dettaglio delle aste.

3.12.1 Controvento di piano inferiore – numero aste

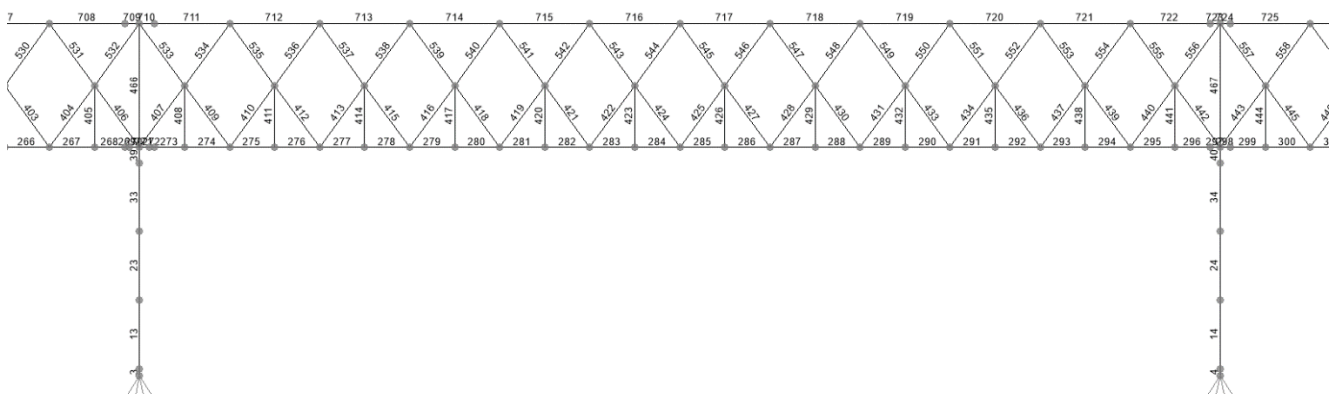
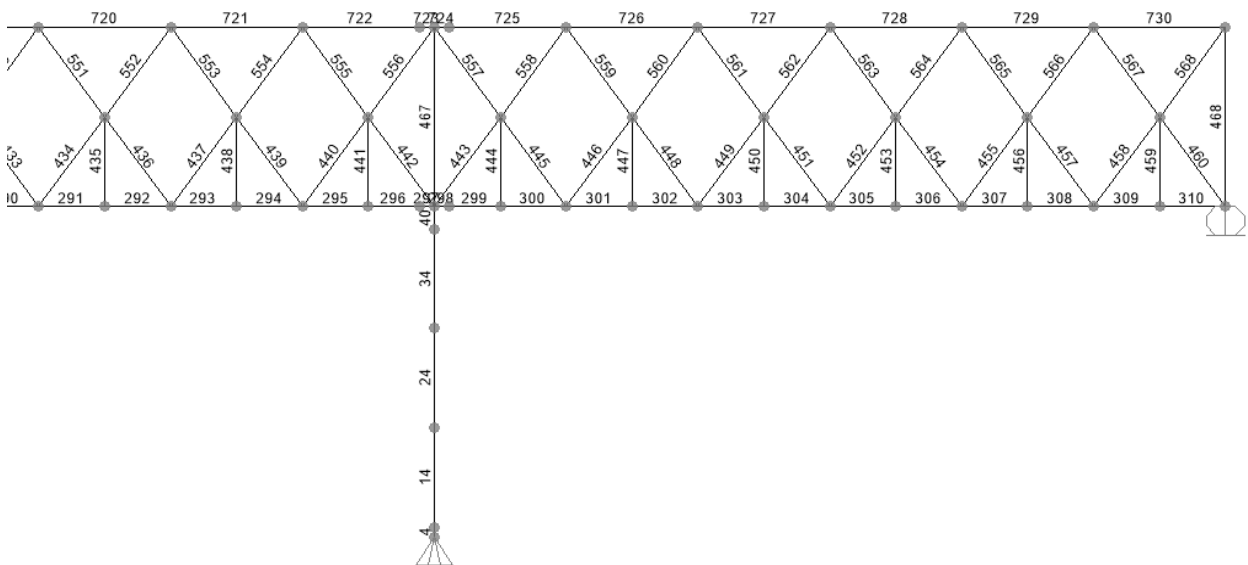


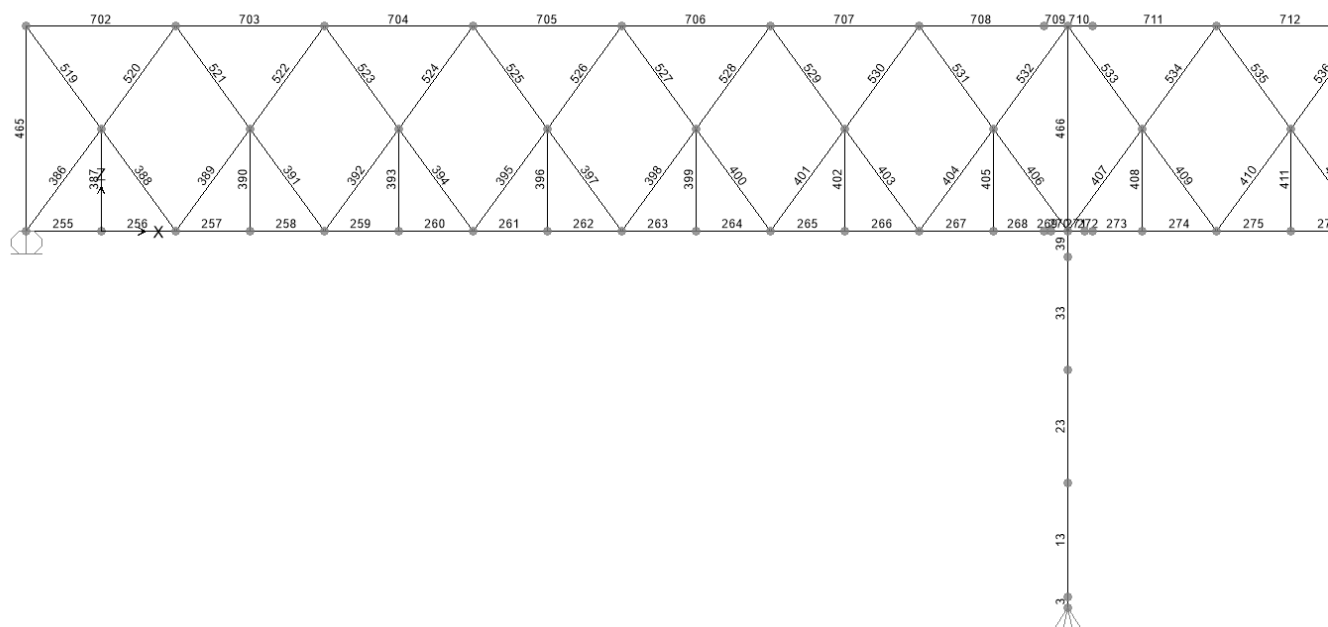
3.12.2 Controvento di piano superiore – numero aste



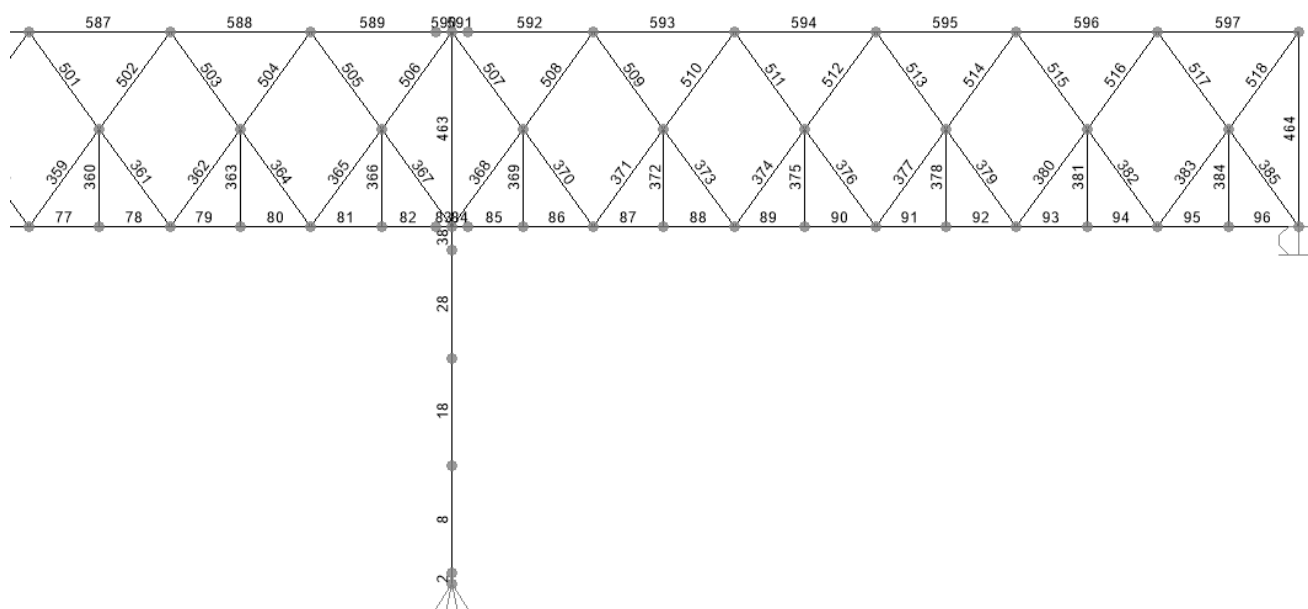


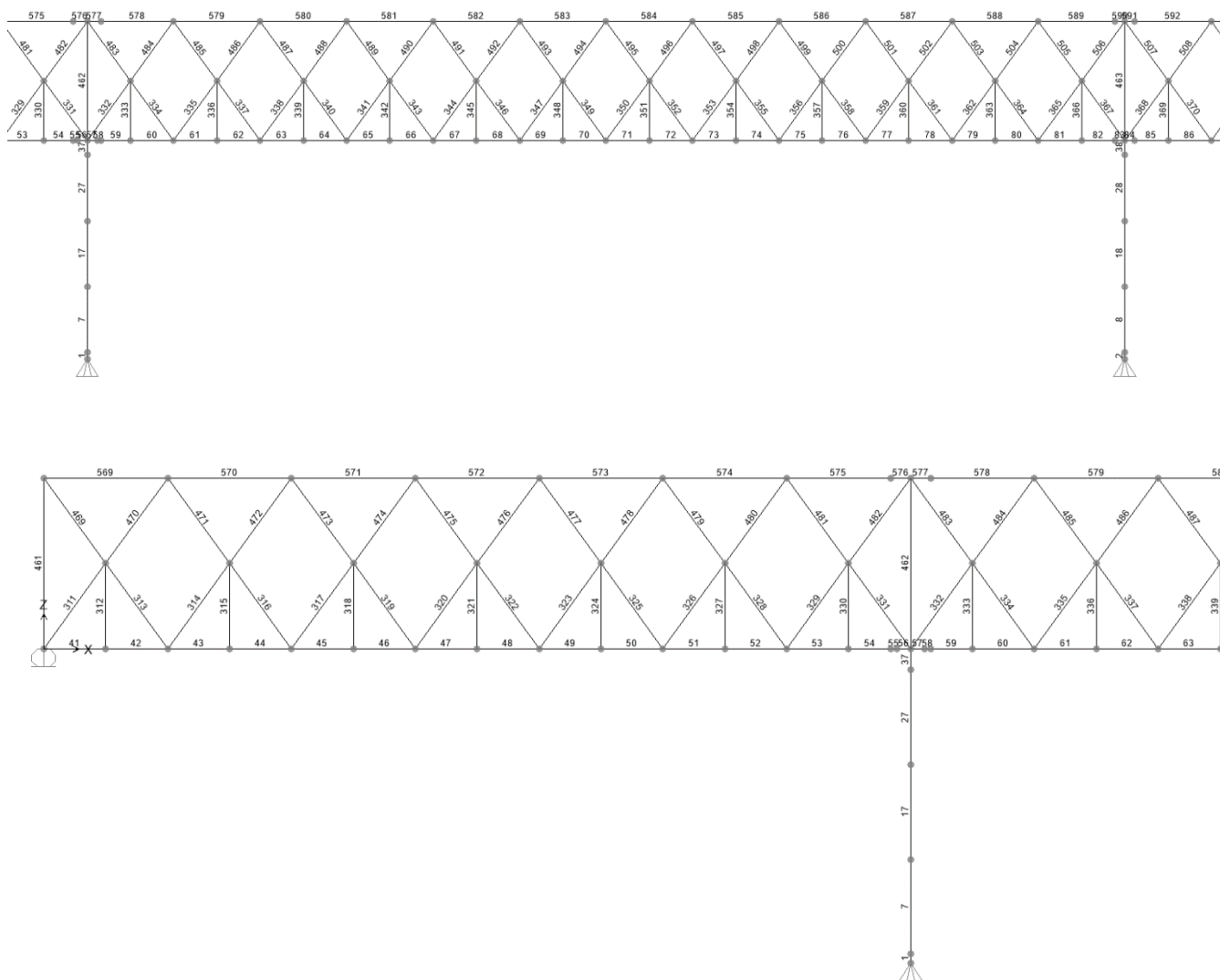
3.12.3 Trave reticolare monte – numero aste





3.12.4 Trave reticolare valle – numero aste





3.12.5 Verifica delle sezioni

Le sezioni qui riportate trovano la stessa codifica negli elaborati grafici. Più nel dettaglio il suffisso “e” sta ad indicare una sezione esistente, il suffisso “n*” sta ad indicare un’asta già sostituita (per le pile) o da sostituire (per l’impalcato) con una nuova asta con geometria identica a quella esistente ma materiale S355.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008						
Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	RatioType	Combo	Location
Text	Text	Text		Text	Text	m
569	4e	Beam	0.4728	PMM	ULS_01_folla	0.000
570	A=4e+1*300x12	Beam	0.5549	PMM	ULS_01_folla	0.000
571	A=4e+1*300x12	Beam	0.7443	PMM	ULS_01_folla	0.000
572	A=4e+1*300x12	Beam	0.8475	PMM	ULS_01_folla	0.000
573	A=4e+1*300x12	Beam	0.8117	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
574	5e	Beam	0.7270	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
579	B=5e+1*260x12	Beam	0.6039	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
580	B=5e+1*260x12	Beam	0.6012	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000

