



# **Politecnico di Torino**

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile Indirizzo Strutturale

## **Analisi strutturale e modellazione BIM applicata ai ponti ad Arco, il caso delle distorsioni termiche applicate a profili di elevato spessore.**

Candidato: Lezameta Peña Robin Alberth

Relatore: Professore Ceravolo Rosario, PhD

Correlatori: Professoressa Osello Anna, PhD

Dott. Ingegnere Andrea Alberto, PhD

Anno accademico 2020 - 2021

*Alla mia famiglia*

# INTRODUZIONE

Questo elaborato nasce con la finalità di portare a termine il percorso accademico e grazie alla società LGA, che mi ha permesso d'imparare le diverse prospettive che il mondo lavorativo possa offrire agli ingegneri civili, mi è stato possibile affrontare la progettazione e modellazione in ambiente BIM (Building Information Modelling), metodologia che si prospetta come futuro imminente del modo di progettare nell'ambito civile, edile ed impiantistico.

Ho potuto vedere e imparare come la LGA, grazie a questo metodo, è capace di maneggiare e mantenere sotto controllo moli di dati e informazioni riguardanti dati strutturali, edili e architettonici, questa metodologia permette d'identificare e dotare a ogni elemento un collegamento alle sue diverse rappresentazioni in diversi programmi e documenti, e grazie a questo si può tenere sotto controllo ogni elemento e ogni caratteristica di un modello, senza creare una sovrapposizione di dati nei diversi ambienti di lavoro. come potrebbe essere una interferenza spaziale fra i diversi elementi oppure le diverse proprietà dei materiali.

Seguendo dunque il processo produttivo e il saper fare, (know how) aziendale si è proceduto con la progettazione di un ipotetico ponte a spinta annullata presso una località di sismicità medio alta e vento molto elevato, nel caso si sono presi i dati riguardo alla località di Trieste dove questi due fattori sono sensibilmente elevati.

Il presente elaborato rappresenterà la progettazione e modellazione in ambiente BIM di un ponte ad arco a spinta annullata di acciaio che collega una strada di categoria C1 extraurbana secondaria, lungo 85 metri con passaggi pedonali e ciclabili ai fianchi, con particolare attenzione alle saldature di grosso spessore, trovando una rappresentazione approssimativa dell'effetto dato sia dalla distorsione termica sia dal richiamo del materiale in fase di raffreddamento

dell'acciaio dopo la saldatura che comportano delle sensibili imperfezioni nel giunto e possono impedire la messa in opera dell'elemento.

## INDICE

|  |                   |
|--|-------------------|
| - INTRODUZIONE .....   | 3                 |
| - 1.ANALISI E MODELLAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DI<br>ELEMENTI A GROSSO SPESSORE SOGGETTE A SALDATURA..... | 1                 |
| 1.1. PREMESSA .....  | 1                 |
| 1.2. CASO STUDIO .....   | 7                 |
| 1.3. CONCLUSIONI.....  | 19                |
| - 2.METODOLOGIA  | BIM<br>20         |
| 2.1. PREMESSA .....  | 20                |
| 2.2. BIM.....  | 21                |
| - 3.PREDIMENSIONAMENTO   | CASO STUDIO<br>25 |
| 3.1. PREMESSA .....  | 25                |
| 3.2. AQUISIZIONE DATI.....   | 26                |
| 3.3. MODELLO STRUTTURALE.....  | 28                |
| - 4.CALCOLO  | STRUTTURALE<br>40 |
| 4.1. PREMESSA .....  | 40                |
| 4.2. MATERIALI.....  | 42                |
| 4.3. AZIONI SULLA STRUTTURA.....   | 47                |
| 3.3.1 AZIONI PERMANENTI.....   | 47                |
| 3.3.2 AZIONI VARIABILI .....   | 49                |
| 4.4. VERIFICHE SLU .....   | 96                |
| 4.5. VERIFICHE SLE.....  | 132               |
| 4.6. ANALISI LOCALE DEI NODI PRINCIPALI .....  | 166               |

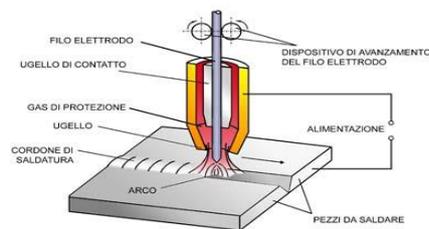
|                              |     |       |
|------------------------------|-----|-------|
| - 5.VARO                     | DEL | PONTE |
| 176                          |     |       |
| - CONCLUSIONI .....          |     | 184   |
| - RINGRAZIAMENTI.....        |     | 185   |
| - INDICE DELLE FIGURE.....   |     | 186   |
| - INDICE DELLE TABELLE ..... |     | 192   |
| - BIBLIOGRAFIA .....         |     | 194   |
| - SITOGRAFIA.....            |     | 197   |

# 1. ANALISI E MODELLAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DI ELEMENTI A GROSSO SPESSORE SOGGETTE A SALDATURA

Caso studio di saldatura di una colonna nella carpenteria MARTINO srl. facente parte di un edificio situato nel nuovo quartiere culturale MareTerra del principato di Monaco.

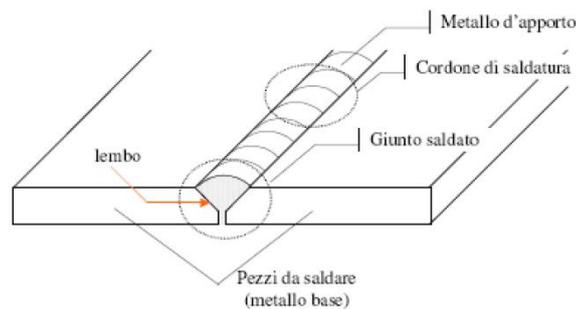
## 1.1. PREMESSA

Questa analisi ha la finalità di spiegare il comportamento delle lastre di grosso spessore soggette a una saldatura d'arco con un saldatore di tipo MIG/MAG. In particolare, la deformazione che nasce di questo processo e la possibile modellazione di questo effetto è stato determinao a priori grazie a un software agli elementi finiti e a considerazioni empiriche riscontrate in officina. Si partirà con la descrizione di cosa sia una saldatura d'arco e come questo processo determini le caratteristiche meccaniche e fisiche dell'elemento saldato, con particolare attenzione all'evolversi delle distorsioni dell'elemento in fase termo-elasto-plastica all'inizio della saldatura, e la distorsione in fase di restringimento dato dal raffreddamento del materiale.



**Figura 1-1 Schema di saldatura MIG (fonte: Euronean Aluminum Association)**

La saldatura è una metodologia di giunzione che riesce a creare un nuovo elemento monolitico dato dall'unione di più elementi, garantendo una continuità geometrica e meccanica del materiale, il processo di saldatura ha come principio la fusione di una parte dell'elemento di base oppure d'apporto di materiale fuso che funge di legante fra gli elementi dopo il raffreddamento.



**Figura 1-2 saldatura**

Ci sono diverse metodologie con le quali si possono creare le saldature, in questo caso si è usato una saldatura di tipo MIG /MAG, questo tipo di saldatura ha un gas inerte di protezione attorno al bagno della saldatura che evita l'infiltrazione di materiali che potrebbero compromettere la saldatura come l'acqua che a quelle temperature libera idrogeno che propagare dentro il bagno di saldatura può creare delle cricche, rendendo fragile il materiale, il filo elettrodo invece ha la funzione di creare l'arco elettrico e di creare il bagno di saldatura come materiale di apporto.

La variabilità del processo è data dalla velocità del filo d'apporto, dalla tensione, il tipo di gas e la distanza di lavoro.

L'impostazione della tensione determina la lunghezza dell'arco, di conseguenza, l'apporto termico e la forma del tipo di bagno prodotto.

Il tipo di gas usato può essere un gas inerte oppure un gas attivo, che eviti l'infiltrazione di materiali che possono generare effetti indesiderati nella saldatura.

A seconda del gas usato si può ottenere una maggiore stabilità dell'arco elettrico e un maggior approfondimento del bagno.

La velocità di trasferimento e l'orientamento dell'elettrodo influenzano a loro volta la larghezza e la penetrazione della saldatura, se la velocità è troppo elevata la trasmissione del calore è ridotta di conseguenza l'affondamento del bagno è ridotto e a seconda dell'orientazione della torcia si ha una diversa forma della sezione di saldatura.

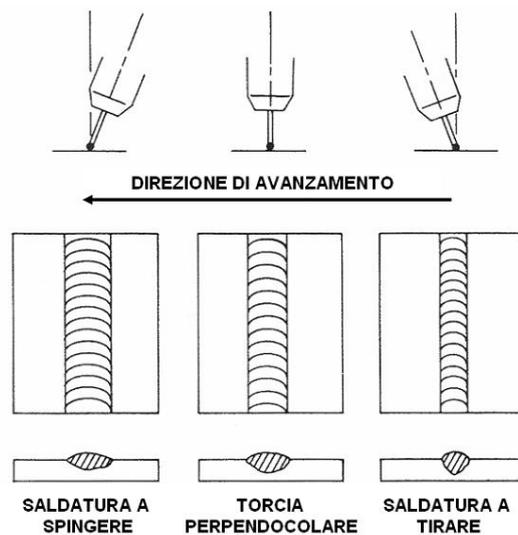


Figura 1-3 effetti inclinazione della torcia

#### - Imperfezioni

I principali difetti riscontrabili nelle saldature sono

Cricche, cavitazione (inclusione di gas), inclusioni solide, mancanza di fusione e penetrazione, difetti di profilo o dimensioni incorrette, deformazione dell'elemento dato dalle tensioni residue.

I problemi più gravanti sono i seguenti:

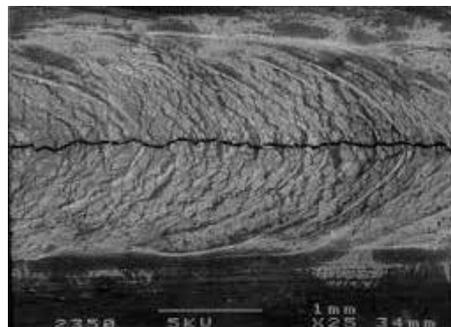
- Le cricche

sono dei difetti di rottura locale allo stato solido, essa può dipendere dagli effetti a raffreddamento non corretto o da stati tensionali residui, Le cricche rappresentano un difetto molto grave perché genera una notevole concentrazione di tensioni agli apici che può generare una propagazione della cricca e nel peggiore dei casi può portare alla rottura dell'elemento durante l'esercizio.

In funzione della loro natura le cricche possono essere divise in:

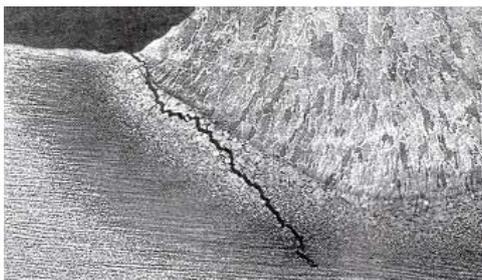
cricca a caldo, inclusioni solide (scoria residua), cricche a freddo (infragilimento da idrogeno), strappi lamellare.

Le cricche a caldo nascono appena il cordone di saldatura inizia la solidificazione questo succede di solito quando l'elemento di apporto ha un grande contenuto di carboni, impurezze di zolfo e fosforo presente nel bagno di fusione, se il bagno è stretto o profondo, variazione del flusso termico e le tensioni residue.



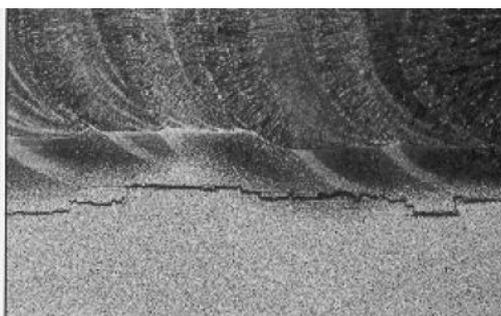
**Figura 1-4 cricche a caldo lungo il cordone di saldatura**

Le cricche a freddo o a idrogeno sono le cricche che nascono nelle regioni a grano ingrossato della ZTA (Zona Termicamente Alterata) questi tipi di cricche nascono di solito sotto il cordone di saldatura, queste cricche nascono principalmente se il livello di idrogeno oltrepassa i 15ml/100g nel deposito della saldatura, tensione superiore al 0.5 della tensione di snervamento, temperatura minore di 300° C e quando la durezza del materiale è elevato.



**Figura 1-5 cricche a freddo (a idrogeno)**

Le cricche a strappi lamellare nascono solo nei manufatti laminati, principalmente lamiere ed il loro aspetto fondamentale è che appaiono come cricche a terrazze, di solito succedono quando le tensioni di ritiro agiscono sulla sezione trasversale della lamiera, oppure quando ci sono inclusioni non metalliche sottoforma di stratti sottilissimi con i piani di giacitura paralleli alle superfici della lamiera.



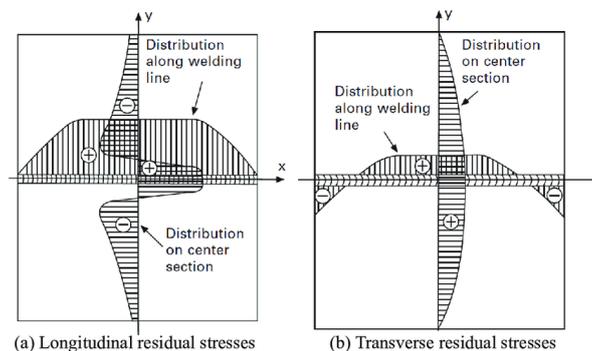
- Tensioni residue e conseguenti deformazioni e distorsioni

La saldatura è interessata da apporto termico localizzato molto elevato che serve per fondere il materiale e di conseguenza nasce un campo tenso-deformativo iniziale di tipo elasto-plastico che generano dilatazione e compressione del materiale, che viene contrastata dalla base di raffreddamento oltre la ZTA (Zona Termicamente Alterata), dopo di che durante il raffreddamento compaiono le tensioni di ritiro dato dalla restrizione del materiale appartenente alla ZTA e dalla deformazione termica in fase di raffreddamento di tutto l'elemento, finché queste tensioni sono sopra il valore di snervamento del metallo le deformazioni permanenti proseguono fino al raggiungimento della temperatura di rinvenimento.

La distribuzione delle tensioni, dovuto allo stress termico, possono essere valutati in funzione della variazione di volume nella ZTA durante la solidificazione e raffreddamento fino al raggiungimento della temperatura ambiente, di solito si ha una riduzione di volume nella zona fusa del 3% e in fase di solidificazione dopo di che in fase di raffreddamento assieme alla ZTA si riduce ancora del 7%.

a) Nelle tensioni longitudinali si tiene conto che la saldatura stessa ed alcune parti della piastra che sono state interessate dal ciclo termico possono trovarsi o essere vicino allo snervamento, muovendosi verso il materiale base attraverso la ZTA le tensioni prima scendono a zero e oltre quest'area c'è una regione dove si formano tensioni di compressione.

b) Ortogonalmente alla saldatura nel senso trasversale le tensioni nella saldatura sono molto più dipendenti dalle condizioni di vincolo fornite dalle parti adiacenti. Le tensioni residue trasversali sono spesso relativamente basse sebbene rimangano comunque importanti.



**Figura 1-6 distribuzione delle tensioni residue**

Tutte le saldature che non hanno subito un trattamento di tipo PWHT (Post Weld Heat Treatment) contengono delle tensioni residue e queste sono talmente significativi da causare deformazioni rilevanti del materiale.

## 1.2. CASO STUDIO

Le deformazioni delle strutture soggette alle variazioni delle temperature sono degli effetti che possono creare dei problemi legati alla possibilità di messa in opera degli elementi oppure se già in esercizio possono danneggiare irreversibilmente la agibilità della struttura portandola negli casi più stremi al collasso, in questo caso studio si prende in esame la nascita delle deformazioni durante e dopo la saldatura di un elemento tubolare e una piastra di grossi spessori, si è visto sperimentalmente che la deformazione della piastra ha superato ogni possibile previsione, quindi questo report vuole indagare su quale siano i principali fattori che hanno reso possibile questa deformazione e in estrema analisi cercherà di sviluppare un metodo empirico per prevedere e modellare tale deformazione.

L'elemento studiato è una colonna portante di un edificio situata al principato di Monaco.



Figura 1-7 Elemento caso studio (colonna in acciaio con lastre agli stremi)

Quality Management System certified by TÜV SÜD Management Service GmbH Quality Assurance

CE 0036-CPR-M-034-2010

Calea Smârdan No.1-T.600908; Galați, ROMANIA Phone: +40 238 802988 Fax: +40 238 802987 http://www.libertygalati.ro

LIBERTY

(A01) LIBERTY TUBULAR PRODUCTS GALATI S.A. MADE IN ROMANIA PLATE ROLLING AND STEELMAKING IN LIBERTY GALATI

(A03) INSPECTION CERTIFICATE No : 4902276637 (A02) TYPE "3.1" ACCORDING TO: EN 10204 - 2004

(A06) CUSTOMER: D'AMORE AND LUNARDI S.P.A. (A08) ORDER: 1015001923

(B01) PRODUCT: SUBMERGED - ARC WELDING LONGITUDINAL PIPE (SAWL) (B02) STANDARD: API 6L ED46 - 2018; EN 102191-2006; X52NL360N - PSL2; S355J2H

(D01) VISUAL INSPECTION AND DIMENSIONAL CHECK : SUITABLE (B02) STEEL GRADE : (B04) DELIVERY CONDITION: NORMALIZING ROLLED; WITHOUT SUBSEQUENT HEAT TREATMENT (A07) PO - FS116R2019

(B03) BENDING ROLL ; EXPANDED PIPES ; BEVELLED ENDS AT 30° (+/-0); ROOT FACE 1.6 MM (±0.8); JOINT COEFFICIENT = 1.0

(Z02) DATE: 9-Oct-19

(B09) TOTAL NUMBER OF PIECES: 8 (B10) TOTAL WEIGHT: 17806 kg

MECHANICAL TESTS

| NO. CRT              | (B14) NO.PIPE | (B07) NO.HEAT | (C00) Ø | (C01) L | (C02) S | (C03) W | (C04) R | (C05) T | (C06) E  | (C07) F | (C08) G | (C09) H | (C10) I | (C11) J  | (C12) K | (C13) L     | (C14) M       | (C15) N     | (C16) O | (C17) P      | (C18) Q | (C19) R | (C20) S | (C21) T | (C22) U | (C23) V | (C24) W | (C25) X | (C26) Y      | (C27) Z |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|----------------------|---------------|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|-------------|---------------|-------------|---------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| TEST FOR HEAT 925898 |               |               |         |         |         |         |         |         |          |         |         |         |         |          |         |             |               |             |         |              |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 1                    | 301388        | 925898        | 813     | 11790   | 9.52    | 2224    | 301336  | 17801W  | 25.2x9.4 | 589     | 487     | 33      | 0.83    | 25.6x9.3 | 603     | 45-35-40/40 | 41-38-44/41   | 66-68-65/60 | 0.631   | 76 BAR/10SEC |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| TEST FOR HEAT 936866 |               |               |         |         |         |         |         |         |          |         |         |         |         |          |         |             |               |             |         |              |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 4                    | 301348        | 936866        | 813     | 11400   | 9.52    | 2160    | 301348  | 171801W | 24.3x9.5 | 580     | 452     | 34      | 0.78    | 25.6x9.3 | 600     | 31-34-37/34 | 60-68-62/63   | 80-73-79/77 | 0.671   | 76 BAR/10SEC |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| TEST FOR HEAT 925897 |               |               |         |         |         |         |         |         |          |         |         |         |         |          |         |             |               |             |         |              |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 6                    | 301342        | 925897        | 813     | 11890   | 9.52    | 2243    | 301367  | 171801W | 24.8x9.5 | 599     | 445     | 34      | 0.74    | 25.4x9.4 | 605     | 53-58-55/55 | 103-92-100/98 | 71-72-67/70 | 0.671   | 76 BAR/10SEC |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 8                    | 301343        | 925897        | 813     | 11770   | 9.52    | 2220    | 301367  | 171801W | 24.8x9.5 | 599     | 445     | 27      | -       | 25.4x9.4 | 605     | 53-58-55/55 | 103-92-100/98 | 71-72-67/70 | 0.670   | 76 BAR/10SEC |         |         |         |         |         |         |         |         |              |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 7                    | 301339        | 925897        | 813     | 11880   | 9.52    | 2241    |         |         |          |         |         |         |         |          |         |             |               |             |         |              |         |         |         |         |         |         |         | 0.671   | 76 BAR/10SEC |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 8                    | 301344        | 925897        | 813     | 11880   | 9.52    | 2241    |         |         |          |         |         |         |         |          |         |             |               |             |         |              |         |         |         |         |         |         |         | 0.670   | 76 BAR/10SEC |         |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |

\* ACCORDING TO CUSTOMER REQUIREMENTS

REMARKS: (D03) X RAY INVESTIGATION 100% ISO WIRE-TYPE ISO SIZE WY 107E - WY 6 PE CLASS A ACCLTO ISO 108939-2011 (D05) X RAY INVESTIGATION 240MM SA CH EN ISO WIRE-TYPE ISO SIZE WY 107E - WY 6 PE CLASS A ACCLTO ISO 108937-2011 (D06) PLATE ULTRASONIC TESTING : BODY - TRANSVERSAL SCAN LINE SPACING 100+HEAT EDGES - 100% FOR LONGITUDINAL EDGES 100MM, TRANSVERSAL EDGES 500MM, IN ACCORDANCE WITH EN 10160, 8.2.2 ACCEPTANCE CLASS (C09) RESIDUAL MAGNETISM - SUITABLE (C17) DINDO ISO TEST TRANS. DINDY 2W - SUITABLE (C18) MACRO - SUITABLE

IT IS VALID FOR n° 2 PIPES

D'AMORE & LUNARDI S.P.A.

Figura 1-8 scheda tecnica dei materiali (analisi meccanica)

Quality Management System certified by TÜV SÜD Management Service GmbH Quality Assurance

CE 0036-CPR-M-034-2010

Calea Smârdan No.1-T.600908; Galați, ROMANIA Phone: +40 238 802988 Fax: +40 238 802987 http://www.libertygalati.ro

LIBERTY

(A01) LIBERTY TUBULAR PRODUCTS GALATI S.A. MADE IN ROMANIA PLATE ROLLING AND STEELMAKING IN LIBERTY GALATI

(A03) INSPECTION CERTIFICATE No : 4902276637 (A02) TYPE "3.1" ACCORDING TO: EN 10204 - 2004

(A06) CUSTOMER: D'AMORE AND LUNARDI S.P.A. (A08) ORDER: 1015001923

(B01) PRODUCT: SUBMERGED - ARC WELDING LONGITUDINAL PIPE (SAWL) (B02) STANDARD: API 6L ED46 - 2018; EN 102191-2006; X52NL360N - PSL2; S355J2H

(D01) VISUAL INSPECTION AND DIMENSIONAL CHECK : SUITABLE (B02) STEEL GRADE : (B04) DELIVERY CONDITION: NORMALIZING ROLLED; WITHOUT SUBSEQUENT HEAT TREATMENT (A07) PO - FS116R2019

(B03) BENDING ROLL ; EXPANDED PIPES ; BEVELLED ENDS AT 30° (+/-0); ROOT FACE 1.6 MM (±0.8); JOINT COEFFICIENT = 1.0

(Z02) DATE: 9-Oct-19

(C71-C92) CHEMICAL ANALYSIS %

| (B07) NO. HEAT | C    | MN max | SI max | S max | P max | AL    | CR    | NI    | CU    | V     | MO    | TI    | NB    | B      | ENB+V+T ISO.16 | CE <sub>inv</sub> | CE <sub>pm</sub> | FOR APISL FOR EN10219 |
|----------------|------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------------|-------------------|------------------|-----------------------|
| X H 925898     | 0.11 | 1.45   | 0.38   | 0.005 | 0.016 | 0.033 | 0.020 | 0.020 | 0.030 | 0.002 | 0.044 | 0.018 | 0.041 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.37                  |
| P1 925898      | 0.11 | 1.46   | 0.40   | 0.005 | 0.016 | 0.033 | 0.022 | 0.019 | 0.030 | 0.002 | 0.045 | 0.018 | 0.041 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.37                  |
| P2 925898      | 0.11 | 1.44   | 0.39   | 0.008 | 0.016 | 0.034 | 0.023 | 0.020 | 0.031 | 0.002 | 0.044 | 0.018 | 0.040 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.37                  |
| H 936866       | 0.11 | 1.47   | 0.39   | 0.004 | 0.022 | 0.041 | 0.040 | 0.020 | 0.040 | 0.003 | 0.049 | 0.016 | 0.040 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.38                  |
| P1 936866      | 0.11 | 1.48   | 0.40   | 0.002 | 0.020 | 0.034 | 0.036 | 0.018 | 0.044 | 0.002 | 0.049 | 0.017 | 0.038 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.38                  |
| P2 936866      | 0.11 | 1.47   | 0.40   | 0.003 | 0.018 | 0.039 | 0.035 | 0.019 | 0.042 | 0.003 | 0.048 | 0.017 | 0.036 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.38                  |
| X H 925897     | 0.11 | 1.45   | 0.40   | 0.004 | 0.012 | 0.037 | 0.020 | 0.020 | 0.030 | 0.002 | 0.044 | 0.018 | 0.040 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.37                  |
| P1 925897      | 0.11 | 1.45   | 0.40   | 0.004 | 0.013 | 0.035 | 0.019 | 0.017 | 0.030 | 0.002 | 0.044 | 0.017 | 0.039 | 0.0004 |                |                   |                  | 0.37                  |
| P2 925897      | 0.11 | 1.47   | 0.42   | 0.004 | 0.013 | 0.040 | 0.019 | 0.018 | 0.032 | 0.003 | 0.045 | 0.018 | 0.041 | 0.0005 |                |                   |                  | 0.37                  |

\* For each reduction of 0.01% below the specified maximum concentration for Carbon, an increase of 0.00% above the specified maximum concentration for Manganese is permissible, up to a maximum of 1.65% for grades L345 or B, and L360 or X52, up to a maximum of 1.75% for grades L360 or X52, but < L485 or X70 - acc.to tab.5 from API 6L ED46-2018, note "r"

(C70) STEELMAKING PROCESS : MADE BY LIBERTY GALATI / BOF -VACUUM DEGASSED-CONTINUOUS CASTING

(Z01) THIS DOCUMENT CERTIFIES THAT THE MATERIALS ABOVE INDICATED HAVE BEEN INSPECTED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATION AND ORDER REQUIREMENTS.

"WE CERTIFY THAT TÜV SÜD Industrie Service GmbH HAS CARRIED OUT A SPECIFIC ASSESSMENT FOR MATERIALS IN ACCORDANCE WITH THE ESSENTIAL SAFETY REQUIREMENTS AS STATED AT PAR. 3.1, 4.3 AND 7.5 IN ANNEX I TO PED 2014/68/EU"

(Z04)

REMARKS: - CE MARK FOR S355J2H ONLY - PED 2014/68/EU FOR X52NL360N-PSL2 ONLY

(Z05) QA / QC MANAGER: AURORA BALAN

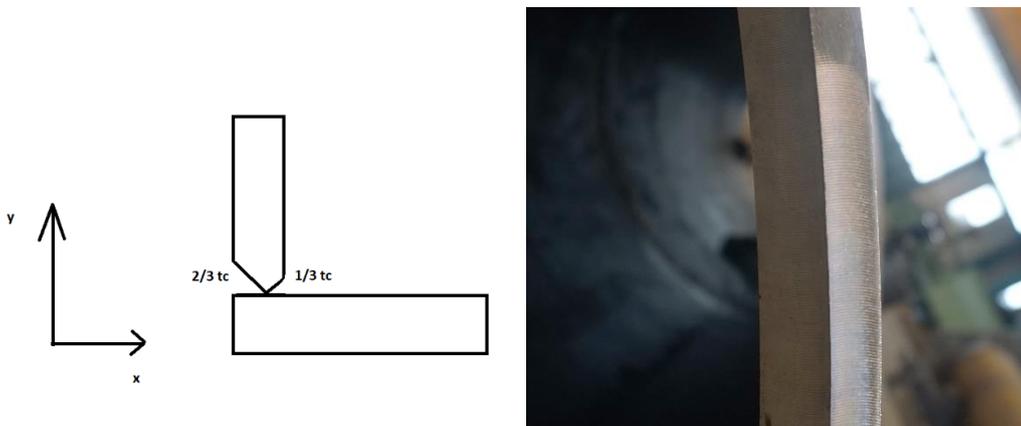
(A05) INSPECTOR NAME: NICOLETA IONESCU

LIBERTY TUBULAR PRODUCTS GALATI S.A. Calea Smârdan 1-T, 600908 Galați, Romania ID AMGA-0306-CPR-2013-07-01 EN 10219-1:2006 Cold formed welded structural hollow sections S355J2H / 1.0576 Intended use : To be used in metal structures or in composite metal and concrete structures Tolerances on dimensions and shape: Elongation: Tensile strength and Yield strength: Impact strength: Weldability, CEV. Expressed as indicated in the Declaration of Performance

D'AMORE & LUNARDI S.P.A.

Figura 1-9 scheda tecnica dei materiali (analisi chimica)

Gli elementi saldati sono stati collegati a saldatura d'angolo in accordo con la **ISO 3834** per favorire il collegamento si è deciso di eseguire una cianfrinatura asimmetrica secondo un rapporto verso il interno di **2/3** dello spessore della lamiera del tubo verso il interno e **1/3** verso l'esterno con una inclinazione di **40°** che sono più grandi rispetto alle raccomandazioni ma rispettano le limitazioni massime che sono 45°, questo si è fatto per agevolare il contatto fra il bagno di saldatura e la punta del cianfrino, perché trattandosi di spessori rilevanti è molto difficile arrivare alla profondità del cianfrino quando l'angolo è ridotto.



**Figura 1-11 rapporto di cianfrinatura**

La saldatura è stata sviluppata con una saldatrice di tipo MIG/MAG che è la saldatura migliore per elementi a grosso spessore, con le seguenti impostazioni.

Una potenza di **29 volt** con una tensione di **270 ampere** a una velocità di saldatura di **200cm al minuto**

Seguendo le formule date da (Welding Inspector WIS 5 handbook TWI) si è visto che c'è un apporto energetico di **187J/mm** di cordone di saldatura.

$$Q = \frac{\eta V \times A}{v}$$

Q: è l'apporto energetico [Kj/mm]

V: voltaggio [Volt]

A: tensione [Amper]

v: velocità di saldatura [mm/s]

$\eta$ : coefficiente di trasmissione di energia dell'arco (in questo caso essendo una saldatrice di tipo MIG/MAG  $\eta=0,8$ )



**Figura 1-12 esecuzione della saldatura**

La equazione differenziale del calore che governa un elemento solido isotropo e omogeneo è la seguente:

$$\nabla \cdot k \nabla T + \dot{q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}$$

**Figura 1-13 equazione della trasmissione del calore**

k: conducibilità termica [W/(m·K)]

$\rho$ : densità [kg/m<sup>3</sup>]

c: calore specifico [J/(K·kg)]

secondo la seguente variabilità dei coefficienti in funzione della temperatura:

| Temperature (°C) | Thermal conductivity (W/mK) | Specific heat (J/kgK) | Thermal expansion coefficient (10 <sup>-6</sup> /°C) | Young's modulus (GPa) | Poisson ratio |
|------------------|-----------------------------|-----------------------|--|-----------------------|---------------|
| 0                | 51.9                        | 450                   | 10   | 200                   | 0.2786        |
| 100              | 51.1                        | 499.2                 | 11   | 200                   | 0.3095        |
| 300              | 46.1                        | 565.5                 | 12   | 200                   | 0.331         |
| 450              | 41.05                       | 630.5                 | 13   | 150                   | 0.338         |
| 550              | 37.5                        | 705.5                 | 14   | 110                   | 0.3575        |
| 600              | 35.6                        | 773.3                 | 14   | 88                    | 0.3738        |
| 720              | 30.64                       | 1080.4                | 14   | 20                    | 0.3738        |
| 800              | 26                          | 931                   | 14   | 20                    | 0.4238        |
| 1450             | 29.45                       | 437.93                | 15   | 2                     | 0.4738        |
| 1510             | 29.7                        | 400                   | 15   | 0.2                   | 0.499         |
| 1580             | 29.7                        | 735.25                | 15   | 0.00002               | 0.499         |
| 3500             | 42.1                        | 400                   | 15.5   | 0.00002               | 0.499         |

Figura 1-14 proprietà dell'acciaio in funzione della temperatura

Dove la funzione di Fourier diventa:

$$\nabla \cdot k(T) \nabla T + \frac{\partial q}{\partial t} = \rho(T) \cdot c(T) \frac{\partial T}{\partial t}$$

La conducibilità termica resta indipendente dal tempo quindi l'equazione diventa:

$$k(T) \nabla^2 T + \frac{\partial q}{\partial t} = \rho(T) \cdot c(T) \frac{\partial T}{\partial t}$$

si è deciso di risolvere il problema in condizioni stazionarie, ovvero imponendo delle condizioni al contorno e calcolando l'andamento della temperatura nell'elemento.

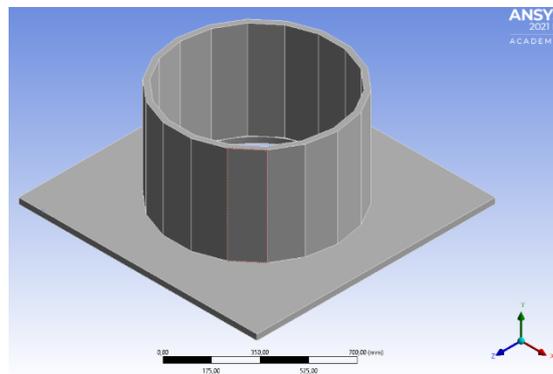
le condizioni usate **in prima approssimazione** sono:

$q = \text{costante nel tempo}$

$T_{\text{saldatura}} = 1400^{\circ}\text{C}$  Temperatura di fusione dell'acciaio.

$T_{\text{al contorno}} = 22^{\circ}\text{C}$  Temperatura ambiente prima che il flusso termico prodotto dalla saldatura si dissipi completamente su tutto l'elemento.

Queste condizioni al contorno rappresentano il momento in cui la varianza di calore al contorno della lastra è nulla.



**Figura 1-15 ANSYS geometria del sistema**

Si è deciso di risolvere l'andamento della temperatura in un software agli elementi finiti, trovando così l'andamento del campo delle temperature in regime stazionario, e questo si è fatto per capire in prima approssimazione l'andamento delle temperature nel materiale per trovare la ZTA degli elementi saldati come in figura.

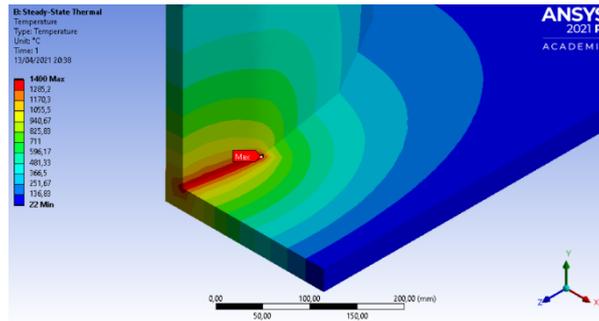


Figura 1-16 ANSYS andamento delle temperature dopo la saldatura esterna

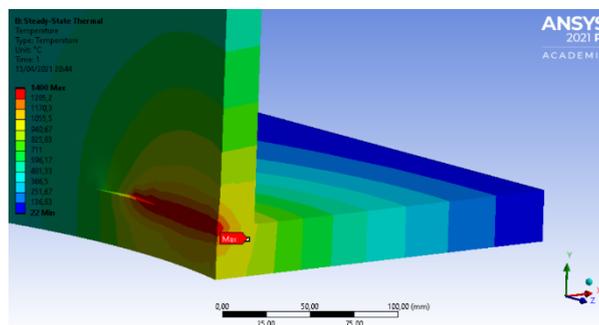


Figura 1-17 ANSYS andamento delle temperature dopo una saldatura interna

Grazie alla capacità del software si è potuto trovare anche il campo tenso-deformativi all'interno degli elementi, così facendo si è potuto modellare la deformazione data dalla prima parte del processo di saldatura, ovvero nella fase in cui all'elemento viene imposto un flusso termico attraverso il bagno di saldatura e l'arco di saldatura, e questo fa nascere un campo tensionale dentro l'elemento creando delle deformazioni nella piastra e nel tubo, per rappresentare al meglio il modello si è imposto la variazione del modulo di Young in funzione della temperatura, per poter modellare la fase elasto-plastica del sistema.

seguendo la seguente relazione:

$$\sigma = D\varepsilon^e$$

dove D è la matrice tenso-deformativa

e il contributo deformativi dato dalla temperatura:

$$\varepsilon^t = [\alpha]\Delta T$$

e la deformazione plastica:

$$\varepsilon^p$$

Che è la deformazione concorde alle zone dove ancora l'elemento finito si trova in fase elastica.

trovando così:

$$\varepsilon^{tot} = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^t$$

per procedere con l'analisi si è fatto una mesh tridimensionale dell'elemento, usando degli elementi tetraedrici nel programma Ansys.

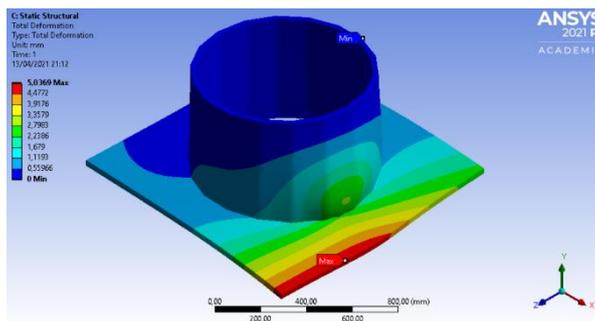


Figura 1-18 ANSYS andamento delle temperature dopo una saldatura interna

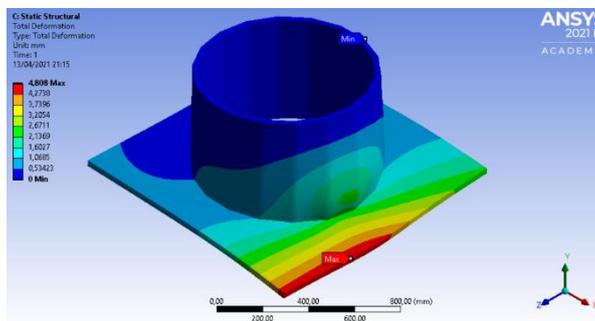
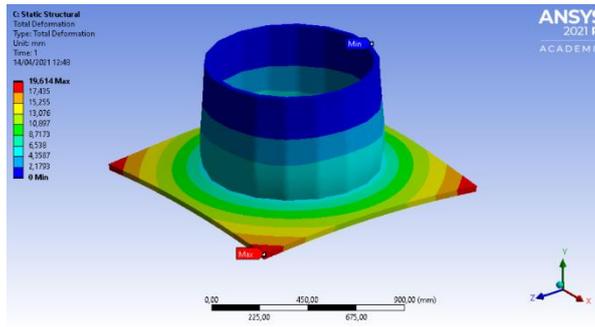


Figura 1-19 ANSYS deformata causata dalla distribuzione della temperatura dato dalla saldatura interna



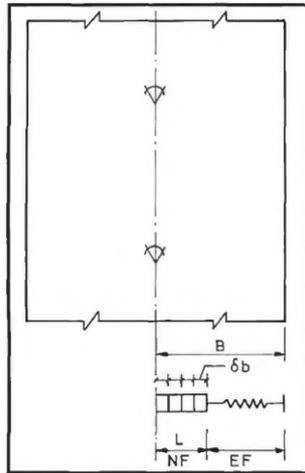
**Figura 1-20 ANSYS deformazione totale poco dopo la saldatura su entrambi, mentre il calore non si è ancora dissipato.**

Per procedere con la modellazione del comportamento deformativi si è seguito le raccomandazioni dato dal TWI e dal AWS, in cui si menziona che la deformazione predominante è la deformazione data dal restringimento della ZTA del 10%, i dati presi dalla precedente modellazione hanno mostrato le dimensioni della ZTA nell'elemento, per rappresentare la deformazione completa dell'elemento si è proceduto con una semplificazione in cui si prende in considerazione un volume delle dimensioni della ZTA e si procede con la riduzione del suo volume del 10% dopo di che si applica al modello dei vettori di spostamento imposto che rappresentano questa variazione di volume e una rotazione imposta della piastra rispetto al tubo perché la sua rigidità è superiore.

La restrizione della ZTA è data dalla variazione di fase e la riorganizzazione degli atomi presenti nell'acciaio producendo una restrizione del materiale dato dal veloce raffreddamento dell'acciaio fuso entrando nella fase in cui è presente la martensite e la bainite e in queste due fasi l'acciaio riduce la sua densità e aumenta la sua fragilità.

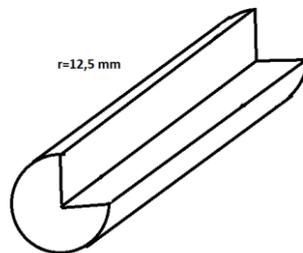
Seguendo le considerazioni presenti in “Analysis of Welding Shrinkage, A simplified approach to estimating welding shrinkage assumes the plate being welded contains a thermoelastoplastic zone and a fully elastic zone”

Si rappresenta il ritiro dell'acciaio vicino alla ZTA come una deformazione imposta.

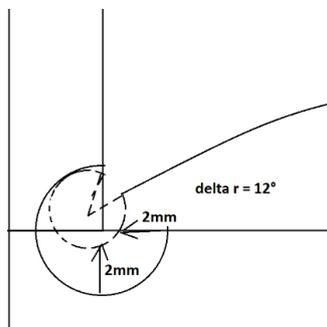


**Figura 1-21 modellazione monodimensionale della restrizione dell'acciaio dopo la saldatura**

Per riuscire a capire il comportamento della struttura si è fatto una assunzione simile solo che si sono considerati gli andamenti bidimensionali delle restrizioni nella ZTA.



**Figura 1-22 semplificazione della ZTA**



**Figura 1-23 restrizione della ZTA dopo il raffreddamento**

Si è proceduto con la semplificazione del modello considerando un restringimento della lastra verso il tubo radialmente visto che quest'ultimo è più rigido, e una curvatura di 12° della lastra.

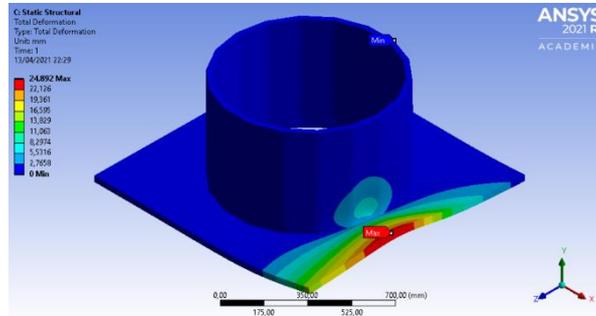


Figura 1-24 ANSYS deformazione dato dal restringimento della ZTA della saldatura esterna

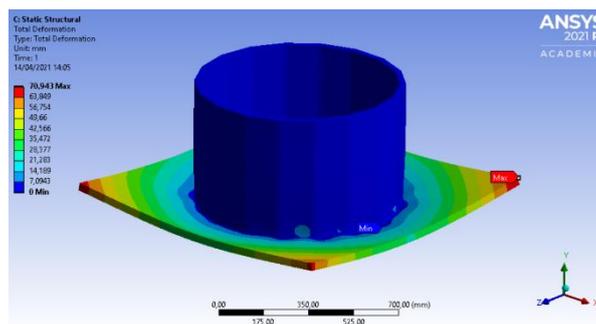


Figura 1-25 ANSYS deformazione dato dalla restrizione della ZTA della saldatura sterna

Questa deformazione è il risultato della restrizione nella ZTA senza considerare la deformata termica iniziale, si osserva che se si sovrappongono entrambi i modelli la deformazione massima è circa **50mm** dove la deformazione di restrizione predomina su entrambi. purtroppo, non è possibile somare i risultati di entrambi i modelli in un terzo modello.



**Figura 1-26** apporto di calore per convezione per il rinvenimento delle zone termicamente alterate

Nella costruzione reale dell'elemento si è riscontrato la prevalenza delle deformazioni dovute alle saldature esterne portando così a una deformazione eccessiva dell'elemento, per risolvere il problema si è passato ad apportare calore per convezione attorno alla saldatura, a temperatura controllata, così facendo le sopra tensioni si sono dissipate e si è fatto un rinvenimento della martensite residua riportando la lastra alla planarità iniziale con una freccia massima di 7 mm che è accettabile per la messa in opera della struttura.



**Figura 1-27** Freccia massima della deformazione a metà della lastra e andamento della deformazione lungo un lato della piastra

### 1.3. CONCLUSIONI

La presente analisi ha portato a termine la modellazione della saldatura di una lastra di grosso spessore a un tubo di grossi spessori, mettendo alla luce i principali problemi che possono essere causati da questo processo, si è visto che la deformazione massima si manifesta nella fase di raffreddamento, quando la ZTA e il bagno di saldatura si restringono eccessivamente creando delle sovratensioni e portando così deformazioni significativi degli elementi. Dato che le variabili in gioco sono troppo elevate e a volte anche incerte, come le percentuali di altri elementi oppure la quantità reale di nucleazione della martensite e bainite, questo modello si è incaricato di rappresentare il comportamento del fenomeno avendo la sola finalità di prevedere in linea di massima di quanto un elemento si possa deformare e, cosa più importante, il riuscire a prevedere come e verso dove gli elemento si deformino, questo può aiutare nella pratica, perché riuscendo a disporre i vincoli negli elementi prima di procedere con la saldatura e conosciuti le parti che saranno soggette a deformazione si possono evitare le deformazioni eccessivamente impedito, perché queste deformazioni se impedito possono immagazzinare energia e disperderle in modi catastrofici, come per esempio trasformando tutta quel energia interna in energia cinetica come se fosse una molla soggetta a compressione e improvvisamente rilasciata, per poter determinare meglio questo effetto servono delle ulteriori verifiche e modellazioni e analisi a livello energetico che possano determinare gli ulteriori effetti.

