



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea in Ingegneria Civile
A.a. 2021/2022
Sessione di Laurea di dicembre 2022

Progettazione di ponte strallato mediante metodologia BIM

Caso studio: Passerella ciclopedonale a Verbania

Relatori:

Prof. Rosario Ceravolo
Ing. Andrea Alberto, PhD

Candidato:

Riccardo Cerutti
Matr. 289387

Indice delle figure.....	3
0. Introduzione	8
1. La metodologia BIM.....	10
2. Progettazione preliminare	13
3. Calcolo strutturale.....	17
3.1 Normative di riferimento	17
3.2 Materiali.....	18
3.3 Calcolo delle azioni	28
3.4 Combinazione delle azioni	49
3.5 Realizzazione del modello.....	52
3.6 Verifiche agli SLU e SLE degli elementi in acciaio	55
3.7 Piolature e solette.....	84
3.8 Verifiche SLU e SLE Calcestruzzo	99
4. Collegamenti.....	114
4.1 Unioni Bullonate.....	114
4.2 Taglio e zincatura delle piastre	133
4.3 Saldatura	136
5. Caso studio 1 - Analisi di rigidezza	140
6. Caso studio 2 -Analisi al continuo degli effetti torsionali	143
7. Render	151
Risultati giunto	154
Bibliografia e siti internet consultati	158
Ringraziamenti	159

Indice delle figure

Figura 1 - Vista dall'alto del luogo dell'intervento	9
Figura 2 - LOD nella carpenteria metallica.....	11
Figura 3 – Ripartizione fondi del PNRR.....	11
Figura 4 - Ponte sul fiume Sabato a Benevento	14
Figura 5 - Ponte progettato da Freyssinet.....	14
Figura 6 - Modello di soluzione ad antenna singola	15
Figura 7 - Abbassamenti per soluzione ad antenna singola	15
Figura 8 - Abbassamenti con CHS193.7	16
Figura 9 - Modello finale adottato.....	16
Figura 10 - Legge costitutiva	18
Figura 11 - Comportamento nel tempo del calcestruzzo.....	22
Figura 12 - Valori del coefficiente di viscosità	23
Figura 13 - Effetti di ritiro e viscosità nel modello	24
Figura 14 – Classi di esposizione del calcestruzzo	25
Figura 15 - Condizioni ambientali	25
Figura 16 - Copriferro minimo.....	25
Figura 17 - Caratteristiche del calcestruzzo adottato su IdeaStatiCA	25
Figura 18 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano	31
Figura 19 - Forme degli impalcati proposte deal CNR	34
Figura 20 - Valori del coefficiente di esposizione	37
Figura 21 – Zone della temperature dell’aria esterna.....	39
Figura 22 - Fase 1	44
Figura 23 - Classe d'uso delle costruzioni.....	45
Figura 24 - Coefficiente d'uso per la strategia di progettazione.....	45
Figura 25 - Fase 2.....	45
Figura 26 - Fase 3.....	46
Figura 27 - Parametri dell'azione sismica nel modello	47
Figura 28 - Andamento delle forze di compressione nel modello	52
Figura 29 - Andamento teorico delle forze assiali (compressione).....	52
Figura 30 - Modello Completo.....	53
Figura 31 - Modello completo con carichi	53

Figura 32 - Convenzioni di Advance Design	54
Figura 33 - Metodi di analisi	55
Figura 34 - sezione IPE tratta dal profilario di Arcelor Mittal	56
Figura 35 - Grafico Momento- Curvatura	57
Figura 36 - Classificazione delle sezioni.....	58
Figura 37 - Involuppo delle forze assiali sul trave principale	60
Figura 38 - Momenti flettenti agenti	61
Figura 39 - Momenti flettenti agenti	62
Figura 40 - Andamento del taglio F_y	64
Figura 41 - Andamento del taglio F_z	65
Figura 42 - Verifiche di resistenza trave principale	65
Figura 43 - Modalità di crisi.....	67
Figura 44 - Configurazione deformata del Concert and meeting hall di Bucarest.....	67
Figura 45 - instabilità flessionale a sinistra e flesso torsionale a destra.....	68
Figura 46 - dominio di resistenza tridimensionale	68
Figura 47 - Curve d'instabilità per profili in acciaio	70
Figura 48 - Tasso di lavoro a stabilità	74
Figura 49 - Verifiche a stabilità Profili	75
Figura 50 - vista delle travi secondarie	75
Figura 51 - F_x sulle travi secondarie.....	76
Figura 52 - Momento M_y sulle trave secondarie	76
Figura 53 - Verifiche di resistenza per travi secondarie.....	77
Figura 54 - Verifiche di stabilità per travi secondarie.....	77
Figura 55 - Verifiche di resistenza per travi secondarie a mensola	78
Figura 56 - Verifiche di stabilità per travi secondarie a mensola.....	78
Figura 57 - Verifiche di resistenza per travi secondarie HEB260.....	78
Figura 58 - Verifiche di stabilità per travi secondarie HEB260.....	79
Figura 59 - Verifiche di resistenza travi principali esterne	79
Figura 60 - Verifiche di stabilità travi principali esterne	79
Figura 61 - Tabella commerciale delle funi FAS	80
Figura 62 - Verifiche a resistenza degli stralli esterni.....	80
Figura 63 - Verifiche di resistenza degli stralli interni.....	80
Figura 64 -Limite di abbassamento	81
Figura 65 - Verifiche abbassamento travi principali.....	82

Figura 66 - Verifiche abbassamento travi secondarie	82
Figura 67 - Verifiche abbassamento travi principali esterne.....	83
Figura 68 - Abbassamento in combinazione quasi SLE.	83
Figura 69 - Contributo di inerzia dovuto dai pioli	84
Figura 70 - Definizione della larghezza efficace	85
Figura 71 - Larghezze equivalenti.....	85
Figura 72 - Schema dei pioli Nelson.....	86
Figura 73 - Scheda tecnica dei pioli Nelson.....	86
Figura 74 - Travi con pioli Nelson presso la carpenteria Martino	87
Figura 75 - Vista laterale	93
Figura 76 - Modello semplificato per studio della soletta.....	94
Figura 77 - Convenzione delle armature su Advance Design	94
Figura 78 - Axi	95
Figura 79 - Ayi	95
Figura 80 - Axs.....	95
Figura 81 - Ays.....	96
Figura 82 - Armature implementate su Advance Design.....	96
Figura 83 - Schema delle armature fornito dalle NTC18.....	97
Figura 84 - Lunghezze efficaci.....	98
Figura 85 - Dominio di resistenza nel piano	100
Figura 86 - Dominio di resistenza tridimensionale	100
Figura 87 - convenzione delle zioni su idea statica.....	101
Figura 88 - Fx sugli elementi di calcestruzzo	101
Figura 89 - Mz sugli elementi di calcestruzzo	102
Figura 90 - My sugli elementi di calcestruzzo	102
Figura 91 - Azioni introdotte su IdeaStatiCA sull'elemento 111.....	103
Figura 92 - Risultato verifiche elemento 111 su Ideastatica	103
Figura 93 - Limiti di apertura delle fessure agli SLE.....	109
Figura 94 - Verifiche dettagli costruttivi su IdeaStatiCA	110
Figura 95 - Verifiche svolte su Gelfi.....	110
Figura 96 - Dominio di resistenza Gelfi.....	111
Figura 97 - Fx sull'elemento 173 in calcestruzzo	112
Figura 98 - Classi dei bulloni	114
Figura 99 - Esempio di giunto a coprigiunto.....	119

Figura 100- Collegamento su Advance Steel.....	120
Figura 101 - Convenzione dei segni su Advance Steel.....	121
Figura 102 - Verifica del collegamento su Advance Steel.....	121
Figura 103 - Collegamento travi principali su IdeaStatiCA.....	122
Figura 104 - Tensioni sulle membrature indotte dai carichi	122
Figura 105 - Indicazioni delle NTC18 sulle geometrie.....	123
Figura 106 - Geometria delle piastre sulle flange	123
Figura 107 - Geometria delle piastre sull'anima.....	124
Figura 108 - Giunto n.2 su Advance Steel e su IdeaStatiCA	128
Figura 109 - Tensioni su IdeaStatiCA.....	128
Figura 110 - Giunto n.3 su Advance Steel e su IdeaStatiCA	129
Figura 111 - Tensioni ricavate con IdeaStatiCA.....	130
Figura 112 - Sollecitazioni di trazione sugli stralli	130
Figura 113 - Sollecitazione di trazione sullo strallo più sollecitato	131
Figura 114 - Dettagli delle travi secondarie di collegamento	132
Figura 115 - Piastre preparate per il processo di zincatura	133
Figura 116 - Piatti nel nodo rappresentati su Advance Steel	134
Figura 117 - Macchina a controllo numerico per il taglio delle piastre, carpenteria Martino	135
Figura 118 - Travi con verniciatura intumescente presso la carpenteria Martino.....	135
Figura 119 - Piani di gola proposti dalla NTC18	136
Figura 120 - Caso 1	140
Figura 121 - Caso 2	140
Figura 122 - Caso 3	140
Figura 123 - Caso 4.....	141
Figura 124 - Momento Curvatura, casi 1 e 2.....	141
Figura 125 - Momento Curvatura, caso 3 e 4.....	141
Figura 126 - Andamento della rigidezza a seconda dell'unione.....	142
Figura 127 - Tensioni σ_{xx} sull'anima della trave	146
Figura 128 - Tensioni σ_{yy} sull'anima della trave	146
Figura 129 - Effetti torsionali passo 1750 mm.....	150
Figura 130 - Effetti torsionali passo 1250 mm.....	150

Tabella 1 – Dati raccolti sulle altezze delle torri.....	14
Tabella 2 – Verifiche svolte	17
Tabella 3 – Caratteristiche acciaio S355	19
Tabella 4 – Caratteristiche acciaio S275	19
Tabella 5 – Caratteristiche del calcestruzzo C40/50	26
Tabella 6 - Caratteristiche acciaio B450C.....	27
Tabella 7 - Carichi variabili	29
Tabella 8 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_s	30
Tabella 9 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	31
Tabella 10 - Classi di esposizione	32
Tabella 11 - Classi di rugosità del terreno.....	32
Tabella 12 - Coefficiente di esposizione in funzione dell'altezza	33
Tabella 13 - Calcolo azione del vento	35
Tabella 14 . azione del vento in funzione dell'altezza.....	36
Tabella 15 – Coefficienti relativi al carico neve	38
Tabella 16 - Probabilità di superamento PVR in funzione dello stato limite considerato	40
Tabella 17 - Superfici topografiche.....	41
Tabella 18 - Categorie topografiche.....	41
Tabella 19 - Categorie di sottosuolo	41
Tabella 20 - Vita nominale delle costruzioni	44
Tabella 21 – Parametri sismici ottenuti.....	46
Tabella 22 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU	50
Tabella 23 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali	50
Tabella 24 – Verifica a compressione trave principale.	60
Tabella 25.....	62
Tabella 26 -Verifica a taglio trave principale.....	65
Tabella 27 – valori di taglio resistente dei pioli	88
Tabella 28 – Azioni sull’elemento 111	102
Tabella 29 – Azioni sull’elemento 173	112
Tabella 30 - Riassunto delle posizione dei fori nelle unioni	123
Tabella 31 – Verifiche sui singolo bulloni.....	131

0. Introduzione

L'obiettivo di questa tesi, realizzata e sviluppata in un contesto aziendale, quale quello della *L.G.A. Engineering*, è quello di svolgere la progettazione di un ponte adottando la metodologia BIM, Building Information Modelling, metodologia con la quale questa azienda affronta le diverse fasi della progettazione e che ha e avrà sempre maggiore importanza in tutto il settore delle opere civili grazie alla sua capacità di coinvolgere all'interno del progetto professionisti di natura differente e multidisciplinare, come progettisti delle opere strutturali, impiantisti e architettonici.