581	B=5e+1*260x12	Beam	0.6688	PMM	ULS_01_folla	0.000
582	B=5e+1*260x12	Beam	0.7946	PMM	ULS_01_folla	0.000
583	6e	Beam	0.6819	PMM	ULS_01_folla	0.000
584	6e	Beam	0.7406	PMM	ULS_01_folla	0.000
585	B=5e+1*260x12	Beam	0.9175	PMM	ULS_01_folla	0.000
586	B=5e+1*260x12	Beam	0.8504	PMM	ULS_01_folla	0.000
587	B=5e+1*260x12	Beam	0.8089	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
588	6e	Beam	0.7643	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
593	5e	Beam	0.9326	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
594	A=4e+1*300x12	Beam	0.9873	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
595	A=4e+1*300x12	Beam	0.8249	PMM	ULS_01_folla	0.000
596	A=4e+1*300x12	Beam	0.6089	PMM	ULS_01_folla	0.000
597	4e	Beam	0.5274	PMM	ULS_01_folla	0.000
461	7e	Column	0.7112	PMM	ULS_02_vento	0.000
462	8e	Column	0.7105	PMM	ULS_02_vento	0.000
463	8e	Column	0.5307	PMM	ULS_01_folla	0.000
464	7e	Column	0.7509	PMM	ULS_02_vento	0.000
41	1e	Beam	0.3272	PMM	ULS_01_folla	2.000
42	1e	Beam	0.3271	PMM	ULS_01_folla	0.000
43	1e	Beam	0.6608	PMM	ULS_01_folla	2.000
44	1e	Beam	0.6608	PMM	ULS_01_folla	0.000
45	C=1e+1*300x15	Beam	0.5938	PMM	ULS_01_folla	2.000
46	C=1e+1*300x15	Beam	0.5937	PMM	ULS_01_folla	0.000
47	C=1e+1*300x15	Beam	0.6778	PMM	ULS_01_folla	2.000
48	C=1e+1*300x15	Beam	0.6778	PMM	ULS_01_folla	0.000
49	C=1e+1*300x15	Beam	0.7975	PMM	ULS_01_folla	2.000
50	C=1e+1*300x15	Beam	0.7975	PMM	ULS_01_folla	0.000
51	D=2e+1*260x12	Beam	0.7199	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
52	D=2e+1*260x12	Beam	0.7198	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
53	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.7031	PMM	ULS_02_vento	2.000
60	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5670	PMM	ULS_01_folla	0.000
61	D=2e+1*260x12	Beam	0.7157	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
62	D=2e+1*260x12	Beam	0.7157	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
63	C=1e+1*300x15	Beam	0.7557	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
64	C=1e+1*300x15	Beam	0.7557	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
65	D=2e+1*260x12	Beam	0.6441	PMM	ULS_01_folla	2.000
66	D=2e+1*260x12	Beam	0.6442	PMM	ULS_01_folla	0.000
67	D=2e+1*260x12	Beam	0.7553	PMM	ULS_01_folla	2.000
68	D=2e+1*260x12	Beam	0.7553	PMM	ULS_01_folla	0.000
69	3e	Beam	0.7155	PMM	ULS_01_folla	2.000
70	3e	Beam	0.7155	PMM	ULS_01_folla	0.000
71	3e	Beam	0.7801	PMM	ULS_01_folla	2.000
72	3e	Beam	0.7800	PMM	ULS_01_folla	0.000

73	D=2e+1*260x12	Beam	0.8292	PMM	ULS_01_folla	2.000
74	D=2e+1*260x12	Beam	0.8292	PMM	ULS_01_folla	0.000
75	D=2e+1*260x12	Beam	0.7610	PMM	ULS_01_folla	2.000
76	D=2e+1*260x12	Beam	0.7610	PMM	ULS_01_folla	0.000
77	2e	Beam	0.8588	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
78	2e	Beam	0.8588	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
79	3e	Beam	0.6332	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
80	3e	Beam	0.6331	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
81	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.4968	PMM	ULS_01_folla	2.000
86	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5727	PMM	ULS_01_folla	0.000
87	D=2e+1*260x12	Beam	0.7489	PMM	ULS_01_folla	2.000
88	D=2e+1*260x12	Beam	0.7488	PMM	ULS_01_folla	0.000
89	C=1e+1*300x15	Beam	0.8787	PMM	ULS_01_folla	0.000
90	C=1e+1*300x15	Beam	0.8787	PMM	ULS_01_folla	0.000
91	C=1e+1*300x15	Beam	0.8041	PMM	ULS_02_vento	0.000
92	C=1e+1*300x15	Beam	0.8041	PMM	ULS_02_vento	0.000
93	C=1e+1*300x15	Beam	0.7742	PMM	ULS_02_vento	0.000
94	C=1e+1*300x15	Beam	0.7742	PMM	ULS_02_vento	0.000
95	C=1e+1*300x15	Beam	0.7091	PMM	ULS_02_vento	0.000
96	C=1e+1*300x15	Beam	0.7091	PMM	ULS_02_vento	0.000
311	10e	Brace	0.8814	PMM	ULS_01_folla	0.000
470	10e	Brace	0.7645	PMM	ULS_01_folla	0.000
469	10e	Brace	0.5289	PMM	ULS_01_folla	1.700
313	10e	Brace	0.4652	PMM	ULS_01_folla	1.700
314	10e	Brace	0.5603	PMM	ULS_01_folla	0.000
472	10e	Brace	0.4448	PMM	ULS_01_folla	0.000
471	10e	Brace	0.4230	PMM	ULS_01_folla	1.700
316	10e	Brace	0.3598	PMM	ULS_01_folla	1.700
317	11e	Brace	0.4967	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
474	11e	Brace	0.4507	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
473	11e	Brace	0.4994	PMM	ULS_01_folla	3.400
319	11e	Brace	0.5527	PMM	ULS_01_folla	3.400
320	11e	Brace	0.5688	PMM	ULS_01_folla	3.400
476	11e	Brace	0.6533	PMM	ULS_01_folla	0.000
475	11e	Brace	0.6331	PMM	ULS_01_folla	3.400
322	11e	Brace	0.7991	PMM	ULS_01_folla	3.400
323	12e	Brace	0.5429	PMM	ULS_01_folla	3.400
478	12e	Brace	0.6030	PMM	ULS_01_folla	0.000
477	12e	Brace	0.7147	PMM	ULS_01_folla	3.400
325	12e	Brace	0.8313	PMM	ULS_01_folla	3.400
326	13e	Brace	0.6013	PMM	ULS_01_folla	3.400
480	13e	Brace	0.6546	PMM	ULS_01_folla	0.000
479	13e	Brace	0.7408	PMM	ULS_01_folla	3.400

328	13e	Brace	0.8377	PMM	ULS_01_folla	3.400
329	14e	Brace	0.6492	PMM	ULS_01_folla	3.400
482	14e	Brace	0.6968	PMM	ULS_01_folla	0.000
481	14e	Brace	0.8521	PMM	ULS_01_folla	3.400
331	14e	Brace	0.9417	PMM	ULS_01_folla	3.400
332	15e	Brace	0.9842	PMM	ULS_01_folla	0.000
484	15e	Brace	0.9112	PMM	ULS_01_folla	0.000
483	15e	Brace	0.6419	PMM	ULS_01_folla	1.700
334	15e	Brace	0.5969	PMM	ULS_01_folla	1.700
335	14e	Brace	0.9837	PMM	ULS_01_folla	0.000
486	14e	Brace	0.9016	PMM	ULS_01_folla	0.000
485	14e	Brace	0.6370	PMM	ULS_01_folla	1.700
337	14e	Brace	0.5870	PMM	ULS_01_folla	1.700
338	13e	Brace	0.9246	PMM	ULS_01_folla	0.000
488	13e	Brace	0.8331	PMM	ULS_01_folla	0.000
487	13e	Brace	0.6103	PMM	ULS_01_folla	1.700
340	13e	Brace	0.5565	PMM	ULS_01_folla	1.700
341	12e	Brace	0.9007	PMM	ULS_01_folla	0.000
490	12e	Brace	0.7880	PMM	ULS_01_folla	0.000
489	12e	Brace	0.5702	PMM	ULS_01_folla	1.700
343	12e	Brace	0.5080	PMM	ULS_01_folla	1.700
344	11e	Brace	0.9465	PMM	ULS_01_folla	0.000
492	11e	Brace	0.7853	PMM	ULS_01_folla	0.000
491	11e	Brace	0.6103	PMM	ULS_01_folla	1.700
346	11e	Brace	0.5254	PMM	ULS_01_folla	1.700
347	11e	Brace	0.6537	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
494	11e	Brace	0.6027	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
493	11e	Brace	0.4141	PMM	ULS_01_folla	1.700
349	11e	Brace	0.4095	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
350	11e	Brace	0.5136	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
496	11e	Brace	0.4633	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
495	11e	Brace	0.4949	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
352	11e	Brace	0.5447	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
353	11e	Brace	0.5623	PMM	ULS_01_folla	3.400
498	11e	Brace	0.6438	PMM	ULS_01_folla	0.000
497	11e	Brace	0.6735	PMM	ULS_01_folla	3.400
355	11e	Brace	0.8335	PMM	ULS_01_folla	3.400
356	12e	Brace	0.5371	PMM	ULS_01_folla	3.400
500	12e	Brace	0.5962	PMM	ULS_01_folla	0.000
499	12e	Brace	0.7091	PMM	ULS_01_folla	3.400
358	12e	Brace	0.8207	PMM	ULS_01_folla	3.400
359	13e	Brace	0.5963	PMM	ULS_01_folla	3.400
502	13e	Brace	0.6474	PMM	ULS_01_folla	0.000

501	13e	Brace	0.7724	PMM	ULS_01_folla	3.400
361	13e	Brace	0.8654	PMM	ULS_01_folla	3.400
362	14e	Brace	0.6166	PMM	ULS_01_folla	3.400
504	14e	Brace	0.6632	PMM	ULS_01_folla	0.000
503	14e	Brace	0.8469	PMM	ULS_01_folla	3.400
364	14e	Brace	0.9312	PMM	ULS_01_folla	3.400
365	15e	Brace	0.6685	PMM	ULS_01_folla	3.400
506	15e	Brace	0.7101	PMM	ULS_01_folla	0.000
505	15e	Brace	0.8677	PMM	ULS_01_folla	3.400
367	15e	Brace	0.9468	PMM	ULS_01_folla	3.400
368	14e	Brace	0.8479	PMM	ULS_01_folla	0.000
508	14e	Brace	0.7602	PMM	ULS_01_folla	0.000
507	14e	Brace	0.5450	PMM	ULS_01_folla	1.700
370	14e	Brace	0.4927	PMM	ULS_01_folla	1.700
371	13e	Brace	0.7429	PMM	ULS_01_folla	0.000
510	13e	Brace	0.6476	PMM	ULS_01_folla	0.000
509	13e	Brace	0.5151	PMM	ULS_01_folla	1.700
373	13e	Brace	0.4566	PMM	ULS_01_folla	1.700
374	12e	Brace	0.6954	PMM	ULS_01_folla	0.000
512	12e	Brace	0.5798	PMM	ULS_01_folla	0.000
511	12e	Brace	0.4471	PMM	ULS_01_folla	1.700
376	12e	Brace	0.3832	PMM	ULS_01_folla	1.700
377	11e	Brace	0.6280	PMM	ULS_01_folla	0.000
514	11e	Brace	0.5488	PMM	ULS_01_folla	0.000
513	11e	Brace	0.5694	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
379	11e	Brace	0.6189	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
380	10e	Brace	0.4258	PMM	ULS_01_folla	3.400
516	10e	Brace	0.4892	PMM	ULS_01_folla	0.000
515	10e	Brace	0.5329	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
382	10e	Brace	0.5756	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
383	10e	Brace	0.5618	PMM	ULS_01_folla	3.400
518	10e	Brace	0.6254	PMM	ULS_01_folla	0.000
517	10e	Brace	0.7451	PMM	ULS_01_folla	3.400
385	10e	Brace	0.8685	PMM	ULS_01_folla	3.400
312	9e	Column	0.1465	PMM	ULS_01_folla	1.375
315	9e	Column	0.1467	PMM	ULS_01_folla	1.375
318	9e	Column	0.1478	PMM	ULS_01_folla	1.375
321	9e	Column	0.1505	PMM	ULS_01_folla	1.375
324	9e	Column	0.1515	PMM	ULS_01_folla	1.375
327	9e	Column	0.1562	PMM	ULS_01_folla	1.375
330	9e	Column	0.1610	PMM	ULS_01_folla	1.375
333	9e	Column	0.1610	PMM	ULS_01_folla	1.375
336	9e	Column	0.1541	PMM	ULS_01_folla	1.375

339	9e	Column	0.1489	PMM	ULS_01_folla	1.375
342	9e	Column	0.1479	PMM	ULS_01_folla	1.375
345	9e	Column	0.1471	PMM	ULS_01_folla	1.375
348	9e	Column	0.1474	PMM	ULS_01_folla	1.375
351	9e	Column	0.1479	PMM	ULS_01_folla	1.375
354	9e	Column	0.1478	PMM	ULS_01_folla	1.375
357	9e	Column	0.1495	PMM	ULS_01_folla	1.375
360	9e	Column	0.1500	PMM	ULS_01_folla	1.375
363	9e	Column	0.1547	PMM	ULS_01_folla	1.375
366	9e	Column	0.1601	PMM	ULS_01_folla	1.375
369	9e	Column	0.1609	PMM	ULS_01_folla	1.375
372	9e	Column	0.1562	PMM	ULS_01_folla	1.375
375	9e	Column	0.1536	PMM	ULS_01_folla	1.375
378	9e	Column	0.1524	PMM	ULS_01_folla	1.375
381	9e	Column	0.1516	PMM	ULS_01_folla	1.375
384	9e	Column	0.1515	PMM	ULS_01_folla	1.375
702	4e	Beam	0.5069	PMM	ULS_01_folla	0.000
703	A=4e+1*300x12	Beam	0.6032	PMM	ULS_01_folla	0.000
704	A=4e+1*300x12	Beam	0.8227	PMM	ULS_01_folla	0.000
705	A=4e+1*300x12	Beam	0.9592	PMM	ULS_01_folla	0.000
706	A=4e+1*300x12	Beam	0.9526	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
707	5e	Beam	0.8705	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
712	B=5e+1*260x12	Beam	0.7084	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
713	B=5e+1*260x12	Beam	0.6983	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
714	B=5e+1*260x12	Beam	0.7570	PMM	ULS_01_folla	0.000
715	B=5e+1*260x12	Beam	0.8312	PMM	ULS_01_folla	0.000
716	6e	Beam	0.6748	PMM	ULS_01_folla	0.000
717	6e	Beam	0.6960	PMM	ULS_01_folla	0.000
718	B=5e+1*260x12	Beam	0.8394	PMM	ULS_01_folla	0.000
719	B=5e+1*260x12	Beam	0.7518	PMM	ULS_01_folla	0.000
720	B=5e+1*260x12	Beam	0.6942	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
721	6e	Beam	0.6391	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
726	5e	Beam	0.7447	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
727	A=4e+1*300x12	Beam	0.8057	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
728	A=4e+1*300x12	Beam	0.6995	PMM	ULS_01_folla	0.000
729	A=4e+1*300x12	Beam	0.5300	PMM	ULS_01_folla	0.000
730	4e	Beam	0.4785	PMM	ULS_01_folla	0.000
465	7e	Column	0.6256	PMM	ULS_01_folla	0.000
466	8e	Column	0.7712	PMM	ULS_02_vento	0.000
467	8e	Column	0.4851	PMM	ULS_01_folla	0.000
468	7e	Column	0.7256	PMM	ULS_02_vento	0.000
255	1e	Beam	0.2876	PMM	ULS_01_folla	2.000
256	1e	Beam	0.2864	PMM	ULS_01_folla	0.000