E' buona norma comunque alla fine di una saldatura di questo genere procedere con un PWHT (post welding heat treatment) perché questo trattamento beneficia alla saldatura sia riportando alla planarità degli elementi, dispersione delle tensioni e soprattutto il rinvenimento della martensite di conseguenza al miglioramento del comportamento duttile del elemento.

## **2. METODOLOGIA BIM**

### **2.1. PREMESSA**

Prima dell'avvento della tecnologia la progettazione era basata nella suddivisione in gruppi di lavoro indipendenti che si occupavano di progettare le diverse componenti di una struttura, senza essere pienamente consapevoli di quali fossero i range di lavoro degli altri partecipanti, arrivando così alla fase esecutiva in cui molte volte si trovavano delle divergenze sia spaziali e funzionali al interno di essa, grazie all'avvento della tecnologia ora è possibile portare la progettazione su un piano condiviso fra i diversi partecipanti e grazie a una modellazione virtuale è molto più facile trovare le divergenze progettuali.

Di conseguenza questo campo di lavoro condiviso permette una migliore collaborazione fra i diversi progettisti e coloro che si occuperanno della fase costruttiva.

La finalità di questa metodologia è quella di creare un ambiente di lavoro più efficace e consapevole per tutti i membri, garantendo in prima istanza una rappresentazione virtuale veritiera della struttura, dentro la quale si possa lavorare e trovare le diverse fragilità che potrebbero esistere in essa, l'evoluzione di questa metodologia oggi ci permette perfino di capire se i diversi processi di lavoro siano ottimali o meno, e questo aiuta al progettista a risolvere i diversi problemi prima di trovarli nella fase esecutiva, come potrebbe essere una verifica di installazione oppure una corretta sequenza di messa in opera.

## 2.2. BIM

Nella modellazione in ambiente BIM i software non sono gli unici elementi che determinano la progettazione, ma è fondamentale il processo stesso che porta a prendere conoscenza e consapevolezza dell'ambiente in cui si sta lavorando, per questo motivo per avere un corretto workflow è necessario di tre fattori determinanti, conoscenza profonda degli strumenti, controllo dei processi e in fine consapevolezza dei diversi comportamenti e limiti delle piattaforme.

In seguito, si procede con la modellazione degli elementi, e questo comporta la assegnazione di diverse informazioni dentro l'ambiente di lavoro nella quale ogni elemento sarà catalogata a seconda delle sue diverse caratteristiche come possono essere informazioni spaziali oppure caratteristiche fisico-meccaniche; definendo così dei valori parametrici e non ridondanti, che non entrano in conflitto fra loro. Significato dell'acronimo BIM:

- Building: fa riferimento alla struttura che verrà rappresentata e studiata e anche all'atto stesso di costruire.
- Information: fa riferimento a tutti i dati e caratteristiche che porterà il modello stesso alla sua rappresentazione parametrica.
- Modelling: comporta la rappresentazione virtuale della struttura più l'interoperabilità fra i diversi software e di conseguenza fra i diversi gruppi all'interno della progettazione.

Il percorso di digitalizzazione ha portato a perfezione e migliora sempre di più la capacità di rappresentare, di conseguenza modellare ogni tipo di struttura in un ambiente puramente informatico e in esso avere la possibilità di sottoporre il modello a verifiche sia strutturali sia operative grazie alla capacità di calcolo dei nuovi mezzi, inoltre la capacità di immagazzinare informazioni e attribuirle ai diversi elementi ci garantisce la univocità sia spaziale che formale di ogni elemento, nel processo BIM possiamo osservare che tutte le diverse informazioni possono essere confrontate e verificate usando sempre lo stesso modello e come detto sopra è questo il vantaggio più grande della metodologia BIM, mettere a

conoscenza tutti i partecipanti e garantire loro un controllo e consapevolezza delle diverse limitazioni spaziali che dovranno tenere in conto reciprocamente durante la fase di progettazione, questo garantisce un immenso risparmio di energie e in molti casi un risparmio economico, perché è molto più immediato riconoscere errori che sarebbero impossibili da affrontare se non si avesse un modello in uno spazio tridimensionale.

Al giorno di oggi non esiste ancora un programma che riesca a sopperire tutte le diverse richieste progettuali ovvero non c'è ancora in commercio un software in grado di processare sia il modello architettonico, strutturale e edile della struttura, e per questo motivo le diverse aziende informatiche danno la possibilità agli utenti di creare dei formati comuni, quindi il requisito fondamentale diventa l'interoperabilità fra i diversi programmi, che garantisce ai diversi partecipanti di avere il modello nel proprio ambiente di lavoro.

Oggigiorno nel mondo ci sono già delle norme che guidano il progettista durante tutte le fasi della modellazione BIM come:

- BS- PAS 1192-2
- BIM FORUM OF AIA
- UNI 11337
- EN ISO 19650

Queste normative hanno come finalità qualificare il modello a seconda del livello di dettaglio (LOD), livello di informazione (LOI) e in certe normative anche il livello di dettaglio geometrico (LOG).

| LOD 100  | LOD 200  | LOD 300   | LOD 400  | LOD 500  |
|--|--|---|--|--|
|   |   |    |            |           |
| <p>Modello contenente i requisiti di prestazione e le specifiche del sito.</p> <p>Modello concettuale di massa utile allo studio di tutto l'edificio inclusi area di base e volume, orientamento, stima costi iniziale.</p> <p>Progetto preliminare.</p> | <p>Modello contenente i sistemi generalizzati con quantità, dimensioni, forme, posizione ed orientamento approssimati.</p> <p>Progetto definitivo.</p> | <p>Modello di produzione o pre-costruzione, e per gli "intenti progettuali".</p> <p>Modello accurato e coordinato, utile per una stima più accurata dei costi.</p> <p>Progetto Esecutivo.</p> | <p>Modello accurato con i requisiti di costruzione e gli elementi costruttivi specifici.</p> | <p>Modello "as built" dell'edificio che mostra il progetto così come è stato realizzato.</p> |

Figura 2-1 Quadro riassuntivo dei livelli LOD (AIA)(01building.it)

Parete

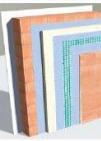
| LOD A  | LOD B  | LOD C  | LOD D   | LOD E   |
|--|--|--|---|---|
|   |   |   |   |    |
| <p><b>Geometria</b><br/>Elemento architettonico verticale o pseudoverificale rappresentato mediante un simbolo 2D.</p> <p><b>Oggetto</b><br/>Grafica 2D (linee e capture 2D)</p> <p><b>Caratteristiche</b><br/>Posizionamento di massima</p> <p><b>Usi consentiti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Semplici ingombri</li> <li>Studio schemi compositivi</li> </ul> | <p><b>Geometria</b><br/>Solido generico per rappresentazione elemento architettonico verticale o pseudoverificale con forma, spessore e posizione approssimata</p> <p><b>Oggetto</b><br/>Solido 3D</p> <p><b>Caratteristiche</b><br/>Semplici geometrie d'ingombro</p> <p><b>Usi consentiti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Studio preliminare</li> <li>Computo metrico</li> <li>Stima economica preliminare</li> </ul> | <p><b>Geometria</b><br/>Elemento architettonico (sistema e sottosistema) verticale o pseudoverificale rappresentato con ingombri calcolati secondo la normativa tecnica</p> <p><b>Oggetto</b><br/>Solido 3D strutturato</p> <p><b>Caratteristiche</b><br/>Definizione del sistema architettonico</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Spessore</li> <li>Lunghezza</li> <li>Larghezza</li> <li>Volume</li> <li>Definizione materiali</li> <li>Definizione stratigrafie principali</li> </ul> <p><b>Usi consentiti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Dimensioni esecutive</li> <li>Utilizzo per computo metrico estimativo</li> <li>Verifica interferenze con altre discipline</li> </ul> | <p><b>Geometria</b><br/>Elemento architettonico verticale o pseudoverificale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono modellate tutte le stratigrafie.</p> <p><b>Oggetto</b><br/>Solido 3D complesso</p> <p><b>Caratteristiche</b><br/>Dettaglio dei componenti per gruppi e senza riferimenti a singoli prodotti</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Definizione stratigrafie dettagliate</li> <li>Spessori componenti</li> <li>Struttura</li> <li>Isolamento</li> <li>Camera d'aria</li> <li>Sottofondo supporto</li> <li>Finitura</li> <li>Dettagli costruttivi</li> </ul> <p><b>Usi consentiti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Previsioni di scheduling di cantiere</li> </ul> | <p><b>Geometria</b><br/>Elemento architettonico verticale o pseudoverificale rappresentato mediante un solido avente dimensioni pari alle dimensioni reali. Sono incluse tutte le stratigrafie, i dati specifici del fornitore dei materiali e le finiture.</p> <p><b>Oggetto</b><br/>Solido 3D complesso</p> <p><b>Caratteristiche</b><br/>Dettaglio dei componenti con singolo prodotto. Informazioni di montaggio Materiale di supporto Schede tecniche singoli prodotti</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Tipo finitura interna</li> <li>Superficie finitura interna</li> <li>Tipo finitura esterna</li> <li>Superficie finitura esterna</li> <li>Composizione Materiale/Componente</li> <li>Presenza certificazioni</li> <li>Capacità strutturale</li> <li>Trasmissione vapore</li> <li>Valore R</li> <li>Valore U</li> <li>Valore assorbimento</li> <li>Trasmissione acustica</li> </ul> <p><b>Usi consentiti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Cantierizzazione</li> <li>Produzione</li> <li>Manutenzione</li> </ul> |

Figura 2-2 Quadro riassuntivo dei livelli LOD (UNI 11337) (laterizio.it)

Come visto in precedenza, i diversi livelli di dettaglio determinano la quantità di informazioni che si attribuiscono ad un modello e come questo possa essere usato durante le diverse fasi che vanno dalla progettazione fino alla manutenzione durante e dopo il periodo utile della struttura.

Le normative correnti qualificano il modello nella fase finale, ovvero assegnano il livello a seconda delle informazioni che questo possa trasmettere ad un ipotetico usuario, ma la parte a monte di tutto il lavoro è legato alla capacità di tutti i partecipanti di interagire fra loro, quindi la base sulla quale la metodologia BIM poggia, è la capacità di gestire e mettere a confronto le diverse informazioni fra tutte le società partecipanti.

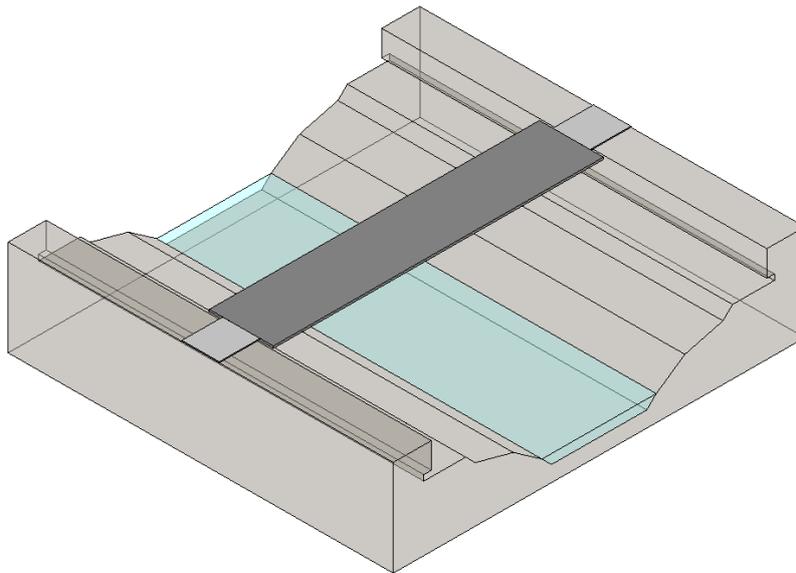


**Figura 2-3 TWINMOTION Render del ponte in esame dopo la conclusione della modellazione**

### 3. PREDIMENSIONAMENTO CASO STUDIO

#### 3.1. PREMESSA

In questo elaborato si userà la metodologia BIM durante tutto il processo di progettazione di un ponte ad arco a spinta annullata di lunghezza di 85 m, per una larghezza di 16,8 m, la località dove questa verrà collocata è Trieste, località scelta per le azioni del vento elevate e per una sismicità medio alta, quindi i fattori che determineranno le caratteristiche del ponte sono principalmente questo tipo d'azioni.



**Figura 3-1** campata lunga 85 m da superare con il ponte

la scelta di tipo di struttura è stata fatta seguendo la necessità di rendere la struttura funzionale e allo stesso tempo rispettare canoni estetici.

## 3.2. AQUISIZIONE DATI

Durante una progettazione reale è necessario fare prima di tutto il sopralluogo dove si prendono tutte i dati che caratterizzano l'ambiente nel quale il ponte sarà fatto, partendo dalla lunghezza da superare fino al tipo di terreno sul quale i basamenti saranno poggiati, dopo di che si procede con una ricerca di tutti i dati che caratterizzano il luogo come: i dati idrografici relativi alla zona, i valori della porta dell'acqua nel fiume, le variazioni termiche nel tempo, la velocità del vento.

grazie agli laser scanner oggi giorno è possibile creare una nuvola di punti, acquisita durante il sopralluogo, che definiscono i limiti geometrici che possono poi essere usati come limiti nel nostro modello preliminare, ogni punto acquisito è intrinsecamente definito, ovvero i dati che li definiscono sono valori che permettono il loro posizionamento spaziale, e univocamente definiti.

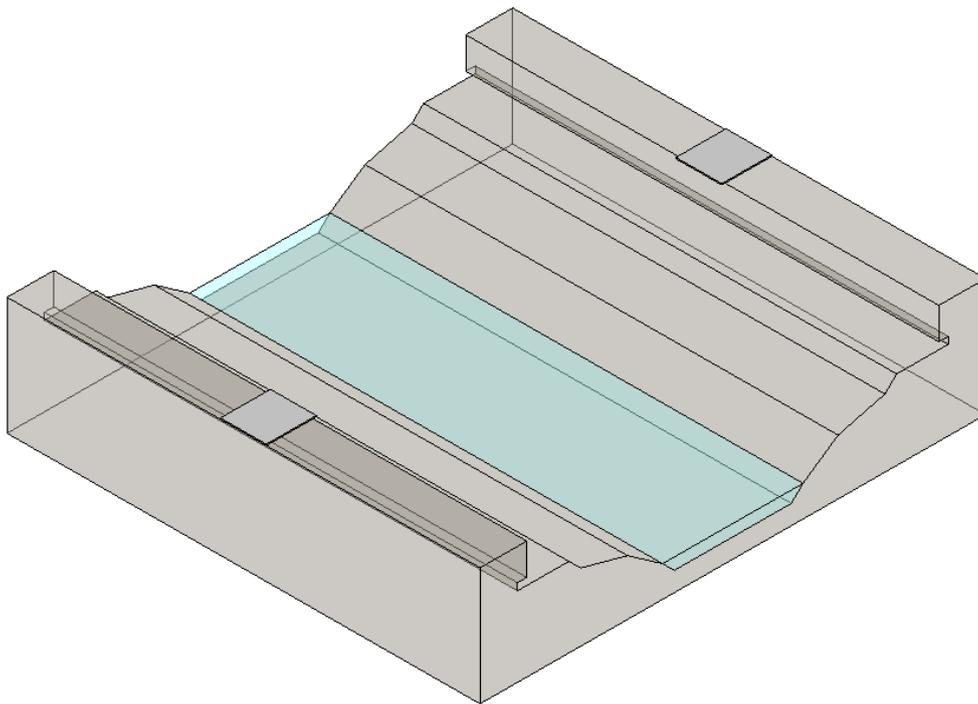
I dati acquisiti sono comunque garantiti da un certificato di calibrazione e questo ci permette di usarli durante la fase di progettazione.

Ci sono molti parametri che definiscono la validità dei dati acquisiti come possono essere:

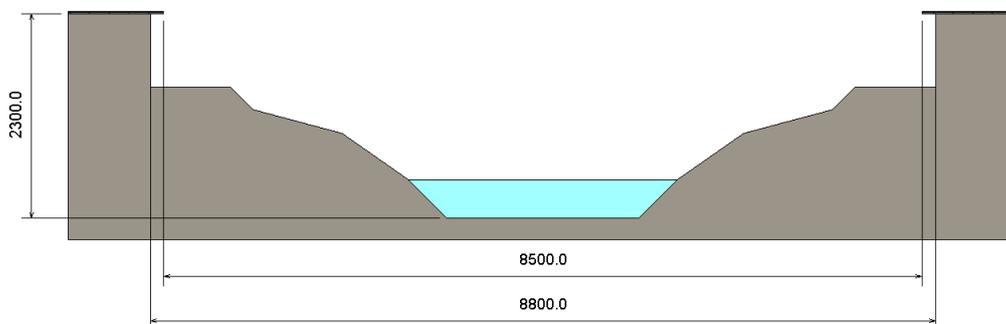
- Portata: massima distanza che lo scanner è in grado di misurare.
- Velocità: quantità di dati acquisiti in un certo periodo di tempo.
- Accuratezza: grado di conformità di una informazione spaziale rispetto alla posizione reale del punto.
- Precisione: capacità di restituire lo stesso valore in successive misurazioni.
- Classe laser: è la pericolosità del raggio laser emesso dallo strumento; si va dalla classe 1 (completamente innocua) fino alla classe 4 (molto pericolosa).
- Dispositivi integrativi: possibilità di integrare altri software o dispositivi.

Il progettista ha bisogno d'essere consapevole di tutte queste limitazioni per poter iniziare con il predimensionamento della struttura, come già detto è possibile

inserire le informazioni acquisite dentro il nostro modello, creando così uno spazio su cui lavorare nel ambiente BIM, in questo caso si è deciso di lavorare sul software di modellazione REVIT, dove è possibile importare la nuvola di punti e definire il nostro spazio di lavoro; In questo caso essendo un luogo ipotetico si è proceduto con la modellazione di uno spazio di lavoro semplificato che rispetti i valori limiti geometrici di progettazione.



**Figura 3-2 modello topografico dell'area interesata**



**Figura 3-3 sezione topografica (cm)**

Come visto sopra, i limiti geografici sono stati definiti direttamente all'interno della piattaforma di modellazione dove è possibile anche fare le misurazioni preliminari.

### **3.3. MODELLO STRUTTURALE**

Pressa in considerazione che lo schema statico del ponte sia un elemento semplicemente appoggiato si è proceduto con la scelta del tipo di ponte ad arco a spinta annullata che ci permette di trasmettere tutte le azioni strutturali del ponte verticalmente agli appoggi.

L'altezza di chiave dell'arco è stata definita basandosi sull'ottimizzazione di due principi fondamentali:

- Scarico dei momenti flettenti sugli elementi dell'arco.
- scarico della componente orizzontale della compressione non troppo elevate.

e per questo motivo si è preso come modello ponti ad arco progettate in passato per definire l'altezza di chiave, le opere prese in considerazione sono i seguenti:

- Ponte sul Panaro



**Figura 3-4 Ponte sul Panaro (maespa.com)**

- Ponte ad arco sul fiume Centa



**Figura 3-5 Ponte ad arco sul fiume Centa (slideshare.net)**

- Ponte Riva Trigoso



**Figura 3-6 Ponte Riva Trigoso Sestri Levante (maespa.com)**

- Ponte ad arco sul Gravina



**Figura 3-7 Ponte ad arco sul fiume Gravina (matildi.com)**

- Cavalcavia Cavallera, autostrada A4 Milano Brescia



**Figura 3-8 Cavalcavia Cavallera (promozioneacciaio.it)**

- Ponte Komo, Kango, Gabon



Figura 3-9 Ponte Komo (maegspa.com)

Da questi ponti si sono ricavati i seguenti dati:

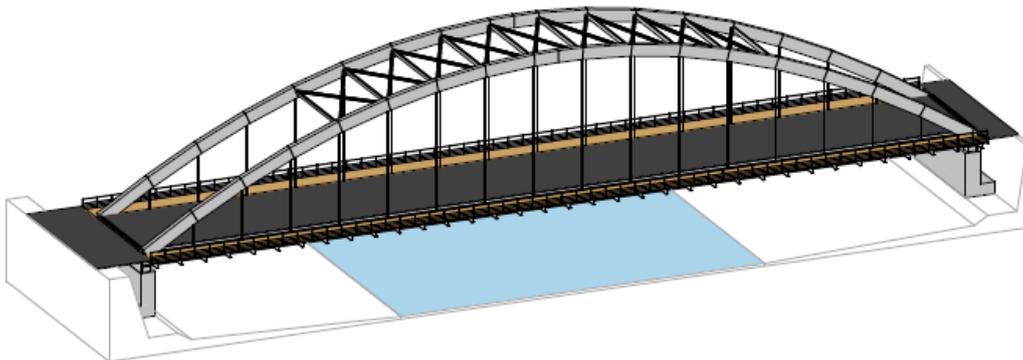
| Struttura            | Luce | Altezza della chiave | Rapporto luce-altezza |
|----------------------|------|----------------------|-----------------------|
| [-]                  | [m]  | [m]                  | [-]                   |
| Ponte sul Panaro     | 81,5 | 13,5                 | 6,03                  |
| Ponte sul Centa      | 98   | 21                   | 4,67                  |
| Ponte Riva Tigoso    | 55   | 8,5                  | 6,47                  |
| Ponte sul Gravina    | 144  | 25                   | 5.76                  |
| Cavalcavia Cavallera | 60   | 8,4                  | 7.14                  |
| Ponte Komo           | 80   | 12,5                 | 6.4                   |

Figura 3-10 Tavola 1 Rapporto Luce Altezza Ponti esistenti

Da questi dati si è potuto capire che il rapporto luce altezza varia fra 4 e 7.

Per la modellazione agli elementi finiti si è caricato l'arco con delle forze che simuleranno il carico dell'impalcato nei punti corrispondenti alla presenza dei pendini che si occuperanno di trasmettere le azioni dall'impalcato al ponte, si è deciso anche di modellare l'arco imponendo una inclinazione trasversale verso l'interno che garantirà una certa eleganza strutturale rendendola meno monolitica e garantendo anche una distribuzione assiale degli sforzi orizzontali lungo l'arco.

I carichi analizzati corrispondono a un primo predimensionamento che corrisponde a un ponte lungo 85m e largo 16,8m dei quali 10,8m asfaltati e 6 metri corsia pedonale in legno, formato da due archi, quattro travi principali, composto da 32 pendini che riportano il carico dell'impalcato all'arco, travi trasversali disposti ogni 5 metri.



**Figura 3-11 ponte a tendini verticali**

Il valore del carico in prima approssimazione tiene conto dei seguenti elementi:

Carichi propri strutturali.

- Elemento tubolare di diametro 813mm e spessore 30mm che formerà l'arco.
- Trave a doppia T con dimensione flangia 500 x 30 mm e anima 1200 x 20.

- Travi secondarie doppia T con dimensione flangia 450 x 25 mm e anima 900 x 20
- Sbalzo IPE 500
- controventi sia inferiori che superiori L 150x 10 mm

#### Carichi portati

- asfalto spessore 25cm
- legno zona pedonale

| Carico           | Valore |
|------------------|--------|
| [-]              | [KN]   |
| Arco             | 980    |
| Travi principali | 1320   |
| Travi secondarie | 1098   |
| Sbalzo IPE 500   | 172    |
| Controventi      | 154    |
| Asfalto          | 5700   |
| legno            | 500    |
| TOT              | 9924   |

Considerando che si ha un carico totale dell'impalcato di 992 Ton, quindi ogni pendino porterà un carico di 310 KN.

Come primo tentativo si è scelto di lavorare con un'altezza di chiave dell'arco di 17 m rispettando il rapporto trovato dagli altri ponti presi in esame, e una inclinazione verso l'interno di 5 °.

Questo comporta la deviazione angolare di 5 ° che dovrà subire il carico, per la applicazione di questo effetto negli elementi finiti è necessario scomporre la forza nelle sue componenti sia verticali che trasversali come segue.

Azione della forza trasversale  $F_y = 310 \times \text{sen}(5^\circ) = 27 \text{ KN}$

Azione delle forze verticali  $F_z = 310 \times \text{cos}(5^\circ) = 308 \text{ KN}$

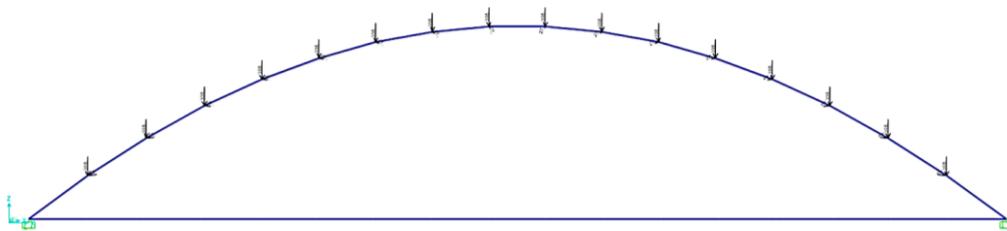


Figura 3-12 Carichi applicati all'arco di altezza 17 m

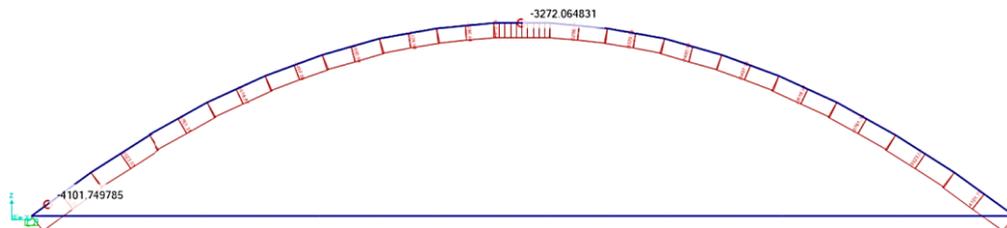
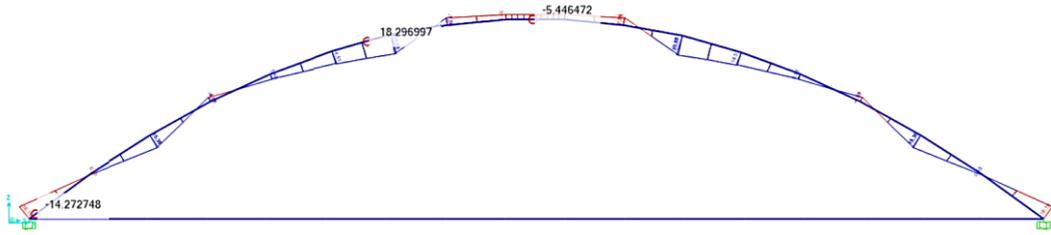
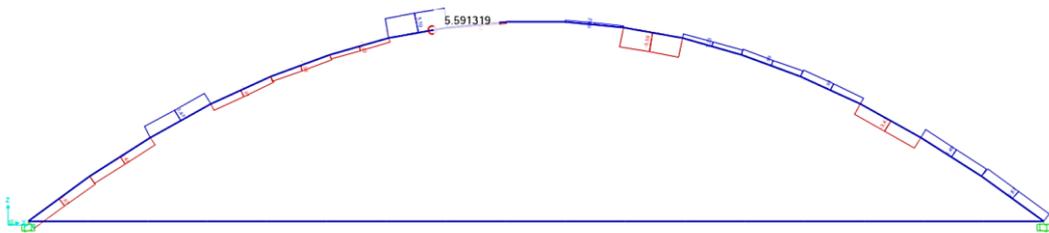


Figura 3-13 Sforzi assiali lungo l'arco



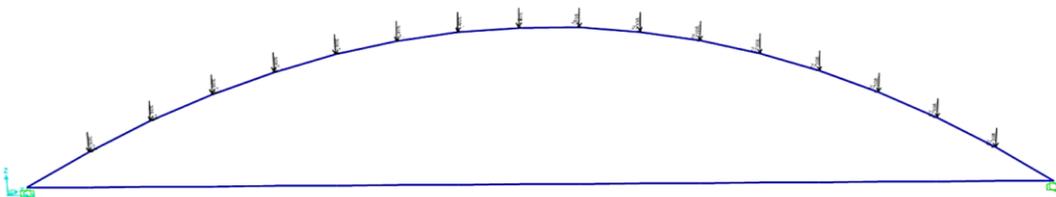
**Figura 3-14 Momento flettente**



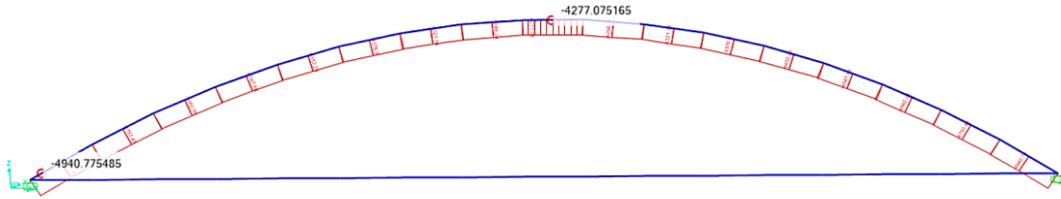
**Figura 3-15 sforzi di taglio lungo l'arco**

Come viene osservato nell'analisi di un arco di altezza di chiave a 17 metri si ha una fluttuazione molto elevata dei momenti e degli sforzi di taglio nella struttura, e questo fa in modo che lo sforzo normale lungo l'arco non sia omogeneo, portando una differenza fra i picchi d'azione assiale del 25% circa.

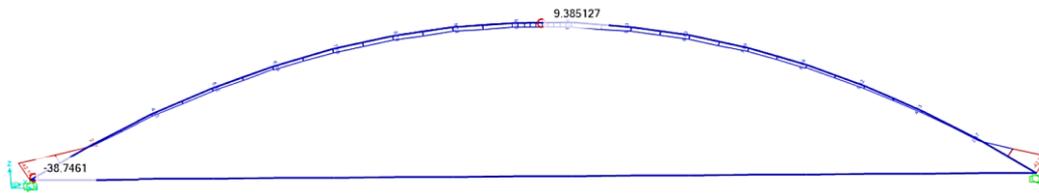
Quindi conviene ridurre l'altezza di chiave dell'arco, nel seguente modello si è passato a una altezza di 13 metri, i risultati delle analisi sono i seguenti.



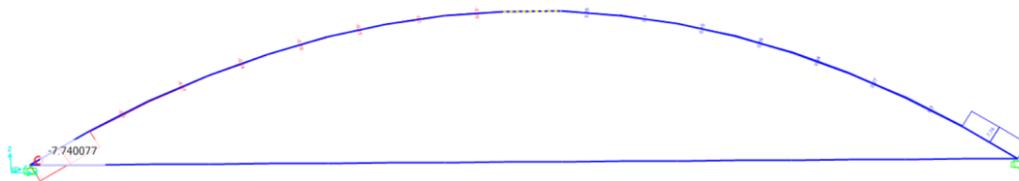
**Figura 3-16 Carichi applicati all'arco di altezza 13 m**



**Figura 3-17 Sforzi assiali lungo l'arco**



**Figura 3-18 Momento flettente**



**Figura 3-19 Sforzo di taglio lungo l'arco**

Si è osservato come al diminuire il rapporto le azioni predominanti lungo l'arco sono quelle assiali quindi l'arco è soggetto a prevalente sforzo normale ed è quello che si cercava limitando il momento e il taglio lungo l'arco.

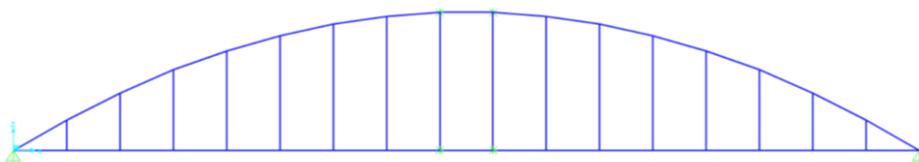
Dati i risultati ottenuti si è deciso di procedere con la progettazione di un ponte con altezza di chiave di 13 metri e una inclinazione trasversale degli archi verso l'interno di  $5^\circ$ .

Questo processo come si è potuto constatare è molto semplificato, con i valori ottenuti sarebbe impossibile progettare una struttura, perché sono valori troppo approssimati e imprecisi come i carichi propri della struttura e la mancanza di una corretta analisi dei carichi variabili, e le imprecisioni durante il percorso di progettazione tenderebbero ad aggravarsi molto velocemente provocando nei migliori dei casi un sovradimensionamento e nel peggiore dei casi un sottodimensionamento strutturale che porterebbe a una fine catastrofica del costruito.

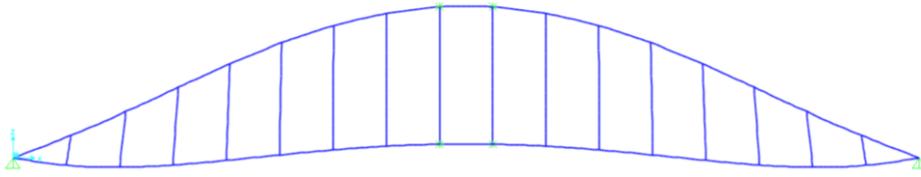
La finalità di questo primo approccio è stato solo verificare come, a seconda della variazione di altezza dell'arco, questo risponda alle azioni, e come queste azioni si dispongono nell'arco, si è potuto vedere che l'altezza ottimale in questo caso è vicino ai 13 metri di altezza dell'arco, garantendo un buon comportamento dell'arco perché ha sollecitazioni prevalentemente assiali, con un particolare accorgimento dell'andamento dei momenti vicino ai vincoli.

Il prossimo passo nella progettazione è la scelta della disposizione dei pendini, questa disposizione sarà fatta tenendo conto delle diverse problematiche alle quali sono associati, prima di tutto la capacità dei pendini di trasportare il carico dell'impalcato all'arco e la loro buona redistribuzione negli elementi, e allo stesso tempo un particolare accorgimento alle deformazioni causate nell'impalcato e garantire che queste non siano eccessive.

In primo tentativo si è deciso di disporre i tendini in verticalmente a un interasse di 5 metri fra loro.



**Figura 3-20 Arco a spinta annullata con pendini verticali**

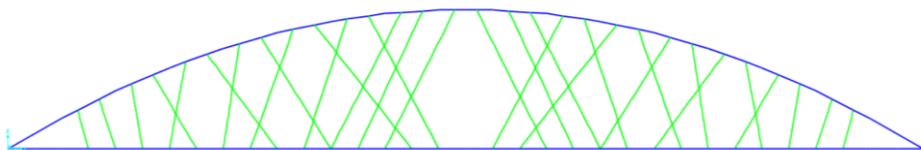


**Figura 3-21 deformata indicativa del ponte**

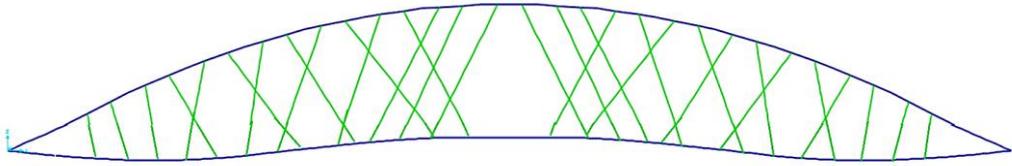
Questa disposizione dei pendini è la soluzione più immediata ma allo stesso tempo causa due fragilità la prima riguarda alla freccia positiva che crea in mezzeria e al valore assoluto della freccia totale fra il cedimento nel primo quarto dell'impalcato e la mezzeria e il cedimento non omogeneo lungo l'arco.

La seconda fragilità riguarda la lunghezza dei pendini, questa caratteristica è determinate nelle zone in cui il vento è molto elevato e si prolunga nel tempo, come nel nostro caso, se il vento riesce a sollecitare i diversi modi di vibrare dei pendini questi, a sua volta possono eccitare i modi propri del ponte, portandolo in risonanza o almeno dandoli la capacità di movimenti e oscillazioni di tutto il ponte in modo sensibile e di conseguenza indesiderate.

Dopo molti tentativi si è trovato una soluzione per limitare la lunghezza dei pendini e tenere sotto controllo i cedimenti.



**Figura 3-22 Arco con pendini disposti in modo di limitare la sua lunghezza**



**Figura 3-23 deformata indicativa dell'arco**

Come osservato in figura la deformata dell'arco è omogenea lungo tutta la sua stensione, e i cedimenti dell'impalcato sono disposti nella parte iniziale e finale e in mezzeri è quasi nulla, la finalità principale di questa disposizione è limitare la lunghezza dei pendini, così facendo si limita la possibilità che venga eccitata dal vento e a sua volta crei delle sollecitazioni vibrazionali nell'intero ponte come si vedrà in seguito.

## 4. CALCOLO STRUTTURALE

### 4.1. PREMESSA

Dopo aver finito con il predimensionamento e finita la progettazione preliminare dove si è scelto le sezioni e le tipologie dei materiali si procede con il calcolo strutturale e di conseguenza con la verifica strutturale del ponte.

Tutti i dati che saranno mostrati sono il prodotto di un processo iterativo nel quale si è arrivato a una soluzione ottimale della struttura.

A seguito dell'analisi strutturale, quindi dopo la determinazione delle azioni sulla struttura si procederà alla verifica seguendo le diverse normative in vigore attraverso i seguenti step.

- Analisi globale agli SLU di resistenza e stabilità.
- Analisi globale agli SLE di deformazione, tensione, di fessurazione e di fatica.
- Analisi locale dei nodi principali della struttura.

Le normative prese in considerazione sono le seguenti:

- Decreto Ministeriale 5 novembre 2001  
Norme funzionali geometriche per la costruzione delle strade.
- EN 1991.1  
Azioni sulle strutture.
- EN 1991.2.2003  
Distribuzione dei carichi sui ponti

- EN 1992.4
- Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo, regole generali e per i ponti.
- EN 1993.1.1  
Progettazione di strutture in acciaio –
- EN 1993.1.8.2005  
Progettazione nodi strutturali in acciaio.
- EN 1993.1.9.2005  
Progettazione in acciaio Fatica.
- EN 1993.2.2006  
Progettazione dei ponti in acciaio.
- EN 1998.2.2005  
Progettazione della resistenza sismica dei ponti.
- NTC 2018  
Norme tecniche per le costruzioni.
- CNR-DT 207/2008  
Istruzione per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

## 4.2. MATERIALI

- Acciaio strutturale

UNI EN 10025.5 Tipo S355 J2 G3H

Per  $t < 40$  mm

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 510$  N/mm<sup>2</sup>

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio  $\gamma_{M0} = 1,05$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = 338,1$  N/mm<sup>2</sup>

Modulo di elasticità normale:  $E = 206000$  N/mm<sup>2</sup>

Modulo di elasticità tangenziale o trasversale:  $G = 78400$  N/mm<sup>2</sup>

L'EC3, relativamente ai coefficienti del materiale per i calcoli sulle costruzioni metalliche, prescrive i seguenti valori:

Densità:  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$

Modulo di elasticità normale:  $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

Modulo di elasticità tangenziale o trasversale:  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

Coefficiente di espansione termica lineare:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  per °C

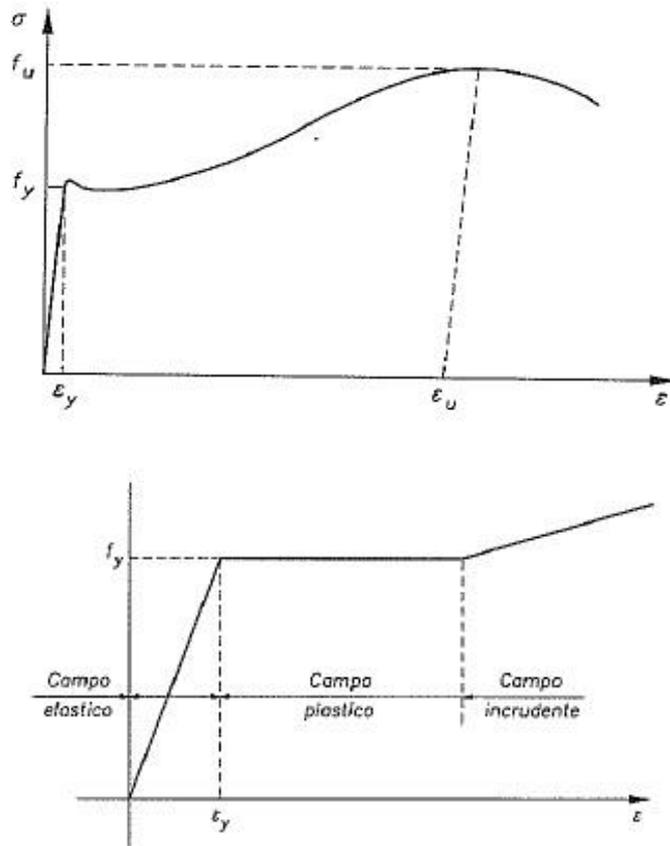
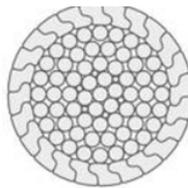


Figura 4-1 diagramma sforzo deformazione dell'acciaio laminato a caldo EC3.1.1

- Fune in acciaio con avvolgimento spiroidale e fili zincati a caldo



Cod. 75.217

| Ø Fune | Sezione metallica | Massa fune per 100 m | Forza di rottura minima |        |
|--------|-------------------|----------------------|-------------------------|--------|
|        |                   |                      | daN                     | kgf    |
| 64     | 2789              | 2300                 | 416500                  | 424570 |
| 68     | 3149              | 2600                 | 470000                  | 479110 |
| 72     | 3530              | 2910                 | 521000                  | 531100 |
| 76     | 3933              | 3240                 | 579000                  | 590220 |
| 80     | 4358              | 3590                 | 640500                  | 652910 |
| 84     | 4805              | 3960                 | 704500                  | 718150 |

Figura 4-2 caratteristiche meccaniche della fune ( teci.it)

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 1670 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = 1590 \text{ N/mm}^2$

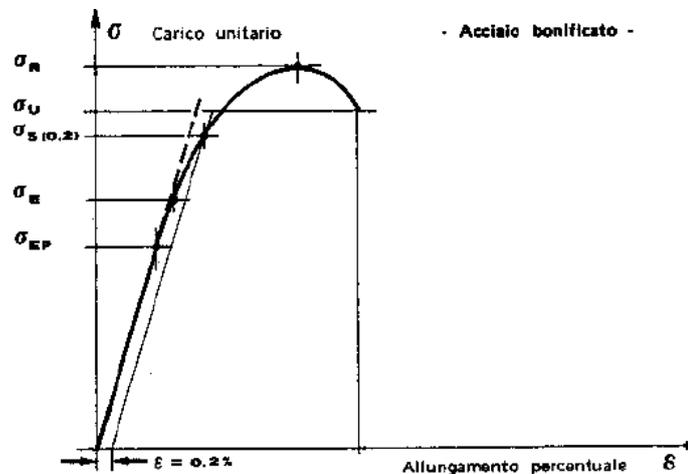


Figura 4-3 Diagramma sforzo deformazione acciaio laminato a freddo

#### - Calcestruzzo

La scelta del calcestruzzo è stata dettata dai requisiti di durabilità richiesti dal EC2 e dal NTC 2018, le sei classi di esposizione sono riportati nella normativa EN 1992.1 e le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi.

Le classi di esposizione sono le seguenti:

- Classe di esposizione 1 – assenza di rischio corrosione o di attacco (X0).
- Classe di esposizione 2 – corrosione indotta da carbonatazione (XC).
- Classe di esposizione 3 – corrosione da cloruri (esclusi quelli presenti nell'ambiente marino) (XD).
- Classe di esposizione 4 – corrosione indotta dai cloruri presenti nell'ambiente marino (XS).
- Classe di esposizione 5 – attacco da cicli di gelo e disgelo (XF).
- Classe di esposizione 6 – attacco chimico (XA).

In questo caso la classe di esposizione richiesta dalle condizioni ambientali è la classe **XS** poiché ci troviamo una zona vicino al mare e presenza di brezza marina che porta con sé cloruri alla nostra struttura.

| Classe di esposizione ambientale  | Descrizione dell'ambiente di esposizione            | Esempi di condizioni ambientali  | UNI 9858 | A/C massimo | Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup> | Rck minima N/mm <sup>2</sup> | Contenuto minimo di aria % | Copriferro minimo Mm |
|---|---|----------------------------------|----------|-------------|---|------------------------------|----------------------------|----------------------|
| <b>4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b> |   |                                  |          |             |   |                              |                            |                      |
| <b>XS1</b>  | Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare | Strutture prossime o sulla costa | 4a, 5b   | 0,50        | 300   | C30/37                       | -                          | 30                   |
| <b>XS2</b>  | Permanente sommerso                                 | Parti di strutture marine        | 5c       | 0,45        | 320   | C35/45                       | -                          | 40                   |
| <b>XS3</b>  | Zone esposte alle onde o alla marea                 | Parti di strutture marine        | 5c       | 0,45        | 340   | C35/45                       | -                          | 40                   |

Figura 4-4 Tabella classe di esposizione del calcestruzzo- UNI 206-1

Visto che la classe XS1 si avvicina di più alle condizioni ambientali della nostra struttura si è deciso di seguire le raccomandazioni della UNI 206-1 scegliendo un calcestruzzo C35/45 con un copriferro di 35 mm.

| $f_{ck}$ (MPa)       | Strength classes for concrete |     |     |     |     |      |     |     |      |      | Analytical relation / Explanation  |
|----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|------|--|
|                      | 12                            | 16  | 20  | 25  | 30  | 35   | 40  | 45  | 50   | 55   |  |
| $f_{ck,cube}$ (MPa)  | 15                            | 20  | 25  | 30  | 37  | 45   | 50  | 55  | 60   | 67   | 2,8  |
| $f_{cm}$ (MPa)       | 20                            | 24  | 28  | 33  | 38  | 43   | 48  | 53  | 58   | 63   | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)  |
| $f_{ctm}$ (MPa)      | 1,6                           | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2  | 3,5 | 3,8 | 4,1  | 4,2  | $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$<br>$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$ |
| $f_{ctk,0.05}$ (MPa) | 1,1                           | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2  | 2,5 | 2,7 | 2,9  | 3,0  | $f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$<br>5% fractile   |
| $f_{ctk,0.95}$ (MPa) | 2,0                           | 2,5 | 2,9 | 3,3 | 3,8 | 4,2  | 4,6 | 4,9 | 5,3  | 5,5  | $f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$<br>95% fractile  |
| $E_{cm}$ (GPa)       | 27                            | 29  | 30  | 31  | 33  | 34   | 35  | 36  | 37   | 38   | $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$<br>( $f_{cm}$ in MPa)   |
| $\epsilon_{c1}$ (‰)  | 1,8                           | 1,9 | 2,0 | 2,1 | 2,2 | 2,25 | 2,3 | 2,4 | 2,45 | 2,5  | see Figure 3.2<br>$\epsilon_{c1}^{(f_{cm})} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ (‰)                        |
| $\epsilon_{cu1}$ (‰) | 3,5                           |     |     |     |     |      |     |     |      | 3,2  | see Figure 3.2<br>for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$\epsilon_{cu1}^{(f_{cm})} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$  |
| $\epsilon_{c2}$ (‰)  | 2,0                           |     |     |     |     |      |     |     |      | 2,2  | see Figure 3.3<br>for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$\epsilon_{c2}^{(f_{cm})} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ |
| $\epsilon_{cu2}$ (‰) | 3,5                           |     |     |     |     |      |     |     |      | 3,1  | see Figure 3.3<br>for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$\epsilon_{cu2}^{(f_{cm})} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$  |
| $n$                  | 2,0                           |     |     |     |     |      |     |     |      | 1,75 | for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$  |
| $\epsilon_{c3}$ (‰)  | 1,75                          |     |     |     |     |      |     |     |      | 1,8  | see Figure 3.4<br>for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$\epsilon_{c3}^{(f_{cm})} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$   |
| $\epsilon_{cu3}$ (‰) | 3,5                           |     |     |     |     |      |     |     |      | 3,1  | see Figure 3.4<br>for $f_{ck} \geq 50$ Mpa<br>$\epsilon_{cu3}^{(f_{cm})} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$  |

Figura 4-5 caratteristiche tenso deformative degli acciai EN 1992.1.1

|                             |                                 |
|-----------------------------|---------------------------------|
| Classe di resistenza        | C35/45                          |
| Classe di esposizione       | XS1                             |
| Resistenza cilindrica media | $f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2$    |
| Resistenza media a trazione | $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$  |
| Modulo di Young             | $E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di calcolo       | $f_{cd} = 21.17 \text{ N/mm}^2$ |

Inoltre, facendo riferimento al NTC 2018 Cap. 4 Tab4.1.III e alla Tab.C4.1.IV si osserva che il nostro ambiente viene considerato aggressivo di conseguenza il copriferro minimo è di 25 mm.