Il caso studio oggetto di progettazione è rappresentato da una passerella ciclopedonale sita in Verbania della lunghezza di 110 metri, più precisamente in prossimità del porto di Intra. Il progetto in realtà fa parte di un più ampio programma che prevede la realizzazione di un percorso ciclopedonale.

È stata posta grande attenzione alla progettazione delle strutture in carpenteria metallica per via dell'esperienza maturata durante il percorso presso L.G.A. e per le competenze maturate anche dalle diverse visite presso la carpenteria Martino S.r.l. Essa vanta un notevole *know how* nella realizzazione di infrastrutture metalliche ed in generale nelle opere di carpenteria metallica.

Il processo è stato svolto realizzando prima uno studio sulle varie tipologie strutturali, dopodiché tramite gli elaborati forniti è stato possibile procedere con la realizzazione del modello, il dimensionamento di sezioni e profili ed infine le verifiche degli elementi, dopo aver svolto questa fase è stato possibile definire i dettagli costruttivi andando ad utilizzare il principale vantaggio della metodologia BIM, ovvero la condivisione delle informazioni tra i programmi e le varie fasi affrontate.

Infine, questo percorso ha consentito di sviluppare una conoscenza del mondo lavorativo e delle figure professionali coinvolte nei vari processi, progettuali e decisionali, che sono necessarie per la realizzazione di un'opera, da quella più semplice a quella più complessa, in cui è necessario riporre la stessa professionalità a prescindere dall'entità che la realizzazione abbia.

Si riporta di seguito una fotografia del luogo dell'intervento realizzata tramite l'utilizzo di un drone.



Figura 1 - Vista dall'alto del luogo dell'intervento

La struttura verrà realizzata mediante l'utilizzo di calcestruzzo armato e carpenteria metallica, in particolare è stata riposta grande attenzione sulla progettazione di quest'ultima in ragione anche dell'esperienza acquisita presso la Martino S.r.l., grazie alle diverse visite effettuate durante lo svolgimento di questa tesi.

1. La metodologia BIM

La metodologia BIM, *Building Information Modelling*, rappresenta un approccio alla progettazione basato sulla gestione e la condivisione di informazioni contenute all'interno di modelli. Tale approccio è stato sviluppato principalmente per l'edilizia e rappresenta una nuova alternativa alla progettazione tradizionale, infatti, tramite un'accurata modellazione e una piattaforma di cloud è possibile migliorare il dialogo da un punto di vista tecnico tra le figure professionali andando a rappresentare un progetto durante tutte le sue fasi di vita, partendo dalla pianificazione fino alla manutenzione, tramite una rappresentazione interdisciplinare. È chiaro quindi, a differenza di come spesso si creda, che il BIM non sia uno specifico programma ma un approccio molto più ampio e concreto. Affinché il processo BIM sia reale e completo è necessario che oltre all'interoperabilità tra i programmi, vi sia quella tra gli operatori che sono coinvolti all'interno del processo di progettazione.

Uno dei concetti cardine di questa metodologia è il LOD, *Level Of Detail*, infatti, come detto in precedenza un modello BIM è tale se contiene informazioni, ma non tutti i modelli contengono lo stesso livello di informazioni. Infatti, è stata realizzata una scala di livelli di dettaglio in modo da andare ad individuare i modelli più o meno ricchi di dati:

- LOD 100, questi modelli sono di natura concettuale, infatti, non contengono dati geometrici ma solo dati generici e informazioni approssimative.
- LOD 200, all'interno del modello le forme degli elementi diventano distinguibili.
- LOD 300, a questo livello il quantitativo di informazioni è tale da permettere la realizzazione di documenti relativi alla stima dei costi con una discreta approssimazione
- LOD 400, è il livello tipico dei dettagli costruttivi, in cui viene raggiunto un grande livello di dettaglio.
- LOD 500, è il livello più elevato e contiene tutti i dati di progetto, inclusi quelli che saranno necessari per l'intero ciclo vitale del progetto.

Di seguito si riporta uno schema esplicativo dei vari livelli di dettaglio nella carpenteria metallica

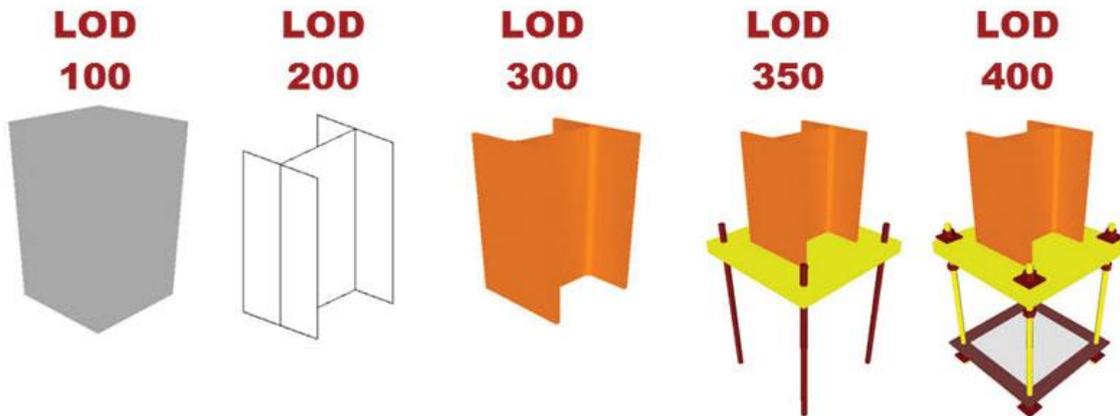


Figura 2 - LOD nella carpenteria metallica

Il rapido sviluppo della metodologia BIM ha consentito che essa andasse a ricoprire una grossa parte della progettazione. Per tale motivo il BIM è stato inserito, con lo scopo di ammodernare l'amministrazione pubblica e migliorare la competitività. All'interno del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) va a recepire il ben più ampio programma Next Generation EU (NGEU). Infatti, questa metodologia rappresenta una degli approcci proposti all'interno della prima categoria, su sei in totale, denominate come missioni.



Figura 3 – Ripartizione fondi del PNRR

La missione numero uno è trasversale e multidisciplinare, ovvero interessa più ambiti del tessuto produttivo del paese, ma presenta in ogni settore l'aspetto della digitalizzazione. L'intento cardine di questa sezione è quello di andare a ridurre la lentezza burocratica snellendo i processi decisionali.

Per quanto riguarda l'ambito legislativo nel 2019, tramite il DM560/2017, venne richiesto, in via obbligatoria, l'utilizzo di metodologie e strumenti elettronici per opere il cui importo fosse almeno di 100 milioni di euro. Dal 1° gennaio del 2022 invece tale obbligo è sceso ad un importo di almeno 15 milioni di euro.

Tramite il decreto n.312 del 2 agosto 2021 viene modificato il decreto ministeriale 560/2017 andando ad introdurre una differente regolazione in merito al BIM negli appalti pubblici, le scadenze ed i limiti che andranno rispettati sono di seguito riportati:

- 1° gennaio 2022, per le nuove realizzazioni e gli interventi sugli edifici ed infrastrutture esistenti viene posto un tetto di 15 milioni di euro.
- 1° gennaio 2023, per le nuove realizzazioni e gli interventi sugli edifici ed infrastrutture esistenti viene posto un tetto di 5.35 milioni di euro.
- 1° gennaio 2025, per le nuove realizzazioni e gli interventi sugli edifici ed infrastrutture esistenti viene posto un tetto da 1 milione di euro.

Per dimostrare in maniera univoca l'effettivo utilizzo della metodologia BIM in ambito lavorativo si utilizzano le certificazioni rilasciate dagli enti certificatori. Per ottenere tale certificazione si deve svolgere un percorso che può durare parecchio tempo, all'incirca un anno, dove l'ente certificatore si assicura che vengano rispettati tutti gli standard richiesti che sono forniti dalla UNI/PdR 74:2019, ovvero una norma prescrittiva. La prassi prevede di definire i *requisiti di un sistema di gestione BIM*, denominato come SGBIM, che devono essere rispettati all'interno del processo di progettazione.

2. Progettazione preliminare

Come prima fase è stata condotta una ricerca tipologica per analogia al caso in oggetto andando quindi ad individuare le caratteristiche principali delle strutture simili a quella oggetto della progettazione e già realizzate. È stato realizzato un grafico in cui gli assi rappresentano le semi-campate del ponte e altezza della torre per ponti strallati prevalentemente simmetrici, i dati ricavati sono stati analizzati e trattati realizzando due rette di regressione, la prima, ovvero quella in verde, fa riferimento a ponti con destinazione ciclopedonale ed è ottenuta dai punti identificati con delle croci, la seconda invece, rappresentata in arancio, fa riferimento ai ponti a destinazione stradale. Si può notare, come appunto ci si aspettava, che a parità di luce i ponti strallati a destinazione stradale richiedano altezze delle torri maggiori rispetto a quelli ciclopedonali in ragione dei maggiori carichi da trasferire al terreno. Il motivo per cui si sono utilizzate le semi- campate e non le luci intere è per raccogliere più dati e andando quindi ad utilizzare sia ponti strallati con campate simmetriche che non simmetriche.

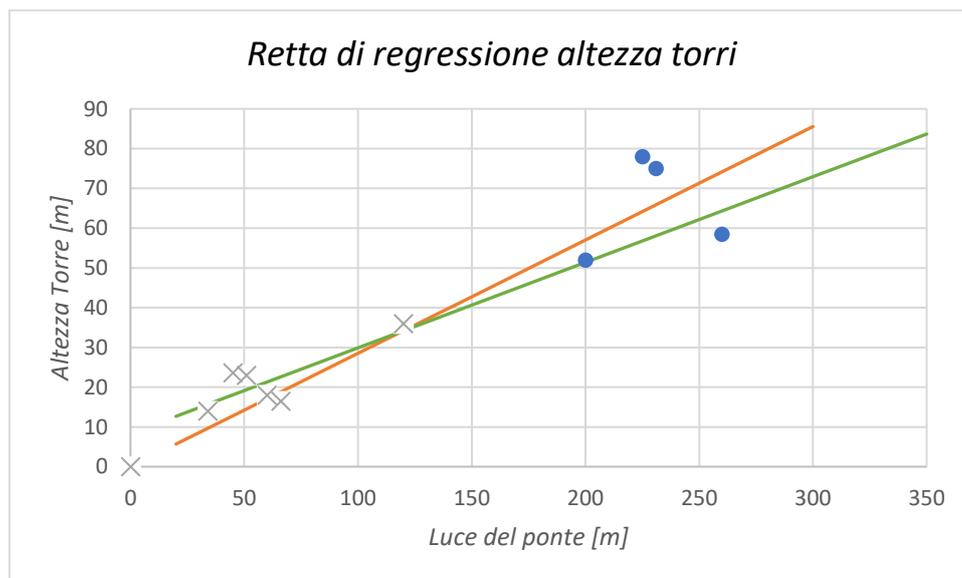


Tabella 1 – Dati raccolti sulle altezze delle torri

Nome	Luce	Altezza torre	Ciclopedonale
[-]	[m]	[m]	
Ponte Adriatico	225	78	no
Ponte strallato di Porto Marghera	231	75	no
	260	58.5	no
	200	52	no
Ponte Pineta di Laives	66	16.5	si
Ponte sul Brenta	45	23.6	si
Ponte a Baiguini	120	36	si
Benevento fiume sabato	51	23	si
Sassuolo fiume secchia	60	18	si
Padova fiume Piovego	34	14	si



Figura 4 - Ponte sul fiume Sabato a Benevento

In prima ipotesi si era partiti con una soluzione ad un'antenna singola, come quello proposto di seguito, progettato da Freyssinet.