257	1e	Beam	0.7001	PMM	ULS_01_folla	2.000
258	1e	Beam	0.7002	PMM	ULS_01_folla	0.000
259	C=1e+1*300x15	Beam	0.6224	PMM	ULS_01_folla	2.000
260	C=1e+1*300x15	Beam	0.6224	PMM	ULS_01_folla	0.000
261	C=1e+1*300x15	Beam	0.6381	PMM	ULS_01_folla	2.000
262	C=1e+1*300x15	Beam	0.6381	PMM	ULS_01_folla	0.000
263	C=1e+1*300x15	Beam	0.8700	PMM	ULS_01_folla	0.000
264	C=1e+1*300x15	Beam	0.8700	PMM	ULS_01_folla	0.000
265	D=2e+1*260x12	Beam	0.8762	PMM	ULS_01_folla	2.000
266	D=2e+1*260x12	Beam	0.8763	PMM	ULS_01_folla	0.000
267	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.8176	PMM	ULS_01_folla	2.000
274	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.9236	PMM	ULS_02_vento	0.000
275	D=2e+1*260x12	Beam	0.6744	PMM	ULS_02_vento	2.000
276	D=2e+1*260x12	Beam	0.6745	PMM	ULS_02_vento	0.000
277	C=1e+1*300x15	Beam	0.7729	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
278	C=1e+1*300x15	Beam	0.7729	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
279	D=2e+1*260x12	Beam	0.6784	PMM	ULS_01_folla	2.000
280	D=2e+1*260x12	Beam	0.6785	PMM	ULS_01_folla	0.000
281	D=2e+1*260x12	Beam	0.7715	PMM	ULS_01_folla	2.000
282	D=2e+1*260x12	Beam	0.7715	PMM	ULS_01_folla	0.000
283	3e	Beam	0.7753	PMM	ULS_01_folla	2.000
284	3e	Beam	0.7753	PMM	ULS_01_folla	0.000
285	3e	Beam	0.8244	PMM	ULS_01_folla	2.000
286	3e	Beam	0.8244	PMM	ULS_01_folla	0.000
287	D=2e+1*260x12	Beam	0.9096	PMM	ULS_01_folla	2.000
288	D=2e+1*260x12	Beam	0.9096	PMM	ULS_01_folla	0.000
289	D=2e+1*260x12	Beam	0.8154	PMM	ULS_01_folla	2.000
290	D=2e+1*260x12	Beam	0.8154	PMM	ULS_01_folla	0.000
291	2e	Beam	0.8856	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
292	2e	Beam	0.8857	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
293	3e	Beam	0.6029	PMM	ULS_04_ced_vinc	2.000
294	3e	Beam	0.6029	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
295	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5490	PMM	ULS_01_folla	2.000
300	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.6112	PMM	ULS_01_folla	0.000
301	D=2e+1*260x12	Beam	0.6580	PMM	ULS_01_folla	2.000
302	D=2e+1*260x12	Beam	0.6580	PMM	ULS_01_folla	0.000
303	C=1e+1*300x15	Beam	0.6118	PMM	ULS_01_folla	0.000
304	C=1e+1*300x15	Beam	0.6118	PMM	ULS_01_folla	0.000
305	C=1e+1*300x15	Beam	0.5297	PMM	ULS_01_folla	2.000
306	C=1e+1*300x15	Beam	0.5297	PMM	ULS_01_folla	0.000
307	C=1e+1*300x15	Beam	0.3976	PMM	ULS_01_folla	2.000
308	C=1e+1*300x15	Beam	0.3976	PMM	ULS_01_folla	0.000
309	C=1e+1*300x15	Beam	0.2088	PMM	ULS_01_folla	2.000

310	C=1e+1*300x15	Beam	0.2089	PMM	ULS_01_folla	0.000
386	10e	Brace	0.9307	PMM	ULS_01_folla	0.000
520	10e	Brace	0.8138	PMM	ULS_01_folla	0.000
519	10e	Brace	0.5528	PMM	ULS_01_folla	1.700
388	10e	Brace	0.4892	PMM	ULS_01_folla	1.700
389	10e	Brace	0.6041	PMM	ULS_01_folla	0.000
522	10e	Brace	0.4885	PMM	ULS_01_folla	0.000
521	10e	Brace	0.4499	PMM	ULS_01_folla	1.700
391	10e	Brace	0.3867	PMM	ULS_01_folla	1.700
392	11e	Brace	0.5575	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
524	11e	Brace	0.5111	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
523	11e	Brace	0.4704	PMM	ULS_01_folla	3.400
394	11e	Brace	0.5238	PMM	ULS_01_folla	3.400
395	11e	Brace	0.5512	PMM	ULS_01_folla	3.400
526	11e	Brace	0.6360	PMM	ULS_01_folla	0.000
525	11e	Brace	0.5952	PMM	ULS_01_folla	3.400
397	11e	Brace	0.7618	PMM	ULS_01_folla	3.400
398	12e	Brace	0.5304	PMM	ULS_01_folla	3.400
528	12e	Brace	0.5910	PMM	ULS_01_folla	0.000
527	12e	Brace	0.6944	PMM	ULS_01_folla	3.400
400	12e	Brace	0.8121	PMM	ULS_01_folla	3.400
401	13e	Brace	0.5904	PMM	ULS_01_folla	3.400
530	13e	Brace	0.6444	PMM	ULS_01_folla	0.000
529	13e	Brace	0.7194	PMM	ULS_01_folla	3.400
403	13e	Brace	0.8173	PMM	ULS_01_folla	3.400
404	14e	Brace	0.6455	PMM	ULS_01_folla	3.400
532	14e	Brace	0.6938	PMM	ULS_01_folla	0.000
531	14e	Brace	0.8381	PMM	ULS_01_folla	3.400
406	14e	Brace	0.9296	PMM	ULS_01_folla	3.400
407	15e	Brace	0.9662	PMM	ULS_01_folla	0.000
534	15e	Brace	0.8922	PMM	ULS_01_folla	0.000
533	15e	Brace	0.6281	PMM	ULS_01_folla	1.700
409	15e	Brace	0.5825	PMM	ULS_01_folla	1.700
410	14e	Brace	0.9573	PMM	ULS_01_folla	0.000
536	14e	Brace	0.8746	PMM	ULS_01_folla	0.000
535	14e	Brace	0.6237	PMM	ULS_01_folla	1.700
412	14e	Brace	0.5730	PMM	ULS_01_folla	1.700
413	13e	Brace	0.8975	PMM	ULS_01_folla	0.000
538	13e	Brace	0.8059	PMM	ULS_01_folla	0.000
537	13e	Brace	0.5922	PMM	ULS_01_folla	1.700
415	13e	Brace	0.5384	PMM	ULS_01_folla	1.700
416	12e	Brace	0.8617	PMM	ULS_01_folla	0.000
540	12e	Brace	0.7496	PMM	ULS_01_folla	0.000

539	12e	Brace	0.5516	PMM	ULS_01_folla	1.700
418	12e	Brace	0.4896	PMM	ULS_01_folla	1.700
419	11e	Brace	0.8949	PMM	ULS_01_folla	0.000
542	11e	Brace	0.7353	PMM	ULS_01_folla	0.000
541	11e	Brace	0.5805	PMM	ULS_01_folla	1.700
421	11e	Brace	0.4965	PMM	ULS_01_folla	1.700
422	11e	Brace	0.5949	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
544	11e	Brace	0.5458	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
543	11e	Brace	0.3878	PMM	ULS_01_folla	1.700
424	11e	Brace	0.4254	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
425	11e	Brace	0.4608	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
546	11e	Brace	0.4457	PMM	ULS_01_folla	0.000
545	11e	Brace	0.5178	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
427	11e	Brace	0.5665	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
428	11e	Brace	0.5732	PMM	ULS_01_folla	3.400
548	11e	Brace	0.6543	PMM	ULS_01_folla	0.000
547	11e	Brace	0.6896	PMM	ULS_01_folla	3.400
430	11e	Brace	0.8487	PMM	ULS_01_folla	3.400
431	12e	Brace	0.5477	PMM	ULS_01_folla	3.400
550	12e	Brace	0.6066	PMM	ULS_01_folla	0.000
549	12e	Brace	0.7243	PMM	ULS_01_folla	3.400
433	12e	Brace	0.8352	PMM	ULS_01_folla	3.400
434	13e	Brace	0.6010	PMM	ULS_01_folla	3.400
552	13e	Brace	0.6521	PMM	ULS_01_folla	0.000
551	13e	Brace	0.7813	PMM	ULS_01_folla	3.400
436	13e	Brace	0.8743	PMM	ULS_01_folla	3.400
437	14e	Brace	0.6231	PMM	ULS_01_folla	3.400
554	14e	Brace	0.6700	PMM	ULS_01_folla	0.000
553	14e	Brace	0.8572	PMM	ULS_01_folla	3.400
439	14e	Brace	0.9417	PMM	ULS_01_folla	3.400
440	15e	Brace	0.6772	PMM	ULS_01_folla	3.400
556	15e	Brace	0.7191	PMM	ULS_01_folla	0.000
555	15e	Brace	0.8739	PMM	ULS_01_folla	3.400
442	15e	Brace	0.9538	PMM	ULS_01_folla	3.400
443	14e	Brace	0.8612	PMM	ULS_01_folla	0.000
558	14e	Brace	0.7734	PMM	ULS_01_folla	0.000
557	14e	Brace	0.5539	PMM	ULS_01_folla	1.700
445	14e	Brace	0.5013	PMM	ULS_01_folla	1.700
446	13e	Brace	0.7606	PMM	ULS_01_folla	0.000
560	13e	Brace	0.6649	PMM	ULS_01_folla	0.000
559	13e	Brace	0.5240	PMM	ULS_01_folla	1.700
448	13e	Brace	0.4653	PMM	ULS_01_folla	1.700
449	12e	Brace	0.7150	PMM	ULS_01_folla	0.000

562	12e	Brace	0.5988	PMM	ULS_01_folla	0.000
561	12e	Brace	0.4589	PMM	ULS_01_folla	1.700
451	12e	Brace	0.3947	PMM	ULS_01_folla	1.700
452	11e	Brace	0.6593	PMM	ULS_01_folla	0.000
564	11e	Brace	0.5784	PMM	ULS_01_folla	0.000
563	11e	Brace	0.4714	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
454	11e	Brace	0.5178	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
455	10e	Brace	0.4395	PMM	ULS_01_folla	0.000
566	10e	Brace	0.4460	PMM	ULS_01_folla	0.000
565	10e	Brace	0.4665	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
457	10e	Brace	0.5064	PMM	ULS_04_ced_vinc	3.400
458	10e	Brace	0.5186	PMM	ULS_01_folla	3.400
568	10e	Brace	0.5811	PMM	ULS_01_folla	0.000
567	10e	Brace	0.6653	PMM	ULS_01_folla	3.400
460	10e	Brace	0.7861	PMM	ULS_01_folla	3.400
387	9e	Column	0.1464	PMM	ULS_01_folla	1.375
390	9e	Column	0.1468	PMM	ULS_01_folla	1.375
393	9e	Column	0.1480	PMM	ULS_01_folla	1.375
396	9e	Column	0.1513	PMM	ULS_01_folla	1.375
399	9e	Column	0.1529	PMM	ULS_01_folla	1.375
402	9e	Column	0.1584	PMM	ULS_01_folla	1.375
405	9e	Column	0.1636	PMM	ULS_01_folla	1.375
408	9e	Column	0.1637	PMM	ULS_01_folla	1.375
411	9e	Column	0.1560	PMM	ULS_01_folla	1.375
414	9e	Column	0.1500	PMM	ULS_01_folla	1.375
417	9e	Column	0.1481	PMM	ULS_01_folla	1.375
420	9e	Column	0.1458	PMM	ULS_01_folla	1.375
423	9e	Column	0.1459	PMM	ULS_01_folla	1.375
426	9e	Column	0.1461	PMM	ULS_01_folla	1.375
429	9e	Column	0.1460	PMM	ULS_01_folla	1.375
432	9e	Column	0.1477	PMM	ULS_01_folla	1.375
435	9e	Column	0.1486	PMM	ULS_01_folla	1.375
438	9e	Column	0.1538	PMM	ULS_01_folla	1.375
441	9e	Column	0.1609	PMM	ULS_01_folla	1.375
444	9e	Column	0.1615	PMM	ULS_01_folla	1.375
447	9e	Column	0.1556	PMM	ULS_01_folla	1.375
450	9e	Column	0.1517	PMM	ULS_01_folla	1.375
453	9e	Column	0.1501	PMM	ULS_01_folla	1.375
456	9e	Column	0.1489	PMM	ULS_01_folla	1.375
459	9e	Column	0.1494	PMM	ULS_01_folla	1.375
648	20e	Beam	0.6082	PMM	ULS_02_vento	0.000
651	20n*	Beam	0.3395	PMM	ULS_02_vento	0.000
204	2L120x60x10	Beam	0.0973	PMM	ULS_02_vento	0.000

99	2L120x60x10	Beam	0.0974	PMM	ULS_02_vento	0.000
206	2L120x60x10	Beam	0.1362	PMM	ULS_02_vento	0.000
101	2L120x60x10	Beam	0.1362	PMM	ULS_02_vento	0.000
208	2L120x60x10	Beam	0.1750	PMM	ULS_02_vento	2.125
103	2L120x60x10	Beam	0.1750	PMM	ULS_02_vento	2.125
210	2L120x60x10	Beam	0.2314	PMM	ULS_02_vento	2.125
105	2L120x60x10	Beam	0.2314	PMM	ULS_02_vento	2.125
212	2L120x60x12	Beam	0.2323	PMM	ULS_02_vento	0.000
107	2L120x60x12	Beam	0.2323	PMM	ULS_02_vento	0.000
214	2L120x60x12	Beam	0.2939	PMM	ULS_02_vento	2.125
109	2L120x60x12	Beam	0.2940	PMM	ULS_02_vento	2.125
216	2L120x60x12	Beam	0.2853	PMM	ULS_02_vento	2.125
111	2L120x60x12	Beam	0.2853	PMM	ULS_02_vento	2.125
218	2L120x60x12	Beam	0.7930	PMM	ULS_02_vento	0.000
113	2L120x60x12	Beam	0.8745	PMM	ULS_02_vento	0.000
220	2L120x60x12	Beam	0.8845	PMM	ULS_02_vento	0.000
115	2L120x60x12	Beam	0.8843	PMM	ULS_02_vento	0.000
222	2L120x60x10	Beam	0.7077	PMM	ULS_02_vento	0.000
117	2L120x60x10	Beam	0.7077	PMM	ULS_02_vento	0.000
224	2L120x60x10	Beam	0.6178	PMM	ULS_02_vento	0.000
119	2L120x60x10	Beam	0.6979	PMM	ULS_02_vento	0.000
226	2L120x60x10	Beam	0.4511	PMM	ULS_02_vento	0.000
121	2L120x60x10	Beam	0.4511	PMM	ULS_02_vento	0.000
228	2L120x60x10	Beam	0.3276	PMM	ULS_02_vento	0.000
123	2L120x60x10	Beam	0.3276	PMM	ULS_02_vento	0.000
230	2L120x60x10	Beam	0.1797	PMM	ULS_02_vento	0.000
125	2L120x60x10	Beam	0.1797	PMM	ULS_02_vento	0.000
232	2L120x60x10	Beam	0.1173	PMM	ULS_02_vento	0.000
127	2L120x60x10	Beam	0.0666	PMM	ULS_02_vento	2.125
234	2L120x60x10	Beam	0.0781	PMM	ULS_02_vento	2.125
129	2L120x60x10	Beam	0.0781	PMM	ULS_02_vento	2.125
236	2L120x60x10	Beam	0.1201	PMM	ULS_02_vento	2.125
131	2L120x60x10	Beam	0.1201	PMM	ULS_02_vento	2.125
238	2L120x60x12	Beam	0.1601	PMM	ULS_02_vento	2.125
133	2L120x60x12	Beam	0.1601	PMM	ULS_02_vento	2.125
240	2L120x60x12	Beam	0.1710	PMM	ULS_02_vento	2.125
135	2L120x60x12	Beam	0.1710	PMM	ULS_02_vento	2.125
242	2L120x60x12	Beam	0.4371	PMM	ULS_02_vento	0.000
137	2L120x60x12	Beam	0.4372	PMM	ULS_02_vento	0.000
244	2L120x60x12	Beam	0.3694	PMM	ULS_02_vento	0.000
139	2L120x60x12	Beam	0.3693	PMM	ULS_02_vento	0.000
246	2L120x60x12	Beam	0.2131	PMM	ULS_02_vento	0.000
141	2L120x60x12	Beam	0.2131	PMM	ULS_02_vento	0.000