Nel caso di studio si sceglierà un copriferro di 35 mm

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

Figura 4-6 classificazione condizioni ambientali in funzione della classe di esposizione NTC 18 tab.4.1.III

| $C_{min}$ | $C_o$  | ambiente   | barre da c.a.<br>elementi a piastra |                        | barre da c.a.<br>altri elementi |                        | cavi da c.a.p.<br>elementi a piastra |                        | cavi da c.a.p.<br>altri elementi |                        |
|-----------|--------|------------|-------------------------------------|------------------------|---------------------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------------|----------------------------------|------------------------|
|           |        |            | $C \geq C_o$                        | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$                    | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$                         | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$                     | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| C25/30    | C35/45 | ordinario  | 15                                  | 20                     | 20                              | 25                     | 25                                   | 30                     | 30                               | 35                     |
| C28/35    | C40/50 | aggressivo | 25                                  | 30                     | 30                              | 35                     | 35                                   | 40                     | 40                               | 45                     |
| C35/45    | C45/55 | molto ag.  | 35                                  | 40                     | 40                              | 45                     | 45                                   | 50                     | 50                               | 50                     |

Figura 4-7 classificazione copriferro in funzione delle condizioni ambientali e tipo di armatura NTC18 tab.4.1. IV

### **4.3. AZIONI SULLA STRUTTURA**

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali, in accordo con il paragrafo §5.1.3. delle NTC2018 sono:

- Le azioni permanenti.
- Distorsioni e deformazioni impresse.
- Le azioni variabili da traffico.
- Le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti).
- Le resistenze passive dei vincoli.
- Gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio.
- Le azioni sismiche.
- Le azioni eccezionali.

#### **3.3.1 AZIONI PERMANENTI**

- Peso proprio degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali presenti nel ponte in esame sono:

- Carpenteria metallica.
- Soletta calcestruzzo collaborante.

Nella tabella seguente sono mostrate i pesi degli elementi facente parte della struttura tenendo in considerazione il peso specifico dell'acciaio come  $7850 \text{ Kg/m}^3$ , mentre la soletta collaborante verrà conteggiata come carico non strutturale perché solo una parte della soletta lavora come elemento strutturale.

| Elemento strutturale      | Sezione   | Area               | Lunghezza | Volume            | Massa    | Peso     |
|---------------------------|-----------|--------------------|-----------|-------------------|----------|----------|
| [-]                       | [-]       | [mm <sup>2</sup> ] | [m]       | [m <sup>3</sup> ] | [Ton]    | [KN]     |
| Arco                      | 813 x 30  | 73800,20167        | 180,0324  | 13,28642          | 104,2984 | 1023,168 |
| Traversi Arco             | IPE 400   | 6952               | 104,64    | 0,727457          | 5,71054  | 56,02039 |
| Controventi superiori     | UPN 260   | 4830               | 226,16    | 1,092353          | 8,574969 | 84,12045 |
| Trave principale doppia T | 840 x 450 | 42600              | 340       | 14,484            | 113,6994 | 1115,391 |
| trave secondaria          | 700 x 450 | 35500              | 378       | 13,419            | 105,3392 | 1033,377 |
| Controventi inferiori     | UPN 260   | 4830               | 405,62    | 1,959145          | 15,37929 | 150,8708 |
| sbalzo                    | IPE 400   | 6952               | 210       | 1,45992           | 11,46037 | 112,4262 |
| Pendini                   | D 72      | 3530               | 642,4     | 2,267672          | 17,80123 | 174,63   |
| Trave testa sbalzo        | UPN 400   | 5200               | 170       | 0,884             | 6,9394   | 68,07551 |
|                           |           |                    |           | tot               | 389,2028 | 3818,079 |

**Tabella I Peso proprio degli elementi non strutturali**

- Peso proprio degli elementi non strutturali

Nella struttura in esame si dovranno considerare i seguenti carichi portati, espressi nella tabella seguente:

| Carichi superficiali                         | Valore               | Valore               |
|--|----------------------|----------------------|
| [-]  | [kg/m <sup>2</sup> ] | [KN/m <sup>2</sup> ] |
| Pavimentazione stradale                      | 350                  | 3,4335               |
| Tavolato legno lamellare Passerella pedonale | 29,75                | 0,2918475            |

**Tabella II Carichi superficiali**

| Carichi lineari      | Valore | Valore   |
|----------------------|--------|----------|
| [-]                  | [kg/m] | [KN/m]   |
| Ringhiera passerella | 30     | 0,2943   |
| Cordolo cls          | 437,5  | 4,291875 |
| Guardrail            | 80     | 0,7848   |

**Tabella III Carichi lineari**

### 3.3.2 AZIONI VARIABILI

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali del NTC 2018.

- Definizione delle corsie convenzionali

Come detto dal NTC 2018 5.1.3.3:

“NTC 2018 5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali.

Le larghezze delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

*a)* se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

*b)* se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

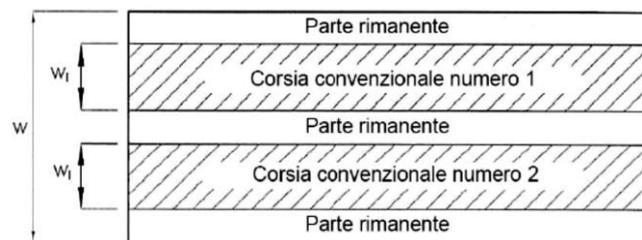


Figura 4-8 NTC 2018 Fig.5.1.1 esempio delle numerazioni delle corsie

| Larghezza della superficie carrabile "w" | Numero di corsie convenzionali | Larghezza di una corsia convenzionale [m] | Larghezza della zona rimanente [m] |
|--|--------------------------------|---|------------------------------------|
| $w < 5,40$ m                             | $n_l = 1$                      | 3,00                                      | $(w-3,00)$                         |
| $5,4 \leq w < 6,0$ m                     | $n_l = 2$                      | $w/2$                                     | 0                                  |
| $6,0 \text{ m} \leq w$                   | $n_l = \text{Int}(w/3)$        | 3,00                                      | $w - (3,00 \times n_l)$            |

Tabella IV NTC 2018 Tab 5.1.I Numero e larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc."

Nel caso studio abbiamo un ponte a doppia carreggiata di larghezza max di 10,8 metri dai quali è possibile abilitare al transito solo 9 metri di asfalto limitati da guardline laterali, quindi seguendo le direttive NTC 2018 possiamo determinare 3 corsie convenzionali che dovremmo disporre volta per volta con la finalità di massimizzare le azioni in ogni elemento della struttura.

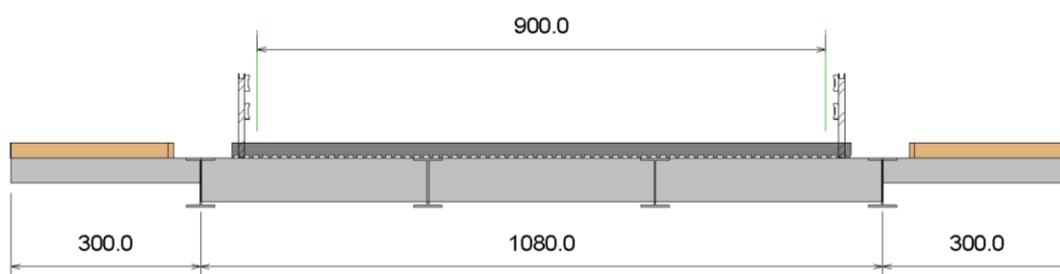
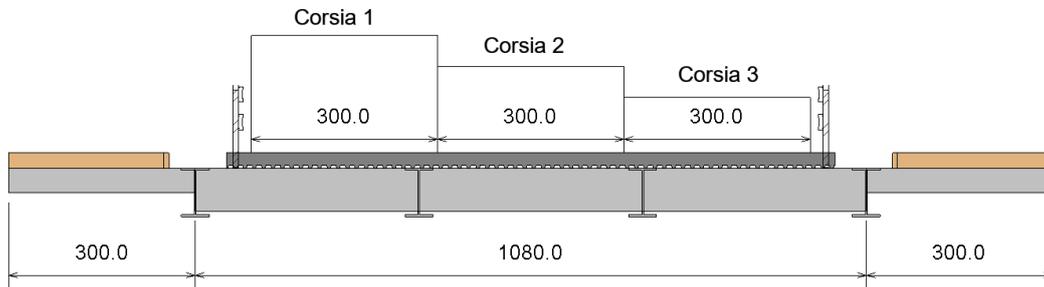


Figura 4-9 sezione Ponte [cm]



**Figura 4-10 Corsie convenzionale lungo il ponte**

Dopo la definizione delle corsie convenzionali si procede con la applicazione degli schemi di carico, definite a seconda della lunghezza e una disposizione dei carichi per ottenere l'effetto più sfavorevole nella struttura.

A seguito verrà mostrato il sistema di carico più consono con il tipo di ponte in esame secondo NTC 2018 5.3.3.3.

- **Schema di Carico**

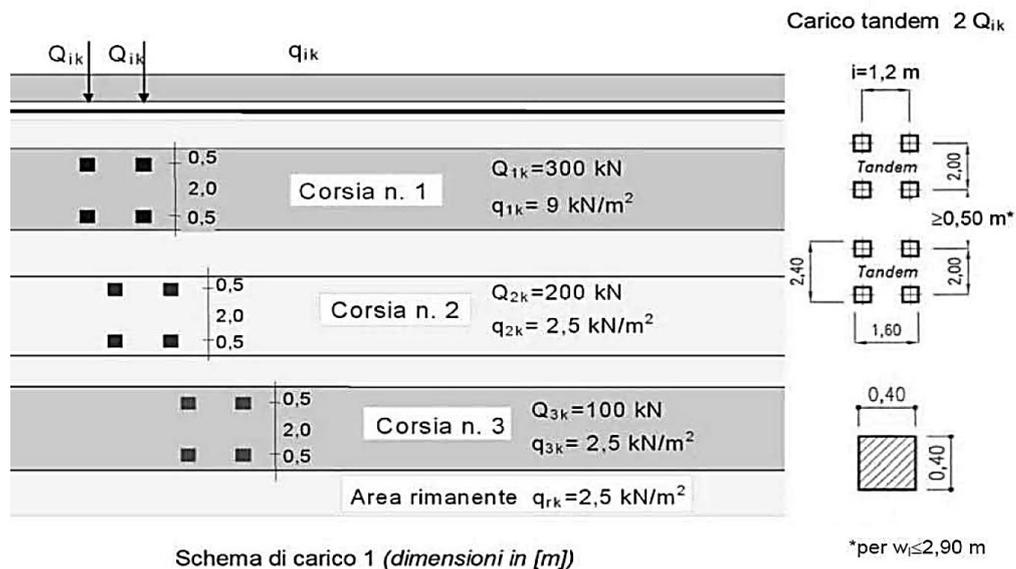
La Normativa Tecnica Italiana chiede che le verifiche di un ponte siano fatte a seconda degli schemi di carico presenti nella normativa, il totale degli schemi di carico per i ponti presenti nella normativa sono sei, che richiedono, a seconda di quale tipo di verifica si andrà ad esaminare e a seconda del tipo di ponte, nel caso del ponte in esame è necessario prendere in considerazione due diversi tipi di schemi di carico il primo è il schema di carico 1 che può essere usato sia per verifiche di tipo locali, sia per verifiche di tipo globale e il secondo che schema di carico che prenderemo in considerazione è lo schema di carico 4, che viene usato per le verifiche locali di marciapiedi protetti da guard-rail.

**" NTC 2018 5.1.3.3.3 Schemi di Carico**

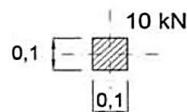
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

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



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])

Figura 4-11 NTC 2018 Fig 5.1.2 schemi di carico 1 e 4

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente

definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

| Posizione       | Carico asse $Q_{ik}$ [kN] | $q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------|---------------------------|-------------------------------|
| Corsia Numero 1 | 300                       | 9,00                          |
| Corsia Numero 2 | 200                       | 2,50                          |
| Corsia Numero 3 | 100                       | 2,50                          |
| Altre corsie    | 0,00                      | 2,50                          |

**Figura 4-12 NTC 2018 Tab 5.1.II Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie**

Nel caso in esame quindi si avranno i seguenti carichi sull'impalcato stradale:

$$q_{\text{Corsia1}} = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{Corsia2}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{Corsia3}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

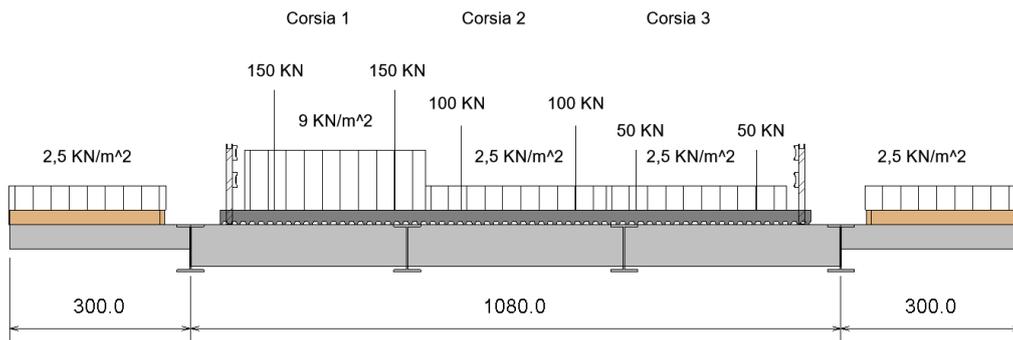
$$q_{\text{Area rimanete}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{tandem corsia 1}} = 300 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tandem corsia 2}} = 200 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tandem corsia 3}} = 100 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda le passarsele affiancanti al ponte, saranno considerati come aree rimanenti, per tanto il carico distribuito sarà  $2,5 \text{ KN/m}^2$ .



**Figura 4-13 Una possibile distribuzione dei carichi secondo lo schema di carico 1**

È necessario ora capire dove posizionare i carichi nella struttura con la finalità di massimizzare gli effetti sugli elementi, per questo motivo si userà il concetto di area di influenza.

Le aree di influenza sono funzioni tridimensionali che mostrano a seconda dove cada un carico su un impalcato, come questo agisca su un determinato punto del impalcato, in poche parole una superficie di influenza è una caratteristica di un punto della superficie in funzione di una certa azione che può occupare la superficie dell'impalcato, per questo motivo vedendo una superficie di influenza è possibile capire il luogo su cui se applicato un carico, questo massimizzi gli effetti, queste funzioni spaziali sono molto complesse da ricavare analiticamente ma è possibile fare delle semplificazioni in modo tale da trovare il punto di applicazione dei carichi che massimizzi le sollecitazioni.

Le considerazioni da fare sono le seguenti:

- La teoria delle linee di influenza, che servirà per capire il comportamento longitudinale della struttura.
- Il metodo di Courbon - Albenga per la ridistribuzione dei carichi in senso trasversale

Le linee di influenza sono delle funzioni che rappresentano un certo effetto su una sezione in funzione di una sollecitazione viaggiante, e questo è possibile grazie al principio dei lavori virtuali.

In particolare, la definizione di linea di influenza può essere la seguente:” Dicesi linea di influenza della grandezza  $G$  nella sezione  $S$ , Il diagramma che indica con la sua ordinata generica  $\eta(x)$  il valore della grandezza in esame in  $S$  quando il carico  $F=1$  agisce nella sezione di ascissa  $x$ ”.

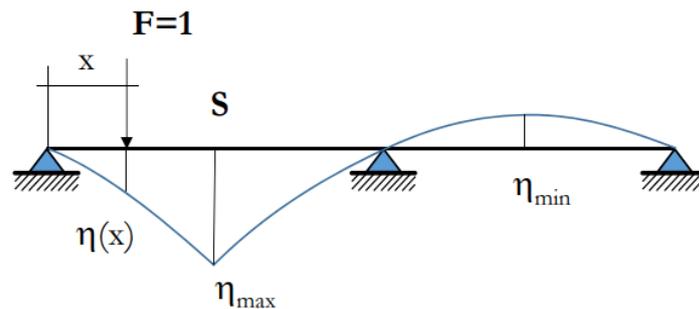


Figura 4-14 Esempio linea di influenza

La teoria della linea di influenza è molto importante per strutture in cui è necessario conoscere gli effetti di una certa azione viaggiante, come in questo caso i ponti, questa teoria ci permette quindi di capire come una certa sezione si comporti e anche quale sia la posizione su cui agisca una determinata azione.

Ci sono due metodi che permettono di tracciare le linee di influenza e sono le seguenti:

- Metodo diretto
- Metodo indiretto

Il metodo diretto consiste nel determinare ogni effetto facendo una discretizzazione del elemento e applicando la azione passo per passo dopo di che si interpolano i risultati per emulare la continuità della linea di influenza, è una metodologia molto lenta poiché prevede di calcolare un gran numero di schemi per emulare l'azione viaggiante, questo può essere fatto solo con una capacità di calcolo molto alto come i computer, per questo motivo è il metodo principale per gli software di analisi strutturale.

Il metodo indiretto è invece un metodo più efficace e speditivo in strutture isostatiche.

Questo metodo fa uso dei principi di reciprocità, che garantiscono la validità del principio di sovrapposizione degli effetti.

- **Primo principio (teorema di Betti):** «Dati due insiemi di forze agenti separatamente sulla struttura, il lavoro compiuto dal primo insieme per gli spostamenti indotti dal secondo è uguale al lavoro compiuto dalle forze del secondo insieme per gli spostamenti indotti dal primo».

- **Secondo principio (teorema di Land-Colonnetti):** «Dati due insiemi di forze e distorsioni agenti separatamente sulla struttura, il lavoro mutuo generalizzato è nullo».

- **Terzo principio (teorema di Volterra):** «Dati due insiemi di distorsioni agenti separatamente sulla struttura, i due lavori mutui generalizzati sono uguali».

Il metodo diretto si basa sul principio di Betti generalizzato:

“Dati due insiemi di forze e distorsioni agenti separatamente sulla struttura, il lavoro compiuto dalle forze e distorsioni del primo insieme per gli spostamenti e sollecitazioni indotti dal secondo insieme è uguale al lavoro compiuto dalle forze e distorsioni del secondo insieme per gli spostamenti indotti dal primo”.

Quindi se consideriamo un sistema reale e uno virtuale succederà che:

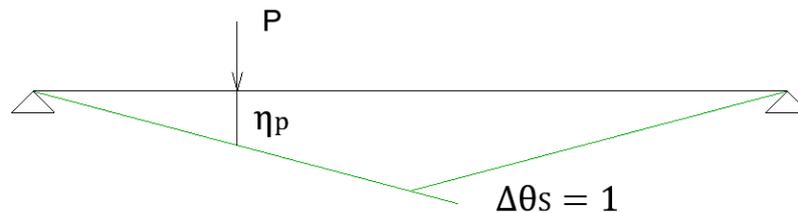
$$F_{reale} * \delta_{virtuale} = F_{virtuale} * \delta_{reale}$$

Di conseguenza grazie al secondo principio di reciprocità, si può determinare la linea di influenza di una sollecitazione interna nella sezione di interesse S per un carico in posizione P, che sarà uguale all'abbassamento  $v_p$  della posizione P per una distorsione posta in S.

Per esempio:

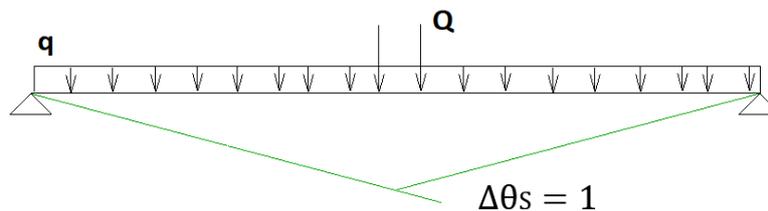
Si valuterà il massimo momento nella sezione di mezzeria di una trave che rappresenterà il nostro impalcato:

$$M_S = \frac{P * \eta_p}{\Delta\theta_s = 1}$$



**Figura 4-15 linea di influeza**

da questa linea d'influenza si può capire dove devono essere imposti i carichi tandem per massimizzare il momento agente nella sezione di mezzeria, come si è potuto vedere nella immagine precedente, quindi per massimizzare l'azione è necessario disporre i carichi distribuiti lungo tutta la trave e i carichi tandem posizionati in mezzeria della trave come segue:



**Figura 4-16 linea di influeza per una azione tandem e carico distribuito**

ora è necessario disporre i carichi trovati lungo la trasversale dell'impalcato, per determinare questa distribuzione dei carichi ci si affida al teorema di Courbon.

Il metodo di Courbon è un metodo semplificato che permette di capire il comportamento dei carichi distribuiti nella sezione trasversale dell'impalcato e come si ridistribuiscono le reazioni in funzione della posizione del carico.

In generale, la redistribuzione dei carichi trasversali può essere conosciuta a seconda del coefficiente di redistribuzione dei carichi  $\rho_{ij}$  ossia il coefficiente che rappresenta la percentuale del carico portato nella trave  $i$ -esima per una azione nella trave  $j$ -esima.

Questo coefficiente è strettamente dipendente da due fattori, i quali sono:

- La rigidezza torsionale delle travi principali  $\gamma_P$
- La rigidezza flessionale delle travi trasversali  $\rho_E$

Il metodo di Courbon, essendo un metodo semplificato, prende i valori limiti di questi due parametri dove la trave principale ha una rigidezza torsionale  $\gamma_P$  nulla e una rigidezza flessionale delle travi trasversali  $\rho_E$  infinità.

Queste considerazioni fanno in modo che la sezione soggetta a un carico abbia l'effetto di una rotazione rigida nel piano trasversale dell'impalcato.

come in immagine:

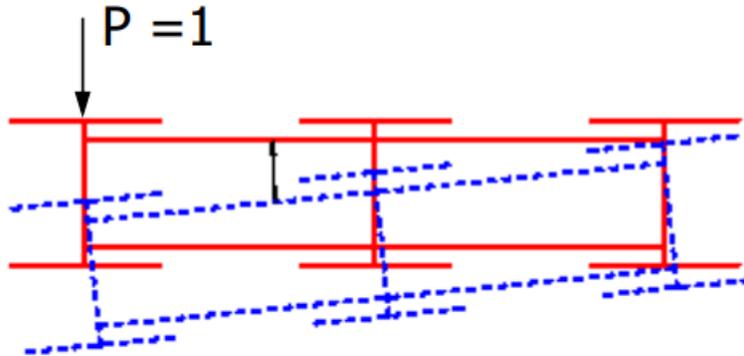


Figura 4-17 Rotazione rigida dell'impalcato - (Slide del corso Bridge construction and design)

Queste ipotesi possono essere prese in considerazione solo se la rigidezza torsionale della trave longitudinale sia molto piccola rispetto alla rigidezza flessionale della trave trasversale, nel caso studio poiché la trave principale è una trave a doppia T si ha una rigidezza torsionale irrisoria, mentre la rigidezza flessionale della trave trasversale, sempre a doppia T, è molto elevata.

Per poter verificare se la struttura in esame può essere valutata con questo metodo, è possibile controllare il parametro di controllo  $Z$ , se questo parametro è maggiore a 20 e possibile usare il metodo di Courbon, per la redistribuzione dei carichi.

Il parametro  $Z$  viene definito come segue:

$$Z = \left(\frac{L}{b_0}\right)^3 \times \left(\frac{I_{ft}}{I_{fb}}\right) \times c$$

Dove:

- $L$  è la lunghezza dell'impalcato
- $b_0$  è l'interasse tra le travi principali
- $I_{ft}$  è la rigidezza flessionale della trave trasversale
- $I_{fb}$  è la rigidezza flessionale della trave longitudinale
- $c$  è un parametro adimensionale che dipende dai vincoli esterni

Considerando il caso in cui  $I_{fb} = I_{ft}$  e "c" al valore minore possibile  $c=1/48$ , affinché  $Z > 20$ , basta che  $L/b_0 > 10$ .

Nel caso in studio abbiamo  $L/b_0 = 85/3.6 = 23.6$  quindi è possibile usare il metodo di Courbon per determinare le azioni agenti nella struttura.

La teoria matematica dietro al metodo di Courbon è la seguente:

Si schematizza la trave trasversale come una trave continua su appoggi elastici, che simula il comportamento delle travi longitudinali, come riportato nello schema:

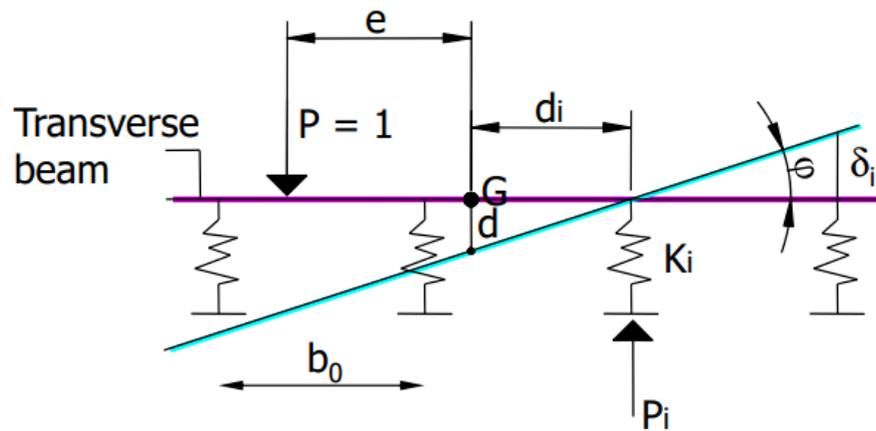


Figura 4-18 Schema della rotazione rigida dell'impalcato - (Slide del corso Bridge construction and design)

Si procede con l'equilibrio sia a traslazione e rotazione del precedente schema intorno al punto G e considerando che ogni appoggio abbia la stessa rigidezza, di conseguenza, si presuppone che ogni trave longitudinale sia uguale alle altre si trova la equazione di Courbon.

$$\rho_{i,e} = \frac{K}{nK} + \frac{Ked_i}{K \sum_{i=1}^n d_i^2} = \frac{1}{n} + \frac{ed_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

I valori dei diversi coefficienti di redistribuzione sono stati tabulati per impalcato con interasse fra le travi longitudinali equidistanti, e sono le seguenti:

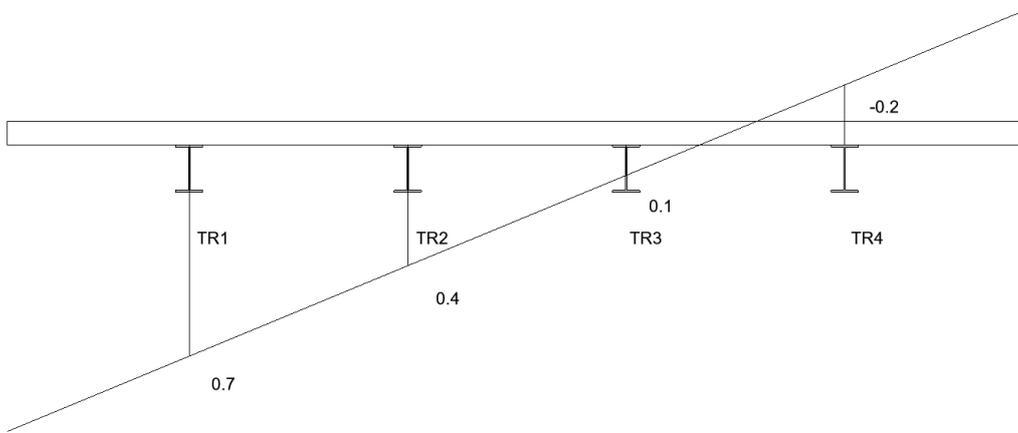
| n° di travi | trave | carico su |       |        |      |
|-------------|-------|-----------|-------|--------|------|
|             |       | 1         | 2     | 3      | 4    |
| 2           | 1     | 1         | 0     |        |      |
| 3           | 1     | 0,833     | 0,333 | -0,166 |      |
|             | 2     | 0,333     | 0,333 | 0,333  |      |
| 4           | 1     | 0,7       | 0,4   | 0,1    | -0,2 |
|             | 2     | 0,4       | 0,3   | 0,2    | 0,1  |

Tabella V coefficienti di redistribuzione dei carichi secondo Courbon.

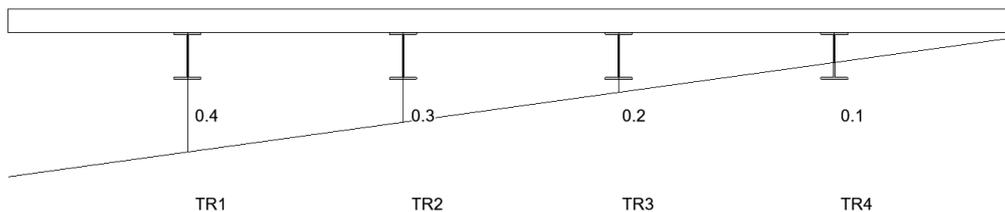
Come si osserva nella tabella precedente in questo caso abbiamo quattro travi longitudinali a 3,6 metri di interasse quindi i coefficienti di redistribuzione sono:

| n° di travi | trave | carico su |     |     |      |
|-------------|-------|-----------|-----|-----|------|
|             |       | 1         | 2   | 3   | 4    |
| 4           | 1     | 0,7       | 0,4 | 0,1 | -0,2 |
|             | 2     | 0,4       | 0,3 | 0,2 | 0,1  |

**Tabella VI coefficienti di redistribuzione dei carichi secondo Courbon.**



**Figura 4-19 Distribuzione dei carichi del traffico per la trave TR1**

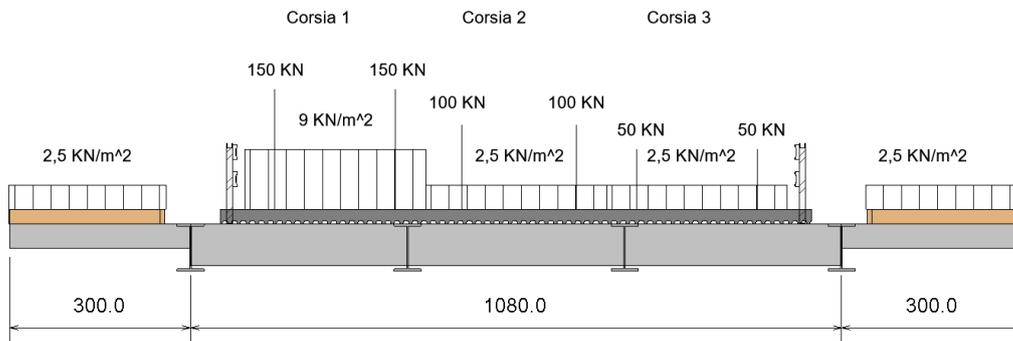


**Figura 4-20 Distribuzione dei carichi del traffico per la trave TR2**

Poiché nella nostra struttura ci sono 3 corsie convenzionali e per la simmetria della nostra sezione si può ridurre allo studio di solo 2 travi durante l'analisi di queste, per questo motivo sono state necessarie le implementazioni tabulari di 6

diverse combinazioni dei carichi da applicare direttamente al modello analitico sviluppato nel software SAP 2000.

Combinazione 1 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo corsia 1, corsia 2, corsia 3:



**Tabella VII distribuzione degli schemi di carico per la prima combinazione**

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| AR  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

**Tabella VIII Coefficiente di redistribuzione dei carichi**

|     | TRAVE 1    |        | TRAVE 2    |        | TRAVE 3    |        | TRAVE 4    |        |
|-----|------------|--------|------------|--------|------------|--------|------------|--------|
|     | CAR. DIST. | TANDEM |
| CC1 | 14,04      | 156    | 9,18       | 102    | 4,293      | 47,7   | 0          | 0      |
| CC2 | 2,025      | 54     | 1,92       | 51,2   | 1,8225     | 48,6   | 1,7175     | 45,8   |
| CC3 | 0,15       | 2      | 1,302      | 17,36  | 2,447925   | 32,639 | 3,593775   | 47,917 |
| AR  | -0,9375    | 0      | 0,9375     | 0      | 2,8125     | 0      | 4,6875     | 0      |
|     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     |

**Tabella IX Carichi applicati sulle travi**

Combinazione 2 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo  
corsia 1, corsia 3, corsia 2:

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| RA  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

Tabella X Coefficiente di redistribuzione dei carichi

|     | TRAVE 1       |        | TRAVE 2       |        | TRAVE 3       |        | TRAVE 4       |        |
|-----|---------------|--------|---------------|--------|---------------|--------|---------------|--------|
|     | CAR.<br>DIST. | TANDEM | CAR.<br>DIST. | TANDEM | CAR.<br>DIST. | TANDEM | CAR.<br>DIST. | TANDEM |
| CC1 | 7,29          | 81     | 6,912         | 76,8   | 6,561         | 72,9   | 6,183         | 68,7   |
| CC2 | 3,9           | 104    | 2,55          | 68     | 1,1925        | 31,8   | 0             | 0      |
| CC3 | 0,15          | 2      | 1,302         | 17,36  | 2,447925      | 32,639 | 3,593775      | 47,917 |
| AR  | -0,9375       | 0      | 0,9375        | 0      | 2,8125        | 0      | 4,6875        | 0      |
|     | KN/m          | KN     | KN/m          | KN     | KN/m          | KN     | KN/m          | KN     |

Tabella XI Carichi applicati sulle travi

Combinazione 3 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo  
corsia 3, corsia 1, corsia 2:

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| AR  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

Tabella XII Coefficiente di redistribuzione dei carichi

|     | TRAVE 1 |        | TRAVE 2 |        | TRAVE 3  |        | TRAVE 4  |        |
|-----|---------|--------|---------|--------|----------|--------|----------|--------|
|     | CAR.    |        | CAR.    |        | CAR.     |        | CAR.     |        |
|     | DIST.   | TANDEM | DIST.   | TANDEM | DIST.    | TANDEM | DIST.    | TANDEM |
| CC1 | 7,29    | 81     | 6,912   | 76,8   | 6,561    | 72,9   | 6,183    | 68,7   |
| CC2 | 0,15    | 4      | 1,302   | 34,72  | 2,447925 | 65,278 | 3,593775 | 95,834 |
| CC3 | 3,9     | 52     | 2,55    | 34     | 1,1925   | 15,9   | 0        | 0      |
| AR  | -0,9375 | 0      | 0,9375  | 0      | 2,8125   | 0      | 4,6875   | 0      |
|     | KN/m    | KN     | KN/m    | KN     | KN/m     | KN     | KN/m     | KN     |

**Tabella XIII Carichi applicati sulle travi**

Combinazione 4 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo  
corsia 3, corsia 2, corsia 1:

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| AR  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

**Tabella XIV Coefficiente di redistribuzione dei carichi**

|     | TRAVE 1 |        | TRAVE 2 |        | TRAVE 3 |        | TRAVE 4  |         |
|-----|---------|--------|---------|--------|---------|--------|----------|---------|
|     | CAR.    |        | CAR.    |        | CAR.    |        | CAR.     |         |
|     | DIST.   | TANDEM | DIST.   | TANDEM | DIST.   | TANDEM | DIST.    | TANDEM  |
| CC1 | 0,54    | 6      | 4,6872  | 52,08  | 8,81253 | 97,917 | 12,93759 | 143,751 |
| CC2 | 2,025   | 54     | 1,92    | 51,2   | 1,8225  | 48,6   | 1,7175   | 45,8    |
| CC3 | 3,9     | 52     | 2,55    | 34     | 1,1925  | 15,9   | 0        | 0       |
| AR  | -0,9375 | 0      | 0,9375  | 0      | 2,8125  | 0      | 4,6875   | 0       |
|     | KN/m    | KN     | KN/m    | KN     | KN/m    | KN     | KN/m     | KN      |

**Tabella XV Carichi applicati sulle travi**

Combinazione 5 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo  
corsia 2, corsia 3, corsia 1:

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| AR  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

**Tabella XVI Coefficiente di redistribuzione dei carichi**

|     | TRAVE 1    |        | TRAVE 2    |        | TRAVE 3    |        | TRAVE 4    |         |
|-----|------------|--------|------------|--------|------------|--------|------------|---------|
|     | CAR. DIST. | TANDEM  |
| CC1 | 0,54       | 6      | 4,6872     | 52,08  | 8,81253    | 97,917 | 12,93759   | 143,751 |
| CC2 | 3,9        | 104    | 2,55       | 68     | 1,1925     | 31,8   | 0          | 0       |
| CC3 | 2,025      | 27     | 1,92       | 25,6   | 1,8225     | 24,3   | 1,7175     | 22,9    |
| AR  | -0,9375    | 0      | 0,9375     | 0      | 2,8125     | 0      | 4,6875     | 0       |
|     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN      |

**Tabella XVII Carichi applicati sulle travi**

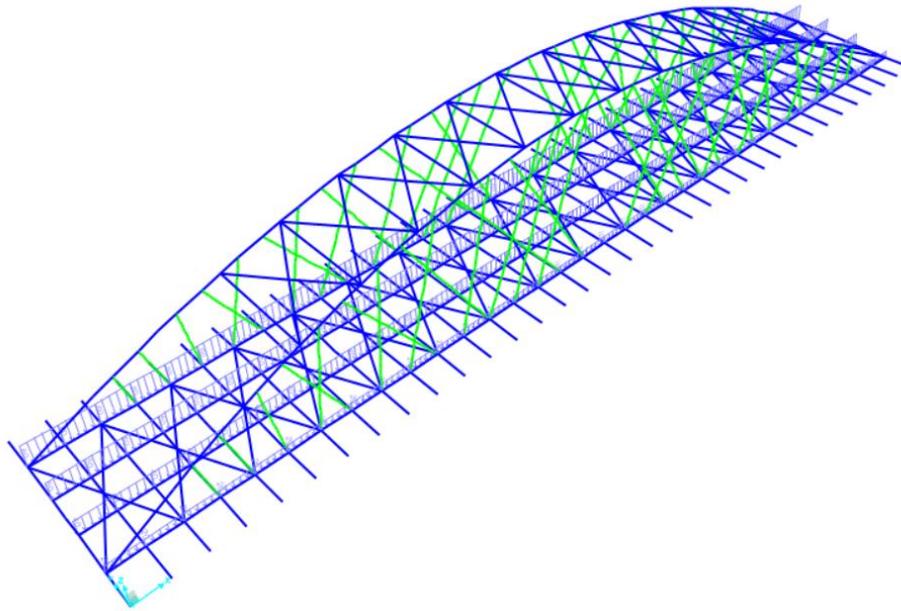
Combinazione 6 dove le corsie convenzionali sono disposti nel seguente modo corsia 2, corsia 1, corsia 3:

|     | 1      | 2      | 3       | 4       |
|-----|--------|--------|---------|---------|
| CC1 | 0,52   | 0,34   | 0,159   | 0       |
| CC3 | 0,02   | 0,1736 | 0,32639 | 0,47917 |
| CC2 | 0,27   | 0,256  | 0,243   | 0,229   |
| AR  | -0,125 | 0,125  | 0,375   | 0,625   |

**Tabella XVIII Coefficiente di redistribuzione dei carichi**

|     | TRAVE 1    |        | TRAVE 2    |        | TRAVE 3    |        | TRAVE 4    |        |
|-----|------------|--------|------------|--------|------------|--------|------------|--------|
|     | CAR. DIST. | TANDEM |
| CC1 | 14,04      | 156    | 9,18       | 102    | 4,293      | 47,7   | 0          | 0      |
| CC2 | 0,15       | 4      | 1,302      | 34,72  | 2,447925   | 65,278 | 3,593775   | 95,834 |
| CC3 | 2,025      | 27     | 1,92       | 25,6   | 1,8225     | 24,3   | 1,7175     | 22,9   |
| AR  | -0,9375    | 0      | 0,9375     | 0      | 2,8125     | 0      | 4,6875     | 0      |
|     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     | KN/m       | KN     |

**Tabella XIX Carichi applicati sulle travi**



**Figura 4-21 SAP2000 Distribuzione dei carichi della combinazione 1 ricavati dal metodo di courbon**

- Carichi orizzontali

Le azioni orizzontali agenti sulla struttura dovute al traffico possono essere causate da due tipi di comportamenti del traffico sulla struttura:

- Azioni di frenatura o accelerazione.
- Azioni dovuta alla forza centrifuga.

essendo il ponte rettilineo l'unica azione che genera carichi orizzontali sono sia la frenatura sia l'accelerazione che sono modellate secondo NTC 2018 5.1.3.5 che dice:

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

In questo caso si può notare che la corsia convenzionale N° 1 può posizionarsi su qualunque delle tre corsie convenzionali, la distribuzione dei carichi in questo modo da luogo a 3 diverse combinazioni applicati alle travi principali ma visto che c'è una simmetria longitudinale bastano 2 disposizioni di azioni.

Disposizione nella corsia laterale:

Il carico laterale è **589,5 KN**

|            | TR1  | TR2 | TR3  | TR4  |
|------------|------|-----|------|------|
| COEF. DIS. | 0,33 | 0,5 | 0,12 | 0,05 |

**Tabella XX coefficiente di distribuzione dei carichi**

|      | TR1      | TR2      | TR3      | TR4      |
|------|----------|----------|----------|----------|
| KN/m | 2,288647 | 3,467647 | 0,832235 | 0,346765 |

**Tabella XXI carico distribuito fra le travi**

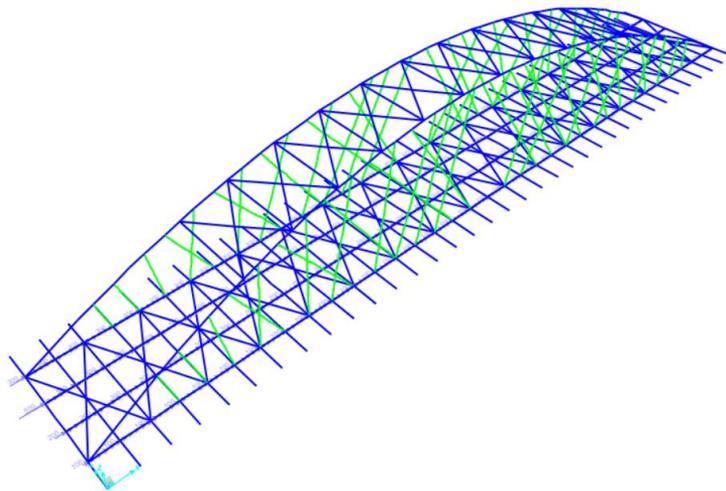
Disposizione nella corsia centrale:

|            | TR1  | TR2  | TR3  | TR4  |
|------------|------|------|------|------|
| COEF. DIS. | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 |

**Tabella XXII coefficiente di distribuzione dei carichi**

|      | TR1      | TR2      | TR3      | TR4      |
|------|----------|----------|----------|----------|
| KN/m | 1,733824 | 1,733824 | 1,733824 | 1,733824 |

**Tabella XXIII carico distribuito fra le travi**



**Figura 4-22 Carico distributivo orizzontalmente**

- Azioni del vento

Il vento esercita sulle strutture delle azioni che variano nel tempo e nello spazio che provocano in generale effetti dinamici.

la normativa di riferimento NTC 2018 riconduce in modo convenzionale questo tipo di azioni in azioni statiche equivalenti, questo tipo di approccio può essere usato per strutture comuni e poco snelle come comuni edifici, per le strutture con dimensioni significative come i ponti è necessario prendere come riferimento normative più specifiche oppure procedere con metodologie di calcolo e modellazione molto approfondite.

Secondo NTC 2018:

- Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

- $c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;
- $c_p$  è il coefficiente di pressione unitario a favore di sicurezza
- $c_d$  è il coefficiente dinamico che a favore di sicurezza è unitario

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

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

dove

- $v_r$  è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;
- $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Esprimendo  $\rho$  in kg/m<sup>3</sup> e  $v_r$  in m/s,  $q_r$  risulta espresso in N/m<sup>2</sup>.

- La velocità del vento di riferimento è:

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno TR = 50 anni.