Figura 5 - Ponte progettato da Freyssinet

Dopo una prima fase di predimensionamenti è stato realizzato un modello tramite il software Advance Design, andando a valutare gli abbassamenti agli SLE, che verranno mostrati nei capitoli successivi. La soluzione con una sola antenna risultava tecnicamente sconveniente, pertanto, si è passati ad una soluzione a due antenne.

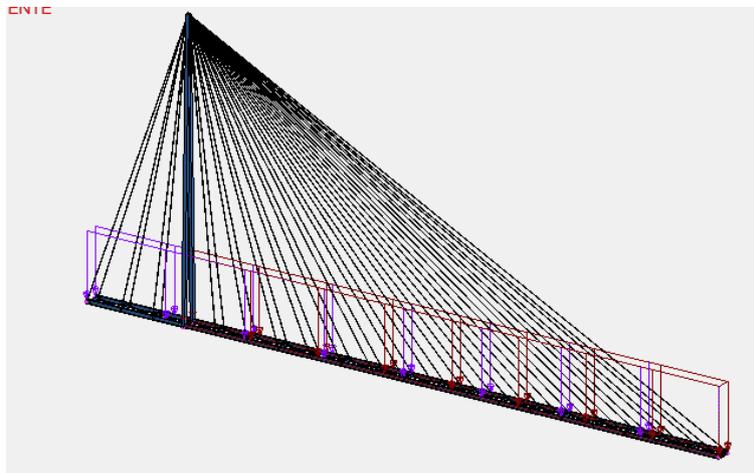


Figura 6 - Modello di soluzione ad antenna singola

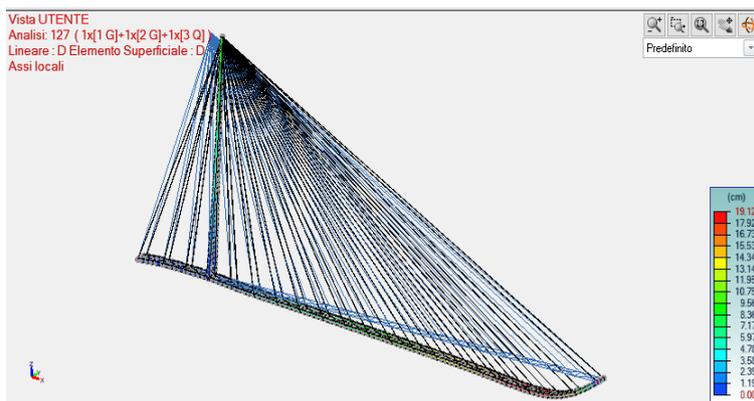


Figura 7 - Abbassamenti per soluzione ad antenna singola

Si può vedere di seguito come la soluzione a due antenne sia più conveniente in quanto per lo stesso abbassamento si riesce a diminuire considerevolmente l'altezza della torre, passando da 42 metri a 25 metri.

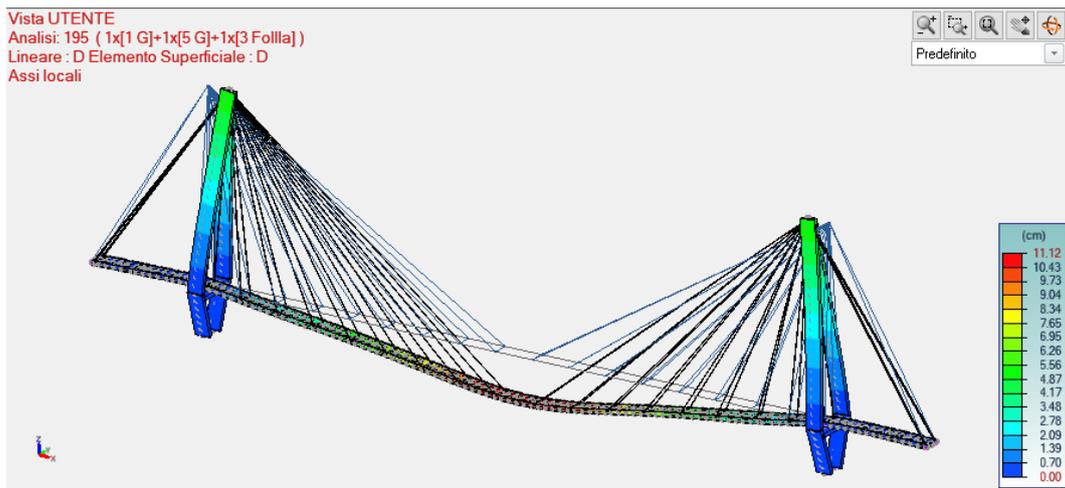


Figura 8 - Abbassamenti con CHS193.7

Inoltre, sono state valutate differenti soluzioni a due antenne, ad esempio, andando ad utilizzare profili tubolari cavi al posto degli stralli di estremità della serie CHS193.7X10 ottenendo un abbassamento 11.12 cm, questo rappresenta una soluzione tecnicamente ammissibile, ma risulta troppo cautelativa. Pertanto, è stata scelta una sezione con degli stralli esterni CHS177.8 e con torri dell'altezza di 25 metri.

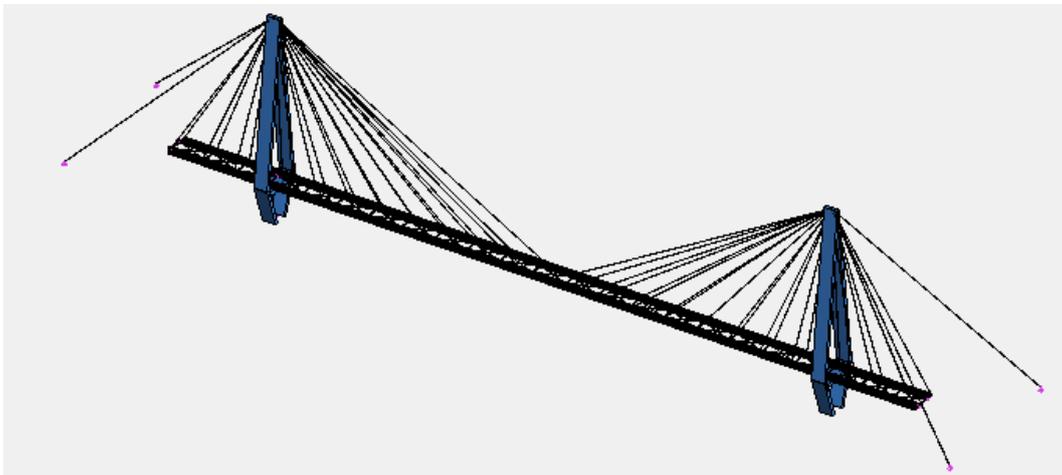


Figura 9 - Modello finale adottato

3. Calcolo strutturale

3.1 Normative di riferimento

Una volta conclusa la fase di predimensionamento geometrico è stata svolta una fase di predimensionamento delle sezioni dell’impalcato, per poi procedere con le verifiche degli elementi come previsto dalla normative. In particolare, è possibile distinguere tra due tipologie di analisi, le prime sono globali sugli elementi, mentre le seconde sono quelle locali ai nodi. Nella seguente tabella vengono riportate le verifiche che sono state affrontate:

Tabella 2 – Verifiche svolte

SLU	SLE
Resistenza	Deformazioni
Stabilità	Tensionali
	Fessurazione
	Fatica

Le norme utilizzate in questo progetto sono:

- D.M. 17 gennaio 2018
“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7
“Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»”
- UNI EN 1991 Eurocodice 1
“Azioni sulle strutture”
- UNI EN 1992 Eurocodice 2
“Progettazione delle strutture in calcestruzzo”
- UNI EN 1993 Eurocodice 3
“Progettazione delle strutture in acciaio”
- UNI EN 1994 Eurocodice 4
“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”

3.2 Materiali

Acciaio

L'acciaio è una lega ferro-carbonio, il rapporto tra queste due componenti fa sì che si possano definire differenti categorie di materiali, si parla di ghisa nei casi in cui il tenore di carbonio, ovvero la percentuale di carbonio presente nella lega, sia superiore del 1.7%. Si parla invece di acciaio quando si ha un tenore di carbonio inferiore al 1.7%. In particolare, si parla di acciai dolci con percentuali di carbonio con circa lo 0.20 %, di acciai semiduri quando il contenuto di carbonio risulta compreso tra lo 0.25 e lo 0.50%, infine si hanno gli acciai duri tra lo 0.50% e lo 0.70%.

Un aumento del quantitativo di carbonio eleva la resistenza del materiale ma ne riduce la duttilità e la saldabilità. Motivo per cui gli acciai da carpenteria necessitano un quantitativo di carbonio inferiore al 2%. In particolare, in questa categoria si ha largo impiego di un tenore di carbonio tra lo 0.1% e lo 0.25%.

Le caratteristiche principali che deve avere un acciaio adibito ad impieghi strutturali devono essere le seguenti:

- Incrudimento.
- Duttilità.
- Saldabilità.
- Lavorabilità.

Il legame costitutivo sforzo-deformazione fornisce la descrizione del comportamento deformativo dell'acciaio in risposta ad un determinato stato tensionale, esso risulta simmetrico a trazione e a compressione fornendo un grande vantaggio tecnico rispetto al calcestruzzo.