248	2L120x60x10	Beam	0.0645	PMM	ULS_02_vento	0.000
143	2L120x60x10	Beam	0.0646	PMM	ULS_02_vento	0.000
250	2L120x60x10	Beam	0.0806	PMM	ULS_02_vento	2.125
145	2L120x60x10	Beam	0.0806	PMM	ULS_02_vento	2.125
252	2L120x60x10	Beam	0.1092	PMM	ULS_02_vento	2.125
147	2L120x60x10	Beam	0.1092	PMM	ULS_02_vento	2.125
98	2L120x60x10	Beam	0.3091	PMM	ULS_02_vento	0.000
205	2L120x60x10	Beam	0.3090	PMM	ULS_02_vento	0.000
100	2L120x60x10	Beam	0.3821	PMM	ULS_02_vento	0.000
207	2L120x60x10	Beam	0.3821	PMM	ULS_02_vento	0.000
102	2L120x60x10	Beam	0.4432	PMM	ULS_02_vento	0.000
209	2L120x60x10	Beam	0.4432	PMM	ULS_02_vento	0.000
104	2L120x60x10	Beam	0.4984	PMM	ULS_02_vento	0.000
211	2L120x60x10	Beam	0.4984	PMM	ULS_02_vento	0.000
106	2L120x60x12	Beam	0.5104	PMM	ULS_02_vento	0.000
213	2L120x60x12	Beam	0.5105	PMM	ULS_02_vento	0.000
108	2L120x60x12	Beam	0.5455	PMM	ULS_02_vento	0.000
215	2L120x60x12	Beam	0.4588	PMM	ULS_02_vento	0.000
110	2L120x60x12	Beam	0.6489	PMM	ULS_02_vento	0.000
217	2L120x60x12	Beam	0.6490	PMM	ULS_02_vento	0.000
112	2L120x60x12	Beam	0.4575	PMM	ULS_02_vento	3.172
219	2L120x60x12	Beam	0.4576	PMM	ULS_02_vento	0.000
114	2L120x60x12	Beam	0.4026	PMM	ULS_02_vento	3.172
221	2L120x60x12	Beam	0.4027	PMM	ULS_02_vento	0.000
116	2L120x60x10	Beam	0.4133	PMM	ULS_02_vento	3.172
223	2L120x60x10	Beam	0.4132	PMM	ULS_02_vento	0.000
118	2L120x60x10	Beam	0.3686	PMM	ULS_02_vento	3.172
225	2L120x60x10	Beam	0.3685	PMM	ULS_02_vento	0.000
120	2L120x60x10	Beam	0.3388	PMM	ULS_02_vento	3.172
227	2L120x60x10	Beam	0.3387	PMM	ULS_02_vento	0.000
122	2L120x60x10	Beam	0.2995	PMM	ULS_02_vento	3.172
229	2L120x60x10	Beam	0.2994	PMM	ULS_02_vento	0.000
124	2L120x60x10	Beam	0.2924	PMM	ULS_02_vento	0.000
231	2L120x60x10	Beam	0.2922	PMM	ULS_02_vento	0.000
126	2L120x60x10	Beam	0.2885	PMM	ULS_02_vento	0.000
233	2L120x60x10	Beam	0.2884	PMM	ULS_02_vento	0.000
128	2L120x60x10	Beam	0.3003	PMM	ULS_02_vento	0.000
235	2L120x60x10	Beam	0.2934	PMM	ULS_01_folla	0.000
130	2L120x60x10	Beam	0.3893	PMM	ULS_02_vento	0.000
237	2L120x60x10	Beam	0.3511	PMM	ULS_01_folla	0.000
132	2L120x60x12	Beam	0.3966	PMM	ULS_02_vento	0.000
239	2L120x60x12	Beam	0.3966	PMM	ULS_02_vento	0.000
134	2L120x60x12	Beam	0.4737	PMM	ULS_02_vento	0.000

241	2L120x60x12	Beam	0.4738	PMM	ULS_02_vento	0.000
136	2L120x60x12	Beam	0.3260	PMM	ULS_02_vento	3.172
243	2L120x60x12	Beam	0.3259	PMM	ULS_02_vento	0.000
138	2L120x60x12	Beam	0.2890	PMM	ULS_02_vento	0.000
245	2L120x60x12	Beam	0.2890	PMM	ULS_02_vento	0.000
140	2L120x60x12	Beam	0.2835	PMM	ULS_01_folla	0.000
247	2L120x60x12	Beam	0.2834	PMM	ULS_01_folla	0.000
142	2L120x60x10	Beam	0.2877	PMM	ULS_01_folla	0.000
249	2L120x60x10	Beam	0.2877	PMM	ULS_01_folla	0.000
144	2L120x60x10	Beam	0.3081	PMM	ULS_02_vento	0.000
251	2L120x60x10	Beam	0.3080	PMM	ULS_02_vento	0.000
146	2L120x60x10	Beam	0.4008	PMM	ULS_02_vento	0.000
253	2L120x60x10	Beam	0.4008	PMM	ULS_02_vento	0.000
652	22n*	Beam	0.1254	PMM	ULS_02_vento	0.000
599	22n*	Beam	0.1253	PMM	ULS_02_vento	0.000
654	22e	Beam	0.1002	PMM	ULS_02_vento	0.000
601	22e	Beam	0.1002	PMM	ULS_02_vento	0.000
656	22e	Beam	0.0427	PMM	ULS_02_vento	0.000
603	22e	Beam	0.0426	PMM	ULS_02_vento	0.000
658	22e	Beam	0.0354	PMM	ULS_00_solo folla	0.000
605	22e	Beam	0.0355	PMM	ULS_00_solo folla	0.000
660	22e	Beam	0.0379	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
607	22e	Beam	0.0379	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
609	22e	Beam	0.0870	PMM	ULS_02_vento	0.000
611	22n*	Beam	0.1106	PMM	ULS_02_vento	0.000
666	22e	Beam	0.3967	PMM	ULS_02_vento	0.000
613	22e	Beam	0.3965	PMM	ULS_02_vento	0.000
668	22e	Beam	0.3762	PMM	ULS_02_vento	0.000
615	22e	Beam	0.3754	PMM	ULS_02_vento	0.000
670	22e	Beam	0.2963	PMM	ULS_02_vento	0.000
617	22e	Beam	0.2963	PMM	ULS_02_vento	0.000
672	22e	Beam	0.2748	PMM	ULS_02_vento	0.000
619	22e	Beam	0.2743	PMM	ULS_02_vento	0.000
674	22e	Beam	0.1961	PMM	ULS_02_vento	0.000
621	22e	Beam	0.1962	PMM	ULS_02_vento	0.000
676	22e	Beam	0.1737	PMM	ULS_02_vento	0.000
623	22e	Beam	0.1735	PMM	ULS_02_vento	0.000
678	22e	Beam	0.0971	PMM	ULS_02_vento	0.000
625	22e	Beam	0.0972	PMM	ULS_02_vento	0.000
680	22e	Beam	0.0730	PMM	ULS_02_vento	0.000
627	22e	Beam	0.0730	PMM	ULS_02_vento	0.000
682	22e	Beam	0.1224	PMM	ULS_02_vento	0.000
629	22e	Beam	0.1228	PMM	ULS_02_vento	0.000

684	22e	Beam	0.1539	PMM	ULS_02_vento	0.000
631	22e	Beam	0.1538	PMM	ULS_02_vento	0.000
686	22e	Beam	0.2237	PMM	ULS_02_vento	0.000
633	22e	Beam	0.2242	PMM	ULS_02_vento	0.000
688	22e	Beam	0.2543	PMM	ULS_02_vento	0.000
635	22e	Beam	0.2543	PMM	ULS_02_vento	0.000
690	22e	Beam	0.0741	PMM	ULS_02_vento	0.000
637	22e	Beam	0.0740	PMM	ULS_02_vento	0.000
692	22e	Beam	0.0667	PMM	ULS_01_folla	0.000
639	22e	Beam	0.0663	PMM	ULS_01_folla	0.000
694	22n*	Beam	0.0119	PMM	ULS_01_folla	2.125
641	22n*	Beam	0.0273	PMM	ULS_02_vento	0.000
696	22e	Beam	0.0919	PMM	ULS_02_vento	0.000
643	22e	Beam	0.0917	PMM	ULS_02_vento	0.000
698	22e	Beam	0.1373	PMM	ULS_02_vento	0.000
645	22e	Beam	0.1373	PMM	ULS_02_vento	0.000
700	22e	Beam	0.1921	PMM	ULS_02_vento	0.000
647	22e	Beam	0.1919	PMM	ULS_02_vento	0.000
598	22e	Beam	0.1649	PMM	ULS_02_vento	0.000
653	22e	Beam	0.1649	PMM	ULS_02_vento	0.000
600	22e	Beam	0.1557	PMM	ULS_02_vento	0.000
655	22e	Beam	0.1483	PMM	ULS_01_folla	0.000
602	22e	Beam	0.1407	PMM	ULS_02_vento	0.000
657	22e	Beam	0.1364	PMM	ULS_01_folla	0.000
604	22e	Beam	0.1393	PMM	ULS_01_folla	0.000
659	22e	Beam	0.1394	PMM	ULS_01_folla	0.000
606	22e	Beam	0.1394	PMM	ULS_02_vento	0.000
661	22e	Beam	0.1394	PMM	ULS_02_vento	0.000
608	22e	Beam	0.1576	PMM	ULS_02_vento	0.000
663	22e	Beam	0.1576	PMM	ULS_02_vento	0.000
610	22e	Beam	0.1669	PMM	ULS_02_vento	0.000
665	22e	Beam	0.1669	PMM	ULS_02_vento	0.000
612	22e	Beam	0.2506	PMM	ULS_02_vento	0.000
667	22e	Beam	0.2506	PMM	ULS_02_vento	0.000
614	22e	Beam	0.2335	PMM	ULS_02_vento	0.000
669	22e	Beam	0.2334	PMM	ULS_02_vento	0.000
616	22e	Beam	0.2098	PMM	ULS_02_vento	0.000
671	22e	Beam	0.1754	PMM	ULS_02_vento	0.000
618	22e	Beam	0.1658	PMM	ULS_02_vento	0.000
673	22e	Beam	0.1597	PMM	ULS_01_folla	0.000
620	22e	Beam	0.1533	PMM	ULS_02_vento	0.000
675	22e	Beam	0.1533	PMM	ULS_02_vento	0.000
622	22e	Beam	0.1410	PMM	ULS_01_folla	0.000

677	22e	Beam	0.1409	PMM	ULS_01_folla	0.000
624	22e	Beam	0.1364	PMM	ULS_01_folla	0.000
679	22e	Beam	0.1364	PMM	ULS_01_folla	0.000
626	22e	Beam	0.1312	PMM	ULS_01_folla	0.000
681	22e	Beam	0.1312	PMM	ULS_01_folla	0.000
628	22e	Beam	0.1373	PMM	ULS_01_folla	0.000
683	22e	Beam	0.1374	PMM	ULS_01_folla	0.000
630	22e	Beam	0.1467	PMM	ULS_02_vento	0.000
685	22e	Beam	0.1467	PMM	ULS_02_vento	0.000
632	22e	Beam	0.1554	PMM	ULS_02_vento	0.000
687	22e	Beam	0.1554	PMM	ULS_02_vento	0.000
634	22e	Beam	0.1717	PMM	ULS_02_vento	0.000
689	22e	Beam	0.1717	PMM	ULS_02_vento	0.000
636	22n*	Beam	0.0956	PMM	ULS_02_vento	0.000
691	22n*	Beam	0.0937	PMM	ULS_01_folla	0.000
638	22e	Beam	0.1409	PMM	ULS_01_folla	0.000
693	22e	Beam	0.1408	PMM	ULS_01_folla	0.000
640	22e	Beam	0.1257	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
695	22e	Beam	0.1256	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
642	22n*	Beam	0.0966	PMM	ULS_02_vento	0.000
697	22n*	Beam	0.0966	PMM	ULS_02_vento	0.000
644	22n*	Beam	0.0966	PMM	ULS_02_vento	0.000
699	22n*	Beam	0.0966	PMM	ULS_02_vento	0.000
646	22n*	Beam	0.1285	PMM	ULS_02_vento	0.000
701	22n*	Beam	0.1286	PMM	ULS_02_vento	0.000
649	21n*	Beam	0.5243	PMM	ULS_02_vento	0.000
650	21n*	Beam	0.3247	PMM	ULS_02_vento	0.000
164	17e	Beam	0.7458	PMM	ULS_02_vento	0.000
189	17e	Beam	0.4671	PMM	ULS_02_vento	0.000
1	28_n*	Column	0.3399	PMM	ULS_01_folla	0.300
7	28_n*	Column	0.3287	PMM	ULS_01_folla	0.000
17	28_n*	Column	0.2407	PMM	ULS_01_folla	3.050
27	28_n*	Column	0.4999	PMM	ULS_02_vento	3.050
37	28_n*	Column	0.4911	PMM	ULS_02_vento	0.000
3	28_n*	Column	0.5737	PMM	ULS_02_vento	0.300
13	28_n*	Column	0.5340	PMM	ULS_02_vento	0.000
23	28_n*	Column	0.2695	PMM	ULS_01_folla	3.050
33	28_n*	Column	0.5472	PMM	ULS_02_vento	3.050
39	28_n*	Column	0.4797	PMM	ULS_02_vento	0.000
5	27_n*	Beam	0.4761	PMM	ULS_03_delta T	0.000
15	27_n*	Beam	0.0932	PMM	ULS_03_delta T	3.172
25	27_n*	Beam	0.0396	PMM	ULS_00_solo folla	3.172
35	27_n*	Beam	0.0319	PMM	ULS_00_solo folla	3.172