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

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

$V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

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

dove:

$a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario,

dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

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

Figura 4-23 NTC 2018 Valori dei parametri necessario alla deteminazione delle azioni del vento

|           |          |     |
|-----------|----------|-----|
| $V_{b,0}$ | 31       | m/s |
| $c_a$     | 0,666667 |     |
| $V_b$     | 20,66667 | m/s |

Tabella XXIV valori caratteristici per la velocità di riferimento di base

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b \cdot C_r$$

$C_r$  è il coefficiente di ritorno determinato come segue:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove  $T_R$  è il tempo di ritorno.

considerando  $c_r = 1$  la equazione è a favore di sicurezza visto che per un  $T_R$  uguale a 200 si ha un  $c_r = 0.92$

|    |          |     |
|----|----------|-----|
| Vr | 20,66667 | m/s |
|----|----------|-----|

**Tabella XXV valore della velocità di riferimento**

Di conseguenza:

|    |          |                  |
|----|----------|------------------|
| qr | 266,9444 | N/m <sup>2</sup> |
|----|----------|------------------|

**Tabella XXVI valore della pressione di riferimento**

Adesso si determina il  $C_e$  coefficiente di esposizione:

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

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

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

Dove:

**Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

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

**Tabella XXVII NTC2018 parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tabella XXVIII NTC2018 classificazione del terreno

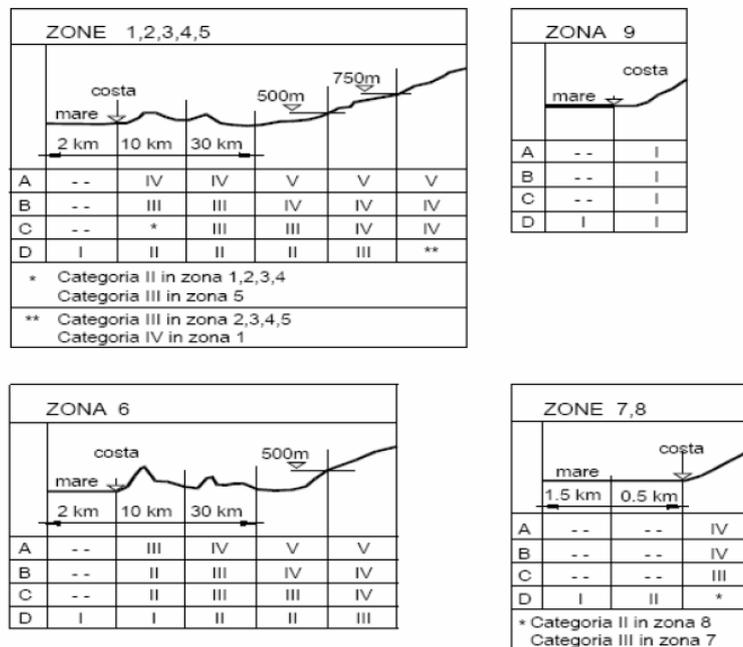


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella XXIX NTC 2018 Definizione delle categorie di esposizione

Visto che il ponte in esame si trova a Trieste e ha una classe del terreno D e si innalza entro 2 Km dal mare la categoria di esposizione è I quindi prendendo in considerazione i calcoli precedenti le azioni agenti sul ponte sono i seguenti:

|                           |          |                   |
|---------------------------|----------|-------------------|
| $q_r$                     | 266,9444 | N/m <sup>2</sup>  |
| $C_e$                     | 3,087906 | [ - ]             |
| $C_p$                     | 1        | [ - ]             |
| $C_d$                     | 1        | [ - ]             |
| $P=q_r * C_e * C_p * C_d$ | 824,2995 | N/m <sup>2</sup>  |
| Pressione vento           | 84       | Kg/m <sup>2</sup> |

**Tabella XXX Pressione del vento agente sulla struttura**

I coefficienti  $C_p$  e  $C_d$  che sono valori relativi al comportamento aerodinamico e il comportamento dinamico della struttura, e valutare questi coefficienti richiede una modellazione specifica oppure sperimentazione in galleria del vento, per riuscire a capire il reale comportamento della struttura.

Il documento CNR-DT 207/2008 del consiglio nazionale per le ricerche permette di verificare il comportamento del vento sulle strutture in modo più dettagliato.

Prendendo in considerazione in prima istanza l'impalcato del ponte, il flusso di area che si instaura attorno ad esso e le conseguenti pressioni esercitati dal vento, costituiscono fenomeni molto complessi, fenomeni dipendenti dalla forma dell'impalcato e anche dalla presenza dei veicoli che lo transitano.

Le tipologie di impalcati a sezione costante e lunghezza minore di 200 m sono le seguenti:

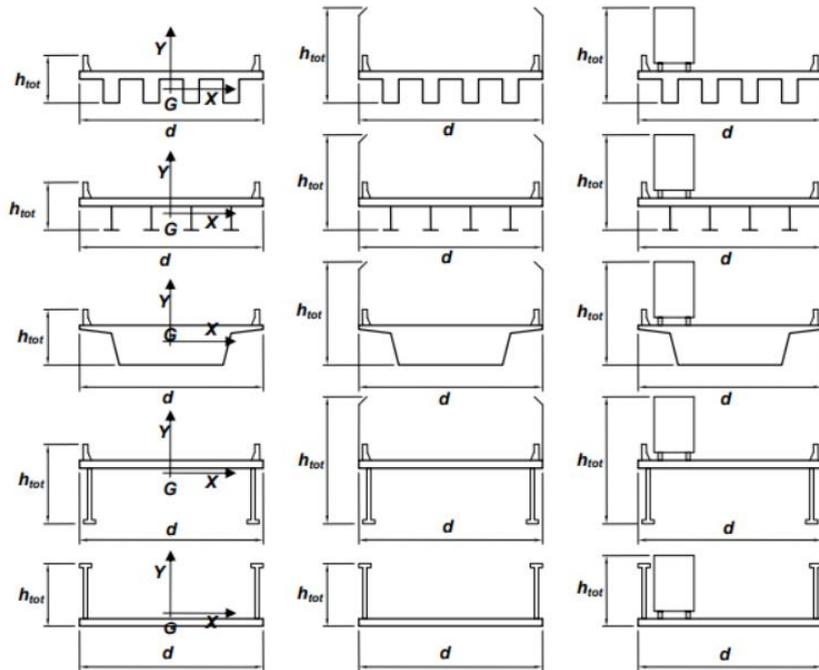


Tabella XXXI CNR-DT 207 R1/2018 Tipologia di impalcati

Il ponte in studio coincide con l'esempio numero due dove c'è un soppalco con quattro travi principali.

Secondo CNR-DT 207/2018:

- Forze e momenti per unità di lunghezza

(1) Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali  $f_x$  e  $f_y$  e un momento torcente  $m_z$ , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse  $Z$  di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato in Figura 3.16. Tali forze e momenti sono definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della loro direzione. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY}$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ}$$

dove:

- $q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);  
 $z$  è la quota sul suolo;  
 $c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ}$  sono i coefficienti di forza (secondo le due direzioni ortogonali  $X$  e  $Y$ ) e il coefficiente di momento (intorno all'asse  $Z$ ), definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della direzione della forza o del momento di volta in volta considerati;  
 $l$  è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti  $c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ}$ .

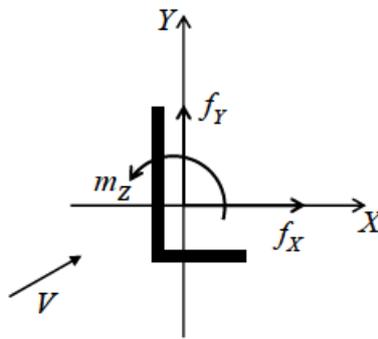


Figura 3.16 – Azioni per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli.

Tabella XXXII CNR-DT 207 R1/2018 Azioni di riferimento

Tenendo conto delle seguenti equazioni:

$$c_{fX} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left( 0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2$$

In questo caso:

|           |   |          |
|-----------|---|----------|
| $C_{fx}$  | = | 0,439583 |
| $C_{fy+}$ | = | 1,042857 |
| $C_{fy-}$ | = | -1,04286 |
| $C_{mz+}$ | = | 0,2      |
| $C_{mz-}$ | = | -0,2     |

Ora si procederà con la determinazione della pressione cinetica di picco d'accordo con CNR-DT 207/2008 3.2.7:

### Pressione cinetica di picco

(1) La pressione cinetica di picco del vento  $q_p$  è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo  $T = 10$  minuti. Essa dipende dall'altezza  $z$  sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto (paragrafo 3.2.2), dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

(2) In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

$\rho$  è la densità media di massa dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione,  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>.

$v_r$  è la velocità di riferimento di progetto.

$c_e$  è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione.

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

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

dove:

$k_r, z_0, z_{\min}$  sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, in funzione della categoria di esposizione del sito.

$c_t$  è il coefficiente di topografia, in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

### - Azione tangente

(1) L'azione tangente di picco per unità di superficie parallela alla direzione del vento (Figura 17) è data dalla relazione:

$$w_f(z) = q_p(\bar{z}) \cdot c_f$$

dove:

$q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);

$c_f$  è il coefficiente di attrito funzione della rugosità della superficie;

$z$  è l'altezza di riferimento, associata alla definizione di  $c_f$ .

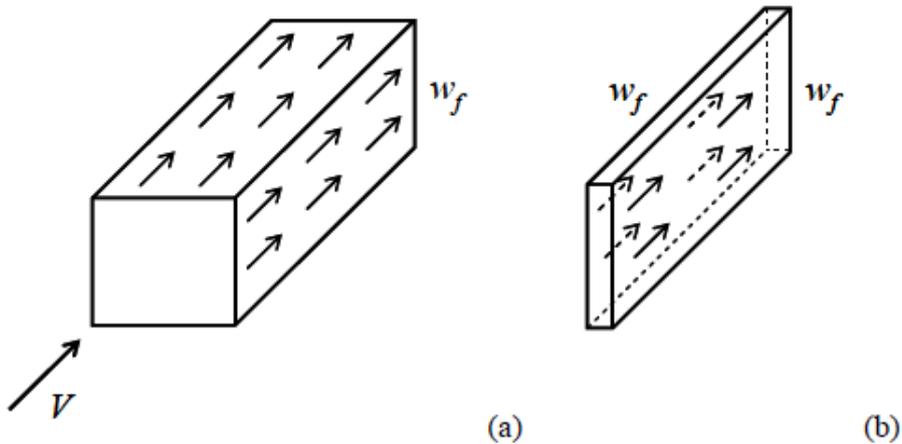


Figura 3.17 – Azioni tangenti del vento: (a) costruzione chiusa; (b) singola parete.

Figura 4-24 CNR-DT 207 R1/2018 Azioni tangenziali del vento

**Tabella G.XX – Coefficienti di attrito.**

| Superficie                               | $C_f$ |
|--|-------|
| Acciaio, calcestruzzo liscio             | 0,01  |
| Calcestruzzo ruvido, superfici catramate | 0,02  |
| Superfici ondulate                       | 0,04  |

**Tabella XXXIII CNR-DT 207 R1/2018 coefficiente di attrito**

Nel caso del ponte in esame questi sono i risultato:

|                            |          |                       |
|----------------------------|----------|-----------------------|
| $h_{sup}$                  | 4        | m                     |
| $h_{inf}$                  | 0,9      | m                     |
| $h_{tot}$                  | 4,9      | m                     |
| $d$                        | 16,8     | m                     |
| $d/h_{tot}$                | 3,428571 | [-]                   |
| $C_{fx}$                   | 0,439583 | [-]                   |
| $C_{fy+}$                  | 1,042857 | [-]                   |
| $C_{fy-}$                  | -1,04286 | [-]                   |
| $C_{mz+}$                  | 0,2      | [-]                   |
| $C_{mz-}$                  | -0,2     | [-]                   |
| $v_r$                      | 20,66667 | m/s                   |
| $C_f$                      | 0,02     | [-]                   |
| categoria di esposizione 2 |          |                       |
| $C_t$                      | 1        | coeff topografia      |
| $k_r$                      | 0,19     | fattore di terreno    |
| $z_0$                      | 0,05     | lunghezza di rugosità |
| $Z_{min}$                  | 4        | altezza minima        |
| $C_m$                      | 0,832585 | [-]                   |
| $V_m$                      | 17,20676 | m/s                   |
| $C_e$                      | 3,468176 | [-]                   |
| $\rho$                     | 1,25     | kg/m <sup>3</sup>     |
| $q_p$                      | 925,8104 | N/m <sup>2</sup>      |

**Tabella XXXIV coefficienti necessari per la determinazione della pressione cinetica di picco**

A seguito vengono riportati le azioni agenti sul ponte secondo CNR-DT 207 R1/2018

|          |          |       |        |        |
|----------|----------|-------|--------|--------|
| $f_x$    | 6837,11  | N/m   | 6,84   | KN/m   |
| $f_{y+}$ | 16220,2  | N/m   | 16,22  | KN/m   |
| $f_{y-}$ | -16220,2 | N/m   | -16,22 | KN/m   |
| $m_{z+}$ | 52260,15 | N*m/m | 52,26  | KN*m/m |
| $m_{z-}$ | -52260,1 | N*m/m | -52,26 | KN*m/m |
| $w_f$    | 622,1446 | N/m   | 0,62   | KN/m   |

Tabella XXXV Azioni distribuite nel ponte per effetto del vento

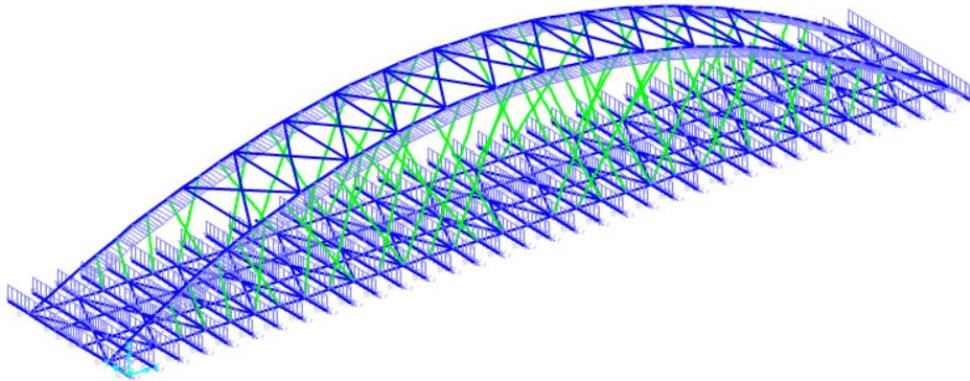


Figura 4-25 Distribuzione dei carichi dovuti alla azione dei venti

- Azione della neve

L'azione prodotta dalla neve viene valutata seguendo le normative vigenti in questo caso NTC 2018 3.4.1 come segue:

**CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE**

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo.

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura.

$C_E$  è il coefficiente di esposizione.

$C_t$  è il coefficiente termico di valore unitario per strutture sterne.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$       | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| $\mu_1$               | 0,8                                 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0                    |

Tabella XXXVI NTC 2018 coefficiente di forma

| Topografia        | Descrizione  | $C_E$ |
|-------------------|--|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti  | 0,9   |
| 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 | 1,0   |
| Riparata          | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti               | 1,1   |

Tabella XXXVII NTC 2018 coefficiente di esposizione

Il ponte trovandosi a Trieste si trova nella Zona II nella zona di carico di neve, per calcolare il valore di riferimento del carico della neve al suolo viene determinato con le seguenti equazioni:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

A seguito si riportano le azioni dovute alla neve:

|          |          |                   |
|----------|----------|-------------------|
| $q_{sk}$ | 2,04568  | KN/m <sup>2</sup> |
| $m_u$    | 1        | [-]               |
| $C_e$    | 0,8      | [-]               |
| $C_t$    | 1        | [-]               |
| $q_s$    | 1,636544 | KN/m <sup>2</sup> |

Poiché la struttura è trafficata il carico di neve può essere trascurata in fase di esercizio, è necessario solo considerarlo nella fase di messa in opera, perché potrebbe essere determinante, perché nella fase di messa in opera la struttura non è soggetta a pulizia quindi l'accumulo di neve è possibile. questo problema non si pone se la fase di installazione è fra primavera e autunno, ma bisogna comunque considerarlo perché ci potrebbero essere degli slittamenti nelle date di messa in opera.

- Azioni termiche

la valutazione delle azioni sismiche molte volte sono determinanti perché nel caso dei ponti le deformazioni termiche possono raggiungere valori molto alti e se impediti possono causare la nascita di sovratensioni termiche che possono essere molto importanti, per studiare il ponte si procede con le indicazioni sia del NTC2018 e della normativa EN 1991.1.5 relativa alle variazioni termiche nelle strutture.

Come indicato nel NTC2018:

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

La nostra struttura si trova nella Zona I della temperatura dell'aria esterna, quindi dettata dalla seguente equazione

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000$$

I risultati sono i seguenti:

|      |     |    |
|------|-----|----|
| Tmin | -18 | C° |
| Tmax | 38  | C° |

Ora sono necessari determinare le temperature esterne sia massime che minime per questo motivo sapendo che l'impalcato è composito acciai- cls, sarà identificato con il Tipo 2 e si ottengono i seguenti valori:

$$T_{e,max} = T_{max} + 4 = 38 + 4 = 42^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 4 = -18 + 4 = -14^{\circ}C$$

Dopo aver determinato i valori massimi e minime all'esterno, è necessario determinare il comportamento della temperatura al momento di messa in opera  $T_0$ , ovvero mentre si posizionano e si regolano gli appoggi del ponte, secondo NTC 2018 3.5.4  $T_0$  è uguale a  $15^{\circ}C$ , mentre il  $\Delta T_0$  uguale a  $20^{\circ}C$

Per la determinazione della variazione di temperatura allo SLU massima espansione e massima contrazione si esprimono come segue:

$$\begin{aligned} - \Delta T_{exp,d} &= \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \\ - \Delta T_{con,d} &= \Delta T_{con} + \Delta T_0 \end{aligned}$$

In cui:

$$\begin{aligned} - \Delta T_{exp} &= T_{e,max} - T_0 \\ - \Delta T_{con} &= -T_{e,min} + T_0 \end{aligned}$$

Si ottengono i seguenti risultati:

| $T_{min}$ | $T_{e,min}$ | $T_0$ | $\Delta T_0$ | $\Delta T_{con,d}$ |
|-----------|-------------|-------|--------------|--------------------|
| [°C]      | [°C]        | [°C]  | [°C]         | [°C]               |
| -18       | -12         | 15    | 20           | 47                 |

| $T_{max}$ | $T_{e,max}$ | $T_0$ | $\Delta T_0$ | $\Delta T_{exp,d}$ |
|-----------|-------------|-------|--------------|--------------------|
| [°C]      | [°C]        | [°C]  | [°C]         | [°C]               |
| 38        | 42          | 15    | 20           | 47                 |

questa variazione di temperatura viene applicato a tutta la struttura tranne elementi indipendenti dall'impalcato come i pendini, per gli elementi rimanenti seguiranno la NTC 2018:

| Tipo di struttura                   | $\Delta T_u$                   |
|-------------------------------------|--------------------------------|
| Strutture in c.a. e c.a.p. esposte  | $\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$ |
| Strutture in c.a. e c.a.p. protette | $\pm 10\text{ }^\circ\text{C}$ |
| Strutture in acciaio esposte        | $\pm 25\text{ }^\circ\text{C}$ |
| Strutture in acciaio protette       | $\pm 15\text{ }^\circ\text{C}$ |

Tabella XXXVIII NTC 2018 delta Tu

La risposta della struttura a queste sollecitazioni si tradurrà come sforzi assiali sia di compressione oppure di trazione a seconda della variazione di temperatura imposta mediante la formula che lega il campo tensionale alla variazione della temperatura:

$$\sigma = E * \alpha_T * \Delta T$$

dove il coefficiente di dilatazione termica a temperatura ambiente è uguale a  $12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  che è lo stesso coefficiente sia per l'acciaio e sia per il calcestruzzo per questo motivo non nascono dei differenziali di deformazione fra i due materiali.

- Azione sismica

La azione sismica di progetto è una fase essenziale nella progettazione in zone di alta sismicità, perché le azioni prodotte dai sismi sono azioni dinamiche e allo stesso tempo imprevedibili.

Per affrontare le azioni sismiche, la NTC 2018 ci viene in contro per poter modellare le azioni sismiche in funzione del luogo e del terreno e dello storico dei sismi precedenti in quella zona.

Secondo NTC2018 3.2:

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ .

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Quando la probabilità di superamento si riduce, l'azione sismica cresce, di conseguenza, la probabilità di superamento dello SLC sarà minore della probabilità di superamento dello SLO.

come riportato dalla tavola 3.2.1 seguente:

Tab. 3.2.1 – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato

| Stati Limite              | $P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |     |
|---------------------------|---|-----|
| Stati limite di esercizio | SLO   | 81% |
|                           | SLD   | 63% |
| Stati limite ultimi       | SLV   | 10% |
|                           | SLC   | 5%  |

Tabella XXXIX NTC 2018 probabilità di superamento

- Categoria sottosuolo

Per verificare e definire le azioni sismiche di progetto è necessario caratterizzare il terreno e la sua stratigrafia, si può riferire a un sistema semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento.

IL sottosuolo dell'area dove si innalzerà il ponte rientra nella categoria C.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

| <b>Categoria</b> | <b>Caratteristiche della superficie topografica</b>   |
|------------------|---|
| A                | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>   |
| B                | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>  |
| C                | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>   |
| D                | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i> |
| E                | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>  |

**Tabella XL NTC 2018 Categoria di sottosuolo**

- Categoria topografica

per configurazioni superficiali si può adottare la seguente classificazione:

| <b>Categoria</b> | <b>Caratteristiche della superficie topografica</b>   |
|------------------|---|
| T1               | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$                      |
| T2               | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$  |
| T3               | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4               | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$                  |

*Tab.3.2.III. - NTC2018*

**Tabella XLI NTC 2018 Caratteristiche delle superficie topografiche**

Il suolo dove si troverà la struttura è di categoria T1 quindi il valore di  $St$  è 1 come mostrato nella seguente tavola.

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento   | S <sub>T</sub> |
|-----------------------|---|----------------|
| T1                    | -   | 1,0            |
| T2                    | In corrispondenza della sommità del pendio  | 1,2            |
| T3                    | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2            |
| T4                    | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°       | 1,4            |

Tab.3.2.V. - NTC2018

Tabella XLII NTC 2018 fattore topografico S<sub>T</sub>

- Spettro di risposta in accelerazione elastico

L'azione sismica secondo la normativa viene definita tramite lo spettro di risposta in accelerazione.

Queste possono essere definiti secondo le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Tutti i fattori sono tabulati a seconda della zona in cui si vuole sviluppare lo spettro di risposta negli allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Questi sono implementati dentro il Software SAP 2000, quindi per poter determinare lo spettro di risposta basta immettere le coordinate del luogo che si vuole studiare, e dei parametri riguardo alla topografia.

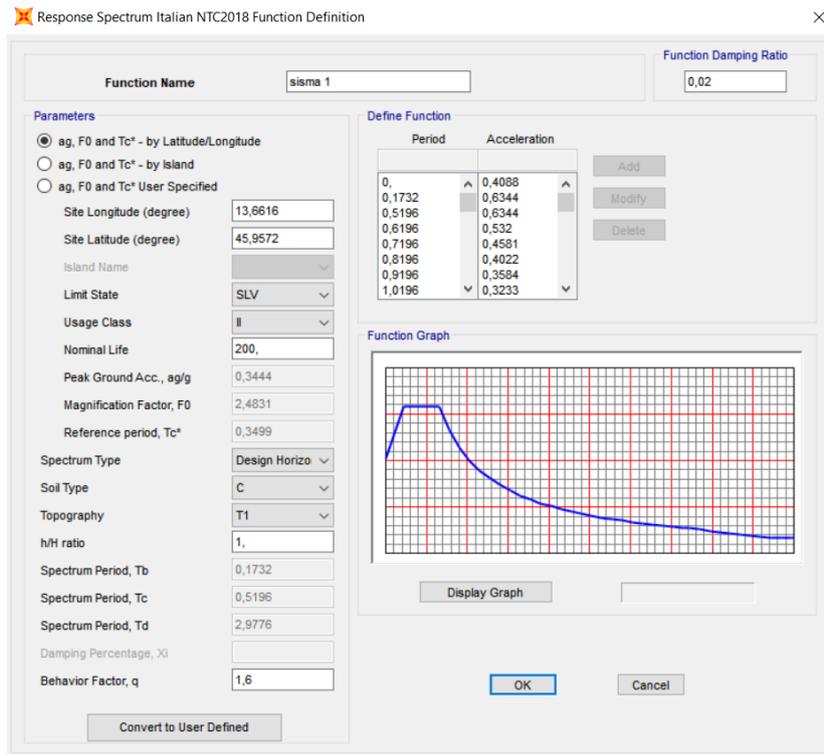


Figura 4-26 spettro di risposta di Progetto

- Tipo di analisi

La soluzione al problema dinamico è stata affrontata mediante un'analisi dinamica lineare, che consiste nello scomporre la risposta dinamica della struttura nei vari contributi dei singoli modi di vibrare, ovvero trasformare un sistema ad n gradi di libertà in n sistemi ad un solo grado di libertà e dopo aver risolto ogni sistema trovare la risposta complessiva come sovrapposizione dei singoli modi di vibrare, l'analisi dinamica lineare, come suggerito dalla NTC2018 7.3.3.1 e consiste in:

- La determinazione dei modi di vibrare
- Rappresentazione dello spettro di risposta di progetto, per ogni modo di vibrare
- in fine la combinazione di questi effetti

| MODI | T     | f        | Ux   | Uy   | Uz   |
|------|-------|----------|------|------|------|
| 1    | 0,917 | 1,090115 | 0,00 | 0,75 | 0,00 |
| 2    | 0,785 | 1,274406 | 0,00 | 0,04 | 0,00 |
| 3    | 0,583 | 1,714163 | 0,12 | 0,00 | 0,64 |
| 4    | 0,507 | 1,970548 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 73   | 0,498 | 2,007839 | 0,04 | 0,00 | 0,12 |
| 74   | 0,423 | 2,363418 | 0,00 | 0,01 | 0,00 |
| 75   | 0,386 | 2,588286 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 76   | 0,360 | 2,777292 | 0,02 | 0,00 | 0,00 |
| 77   | 0,322 | 3,101785 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 78   | 0,277 | 3,605449 | 0,01 | 0,00 | 0,10 |
| 79   | 0,263 | 3,801024 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 80   | 0,254 | 3,939474 | 0,00 | 0,01 | 0,00 |
| 81   | 0,247 | 4,046388 | 0,00 | 0,08 | 0,00 |
| 82   | 0,241 | 4,156777 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 83   | 0,231 | 4,331461 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 84   | 0,195 | 5,133338 | 0,65 | 0,00 | 0,07 |
| 85   | 0,183 | 5,466094 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 86   | 0,182 | 5,492333 | 0,01 | 0,00 | 0,00 |
| 87   | 0,181 | 5,517515 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 88   | 0,169 | 5,914325 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 89   | 0,167 | 6,001428 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 90   | 0,167 | 6,004563 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 91   | 0,165 | 6,051913 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 92   | 0,165 | 6,056532 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 93   | 0,163 | 6,148662 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 94   | 0,162 | 6,175127 | 0,01 | 0,00 | 0,00 |
|      |       | TOT      | 0,92 | 0,89 | 0,95 |

Tabella XLIII Modi Propri di vibrare della struttura

Affinché l'analisi abbia validità è necessario tener in conto tutti i modi di vibrare significativi, gli obbiettivi da soddisfare secondo la norma sono le seguenti:

- La somma delle masse modali deve essere di almeno l'85%

$$\sum_{j=1}^k \frac{[(\Phi_j^T) \cdot M \cdot i]^2}{M_j^*} \geq 0.85 \sum_{i=1}^n M_i$$

- si devono considerare tutti i modi di vibrare che abbiano almeno il 5% di massa modale

$$\frac{[(\Phi_j^T) \cdot M \cdot i]^2}{M_j^*} \geq 0.05 \sum_{i=1}^n M_i$$

Dove:

$$M_j^* = \Phi_j^T \cdot M \cdot \Phi_j$$

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere usata una combinazione normalizzata perché una sommatoria diretta delle azioni comporterebbe un eccessivo sovradimensionamento e per questo motivi in questi casi si è usato la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ .

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , dato dalla formula.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi\beta_{ij}(1 + \beta_{ij}^2)}$$

In cui

$\beta_{ij}=\omega_i/\omega_j$  è il rapporto tra le frequenze dei due modi.

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento.

Per tenere conto degli effetti torsionali è necessario considerare l'eccentricità effettiva tra centro di massa e centro di rigidezza e aggiungere l'eccentricità accidentale, pari a:

$$\begin{cases} e_x = 0.05 \cdot L_y \\ e_y = 0.05 \cdot L_x \end{cases}$$

- Combinazione delle azioni

Ogni opera o componente strutturale deve essere progettata eseguite collaudate con la finalità di consentire la sua prevista utilizzazione, in forma economica sostenibile e seguendo la normativa tecnica italiana, NTC 2018,

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici della NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Affinché queste limitazioni siano verificate si ricorre alla progettazione seguendo un sovradimensionamento delle azioni a seconda dello stato limite in esame rispettando parametri statistici e fattori di sicurezza che determina le azioni da considera in fase di progettazione.

- STATO LIMITE ULTIMO

Le combinazioni di stato limite di progetto incrementano le azioni permanenti attraverso dei fattori di sicurezza mentre le azioni variabile vengono permutate

rappresentando tutte l possibili condizioni sia di contemporaneità delle azioni sia d'assenza, per cui si ha la seguente combinazione:

**Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**  
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

dove:

- $G_1$  è il valore delle azioni caratteristiche permanenti
- $G_2$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti di intensità variabile
- $P$  è il valore caratteristico delle azioni di precompressione
- $Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante
- $\psi_{0,1} Q_{k,J}$  è il valore di combinazione delle azioni variabili compartecipanti con l'azione dominante.

**Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:**  
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

**Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:**  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

#### - STATO LIMITE DI ESERCIZIO

**Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:**  
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

**Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:**  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$

**Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:**  
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Essendo la struttura un ponte, tutti i coefficienti delle azioni sono diversi alle comuni strutture e tenere conto delle distribuzioni delle azioni prodotte dal traffico:

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

| Gruppo di azioni | Carichi sulla superficie carrabile                   |                                  |   |                       |                       | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili          |
|------------------|--|----------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|--|
|                  | Carichi verticali                                    |                                  |   | Carichi orizzontali   |                       | Carichi verticali  |
|                  | Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6) | Veicoli speciali                 | Folla (Schema di carico 5)  | Frenatura             | Forza centrifuga      | Carico uniformemente distribuito                                   |
| 1                | Valore caratteristico                                |                                  |   |                       |                       | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup> |
| 2a               | Valore frequente                                     |                                  |   | Valore caratteristico |                       |  |
| 2b               | Valore frequente                                     |                                  |   |                       | Valore caratteristico |  |
| 3 (*)            |  |                                  |   |                       |                       | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>  |
| 4 (**)           |  |                                  | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup> |                       |                       | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>  |
| 5 (***)          | Da definirsi per il singolo progetto                 | Valore caratteristico o nominale |   |                       |                       |  |

(\*) Ponti pedonali  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella XLIV NTC 2018 valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Le azioni di traffico, quindi, sono combinate fra loro formando Gruppi di azioni, nel caso del ponte i Gruppi sono:

- Gruppo 1
- Gruppo 2

Coefficienti parziali di sicurezza:

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

|  |             | Coefficiente  | EQU <sup>(a)</sup>  | A1                  | A2   |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|------|
| Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$                        | favorevoli  | $\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$                                   | 0,90                | 1,00                | 1,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,10                | 1,35                | 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$ | favorevoli  | $\gamma_{G2}$   | 0,00                | 0,00                | 0,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30 |
| Azioni variabili da traffico                           | favorevoli  | $\gamma_Q$  | 0,00                | 0,00                | 0,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,35                | 1,35                | 1,15 |
| Azioni variabili                                       | favorevoli  | $\gamma_{Qi}$   | 0,00                | 0,00                | 0,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,50                | 1,50                | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto            | favorevoli  | $\gamma_{\epsilon 1}$   | 0,90                | 1,00                | 1,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,00 <sup>(3)</sup> | 1,00 <sup>(4)</sup> | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari                | favorevoli  | $\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$ | 0,00                | 0,00                | 0,00 |
|  | sfavorevoli |   | 1,20                | 1,20                | 1,00 |

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

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

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

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella XLV NTC 2018 coefficienti di sicurezza

## Coefficienti di compartecipazione delle azioni:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni                                 | Gruppo di azioni<br>(Tab. 5.1.IV)     | Coefficiente<br>$\Psi_0$ di combi-<br>nazione | Coefficiente<br>$\Psi_1$ (valori<br>frequent) | Coefficiente $\Psi_2$<br>(valori quasi<br>permanenti) |
|--|---------------------------------------|---|---|---|
| Azioni da<br>traffico<br>(Tab. 5.1.IV) | Schema 1 (carichi tandem)             | 0,75  | 0,75  | 0,0   |
|  | Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti) | 0,40  | 0,40  | 0,0   |
|  | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)    | 0,40  | 0,40  | 0,0   |
|  | Schema 2                              | 0,0   | 0,75  | 0,0   |
|  | 2                                     | 0,0   | 0,0   | 0,0   |
|  | 3                                     | 0,0   | 0,0   | 0,0   |
|  | 4 (folla)                             | --  | 0,75  | 0,0   |
|  | 5                                     | 0,0   | 0,0   | 0,0   |
| Vento                                  | a ponte scarico<br>SLU e SLE          | 0,6   | 0,2   | 0,0   |
|  | in esecuzione                         | 0,8   | 0,0   | 0,0   |
|  | a ponte carico<br>SLU e SLE           | 0,6   | 0,0   | 0,0   |
| Neve                                   | SLU e SLE                             | 0,0   | 0,0   | 0,0   |
|  | in esecuzione                         | 0,8   | 0,6   | 0,5   |
| Temperatura                            | SLU e SLE                             | 0,6   | 0,6   | 0,5   |

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

### Tabella XLVI NTC 2018 coefficienti di compartecipazione delle azioni

La finalità delle combinazioni è individuare la combinazione più condizionante degli elementi in verifica. appattare da queste azioni è possibile fare il loro involucro delle sollecitazioni che è un metodo grafico che permette di individuare molto veloce e efficacemente le azioni massime o minime per ogni elemento.

## 4.4. VERIFICHE SLU

Per procedere con la verifica il NTC 2018 prevede una classificazione della sezione che è una classificazione in funzione della capacità rotazionale che ha l'elemento prima di andare in crisi; crisi, che si manifesta come instabilità locale della sezione, ovvero una volta raggiunto la resistenza, dipendendo della classe, l'elemento va in fase di imbozzamento, che è una forma di instabilità locale alla quale può essere soggetto l'elemento.

Le NTC 2018 suddividono gli elementi in quattro categorie, a seconda come queste si comportino a flessione e di conseguenza secondo la loro capacità rotazionale che è espressa in funzione della rotazione della deformazione ultima e della rotazione della deformazione di snervamento, rispettivamente  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$ .

La capacità rotazionale è determinata in questo modo:

$$C_{\vartheta} = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

secondo NTC 2018 le classi sono definite come segue:

- classe 1* se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\vartheta} > 3$ .
- classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\vartheta} > 1,5$ .
- classe 3* se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico.
- classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase

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

Le seguenti tabelle riportate forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse*

|  |                        | Parti interne compresse      |  |   |      |      |
|--|------------------------|------------------------------|--|---|------|------|
|  |                        | Parte soggetta a flessione   | Parte soggetta a compressione  | Parte soggetta a flessione e a compressione |      |      |
| Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva) |                        |                              |  |   |      |      |
| 1  | $c/t \leq 72\epsilon$  | $\epsilon/t \leq 33\epsilon$ | quando $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{390\epsilon}{130-1}$<br>quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{390\epsilon}{\alpha}$       |   |      |      |
| 2  | $c/t \leq 83\epsilon$  | $\epsilon/t \leq 38\epsilon$ | quando $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{458\epsilon}{130-1}$<br>quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{458\epsilon}{\alpha}$       |   |      |      |
| Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa) |                        |                              |  |   |      |      |
| 3  | $c/t \leq 124\epsilon$ | $\epsilon/t \leq 42\epsilon$ | quando $\psi > -1 \cdot c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$<br>quando $\psi \leq -1 \cdot c/t \leq 0,2\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$ |   |      |      |
| $e = \sqrt{235/f_{yk}}$  | $f_{yk}$               | 235                          | 275  | 355   | 420  | 460  |
|  | $\epsilon$             | 1,00                         | 0,92   | 0,81  | 0,75 | 0,71 |

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella XLVII NTC 2018 Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

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

Tabella XLVIII NTC 2018 Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

| Angolari  |   |      |      |      |      |      |
|---|---|------|------|------|------|------|
|   |   |      |      |      |      |      |
| Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab. 4.2.II)<br>Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti |   |      |      |      |      |      |
| Classe  | Sezione in compressione   |      |      |      |      |      |
| Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)  |   |      |      |      |      |      |
| 3   | $h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$              |      |      |      |      |      |
| Sezioni Tubolari  |   |      |      |      |      |      |
|   |   |      |      |      |      |      |
| Classe  | Sezione inflessa e/o compressa  |      |      |      |      |      |
| 1   | $d/t \leq 50\epsilon^2$   |      |      |      |      |      |
| 2   | $d/t \leq 70\epsilon^2$   |      |      |      |      |      |
| 3   | $d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6) |      |      |      |      |      |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$  | $f_{yk}$  | 235  | 275  | 355  | 420  | 460  |
|   | $e$   | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |
|   | $e^2$   | 1,00 | 0,85 | 0,66 | 0,56 | 0,51 |

Tabella XLIX NTC 2018 Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Dopo la classificazione delle sezioni, si fa la verifica delle sezioni seguendo la NTC2018:

Definizione di resistenza di progetto:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza determinata dalla resistenza del materiale  $f_{yk}$ .

$\gamma_M$  è il fattore parziale di sicurezza che è in funzione dal tipo di verifica

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

|   |                      |
|---|----------------------|
| Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4  | $\gamma_{M0} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature                                       | $\gamma_{M1} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari        | $\gamma_{M1} = 1,10$ |
| Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) | $\gamma_{M2} = 1,25$ |

Tabella L Coefficienti di sicurezza

Verifica di compressione, secondo NTC 2018:

La condizione da rispettare è la seguente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Verifica di flessione retta, secondo NTC 2018:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove:

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 4;}$$

Verifica di taglio, secondo NTC 2018:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale

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

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e H

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

secondo NTC 2018, è necessario verificare anche la stabilità della membratura se una sezione è uniformemente compressa e una verifica di stabilità flessionale come riportati a seguito:

- Stabilità delle membrane secondo NTC 2018

#### Aste compresse

La verifica di instabilità di una asta compressa prevede che la sezione trasversale sia completamente compressa e Verificare la seguente condizione:

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

Dove:

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto.

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

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

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

I coefficienti  $\chi$  e  $\alpha$  dipendono dalla sezione e dall'acciaio impiegato in funzione della snellezza nominale  $\bar{\lambda}$  ;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right].$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$

dove  $N_{cr}$  è il carico critico di Eulero, in funzione della sezione lorda e la lunghezza libera di inflessione.

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

| Sezione trasversale              |                | Limiti   | Inflexione intorno all'asse       | Curva di instabilità   |                |                                  |
|----------------------------------|----------------|--|-----------------------------------|------------------------|----------------|----------------------------------|
|                                  |                |  |                                   | S235, S275, S355, S420 | S460           |                                  |
| Sezioni laminiate                |                | $h/b > 1,2$  | $t_f \leq 40$ mm                  | Y-Y<br>Z-Z             | a<br>b         | a <sub>0</sub><br>a <sub>0</sub> |
|                                  |                |  | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm | Y-Y<br>Z-Z             | b<br>c         | a<br>a                           |
|                                  |                | $h/b \leq 1,2$   | $t_f \leq 100$ mm                 | Y-Y<br>Z-Z             | b<br>c         | a<br>a                           |
|                                  |                |  | $t_f > 100$ mm                    | Y-Y<br>Z-Z             | d<br>d         | c<br>c                           |
| Sezioni ad I saldate             |                | $t_f \leq 40$ mm   | Y-Y<br>Z-Z                        | b<br>c                 | b<br>c         |                                  |
|                                  |                | $t_f > 40$ mm  | Y-Y<br>Z-Z                        | c<br>d                 | c<br>d         |                                  |
| Sezioni cave                     |                | Sezione formata "a caldo"                                      | qualunque                         | a                      | a <sub>0</sub> |                                  |
|                                  |                | Sezione formata "a freddo"                                     | qualunque                         | c                      | c              |                                  |
| Sezioni scatolari saldate        |                | In generale  | qualunque                         | b                      | b              |                                  |
|                                  |                | saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ , $b/t_f < 30$ , $h/t_w < 30$ | qualunque                         | c                      | c              |                                  |
| Sezioni piene, ad U e T          |                |  | qualunque                         | c                      | c              |                                  |
| Sezioni ad L                     |                |  | qualunque                         | b                      | b              |                                  |
| Curva di instabilità             | a <sub>0</sub> | a  | b                                 | c                      | d              |                                  |
| Fattore di imperfezione $\alpha$ | 0,13           | 0,21   | 0,34                              | 0,49                   | 0,76           |                                  |

Figura 4-27 NTC 2018 Curva di instabilità per elementi compressi

### Aste inflesse

Le travi inflesse con piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente devono essere verificate nei riguardi alle instabilità flessione torsionali (buckling).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

Dove:

$W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$ , per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico  $W_{el,y}$ , per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace  $W_{eff,y}$ , per le sezioni di classe 4.

Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K \chi$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente di snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_Y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

In cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità flessione-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

Dove  $M_{cr}$  si esprime secondo **SN003a- EN-EU** come segue:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

dove:

$I_w$  è la inerzia settoriale  $[L]^6$

$I_t$  è la inerzia torsionale  $[L]^4$

$I_z$  è la inerzia flessionale rispetto all'asse debole  $[L]^4$

$C_1$  coefficiente dipendente dallo schema statico

Table 3.2 Values of factors  $C_1$  for cases with transverse loading

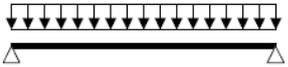
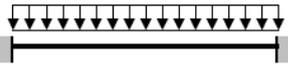
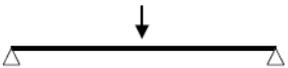
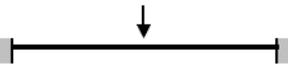
| Loading and support conditions  | Bending moment diagram   | $C_1$ |
|---|--|-------|
|  |  | 1,127 |
|  |  | 2,578 |
|  |  | 1,348 |
|  |  | 1,683 |

Figura 4-28 SN003a-EN-EU valori del fattore  $C_1$

- Arco

Il profilo dell'arco è un CHS 813x30  $235f_{yk}$  formato a freddo con le seguenti caratteristiche:

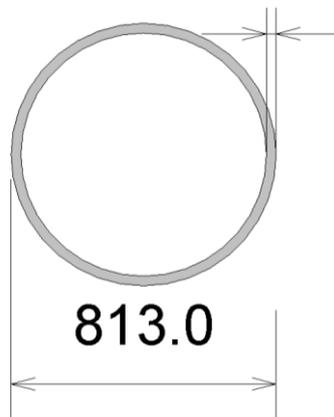


Figura 4-29 REVIT Sezione tubolare 813x30

|                 |             |                   |
|-----------------|-------------|-------------------|
| D               | 813         | mm                |
| t               | 30          | mm                |
| A               | 73795,9491  | mm <sup>2</sup>   |
| I <sub>y</sub>  | 5663737624  | mm <sup>4</sup>   |
| I <sub>z</sub>  | 5663737624  | mm <sup>4</sup>   |
| A <sub>v</sub>  | 36897,97455 | mm <sup>2</sup>   |
| G               | 580,0361599 | kg/m              |
| f <sub>yk</sub> | 235         | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>tk</sub> | 360         | N/mm <sup>2</sup> |

**Tabella LI valori caratteristici Arco**

Classificazione della sezione dell'arco:

|        |      |
|--------|------|
| ε      | 1    |
| d/t    | 27,1 |
| 50*ε   | 50   |
| CLASSE | 1    |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti dell'Arco:

| elemento          | 228    | N MAX |
|-------------------|--------|-------|
| N <sub>ed</sub>   | -12652 | KN    |
| T <sub>ed</sub>   | -160   | KNm   |
| V <sub>ed z</sub> | 161    | KN    |
| M <sub>ed z</sub> | 895    | KNm   |
| V <sub>ed x</sub> | -171   | KN    |
| M <sub>ed x</sub> | -838   | KNm   |

| elemento          | 244    | V H MAX |
|-------------------|--------|---------|
| N <sub>ed</sub>   | -12224 | KN      |
| T <sub>ed</sub>   | 178    | KNm     |
| V <sub>ed z</sub> | -138   | KN      |
| M <sub>ed z</sub> | 844    | KNm     |
| V <sub>ed x</sub> | 141    | KN      |
| M <sub>ed x</sub> | -645   | KNm     |

| elemento          | 534    | V VER MAX |
|-------------------|--------|-----------|
| N <sub>ed</sub>   | -11446 | KN        |
| T <sub>ed</sub>   | 71     | KNm       |
| V <sub>ed z</sub> | 836    | KN        |
| M <sub>ed z</sub> | 783    | KNm       |
| V <sub>ed x</sub> | -72    | KN        |
| M <sub>ed x</sub> | -98    | KNm       |

| elemento          | 567    | MH MAX |
|-------------------|--------|--------|
| N <sub>ed</sub>   | -12426 | KN     |
| T <sub>ed</sub>   | -156   | KNm    |
| V <sub>ed z</sub> | 548    | KN     |
| M <sub>ed z</sub> | 1295   | KNm    |
| V <sub>ed x</sub> | -109   | KN     |
| M <sub>ed x</sub> | 963    | KNm    |

| elemento   | 570    | V H MAX |
|------------|--------|---------|
| $N_{ed}$   | -12196 | KN      |
| $T_{ed}$   | -117   | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 491    | KN      |
| $M_{ed z}$ | 1034   | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 232    | KN      |
| $M_{ed x}$ | 287    | KNm     |

| elemento   | 521    | M V MAX |
|------------|--------|---------|
| $N_{ed}$   | -11276 | KN      |
| $T_{ed}$   | 127    | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 198    | KN      |
| $M_{ed z}$ | 1872   | KNm     |
| $V_{ed x}$ | -157   | KN      |
| $M_{ed x}$ | 635    | KNm     |

Resistenza di progetto dell'arco:

|            |          |      |
|------------|----------|------|
| $N_{c,Rd}$ | 15765,5  | KN   |
| $M_{c,Rd}$ | 13932,93 | KN m |
| $V_{c,Rd}$ | 4551,107 | KN   |

Ogni verifica è soddisfatta.