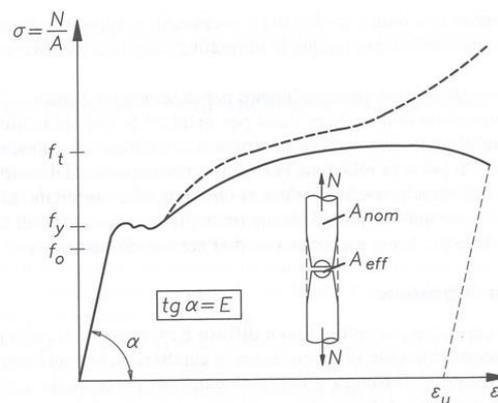


Figura 10 - Legge costitutiva

Per poter modellare il ponte è stato necessario andare a definire i materiali. Per le travi primarie e secondarie è stato utilizzato un acciaio con le seguenti caratteristiche:

Acciaio S355

Classificazione	Acciaio S355 J0	
Modulo Elastico	$E=210000$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$	[-]
Modulo Elastico Tangenziale	$G=81000$	MPa
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5}$	[-]
Tensione di snervamento	$f_y = 355$	MPa
Deformazione di snervamento	$\epsilon_{s,yd} = 0.11\%$	[-]

Tabella 3 – Caratteristiche acciaio S355

Acciaio S275

Classificazione	Acciaio S275 J0	
Modulo Elastico	$E=210000$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$	[-]
Modulo Elastico Tangenziale	$G=81000$	MPa
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5}$	[-]
Tensione di snervamento	$f_y = 275$	MPa
Deformazione di snervamento	$\epsilon_{s,yd} = 0.11\%$	[-]

Tabella 4 – Caratteristiche acciaio S275

Calcestruzzo

Quando si parla di calcestruzzo armato, s'intende un materiale composito realizzato dall'unione di calcestruzzo e acciaio. Questi due materiali presentano caratteristiche differenti tra loro e complementari, pertanto, il loro accoppiamento permette di fornire un buon comportamento, la peculiarità principale del calcestruzzo è la resistenza a compressione mentre per quanto riguarda l'acciaio si ha un'ottima resistenza a trazione, caratteristica che per il calcestruzzo è circa un decimo di quella a compressione. Alla base del meccanismo di resistenza vi è la necessità di aderenza tra le barre e il calcestruzzo stesso per un corretto trasferimento degli sforzi.

Il Model Code 2010 classifica il calcestruzzo in tre categorie a seconda della loro densità:

- Calcestruzzo con inerte leggero: 8-20 kN/m³
- Calcestruzzo di peso normale: 20-26 kN/m³
- Calcestruzzo pesante: >26 kN/m³

Tra densità e resistenza nel calcestruzzo c'è un rapporto di proporzionalità, ad una riduzione di densità corrisponde sempre una riduzione di resistenza meccanica. I calcestruzzi utilizzati in questa tesi sono racchiusi all'interno della seconda categoria menzionata, ovvero il calcestruzzo di peso normale. Sebbene il calcestruzzo sia un materiale non omogeneo, il comportamento macroscopico, ovvero per dimensioni molto maggiori a quelle degli inerti, può essere assunto come isotropo, mentre, come citato in precedenza, il suo comportamento non è simmetrico a trazione e compressione, pertanto quando si ha che fare con il calcestruzzo, si fa sempre distinzione tra i casi a trazione e quelli a compressione.

Comportamento in compressione

Il calcestruzzo è una miscela eterogenea che viene ottenuta andando a miscelare differenti componenti quali leganti, aggregati ed eventuali additivi che in determinate circostanze possono migliorare alcune peculiarità del calcestruzzo stesso.

La classificazione del calcestruzzo avviene tramite l'adozione di un criterio basato sulla resistenza a compressione a 28 giorni di maturazione, da cui si ricavano due parametri, il primo, ovvero la resistenza a compressione su provino cilindrico alto 300 mm e con un diametro 150 mm, individuata dalla sigla f_{ck} . Mentre la seconda sigla indica la resistenza a compressione su provini cubici di lato 150 mm cui corrisponde la sigla R_{ck} . Dai risultati ottenuti tramite sperimentazioni si può affermare che valga la seguente relazione:

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$$

Infine, il valore medio di resistenza a compressione è ricavato dalla resistenza a compressione cilindrica ed è dato da:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La resistenza a trazione invece in sede di progettazione, facendo riferimento alle *NTC18*, è ricavata dalle seguenti formulazioni:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ per classi } < C50/60$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln \left[1 + \frac{f_{ctm}}{10} \right] \text{ per classi } > C50/60$$

Nel caso in cui l'elemento analizzato sia sottoposto a trazione indotta da flessione si assume un valore medio di resistenza a trazione che è dato da:

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$$

Quando si sottopone il calcestruzzo ad uno stato di sollecitazione di compressione si può notare quello che è il fenomeno microscopico più significativo nel calcestruzzo, ovvero una microfessurazione diffusa, da ciò si può analizzare il diagramma sforzo- deformazione (σ - ε) e notare che si ha un andamento lineare per un livello tensionale del 30-40% rispetto alla resistenza del materiale, dopo il raggiungimento di tale soglia si ha un abbattimento della rigidità del materiale. la normativa indica come modulo elastico quello secante tra la tensione nulla e un valore di $0.4 f_{cm}$, in sede progettuale si può adottare la seguente:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo non sono costanti nel tempo ma appunto dipendono da esso, i fenomeni che ne derivano sono il ritiro e la viscosità. Tali comportamenti sono stati opportunamente considerati nel modello di calcolo. Il ritiro, noto in letteratura come *shrinkage*, corrisponde alla diminuzione di volume dovuta all'evaporazione dell'acqua durante l'indurimento del materiale. Questo fenomeno è isotropo ed è composto da due componenti, la prima autogena e la seconda per essiccamento.

La parte dovuta al ritiro autogeno dipende dalla miscela con cui è stato realizzato il calcestruzzo e in maniera prettamente pratica viene valutata in funzione delle classi di resistenza del

materiale, il ritiro per essiccamento invece dipende dalla geometria dell'elemento, dall'umidità relativa ambientale e dalla temperatura ambientale. Negli elementi realizzati con l'utilizzo di calcestruzzo armato si può anche tenere in considerazione la presenza dell'acciaio andando a considerare deformazioni per ritiro minori.

Un altro fenomeno di fondamentale importanza nel calcestruzzo è quello della viscosità, nota in letteratura come *creep*, questo effetto si verifica in presenza di carichi di lunga durata, le deformazioni subiscono un incremento nel tempo rispetto al valore iniziale.

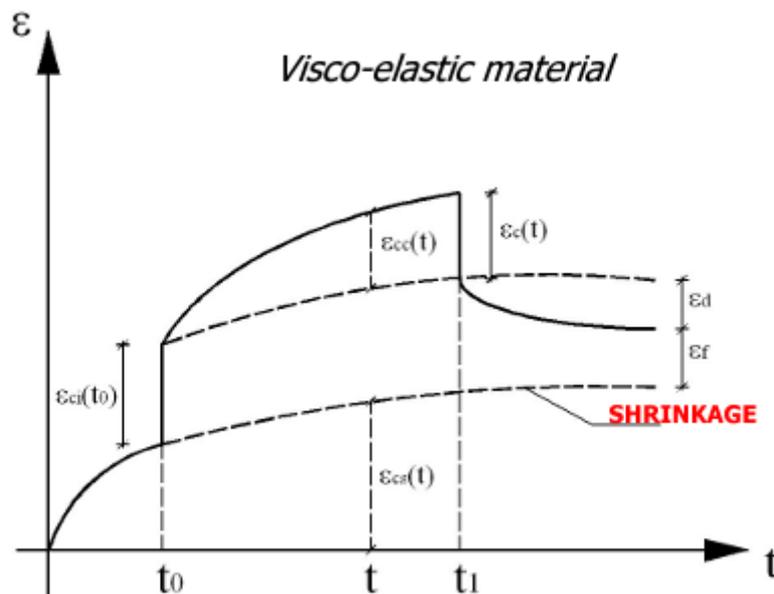


Figura 11 - Comportamento nel tempo del calcestruzzo

Le deformazioni a lungo termine non sono completamente reversibili per via della plasticizzazione che si verifica nel materiale. L'entità dell'effetto viscoso dipende da: composizione, geometria dell'elemento, umidità, temperatura ed età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico

Quando si è in campo lineare e lo stato tensionale non varia molto nel tempo o comunque varia in maniera monotona, l'effetto delle deformazioni viscosi è pari a 2 o 3 volte quello delle deformazioni elastiche che si hanno al momento dell'applicazione dei carichi. La valutazione di questi effetti è consentito dalle normative tramite approcci semplificati.

$$\epsilon_v(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)}$$

Si effettua la valutazione della deformazione generata dallo stato tensionale σ , applicato al momento t_0 . Le valutazioni del coefficiente di viscosità ϕ sono state condotte in automatico dal

software. Pertanto, la deformazione totale dovuta all'applicazione dei carichi sarà data da due contributi, il primo è il contributo elastico di applicazione istantanea del carico mentre il secondo è dovuto alla viscosità del materiale e sarà:

$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_c} \right]$$

Dove t è l'istante di valutazione della deformazione, t₀ il momento di applicazione dei carichi ed E_c è il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione. Di seguito vengono riportati i valori del coefficiente di viscosità in funzione dell'umidità relativa previsti da normativa.

Tab. 11.2.VI - Valori di ϕ (∞ , t₀). Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t ₀	h ₀ ≤ 75 mm	h ₀ = 150 mm	h ₀ = 300 mm	h ₀ ≥ 600 mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di ϕ (∞ , t₀). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t ₀	h ₀ ≤ 75 mm	h ₀ = 150 mm	h ₀ = 300 mm	h ₀ ≥ 600 mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Figura 12 - Valori del coefficiente di viscosità

All'interno del modello strutturale gli effetti di viscosità e ritiro sono stati settati tramite la seguente finestra:

Viscosità e ritiro

Viscosità presa in considerazi Ritiro preso in considerazione

Viscosità ϕ (∞ , t₀) Ritiro ecs (∞)

Viscosità ϕ (t, t₀) Ritiro ecs (t)

RH % t₀ giorno

t giorno t_s giorno

Classe d'indurimento

Verifica a fuoco **Classe strutturale**

Resistenza

Calcolo tensioni

Calcolo delle tensioni secondo le raccomandazioni professionali

Figura 13 - Effetti di ritiro e viscosità nel modello

Per garantire invece la durabilità nel tempo delle caratteristiche del calcestruzzo anche rispetto alle condizioni ambientali è bene adottare un opportuno strato di copriferro andando ad utilizzare classi di calcestruzzo adeguate, nel caso oggetto di progettazione è stata selezionata una classe in funzione delle condizioni ambientali ed in particolare per garantire le caratteristiche di durabilità previste dall'EC2. Essendo un ponte ciclopedonale che attraversa un corso d'acqua ed inoltre essendo a ridosso del lago Maggiore si hanno fenomeni di alternanza ciclica tra superfici asciutte e bagnate, pertanto, la classe di esposizione dalla tabella sottostante risulta essere la XC4 in cui la corrosione è indotta da carbonatazione.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Figura 14 – Classi di esposizione del calcestruzzo

In ragione della classe di esposizione la classe minima di calcestruzzo consentita è la C32/40 mentre le condizioni ambientali sono da considerarsi come aggressive.

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 15 - Condizioni ambientali

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C > C _o	C _{min} < C < C _o	C > C _o	C _{min} < C < C _o	C > C _o	C _{min} < C < C _o	C > C _o	C _{min} < C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	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 16 - Copriferro minimo

Il copriferro per gli elementi in calcestruzzo è di 30 mm in quanto C > C_o, per tolleranze geometriche si aggiungono 10 mm di copriferro per un totale di 40 mm di copriferro sulle torri del ponte. Di seguito si riportano le caratteristiche del calcestruzzo adottato ed un estratto delle proprietà dei materiali adottati su IdeaStatiCA.

Calcestruzzo

Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	v [-]	Massa unitaria [kg m ³]
C40/50	40.0	48.0	3.5	35220.5	0.20	2500
ε _{c2} = 20.0 1e-4, ε _{cu2} = 35.0 1e-4, ε _{c3} = 17.5 1e-4, ε _{cu3} = 35.0 1e-4, Esponente - n: 2.00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0.20), Tipo di diagramma: Parabolico						

Figura 17 - Caratteristiche del calcestruzzo adottato su IdeaStatiCA

Di seguito vengono riportate le caratteristiche del calcestruzzo sopracitato.