2	28_n*	Column	0.3017	PMM	ULS_01_folla	0.300
8	28_n*	Column	0.2936	PMM	ULS_01_folla	0.000
18	28_n*	Column	0.2085	PMM	ULS_01_folla	3.050
28	28_n*	Column	0.3057	PMM	ULS_01_folla	3.050
38	28_n*	Column	0.2810	PMM	ULS_02_vento	0.000
4	28_n*	Column	0.3836	PMM	ULS_01_folla	0.300
14	28_n*	Column	0.3685	PMM	ULS_01_folla	0.000
24	28_n*	Column	0.2195	PMM	ULS_01_folla	0.000
34	28_n*	Column	0.3079	PMM	ULS_01_folla	3.050
40	28_n*	Column	0.2739	PMM	ULS_02_vento	0.000
6	27_n*	Beam	0.4764	PMM	ULS_03_delta T	0.000
16	27_n*	Beam	0.0932	PMM	ULS_03_delta T	3.172
26	27_n*	Beam	0.0390	PMM	ULS_00_solo folla	3.172
36	27_n*	Beam	0.0316	PMM	ULS_00_solo folla	3.172
150	18e	Beam	0.3714	PMM	ULS_01_folla	0.000
151	18e	Beam	0.3819	PMM	ULS_01_folla	0.000
152	18e	Beam	0.3746	PMM	ULS_01_folla	0.000
153	18e	Beam	0.3828	PMM	ULS_01_folla	0.000
154	18e	Beam	0.3754	PMM	ULS_01_folla	0.000
155	18e	Beam	0.3831	PMM	ULS_01_folla	0.000
156	18e	Beam	0.3746	PMM	ULS_01_folla	0.000
157	18e	Beam	0.3835	PMM	ULS_01_folla	0.000
158	18e	Beam	0.3755	PMM	ULS_01_folla	0.000
159	18e	Beam	0.3855	PMM	ULS_01_folla	0.000
160	18e	Beam	0.3766	PMM	ULS_01_folla	0.000
161	18e	Beam	0.3784	PMM	ULS_01_folla	0.000
162	18e	Beam	0.3738	PMM	ULS_01_folla	0.000
163	18e	Beam	0.4014	PMM	ULS_01_folla	0.000
165	18e	Beam	0.3747	PMM	ULS_01_folla	0.000
166	18e	Beam	0.3869	PMM	ULS_01_folla	0.000
167	18e	Beam	0.3725	PMM	ULS_01_folla	0.000
168	18e	Beam	0.3802	PMM	ULS_01_folla	0.000
169	18e	Beam	0.3757	PMM	ULS_01_folla	0.000
170	18e	Beam	0.3824	PMM	ULS_01_folla	0.000
171	18e	Beam	0.3767	PMM	ULS_01_folla	0.000
172	18e	Beam	0.3817	PMM	ULS_01_folla	0.000
173	18e	Beam	0.3770	PMM	ULS_01_folla	0.000
174	18e	Beam	0.3830	PMM	ULS_01_folla	0.000
175	18e	Beam	0.3783	PMM	ULS_01_folla	0.000
176	18e	Beam	0.3826	PMM	ULS_01_folla	0.000
177	18e	Beam	0.3775	PMM	ULS_01_folla	0.000
178	18e	Beam	0.3841	PMM	ULS_01_folla	0.000
179	18e	Beam	0.3775	PMM	ULS_01_folla	0.000

180	18e	Beam	0.3836	PMM	ULS_01_folla	0.000
181	18e	Beam	0.3773	PMM	ULS_01_folla	0.000
182	18e	Beam	0.3829	PMM	ULS_01_folla	0.000
183	18e	Beam	0.3764	PMM	ULS_01_folla	0.000
184	18e	Beam	0.3838	PMM	ULS_01_folla	0.000
185	18e	Beam	0.3773	PMM	ULS_01_folla	0.000
186	18e	Beam	0.3778	PMM	ULS_01_folla	0.000
187	18e	Beam	0.3733	PMM	ULS_01_folla	0.000
188	18e	Beam	0.3895	PMM	ULS_01_folla	0.000
190	18e	Beam	0.3726	PMM	ULS_01_folla	0.000
191	18e	Beam	0.3834	PMM	ULS_01_folla	0.000
192	18e	Beam	0.3738	PMM	ULS_01_folla	0.000
193	18e	Beam	0.3800	PMM	ULS_01_folla	0.000
194	18e	Beam	0.3747	PMM	ULS_01_folla	0.000
195	18e	Beam	0.3809	PMM	ULS_01_folla	0.000
196	18e	Beam	0.3749	PMM	ULS_01_folla	0.000
197	18e	Beam	0.3803	PMM	ULS_01_folla	0.000
198	18e	Beam	0.3739	PMM	ULS_01_folla	0.000
199	18e	Beam	0.3780	PMM	ULS_01_folla	0.000
200	18e	Beam	0.3729	PMM	ULS_01_folla	0.000
201	18e	Beam	0.3792	PMM	ULS_01_folla	0.000
149	16e	Beam	0.2777	PMM	ULS_02_vento	0.000
202	16e	Beam	0.3829	PMM	ULS_02_vento	6.344
664	22n*	Beam	0.1105	PMM	ULS_02_vento	0.000
662	22e	Beam	0.0865	PMM	ULS_02_vento	0.000
203	H260X260X10X18	Beam	0.1989	PMM	ULS_02_vento	1.502
254	HE260B	Beam	0.2064	PMM	ULS_02_vento	2.548
97	HE260B	Beam	0.2844	PMM	ULS_02_vento	1.701
148	H260X260X10X18	Beam	0.2823	PMM	ULS_02_vento	0.000
575	6e	Beam	0.7908	PMM	ULS_01_folla	1.675
576	6Ae	Beam	0.5820	PMM	ULS_01_folla	0.000
577	6Ae	Beam	0.5466	PMM	ULS_01_folla	0.650
578	6e	Beam	0.7445	PMM	ULS_01_folla	1.675
589	6e	Beam	0.7316	PMM	ULS_04_ced_vinc	1.775
590	6Ae	Beam	0.5252	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.000
591	6Ae	Beam	0.4983	PMM	ULS_04_ced_vinc	0.450
592	6e	Beam	0.6967	PMM	ULS_04_ced_vinc	1.775
708	6e	Beam	0.7525	PMM	ULS_01_folla	1.675
709	6Ae	Beam	0.5527	PMM	ULS_01_folla	0.000
710	6Ae	Beam	0.5206	PMM	ULS_01_folla	0.650
711	6e	Beam	0.7105	PMM	ULS_01_folla	1.675
722	6e	Beam	0.6397	PMM	ULS_01_folla	1.775
723	6Ae	Beam	0.4513	PMM	ULS_01_folla	0.000

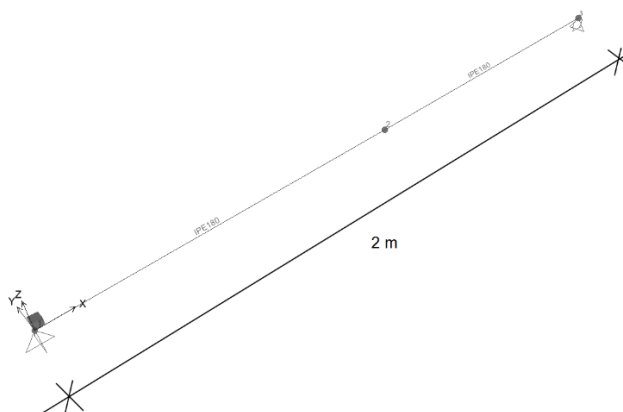
724	6Ae	Beam	0.4843	PMM	ULS_01_folla	0.450
725	6e	Beam	0.6829	PMM	ULS_01_folla	1.775
56	3Ae	Beam	0.5038	PMM	ULS_01_folla	0.000
57	3Ae	Beam	0.4880	PMM	ULS_01_folla	0.450
270	3Ae	Beam	0.6467	PMM	ULS_01_folla	0.000
271	3Ae	Beam	0.6324	PMM	ULS_01_folla	0.450
82	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5014	PMM	ULS_01_folla	0.000
83	3Be	Beam	0.4682	PMM	ULS_01_folla	0.000
84	3Be	Beam	0.5878	PMM	ULS_01_folla	0.450
85	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5812	PMM	ULS_01_folla	1.550
296	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5561	PMM	ULS_01_folla	0.000
297	3Be	Beam	0.5426	PMM	ULS_01_folla	0.000
298	3Be	Beam	0.5968	PMM	ULS_01_folla	0.450
299	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.6203	PMM	ULS_01_folla	1.550
54	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.7048	PMM	ULS_01_folla	0.000
55	3Be	Beam	0.6267	PMM	ULS_01_folla	0.000
268	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.8644	PMM	ULS_01_folla	0.000
269	3Be	Beam	0.8169	PMM	ULS_01_folla	0.000
58	3Be	Beam	0.6545	PMM	ULS_01_folla	0.200
59	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.5746	PMM	ULS_01_folla	1.350
272	3Be	Beam	0.8041	PMM	ULS_01_folla	0.200
273	E=3e+(1+1+1)*50x50	Beam	0.9724	PMM	ULS_02_vento	1.350
731	27_n*	Brace	0.6269	PMM	ULS_02_vento	3.517
732	27_n*	Brace	0.6215	PMM	ULS_02_vento	0.000
733	27_n*	Brace	0.4597	PMM	ULS_02_vento	1.760
734	27_n*	Brace	0.4543	PMM	ULS_02_vento	0.000
735	27_n*	Brace	0.6434	PMM	ULS_02_vento	3.519
736	27_n*	Brace	0.6397	PMM	ULS_02_vento	0.000
737	27_n*	Brace	0.4163	PMM	ULS_02_vento	3.517
738	27_n*	Brace	0.4127	PMM	ULS_02_vento	0.000
739	27_n*	Brace	0.3862	PMM	ULS_02_vento	3.519
740	27_n*	Brace	0.3802	PMM	ULS_02_vento	0.000
741	27_n*	Brace	0.4961	PMM	ULS_02_vento	3.519
742	27_n*	Brace	0.4912	PMM	ULS_02_vento	0.000
743	27_n*	Brace	0.3587	PMM	ULS_02_vento	3.517
744	27_n*	Brace	0.3533	PMM	ULS_02_vento	0.000
745	27_n*	Brace	0.2347	PMM	ULS_02_vento	1.760
746	27_n*	Brace	0.2313	PMM	ULS_02_vento	0.000
747	27_n*	Brace	0.3430	PMM	ULS_02_vento	3.519
748	27_n*	Brace	0.3388	PMM	ULS_02_vento	0.000
749	27_n*	Brace	0.2097	PMM	ULS_02_vento	3.517
750	27_n*	Brace	0.2063	PMM	ULS_02_vento	0.000
751	27_n*	Brace	0.2138	PMM	ULS_02_vento	3.519

752	27_n*	Brace	0.2081	PMM	ULS_02_vento	0.000
753	27_n*	Brace	0.2659	PMM	ULS_02_vento	3.519
754	27_n*	Brace	0.2613	PMM	ULS_02_vento	0.000

3.13 VERIFICA DEL NUOVO IMPALCATO

3.13.1 Travi in acciaio

In questo paragrafo si verificano le travi in acciaio S355 tipo IPE180 poste al di sopra dei traversi. I traversi sono disposti con passo 2 m. Le IPE180 sono pensate in semplice appoggio con interasse 0.55 m.



I carichi agenti sono:

CARICHI PERMANENTI PORTATI (g2)							
ga=				0.25	kN/mq	travi IPE180/55 cm	
gb=				0.45	kN/mq	peso proprio tavolato in legno sp=7 cm	
gc=				0.15	kN/mq	opere varie di finitura	
gtot=ga+gc=				0.85	kN/mq		

Per i carichi variabili si considerano i carichi da manutenzione sopra esposti. Si considera una coppia di carichi nell'ottica che il veicolo di soccorso possa mettersi in posizione trasversale al ponte.

Nel calcolo viene assunto un carico caratteristico ma dinamicizzato di 8.75kN (35kN/4)*1.20=10.5 kN per ogni ruota. Si implementa un carico mobile che può spostarsi lungo l'intero sviluppo longitudinale della trave.

Vehicle Data

Vehicle name

VEH1

Units

KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	0.01	0.	0.	10.5
Fixed Length	0.01		0.	10.5
Fixed Length	1.78		0.	10.5

Add

Insert

Modify

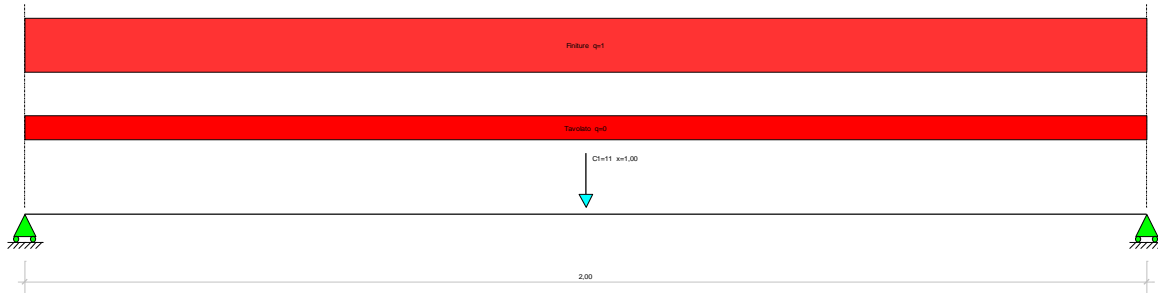
Delete

☐ Vehicle Remains Fully In Path

OK

Cancel

Inoltre si implementa il carico di 5 kN/m^2 come da schema 5 del decreto; il passo delle IPE180 è pari a 0.55 m pertanto il carico varrà $5 \text{ kN/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 2.75 \text{ kN/m}$.



Caso di carico 1 – Momento massimo con carichi concentrati



Caso di carico 2 – Momento massimo con carico da folla



Caso di carico32 – Taglio massimo

Verifica di deformazione

$f=0.39 \text{ mm}$ quindi accettabile su luce di 2 m.