Secondo NTC 2018 se la percentuale usata di resistenza a taglio è minore del 50% si possono fare le verifiche di flessione e taglio indipendentemente.

Ed è questo il caso.

Verifica alla instabilità della membratura:

| stabilità della membratura |             |    |
|----------------------------|-------------|----|
| $\lambda$                  | 0,12549752  |    |
| $\chi$                     | 1,038543749 | 1  |
| $\phi$                     | 0,489621706 |    |
| $\alpha$                   | 0,49        |    |
| $N_{b,Rd}$                 | 15765,49822 | KN |

La verifica all'instabilità della membratura viene correttamente soddisfatta.

- Travi Longitudinali

La trave principale è un profilo saldato, delle seguenti dimensioni, flange uguale a 450mm X 30mm e anima 800mm X 25mm.

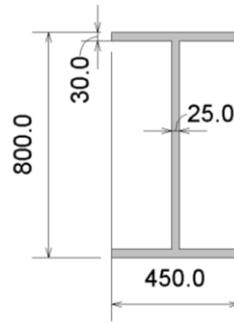


Figura 4-30 REVIT Sezione profilo saldato 450x800

|                   |              |                    |
|-------------------|--------------|--------------------|
| h                 | 800          | mm                 |
| b                 | 450          | mm                 |
| t <sub>w</sub>    | 25           | mm                 |
| t <sub>f</sub>    | 30           | mm                 |
| A                 | 45500        | mm <sup>2</sup>    |
| h <sub>i</sub>    | 740          | mm                 |
| d                 | 740          | mm                 |
| I <sub>y</sub>    | 4848316667   | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>el,y</sub> | 12120791,67  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,y</sub> | 4327250      | mm <sup>3</sup>    |
| A <sub>vz</sub>   | 19250        | mm <sup>2</sup>    |
| I <sub>z</sub>    | 456588541,7  | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>z</sub>    | 2029282,407  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,z</sub> | 3204000      | mm <sup>3</sup>    |
| S <sub>s</sub>    | -2,328427125 | mm                 |
| I <sub>t</sub>    | 5304905208   | mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>w</sub>    | 6,7535E+13   | mm <sup>6</sup>    |
| massa vol.        | 7860         | kg/m <sup>3</sup>  |
| f <sub>yk</sub>   | 355          | N/mm <sup>2</sup>  |
| f <sub>tk</sub>   | 510          | N/mm <sup>2</sup>  |
| E                 | 210          | Kn/mm <sup>2</sup> |
| G                 | 81           | Kn/mm <sup>2</sup> |

Tabella LII Valori caratteristici trave longitudinale

Classificazione della trave:

|        |            |
|--------|------------|
| ε      | 0,81361651 |
| d/t    | 29,6       |
| 72*ε   | 47,6619718 |
| CLASSE | 1          |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti delle travi longitudinali:

| elemento          | 297   | V VER MAX |
|-------------------|-------|-----------|
| N <sub>ed</sub>   | 9537  | KN        |
| T <sub>ed</sub>   | 1,2   | KNm       |
| V <sub>ed z</sub> | -1001 | KN        |
| M <sub>ed z</sub> | 1411  | KNm       |
| V <sub>ed x</sub> | -101  | KN        |
| M <sub>ed x</sub> | 197   | KNm       |

| elemento          | 286  | M V MAX |
|-------------------|------|---------|
| N <sub>ed</sub>   | 8333 | KN      |
| T <sub>ed</sub>   | 0    | KNm     |
| V <sub>ed z</sub> | 575  | KN      |
| M <sub>ed z</sub> | 1978 | KNm     |
| V <sub>ed x</sub> | -144 | KN      |
| M <sub>ed x</sub> | 189  | KNm     |

| elemento          | 331  | V H MAX |
|-------------------|------|---------|
| N <sub>ed</sub>   | 8625 | KN      |
| T <sub>ed</sub>   | 0    | KNm     |
| V <sub>ed z</sub> | -840 | KN      |
| M <sub>ed z</sub> | 1063 | KNm     |
| V <sub>ed x</sub> | 383  | KN      |
| M <sub>ed x</sub> | 656  | KNm     |

Resistenza di progetto della trave:

|                    |          |      |
|--------------------|----------|------|
| V <sub>c,Rd</sub>  | 4360,044 | KN   |
| M <sub>c,Rd</sub>  | 3094,825 | KN m |
| N <sub>pl,Rd</sub> | 13167,27 | KN   |

ogni verifica è soddisfatta

Secondo NTC 2018 se la percentuale usata di resistenza a taglio è minore del 50% si possono fare le verifiche di flessione e taglio indipendentemente.

Ed è questo il caso.

Verifica alla instabilità flessionale:

| verifica a buckling laterale         |          |     |
|--------------------------------------|----------|-----|
| $M_{cr}$                             | 154037,1 | KNm |
| C1 (coeff. schema statico)           | 1,2      | [-] |
| $\lambda_{lt}$                       | 0,167135 | [-] |
| $\phi_{LT}$                          | 0,510516 | [-] |
| $\alpha_{LT}$ fattore d'imperfezione | 0,21     | [-] |
| Coeff Riduzione $\chi_{LT}$          | 1,007152 | [-] |
| $M_{b,rd}$                           | 3911,71  | KNm |

Dimensionamento irrigidimenti d'anima da verificare solo se:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

| $h_w$ | t  | $f_{yk}$ | nu | $h_w/t$ | $72/1(235/f_{yk})^{(1/2)}$ |
|-------|----|----------|----|---------|----------------------------|
| 800   | 25 | 355      | 1  | 32      | 58,58039                   |

La verifica viene soddisfatta e non è necessario fare degli studi ulteriori per determinare gli irrigidimenti, ma a favore di sicurezza si applicheranno irrigidimenti con lastre di spessore 25mm ogni 2,5 metri.

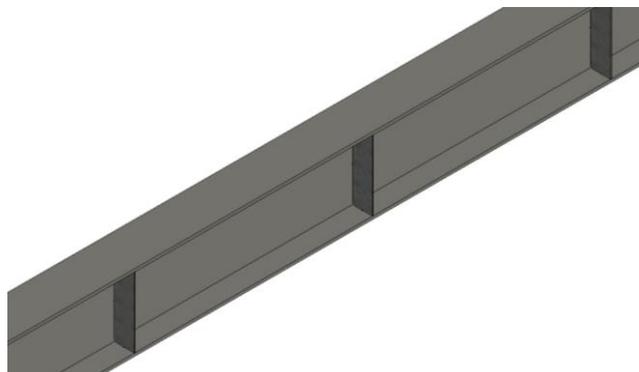


Figura 4-31 REVIT irrigidimenti ogni 2,5 metri nelle travi longitudinali

- Travi Trasversali

La trave principale è un profilo saldato, delle seguenti dimensioni, flange uguale a 450mm X 30mm e anima 700mm X 25mm.

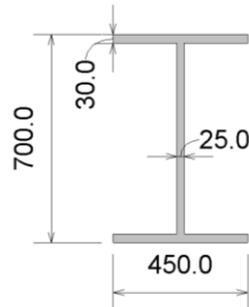


Figura 4-32 REVIT Sezione delle travi trasversali

|                   |              |                    |
|-------------------|--------------|--------------------|
| h                 | 800          | mm                 |
| b                 | 450          | mm                 |
| t <sub>w</sub>    | 30           | mm                 |
| t <sub>f</sub>    | 25           | mm                 |
| A                 | 45000        | mm <sup>2</sup>    |
| h <sub>i</sub>    | 750          | mm                 |
| d                 | 750          | mm                 |
| I <sub>y</sub>    | 4434375000   | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>el,y</sub> | 11085937,5   | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,y</sub> | 5125500      | mm <sup>3</sup>    |
| A <sub>vz</sub>   | 23250        | mm <sup>2</sup>    |
| I <sub>z</sub>    | 381375000    | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>z</sub>    | 1695000      | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,z</sub> | 2648437,5    | mm <sup>3</sup>    |
| S <sub>s</sub>    | -0,828427125 | mm                 |
| I <sub>t</sub>    | 4815750000   | mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>w</sub>    | 5,70125E+13  | mm <sup>6</sup>    |
| f <sub>yk</sub>   | 355          | N/mm <sup>2</sup>  |
| f <sub>tk</sub>   | 510          | N/mm <sup>2</sup>  |
| E                 | 210          | Kn/mm <sup>2</sup> |
| G                 | 81           | Kn/mm <sup>2</sup> |

Figura 4-33 caratteristiche travi trasversali

Classificazione sezioni:

|               |            |
|---------------|------------|
| $\epsilon$    | 0,81361651 |
| d/t           | 25         |
| $72*\epsilon$ | 47,6619718 |
| CLASSE        | 1          |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti delle travi trasversali:

| ELEMENTI   | 11   | N MAX |
|------------|------|-------|
| $N_{ed}$   | 273  | KN    |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm   |
| $V_{ed z}$ | 300  | KN    |
| $M_{ed z}$ | 743  | KNm   |
| $V_{ed x}$ | -283 | KN    |
| $M_{ed x}$ | -543 | KNm   |

| ELEMENTI   | 10  | V H MAX |
|------------|-----|---------|
| $N_{ed}$   | 254 | KN      |
| $T_{ed}$   | 0   | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 158 | KN      |
| $M_{ed z}$ | 809 | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 691 | KN      |
| $M_{ed x}$ | 622 | KNm     |

| ELEMENTI   | 125  | N MIN |
|------------|------|-------|
| $N_{ed}$   | -238 | KN    |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm   |
| $V_{ed z}$ | 424  | KN    |
| $M_{ed z}$ | 1192 | KNm   |
| $V_{ed x}$ | 27   | KN    |
| $M_{ed x}$ | -49  | KNm   |

| ELEMENTI   | 87   | M V MAX |
|------------|------|---------|
| $N_{ed}$   | -231 | KN      |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm     |
| $V_{ed z}$ | -132 | KN      |
| $M_{ed z}$ | 1254 | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 20   | KN      |
| $M_{ed x}$ | 33   | KNm     |

| ELEMENTI   | 125  | V V MAX |
|------------|------|---------|
| $N_{ed}$   | -238 | KN      |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 424  | KN      |
| $M_{ed z}$ | 1192 | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 27   | KN      |
| $M_{ed x}$ | -49  | KNm     |

Resistenza di progetto della trave:

|             |          |      |
|-------------|----------|------|
| $V_{c,Rd}$  | 4332,095 | KN   |
| $M_{c,Rd}$  | 3577,734 | KN m |
| $N_{pl,Rd}$ | 14522,73 | KN   |

Ogni verifica è soddisfatta

Secondo NTC 2018 se la percentuale usata di resistenza a taglio è minore del 50% si possono fare le verifiche di flessione e taglio indipendentemente.

Ed è questo il caso.

Verifica alla instabilità flessionale:

| verifica a buckling laterale         |          |     |
|--------------------------------------|----------|-----|
| $M_{cr}$                             | 134071,5 | KNm |
| C1 (coeff. schema statico)           | 1,2      | [-] |
| $\lambda_{lt}$                       | 5,417915 | [-] |
| $\phi_{LT}$                          | 15,72478 | [-] |
| $\alpha_{LT}$ fattore d'imperfezione | 0,21     | [-] |
| Coeff Riduzione $\chi_{LT}$          | 0,032801 | [-] |
| $M_{b,rd}$                           | 3577,734 | KNm |

Verifica all'instabilità è superata.

- Traversi dell'Arco
- I traversi sono travi IPE 400

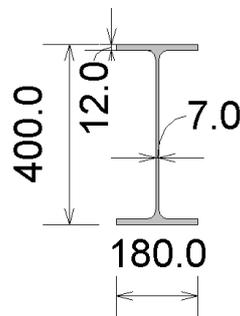


Figura 4-34 REVIT Sezione traversi del ponte



Figura 4-35 REVIT Particolare traversi superiori del ponte.

|                   |              |                    |
|-------------------|--------------|--------------------|
| h                 | 400          | mm                 |
| b                 | 180          | mm                 |
| t <sub>w</sub>    | 7            | mm                 |
| t <sub>f</sub>    | 12           | mm                 |
| A                 | 6952         | mm <sup>2</sup>    |
| h <sub>i</sub>    | 376          | mm                 |
| d                 | 376          | mm                 |
| I <sub>y</sub>    | 193647829,3  | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>el,y</sub> | 968239,1467  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,y</sub> | 347124       | mm <sup>3</sup>    |
| A <sub>vz</sub>   | 2716         | mm <sup>2</sup>    |
| I <sub>z</sub>    | 11674747,33  | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>z</sub>    | 129719,4148  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,z</sub> | 207936       | mm <sup>3</sup>    |
| S <sub>s</sub>    | -0,528427125 | mm                 |
| I <sub>t</sub>    | 205322576,7  | mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>w</sub>    | 4,38986E+11  | mm <sup>6</sup>    |
| f <sub>yk</sub>   | 355          | N/mm <sup>2</sup>  |
| f <sub>tk</sub>   | 510          | N/mm <sup>2</sup>  |
| E                 | 210          | Kn/mm <sup>2</sup> |
| G                 | 81           | Kn/mm <sup>2</sup> |

Figura 4-36 caratteristiche travi trasversali

Classificazione sezioni:

|                |            |
|----------------|------------|
| $\epsilon$     | 0,81361651 |
| d/t            | 43,372093  |
| 83* $\epsilon$ | 54,943662  |
| CLASSE         | 2          |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti delle travi trasversali:

| ELEMENTI   | 508 | N MAX |
|------------|-----|-------|
| $N_{ed}$   | 259 | KN    |
| $T_{ed}$   | 0   | KNm   |
| $V_{ed z}$ | -8  | KN    |
| $M_{ed z}$ | 32  | KNm   |
| $V_{ed x}$ | 0   | KN    |
| $M_{ed x}$ | 0   | KNm   |

| ELEMENTI   | 501 | V H MAX |
|------------|-----|---------|
| $N_{ed}$   | 143 | KN      |
| $T_{ed}$   | 0   | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 18  | KN      |
| $M_{ed z}$ | 85  | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 0   | KN      |
| $M_{ed x}$ | -5  | KNm     |

Resistenza di progetto della trave:

|             |          |      |
|-------------|----------|------|
| $V_{c,Rd}$  | 506,0633 | KN   |
| $M_{c,Rd}$  | 312,4772 | KN m |
| $N_{pl,Rd}$ | 2243,6   | KN   |

Ogni verifica è soddisfatta

Secondo NTC 2018 se la percentuale usata di resistenza a taglio è minore del 50% si possono fare le verifiche di flessione e taglio indipendentemente.

Ed è questo il caso.

- Travi che reggono lo sbalzo pedonale.

Sono travi IPE 400

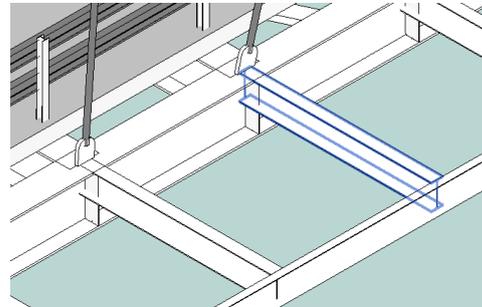
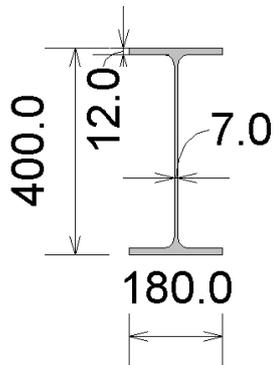


Figura 4-37 Sezione travi dello Sbalzo

Figura 4-38 Travi dello sbalzo

|                   |              |                    |
|-------------------|--------------|--------------------|
| h                 | 400          | mm                 |
| b                 | 180          | mm                 |
| t <sub>w</sub>    | 7            | mm                 |
| t <sub>f</sub>    | 12           | mm                 |
| A                 | 6952         | mm <sup>2</sup>    |
| h <sub>i</sub>    | 376          | mm                 |
| d                 | 376          | mm                 |
| I <sub>y</sub>    | 193647829,3  | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>el,y</sub> | 968239,1467  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,y</sub> | 347124       | mm <sup>3</sup>    |
| A <sub>vz</sub>   | 2716         | mm <sup>2</sup>    |
| I <sub>z</sub>    | 11674747,33  | mm <sup>4</sup>    |
| W <sub>z</sub>    | 129719,4148  | mm <sup>3</sup>    |
| W <sub>pl,z</sub> | 207936       | mm <sup>3</sup>    |
| S <sub>s</sub>    | -0,528427125 | mm                 |
| I <sub>t</sub>    | 205322576,7  | mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>w</sub>    | 4,38986E+11  | mm <sup>6</sup>    |
| f <sub>yk</sub>   | 355          | N/mm <sup>2</sup>  |
| f <sub>tk</sub>   | 510          | N/mm <sup>2</sup>  |
| E                 | 210          | Kn/mm <sup>2</sup> |
| G                 | 81           | Kn/mm <sup>2</sup> |

Figura 4-39 caratteristiche trave IPE 400 sbalzo

Classificazione sezioni:

|                |            |
|----------------|------------|
| $\epsilon$     | 0,81361651 |
| d/t            | 43,372093  |
| 83* $\epsilon$ | 54,943662  |
| CLASSE         | 2          |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti delle travi trasversali:

| ELEMENTI   | 1    | T V MAX |
|------------|------|---------|
| $N_{ed}$   | 3    | KN      |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm     |
| $V_{ed z}$ | 63   | KN      |
| $M_{ed z}$ | -102 | KNm     |
| $V_{ed x}$ | 0    | KN      |
| $M_{ed x}$ | 0    | KNm     |

Resistenza di progetto della trave:

|             |          |      |
|-------------|----------|------|
| $V_{c,Rd}$  | 506,0633 | KN   |
| $M_{c,Rd}$  | 312,4772 | KN m |
| $N_{pl,Rd}$ | 2243,6   | KN   |

Ogni verifica è soddisfatta

Secondo NTC 2018 se la percentuale usata di resistenza a taglio è minore del 50% si possono fare le verifiche di flessione e taglio indipendentemente.

Ed è questo il caso.

- Controventi sia superiori che inferiori

Per gli elementi di controventatura sono stati scelti dei profilati UPN 260

|                   |          |                 |
|-------------------|----------|-----------------|
| h                 | 260      | mm              |
| b                 | 90       | mm              |
| t <sub>w</sub>    | 14       | mm              |
| t <sub>f</sub>    | 10       | mm              |
| A                 | 4840     | mm <sup>2</sup> |
| d int             | 76       | mm              |
| I <sub>y</sub>    | 48240000 | mm <sup>4</sup> |
| W <sub>el,y</sub> | 371      | mm <sup>3</sup> |
| A <sub>vz</sub>   | 1260     | mm <sup>2</sup> |
| I <sub>z</sub>    | 3170000  | mm <sup>4</sup> |
| W <sub>z</sub>    | 47800    | mm <sup>3</sup> |
| I <sub>t</sub>    | 28870000 | mm <sup>4</sup> |

Figura 4-40 Caratteristiche della UPN 260

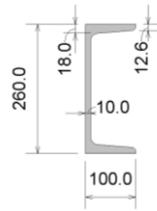


Figura 4-41 REVIT Sezione UPN260

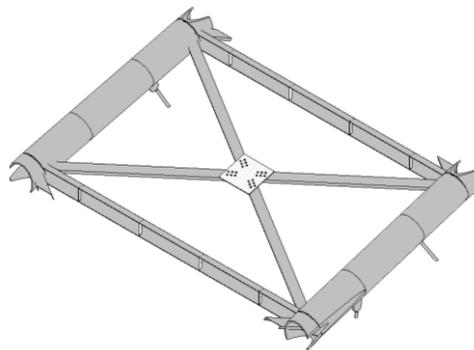


Figura 4-42 REVIT elementi di controvento UPN260

Classificazione sezioni:

|              |            |
|--------------|------------|
| $\epsilon$   | 0,81361651 |
| c/t          | 5,71428571 |
| $9*\epsilon$ | 7,32254862 |
| CLASSE       | 1          |

Azioni agli SLU più rilevanti agenti sul modello agli elementi finiti delle travi trasversali:

| ELEMENTI   | 433  | N MAX | ELEMENTI   | 433  | N MIN |
|------------|------|-------|------------|------|-------|
| $N_{ed}$   | 1122 | KN    | $N_{ed}$   | -790 | KN    |
| $T_{ed}$   | 0    | KNm   | $T_{ed}$   | 0    | KNm   |
| $V_{ed z}$ | -2   | KN    | $V_{ed z}$ | -2   | KN    |
| $M_{ed z}$ | 2    | KNm   | $M_{ed z}$ | -2   | KNm   |
| $V_{ed x}$ | 1    | KN    | $V_{ed x}$ | 0    | KN    |
| $M_{ed x}$ | 4    | KNm   | $M_{ed x}$ | 1    | KNm   |

Poiché è un elemento progettato a lavorare solo rispetto allo sforzo normale la sua resistenza è:

|             |             |    |
|-------------|-------------|----|
| $N_{pl,Rd}$ | 1465,181818 | KN |
|-------------|-------------|----|

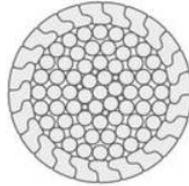
La snellezza è elevata quindi è necessario fare una verifica di stabilità alla membrana, come segue:

| stabilità della membratura |             |     |
|----------------------------|-------------|-----|
| $N_{b,Rd}$                 | 1189,863311 | KN  |
| $\chi$                     | 0,985802246 | [-] |
| $\phi$                     | 0,532798823 | [-] |
| $\alpha$                   | 0,49        | [-] |
| $\lambda$                  | 0,227887561 | [-] |

La sezione è verificata alla stabilità della membrana.

- Pendini

I pendini sono Funi in acciaio con avvolgimento spiroidale e fili zincati a caldo, sagomati a Z negli strati esterni e previene l'ingresso di agenti esterni, le sue caratteristiche lo rendono molto resistenti alla corrosione e adeguati per strallature e tensostrutture (Teci.it); in questo ponte verranno usate funi chiuse zincate di 76mm di diametro.



Cod. 75.217

Figura 4-43 Sezione fune chiusa di 76mm di diametro TECI.IT

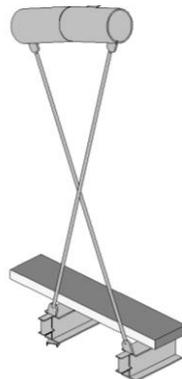


Figura 4-44 REVIT disposizione delle funi chiuse

|          |      |                   |
|----------|------|-------------------|
| $F_{yd}$ | 1670 | N/mm <sup>2</sup> |
| D        | 76   | mm                |
| A        | 3933 | mm <sup>2</sup>   |

Tabella LIII caratteristiche della fune chiusa

La unica azioni agli SLU è lo sforzo normale perché essendo un cavo ha rigidità di trazione assialmente:

|          |      |    |
|----------|------|----|
| $N_{ED}$ | 2658 | KN |
|----------|------|----|

Resistenza di progetto della fune:

|          |          |                   |
|----------|----------|-------------------|
| $F_{yd}$ | 1670     | N/mm <sup>2</sup> |
| D        | 76       | mm                |
| A        | 3933     | mm <sup>2</sup>   |
| $\gamma$ | 2        |                   |
| $N_{rd}$ | 3284,055 | KN                |

Le verifiche sono soddisfatte in più si è usato un coefficiente di sicurezza superiore a quella raccomandata dalla normativa, perché essendo elementi molto delicati è imperativo trovarsi in un ampio margine di sicurezza.

- Eccentricità data dalla azione dei pendini sull'arco

Poiché i pendini sono a una diversa inclinazione rispetto all'inclinazione dell'arco (5°), questi essendo pendini inclinati si incrocerebbero fra loro rendendo impossibile la messa in opera del ponte, per questo motivo, si è deciso di inclinarli in modo alternato di 4° e 6° rispetto alla verticale in modo di non farli incrociare fra loro, questo crea una eccentricità nelle azioni che trasmettono i pendini all'arco, quindi è necessario la loro verifica.

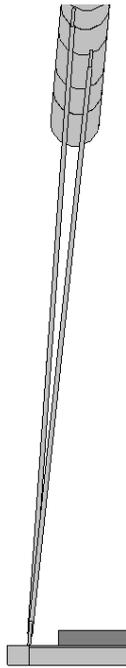


Figura 4-45 REVIT inclinazione dei pendini di +1° e -1° rispetto alla angolazione dell'arco 5°

Azione allo SLU:

|                 |          |     |
|-----------------|----------|-----|
| N <sub>ed</sub> | 2658     | KN  |
| T <sub>ed</sub> | 5,85E+08 | Nmm |

Resistenza di progetto alla torsione:

Per questa verifica bisogna ridurre la azione torcente a una tensione tangenziale massima attraverso il metodo di Bredt:

$$\tau_{max} = \frac{M_t}{2\Omega t}$$

Dopo di che è necessario confrontarlo con la tensione a taglio della sezione dell'arco:

$$\tau_{Rd} = \frac{fyd}{\sqrt{3}}$$

|              |          |                 |
|--------------|----------|-----------------|
| t            | 30       | mm              |
| eccentricità | 220      | mm              |
| R medio      | 391,5    | mm              |
| $\Omega$     | 481518,6 | mm <sup>2</sup> |
| $\tau_{max}$ | 20,24013 | Mpa             |
| $\tau_{Rd}$  | 193,6364 | Mpa             |

La resistenza alla torsione è verificata.

- soletta di calcestruzzo

la soletta di calcestruzzo sarà una soletta su lamiera grecata connessa alla trave trasversale attraverso dei pioli di collegamento.

la soletta è di 25cm di spessore composta da una lamiera grecata alta 75 mm con le greche parallele alla trave longitudinale come in immagine

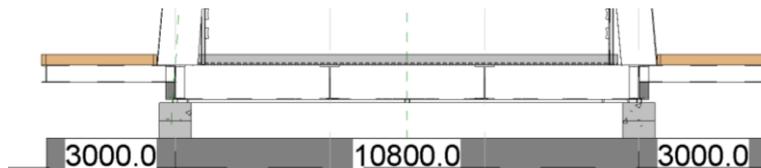


Figura 4-46 sezione soletta del ponte

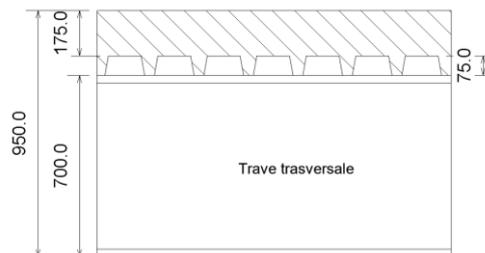


Figura 4-47 REVIT sezion soletta in cls su lamiera grecata [mm]

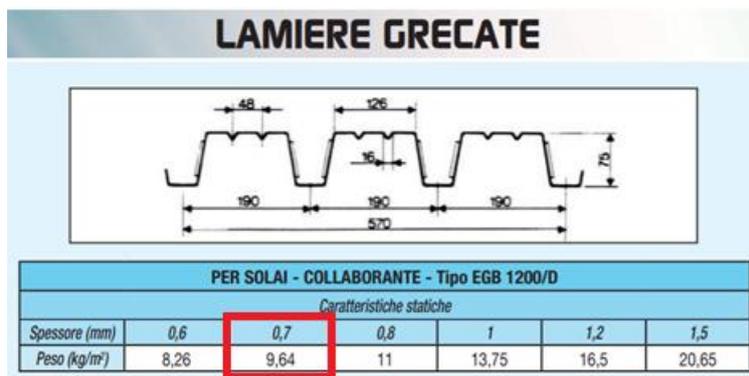


Figura 4-48 Lamiera grecata usata (sidernegri.it)

Il calcestruzzo sarà di classe C35/45 come determinato in precedenza.

secondo NTC 2018 è necessario determinare la soletta efficace collaborante secondo il seguente modello.

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove:

- $b_0$  è la distanza fra i connettori
- $L_e$  distanza fra i momenti nulli della campata circa (0.7L)
- $b_{ei}$  e la distanza minima fra  $L_e/8$  e  $b_i$  e rappresenta la lunghezza collaborando di ciascun lato della sezione, che in questo caso sono gli stessi.

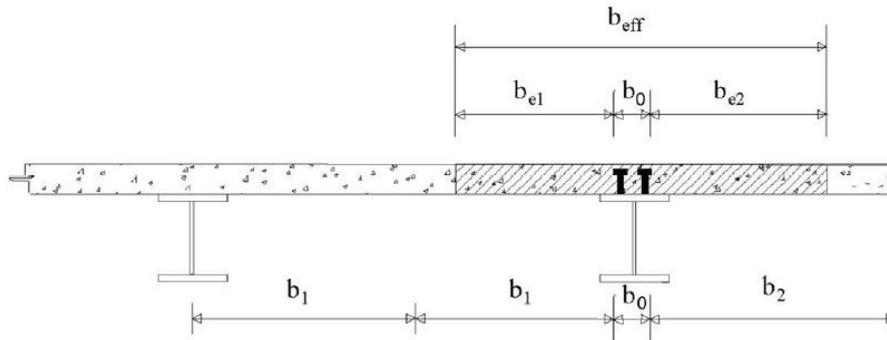


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

Figura 4-49 NTC 2018 Definizione della larghezza efficace

| L   | $L_e$ | $b_i$ | $L_e/8$ | $b_0$ | $b_{eff}$ |
|-----|-------|-------|---------|-------|-----------|
| [m] | [m]   | [m]   | [m]     | [m]   | [m]       |
| 2,5 | 1,75  | 1,25  | 0,21875 | 0,1   | 0,5375    |

- Verifica flessionale

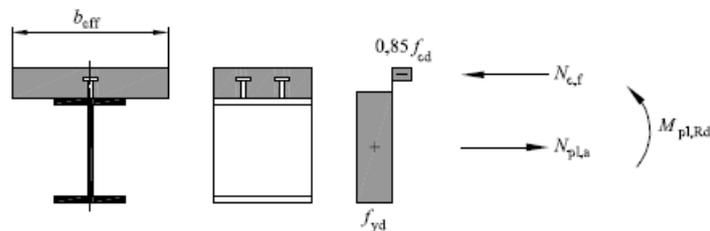


Figura 4-50 EC4.1.1 schema del momento resistente plastico

In prima approssimazione si ipotizza che l'asse neutro cada all'interno della soletta quindi lo si determina nel seguente modo:

$$\frac{x}{h_c} = \frac{R_a}{R_c}$$

Dove:

hc altezza soletta in calcestruzzo

Ra resistenza acciaio

Rc resistenza a compressione del calcestruzzo

$$R_a = \frac{A_a * f_{yk}}{\gamma_a}$$

$$R_c = \frac{0,85 * b_{eff} * h_c * f_{ck}}{\gamma_c}$$

| Aa                 | fyk   | ya   | Ra       | beff  | hc   | fck   | yc  | Rc+Ra    | x       |
|--------------------|-------|------|----------|-------|------|-------|-----|----------|---------|
| [mm <sup>2</sup> ] | [Mpa] | [-]  | [KN]     | [mm]  | [mm] | [Mpa] | [-] | [KN]     | [mm]    |
| 15057,6            | 355   | 1,05 | 5090,903 | 537,5 | 175  | 35    | 1,5 | 5087,762 | 175,108 |

quindi il momento plastico resistente sarà:

$$M_{pl,Rd} = R_a \times \left( \frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right) = 2607 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} = 1254 \text{ KNm}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

- calcolo del numero di connettori

I connettori hanno la finalità di trasmettere le forze di scorrimento della soletta verso le travi, creando così un collegamento monolitico che permette di trasmettere le sollecitazioni di progetto della struttura.

per procedere con l'analisi è necessario scegliere se progettare la connessione a completo ripristino, ovvero massimizzare la resistenza dell'elemento composito indipendentemente dalla azione, per parziale ripristino invece si intende un collegamento che ha finalità di rispettare solo le azioni di progetto.

In questo caso si procederà con la progettazione della connessione a parziale ripristino seguendo la seguente equazione, che si avvale della linearità che trascorre fra il momento resistenza della sola trave di acciaio e l'elemento composito trave- calcestruzzo come segue:

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} * F_{cf}$$

Dove:

$F_c$  è la forza di scorrimento di progetto

$F_{cf}$  è la forza di scorrimento secondo Jouraswki

$$V = F_{cf} = \int_0^{L/2} \tau \times b \times dx = \frac{T \times s}{I} \times \frac{l}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{M}{z}$$

Di conseguenza in una trave a semplice appoggio si avrà:

$$V = F_{cf} = \frac{M}{z} = \min (R_a; R_c)$$

| $R_a$    | $R_c$    | $F_{cf}$ | $M_{ed}$ | $M_{apl}$ | $M_{plRd}$ | $F_c$    |
|----------|----------|----------|----------|-----------|------------|----------|
| [KN]     | [KN]     | [KN]     | [KNm]    | [KNm]     | [KNm]      | [KN]     |
| 5090,903 | 5087,762 | 1755,833 | 1254     | 3577,734  | 2607       | 4203,097 |

Verifica dei pioli secondo NTC2018:

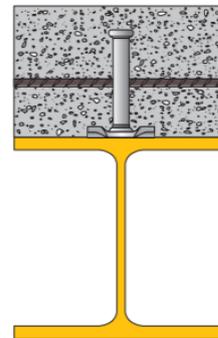
$$P_{Rd,a} = 0,8 f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0,5} / \gamma_V$$

Figura 4-51 NTC 2018 Resistenza a taglio di progetto minore fra questi due valori

Scelto un piolo di diametro 12 e altezza 125 mm, si ha una resistenza di 39.8KN  
 Come visto nella successiva scheda tecnica dei connettori.

| Codice articolo | Diametro x altezza (mm) | Peso Kg x 100 pz. | Prezzo € cad. |
|-----------------|-------------------------|-------------------|---------------|
| CTF 020         | 12 X 020                | 10,00             | 2,00          |
| CTF 025         | 12 X 025                | 11,00             | 2,00          |
| CTF 030         | 12 X 030                | 11,00             | 2,00          |
| CTF 040         | 12 X 040                | 11,00             | 2,00          |
| CTF 060         | 12 X 060                | 13,00             | 2,05          |
| CTF 070         | 12 X 070                | 14,00             | 2,15          |
| CTF 080         | 12 X 080                | 15,00             | 2,21          |
| CTF 090         | 12 X 090                | 16,00             | 2,31          |
| CTF 105         | 12 X 105                | 17,00             | 2,42          |
| CTF 125         | 12 X 125                | 19,00             | 2,68          |
| CTF 135         | 12 X 135                | 20,00             | 2,78          |



\* Per ordini di **connettori non zincati** (da saldare) aggiungere "NZ" al codice prodotto.

Figura 4-52 listino connettori Tecnaria(tecnaria.com)

| Tipologia     | Esempio | Connettore                                     | Resistenza di progetto P <sub>Rd</sub> | Comportamento del connettore |
|---------------|---------|--|--|------------------------------|
| Soletta piena |         | CTF040<br>CTF060<br>CTF070                     | 30.9 kN                                | Rigido                       |
|               |         | CTF080<br>CTF090<br>CTF105<br>CTF125<br>CTF135 | 39.8 kN                                | Duttile                      |

Figura 4-53 caratteristiche meccaniche pioli CTF tecnaria(tecnaria.com)

Calcolo dei numeri di connettori:

| Fc       | Prd  | n°Pioli | n°/m |
|----------|------|---------|------|
| [KN]     | [KN] | [-]     | [-]  |
| 4203,097 | 39,8 | 106     | 20   |

Disposizione dei pioli:

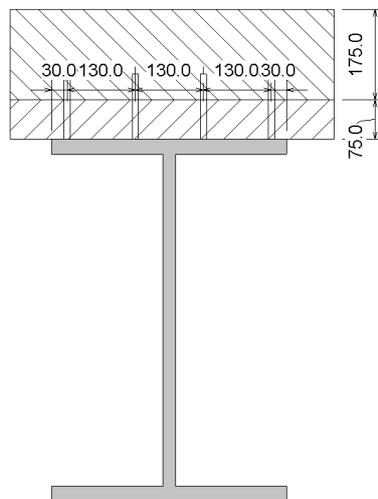


Figura 4-54 Disposizione trasversale dei pioli

La disposizione trasversale a 130mm per quattro pioli da una distanza di 30 mm dal limite della piattabanda, longitudinalmente invece è ogni 190 mm secondo le limitazioni delle normative NTC2018:

$$5d \leq s \leq \min \left( 800mm; 22 * t_f * \sqrt{235/f_{yk}} \right)$$

- Valutazione della minima armatura trasversale

Per la progettazione della soletta di calcestruzzo è necessario tenere conto della armatura trasversale alla direzione dei pioli perché, nella interazione trave d'acciaio e calcestruzzo nascono delle sovratensioni eccessive che possono

mandare in crisi locale la soletta, per questo motivi è necessario una armatura trasversale che distribuisca queste tensioni locali su tutta la soletta.

La normativa EN 1992.1.1-6.2.4 ( EC2) da indicazioni al riguardo attraverso una soluzione di puntoni e tiranti (Strut and Tie Model), come segue:

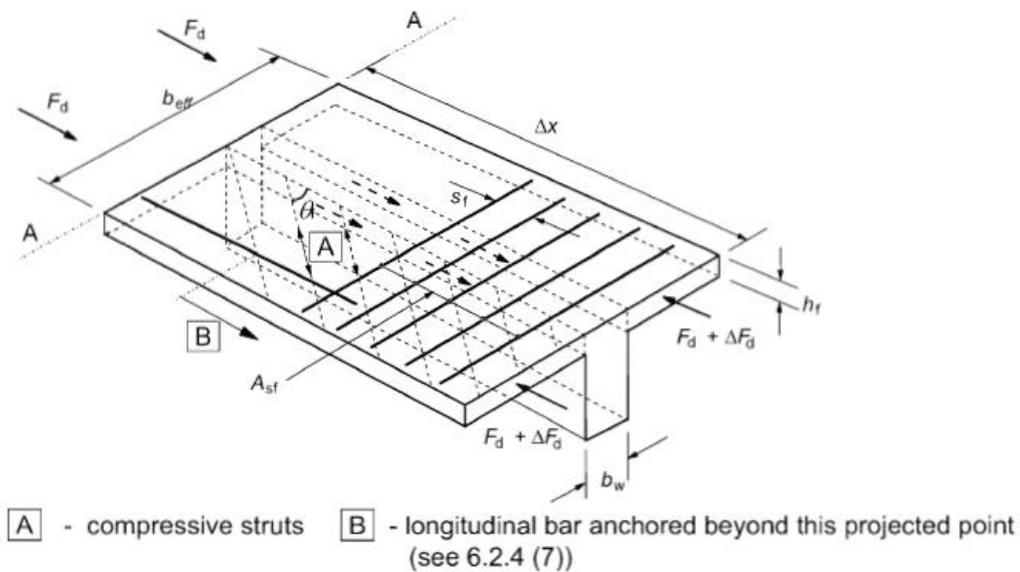


Figura 4-55 EN1992.1.1 distribuzione armatura longitudinale

Dove:

$h_i$  è lo spessore soletta collaborante

$\Delta_x$  è la lunghezza della soletta

$\Delta F_d$  è la variazione di forza lungo la soletta

Di conseguenza il taglio trasmesso è il seguente:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / h_f \times \Delta x$$

Nel caso del ponte in esame,  $\Delta F_d$  è la metà di  $F_c$  valutato precedentemente perché a metà campata della trave, il taglio sull'elemento si annulla, quindi è possibile verificare una variazione di sforzo tangenziale.

Tenendo in mente, comunque di non superare la resistenza a taglio del calcestruzzo:

$$v_{Ed} \leq 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * \sin(\theta_f) * \cos(\theta_f)$$

Dove:

$\theta_f$  è l'angolo fra i puntoni e la trave longitudinale ed è limitato come segue:

$$1 \leq \cotg(\theta_f) \leq 2.$$

Considerando  $\cotg(\theta_f) = 2$  si ottiene lo seguente:

| $\Delta F_s$ | $\Delta x$ | $h_f$ | $v_{Ed}$ | $f_{ck}$ | $\gamma_c$ | $\theta_f$ | $v_{Edmax}$ |
|--------------|------------|-------|----------|----------|------------|------------|-------------|
| [KN]         | [mm]       | [mm]  | [Mpa]    | [Mpa]    | [-]        | [gradi]    | [Mpa]       |
| 2727,125     | 5300       | 175   | 2,940297 | 35       | 1,5        | 26,5       | 4,807687    |

Il minimo valore di armatura necessario per garantire la corretta trasmissione delle tensioni dalla trave alla soletta viene valutata dalla seguente equazione:

$$\frac{A_{sf} * f_{sk}}{\gamma_s * s_f} \geq \frac{v_{Ed} * h_f}{\cotg(\theta_f)}$$

usando delle barre di armatura B450C si avrà:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq 655,7 \frac{mm^2}{m}$$

questo è un valore di riferimento come limite inferiore da confrontare con la armatura necessaria della soletta.

- Verifica sismica

la verifica sismica si realizzerà dopo che l'analisi sismica fatta mediante il software SAP2000 è stata risolta ed ha prodotto e tutti gli elementi sono verificati

alle azioni sismiche, e le seguenti azioni equivalenti sono le azioni agli appoggi, e sono le più condizionanti rispetto alle azioni orizzontali allo SLU:

|    | appoggi sx  |          | Appoggi dx |            |
|----|-------------|----------|------------|------------|
|    | Fixed joint | UT joint | UL joint   | Free joint |
|    | [KN]        | [KN]     | [KN]       | [KN]       |
| Fx | 4445        | -4449    | 0          | 0          |
| Fy | 2617        | 0        | -1589      | 0          |
| Fz | 4276        | 4275     | 4037       | 4036       |

Di conseguenza si è deciso di usare degli appoggi **EDU 16000/100-4800** con le seguenti caratteristiche:

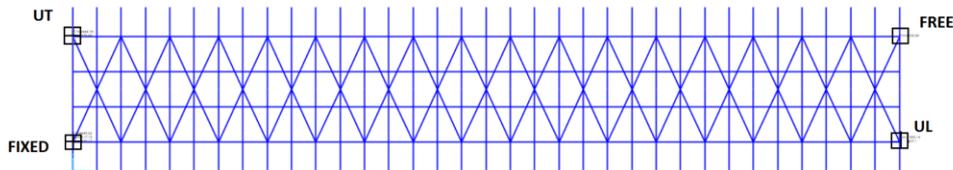


Figura 4-56 SAP 2000 Disposizione degli appoggi

VALIDO PER APPOGGI SIA LONGITUDINALI CHE TRASVERSALI. EDU\_H30%

| SIGLA              | N [kN] | V [kN] | LxL [mm] | Zanche |         |         | Piastra di scorr.to |        | Perni   |         |           | W [kg] |
|--------------------|--------|--------|----------|--------|---------|---------|---------------------|--------|---------|---------|-----------|--------|
|                    |        |        |          | N.     | Fz [mm] | Iz [mm] | A [mm]              | B [mm] | Fp [mm] | sp [mm] | Htot [mm] |        |
| EDU 14000/100-4200 | 14000  | 4200   | 1040     | 4      | 100     | 900     | 830                 | 1020   | 250     | 36      | 222       | 1508   |
| EDU 16000/100-4800 | 16000  | 4800   | 1100     | 4      | 100     | 860     | 860                 | 1050   | 300     | 36      | 229       | 1692   |
| EDU 18000/100-5400 | 18000  | 5400   | 1165     | 4      | 100     | 925     | 925                 | 1115   | 300     | 40      | 246       | 2030   |

**LEGENDA**

- N: Carico verticale in condizioni SLU.
- H: Carico orizzontale in condizioni SLU.
- LxL: Dimensioni in pianta.
- N.: Numero di zanche.
- Fz: Diametro delle zanche.
- Iz: Interasse tra le zanche.
- A: Lunghezza della piastra di scorrimento nella direzione ortogonale rispetto allo spostamento.
- B: Lunghezza della piastra di scorrimento nella direzione dello spostamento.
- Fp: Diametro del perno.
- sp: Altezza del perno.
- Htot: Altezza totale dell'appoggio.
- W: Peso dell'appoggio.

Queste dimensioni degli appoggi sono valide quando la superficie inferiore è realizzata in calcestruzzo C28/35. Spostamento  $\pm 50$  mm, rotazione  $\pm 0,01^\circ$ .

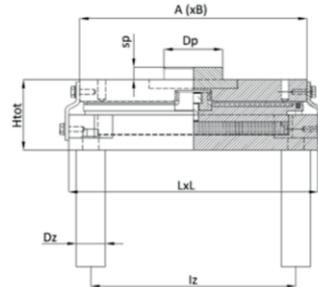


Figura 4-57 Caratteristiche meccaniche e fisiche degli appoggi  
(<https://www.sommainternational.com/wp-content/uploads/2020/10/POT-ITA.pdf>)

## 4.5. VERIFICHE SLE

Le verifiche allo stato limite nell'acciaio sono verifiche che riguardano alla deformazione che possono raggiungere gli elementi in acciaio, e che queste siano compatibili con le esigenze dei veicoli e pedoni.

- Verifica agli stati limiti di esercizio della struttura portante.

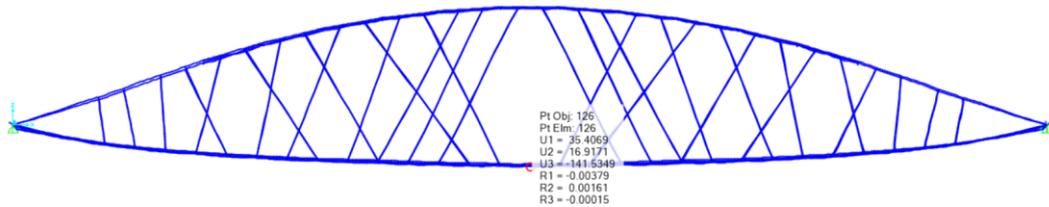


Figura 4-58 SAP 2000 deformato massima del ponte

Il limite di deformazione è  $L/500$

| L     | $\delta_{max}$ | $\delta$ |
|-------|----------------|----------|
| [mm]  | [mm]           | [mm]     |
| 85000 | 170            | 142      |

Le condizioni sono state verificate correttamente.