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck} = 50	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck} = 40	MPa
Modulo elastico medio	E_{cm} = 35220.5	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c = 1.5	[-]
Coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc} = 0.85	[-]
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} = 23.51	MPa
Resistenza media a trazione	f_{ctm} = 3.60	MPa
Resistenza a trazione caratterista	f_{ctk} = 2.52	MPa
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd} = 1.67	MPa

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.2$	[-]
-------------------------	-------------------------------	-----

Tabella 5 – Caratteristiche del calcestruzzo C40/50

Acciaio da armatura

Come per l'acciaio dei profili, l'acciaio per l'armatura cosiddetta "lenta" è realizzato tramite una lega tra ferro e carbonio il cui rapporto ne determina la duttilità. Tuttavia, anche in questo caso si ha una percentuale di carbonio di circa lo 0.2%. Il comportamento di questo materiale risulta simmetrico a trazione e compressione anche se ad inficiare il comportamento di questo materiale rispetto alla compressione sopraggiungono fenomeni di instabilità che vengono contrastati dal calcestruzzo. Per assicurare una buona aderenza all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo sono state introdotte delle nervature che hanno anche lo scopo di andare a codificare il produttore dell'acciaio, il paese di provenienza e il tipo di acciaio, si parla quindi di acciaio a aderenza migliorata. I valori di resistenza corrispondono ad un frattile del 5%, ovvero, hanno una probabilità del 5% di risultare minori rispetto a quelli riportati. Sempre per quanto riguarda l'acciaio da armatura lenta le NTC18 consentono l'utilizzo di due classi di acciaio: la B450A e la B450C, dove in entrambe le tipologie si ha una tensione di snervamento caratteristica di 450 MPa, la differenza tra classe A e C è invece da ricondursi alla duttilità che possiedono andando a variare la deformazione ultima che si ottiene. La classe A è prodotta per trafilatura a freddo mentre la classe C viene prodotta con laminazione a caldo. L'acciaio viene prodotto in forma di reti, rotoli o barre in lunghezze commercializzate con lunghezze dai 12 ai 14 metri e diametri fino ai 40 mm. Le barre poi possono essere piegate a seconda delle necessità ed in particolare per la realizzazione delle staffe. Viene riportata una tabella riassuntiva delle caratteristiche meccaniche utilizzate e un estratto delle caratteristiche utilizzate da IdeaStatiCA.

Acciaio B450C

Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450$	MPa
Modulo elastico	$E_s = 210000$	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	[-]
Resistenza di progetto SLU	$f_{yd} = 391.3$	MPa
Resistenza limite in esercizio SLE	$\sigma_{s,lim} = 360$	MPa
Modulo di elasticità trasversale	$G_s = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$	[-]
Peso specifico	$\rho = 7850$	Kg/m ³

Tabella 6 - Caratteristiche acciaio B450C

Acciaio Armatura Lenta

Nome	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	ν [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 450C	450.0	540.0	210000.0	0.20	7850
$f_{tk}/f_{yk} = 1.08$, $\epsilon_{uk} = 500.0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: C, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato					

Caratteristiche membrature struttura

Travi principali

- Materiale: S355
- Sezione: IPE 600

Travi secondarie

- Materiale: S355
- Sezione: IPE270

Controventi

- Materiale: S355
- Sezione: L60x60x6

Stralli

- Materiale:
- Sezione: Diametro 30 mm

Stralli esterni

- Materiale: S355
- Sezione: CHS177.8

Antenne

- Materiale: CLS C40/50
- Sezione: 50x150 cm

3.3 Calcolo delle azioni

La vita nominale della struttura, ovvero il periodo entro cui si prevede che l'opera si mantenga su determinati livelli prestazionali, è stata adottata pari a 50 anni. Facendo riferimento al capitolo 5 delle NTC, ed in particolare al paragrafo 5.1.3, si ha la distinzione dei vari carichi per ponti stradali che 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;

Azioni permanenti

Sono individuate come azioni permanenti quelle che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione e che non subiranno variazioni nel corso della vita della struttura, tale categoria delle azioni permanenti si suddivide in strutturali e non strutturali.

Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è ripartito principalmente in tre categorie: le antenne in calcestruzzo armato, l'impalcato in carpenteria metallica e la lastra di calcestruzzo dell'impalcato.

Peso proprio degli elementi non strutturali

Per la realizzazione del modello strutturale su Advance design sono stati computati a mano i carichi non strutturali che sono i seguenti:

Carichi lineari:

- Parapetto: 1 kN/m
- Veletta: 1.20 kN/m

Quindi, sono stati modellati due carichi lineari posizionati in corrispondenza dei due parapetti e con un valore di 2.20 kN/m ciascuno

Carichi superficiali:

Il peso della lamiera grecata è assunto trascurabile mentre viene computato un peso per quanto riguarda il binder di copertura pari a 0.50 kN/m^2 . La soletta di calcestruzzo nell'impalcato, come già specificato in precedenza, è stata computata nella sezione del peso proprio degli elementi strutturali.

Azioni variabili del traffico

Per definizione sono valori istantanei che possono subire grandi e rapide variazioni in orizzonti temporali molto inferiori rispetto a quelli della vita della struttura. Per quanto riguarda le azioni variabili esse vengono fornite dal capitolo 5 della normativa, paragrafo §5.1.3.14, essendo l'oggetto di questo progetto una passerella ciclopedonale viene meno il discorso dei *load model* andando ad utilizzare lo schema di carico "3" con un valore caratteristico pari a 5 kN/m da posizionare a discrezione del progettista a seconda degli effetti da massimizzare.

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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

Tabella 7 - Carichi variabili

Azione del vento

L'azione del vento esercita azioni generalmente orizzontali che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici, come consentito dalla normativa le azioni del vento possono essere assimilate come statiche equivalenti dirette ortogonalmente allo sviluppo dell'impalcato, e nelle direzioni più sfavorevoli di alcuni suoi elementi. La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dove:

- q_r pressione cinetica di riferimento.
- c_e coefficiente di esposizione.
- c_p coefficiente di pressione.
- c_d coefficiente dinamico.

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

Tabella 8 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_s

Il valore della pressione cinetica di riferimento è calcolabile con la seguente:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 391,20 \frac{N}{m^2}$$

Dove:

- v_r velocità di riferimento del vento.
- ρ densità dell'aria.

Come ipotesi progettuale si assume una densità dell'aria pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$, la velocità di riferimento è il valore medio su 10 minuti a 10 metri di altezza del suolo su un terreno pianeggiante, tale valore è dato:

$$v_r = v_b \cdot C_r = 25 \text{ m/s}$$

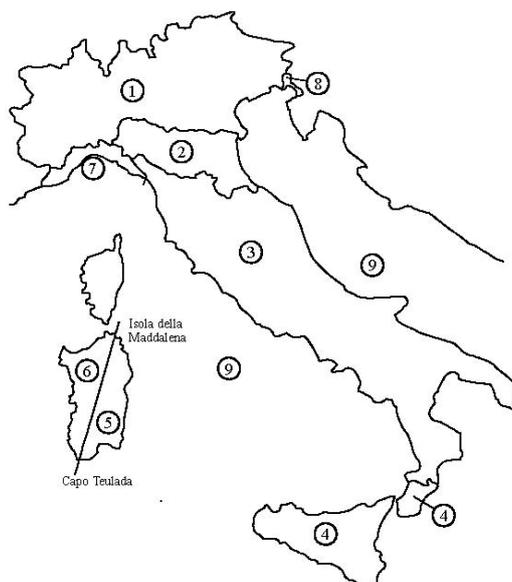


Figura 18 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Il valore di v_b vale 25,00 m/s in quanto la città di Verbania appartiene alla *Zona 1*, il coefficiente di ritorno C_r , funzione del periodo di ritorno, per un valore di quest'ultimo pari a 50 anni è unitario mentre il coefficiente di esposizione, per $z \geq z_{\min}$, si ricava dalla seguente:

$$C_e = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

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 9 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

I valori di K_r , z_0 e z_{\min} sono stati ricavati in base agli opportuni parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, in quanto, essendovi delle aree con ostacoli diffusi si può assumere una classe di rugosità del terreno D . Per la quota di progetto e per la classe assunta si può ricavare una classe di esposizione I a cui corrispondono i seguenti valori:

$$\begin{cases} K_r = 0.17 \\ z_0 = 0.01 \text{ m} \\ z_{\min} = 2 \text{ m} \end{cases}$$

La classe di esposizione è stata individuata andando a considerare la classe di rugosità del terreno D, dopodiché è stata individuata la vicinanza alla costa dell'opera che verrà realizzata, essendo essa prospiciente ad una costa lacustre, è stata posta pari a zero e pertanto è stato possibile definire la classe di esposizione I come dimostrano le tabelle sottostanti

ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

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

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Tabella 10 - Classi di esposizione

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); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) 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 11 - Classi di rugosità del terreno

Fino all'altezza della struttura pari a Z_{min} si esegue il calcolo del coefficiente di esposizione che risulta costante. Il coefficiente di pressione c_p è stato assunto unitario come il coefficiente dinamico, anch'esso unitario, pertanto la pressione del vento è:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0.74 \frac{kN}{m^2}$$

Per la parte di ponte in cui $z > z_{min}$ rispetto alla superficie del fiume dai 2 m ai 25 m della cima dell'antenna, si riscrive la formula per ottenere l'effettivo valore del coefficiente di esposizione:

$$C_e(z) = C_e(z_{min})$$

Dove si considera il grafico:

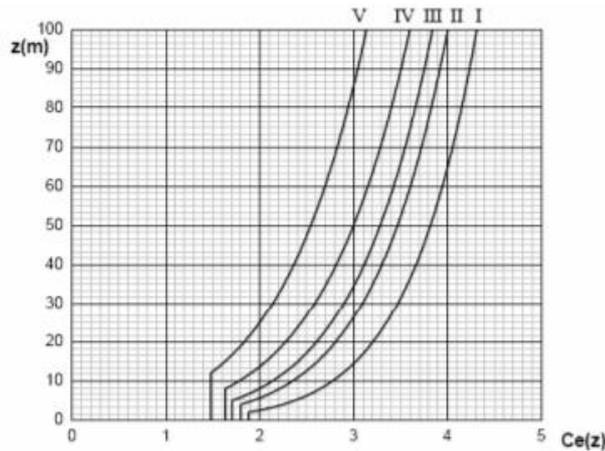


Tabella 12 - Coefficiente di esposizione in funzione dell'altezza

Il valore massimo di pressione del vento in sommità dell'antenna che si ottiene è:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 1.31 \frac{kN}{m^2}$$

Fino a 2 m è agente una pressione pari a $p = 0.74 \text{ kN/m}^2$, mentre dai 2 m a 25 m, è agente una pressione pari a $p = 1.025 \text{ kN/m}^2$. Trattandosi però di un ponte è necessario tenere conto degli effetti generati dalla forma della sezione, in particolare è necessario andare a valutare il coefficiente di pressione che tiene conto della geometria della sezione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. La valutazione è stata effettuata mediante l'utilizzo di normativa di comprovata validità quale la CNR-DT 207 R1/2018 in quanto, i flussi che si creano attorno ad un impalcato da ponte e le conseguenti pressioni che da esso ne derivano, generano fenomeni molto complessi che dipendono dalla forma dell'impalcato e dai suoi elementi. Essendo il ponte in oggetto a sezione costante lungo il suo sviluppo e con lunghezza non superiore a 200 metri, le sezioni considerate sono le seguenti:

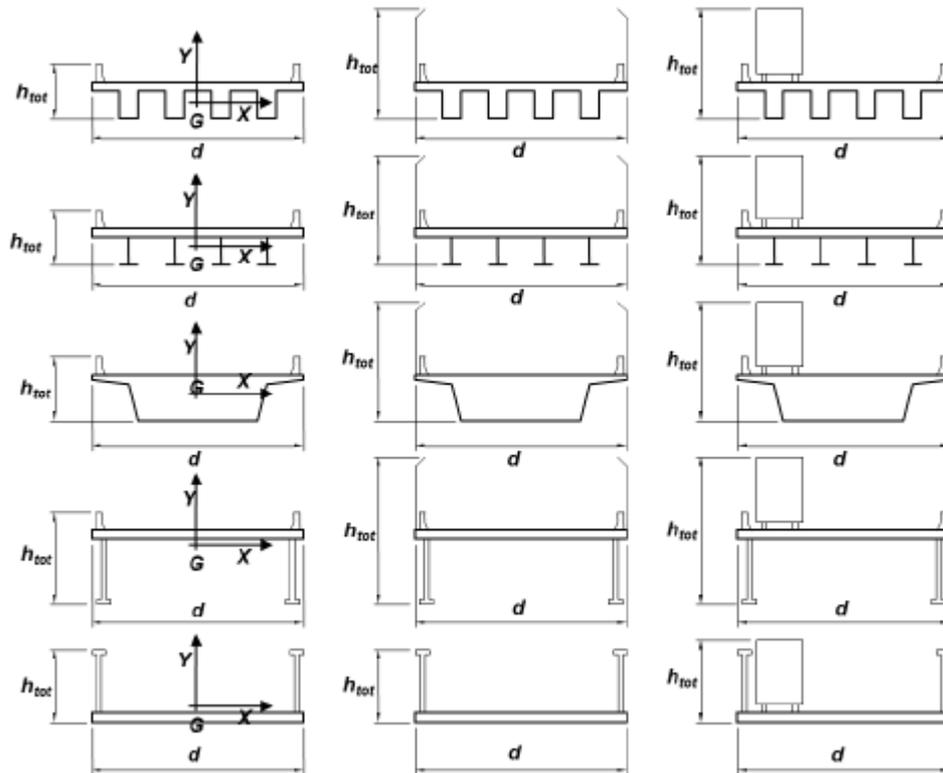


Figura 19 - Forme degli impalcati proposte deal CNR

Si ipotizza una direzione del vento principalmente perpendicolare all'impalcato, esso esercita nel piano della sezione un sistema di azioni per unità di lunghezza f_x , f_y e m_z , i coefficienti di forza e quello di momento sono dati da:

$$c_{fx} = \begin{cases} \frac{1.85}{d} - 1.10 & \text{per } 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1.35}{h_{tot}} & \text{per } \frac{d}{h_{tot}} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fy} = \begin{cases} \pm \left(0.7 + \frac{0.4d}{h_{tot}} \right) & \text{per } 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1.2 & \text{per } \frac{d}{h_{tot}} > 5 \end{cases}$$

$$C_{mz} = \mp 0.2$$

Dove d corrisponde alla larghezza dell'impalcato nella direzione del vento mentre h_{tot} all'altezza totale di ingombro dell'impalcato. Si ipotizza a tal ragione un'altezza del parapetto di 1.10 metri mentre si considera circa un'altezza di circa un metro per il pacchetto strutturale

per ottenere quindi un valore di h_{tot} pari a due metri circa. Il valore di d invece corrisponde a 3.50 metri.

$$\frac{d}{h} = \frac{3.50}{2} = 1.75$$

Cui corrisponde la seguente:

$$C_{fx0} = -1.64 \cdot \log_{10} \left(\frac{d}{b} \right) + 1.25 = -1.64 \cdot \log_{10}(1.75) + 1.25 = 1.751$$

I coefficienti nella direzione y e quello relativo al momento vengono considerati nulli come dichiarato in normativa. Andando ad applicare i coefficienti si ottiene una distribuzione della pressione del vento maggiorata che viene riassunta nel foglio Excel che viene riportato di seguito.

$c_e(z) = k_t^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min} \quad [3.3.7]$			
$P = q_t c_e c_p c_d \quad [3.3.4]$			
Periodo di ritorno	T_r	50	[Anni]
Coefficiente di ritorno	C_r	1.000734	[-]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità di base	V_b	25	[m/s]
Velocità di riferimento	V_r	25.01834	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_r	391.20	[N/m ²]
Coefficiente di forma	c_p	1.751	[-]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[-]
Coefficiente topografico	c_t	1	[-]
Altezza massima copertura	Z_{TOP}	25	[m]
Angolo copertura	α	0	[gon]
Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	K_t	Z_0	Z_{min}
	[-]	[m]	[m]
	0.17	0.01	2
Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione			
Categoria di esposizione del sito	K_t	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 13 - Calcolo azione del vento

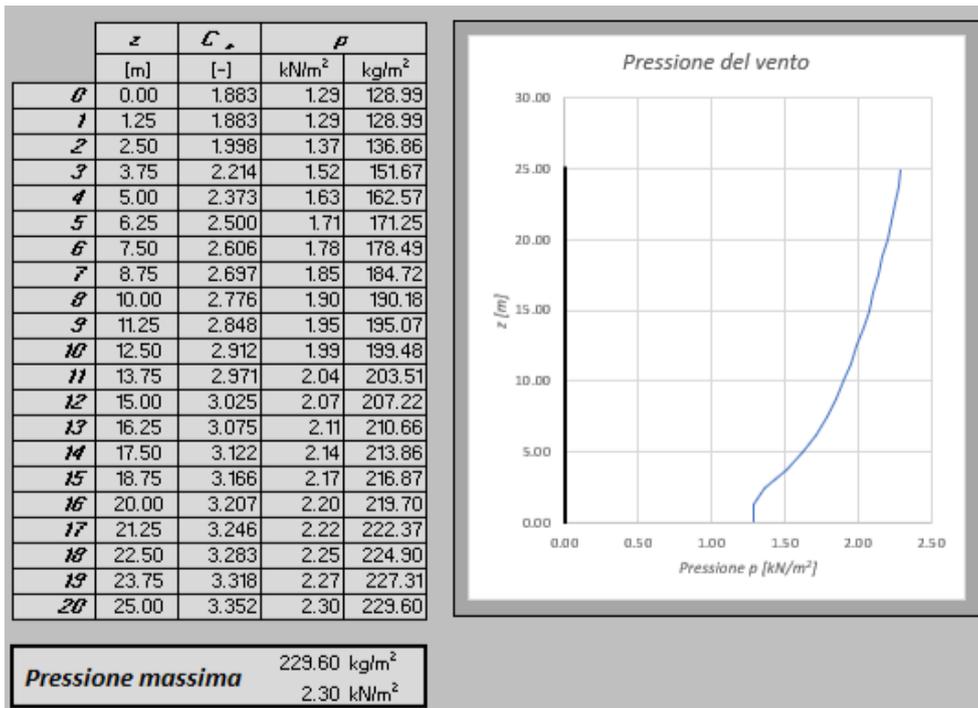


Tabella 14 . azione del vento in funzione dell'altezza

Carico neve

Il carico della neve è fornito dal paragrafo §3.4.1 delle NTC18, il carico della neve sulle coperture viene valutato con la seguente

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

Dove q_{sk} è il valore di riferimento della neve al suolo che dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, per il calcolo di tale valore si possono considerare 4 zone in cui viene suddiviso il territorio nazionale, la città di Verbania appartiene alla *Zona I – Alpina*, essendo ad una quota di 197 m s.l.m. e quindi minore dei 200 m s.l.m. proposti dalle formulazioni, si ottiene quindi un valore di neve al suolo pari a:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

- Con la quota del sito: $a_s = 198 \text{ m s.l.m.}$
- $\mu_i = 0.8$ coefficiente di copertura per coperture a due falde con $\alpha < 30^\circ$
- $C_E = 1.0$ il coefficiente di esposizione
- $C_i = 1.0$ il coefficiente termico

Nel caso di un ponte essendo la superficie assimilabile a quella di una copertura piana si può adottare un coefficiente di forma pari a 0.8.

Per quanto concerne il coefficiente di esposizione, che tiene conto delle caratteristiche in cui sorge l'area, si può osservare come nella zona di progetto, il terreno sia prevalentemente pianeggiante senza una discreta densità di costruzioni; pertanto, il coefficiente di esposizione può essere adottato pari a 0.9.

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

Figura 20 - Valori del coefficiente di esposizione

Il coefficiente termico tiene conto dell'effetto dello scioglimento della neve e della conseguente riduzione del carico che da essa deriva, seguendo il paragrafo §3.4.5. in assenza di uno studio specifico deve essere assunto unitario.

I coefficienti sopracitati vengono riassunti nella tabella sottostante dove si riporta il carico neve da progetto.

μ	C_E	C_i	q_{sk}
[-]	[-]	[-]	kN/m ²
0.8	1.0	1.0	1.50

Tabella 15 – Coefficienti relativi al carico neve

Il valore di progetto caratteristico di neve al suolo utilizzato sarà pertanto di 1.50 kN/m² pari a 150 kg/m². Con riferimento al paragrafo §5.1.3.7 delle NTC18 l'azione della neve è da considerarsi non concomitante all'azione del carico da traffico in quanto la presenza di uno, esclude l'altro. Essendo le azioni dovute al traffico più rilevati di quelle indotte dal carico neve, le prime citate verranno considerate come effetto primario.

Azioni termiche

Per il calcolo delle azioni termiche, con riferimento al paragrafo §5.1.3.9, il calcolo viene effettuato adottando le formulazioni proposte all'interno del capitolo 3 delle *NTC18*, vengono considerate le variazioni giornaliere della temperatura esterna dovute all'irraggiamento solare che comportano dei carichi termici nei singoli elementi della struttura. Tale azione è influenzata dalla posizione del sito dove verrà realizzata l'opera, sebbene sarebbero necessari degli studi specifici, come previsto dalle *NTC18*, in mancanza di tali studi è possibile riferirsi ai valori ricavabili dalle formulazioni in normativa, è prevista una suddivisione in zone come si riporta in immagine, in particolare la città di Verbania è all'interno della *Zona I*.



Figura 21 – Zone della temperature dell'aria esterna

Le temperature dell'aria esterna devono riferirsi ai valori T_{min} e T_{max} che rappresentano le temperature minime invernali e massime estive con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. Le formulazioni in zona I sono le seguenti:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 = -15.79^\circ C$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = 40.82^\circ C$$

$$\Delta T = 56.61^\circ C$$

Mentre la temperatura iniziale nel momento di posa T_0 è $15^\circ C$

Azione sismica

Con riferimento al paragrafo §3.2 l'azione sismica è definita in base alla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione ed è funzione delle caratteristiche morfologiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento con superficie topografica orizzontale e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, ad essa corrispondente $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di superamento PVR, le forme spettrali vengono definite per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento che sono ricavati partendo da parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del sito
- F_0 : fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale.
- T_C : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto di velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, gli stati limite ultimi (SLU) e gli stati limite di esercizio (SLE), vengono ricavati riferendosi alla prestazione della costruzione nel suo complesso.