3.13.2 Verifica tavolato in legno

In questo paragrafo si verifica il tavolato in legno ipotizzato in doghe di larghezza 15 cm e spessore 7 cm in legno tipo C30. I carichi considerati per la verifica sono:

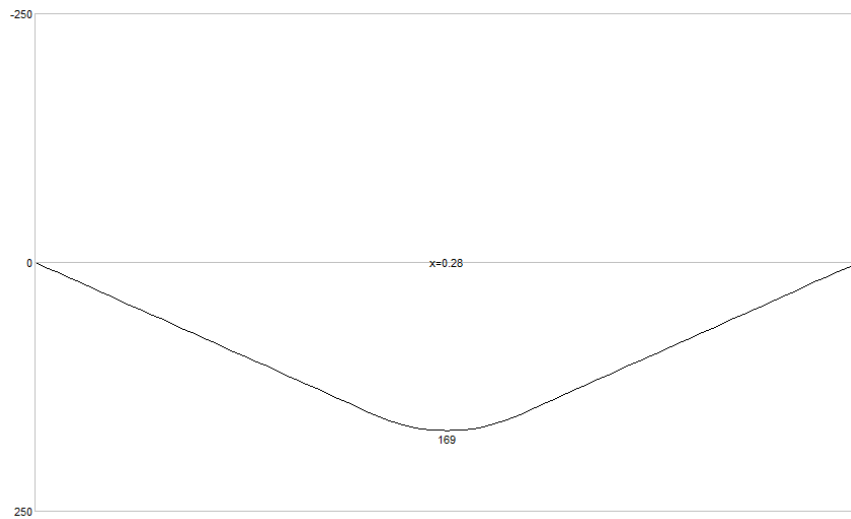
- Carico da soccorso considerato per la verifica delle travi longitudinali in acciaio
- Carico locale definito dallo schema 4 del decreto: 10 kN su impronta 10x10 cm.

Ai fini della verifica del tavolato risulta più severo il carico dello schema 4 poiché l'area di impronta è minore.

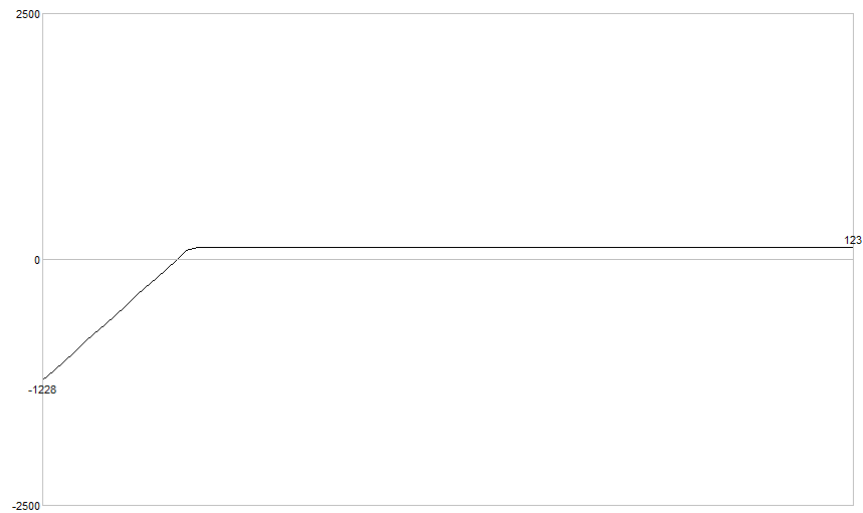
Vengono implementate le seguenti 2 condizioni di carico (oltre al peso proprio del tavolato) al fine di massimizzare il momento flettente (quindi la freccia) e il taglio all'appoggio. Il carico già fattorizzato agli SLU è pari a $1.35 \times 10 \text{ kN} / 0.10 \text{ m} = 135 \text{ kN/m}$.



Il momento flettente massimo agli SLU vale 169 daNm:



Il taglio massimo agli SLU vale 1228 daN:



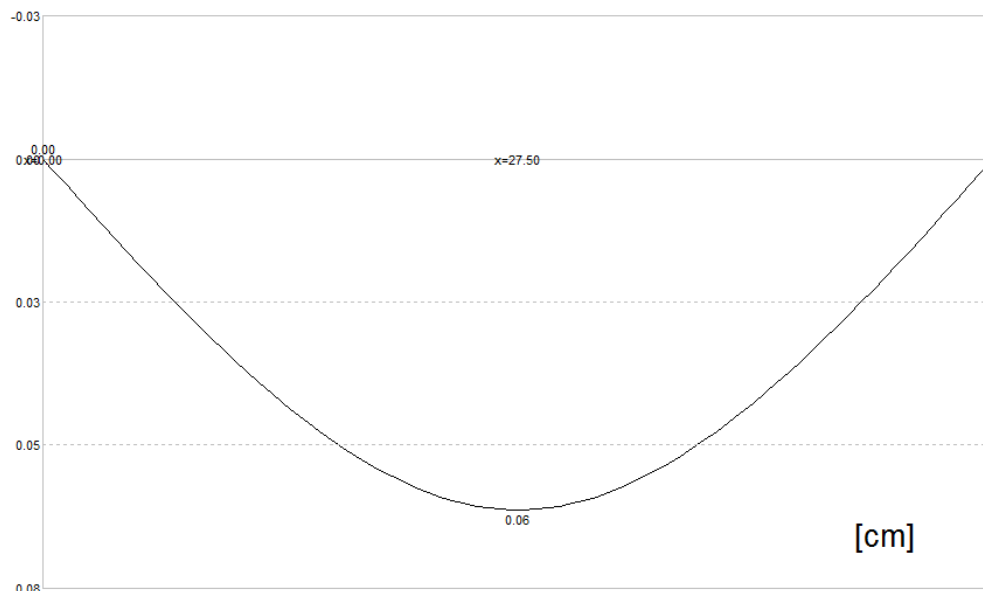
Parametri della sollecitazione agli SLU					
N=			0 daN	azione assiale negativa se di compressione	
Mmezz =			169 daNm	momento agente in mezzzeria	
Tapp =			1228 daN	taglio agente all'appoggio	
Caratteristiche materiale					
Legno:		massiccio		di classe	C30
f _{m,k} =		30 Mpa		resistenza caratteristica a flessione	
f _{v,k} =		3.0 Mpa		resistenza caratteristica a taglio	
f _{c,0,k} =		23 Mpa		resistenza a compressione parallela alle fibre	
f _{c,90,k} =		2.7 Mpa		schacciamento perpendicolare alle fibre	
f _{t,0,k} =		18 Mpa		resistenza a trazione parallela alle fibre	
k _{mod} =		1	§ 4.4.4 dm 14.01.08	classe di durata del carico	istantanea
γ _m =		1.5		coefficiente di sicurezza massiccio	
f _{m,d} = k _{mod} * f _{m,k} / γ _m =		20.0 Mpa		resistenza di progetto a flessione	
f _{v,d} = k _{mod} * f _{v,k} / γ _m =		2.0 Mpa		resistenza di progetto a taglio	
f _{c,0,d} = k _{mod} * f _{c,0,k} / γ _m =		15.3 Mpa		resistenza di progetto a compressione	
f _{c,90,d} = k _{mod} * f _{c,90,k} / γ _m =		1.8 Mpa		resistenza di progetto a schacciamento	
f _{t,0,d} = k _{mod} * f _{t,0,k} / γ _m =		12.0 Mpa		resistenza di progetto a trazione	
E _{o,mean} =		120,000 daN/cm ²		modulo di elasticità long. medio	
E _{0.05} =		80,000 daN/cm ²		modulo di elasticità long. caratteristico	
k _{def} =		0.60		coefficiente per viscosità e umidità	
E _{f,fin} = E _{o,mean} * 1/(1+k _{def}) =		75,000 daN/cm ²		modulo di elasticità long. a lungo termine	

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione impiegata						
b [cm]=	15	base		h [cm]=	7	altezza
k=	1.0	fattore riduzione geometria				
b* [cm]=	15.0	base ridotta se non spigolata				
Wmax [cm³]=	123	modulo di resistenza				
Piano forte trave				Piano debole trave		
J _{for} [cm⁴]=		429		J _{deb} [cm⁴]=		1969
i _{for} [cm] = (J _{for} /A) ^{0.5} =		2.0		i _{deb} [cm] = (J _{deb} /A) ^{0.5} =		4.3
β _{for} =vincolo e fattore luce libera	1.0			β _{deb} =vincolo e fattore luce libera	1.0	
L _{for} [cm]=		63		L _{deb} [cm]=		63
λ _{for} = β _{for} *L _{for} / i _{for} =		31		λ _{deb} = β _{deb} *L _{deb} / i _{deb} =		15
λ _M = max [λ _{deb} ; λ _{for}]=	31		λ _{rel,c} = λ _M / Π * (f _c ,o,k/E _{0,05}) ^{0.5} =	0.53		
k = 0,5 (1 + β _c (λ _{rel,c} - 0,3) + λ _{rel,c} ²) =		0.66	β _c =	0.2	k _{crit,c} = $\frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$ = 0.94	

Verifica agli SLU						
La tensione dovuta alla flessione è pari a:						
σ _{m,d} =	M/W=	138 daN/cm²	<	f _{m,d} =	200 daN/cm²	69%
La tensione dovuta allo sforzo normale è pari a:						
σ _{n,o,d} =	N/(k _{crit} *A)=	0 daN/cm²	<	f _{t,o,d} =	120 daN/cm²	0%
La verifica per N e M è pari a:						
σ _{n,o,d} / (k _{crit} *f _{c/t,o,d}) + σ _{m,d} / f _{m,d} =	0.69		verificato!			
La tensione dovuta al taglio è pari a:						
f _v =	1.5*T/(b*hm)=	18 daN/cm²	<	f _{v,d} =	20 daN/cm²	88%
La tensione dovuta allo schiacciamento laterale è pari a:						
f _{c,90} =	T/(b*p)=	18 daN/cm²	<	f _{c,90,d} =	18 daN/cm²	100%

Project

La freccia massima vale 0.06 cm quindi accettabile:



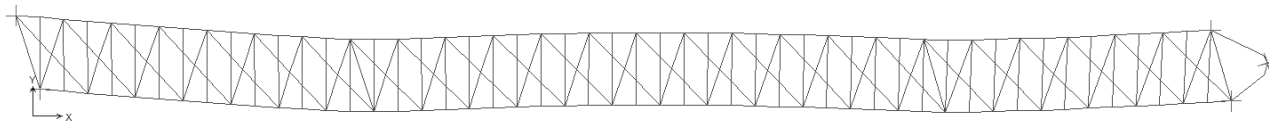
3.14 GIUNTI SU SPALLE

Nel seguito si riportano gli spostamenti del ponte, in prossimità delle spalle, associati alla deformata del ponte. Gli spostamenti orizzontali riportati sono indotti dal sisma amplificato del coefficiente di struttura q=1.5. Il vento e le altre condizioni di carico che determinano spostamenti orizzontali, definiscono spostamenti minori.

Gli spostamenti orizzontali misurati a livello dei traversi dell'impalcato risultano:

spalla lato Motta	y=90 mm
spalla lato Meduna	y=48 mm
tacco al taglio lato Meduna	y=57 mm

Deformed Shape (EQ_H.y.mod)



Lo scorrimento consentito al tacco al taglio presso l'ancoraggio a tergo della spalla lato Meduna (dimensioni fossa rispetto al profilo elettrosaldato verticale H(400X400X20X20) permettono lo scorrimento di circa 115 mm quindi superiore a quello sopra riportato.

I futuri giunti di dilatazione fra spalla e impalcato, dovranno recepire gli scorrimenti di cui sopra.

4. STRUTTURA PROVVISORIA PER ESECUZIONE LAVORI

Per eseguire i lavori di restauro del ponte si prevede l'utilizzo di una struttura a carrello scorrevole su due binari posti sulla sommità delle travi laterali del ponte.

Si riporta di seguito il calcolo della struttura.

4.1 ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 Pesì prori

Il peso proprio è determinato in automatico dal programma di calcolo.

4.1.2 Carichi permanenti

Si considera il peso del tavolato sul piano inferiore e superiore e sulle pareti laterali.

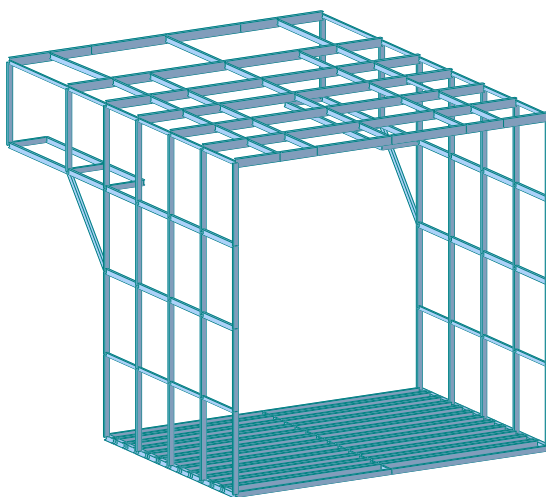
$$G2 = 0.05 \times 6 = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 Carichi variabili

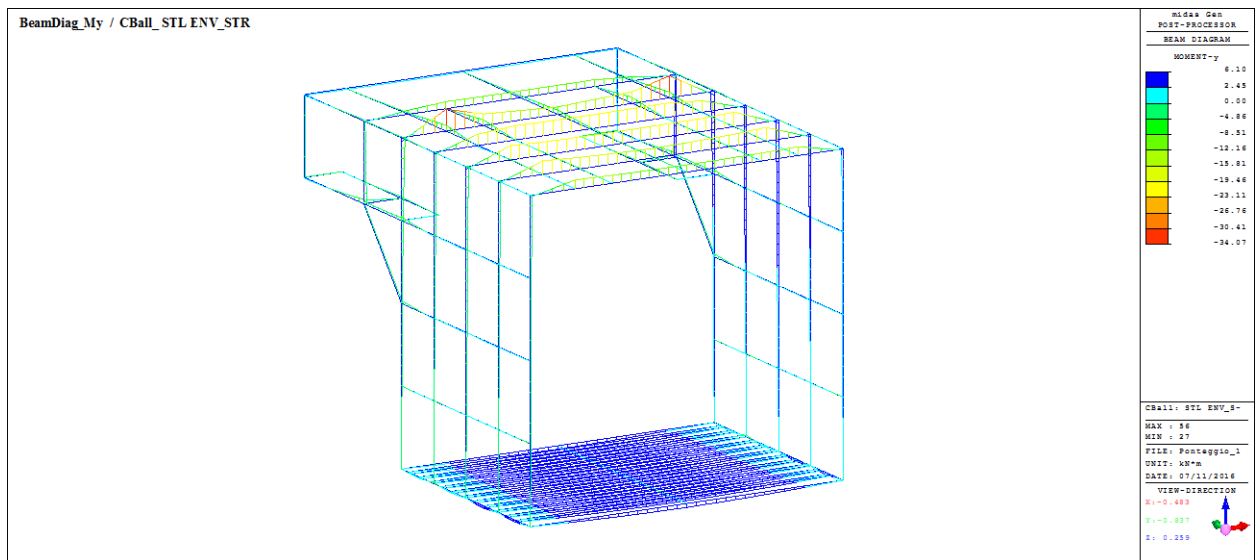
Si assume un carico variabile sul piano inferiore pari a 1.0 kN/m^2