- Verifiche delle tensioni nel calcestruzzo

Poiché l'impalcato è in calcestruzzo C35/40 su una lamiera grecata, secondo NTC 2018 per limitare il comportamento di viscosità della soletta e poter trattarla come un processo lineare:

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_s = f_{ck}$$

Gli stati tensionali nelle diverse fasi di vita utile della struttura saranno verificati anche in funzione del loro comportamento relativo agli effetti a cui è soggetto il calcestruzzo nel tempo, secondo NTC2018

Il fenomeno il quale sarà indagato è la viscosità e il ritiro, secondo UNI EN 1994.1.1 in cui il fattore di omogenizzazione  $n_L$  è:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t)$$

Dove:

$n_0$  è il coefficiente di omogenizzazione a breve durata

$\psi_L$  moltiplicatore che dipende dal tipo di carico applicato, 1,1 per carichi permanenti; 0,55 per effetto di ritiro e zero per azioni variabili.

$\varphi_t$  è il coefficiente di viscosità in funzione della età del calcestruzzo e dal momento in cui è stato applicato il carico.

questa funzione si basa su dati empirici e può essere determinata come segue:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

In questa funzione il primo fattore rappresenta un valore base in funzione delle condizioni di contorno come la umidità dell'ambiente, le caratteristiche del materiale e la forma della sezione della soletta:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

Dove:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0,46 * (h/h_0)^{1/3}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm}/f_{cm,0})^{0,5}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0/t_1)^{0,2}}$$

|          |     |     |     |     |       |       |       |          |      |        |       |      |
|----------|-----|-----|-----|-----|-------|-------|-------|----------|------|--------|-------|------|
| t0       | RH  | RH0 | h   | h0  | fck   | fcM   | fcM0  | t1       | φRH  | β(fcM) | β(t0) | φ(0) |
| [giorni] | [%] | [%] | [-] | [-] | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] | [giorni] | [-]  | [-]    | [-]   | [-]  |
| 28       | 70  | 100 | 350 | 100 | 35    | 43    | 10    | 1        | 1,42 | 2,55   | 0,48  | 1,78 |

Per riuscire a determinare l'andamento della viscosità nel tempo si userà la seguente equazione.

$$\beta_c(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 150 * \left[ 1 + \left( 1,2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] * \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500$$

La funzione di viscosità sarà dunque la seguente:

|                      |          |          |          |     |     |     |     |     |          |        |
|----------------------|----------|----------|----------|-----|-----|-----|-----|-----|----------|--------|
| Fase                 | t        | t0       | t1       | RH  | RH0 | h   | h0  | bRH | βc(t-t0) | φt-t0) |
| [-]                  | [giorni] | [giorni] | [giorni] | [%] | [%] | [-] | [-] | [-] | [-]      | [-]    |
| carico permanente q2 | 28       | 28       | 1        | 70  | 100 | 350 | 100 | 776 | 0        | 0      |
| Apertura al Traffico | 56       | 28       | 1        | 70  | 100 | 350 | 100 | 776 | 0,36     | 0,65   |
| Fine vita utile      | 27375    | 28       | 1        | 70  | 100 | 350 | 100 | 776 | 0,99     | 1,76   |

I valori dei coefficienti di omogenizzazione per i diversi tipi di carico sono i seguenti:

|                   |      |              |             |           |
|-------------------|------|--------------|-------------|-----------|
|                   |      | t= 28 giorni | t=56 giorni | t=75 anni |
| nL                | psi  | fi=0         | fi=0,65     | fi=1,77   |
| Carico permanente | 1,1  | 6,06         | 10,41       | 17,87     |
| Ritiro            | 0,55 | 6,06         | 8,24        | 11,97     |
| Azioni variabili  | 0    | 6,06         | 6,06        | 6,06      |

Ora è possibile determinare il comportamento della soletta composita e poiché le dimensioni delle greche della lamiera ha una altezza di 75 mm e la soletta complessiva è di 250 mm quindi si considererà 175mm di calcestruzzo come soletta collaborante.

Si studierà solo le tensioni massime che nasceranno nell'estradosso della soletta e nell'intradosso della trave.

#### Fase 1

La prima fase di carico prevede il carico proprio della trave e il carico del getto, di conseguenza, visto che le azioni allo SLU sono verificati anche questa fase è verificata perché la trave è meno caricata.

#### Fase 2

Durante la seconda fase, a 28 giorni, si studia la soletta collaborante sotto il carico sia strutturale e non strutturale tenendo conto del coefficiente di omogeneizzazione.

è necessario verificare e trovare l'asse neutro della sezione composita.

$$\frac{b_{eff} * x^2}{2} = n_L * A_a * \left(\frac{h}{2} + h_c - x\right)$$

$$I_{comp} = I_a + A_a * \left(\frac{h}{2} + h_c - x\right)^2 + \frac{b_{eff} * x^3}{3 * n_L}$$

| nL       | Aa     | beff | h/2  | hc   | x    | I comp     |
|----------|--------|------|------|------|------|------------|
| [-]      | [mm^2] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm^4]     |
| 6,067416 | 45000  | 830  | 400  | 175  | 368  | 8635041533 |

| g2 | Mg2   | σ 2      | σ 2     |
|----|-------|----------|---------|
| KN | [KNm] | [Mpa]    | [Mpa]   |
| 10 | 22    | 23,65478 | -1,1598 |

Dopo i 28 giorni in cui il calcestruzzo ha raggiunte le caratteristiche meccaniche ottimali, quindi si avrà le seguenti tensioni, la sommatoria delle tensioni della fase 1 e della fase 2:

|             |            |                   |                   |
|-------------|------------|-------------------|-------------------|
| $\sigma_s$  | $\sigma_c$ | $\sigma_{s \max}$ | $\sigma_{c \min}$ |
| [Mpa]       | [Mpa]      | [Mpa]             | [Mpa]             |
| 67,22178036 | -1,1598    | 355               | -21               |

Fase 3

La fase tre si effettua per analizzare la struttura all'apertura del ponte al traffico, quindi è necessario considerare le azioni variabili date dai veicoli,

Carico permanente non strutturali  $G_2(n_L=10.4)$

La valutazione dei carichi non strutturali dovrà essere nuovamente valutata perché ora si considera il calcestruzzo a 28 giorni quindi dopo che ha sviluppato la viscosità, quindi c'è una redistribuzione interna degli sforzi fra la trave e la soletta.

Di conseguenza si verifica un abbassamento dell'asse neutro, quindi si userà la seguente equazione:

$$A_c * \left(x - \frac{h_c}{2}\right) = n_L * A_a * \left(\frac{h}{2} + h_c - x\right)$$

$$I_{comp} = I_a + \frac{I_c}{n_L} + A_a * \left(\frac{h}{2} + h_c - x\right)^2 + \frac{A_c}{n_L} * (x - h_c)^2$$

| nL       | Aa                 | beff | h/2  | hc   | x    | Ac                 | lc                 | I comp             |
|----------|--------------------|------|------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| [-]      | [mm <sup>2</sup> ] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm <sup>2</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] |
| 10,41774 | 45000              | 830  | 400  | 175  | 460  | 145250             | 370690104,2        | 6197567281         |

|      |       |              |              |
|------|-------|--------------|--------------|
| g2   | Mg2   | $\sigma_s$ 2 | $\sigma_c$ 2 |
| [KN] | [KNm] | [Mpa]        | [Mpa]        |
| 10   | 22    | 32,64        | -1,37        |

Carichi variabili ( $n_L = 6,06$ )

Per lo studio dei carichi variabili si userà la combinazione caratteristica dove il carico dovuto al traffico è quello dominante rispetto gli altri carichi.

| nL   | Aa                 | beff | h/2  | hc   | x    | Ac                 | lc                 | I comp             |
|------|--------------------|------|------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| [-]  | [mm <sup>2</sup> ] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm <sup>2</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] |
| 6,06 | 45000              | 830  | 400  | 175  | 460  | 145250             | 370690104,2        | 2600694285         |

| Mq    | nL   | x    | I comp             | σ 3        | σ 3      |
|-------|------|------|--------------------|------------|----------|
| [Mpa] | [-]  | [mm] | [mm <sup>4</sup> ] | [Mpa]      | [Mpa]    |
| 430   | 6,06 | 405  | 7063986403         | 39,2625331 | -20,0878 |

I limiti vengono rispettati anche in questa condizione.

Fase 4 (stato di fine vita utile)

questa fase viene verificata alla età di 75 anni, quindi si dovrà verificare nuovamente rispetto ai carichi permanenti e considerando l'effetto della viscosità (nL=17.9).

| nL       | Aa                 | beff | h/2  | hc   | x    | Ac                 | lc                 | I comp             |
|----------|--------------------|------|------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| [-]      | [mm <sup>2</sup> ] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm <sup>2</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] | [mm <sup>4</sup> ] |
| 17,87904 | 45000              | 830  | 400  | 175  | 500  | 145250             | 370690104,2        | 1131960061         |

| Mq    | nL   | x    | I comp             | sigs  | sigc   |
|-------|------|------|--------------------|-------|--------|
| [Mpa] | [-]  | [mm] | [mm <sup>4</sup> ] | [Mpa] | [Mpa]  |
| 430   | 6,06 | 500  | 1131960061         | 20,89 | -1,614 |

I limiti sono verificati.

- Calcolo dell'armatura trasversale rispetto agli effetti locali della soletta

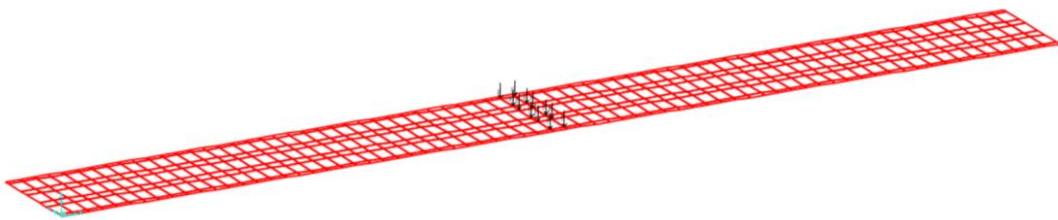
Per la modellazione della soletta collaborante si è scelto di prendere in considerazione le azioni viaggianti dati dalle corsie convenzionali secondo NTC 2018, poiché la impronta della soletta a contatto è 40 mm<sup>2</sup> e una dispersione di 45°, si considera la dispersione in mezzeria della soletta dopo la dispersione delle tensioni considerando una 87.5 mm<sup>2</sup>

| a    | h pav | h soletta | b    |
|------|-------|-----------|------|
| [mm] | [mm]  | [mm]      | [mm] |
| 400  | 150   | 175       | 875  |

la tensione verticale è  $195,9 \text{ KN/m}^2$ .

La modellazione rappresenta solo della corsia in calcestruzzo armato su appoggi di rigidità correlata alla rigidezza del nodo dei pendini, ogni elemento è stato modellato con elementi shell considerando i copriferro delle armature quindi di spessore 175mm e copriferro superiore di 30mm e inferiore di 20mm perché essendo presente una lamiera grecata li agenti esterni non hanno la possibilità di infiltrazione, di conseguenza si è proceduto con l'analisi, grazie alla quale è stato possibile determinare sia l'armatura longitudinale che trasversale della soletta sia nell'estradosso che all'intradosso, la lamiera grecata sarà considerata come elemento di armatura longitudinale, perché queste ultime sono disposte con le greche longitudinalmente.

Distribuzione dei carichi:



**Figura 4-59 SAP 2000 Applicazione dei carichi secondo le corsie convenzionali**

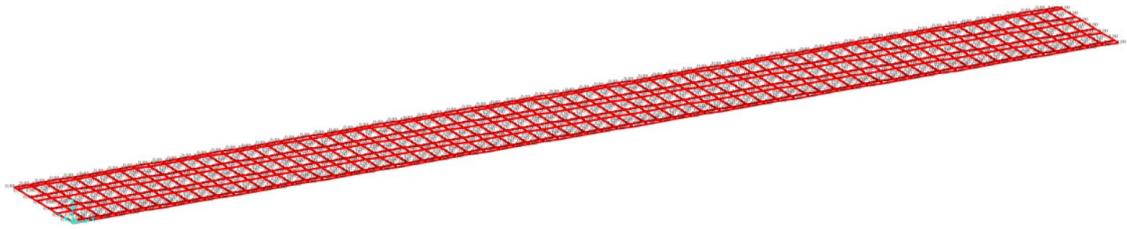


Figura 4-60 SAP 2000 Applicazione dei carichi distribuiti relativi alle corsie convenzionali

Distribuzione delle azioni tangenziali sull'impalcato:

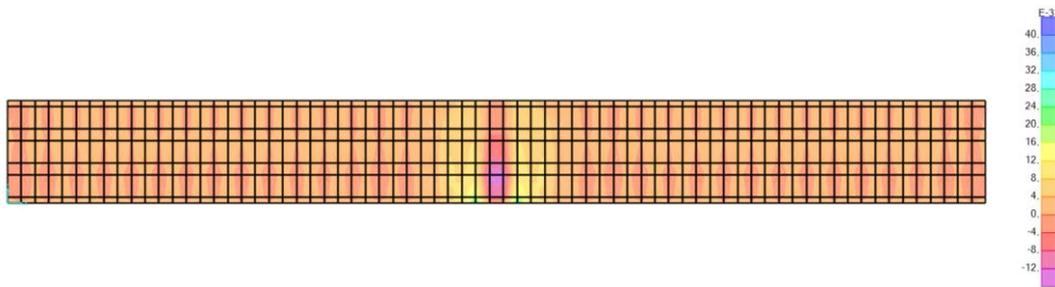


Figura 4-61 SAP 2000 Distribuzione delle tensioni massime sull'estradosso dell'impalcato [Kn/mm]

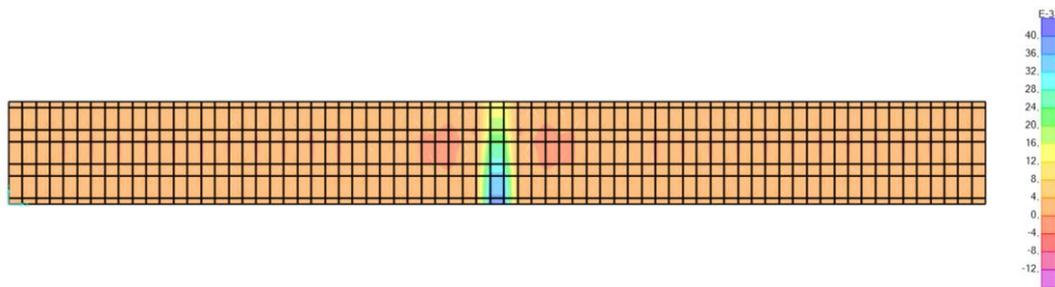


Figura 4-62 SAP 2000 Distribuzione delle tensioni massime all'infradosso dell'impalcato [Kn/mm]

Armatura necessaria sull'impalcato:

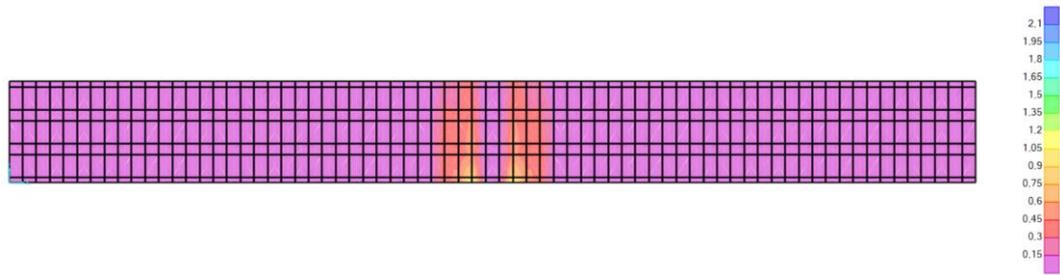


Figura 4-63 SAP 2000 Distribuzione dell'armatura longitudinale all'estradosso necessaria [mm<sup>2</sup>/mm]

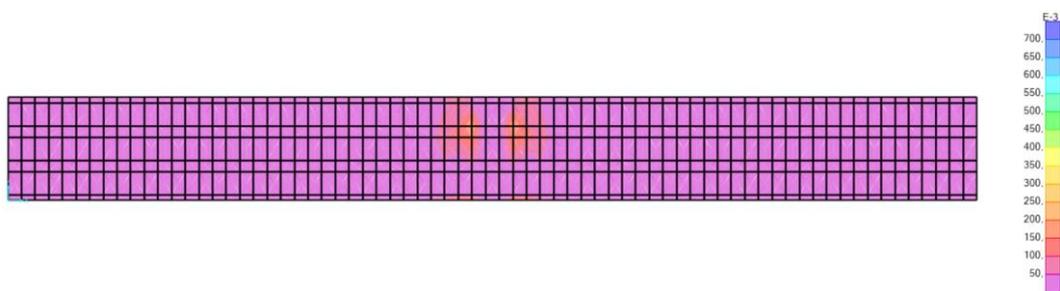


Figura 4-64 SAP 2000 Distribuzione dell'armatura trasversale all'estradosso necessaria [mm<sup>2</sup>/mm]

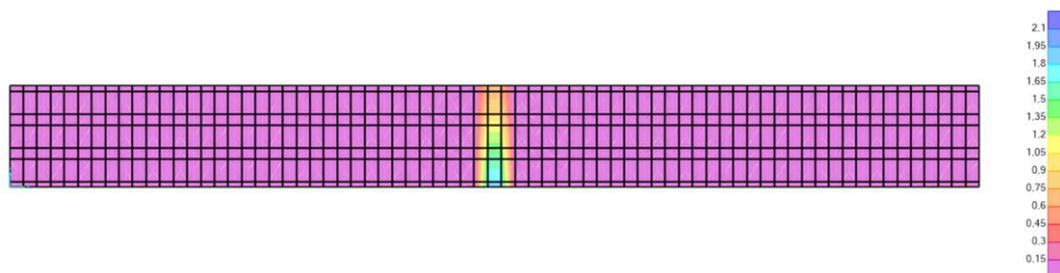


Figura 4-65 SAP 2000 Distribuzione dell'armatura longitudinale all'intradosso necessaria [mm<sup>2</sup>/mm]

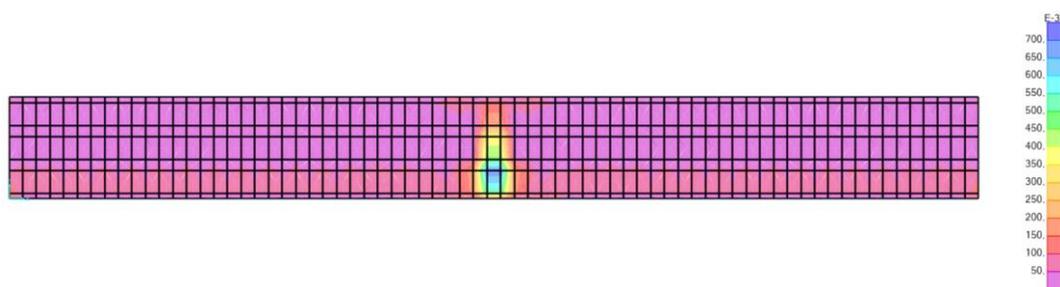


Figura 4-66 SAP 2000 Distribuzione dell'armatura trasversale all'intradosso necessaria [mm<sup>2</sup>/mm]

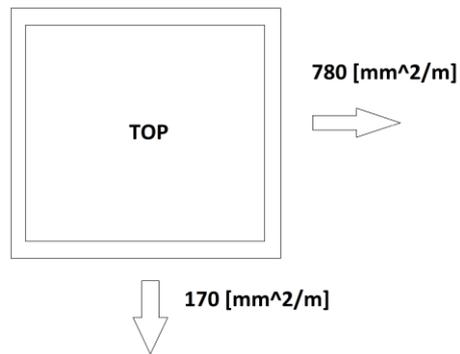


Figura 4-67 Distribuzione dell'armature superiore

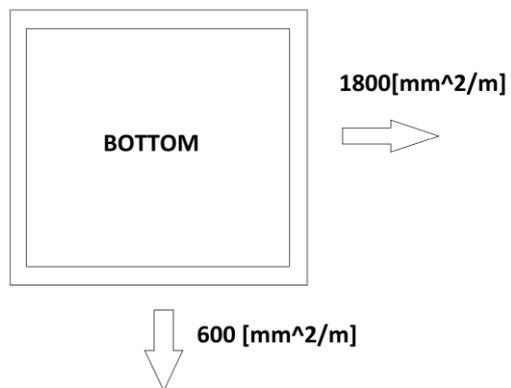


Figura 4-68 Distribuzione

dell'armatura inferior

| $\phi$ | Area               |
|--------|--------------------|
| [mm]   | [mm <sup>2</sup> ] |
| 14     | 153,94             |
| 16     | 201,06             |

Tenendo in considerazione gli effetti dinamici delle azioni date dal traffico si tiene conto di un incremento delle azioni del 30% si sono determinate le seguenti armature:

|        | top           |             | bottom        |             |
|--------|---------------|-------------|---------------|-------------|
|        | longitudinale | trasversale | longitudinale | trasversale |
| $\phi$ | passo         | passo       | passo         | passo       |
| [mm]   | [mm]          | [mm]        | [mm]          | [mm]        |
| 14     | -             | 250         | -             | -           |
| 16     | 250           | -           | 100           | 250         |

-

- Verifica di fessurazione

Secondo NTC 2018 4.1.2.2.4 ci sono le seguenti limitazioni delle fessure:

| w1   | w2   | w3   |
|------|------|------|
| [mm] | [mm] | [mm] |
| 0,2  | 0,3  | 0,4  |

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

| Gruppi di Esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura               |            |                             |            |
|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------|-----------------------------|------------|
|                    |                       |                        | Sensibile Stato limite | $w_k$      | Poco sensibile Stato limite | $w_k$      |
| A                  | Ordinarie             | frequente              | apertura fessure       | $\leq w_2$ | apertura fessure            | $\leq w_3$ |
|                    |                       | quasi permanente       | apertura fessure       | $\leq w_1$ | apertura fessure            | $\leq w_2$ |
| B                  | Aggressive            | frequente              | apertura fessure       | $\leq w_1$ | apertura fessure            | $\leq w_2$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione         | -          | apertura fessure            | $\leq w_1$ |
| C                  | Molto aggressive      | frequente              | formazione fessure     | -          | apertura fessure            | $\leq w_1$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione         | -          | apertura fessure            | $\leq w_1$ |

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Figura 4-69 NTC 2018 Criterio di scelta dello stato limite di fessurazione

La limitazione della fessura viene limitata dalla categoria di esposizione della soletta, visto che questa è di classe XS1 il limite di fessurazione sarà di classe w1.

dove:

| W<br>longitudinale<br>max | W<br>trasversale<br>max | w1   |
|---------------------------|-------------------------|------|
| [mm]                      | [mm]                    | [mm] |
| 0,1324                    | 0,0853                  | 0,2  |

Limitazione ampiamente verificata, in più grazie alla presenza del blinder superficiale e della lamiera grecata, l'infiltrazione di agenti esterni è limitata.

- Verifica a fatica

Il ponte essendo una struttura soggetta a carichi ciclici molto frequenti durante la sua vita utile è necessario verificare il suo comportamento alla fatica, in particolare sarà necessario verificare le condizioni presenti nel NTC 2018 dove dovrà essere verificato che:

$$\Delta d \leq \Delta d / \gamma_{Mf}$$

Dove:

- $\Delta d$  è l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica relativa ad un coefficiente di sicurezza paria 1,00;
- $\Delta R$  è la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta;
- $\gamma_{Mf}$  è il coefficiente di sicurezza che dipende dal tipo di elemento considerato nella verifica e dalla sensibilità della struttura alla rottura a fatica. In particolare, i diversi valori sono riportati nella tabella seguente, presente all'interno dell'EC3-1-9:

**Table 3.1: Recommended values for partial factors for fatigue strength**

| Assessment method | Consequence of failure |                  |
|-------------------|------------------------|------------------|
|                   | Low consequence        | High consequence |
| Damage tolerant   | 1,00                   | 1,15             |
| Safe life         | 1,15                   | 1,35             |

Figura 4-70 EN 1993.1.9 coefficiente disicurezza

Per la verifica a fatica è necessario seguire la normativa EN 1993.2.

Attraverso questo metodo il ponte dovrà essere caricato con un sistema di 4 assi con carichi di 120 kN per asse rispettando una distanza di 6 metri fra la prima coppia di assi e la seconda, come in immagine:

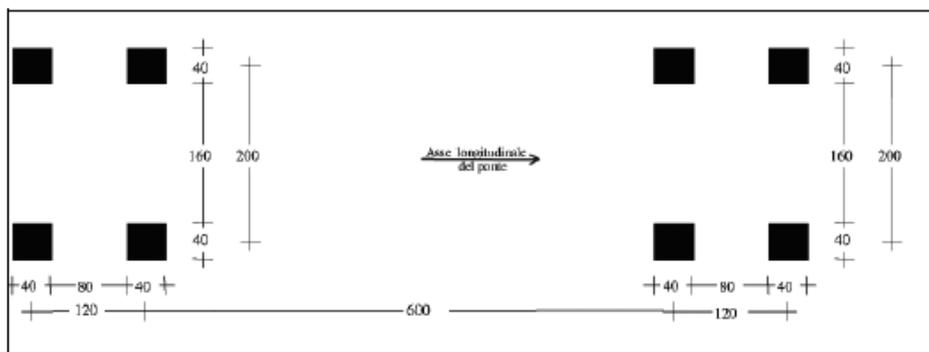


Fig. 5.1.5 - Modello di carico di fatica. 3

Figura 4-71 NTC 2018 modello di carico a fatica

Nota il modello di carico del ponte, si dovrà valutare il  $\Delta\sigma_d$  che verrà calcolato con la seguente espressione:

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{E2} = \lambda \Phi \Delta\sigma_p$$

Dove:

- $\lambda$  è il coefficiente di danno equivalente ed è pari a  $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max}$

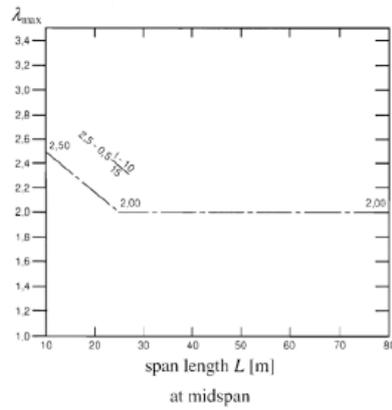


Figura 4-72 EN 1993.1.9 andamento del coefficiente di danno in funzione della lunghezza del ponte

- $\Phi$  è il coefficiente che tiene conto degli effetti dinamici, poiché nel FLM3 sono già considerati gli effetti dinamici si considera pari a 1.
- $\Delta\sigma_p$  è la maggiore escursione tensionale prodotta dal FLM3

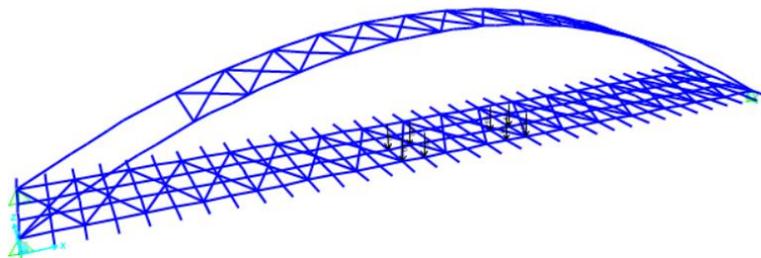


Figura 4-73 SAP 2000 Distribuzione dei carichi

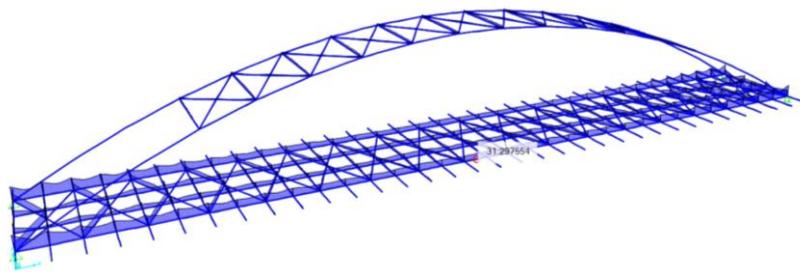


Figura 4-74 SAP 2000 Tensioni massime nelle sezioni degli elementi [MPa]

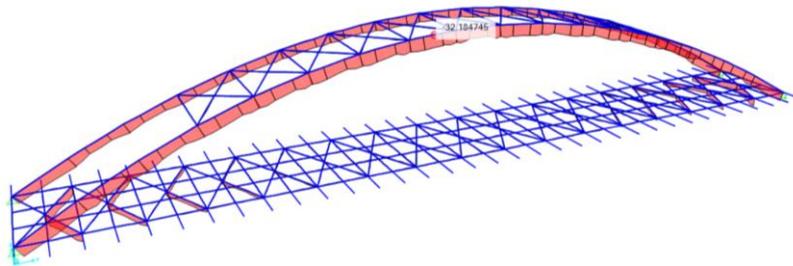


Figura 4-75 SAP 2000 tensioni minime nelle sezioni degli elementi

| $\sigma_{max}$ | $\sigma_{min}$ | $\Delta\sigma_p$ |
|----------------|----------------|------------------|
| [Mpa]          | [Mpa]          | [Mpa]            |
| 34,74          | -0,127         | 34,867           |

|                  |  |  |   |
|------------------|--|--|---|
| 80 (a)<br>71 (b) |  | Attacchi trasversali<br><br>6) Saldati a una piastra<br>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta<br>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda<br><br>(a) $l \leq 50$ mm<br>(b) $50 < l \leq 80$ mm<br><br>Le classi sono valide anche per nervature anulari | 6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti<br><br>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali |
|------------------|--|--|---|

Tab.C4.2.XV - NTC2018

Figura 4-76 NTC 2018 classe di fatica delle sezioni

Tutti gli elementi sono verificati per la classe 80, perché tutte le sezioni degli elementi sono sotto i 30mm di spessore.

| $\Phi$ | $\lambda$ | $\Delta\sigma_p$ | $\Delta\sigma_d$ | $\gamma_{mf}$ | $\Delta\sigma_R$ | $\Delta\sigma_R/\gamma_{mf}$ |
|--------|-----------|------------------|------------------|---------------|------------------|------------------------------|
| 1      | 2         | 31,867           | 63,734           | 1,15          | 80               | 69,56522                     |

La variazione di tensioni alla fatica è stata verificata.

- Verifica nei confronti dei fenomeni aeroelastici

Il vento oltre a produrre dei carichi diretti alla struttura, ha la capacità di agire sulle strutture causando effetti aerodinamici, questo tipo di comportamenti dipendono da fattori come la forma dell'elemento su cui il vento si abbatte, sulla scabrezza della superficie degli elementi, sulla loro snellezza, sulla velocità de vento stesso, soprattutto quando gli elementi hanno una snellezza molto elevata e una superficie curva.

queste azioni rappresentano il valore di picco esercitati dal vento, e sono fenomeni che se le strutture sono più lunghi e flessibile e con poche capacità smorzanti, le azioni possono causare un progressivo incremento delle forze agenti.

Quando il vento diventa troppo forte può causare dei vortici attorno agli elementi, producendo delle variazioni di pressione localizzata e di conseguenza oscillazioni degli elementi, che potrebbe portare a agire sulla completa struttura come elemento eccitante, mandando in risonanza tutta la struttura.

- Aerodinamica delle costruzioni

Se si prende in considerazione una struttura all'immerso nel vento, questo ultimo cambierà la direzione di flusso del vento e di conseguenza il vento produrrà una variazione di pressione sulla superficie della struttura, e questa pressione dipende dalla intensità del flusso di vento, causando variazioni locali di pressioni nel tempo e questo causa delle azioni dinamiche sulla struttura.

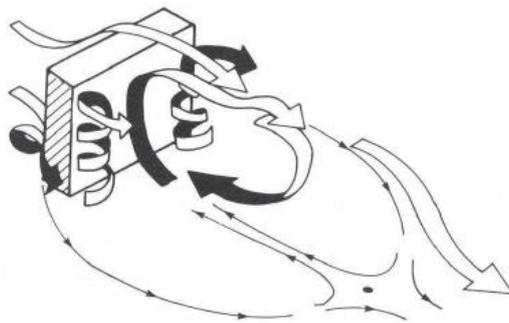


Figura 2.17 - Corpo tridimensionale in un campo di vento.

Figura 4-77 CNR-DT207-2008 corpo immerso in un campo di vento

A seconda del numero di Reynolds il comportamento del vento varia sulla superficie della struttura causando differenziali di pressioni come in immagine:

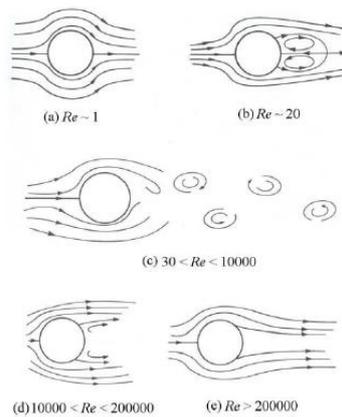


Figura 2.20 - Cilindro di lunghezza indefinita e sezione circolare immerso in un campo di flusso.

Figura 4-78 CNR- DT207-2018 andamento delle linee di flusso in funzione del numero di Reynolds

- Fenomeni Aeroelastici

Sono detti fenomeni aeroelastici i fenomeni d'interazione vento strutture causati da spostamenti o velocità strutturale tanto elevati da modificare il flusso incidente, sono particolarmente suscettibili le strutture molto leggere, flessibili con piccoli smorzamenti, come le antenne, le ciminiere, i pendini dei ponti o gli elementi sotto tensione delle tensostrutture. secondo il CNR-DT207-2008:

- galoppo (galloping): è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento dello smorzamento della struttura o dell'elemento considerato. Il galoppo è un'instabilità di tipo dinamico che riguarda strutture ed elementi snelli, poco pesanti e dotati di un piccolo rapporto di smorzamento strutturale, caratterizzati da sezioni trasversali di forma non circolare che, sotto determinate condizioni, possano manifestare oscillazioni trasversali di grande ampiezza. Il fenomeno è possibile, anche per velocità modeste, per tutti i cavi, la cui sezione trasversale possa essere modificata dalla presenza di uno strato di ghiaccio, e per i cavi inclinati dei ponti strallati, la cui sezione trasversale possa essere modificata dalla presenza di un rivolo d'acqua. E' inoltre possibile, al di sopra di velocità critiche generalmente elevate, per strutture alte e snelle, elementi strutturali isolati, pali di illuminazione;
- divergenza torsionale: è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento della rigidità torsionale. La divergenza torsionale è un'instabilità di tipo statico che riguarda strutture contraddistinte da una forma appiattita nella direzione del flusso incidente e da un'intrinseca debolezza nei riguardi delle azioni torsionali. Il fenomeno può coinvolgere strutture sottili e flessibili simili a lamine, quali le insegne, i cartelloni, le tettoie, le pensiline e gli impalcati da ponti sorretti da cavi;
- flutter: è un fenomeno aeroelastico associato alla modifica sia della rigidità che dello smorzamento della struttura. Il flutter è un'instabilità dinamica che coinvolge in generale due gradi di libertà: lo spostamento trasversale alla direzione del flusso e la rotazione torsionale (flutter classico). In casi particolare il flutter si manifesta in un singolo grado di libertà (stall flutter). Lo stall flutter è stato osservato per una grande varietà di strutture appiattite, come le pensiline, i segnali stradali e gli impalcati da ponte sorretti da cavi, soprattutto in relazione ai modi di vibrazione torsionali. Il flutter classico è molto pericoloso per i ponti sospesi e strallati dove possono verificarsi situazioni di accoppiamento modale flessione-torsionale a due gradi di libertà. In generale, il flutter

classico si verifica per modi aventi frequenze ravvicinate e forme modali simili, con lo stesso numero (e all'incirca la stessa posizione) dei punti di nullo (nodi).

- Verifica al galoppo della struttura.

Secondo CNR-DT207-2008 la verifica verrà fatta per il ponte in studio, dato la sua elevata snellezza e poiché la soletta è appesa, c'è la probabilità che nasca un effetto di galoppo per velocità di vento molto elevate, le condizioni affinché il galoppo succeda è che ci sia un'azione combinata fra forze trasversali e forze longitudinali, quindi è necessario determinare i coefficienti aerodinamici di resistenza  $C_D(\alpha)$  e di portanza  $C_L(\alpha)$  che a loro volta dipendono dalla forma del corpo e dell'angolo di attacco del flusso ( $\alpha$ ).

La condizione affinché si verifichi la instabilità di galoppo è necessario che la seguente relazione venga verificata:

$$[c'_L + c_D] \leq 0$$

dove:

- $c'_L$  è il valore della derivata prima, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di portanza  $c_L$ , valutata per un valore fissato dell'angolo di attacco  $\alpha$ ;
- $c_D$  è il valore del coefficiente aerodinamico di resistenza  $c_D$ , valutato per il medesimo valore dell'angolo di attacco  $\alpha$ .

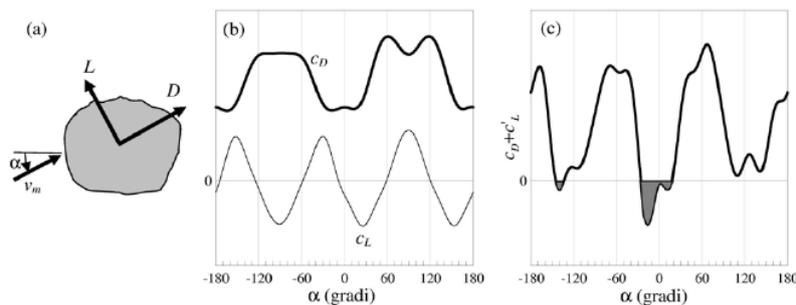


Figura P.1 – Galoppo: (a) forze su una generica sezione fissa; (b) coefficienti aerodinamici di resistenza  $c_D$  e di portanza  $c_L$ , valutati sulla sezione fissa; (c) condizione necessaria di galoppo, Eq. (P.1).

Figura 4-79 CNR-DT207-2008 Coefficienti aerodinamice di resistenza

Considerando l'asse cartesiano X nel piano della sezione strutturale coincide con la direzione del vento, e che il flusso incidente sia ortogonale a Z che è la linea di asse della struttura.

L'instabilità per galoppo si verifica quando si annulla lo smorzamento complessivo del sistema, in corrispondenza dell'i-esimo modo trasversale alla direzione del flusso. Tale situazione si realizza quando la velocità media del vento  $v_m$  è uguale alla velocità critica di galoppo  $v_{G,i}$ . Essa è fornita dalla relazione:

$$v_{G,i} = \frac{8\pi \cdot m_{e,i} \cdot n_{L,i} \cdot \xi_{L,i}}{\rho \cdot b \cdot a_G} = \frac{2 \cdot n_{L,i} \cdot b \cdot S_{c_i}}{a_G}$$

Dove:

$m_{e,i}$  è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa all'i-esimo modo trasversale.

$n_{L,i}$  è la frequenza naturale relativa all'i-esimo modo trasversale.

$\xi_{L,i}$  è il rapporto di smorzamento relativo al critico dell'i-esimo modo trasversale, avendo escluso il contributo dello smorzamento aerodinamico.

$\rho$  è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

$b$  è la larghezza di riferimento della sezione trasversale, corrispondente al fattore di instabilità per galoppo (Tabella P.I), valutata alla quota della sezione di massima ampiezza dell'i-esimo modo di vibrazione trasversale.

$S_{c_i}$  è il numero di Scruton per l'i-esimo modo di vibrazione trasversale.

$a_G$  è il fattore di instabilità da galoppo; esso è uguale alla somma, cambiata di segno, della derivata prima del coefficiente di portanza  $c_L$  e del coefficiente di resistenza  $c_D$ , valutati per un angolo di attacco  $\alpha=0$  rispetto all'asse X.

$$a_G = -[c'_L + c'_D]_{\alpha=0} = -[c'_{FX} + c'_{FX}]$$

In mancanza di valutazioni più accurate, la Tabella P.I riporta alcuni valori di  $a_G$  per le forme strutturali più tipiche. Per le forme strutturali non riportate in questa tabella, assumere  $a_G = 10$  costituisce in generale una scelta ampiamente a favore di sicurezza.

Tabella P.I - Fattore di instabilità da galoppo  $a_G$ .

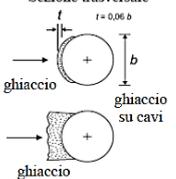
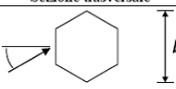
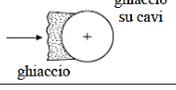
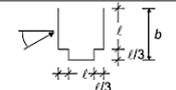
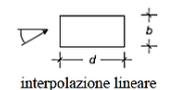
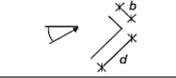
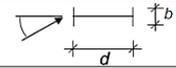
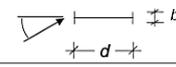
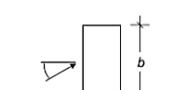
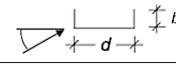
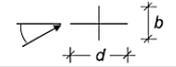
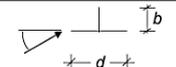
| Sezione trasversale   | $a_G$     |     | Sezione trasversale   | $a_G$     |     |
|---|-----------|-----|---|-----------|-----|
|              | 1,0       |     |  | 1,0       |     |
|              |           |     |  | 4,0       |     |
|              | $d/b=2$   | 2,0 |  | $d/b=2$   | 0,7 |
|   | $d/b=1,5$ | 1,7 |  | $d/b=2,7$ | 5,0 |
|   | $d/b=1$   | 1,2 |  | $d/b=5$   | 7,0 |
|              | $d/b=2/3$ | 1,0 |  | $d/b=3$   | 7,5 |
|   | $d/b=1/2$ | 0,7 |  | $d/b=3/4$ | 3,2 |
|   | $d/b=1/3$ | 0,4 |  | $d/b=2$   | 1,0 |
| NOTA: Sono ammesse interpolazioni lineari ma non estrapolazioni di $a_G$ in funzione di $d/b$ |           |     |   |           |     |

Figura 4-80 CNR-DT207-2008 Fattore di instabilità da galoppo

Il limite da verificare affinché non si abbia una instabilità al galoppo è la seguente, considerando il primo modo trasversale della struttura:

$$v_{G,i} > v_{m,1}$$

Ora si valuteranno i coefficienti necessari per verificare la velocità critica di galoppo sono i seguenti:

Il valore della frequenza naturale del promo modo trasversale è il seguente:

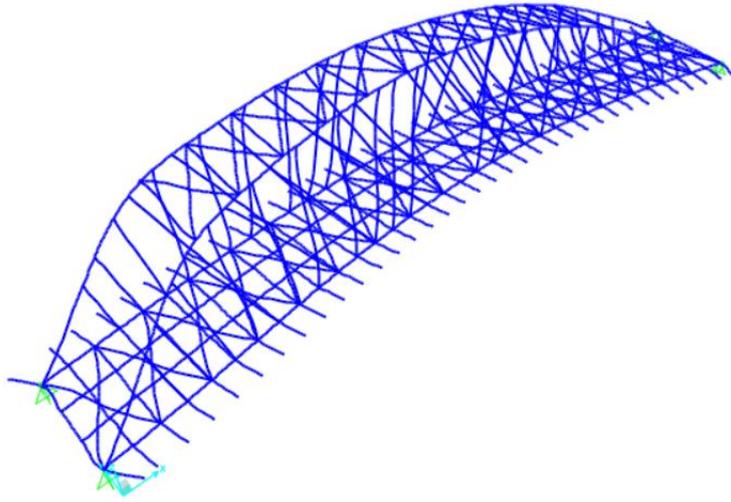


Figura 4-81 SAp 2000 primo modo di vibrare trasversale della struttura

| MODo | T     | f        | Ux   | Uy   | Uz   |
|------|-------|----------|------|------|------|
| 1    | 0,917 | 1,090115 | 0,00 | 0,75 | 0,00 |

| MODI | T     | f        | Ux   | Uy   | Uz   |
|------|-------|----------|------|------|------|
| 1    | 0,917 | 1,090115 | 0,00 | 0,75 | 0,00 |
| 2    | 0,785 | 1,274406 | 0,00 | 0,04 | 0,00 |
| 3    | 0,583 | 1,714163 | 0,12 | 0,00 | 0,64 |
| 4    | 0,507 | 1,970548 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 73   | 0,498 | 2,007839 | 0,04 | 0,00 | 0,12 |
| 74   | 0,423 | 2,363418 | 0,00 | 0,01 | 0,00 |
| 75   | 0,386 | 2,588286 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 76   | 0,360 | 2,777292 | 0,02 | 0,00 | 0,00 |
| 77   | 0,322 | 3,101785 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 78   | 0,277 | 3,605449 | 0,01 | 0,00 | 0,10 |
| 79   | 0,263 | 3,801024 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 80   | 0,254 | 3,939474 | 0,00 | 0,01 | 0,00 |
| 81   | 0,247 | 4,046388 | 0,00 | 0,08 | 0,00 |
| 82   | 0,241 | 4,156777 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 83   | 0,231 | 4,331461 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 84   | 0,195 | 5,133338 | 0,65 | 0,00 | 0,07 |
| 85   | 0,183 | 5,466094 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 86   | 0,182 | 5,492333 | 0,01 | 0,00 | 0,00 |
| 87   | 0,181 | 5,517515 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 88   | 0,169 | 5,914325 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 89   | 0,167 | 6,001428 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 90   | 0,167 | 6,004563 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 91   | 0,165 | 6,051913 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 92   | 0,165 | 6,056532 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 93   | 0,163 | 6,148662 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 94   | 0,162 | 6,175127 | 0,01 | 0,00 | 0,00 |
|      |       | TOT      | 0,92 | 0,89 | 0,95 |

Successivamente è necessario definire il numero di Scruton come segue:

$$Sc_i = \frac{4\pi \cdot m_{e,i} \cdot \xi_i}{\rho \cdot b^2}$$

sapendo che lo smorzamento relativo, trascurando lo smorzamento dinamico è:

| Tipo strutturale                                       | $\xi_r$                         |       |
|--|---------------------------------|-------|
| Ponti in acciaio (unioni saldate)                      | 0,003                           |       |
| Ponti in acciaio (unioni bullonate ad alta resistenza) | 0,005                           |       |
| Ponti in acciaio (unioni bullonate ordinarie)          | 0,008                           |       |
| Ponti in struttura composta acciaio-calcestruzzo       | 0,006                           |       |
| Ponti in calcestruzzo                                  | precompresso senza fessurazioni | 0,006 |
|  | con fessurazioni                | 0,016 |
| Ponti in legno   | 0,009                           |       |
| Ponti in lega di alluminio                             | 0,003                           |       |
| Ponti in vetro o in fibre plastiche rinforzate         | 0,006                           |       |

Figura 4-82 CNR-DT207-2008 Tabella dello smorzamento relativo

| $m_e$       | $\xi$ | $\rho$               | b    | $Sc_i$ |
|-------------|-------|----------------------|------|--------|
| [kg]        | [1/m] | [Kg/m <sup>3</sup> ] | [m]  | [-]    |
| 662764,1566 | 0,006 | 1,25                 | 16,8 | 141,57 |

Poiché il valore  $Sc > 30$  il rischio di sincronizzazione è molto ridotto e il fenomeno del distacco dei vortici non rappresenta una azione particolarmente gravosa.