Gli Stati Limite in Esercizio si suddividono in:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli Stati Limite Ultimi si suddividono in:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

L'azione sismica è una funzione inversamente proporzionale alla probabilità di superamento; infatti, al decrescere della probabilità di superamento l'azione sismica aumenta, di seguito si riportano le probabilità di superamento per ciascuno stato limite.

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 16 - Probabilità di superamento PVR in funzione dello stato limite considerato

I parametri sopracitati relativi al sito di riferimento vengono ricavati tramite il programma nel foglio Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e denominato come “*Spettri-NTC*”. Per utilizzare tale foglio è necessario andare a considerare diverse caratteristiche. Sulla base delle caratteristiche delle superficie topografica è possibile andare ad individuare la categoria topografica, nel caso in oggetto, essendo la zona di realizzazione pianeggiante si individua una categoria T₁.

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

Tabella 17 - Superfici topografiche

La prima caratteristica corrisponde all’ubicazione dell’opera per considerare l’amplificazione topografica in modo tale da determinare il coefficiente topografico S_T.

Categoria topografica	Ubicazione dell’opera o dell’intervento	S _T
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

Tabella 18 - Categorie topografiche

Le categorie del sottosuolo sono definite dalla seguente tabella

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	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.
B	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.
C	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.
D	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.
E	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.

Tabella 19 - Categorie di sottosuolo

L'azione sismica proposta dalla normativa è basata su tre componenti traslazionali di cui due nel piano orizzontale ed una nel piano verticale, tra di loro indipendenti. La componente verticale può essere trascurata in quanto le strutture sono già realizzate per contrastare gli effetti verticali e pertanto questa componente non crea criticità di particolare entità nelle strutture. La valutazione dell'azione sismica è basata sullo spettro di risposta elastico in accelerazione in forma normalizzata e ipotizzando uno smorzamento convenzionale del 5%. Lo spettro viene ottenuto moltiplicando la forma spettrale per l'accelerazione orizzontale massima ricavata dalla procedura svolta in precedenza. L'utilizzo delle formulazioni è consentito se il periodo fondamentale della struttura è minore o uguale di 4 secondi. Qualora tale specifica non risulti soddisfatta lo spettro dovrà essere definito da opportune analisi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico che è definito dalle seguenti:

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

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

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

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

Dove:

- T corrisponde al periodo di vibrazione
- S rappresenta il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche tramite la seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Dove ξ , espresso in percentuale, viene valutato sulla base dei materiali impiegati, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo pari a 2,2.
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante ad accelerazione costante, dato dalla relazione:

$$T_B = T_C/3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Spettri di progetto

Per caratterizzare lo spettro di risposta di progetto è stato necessario ricavare i tre valori fondamentali, ovvero: l'accelerazione al suolo, il fattore di amplificazione ed il periodo di riferimento. Come già discusso in precedenza è stato utilizzato il foglio di calcolo fornito dal consiglio superiore dei lavori pubblici. Innanzitutto, nella *FASE 1* è stata condotta una ricerca per comune, più precisamente per i comuni di Intra e Pallanza.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 8.5748 LATITUDINE: 45.9422

Ricerca per comune REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Verbanò Cusio Os COMUNE: Pallanza-Intra

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito: Diagramma con nodi a 7.5 km di distanza.

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Figura 22 - Fase 1

Nella *FASE 2* è stata introdotta la vita nominale, che si ricorda essere il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo per il quale è destinata. La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella tabella sottostante. Trattandosi l'opera oggetto della progettazione di un ponte ciclopedonale la vita nominale è di 50 anni.

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza	≥ 100

Tabella 20 - Vita nominale delle costruzioni

Per quanto riguarda il coefficiente d'uso della costruzione esso dipende dalle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la tabella che riassume le quattro classi viene riportata di seguito, in questo caso è stata individuata una classe II.

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 23 - Classe d'uso delle costruzioni

Per la *classe II* il coefficiente d'uso da introdurre nel programma è pari ad uno.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Figura 24 - Coefficiente d'uso per la strategia di progettazione

Viene di seguito riportata la sintesi dei parametri introdotti in precedenza.

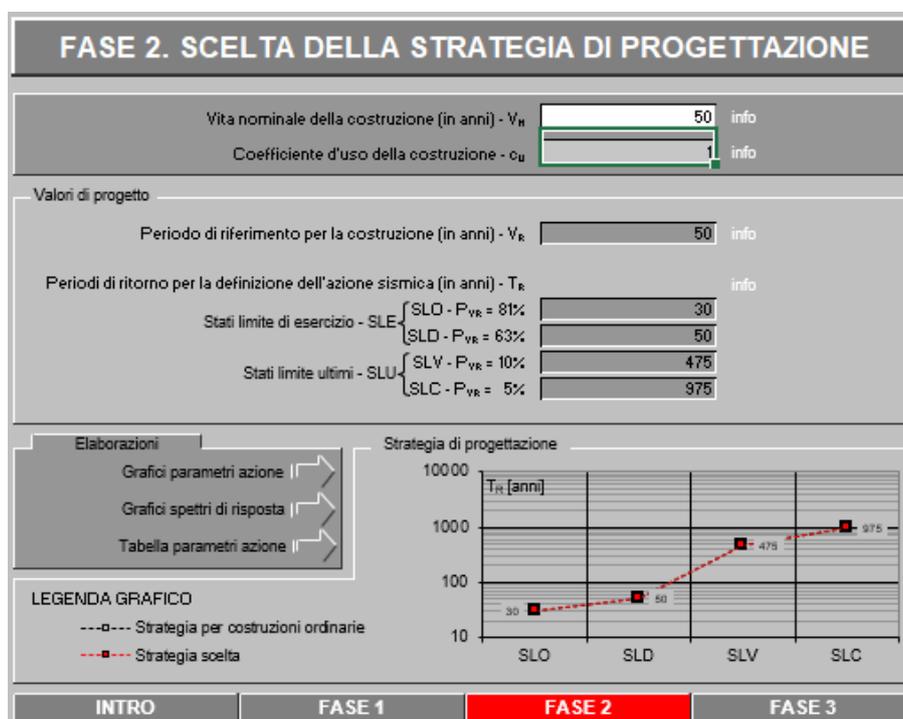


Figura 25 - Fase 2

Nella *FASE 3* vengono inseriti i parametri citati in precedenza. Si seleziona lo stato limite da considerare e si introduce il valore q di base del comportamento della struttura che, a favore di sicurezza, viene assunto pari ad uno. Si specifica inoltre che l'edificio può considerarsi regolare in altezza.

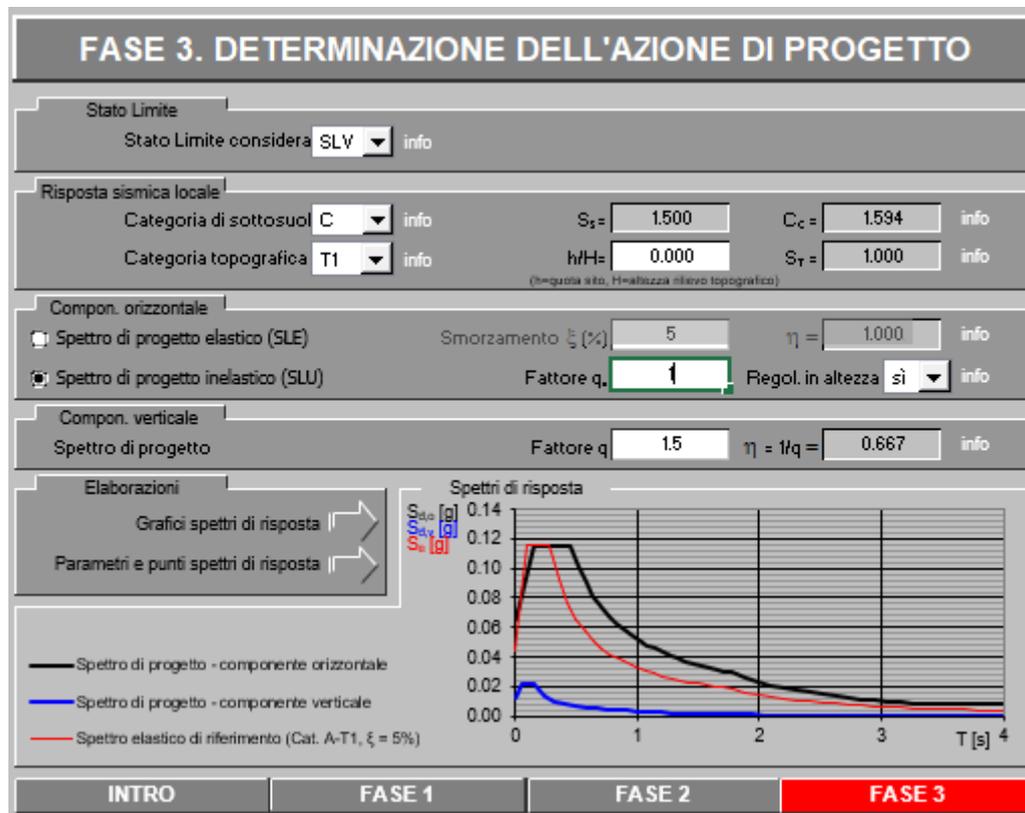


Figura 26 - Fase 3

I parametri ottenuti da inserire all'interno del software sono i seguenti:

Tabella 21 – Parametri sismici ottenuti

STATO LIMITE	a_g	F_0	T_C
SLV	0.044 g	2.648	0.282 s

Di seguito viene riportato il menù dell'azione sismica nel modello su Advance Design in cui vengono inseriti i parametri citati in precedenza.

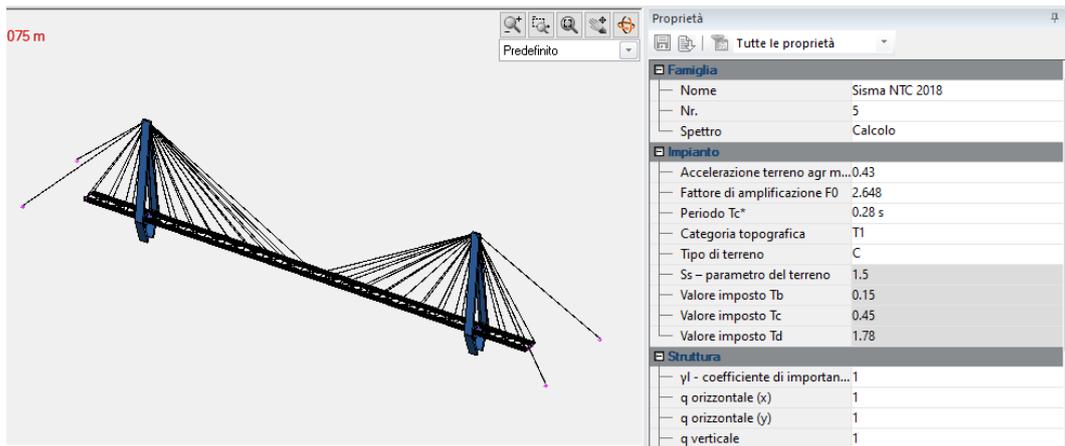


Figura 27 - Parametri dell'azione sismica nel modello

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare, in questo caso è stata condotta con l'approccio lineare che consiste nella determinazione dei modi di vibrare tramite l'utilizzo dell'analisi modale, nel calcolo degli effetti dell'azione sismica in ciascuno dei modi ed infine nella combinazione degli effetti.