4.2 CALCOLO

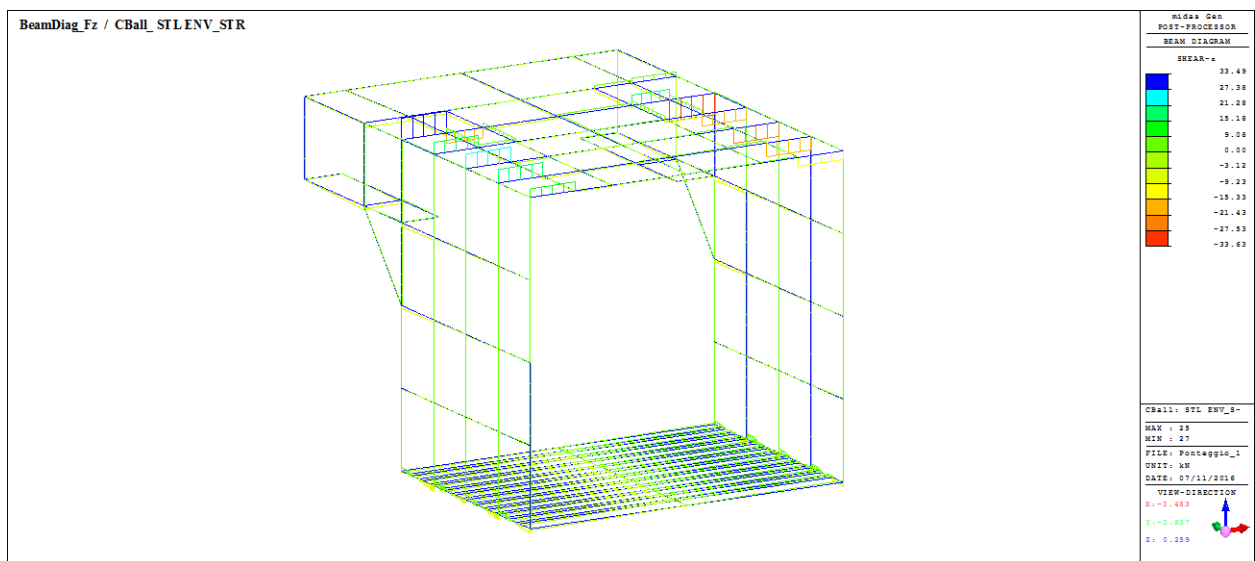
4.2.1 Modello di calcolo



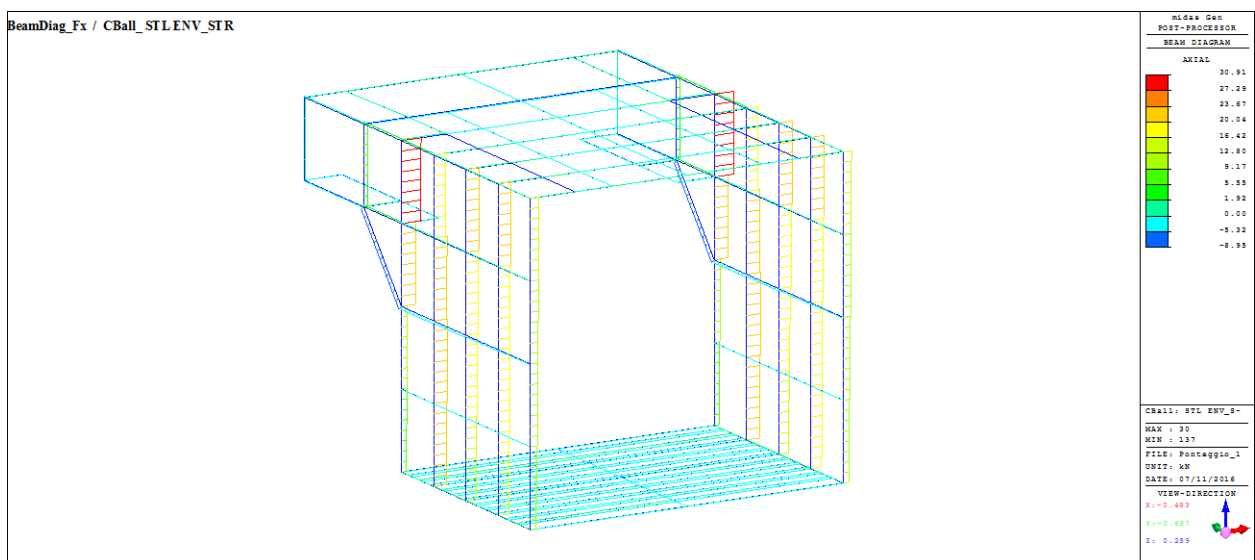
Modello di calcolo



Momento SLU



Taglio SLU



Sforzo normale SLU

4.2.2 Verifica delle sezioni

Si riporta una sintesi delle verifiche effettuate sui vari profili.

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]		Gen 2016
=====		
+=====+		
	MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)	
	midas Gen - Design & checking system for windows	
+=====+		
	Steel Member Applicable Code Checking	
	Based On Eurocode3:05, Eurocode3, AISC(14th)-LRFD10,	
	AISC(14th)-ASD10, AISC(13th)-LRFD05,	
	AISC(13th)-ASD05, AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93,	
	AISC-ASD89, CSA-S16-01, BS5950-90	
	(c)SINCE 1989	
+=====+		
	MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)	
	MIDAS IT Design Development Team	
+=====+		
	HomePage : www.MidasUser.com	
+=====+		
	Gen 2016	
+=====+		

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) +	Loadcase Name(Factor) +	Loadcase Name(Factor)
1	1	G1(1.300) +	G2(1.500) +	Q1(1.500)
2	2	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q1(1.000)
3	2	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q1(0.500)
4	2	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q1(0.300)

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]		Gen 2016
=====		

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.													
CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	Nsd N_Rd	Mbsd Mb_Rd	Mysd My_Rd	Mzsd Mz_Rd	Def Defa
OK	26 0.59	1 0.07	IPE200 S275			1.00000 1.00000	1.00000 1.00000	1.00 1.00	-0.0000 783.750	-33.908 0.00000	-33.908 60.5000	0.00476 12.0820	0.00055 0.00500
OK	233 0.58	2 0.03	IPE80 S275			2.75000 2.75000	2.75000 2.75000	1.00 1.00	1.77070 210.100	-1.9448 3.33370	-1.9448 6.38000	0.00170 1.58204	0.00112 0.01100
OK	143 0.68	3 0.01	IPE120_V, S275	IPE120		2.00000 2.00000	2.00000 2.00000	0.85 0.85	21.0927 363.000	2.93449 11.5495	3.45234 16.7200	-1.5217 3.69111	0.01195 0.01333
OK	303 0.08	4 0.01	HEB120 S275			0.08500 0.08500	0.08500 0.08500	1.00 1.00	0.62623 935.000	3.45169 0.00000	3.45169 45.4300	-0.0100 22.0647	-0.0000 0.00042
OK*	4 0.91	5 0.03	IPE120_P, S275	IPE120		4.20000 4.20000	4.20000 4.20000	1.00 1.00	-0.3158 363.000	6.09881 6.70902	6.09881 16.7200	0.00000 3.69111	-0.0097 0.02100

	117		6	IPE120_C, IPE120		1.75000	1.75000	1.00	-0.0229	-9.1924	-9.1924	0.00120	0.00189
OK	0.72	0.05	S275	275000	1	1.75000	1.75000	1.00	363.000	12.7990	16.7200	3.69111	0.00875

	222		7	IPE120_DIAG, IPE120		2.75000	2.75000	1.00	-1.4088	-6.8500	-6.8500	-0.2785	0.00130
OK	0.79	0.06	S275	275000	1	2.75000	2.75000	1.00	363.000	9.62147	16.7200	3.69111	0.01100

5. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (PUNTO 10.2)

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'analisi modale lineare dinamica e la lineare statica equivalente per confronto, secondo le disposizioni del § 7.3 del DM 14/01/2008.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (spostamenti e rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo SAP2000
Produttore CSI

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo prodotta dal codice di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

6. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Petrangeli M. , “Costruzione di ponti”, Ed ESA, Milano.

Ballio G., Mazzolani F., “Strutture in acciaio”, ISEDI, Mondatori, Milano.

Nunziata V., “Teoria e pratica delle strutture in acciaio”, FLACCOVIO, Palermo.

Collepari M., “Il nuovo calcestruzzo”, TINTORETTO, Treviso.

Santarella L., “Il cemento armato, la tecnica e la statica”, HOEPLI, Milano.

Cestelli Guidi C., Calzona R., “Il calcolo del cemento armato”, HOEPLI, Milano.

Cinuzzi A., Gaudiano S., “Tecniche di progettazione”, MASSON.

Leonhardt F., “C.A & C.A.P. calcolo di progetto & tecniche costruttive”, Edizioni Tecniche.

Toniolo G., “Elementi strutturali in cemento armato”, MASSON.

Cestelli Guidi C., “Geotecnica e tecnica delle fondazioni”, HOEPLI, Milano.

Viggiani C., “Fondazioni”, HEVELIUS EDIZIONI, Benevento.

Colombo P., “Elementi di geotecnica”, ZANICHELLI, Bologna.

Radogna E. F., “Tecnica delle costruzioni”, MASSON.

Belluzzi O., “Scienza delle costruzioni”, ZANICHELLI, Bologna.

AAVV, “Ponti. Sorveglianza, manutenzione e interventi”, CIAS, Bolzano.

7. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Numerose indagini sono state eseguite durante la redazione del progetto del primo stralcio. Si riporta una sintesi dei risultati ottenuti all'epoca.

La situazione stratigrafica risultante dalle indagini a disposizione è caratterizzata da un'area geotecnica abbastanza omogenea, sia in senso verticale che orizzontale.

Vengono comunque analizzate e successivamente schematizzate le due situazioni corrispondenti al lato nord (lato Meduna) e sud (lato Motta) del vecchio ponte esistente sul fiume Livenza.

Area Nord - Lato Meduna di Livenza

Dopo i primi due metri in cui si evidenzia la presenza di limi sabbiosi di discreta consistenza e leggermente sovraconsolidati (valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica pari a 2-5 MPa); si ha, fino a circa 9-10 metri da p.c., la presenza di terreni argillosi e limo argillosi, con valori della resistenza alla punta tipici attorno a 1/1.5 MPa. Il campione indisturbato 1 prelevato a -6.30/-6.90 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente granulare (sabbia limosa). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-basse (Pen mediamente pari a 60÷150 kPa; $Tor \approx 18\div39$ kPa)

Fino a 13-15 metri si evidenzia poi uno strato di sabbia fine e di limo sabbioso di discreto addensamento, che raggiunge valori della resistenza alla punta medi attorno a 8 MPa, ma con punte anche di 15 MPa.

Da 13-15 metri fino a 24-27 metri si evidenzia invece un'alternanza di strati coesivi, argillosi e limo-argillosi; nella prova fatta nei pressi della spalla lato Meduna (CPTU1) si evidenziano anche strati di spessore metrico di limi sabbiosi e sabbie fini che si alternano agli strati coesivi. Le prove di classificazione eseguite nei campioni prelevati, hanno evidenziato caratteristiche medie della plasticità, con limite di liquidità W_L variabile da 35 a 50 e con indice di plasticità I_p pari a 16÷18; il peso di volume è risultato variabile da 16.62 kN/m³ a 20.0 kN/m³. Sono state poi eseguite prove di tipo triassiale consolidate e non drenate (campione 2) e prove di taglio diretto (campione 3), che hanno indicato valori della resistenza al taglio in condizioni drenate: coesione c' pari a 15 kPa, angolo di resistenza al taglio ϕ' pari a 30°.

Fino a circa 30 metri si ha poi un potente banco di sabbia, sia media che grossa, che fornisce valori della resistenza alla punta tipici attorno a 15 MPa con punte anche di 45 MPa.

Da 30 a 40 metri infine si evidenziano alternanze di limi argillosi e limi sabbiosi con valori della resistenza alla punta variabili da 3 a 10 MPa. In questi strati ci sono anche potenti banchi di torba (da -34 a -34.70 e da -37.20 a -38.60). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-alte (Pen mediamente pari a 200÷500 kPa; $Tor \approx 50\div100$ kPa).

Area Sud - Lato Motta di Livenza

Dopo i primi tre metri in cui si evidenzia la presenza di limi sabbiosi di discreta consistenza e leggermente sovra consolidati (valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica pari a 2-5 MPa), si ha, fino a circa 5 metri da p.c., la presenza di terreni argillosi e limo argillosi, con valori della resistenza alla punta tipici attorno a 1 MPa. Il campione indisturbato 1 prelevato a -5.10/-5.70 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente granulare (limo sabbioso e argilloso). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-basse (Pen mediamente pari a 70÷125 kPa; $Tor \approx 28\div40$ kPa).

Da -5 a -9 m da p.c. si rileva invece uno strato limo-sabbioso argilloso grigio (anche se i valori della resistenza alla punta q_c nella prova penetrometrica si attestano sempre attorno a 1 MPa).

Da 16 metri fino a 26 metri circa si evidenzia invece un'alternanza di strati coesivi, argillosi e limo-argillosi. Il campione indisturbato 3 prelevato a -18.50/-19.10 m da p.c. si è rilevato un campione prevalentemente coesivo (argilla con limo). Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza media (Pen mediamente pari a 140÷390 kPa; $Tor \approx 74 \div 100$ kPa).

Fino a circa 30 metri si ha poi un potente banco di ghiaia, sia fine che media, in prevalenza sub arrotondata, che fornisce valori della resistenza alla punta tipici attorno a 15 MPa, con punte anche di oltre 45 MPa.

Da 30 a 40 metri infine si evidenziano alternanze di limi argillosi e limi sabbiosi con valori della resistenza alla punta variabili da 3 a 10 MPa. In questi strati ci sono anche potenti banchi di torba di potenza decimetrica. Lo strato coesivo si presenta comunque con caratteristiche di consistenza medio-alte (Pen mediamente pari a 130÷500 kPa; $Tor \approx 45 \div 100$ kPa)

Alla luce delle considerazioni svolte si sono predisposte quindi 2 caratterizzazioni geotecniche puntuali, che sono di seguito riportate.

CARATTERIZZAZIONE 1

Zona: Spalla e pila lato Meduna di Livenza

Riferimento prove: S1, CPTU1, CPTU2

Quota P.C.: +6.50 m

TETTO/BASE STRATO	DESCRIZIONE STRATO	Peso di volume totale	Coesion e non drenata	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di reazione orizzontale alla Winkler
		γ/γ'	Cu	ϕ'	
[m dal P.C.]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	kN/m ³
0,00-3,00	Limo sabbioso	19,0	-	26	10000
3,00-8,60	Limo argilloso	19,0	40	-	5000/8000
8,60-13,00	Sabbia fine	18,5	-	30	12000
13,00-20,00	Argilla limosa	18,5	40	-	8000
20,00-27,00	Limo argilloso	19,0	70	-	10000
27,00-30,00	Sabbia fine	18,5	-	30	15000
30,00-40,00	Limo argilloso	19,0	100	-	12000

CARATTERIZZAZIONE 2

Zona: Spalla e pila lato Motta di Livenza

Riferimento prove: S2, CPTU3, CPTU4

Quota P.C.: +6.70 m

TETTO/BASE STRATO	DESCRIZIONE STRATO	Peso di volume totale	Coesion e non drenata	Angolo di resistenza al taglio	Modulo di reazione orizzontale alla Winkler
		γ/γ'	Cu	ϕ'	
[m dal P.C.]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	kN/m ³
0,00-3,00	Limo sabbioso	19,0	-	26	10000
3,00-5,00	Argilla limosa	19,0	40	-	5000/8000
5,00-9,00	Limo sabbioso	19,0	-	28	10000
9,00-16,00	Sabbia fine	18,5	-	30	12000
16,00-26,00	Argilla limosa	19,0	50	-	10000
26,00-30,00	Ghiaia fine e media	18,5	-	38	20000
30,00-40,00	Argilla limosa	19,0	80	-	12000

Falda

Lo studio e la determinazione dei livelli di falda ha dato i risultati in sintonia con i valori tipici dell'area; i valori misurati sono chiaramente influenzati dall'andamento del pelo libero del fiume Livenza.