Con  $a_c$  uguale a 10 a favore di sicurezza, si ottiene il seguente risultato:

| nLi  | b    | $Sc_i$ | aG  | vGi      | v,m1  |
|------|------|--------|-----|----------|-------|
| [Hz] | [m]  | [-]    | [-] | [m/s]    | [m/s] |
| 1,09 | 16,8 | 141,57 | 10  | 518,4861 | 35    |

Si constata che la velocità di galoppo della struttura è molto superiore della velocità media.

#### - Divergenza torsionale

La divergenza torsionale è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può coinvolgere strutture con dimensioni allungate nella direzione del vento incidente.

Secondo CNR-DT207-2008:

Si consideri una generica sezione fissa, rappresentativa di un corpo snello e allungato soggetto ad un regime bidimensionale di flusso nel piano della sezione trasversale, e sia noto il valore medio del momento torcente aerodinamico M (per unità di lunghezza), prodotto da una velocità media del vento  $v_m$  agente secondo un generico angolo di attacco  $\alpha$ . Il momento M risulta funzione del coefficiente

aerodinamico di momento,  $c_{mZ}(\alpha)$ , il quale a sua volta dipende principalmente dalla forma del corpo e dall'angolo di attacco del flusso  $\alpha$ .

Quando la sezione è libera di ruotare, essa manifesta un angolo di rotazione  $\theta$  (di verso concorde con l'angolo di attacco  $\alpha$ ) intorno all'asse Z ortogonale al suo piano; in ipotesi di piccole rotazioni, il momento aerodinamico è quindi esprimibile come una funzione lineare dell'angolo di rotazione  $\theta$ ; ciò dà origine a una rigidezza aerodinamica che si somma alla rigidezza strutturale. Il fenomeno della divergenza torsionale si verifica quando la rigidezza complessiva si riduce fino ad annullarsi e a diventare negativa.

$$c_{m'Z} \leq 0 \quad (P.7)$$

dove:

$c_{m'Z}$  è il valore della derivata, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di momento torcente  $c_{mZ}$ , valutato per un valore fissato dell'angolo di attacco  $\alpha$ .

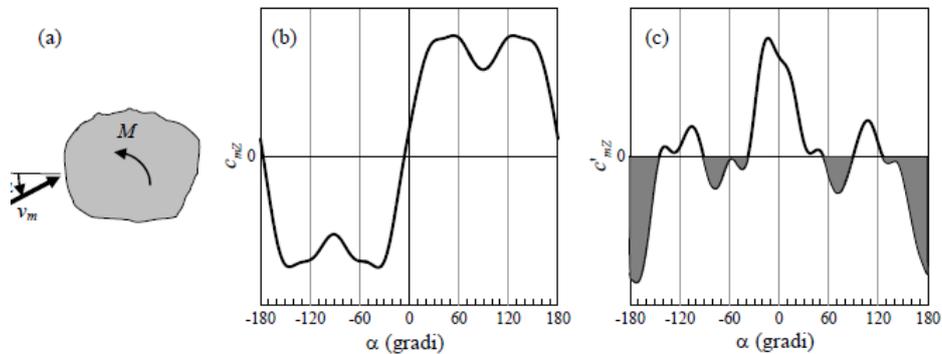


Figura P.3 – Divergenza torsionale: (a) momento su una generica sezione fissa; (b) coefficiente aerodinamico di momento  $c_{mZ}$ , valutato sulla sezione fissa; (c) condizione necessaria di divergenza torsionale, Eq. (P.7).

Figura 4-83 CNR-DT207-2008 Coefficienteaerodinamico di momento

Il criterio di verifica è la seguente:

$$v_D > 1,2 \cdot v_{m,l}$$

Dove:

$v_D$  è la velocità critica di divergenza torsionale

$$v_D = \sqrt{-\frac{2 \cdot G \cdot J_t}{\rho \cdot d^2 \cdot c'_{mZ}}}$$

Dove:

$G$  è il modulo di elasticità tangenziale (o modulo di taglio) del materiale;

$J_t$  è il momento di inerzia torsionale della sezione trasversale

$\rho$  è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$d$  è la profondità della struttura, chiamata corda (dimensione parallela alla direzione del vento);

$c'_{mZ}$  è il valore della derivata prima, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di momento torcente  $c_{mZ}$  (associato alla lunghezza di riferimento  $l = d$ ), valutata per un valore fissato dell'angolo di attacco  $\alpha$ .

$$c'_{mZ} = 6,3 \left( \frac{b}{d} \right)^2 + 0,38 \left( \frac{b}{d} \right) - 1,6$$

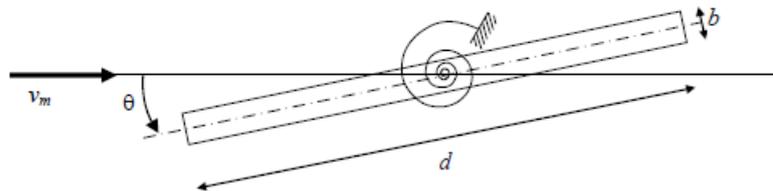


Figura P.4 – Sezione rettangolare soggetta a divergenza torsionale.

Figura 4-84CNR-DT207-2008 determinazione del coefficiente aerodinamico di momento

|         |       |     |        |          |         |          |       |      |      |       |       |
|---------|-------|-----|--------|----------|---------|----------|-------|------|------|-------|-------|
| Eacc    | Ecls  | v   | Gacc   | Gcls     | G med   | rho      | Jt    | d    | b    | c'mZ  | vD    |
| [N/m]   | [N/m] | [-] | [N/m]  | [N/m]    | [N/m]   | [Kg/m^3] | [m^4] | [m]  | [m]  | [-]   | [m/s] |
| 2,1E+11 | 25E+9 | 0,3 | 807E+8 | 9615,385 | 40384,6 | 1,25     | 98,8  | 16,8 | 0,25 | -1,59 | 58,1  |

Con  $V_{m1} = 35$  m/s la verifica è soddisfatta.

- Flutter

Il Flutter è un fenomeno di instabilità aeroelastica, è generalmente limitato in strutture a grande luce ed estremamente flessibili, per impalcati con dimensioni minori a 200 m basta verificare la seguente equazione:

$$\frac{1,2 * v_{m,1}}{d * n_{M,1}} \leq \delta$$

Dove:

- $v_{m,1}$  è la velocità media del vento, valutata alla quota media dell'impalcato;
- $n_{M,1}$  è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato;
- $\delta$  coefficiente che assume un valore pari a 2.5 se l'impalcato ha una sezione trasversale a forma di H, mentre per tutte le altre sezioni trasversali dell'impalcato, tale coefficiente assume un valore pari a 3.

Il primo modo torsionale rilevante è il modo numero 74 che ha una massa di partecipazione modale torsionale del 46%

| MODO | T     | f        | Rx   | Ry   | Rz   |
|------|-------|----------|------|------|------|
| 74   | 0,423 | 2,363418 | 0,46 | 0,00 | 0,05 |

| $v_{m1}$ | d    | $n_{M1}$   | val. verifica | $\delta$ |
|----------|------|------------|---------------|----------|
| 35       | 16,8 | 2,36341807 | 1,05779       | 3        |

La verifica è ampiamente soddisfatta e si vede che non si ha questo tipo d'effetto fino ad una corrente di vento di 100m/s circa.

- Distacco dei vortici

Per strutture snelle è necessario tenere sotto controllo l'effetto dinamico che può causare il distacco dei vortici che è un effetto periodico nel tempo la cui frequenza dipende dalla velocità del vento, provocando azioni dinamiche sulla struttura, ortogonali alla direzione di flusso.

Secondo la normativa CNR-DT207-2008:

Quando la frequenza del distacco dei vortici è prossima a una frequenza propria, si attuano condizioni di risonanza che danno luogo ad ampiezze di oscillazione tanto maggiori quanto minore è lo smorzamento e la massa della struttura o dell'elemento. Il conseguimento della sicurezza nei riguardi di tali fenomeni richiede lo svolgimento di analisi teoriche, numeriche e/o sperimentali adeguatamente comprovate.

Laddove necessario, si raccomanda l'impiego di accorgimenti aerodinamici atti a contrastare la regolarità del distacco dei vortici, o di dispositivi meccanici finalizzati a mitigare le vibrazioni.

Un corpo immerso in una corrente fluida produce, in generale, una scia formata da treni di vortici (scia di von Karman) che si staccano alternativamente dal corpo stesso, con una frequenza  $n_s$  fornita dalla relazione di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b}$$

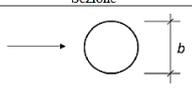
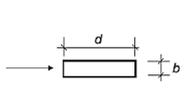
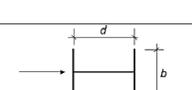
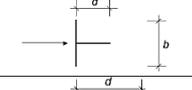
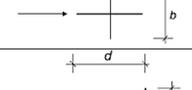
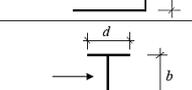
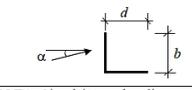
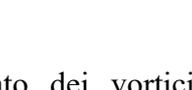
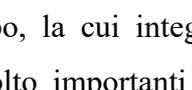
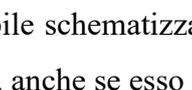
Dove:

$St$  è un parametro adimensionale, detto numero di Strouhal, che dipende, principalmente, dalla forma della sezione del corpo.

$v_m$  è la velocità media del vento.

$b$  è la dimensione di riferimento della sezione trasversale.

Tabella O.I – Valori del numero di Strouhal.

| Sezione   | St   |   |
|---|--|---|
|    | $10^5 \leq Re \leq 4 \cdot 10^5$<br>$4 \cdot 10^5 \leq Re \leq 10^6$<br>$10^6 \leq Re \leq 1,6 \cdot 10^6$<br>$Re > 1,6 \cdot 10^6$              | 0,19<br>$-0,7674 + 0,1709 \cdot \log_{10}(Re)$<br>$1,3752 - 0,1862 \cdot \log_{10}(Re)$<br>0,22<br>(Figura O.4)   |
|    | $d/b$<br>$0 < d/b < 1$<br>$1 \leq d/b < 2$<br>$2 \leq d/b < 3$<br>$3 \leq d/b \leq 3,5$<br>$3,5 < d/b < 5$<br>$5 \leq d/b < 10$<br>$d/b \geq 10$ | $St$<br>0,12<br>$0,18 - 0,06 \cdot d/b$<br>0,06<br>$-0,48 + 0,18 \cdot d/b$<br>$0,2433 - 0,02667 \cdot d/b$<br>$0,13 - 0,004 \cdot d/b$<br>0,09<br>(Figura O.5) |
|    |  | $d/b=1$ 0,11<br>$d/b=1,5$ 0,10<br>$d/b=2$ 0,14  |
|    |  | $d/b=1$ 0,13  |
|    |  | $d/b=2$ 0,08  |
|   |  | $d/b=1$ 0,16  |
|  |  | $d/b=2$ 0,12  |
|  |  | $d/b=1,3$ 0,11  |
|  |  | $d/b=2$ 0,07  |
|  |  | $d/b=0,5-1$ (IPE, HE) 0,14  |
|  |  | ali uguali ( $d=b$ ), qualsiasi $\alpha$ 0,14   |

NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni

Figura 4-85 CNR-DT207-2008 VALORI del numero di Strouhal

Il distacco alternato dei vortici genera pressioni istantanee oscillanti sulla superficie del corpo, la cui integrazione origina forze e momenti. Tali azioni possono essere molto importanti soprattutto su strutture ed elementi snelli. In questi casi è possibile schematizzare il fenomeno fisico come bidimensionale nel piano della sezione, anche se esso a rigore possiede una natura tridimensionale. Le azioni principali agenti sul corpo si manifestano in direzione trasversale a quella del flusso,  $L$ , con frequenza prevalente pari alla frequenza di distacco dei vortici  $n_s$ . Sono altresì presenti azioni longitudinali,  $D$ , generalmente di minore entità, di frequenza prevalente  $2 \cdot n_s$ , e azioni torsionali,  $M$ , di frequenza prevalente pari a circa  $n_s$ .

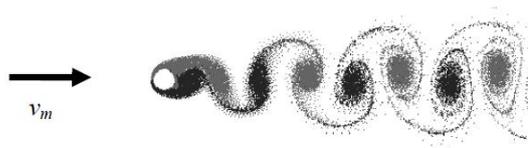


Figura O.1 – Scia di von Kármán per una sezione circolare.

Figura 4-86 CNR-DT207-2008 Scia di von Karman

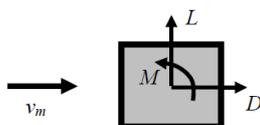


Figura O.2 – Forze globali oscillanti agenti sul piano della sezione.

Figura 4-87 CNR-DT207-2008

Conosciuta la frequenza naturale longitudinale dell'elemento è possibile determinare, confrontando con la frequenza di stacco dei vortici, e se vicini fra loro la forza trasversale può diventare risonante, la condizione di risonanza è quando  $n_s$  è uguale a  $n_l$  ovvero quando:

$$v_{cr,i} = \frac{n_{L,i} \cdot b}{St}$$

Si raccomanda prendere in considerazione tutti gli elementi che hanno una velocità critica minore di  $v_m$

Nel ponte gli elementi più condizionati sono i pendini, visto che i pendini si disposti verticalmente raggiungono lunghezze molto elevate, la disposizione dei pendini inclinati in questo ponte limitano la lunghezza caratteristica in grado di oscillare, grazie a morsetti smorzanti a incrocio posizionati dove i pendini si incrociano ma senza toccarsi grazie alla loro disposizione trasversale.

Quindi la frequenza naturale del nostro elemento sarà riferita alla massima lunghezza fra i morsetti di un pendino.

|      |       |       |     |            |
|------|-------|-------|-----|------------|
| L    | vm    | b     | St  | ns         |
| [m]  | [m/s] | [m]   | [-] | [Hz]       |
| 8,75 | 35    | 0,075 | 0,2 | 93,3333333 |

Per la velocità critica è necessario determinare la frequenza flessionale propria dell'elemento strutturale in esame come segue:

$$n_L = \frac{\lambda^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

Dove:

$\lambda$  è un coefficiente dipendente delle condizioni di vincoli. nel caso in esame visto che si considerano vincoli cerniera cerniera, otteniamo il valore  $\pi$  secondo la seguente tabella:

| Vincolo                   | $\lambda_1$ | $\lambda_2$ | $\lambda_3$ | $\lambda_4$ | $\lambda_i (i > 4)$ |
|---------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------------------|
| Cerniera - cerniera       | $\pi$       | $2\pi$      | $3\pi$      | $4\pi$      | $i\pi$              |
| Incastro – incastro       | 4,730       | 7,853       | 10,996      | 14,137      | $(2i+1)\pi/2$       |
| Incastro – cerniera       | 3,927       | 7,069       | 10,210      | 13,352      | $(4i+1)\pi/4$       |
| Incastro – sezione libera | 1,875       | 4,694       | 7,855       | 10,996      | $(2i-1)\pi/2$       |

Tabella LIV CNR-DT207-2008 Valori di Lambda

si ottengono i seguenti risultati:

| $\lambda$ | L    | E        | I           | m      | $n_L$ | b     | $S_t$ | $v_{,cr}$ |
|-----------|------|----------|-------------|--------|-------|-------|-------|-----------|
| [-]       | [m]  | [n/m^2]  | [m]         | [kg/m] |       | [m]   | [-]   | [m/s]     |
| 3,14      | 8,75 | 2,10E+11 | 1,55237E-06 | 29,1   | 2,17  | 0,075 | 0,22  | 0,740     |

Si osserva che la velocità critica è molto minore rispetto alla velocità media, dunque è necessario verificare lo stacco dei vortici su questo elemento.

L'effetto della vibrazione trasversale indotta dal distacco dei vortici si schematizza trasformandola in una azione statica equivalente come segue secondo CNR-DT207-2008:

$$F_{L,i}(s) = m(s) \cdot (2\pi \cdot n_{L,i})^2 \cdot \Phi_{L,i}(s) \cdot y_{pL,i} \cdot C_{TR,i}$$

Dove:

- s è la coordinata strutturale corrente.
- m(s) è la massa della struttura per unità di lunghezza.
- n<sub>L,i</sub> è la frequenza naturale dell'i-esimo modo di vibrazione in direzione trasversale.
- Φ<sub>L,i</sub>(s) è la forma modale dell'i-esimo modo di vibrazione in direzione trasversale, normalizzata a 1 nella coordinata s di massimo spostamento, Φ<sub>L,i</sub>(s)=1.
- y<sub>pL,i</sub> è il valore di picco dello spostamento trasversale della struttura, valutato in corrispondenza della coordinata s.
- C<sub>TR,i</sub> è un parametro adimensionale legato all'accadimento di valori critici della velocità media del vento per elevati periodi di ritorno TR .

Esprimendo la massa in kg/m, la frequenza in Hz e il valore di picco dello spostamento trasversale in m, la forza f<sub>L,i</sub> è ottenuta in N/m (essendo adimensionale la forma modale della struttura).

si usa la seguente equazione per trovare il valore di picco dello spostamento:

$$\frac{y_{pli}}{b} = \frac{1}{s^2_t} \frac{1}{S_c} K K_w c_{lat}$$

Dove:

$K$  è il fattore di forma modale;

$S_c$  è il numero di Scruton;

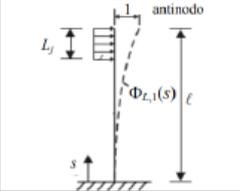
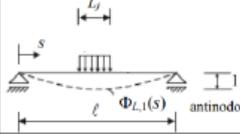
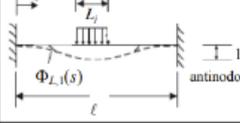
$S_t$  è il numero di Strouhal;

$K_w$  è il fattore di lunghezza effettiva della correlazione, funzione della lunghezza di correlazione  $L_j$  relativa alla porzione strutturale dove avviene il distacco critico dei vortici;

$c_{lat}$  è il coefficiente di forza laterale

Questa equazione è iterativa poiché i coefficienti sono dipendenti fra loro

$$S_c = \frac{4\pi \cdot m_{e,i} \cdot \xi_{\zeta_i}}{\rho \cdot b^2}$$

| Struttura   | Forma modale $\Phi_{L_j}(s)$                   | $K_w$  | $K$  |
|---|--|--|------|
|  | Paragrafo 1.3.1<br>con $\zeta=2$<br>$n=1, m=1$ | $3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \left[ 1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \left( \frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] \leq 0,6$ | 0,13 |
|  | Paragrafo 1.3.2<br>$n=1, m=1$                  | $\cos \left[ \frac{\pi}{2} \left( 1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \leq 0,6$  | 0,10 |
|  | Paragrafo 1.3.2<br>$n=1, m=1$                  | $\frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{\pi} \cdot \sin \left[ \pi \cdot \left( 1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \leq 0,6$          | 0,11 |

Nota: I parametri  $n, m$  sono definiti nelle Eqq. (O.15) e (O.16),  $\lambda = l/b$

Figura 4-88 CNR-DT207-2008 tabella coefficienti K

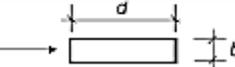
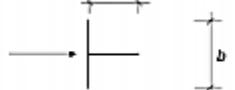
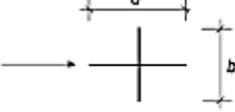
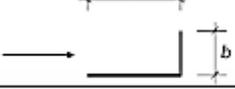
| Sezione   | $\epsilon_{clat}$   |
|---|---|
|                  | $10^4 \leq Re \leq 3 \cdot 10^5$ 0,7<br>$3 \cdot 10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$ $13,0454 - 2,254 \cdot \log_{10}(Re)$<br>$5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 5 \cdot 10^6$ 0,2<br>$5 \cdot 10^6 < Re < 10^7$ $-2,0241 + 0,332 \cdot \log_{10}(Re)$<br>$Re \geq 10^7$ 0,3<br>(Figura O.13) |
|                  | 1,1 ( $0,5 \leq d/b \leq 10$ )  |
|                  | $d/b=1$ 0,8<br>$d/b=1,5$ 1,2<br>$d/b=2$ 0,3   |
|                  | $d/b=1$ 1,6<br>$d/b=2$ 2,3  |
|                  | $d/b=1$ 1,4<br>$d/b=2$ 1,1  |
|                 | $d/b=1,3$ 0,8<br>$d/b=2$ 1,0  |
| NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni |   |

Figura 4-89CNR-DT207-2008 tabella coefficienti clat

| $m_e$   | $\xi$ | $\rho$               | b     | $S_{c,i}$ |
|---------|-------|----------------------|-------|-----------|
| [kg]    | [1/m] | [kg/m <sup>3</sup> ] | [m]   | [-]       |
| 254,625 | 0,006 | 1,25                 | 0,072 | 2961,194  |

| $y_{PL}/b$ | b     | $S_t$ | $S_c$       | K   | $K_w$ | $C_{lat}$ | $y_{PL}$   |
|------------|-------|-------|-------------|-----|-------|-----------|------------|
| [m]        | [m]   | [-]   | [-]         | [-] | [-]   | [-]       | [mm]       |
| 0,1        | 0,075 | 0,22  | 2961,194444 | 0,1 | 0,6   | 0,2       | 0,00008373 |

Come mostrano i risultati gli spostamenti sono irrisoni quindi non hanno effetto sul comportamento della Struttura.

## 4.6. ANALISI LOCALE DEI NODI PRINCIPALI

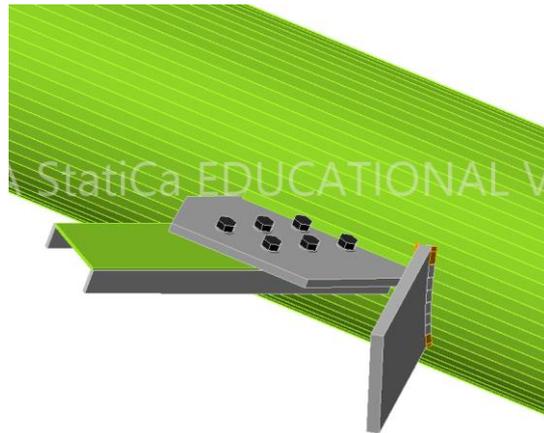
Nella progettazione della struttura in acciaio è necessario capire il comportamento della globalità della struttura e allo stesso tempo tenendo conto delle limitazione degli elementi che lo compongono, in questo passaggio fra interezza della struttura e i suoi particolari, la metodologia BIM diventa essenziale poiché permette al progettista di riuscire a beneficiare della interoperabilità fra i diversi ambienti di progettazione sia strutturale che architettonici, per riuscire a tenere sotto controllo le limitazioni geometriche che può nascere durante la progettazione dei giunti.

In questo caso grazie alla possibilità di beneficiare della interoperabilità fra il software REVIT e IDEA STATICA è stato possibile di studiare e verificare i seguenti nodi.

Invece la interoperabilità fra SAP2000 e IDEA STATICA è limitata, quindi per riuscire a importare i carichi, si è deciso di prendere le azioni più condizionanti sulla struttura.

- Verifica del primo nodo superiore

Il nodo è composto dal tubolare dell'arco CHS813/30, UPN260 e una lastra di acciaio che si incaricherà di connettere l'arco alle traversine IPE 400, l'elemento UPN260 è connesso mediante 6 bulloni M36 8.8 a una lastra saldata sull'arco.



**Figura 4-90 IDEA STATICA connessione superiore arco, diagonali e traversina**

Carichi agenti sul nodo:

| Elementi      | N    | Vy   | Vz   | Mx    | My    | Mz    |
|---------------|------|------|------|-------|-------|-------|
| [-]           | [KN] | [KN] | [KN] | [KNm] | [KNm] | [KNm] |
| Lastra 30/350 | 259  | 0    | -18  | 0     | 0     | 85    |
| UPN260        | -500 | 0    | 0    | 0     | 0     | 0     |

Verifiche secondo NTC 2018 le normative europee e nazionali garantite dal produttore del software.

| NOME      | Verifica          | stato |
|-----------|-------------------|-------|
| Piastre   | $0,2 < 0,5$       | ok    |
| bulloni   | $36,70\% < 100\%$ | ok    |
| saldature | $90\% < 100\%$    | ok    |

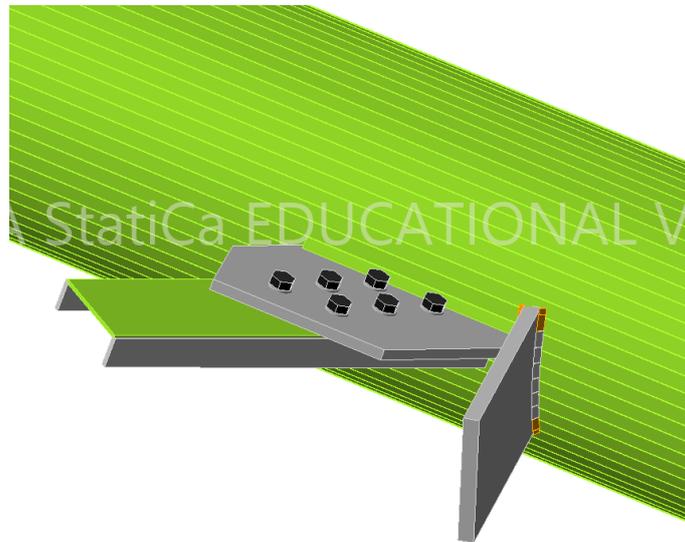


Figura 4-91 IDEA STATICA verifica globale del nodo

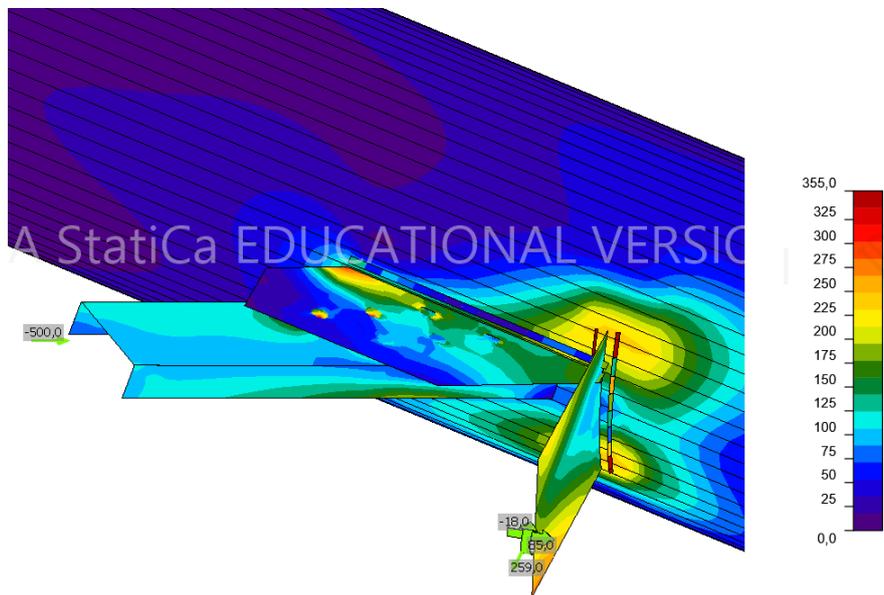


Figura 4-92 IDEA STATICA Tensione equivalente nel nodo [Mpa]

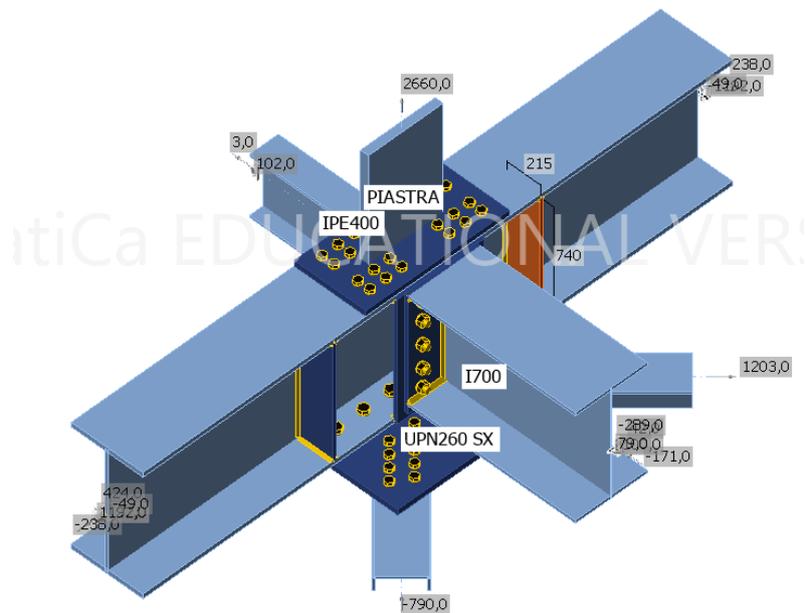
Il nodo è completamente verificato.

- Verifica della connessione trave trasversale, pendini, trave longitudinale, e controventi inferiori e trave a sbalzo,

Questo nodo è composto dalla trave longitudinale I800, trave trasversale I700 piastra di connessione attraverso bulloni alla piastra di tipo S460 che si collega con la assola del pendino, e una trave a sbalzo IPE400 e due travi UPN260 che sono i controventi inferiori tutti gli elementi tranne la piastra collegata al pendino sono di tipo S355.

Per le connessioni sono presenti, sia bulloni M36 8.8 e M30 8.8.

Nodo:



**Figura 4-93 IDEA STATICA Nodo trave pendino**

Carichi agenti sul nodo:

| Elementi   | N    | Vy   | Vz   | Mx    | My    | Mz    |
|------------|------|------|------|-------|-------|-------|
| [-]        | [KN] | [KN] | [KN] | [KNm] | [KNm] | [KNm] |
| I700       | -171 | 42   | -289 | 0     | 100   | 79    |
| IPE 400    | 3    | 0    | 63   | 0     | 102   | 0     |
| PIASTRA    | 2660 | 0    | 0    | 0     | 0     | 0     |
| UPN 260 DX | 1203 | 0    | 0    | 0     | 0     | 0     |
| UPN 260 SX | -790 | 0    | 0    | 0     | 0     | 0     |

Verifiche secondo NTC 2018 le normative europee e nazionali garantite dal produttore del software.

| NOME      | Verifica          | stato |
|-----------|-------------------|-------|
| Piastre   | $1,3 < 0,5$       | ok    |
| bulloni   | $92,30\% < 100\%$ | ok    |
| saldature | $92,2\% < 100\%$  | ok    |

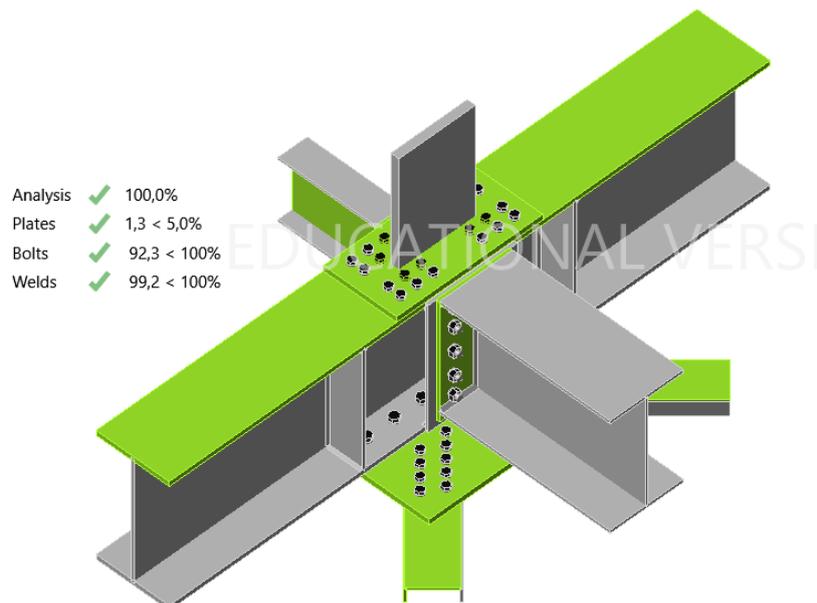


Figura 4-94 IDEA STATICA Verifica del nodo

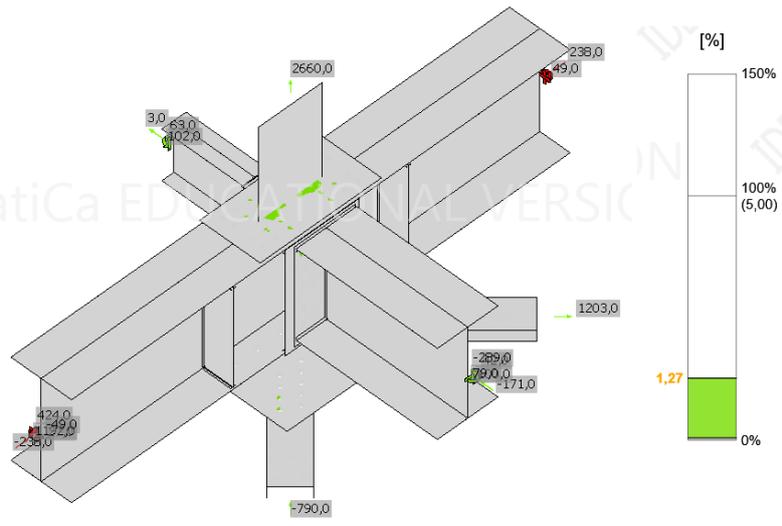


Figura 4-95 IDEA STATICA Verifica delle deformazioni del nodo

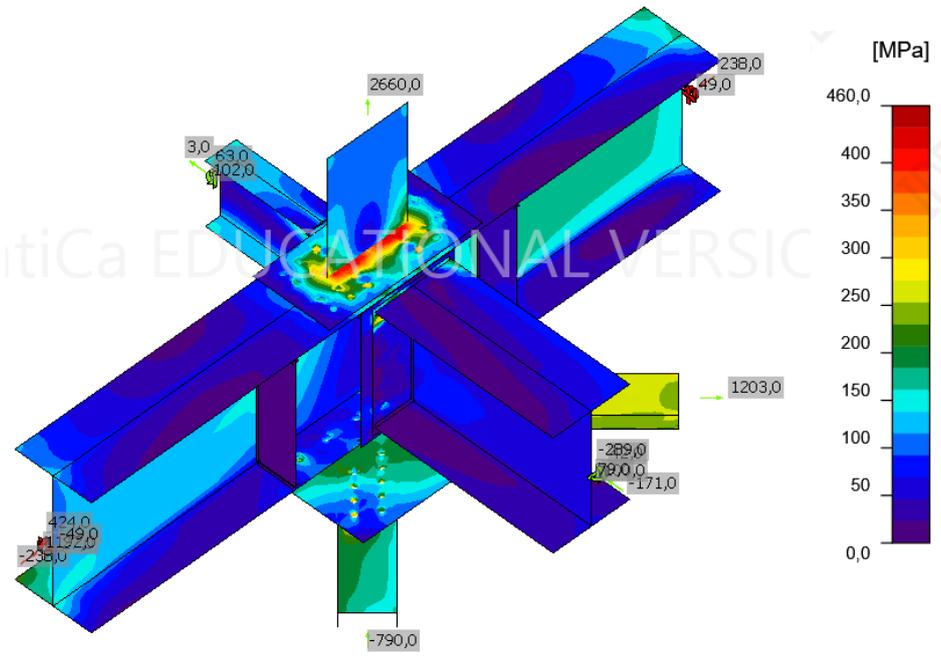
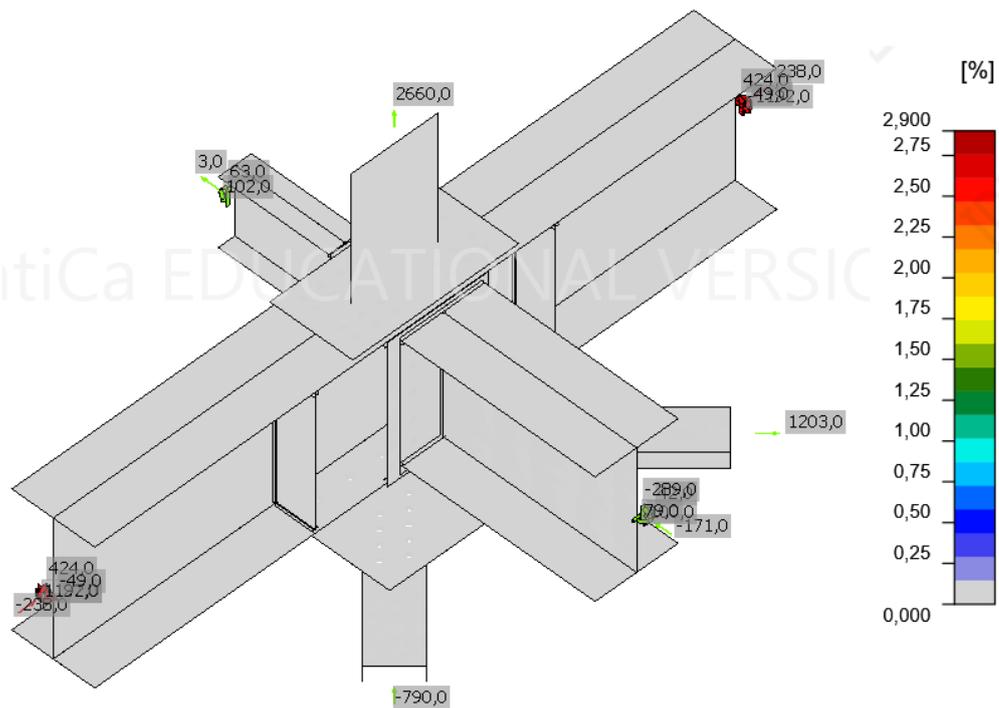


Figura 4-96 IDEA STATICA Verifica tensionale del nodo



**Figura 4-97 IDEA STATICA Verifica alle deformazioni plastiche del nodo**

- Nodo di connessione elementi tubolari dell'arco

Questa saldatura è il collegamento fra due tubolari saldati a testa, il programma IDEA STATICA non è in grado di calcolare il giunto, di conseguenza, è necessario procedere con la modellazione seguendo le diverse normative riguardo alle saldature.



**Figura 4-98 IDEA STATICA Giunto di testa**

Secondo NTC 2018 per la progettazione dei giunti saldati è necessario:

Nel seguito si indicano la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e la tensione normale e la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale non influenza la resistenza del cordone.

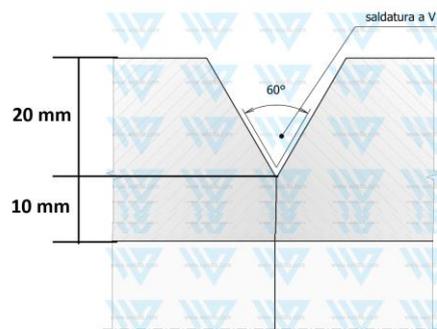


Figura 4-99 WELDIA Dimensioni della saldatura

| d ext | d int | r ext | r int | area N resistente  |
|-------|-------|-------|-------|--------------------|
| [mm]  | [mm]  | [mm]  | [mm]  | [mm <sup>2</sup> ] |
| 813   | 753   | 406,5 | 376,5 | 73795,95           |

Dove si deve verificare che:

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza.

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove:

$f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate.

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} < 1$$

dove  $F_{w,Ed}$  è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e  $F_{w,Rd}$  è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = af_{tk} / (\sqrt{3}\beta\gamma_{M2})$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n$  e con  $t$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni.

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio.

Tab. 4.2.XIX - Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$

|           | S235 | S275 - S355 |
|-----------|------|-------------|
| $\beta_1$ | 0,85 | 0,70        |
| $\beta_2$ | 1,0  | 0,85        |

Tabella LV NTC 2018 coefficienti beta

| fyk   | beta 1 | b1*fyk | t    | lunghezza gola 2/3t | area saldatura | angolo     |
|-------|--------|--------|------|---------------------|----------------|------------|
| [Mpa] | [-]    | [Mpa]  | [mm] | [mm]                | [mm^2]         | [rad]      |
| 235   | 0,85   | 199,75 | 30   | 20                  | 49825,6174     | 0,08726656 |

|       |          |         |       |          |
|-------|----------|---------|-------|----------|
| Ned   | T ex ed  | Tver ed | Th ed | Tver tot |
| [KN]  | [KN]     | [KN]    | [KN]  | [KN]     |
| 12652 | 1102,696 | 836     | 141   | 1938,696 |

|          |         |          |
|----------|---------|----------|
| nV       | nH      | nN       |
| [Mpa]    | [Mpa]   | [Mpa]    |
| 38,90962 | 2,82987 | 170,7933 |

|  |
|--|
| tensione massima prodotta dalle azioni |
| [Mpa]                                  |
| 175,1923                               |

La verifica è stata soddisfatta.

## 5. VARO DEL PONTE

La fase finale del progetto riguarda il varo del ponte, ovvero il posizionamento che il ponte occuperà durante la sua vita utile, si è deciso di prendere in esame una metodologia di varo a spinta longitudinale, questo metodo viene usato quando lo spazio attorno alla campata che si vuole superare è limitata e non permette altri tipi di varo, per riuscire a svolgere questo metodo di messa in opera è necessario assemblare tutti gli elementi strutturali del ponte, e spingere il ponte già completamente assemblato.

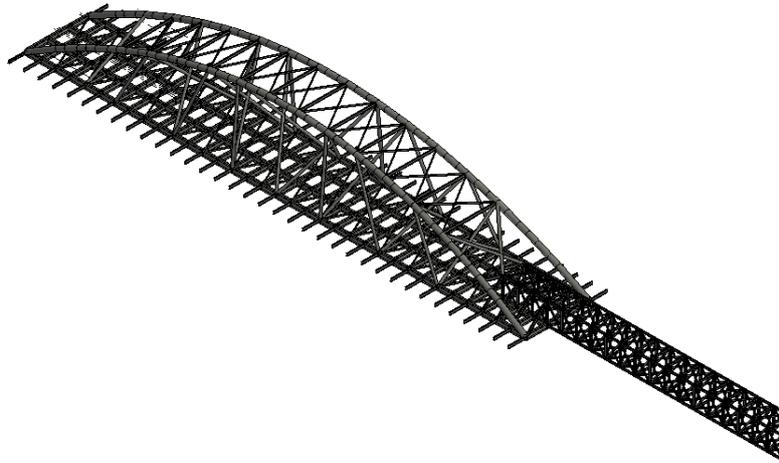
I vantaggi principali di questa tecnica di varo riguardano la sicurezza del cantiere visto che tutta la costruzione dei principali elementi sono fatti a quota zero dal piano campagna, un altro beneficio è dato dalla possibilità di usare un cantiere con solo lo spazio necessario per la costruzione del ponte e del avambecco e non è nemmeno necessario uno spazio addizionale troppo grande dall'altra parte della campata perché la struttura dell'avambecco essendo una struttura totalmente bullonata si può scomporre mano a mano che oltrepassa la campata del fiume.

- Progettazione dell'avambecco

L'Avambecco è stato progettato come un traliccio collegato direttamente alle travi longitudinali centrali del ponte, attraverso delle bullonature, così facendo si limita la flessione dell'avambecco, che sarà anche contenuta dalle catene tese fra l'arco del ponte e l'avambecco.

L'avambecco è un traliccio con le travi longitudinali composti da HEA300 e controventi UPN200.

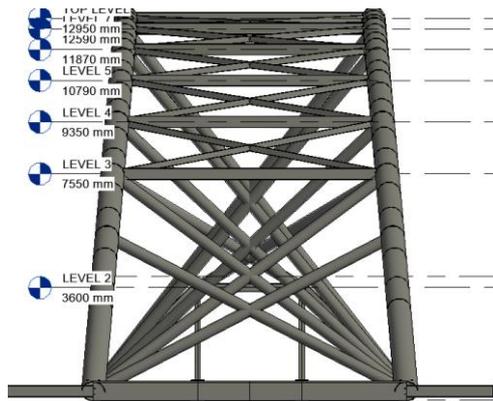
Ha una altezza di 3,6m e passo delle travi verticali di 2,5 m per una lunghezza complessiva di 60.5 m



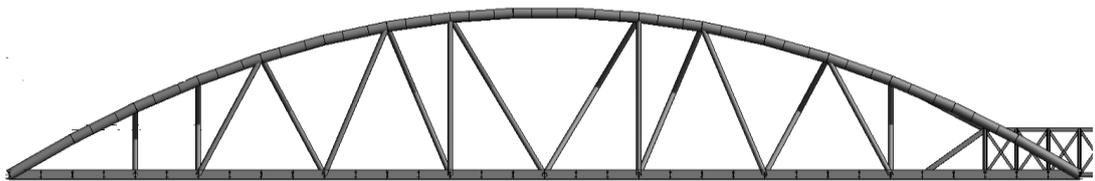
**Figura 5-1REVIT collegamento IFC da SAP2000 a REVIT**

La modellazione dell'avambecco è stata realizzata su SAP2000, e visto che non ci sono carichi sterzi che agiscono sull'avambecco si è deciso di fare una verifica tensionale degli elementi che lo compongono, durante la fase di varo del ponte.