Dalle analisi effettuate il livello della falda si attesta, infatti, in corrispondenza dei sondaggi S1 e S2, a profondità generalmente comprese tra 3,1÷5,4 m circa dal piano campagna, in coincidenza col livello del pelo libero del Livenza.

Le prove CPTU hanno confermato questa tendenza, con valori della falda tra -4,80 e -5,15 m da p.c.

7.2 STATO DI FATTO DELLE FONDAZIONI

Nell'incertezza dei contenuti del secondo stralcio, in modo lungimirante, nel primo stralcio si progettarono gli interventi sulle fondazioni da realizzarsi, in modo tale che questi elementi strutturali possano resistere alle azioni indotte dal ponte nella configurazione che avrebbe potuto assumere a seguito del secondo intervento, nell'ipotesi più ottimistica di recuperarlo quale ponte di II categoria nell'accezione del § 3.4.2 del D.M. 04/05/1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e relative circolari esplicative.

Le fondazioni risultano quindi idonee all'utilizzo del ponte come passerella ciclopedonale.

8. RELAZIONE SUI MATERIALI IMIEGATI

8.1 MATERIALI DELLA STRUTTURA ESISTENTE E LORO SALDABILITÀ

La saldabilità degli acciai dipende dal tenore dei vari elementi chimici che li compongono nonché dal così detto Carbonio Equivalente (Ceq).

Prove di laboratorio eseguite nel 1994

Durante le analisi condotte nel 1994 dall'ing. Bianchi furono eseguite prove di trazione in laboratorio su alcuni elementi metallici prelevati dall'opera. E' stata eseguita inoltre un'analisi chimica.

Il laboratorio incaricato risulta la TECHNOPROVE s.r.l. di Vicenza.

INDICAZIONI DEL RICHIEDENTE:

Prot. 21225 — S.P. N° 51 "DI MEDUNA"
PONTE SUL FIUME LIVENZA - COMUNE DI MOTTA DI LIVENZA
N° 3 CAMPIONI DI RICAVATI DA ELEMENTI STRUTTURALI

P R O V A D I T R A Z I O N E

CONTRASSEGNO del PROVINO	Dimensioni trasversali del provino			A ₀	F _s	F _y	F _m	R _m	AZ	Prova di piegamento
	d diametro mm	a spessore mm	b larghez. mm	Sezione del provino mm ²	Carico di snervamento N	Carico di snervamento unitario MPa	Carico massimo N	Carico massimo MPa	Allungamento percentuale %	
A	===	9,8	24,5	240,1	75.000	312	99.020	412	29	=====
B	===	9,9	24,8	245,5	75.290	307	102.530	418	31	=====
C	===	5,8	24,9	144,4	46.760	324	61.640	427	32	=====

La tensione caratteristica di snervamento è risultata in tal caso $f_y=307$ MPa con allungamento del 31%.

E' stata eseguita anche un'analisi chimica dell'acciaio che ha fornito i seguenti risultati:

ANALISI CHIMICHE

INDICAZIONI DEL RICHIEDENTE:

Prot. 24225 S.P. N° 51 "DI MEDUNA"
PONTE SUL FIUME LIVENZA - COMUNE DI MOTTA DI LIVENZA

N° 1 CAMPIONE RICAVATO DA UN ELEMENTO STRUTTURALE

CAMPIONE	C%	Si%	Mn%	P%	S%
A	0.12	0.10	0.18	0.030	0.030

La definizione del Carbonio Equivalente passa attraverso l'applicazione della formula:

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15$$

Il carbonio equivalente è un indice della saldabilità dell'acciaio in quanto più questo assume valori elevati, meno l'acciaio risulta saldabile. Per acciai con percentuale di carbonio maggiore dello 0.1% il C_{eq} deve risultare inferiore a 0.45 affinché l'acciaio risulti saldabile.

Nel caso in esame si ottiene

$C_{eq} = 0.12 + 0.18/6 = 0.15$ quindi risulta saldabile.

Se confrontiamo il valore di cui sopra con quello degli attuali acciai in commercio sotto rappresentati si nota una maggiore saldabilità del materiale in parola. Si nota anche una scarsa presenza di manganese (Mn) per cui si consiglia di preriscaldare gli elementi strutturali interessati prima operare la saldatura.

COMPOSIZIONE CHIMICA								
Qualità	C (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Si (%)	N (%)	Cu (%)	CEV (%)
Th	max	max	max	max	max	max	max	max
	t ≤ 16							t ≤ 30
S185	0,17	1,40						
S235JR	0,17	1,40	0,035	0,035	-	0,012	0,55	0,35
S235JO	0,17	1,40	0,030	0,030	-	0,012	0,55	0,35
S235J2	0,17	1,40	0,025	0,025	-	-	0,55	0,35
S275JR	0,21	1,50	0,035	0,035	-	0,012	0,55	0,4
S275JO	0,18	1,50	0,030	0,030	-	0,012	0,55	0,4
S275J2	0,18	1,50	0,025	0,025	-	-	0,55	0,4
S355JR	0,24	1,60	0,035	0,035	0,055	0,012	0,55	0,45
S355JO	0,20	1,60	0,030	0,030	0,055	0,012	0,55	0,45
S355J2	0,20	1,60	0,025	0,025	0,055	-	0,55	0,45
S355K2	0,20	1,60	0,025	0,025	0,055	-	0,55	0,45
S450JO	0,20	1,70	0,030	0,030	0,055	0,025	0,55	0,47

Prove di laboratorio eseguite nel 2007

Nel settembre 2007 lo scrivente ha esaminato in laboratorio un ulteriore profilo prelevato dal traverso del portale sulla spalla lato Meduna, a livello del controvento di piano superiore.

Il laboratorio incaricato risulta la ENCO di Ponzano Veneto (TV).

Si riporta di seguito l'esito delle prove:

PROVE DI RESISTENZA MECCANICA SU ACCIAI DA CARPENTERIA

(L. 1086/71 - D.M.LL PP. 14/9/05 - UNI EN ISO 10002/1:2004)

RICHIEDENTE: Building Project s.r.l., Viale Italia 134, 31015 Conegliano (TV)

COMMITTENTE: Comune di Moduna.

RICHIESTA N° 3060 DEL 06/09/07 SOTTOSCRITTA DA: Building Project s.r.l. IL 06/09/07

CANTIERE E POSIZIONE PRELIEVO: Ponte in acciaio sul Livenza sito sulla S.P. n° 51 a Moduna (TV)

MATERIALE: Provette ricavate da angolare in acciaio

VERB. ACCETTAZ. N° 45/109

DEL 06/09/07

ATTREZZATURA DI PROVA: Bilancia Eurobil portata 8000 g, divisione in g 0.1 (taratura 7435 del 12/03/07)
Pressa Metrocom da 600 kN (taratura 371-2007 del 09/05/07), calibro a cursore 200 mm risoluz. 0.01 mm.

RISULTATI DELLE PROVE

SIGLA provino	DATA Prelievo o Rif. Calata dichiarata	POSIZIONE PRELIEVO	TIPO DI ACCIAIO dichiarato	Provetta ricavata da (profilato d'origine):	Spess. sez. (mm)	Largh. sez. (mm)	Sez. S ₀ provetta (mm ²)	L ₀ (5.65√S ₀) (mm)
1	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,7	19,8	112,86	60,0
2	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,7	19,7	112,29	59,9
3	05/09/2007	Ex angolare di ponte in acciaio	\	angolare	5,3	19,6	103,88	57,6

SIGLA provino	DATA PROVA	PROVA DI TRAZIONE (UNI EN ISO 10002/1:2004)							NOTE
		Snervamento		Rottura		f_t / f_y	Allung. (%)	Diagr σ-ε (si-no)	
		F _y (kN)	f _y (N/mm ²)	F _t (kN)	f _t (N/mm ²)				
1	10/09/07	25,3	224,2	33,4	295,9	1,32	19,2	no	\
2	10/09/07	25,1	223,5	33,0	293,9	1,31	16,9	no	\
3	10/09/07	22,8	219,5	30,5	293,6	1,34	18,2	no	\

I risultati ottenuti sono meno confortanti di quelli ottenuti dall'ing. Bianchi in quanto fanno ricondurre il materiale impiegato ad un acciaio leggermente più scadente di un attuale S235.

La tensione caratteristica di snervamento vale in tal caso $f_y=219.50$ MPa con allungamento del 18.20%, del resto molto scadente.

Prove di laboratorio eseguite nel 2016

In occasione della redazione del presente progetto si sono eseguite ulteriori prove di trazione e un'analisi chimica su campioni prelevati

CERTIFICATO DI PROVA

PROVA N. 53158

RICHIESTA N. 23442 IN DATA 04/03/16

pag. 1/1

RICHIEDENTE:
INDIRIZZO:

MANFROI ING. ALESSANDRO
PIAZZA DELLA VITTORIA, 19/A 32036 SEDICO

COD. 1955
BL

TIPO DI CAMPIONE: ACCIAIO DA CARPENTERIA.

SPECIFICA DI PROVA: TRAZIONE (UNI EN ISO 6892-1); ANALISI CHIMICA (ASTM E 415-08).

PROVENIENZA DICHIARATA: manutenzione straordinaria ponte vecchio in acciaio in Meduna di Livenza (TV), per conto del Comune.

TECNICO RESPONSABILE: ing. Alessandro Manfroi - Belluno, che ha sottoscritto la Richiesta di prova.

DATA DI CONSEGNA: 04/03/16

DATA DELLA PROVA: 21/03/16

RISULTATI DELLA PROVA

N° Progr.	SIGLA	DIMENSIONI			MASSA g	CARICO		TENSIONE		ALLUNGAMENTO a rottura A %	RESILIENZA (300 J)					ANALISI CHIMICA						
		Diametro/Spes- sore (a) mm	Larghezza (b) mm	Lunghezza (l) mm		SNERVAM. daN	ROTTURA daN	SNERVAM. (f _y - f _{0,2}) N/mm ²	ROTTURA (f _t) N/mm ²		INTAGLIO (U-V)	LARGHEZZA (10-7,5-5-2,6 mm)	TEMPERATURA DI PROVA (°C)	ENERGIA ASSORBITA (J)			C	Mn	Si	P	S	Ceq
														PROVINO 1	PROVINO 2	PROVINO 3	Cr	Mo	Ni	Cu	V	
														%								
1	A	5,7	15,4	411	251,0	1653	2415	188,3	275,1	12,4												
2	1	10,1	20,1	388	603,9	5851	8748	288,2	430,9	29,8							0,130	0,661	0,114	0,042	0,074	0,27
																	0,066	0,0020	0,131	0,180	0,0006	
3	2	10,3	20,1	461	738,6	7199	9790	347,7	472,9	19,1												

Come si nota dal certificato sopra evedenziato, si registra una importante variabilità nei risultati. Cautelativamente si è deciso di considerare $f_{yk}=219.5$ MPa come ottenuto dalle prove del 2007.

Come si nota il Ceq ottenuto con questa prova di laboratorio risulta al massimo 0.275 quindi l'acciaio risulta saldabile poichè Ceq è inferiore a 0.45.

Giunzioni varie:

Chiodi chiodi in TU St 34 per acciaio St33 (S235) $f_{vd}=140$ Mpa (cautelativo per tener conto della vetustà)

Portata di un chiodo in TU St 34 per costruzioni in acciaio,
per i \varnothing correnti e sec. DIN 1050

Foro		Tensioni ammissibili in kg/cm²		Portata in t di un chiodo a		Il rifollamento richiede il maggior numero di chiodi se il min spessore di piastra t in mm è, per m =		Osservazioni
Ø d₁ mm	Se- zione f _N cm²			Recisione N _{rc} per m =	Rifollamento N _{rf} per spessore di piastra t = 1 cm			
						1- sezioni	2- sezioni	
11	0,95	1 400 1 600	2 800 3 200	1,33 1,52	2,66 3,04	3,08 3,52	< 4,32 < 8,64	
13	1,33	1 400 1 600	2 800 3 200	1,86 2,12	3,72 4,25	3,64 4,16	< 5,10 < 10,2	
17	2,27	1 400 1 600	2 800 3 200	3,18 3,63	6,36 7,26	4,76 5,44	< 6,68 < 13,4	
21	3,46	1 400 1 600	2 800 3 200	4,85 5,54	9,70 11,1	5,88 6,72	< 8,25 < 16,5	
23	4,15	1 400 1 600	2 800 3 200	5,82 6,65	11,6 13,3	6,44 7,36	< 9,03 < 18,1	
25	4,91	1 400 1 600	2 800 3 200	6,87 7,85	13,7 15,7	7,00 8,00	< 9,82 < 19,6	
28	6,16	1 400 1 600	2 800 3 200	8,82 9,85	17,2 19,7	7,84 8,96	< 11,0 < 22,0	
Il numero di chiodi n _{rc} e n _{rf} occorrente per uno sforzo dato S può essere rilevato direttamente dal nomogrammi alla pag. seguente (cfr. esempio). Tengasi conto anche del punto 2 delle Os- servazioni qui a lato.								

8.2 MATERIALI PRESCRITTI PER GLI INTERVENTI

Gli interventi realizzati durante il primo stralcio e quelli prescritti con questo progetto contemplano i seguenti materiali.

Opere in acciaio da carpenteria metallica:

- Profili elettrosaldati per pile S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Profilati a caldo S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Laminati: S355J2G3 (Fe 510 C) EN 10155
- Profili elettrosaldati per ancoraggio spalla X12 Cr S13 (INOX AISI 416)

Giunzioni varie:

- viti CLASSE 10.9 UNI EN ISO 898-1
- dadi CLASSE 10 EN ISO 20898-2
- rondelle C50 EN 10083-2 HRC 32-40
- Per i chiodi il D.M. 14.01.2008 al § 11.3.4.6.3 rimanda alla norma UNI 7356 (analoga indicazione si ritrova nella CNR 10011/97 al prospetto 4-Va):

Tabella 6.6 Resistenza del materiale per unioni chiodate.

<i>Tensioni ammissibili e di progetto per chiodi Fe 40 UNI 7356</i>				
	Stati limite		Tensioni ammissibili	
Chiodi Fe 40 UNI 7356	$f_{d,v}$ N/mm ²	f_d N N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{b,adm}$ N/mm ²
	180	75	120	50

Quindi $f_{dv}=180$ MPa a taglio.

Legno

Legno massiccio classe C30 secondo UNI EN 338