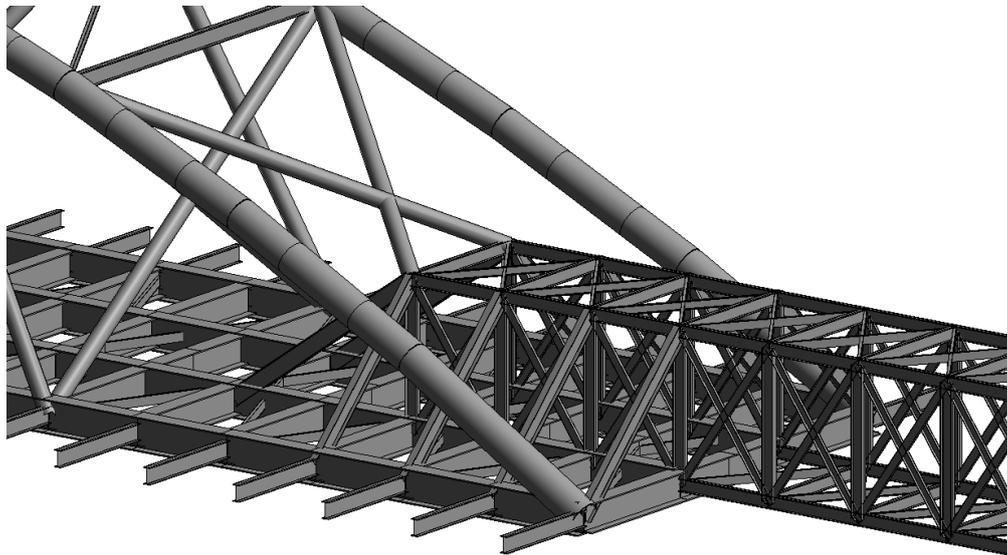
Si è notato in una prima iterazione che quando l'appoggio non cade alla base dell'arco l'incremento delle tensioni nelle travi longitudinali superano il limite flessionale della trave, per questo motivo si è deciso di collegare dei tubi, di 400 mm di diametro e 6 mm di spessore, di contravento trasversali interno al ponte per aumentare la sua rigidità. come nelle seguenti immagini:



**Figura 5-2 REVIT Inrigidimento trasversale del ponte**

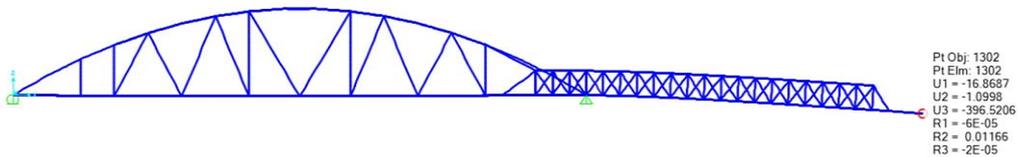


**Figura 5-3 REVIT Distribuzione longitudinale dei tubolari di rinforzo**



**Figura 5-4 REVIT Connessione fra il ponte e il avambecco**

L'avambecco e a becco di anatra ovvero ha degli elementi finali che servono ad agganciarsi sulla spalla opposta riposizionando l'avambecco al livello degli appoggi.



**Figura 5-5 SAP2000 Deformata dell'avambecco appenna dopo aver attraversato la campata**

si vede che si ha un cedimento do 0.3 m di cedimento che grazie ai pistoni nel becco lo si può innalzare al piano di appoggio, però è comunque necessario tenere conto degli elementi di connessione, a favore di sicurezza si fa un incremento del 40% della deflessione massima 0.4m.



**Figura 5-6 Avambecco a becco di anatra, (STUDIO DEL VARO DI UN IMPALCATO A GEOMETRIA, Vanny Ceotto)**

- Analisi delle deformazioni e la stabilità durante il varo della struttura

La struttura come detto in precedenza è reticolare con profili costanti lungo tutto l'avambecco.

Si procede ora con le analisi dell'avambecco, con intervalli di avanzamento che dipendono dalla criticità massima che può affrontare la struttura nella sua completezza.

- Ponte avanzato di 22.5 m

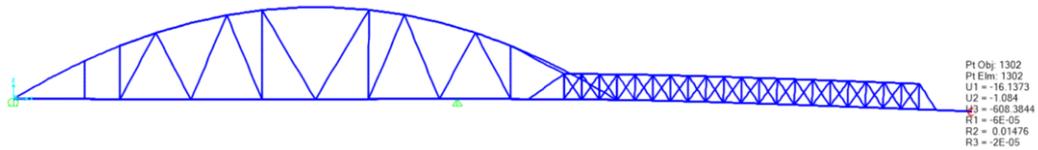


Figura 5-7 SAP 2000 deformazione massima 0,6m

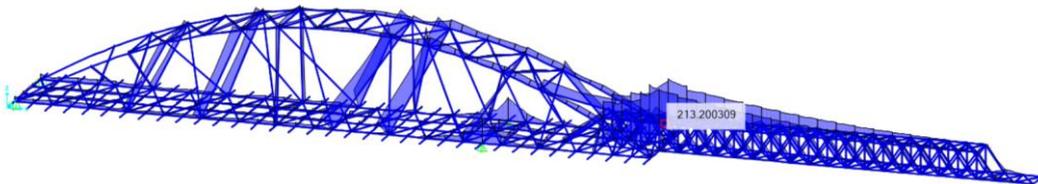


Figura 5-8 SAP2000 Distribuzione delle tensioni di trazione massime nella struttura

L'analisi ha concluso che in questa fase non ci sono instabilità degli elementi né superamento delle tensioni limiti.

- Ponte avanzato di 35 m

Questo avanzamento è il valore massimo prima di raggiungere l'altra sponda.

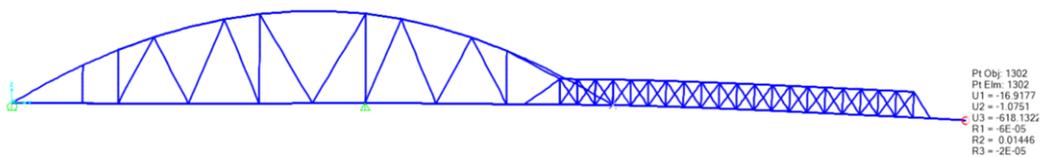
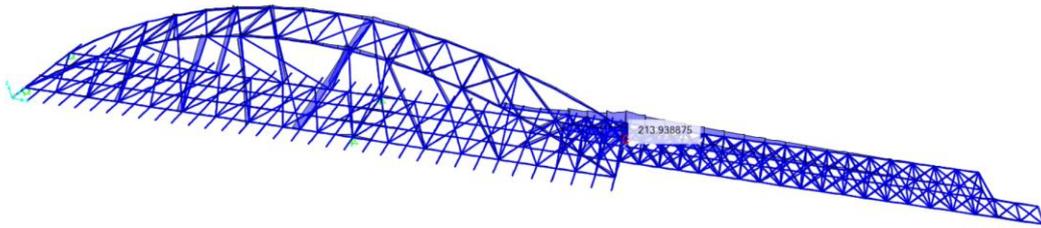


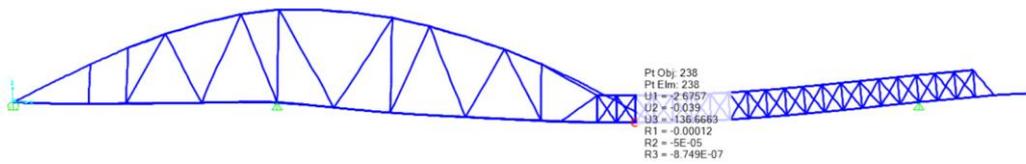
Figura 5-9 SAP 2000 cedimento massimo avambecco 0,62m



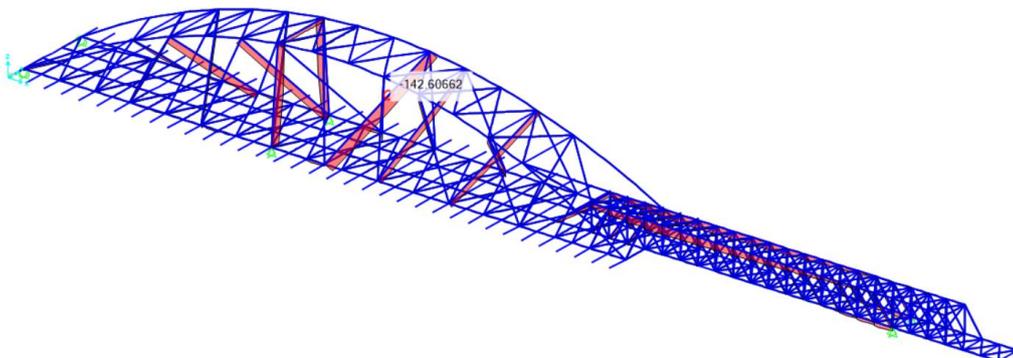
**Figura 5-10 Distribuzione delle tensioni a trazione massime nella struttura**

L'analisi ha concluso che in questa fase non ci sono instabilità degli elementi nè superamento delle tensioni limiti.

- Ponte avanzamento a 65 m



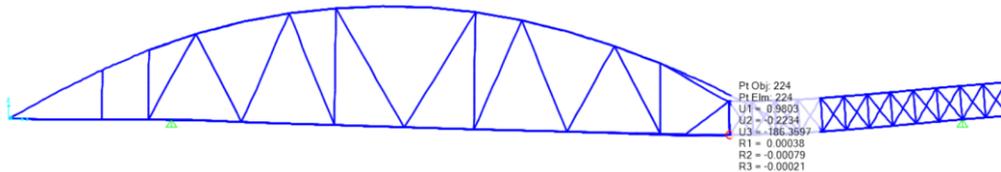
**Figura 5-11 SAP 2000 Cedimento massimo della struttura 0.13m**



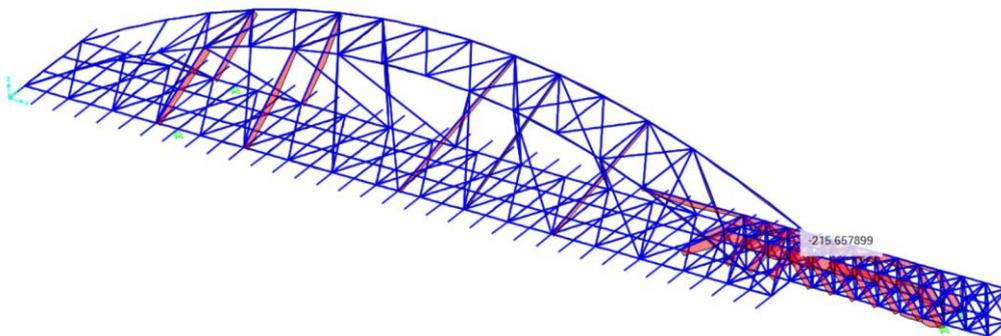
**Figura 5-12 SAP 2000 Distribuzione delle tensioni minime nella struttura**

In questa configurazione della struttura la tensione determinante è la compressione e si trova nell'elemento tubolare di controventatura interna del ponte e anche in questo caso i limiti sono rispettati.

- Ponte Avanzamento a 50 m



**Figura 5-13 SAP 2000 cedimento massima della struttura 0.18m**



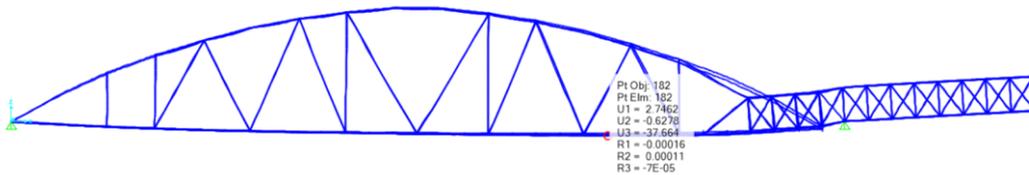
**Figura 5-14 SAP 2000 Distribuzione massima delle tensioni minime nella struttura**

In questa configurazione della struttura la tensione determinante è la compressione e si trova nell'elemento vicino alla connessione fra l'avambecco e il ponte.

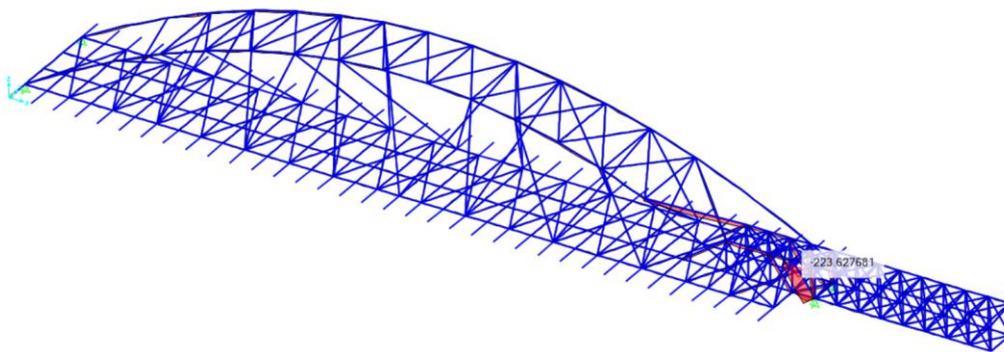
L'analisi ha concluso che in questa fase non ci sono instabilità degli elementi né superamento delle tensioni limiti.

- Avanzamento a 85 m

A favore di sicurezza si è scelto di considerare come se la lunghezza del ponte non sia a bastanza per superare la campata, così facendo si riesce a massimizzare le azioni nell'avambecco.



**Figura 5-15 SAP 2000 Cedimento massimo della struttura 0.03 m**



**Figura 5-16 SAP 2000 tensioni minime nella struttura**

In questa configurazione della struttura la tensione determinante è la compressione e si trova nell'elemento vicino alla connessione fra l'avambecco e il ponte.

L'analisi ha concluso che in questa fase non ci sono instabilità degli elementi nè superamento delle tensioni limiti.

## CONCLUSIONI

Le applicazioni che la metodologia BIM nel campo ingegneristico e architettonico garantisce possono essere illimitate, raggiungendo per fino la possibilità di modellare e progettare una struttura in un ambiente digitale che rappresenta in pieno la struttura come se questa fosse reale, garantendo così la possibilità di essere a conoscenza di tutte le fasi che portano da un predimensionamento di un progetto fino alla fine della vita utile di questa.

Il valore aggiunto che nasce dall'utilizzo di questa metodologia è la collaborazione diretta fra i diversi partecipanti della progettazione e, in più, la possibilità di trovare e risolvere gli errori molto più velocemente, perché essendo una progettazione basata sulla interoperabilità dei diversi software, la correzione e le iterazioni per migliorare le soluzioni progettuali sono più veloci.

Grazie alla esperienza acquisita nello studio LGA engineering e nella carpenteria MARTINO ho potuto osservare che la modellazione, usando questa metodologia, porta a risultati eccellenti, e ho notato che la metodologia BIM è indipendente da una mera procedura da seguire per riuscire nella progettazione, ma è necessario una partecipazione attiva fra tutti, così facendo ogni persona può esprimersi al meglio le proprie capacità e visto che c'è una continua collaborazione, è più semplice trovare le falle o le sviste che nascono nella progettazione.

## RINGRAZIAMENTI

Le parole non bastano per ringraziare come sarebbe dovuto tutti coloro che mi sono stati vicini durante questa traiettoria.

In particolare, un sentito ringraziamento al professore Rosario Ceravolo che mi ha permesso di affrontare questo grande passo e alla professoressa Anna Osello che mi ha mostrato come la metodologa BIM sia ormai consolidata nel mondo dell'ingegneria civile e come questo metodo sarà determinante nel mondo del lavoro.

Un ringraziamento di cuore all'ingegnere Andrea Alberto che mi ha permesso di osservare e imparare come si lavora nello studio LGA engineering e nella carpenteria Martino, e grazie infinite per avermi fatto di tutor durante tutto questo tempo che con la sua immensa disponibilità e pazienza mi ha seguito attentamente durante tutto il processo di stesura della tesi.

Ringrazio anche tutto lo staff della LGA Engineering che mi hanno aiutato ad affrontare questo elaborato dandomi dei consigli a volte decisivi per affrontare certe problematiche, un dovuto ringraziamento all'ingegnere Tomasso Romanazzi, all'ingegnere Matteo Buschini e all'ingegnere Pier Paolo Cairo che sono stati sempre disponibili e pronti a darmi una mano durante questo percorso.

Mi sento in dovere di ringraziare tutto l'ateneo e tutti i professori che mi hanno guidato durante tutto questo percorso.

Ringrazio tutti i miei amici con i quali ho potuto affrontare questa esperienza decisiva per la mia vita.

In fine ringrazio la mia famiglia che mi è stata vicina durante tutto questo percorso, senza di loro sarebbe stato impossibile per me anche solo cominciare e avviarmi su questa strada, il loro supporto è stato fondamentale.

# INDICE DELLE FIGURE

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 1-1 SCHEMA DI SALDATURA MIG (FONTE: EUROPEAN ALUMINUM ASSOCIATION) .....   | 1  |
| FIGURA 1-2 SALDATURA .....  | 2  |
| FIGURA 1-3 EFFETTI INCLINAZIONE DELLA TORCIA .....  | 3  |
| FIGURA 1-4 CRICCHE A CALDO LUNGO IL CORDONE DI SALDATURA .....  | 4  |
| FIGURA 1-5 CRICCHE A FREDDO (A IDROGENO).....   | 5  |
| FIGURA 1-6 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI RESIDUE .....   | 6  |
| FIGURA 1-7 ELEMENTO CASO STUDIO (COLONNA IN ACCIAIO CON LASTRE AGLI STREMI).....  | 7  |
| FIGURA 1-8 SCHEDA TECNICA DEI MATERIALI (ANALISI MECCANICA) .....   | 8  |
| FIGURA 1-9 SCHEDA TECNICA DEI MATERIALI (ANALISI CHIMICA).....  | 8  |
| FIGURA 1-10 LASTRA FORATA SALDATA A UN TUBO.....  | 8  |
| FIGURA 1-11 RAPPORTO DI CIANFRINATURA.....  | 9  |
| FIGURA 1-12 ESECUZIONE DELLA SALDATURA .....  | 10 |
| FIGURA 1-13 EQUAZIONE DELLA TRASMISSIONE DEL CALORE .....   | 10 |
| FIGURA 1-14 PROPRIETÀ DELL'ACCIAIO IN FUNZIONE DELLA TEMPERATURA.....   | 11 |
| FIGURA 1-15 ANSYS GEOMETRIA DEL SISTEMA .....   | 12 |
| FIGURA 1-16 ANSYS ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DOPO LA SALDATURA ESTERNA.....  | 13 |
| FIGURA 1-17 ANSYS ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DOPO UNA SALDATURA INTERNA .....  | 13 |
| FIGURA 1-18 ANSYS ANDAMENTO DELLE TEMPERATURE DOPO UNA SALDATURA INTERNA .....  | 14 |
| FIGURA 1-19 ANSYS DEFORMATA CAUSATA DALLA DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA DATO<br>DALLA SALDATURA INTERNA .....               | 14 |
| FIGURA 1-20 ANSYS DEFORMAZIONE TOTALE POCO DOPO LA SALDATURA SU ENTRAMBI, MENTRE<br>IL CALORE NON SI È ANCORA DISSIPATO. .... | 15 |
| FIGURA 1-21 MODELLAZIONE MONODIMENSIONALE DELLA RESTRIZIONE DELL'ACCIAIO DOPO LA<br>SALDATURA .....                           | 16 |
| FIGURA 1-22 SEMPLIFICAZIONE DELLA ZTA .....   | 16 |
| FIGURA 1-23 RESTRIZIONE DELLA ZTA DOPO IL RAFFREDDAMENTO.....   | 16 |
| FIGURA 1-24 ANSYS DEFORMAZIONE DATO DAL RESTRINGIMENTO DELLA ZTA DELLA SALDATURA<br>ESTERNA .....                             | 17 |
| FIGURA 1-25 ANSYS DEFORMAZIONE DATO DALLA RESTRIZIONE DELLA ZTA DELLA SALDATURA<br>STERNA .....                               | 17 |
| FIGURA 1-26 APPORTO DI CALORE PER CONVEZIONE PER IL RINVENIMENTO DELLE ZONE<br>TERMICAMENTE ALTERATE .....                    | 18 |

|  |    |
|--|----|
| FIGURA 1-27 FRECCIA MASSIMA DELLA DEFORMAZIONE A METÀ DELLA LASTRA E ANDAMENTO DELLA DEFORMAZIONE LUNGO UN LATO DELLA PIASTRA..... | 18 |
| FIGURA 2-1 QUADRO RIASSUNTIVO DEI LIVELLI LOD (AIA)(01BUILDING.IT) .....   | 23 |
| FIGURA 2-2 QUADRO RIASSUNTIVO DEI LIVELLI LOD (UNI 11337) (LATERIZIO.IT).....  | 23 |
| FIGURA 2-3 TWINMOTION RENDER DEL PONTE IN ESAME DOPO LA CONCLUSIONE DELLA MODELLAZIONE.....  | 24 |
| FIGURA 3-1 CAMPATA LUNGA 85 M DA SUPERARE CON IL PONTE .....   | 25 |
| FIGURA 3-2 MODELLO TOPOGRAFICO DELL'AREA INTERESATA .....  | 27 |
| FIGURA 3-3 SEZIONE TOPOGRAFICA (CM) .....  | 27 |
| FIGURA 3-4 PONTE SUL PANARO (MAEGSPA.COM) .....  | 29 |
| FIGURA 3-5 PONTE AD ARCO SUL FIUME CENTA (SLIDESHARE.NET).....   | 29 |
| FIGURA 3-6 PONTE RIVA TRIGOSO SESTRI LEVANTE (MAESPA.COM).....   | 29 |
| FIGURA 3-7 PONTE AD ARCO SUL FIUME GRAVINA (MATILDI.COM).....  | 30 |
| FIGURA 3-8 CAVALCAVIA CAVALLERA (PROMOZIONEACCIAIO.IT) .....   | 30 |
| FIGURA 3-9 PONTE KOMO (MAEGSPA.COM) .....  | 31 |
| FIGURA 3-10 TAVOLA 1 RAPPORTO LUCE ALTEZZA PONTI ESISTENTI.....  | 31 |
| FIGURA 3-11 PONTE A TENDINI VERDICALI .....  | 32 |
| FIGURA 3-12 CARICHI APPLICATI ALL'ARCO DI ALTEZZA 17 M .....   | 34 |
| FIGURA 3-13 SFORZI ASSIALI LUNGO L'ARCO .....  | 34 |
| FIGURA 3-14 MOMENTO FLETTENTE .....  | 35 |
| FIGURA 3-15 SFORZI DI TAGLIO LUNGO L'ARCO .....  | 35 |
| FIGURA 3-16 CARICHI APPLICATI ALL'ARCO DI ALTEZZA 13 M .....   | 35 |
| FIGURA 3-17 SFORZI ASSIALI LUNGO L'ARCO .....  | 36 |
| FIGURA 3-18 MOMENTO FLETTENTE .....  | 36 |
| FIGURA 3-19 SFORZO DI TAGLIO LUNGO L'ARCO .....  | 36 |
| FIGURA 3-20 ARCO A SPINTA ANNULATA CON PENDINI VERTICALI.....  | 37 |
| FIGURA 3-21 DEFORMATA INDICATIVA DEL PONTE.....  | 38 |
| FIGURA 3-22 ARCO CON PENDINI DISPOSTI IN MODO DI LIMITARE LA SUA LUNGHEZZA .....   | 38 |
| FIGURA 3-23 DEFORMATA INDICATIVA DELL'ARCO .....   | 39 |
| FIGURA 4-1 DIAGRAMMA SFORZO DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO LAMINATO A CALDO EC3.1.1.....  | 43 |
| FIGURA 4-2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA FUNE (TECI.IT).....  | 43 |
| FIGURA 4-3 DIAGRAMMA SFORZO DEFORMAZIONE ACCIAIO LAMINATO A FREDDO .....   | 44 |
| FIGURA 4-4 TABELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO- UNI 206-1 .....   | 45 |
| FIGURA 4-5 CARATTERISTICHE TENSO DEFORMATIVE DEGLI ACCIAI EN 1992.1.1.....   | 45 |
| FIGURA 4-6 CLASSIFICAZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI IN FUNZIONE DELLA CLASSE DI ESPOSIZIONE NTC 18 TAB.4.1.III.....                   | 46 |
| FIGURA 4-7 CLASSIFICAZIONE COPRIFERRO IN FUNZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI E TIPO DI ARMATURA NTC18 TAB4.1. IV .....            | 46 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 4-8 NTC 2018 FIG.5.1.1 ESEMPIO DELLE NUMERAZIONI DELLE CORSIE .....  | 49  |
| FIGURA 4-9 SEZIONE PONTE [CM] .....   | 50  |
| FIGURA 4-10 CORSIE CONVENZIONALE LUNGO IL PONTE.....  | 51  |
| FIGURA 4-11 NTC 2018 FIG 5.1.2 SCHEMI DI CARICO 1 E 4 .....   | 52  |
| FIGURA 4-12 NTC 2018 TAB 5.1.II INTENSITÀ DEI CARICHI Q <sub>IK</sub> E Q <sub>IK</sub> PER LE DIVERSE CORSIE ..... | 53  |
| FIGURA 4-13 UNA POSSIBILE DISTRUBUZIONE DEI CARICHI SECONDO LO SCHEMA DI CARICO 1 .....                             | 54  |
| FIGURA 4-14 ESEMPIO LINEA DI INFLUENZA .....  | 55  |
| FIGURA 4-15 LINEA DI INFLUEZA .....   | 57  |
| FIGURA 4-16 LINEA DI INFLUEZA PER UNA AZIONE TANDEM E CARICO DISTRIBUITO.....                                       | 57  |
| FIGURA 4-17 ROTAZIONE RIGIDA DELL'IMPLACATO - (SLIDE DEL CORSO BRIDGE COSTRUCTION AND DESIGN).....                  | 58  |
| FIGURA 4-18 SCHEMA DELLA ROTAZIONE RIGIDA DELL'IMPALCATO - (SLIDE DEL CORSO BRIDGE COSTRUCTION AND DESIGN) .....    | 60  |
| FIGURA 4-19 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI DEL TRAFICO PER LA TRAVE TR1 .....  | 61  |
| FIGURA 4-20 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI DEL TRAFICO PER LA TRAVE TR2 .....  | 61  |
| FIGURA 4-21 SAP2000 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI DELLA COMBINAZIONE 1 RICAVATI DAL METODO DI COURBON.....              | 66  |
| FIGURA 4-22 CARICO DISTRIBUTIVO ORIZZONTALMENTE.....  | 68  |
| FIGURA 4-23 NTC 2018 VALORI DEI PARAMETRI NECESSARIO ALLA DETEMINAZIONE DELLE AZIONI DEL VENTO .....                | 70  |
| FIGURA 4-24 CNR-DT 207 R1/2018 AZIONI TANGENZIALI DEL VENTO .....   | 77  |
| FIGURA 4-25 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI DOVUTI ALLA AZIONE DEI VENTI .....  | 79  |
| FIGURA 4-26 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO .....   | 88  |
| FIGURA 4-27 NTC 2018 CURVA DI INSTABILITÀ PER ELEMENTI COMPRESSI.....   | 102 |
| FIGURA 4-28 SN003A-EN-EU VALORI DEL FATTORE C <sub>1</sub> .....  | 104 |
| FIGURA 4-29 REVIT SEZIONE TUBOLARE 813X30 .....   | 104 |
| FIGURA 4-30 REVIT SEZIONE PROFILO SALDATO 450X800 .....   | 107 |
| FIGURA 4-31 REVIT IRRIGIDIMENTI OGNI 2,5 METRI NELLE TRAVI LONGITUDINALI .....                                      | 109 |
| FIGURA 4-32 REVIT SEZIONE DELLE TRAVI TRASVERSALI .....   | 110 |
| FIGURA 4-33 CARATTERISTICHE TRAVI TRASVERSALI .....   | 110 |
| FIGURA 4-34 REVIT SEZIONE TRAVERSI DEL PONTE.....   | 112 |
| FIGURA 4-35 REVIT PARTICOLARE TRAVERSI SUPERIORI DEL PONTE.....   | 113 |
| FIGURA 4-36 CARATTERISTICHE TRAVI TRASVERSALI .....   | 113 |
| FIGURA 4-37 SEZIONE TRAVI DELLO SBALZO .....  | 115 |
| FIGURA 4-38 TRAVI DELLO SBALZO .....  | 115 |
| FIGURA 4-39 CARATTERISTICHE TRAVE IPE 400 SBALZO .....  | 115 |
| FIGURA 4-40 CARATTERISTICHE DELLA UPN 260 .....   | 117 |
| FIGURA 4-41 REVIT SEZIONE UPN260 .....  | 117 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 4-42 REVIT ELEMENTI DI CONTROVENTO UPN260 .....  | 117 |
| FIGURA 4-43 SEZIONE FUNE CHIUSA DI 76MM DI DIAMETRO TECI.IT .....   | 119 |
| FIGURA 4-44 REVIT DISPOSIZIONE DELLE FUNI CHIUSE.....   | 119 |
| FIGURA 4-45 REVIT INCLINAZIONE DEI PENDINI DI +1° E -1° RISPETTO ALLA ANGOLAZIONE<br>DELL'ARCO 5° .....   | 121 |
| FIGURA 4-46 SEZIONE SOLETTA DEL PONTE.....  | 122 |
| FIGURA 4-47 REVIT SEZION SOLETTA IN CLS SU LAMIERA GRECATA [MM].....  | 122 |
| FIGURA 4-48 LAMIERA GRECATA USATA (SIDERNEGRI.IT).....  | 123 |
| FIGURA 4-49 NTC 2018 DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE .....   | 124 |
| FIGURA 4-50 EC4.1.1 SCHEMA DEL MOMENTO RESISTENTE PLASTICO .....  | 124 |
| FIGURA 4-51 NTC 2018 RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO MINORE FRA QUESTI DUE VALORI ..  | 127 |
| FIGURA 4-52 LISTINO CONNETTORI TECNARIA(TECNARIA.COM) .....   | 127 |
| FIGURA 4-53 CARATTERISTICHE MECCANICHE PIOLI CTF TECNARIA(TECNARIA.COM).....  | 127 |
| FIGURA 4-54 DISPOSIZIONE TRASVERSALE DEI PIOLI.....   | 128 |
| FIGURA 4-55 EN1992.1.1 DISTRIBUZIONE ARMATURA LONGITUDINALE .....   | 129 |
| FIGURA 4-56 SAP 2000 DISPOSIZIONE DEGLI APPOGGI .....   | 131 |
| FIGURA 4-57 CARATTERISTICHE MECCANICHE E FISICHE DGLI APPOGGI<br>( <a href="https://www.sommainternational.com/wp-content/uploads/2020/10/POT-ITA.PDF">HTTPS://WWW.SOMMAINTERNATIONAL.COM/WP-CONTENT/UPLOADS/2020/10/POT-ITA.PDF</a> )<br>..... | 131 |
| FIGURA 4-58 SAP 2000 DEFORMATA MASSIMA DEL PONTE.....   | 132 |
| FIGURA 4-59 SAP 2000 APPLICAZIONE DEI CARICHI SECONDO LE CORSIE CONVENZIONALI.....  | 138 |
| FIGURA 4-60 SAP 2000 APPLICAZIONE DEI CARICHI DISTRIBUITI RELATIVI ALLE CORSIE<br>CONVENZIONALI.....  | 139 |
| FIGURA 4-61 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI MASSIME SULL'ESTRADOSSO<br>DELL'IMPALCATO [KN/MM].....  | 139 |
| FIGURA 4-62 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI MASSIME ALL'INFRADOSSO<br>DELL'IMPALCATO [KN/MM].....   | 139 |
| FIGURA 4-63 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURA LONGITUDINALE ALL'ESTRADOSSO<br>NECESSARIA [MM^2/MM] .....   | 140 |
| FIGURA 4-64 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE ALL'ESTRADOSSO<br>NECESSARIA [MM^2/MM] .....   | 140 |
| FIGURA 4-65 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURA LONGITUDINALE ALL'INTRADOSSO<br>NECESSARIA [MM^2/MM] .....   | 140 |
| FIGURA 4-66 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE ALL'INTRADOSSO<br>NECESSARIA [MM^2/MM] .....   | 140 |
| FIGURA 4-67 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURE SUPERIORE.....  | 141 |
| FIGURA 4-68 DISTRIBUZIONE DELL'ARMATURA INFERIOR .....  | 141 |
| FIGURA 4-69 NTC 2018 CRITERIO DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE .....  | 142 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 4-70 EN 1993.1.9 COEFFICIENTE DISICUREZZA .....   | 144 |
| FIGURA 4-71 NTC 2018 MODELLO DI CARICO A FATICA .....  | 144 |
| FIGURA 4-72 EN 1993.1.9 ANDAMENTO DEL COEFFICIENTE DI DANNO IN FUNZIONE DELLA<br>LUNGHEZZA DEL PONTE ..... | 145 |
| FIGURA 4-73 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....  | 145 |
| FIGURA 4-74 SAP 2000 TENSIONI MASSIME NELLE SEZIONI DEGLI ELEMENTI [MPa] .....                             | 146 |
| FIGURA 4-75 SAP 2000 TENSIONI MINIME NELLE SEZIONI DEGLI ELEMENTI.....                                     | 146 |
| FIGURA 4-76 NTC 2018 CLASSE DI FATICA DELLE SEZIONI .....  | 146 |
| FIGURA 4-77 CNR-DT207-2008 CORPO IMMERSO IN UN CAMPO DI VENTO.....   | 148 |
| FIGURA 4-78 CNR- DT207-2018 ANDAMENTO DELLE LINEE DI FLUSSO IN FUNZIONE DEL NUMERO DI<br>REYNOLDS .....    | 148 |
| FIGURA 4-79 CNR-DT207-2008 COEFFICIENTI AERODINAMICHE DI RESISTENZA .....                                  | 150 |
| FIGURA 4-80 CNR-DT207-2008 FATTORE DI INSTABILITÀ DA GALOPPO .....   | 152 |
| FIGURA 4-81 SAP 2000 PRIMO MODO DI VIBRARE TRASVERSALENTE DELLA STRUTTURA .....                            | 153 |
| FIGURA 4-82 CNR-DT207-2008 TABELLA DELLO SMORZAMENTO RELATIVO .....  | 155 |
| FIGURA 4-83 CNR-DT207-2008 COEFFICIENTE AERODINAMICO DI MOMENTO .....                                      | 156 |
| FIGURA 4-84 CNR-DT207-2008 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE AERODINAMICO DI MOMENTO<br>.....                | 157 |
| FIGURA 4-85 CNR-DT207-2008 VALORI DEL NUMERO DI STROUHAL .....   | 160 |
| FIGURA 4-86 CNR-DT207-2008 SCIA DI VON KARMAN .....  | 161 |
| FIGURA 4-87 CNR-DT207-2008 .....   | 161 |
| FIGURA 4-88 CNR-DT207-2008 TABELLA COEFFICIENTI K.....   | 164 |
| FIGURA 4-89 CNR-DT207-2008 TABELLA COEFFICIENTI CLAT .....   | 165 |
| FIGURA 4-90 IDEA STATICA CONNESSIONE SUPERIORE ARCO, DIAGONALI E TRAVERSINA .....                          | 167 |
| FIGURA 4-91 IDEA STATICA VERIFICA GLOBALE DEL NODO .....   | 168 |
| FIGURA 4-92 IDEA STATICA TENSIONE EQUIVALENTE NEL NODO [MPa] .....   | 168 |
| FIGURA 4-93 IDEA STATICA NODO TRAVE PENDINO .....  | 169 |
| FIGURA 4-94 IDEA STATICA VERIFICA DEL NODO .....   | 170 |
| FIGURA 4-95 IDEA STATICA VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI DEL NODO .....  | 171 |
| FIGURA 4-96 IDEA STATICA VERIFICA TENSIONALE DEL NODO.....   | 171 |
| FIGURA 4-97 IDEA STATICA VERIFICA ALLE DEFORMAZIONI PLASTICHE DEL NODO .....                               | 172 |
| FIGURA 4-98 IDEA STATICA GIUNTO DI TESTA.....  | 172 |
| FIGURA 4-99 WELDIA DIMENSIONI DELLA SALDATURA.....   | 173 |
| FIGURA 5-1 REVIT COLLEGAMENTO IFC DA SAP2000 A REVIT .....   | 177 |
| FIGURA 5-2 REVIT INRIGIDIMENTO TRASVERSALE DEL PONTE.....  | 178 |
| FIGURA 5-3 REVIT DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE DEI TUBOLARI DI RINFORZO .....                                | 178 |
| FIGURA 5-4 REVIT CONNESSIONE FRA IL PONTE E IL AVAMBECCO.....  | 178 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 5-5 SAP2000 DEFORMATA DELL'AVAMBECCO APPENNA DOPO AVER ATTRAVERSATO LA<br>CAMPATA .....               | 179 |
| FIGURA 5-6 AVAMBECCO A BECCO DI ANATRA, (STUDIO DEL VARO DI UN IMPALCATO A<br>GEOMETRIA, VANNY CEOTTO) ..... | 179 |
| FIGURA 5-7 SAP 2000 DEFORMAZIONE MASSIMA 0,6M .....  | 180 |
| FIGURA 5-8 SAP2000 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI DI TRAZIONE MASSIME NELLA STRUTTURA<br>.....                 | 180 |
| FIGURA 5-9 SAP 2000 CEDIMENTO MASSIMO AVAMBECCO 0,62M .....  | 180 |
| FIGURA 5-10 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI A TRAZIONE MASSIME NELLA STRUTTURA .....                            | 181 |
| FIGURA 5-11 SAP 2000 CEDIMENTO MASSIMO DELLA STRUTTURA 0.13M .....   | 181 |
| FIGURA 5-12 SAP 2000 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI MINIME NELLA STRUTTURA.....                                | 181 |
| FIGURA 5-13 SAP 200 CEDIMENTO MASSIMA DELLA STRUTTURA 0.18M.....   | 182 |
| FIGURA 5-14 SAP 2000 DISTRIBUZIONE MASSIMA DELLE TENSIONI MINIME NELLA STRUTTURA ..                          | 182 |
| FIGURA 5-15 SAP 2000 CEDIMENTO MASSIMO DELLA STRUTTURA 0.03 M .....  | 183 |
| FIGURA 5-16 SAP 2000 TENSIONI MINIME NELLA STRUTTURA .....   | 183 |

# INDICE DELLE TABELLE

|  |    |
|--|----|
| TABELLA I PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....                         | 48 |
| TABELLA II CARICHI SUPERFICIALI .....  | 48 |
| TABELLA III CARICHI LINEARI.....   | 48 |
| TABELLA IV NTC 2018 TAB 5.1.I NUMERO E LARGHEZZA DELLE CORSIE .....                | 50 |
| TABELLA V COEFFICIENTI DI REDISTRIBUZIONE DEI CARICHI SECONDO COURBON.....         | 60 |
| TABELLA VI COEFFICIENTI DI REDISTRIBUZIONE DEI CARICHI SECONDO COURBON. ....       | 61 |
| TABELLA VII DISTRIBUZIONE DEGLI SCHEMI DI CARICO PER LA PRIMA COMBINAZIONE .....   | 62 |
| TABELLA VIII COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                      | 62 |
| TABELLA IX CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI.....                                      | 62 |
| TABELLA X COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                         | 63 |
| TABELLA XI CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI.....                                      | 63 |
| TABELLA XII COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI .....                      | 63 |
| TABELLA XIII CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI .....                                   | 64 |
| TABELLA XIV COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                       | 64 |
| TABELLA XV CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI .....                                     | 64 |
| TABELLA XVI COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                       | 65 |
| TABELLA XVII CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI .....                                   | 65 |
| TABELLA XVIII COEFFICIENTE DI RIDISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                     | 65 |
| TABELLA XIX CARICHI APPLICATI SULLE TRAVI.....                                     | 65 |
| TABELLA XX COEFFICIENTE DI DISTRIBUZIONE DEI CARICHI.....                          | 67 |
| TABELLA XXI CARICO DISTRIBUITO FRA LE TRAVI.....                                   | 67 |
| TABELLA XXII COEFFICIENTE DI DISTRIBUZIONE DEI CARICHI .....                       | 67 |
| TABELLA XXIII CARICO DISTRIBUITO FRA LE TRAVI .....                                | 67 |
| TABELLA XXIV VALORI CARATTERISTICI PER LA VELOCITÀ DI RIFERIMENTO DI BASE .....    | 70 |
| TABELLA XXV VALORE DELLA VELOCITÀ DI RIFERIMENTO.....                              | 71 |
| TABELLA XXVI VALORE DELLA PRESSIONE DI RIFERIMENTO.....                            | 71 |
| TABELLA XXVII NTC2018 PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE | 71 |
| TABELLA XXVIII NTC2018 CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO .....                           | 72 |
| TABELLA XXIX NTC 2018 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI ESPOSIZIONE .....             | 72 |
| TABELLA XXX PRESSIONE DEL VENTO AGENTE SULLA STRUTTURA .....                       | 73 |
| TABELLA XXXI CNR-DT 207 R1/2018 TIPOLOGIA DI IMPALCATI .....                       | 74 |
| TABELLA XXXII CNR-DT 207 R1/2018 AZIONI DI RIFERIMENTO.....                        | 75 |

|   |     |
|---|-----|
| TABELLA XXXIII CNR-DT 207 R1/2018 COEFFICIENTE DI ATTRITO.....  | 78  |
| TABELLA XXXIV COEFFICIENTI NECCESARI PER LA DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE CINETICA<br>DI PICCO ..... | 78  |
| TABELLA XXXV AZIONI DISTRIBUITE NEL PONTE PER EFFETTO DEL VENTO .....                                 | 79  |
| TABELLA XXXVI NTC 2018 COEFFICIENTE DI FORMA .....  | 80  |
| TABELLA XXXVII NTC 2018 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....  | 80  |
| TABELLA XXXVIII NTC 2018 DELTA TU.....  | 83  |
| TABELLA XXXIX NTC 2018 PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....   | 85  |
| TABELLA XL NTC 2018 CATEGORIA DI SOTTOSUELO.....  | 86  |
| TABELLA XLI NTC 2018 CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICIE TOPOGRAFICHE.....                               | 86  |
| TABELLA XLII NTC 2018 FATTORE TOPOGRAFICO ST .....  | 87  |
| TABELLA XLIII NTC 2018 VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFIC .....                     | 93  |
| TABELLA XLIV NTC 2018 COEFFICIENTI DI SICUREZZA .....   | 94  |
| TABELLA XLV NTC 2018 COEFFICIENTI DI COMPARTICIPAZIONE DELLE AZIONI .....                             | 95  |
| TABELLA XLVI NTC 2018 MASSIMI RAPPORTI LARGHEZZA SPESSORE PER PARTI COMPRESSE .....                   | 97  |
| TABELLA XLVII NTC 2018 MASSIMI RAPPORTI LARGHEZZA SPESSORE PER PARTI COMPRESSE .....                  | 98  |
| TABELLA XLVIII NTC 2018 MASSIMI RAPPORTI LARGHEZZA SPESSORE PER PARTI COMPRESSE....                   | 98  |
| TABELLA XLIX COEFFICIENTI DI SICUREZZA .....  | 99  |
| TABELLA L VALORI CARATTERISTICI ARCO .....  | 105 |
| TABELLA LI VALORI CARATTERISTICI TRAVE LONGITUDINALE.....   | 107 |
| TABELLA LII CARATTERISTICHE DELLA FUNE CHIUSA.....  | 119 |
| TABELLA LIII CNR-DT207-2008 VALORI DI LAMBDA.....   | 162 |
| TABELLA LIV NTC 2018 COEFFICIENTI BETA .....  | 174 |

## BIBLIOGRAFIA

- *Welding Inspector WIS 5 handbook TWI*
  - *A heat transfer textbook fifth edition by John h. Lienhard iv and John H. Lienhard v*
  - *Study of solidification cracking during laser welding in advanced high strength steels: A combined experimental and numerical approach Gautam Agarwal*
  - *Analysis of Welding Shrinkage, A simplified approach to estimating welding shrinkage assumes the plate being, welded contains a thermoelastoplastic zone and a fully elastic zone*
- BY N. R. MANDAL and C. V. N. SUNDAR
- *Numerical and experimental study on prediction of thermal history and residual deformation of double-sided fillet welding; P Biswas1\*, M M Mahapatra2, and N R Mandall*
  - *Scienza e Ingegneria dei Materiali terza edizione WILLIAM D. CALLISTER, DAVID G. RETHWISCH*
  - *NCCI: Elastic critical moment for lateral torsional buckling SN003a-EN-EU*
  - *Tesi di laurea in Apparecchi ed impianti di sollevamento e trasporto STUDIO DEL VARO DI UN IMPALCATO A GEOMETRIA VARIABILE CON METODI DI SPINTA INCREMENTALE Study of the incremental launching of a bridge deck with varying crosssection, Vanny Ceotto*
  - *Applicazione della metodologia BIM nella progettazione strutturale di ponti ad arco a spinta annullata: Il caso pratico del ponte “Ciadel” Lorenzo Mascotto*

*-SPECIALISTA NELLA PROGETTAZIONE, FORNITURA E POSA IN OPERA DI STRUTTURE IN ACCIAIO Maeg*

*- BIM and Construction Management Proven Tools, Methods, and Workflows  
Second Edition Brad Hardin Dave Mc Cool*

*- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI DECRETO 17  
gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*

*-EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of  
joints*

*-UNI EN 206-2014 Calcestruzzo Specificazioni, prestazioni, produzione e  
conformità*

*-NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE*

*PER LA COSTRUZIONE DELLE STRADE Ministero delle Infrastrutture e dei  
Trasporti*

*ISPETTORATO GENERALE PER LA CIRCOLAZIONE E LA SICUREZZA  
STRADALE Prot. n.6792*

*-EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions -  
Thermalactions*

*. EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on  
bridges*

*-EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General  
rules and rules for buildings*

*-EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules  
and rules for buildings*

*-EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules -  
Structural fire design*

*-EN 1993-1-9 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue*

*-EN 1993 - 1 - 11 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of  
structures with tension components*

*-EN 1993-2 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges*

*-EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures -  
Part 1-1: General rules and rules for buildings*

*-EN 1998-2:2005+A2 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake  
resistance -  
Part 2: Bridges*

*-CNR-DT 207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*

*-SOMMA - APPARECCHI DI APPOGGIO A DISCO ELASTOMERICO  
CONFINATO ERGOFLON DISC*

*- Progettazione e costruzione di ponte iv edizione Mario Paolo Petrangeli*

*-Slide del corso Bridge construction and design, Luca Giordano*

## **SITOGRAFIA**

-<https://www.sommainternational.com/wp-content/uploads/2020/10/POT-ITA.pdf>

- [www.teci.it](http://www.teci.it)

- [www.01building.it](http://www.01building.it)

-[www.laterizio.it](http://www.laterizio.it)