I modi da considerare, come indica la normativa, devono avere un coinvolgimento significativo della massa partecipante, ovvero, vanno considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi tali per cui la massa partecipante totale, data dalle somme delle masse partecipanti del singolo modo, sia superiore del 85%. La combinazione degli effetti dei singoli modi deve essere effettuata tramite l'utilizzo di metodi statistici proposti di comprovata validità, quello proposto dalle NTC e utilizzato è denominato *CQC* ovvero *Complete Quadratic Combination* la cui formulazione è:

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

Dove E_j corrisponde al valore dell'effetto relativo al modo *j-esimo*, E_i al valore dell'effetto del modo *i-esimo* e ρ_{ij} il coefficiente di correlazione tra il modo *i-esimo* ed il modo *j-esimo*, che viene calcolato con la formulazione proposta dalle *NTC18*.

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

nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi *i* e *j*, si esprime come:

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

$\xi_{i,j}$ corrisponde allo smorzamento viscoso dei modi i e j , mentre β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi:

$$\beta_{ij} = \frac{T_i}{T_j}$$

3.4 Combinazione delle azioni

Per la progettazione delle strutture, le normative forniscono delle opportune combinazioni a cui corrispondono dei livelli di affidabilità, per gli stati limite ultimi si ha un ordine di affidabilità di 10^{-5} mentre per gli stati limite di esercizio questo valore scende a 10^{-2} . Al fine di condurre le verifiche agli stati limite dei vari elementi del ponte si definiscono diverse combinazioni delle azioni.

- Combinazione *fondamentale (SLU)*
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione *caratteristica o rara (SLE)*
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \gamma_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione *frequente (SLE)*
 $G_1 + G_2 + P + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione *quasi permanente (SLE)*
 $G_1 + G_2 + P + \gamma_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione *sismica (SLU)*
 $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$

Per la combinazione sismica sono stati utilizzati tre vettori di trascinarsi che si riportano di seguito:

$$t_x = \{1.0; 0.3; 0.3\}$$

$$t_y = \{0.3; 1.0; 0.3\}$$

$$t_z = \{0.3; 0.3; 1.0\}$$

Per quanto riguarda i carichi variabili in esercizio essi vengono ricavati come spiegato in precedenza dallo schema di carico 3 per i ponti, in questo caso ciclopedonali, mentre per quanto concerne i coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti ψ per le azioni variabili non sono stati utilizzati quelli forniti nel capitolo 2 della normativa bensì quelli forniti dal capitolo 5.

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

Tabella 22 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 23 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

All'interno del modello verranno combinate le singole azioni tramite l'approccio di sovrapposizione lineare degli effetti in modo tale da andare a valutare su ciascun elemento, per ciascuna verifica, la condizione più sfavorevole.

3.5 Realizzazione del modello

Di seguito si riporta il modello realizzato su Advance Design. Per verificare il corretto funzionamento del modello è stato isolato il modello completo realizzando soltanto metà struttura e verificando, come mostrato nella figura, che l'impalcato andasse in compressione; infatti, dalle convenzioni nel programma, si ha sforzo normale di compressione in caso di forze F_x negative, come effettivamente riscontrabile in figura.

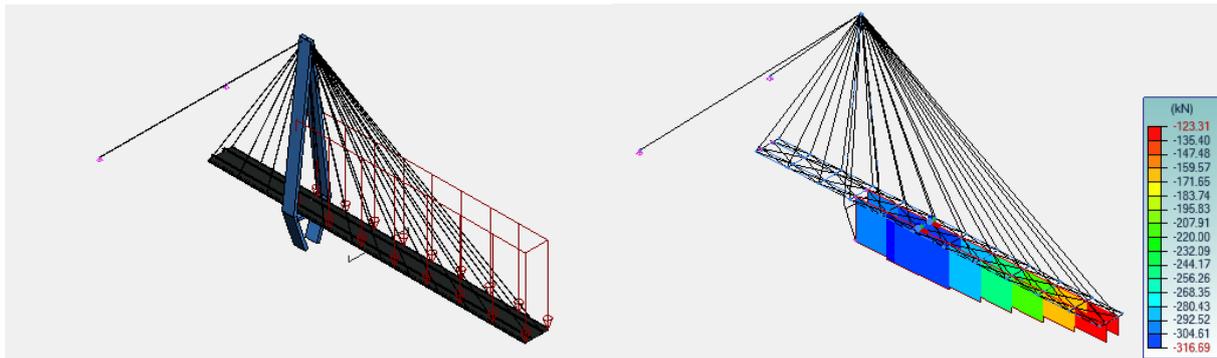


Figura 28 - Andamento delle forze di compressione nel modello

I risultati trovati coincidono con quelli attesi dalle trattazioni teoriche illustrate nelle esercitazioni del Professor Carpinteri e che vengono riportati di seguito.

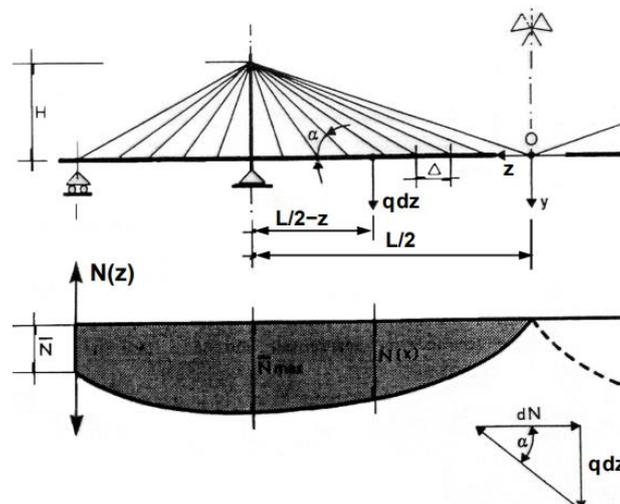


Figura 29 - Andamento teorico delle forze assiali (compressione)

Il modello completo ed effettivamente utilizzato per le analisi e le verifiche è riportato di seguito

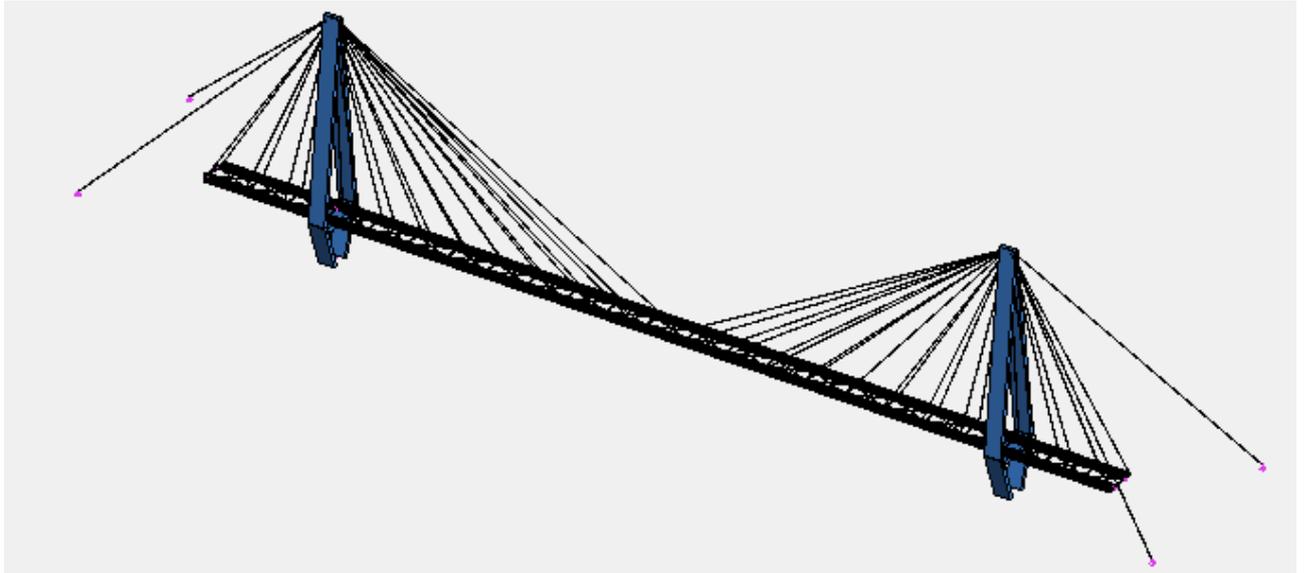


Figura 30 - Modello Completo

Infine, viene riportato il modello finale completo di tutti i carichi trattati nei paragrafi precedenti e che verranno adeguatamente combinati su cui verranno eseguite le verifiche.

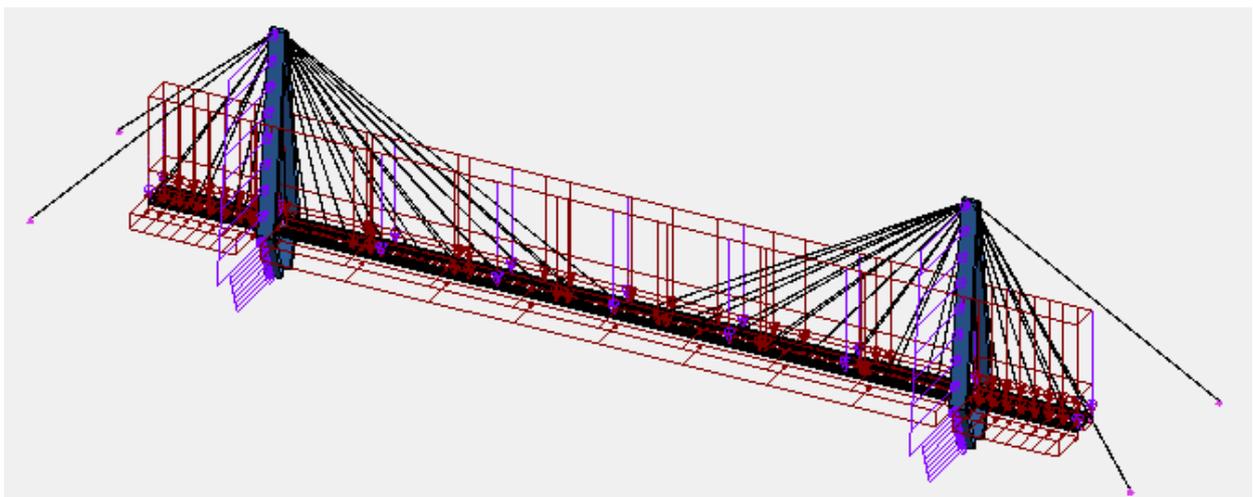


Figura 31 - Modello completo con carichi

Si riportano, nella pagina seguente, le convenzioni adottate dal software Advance Design per rendere più comprensibili i grafici e i valori che verranno riportati nei capitoli successivi. Si ricorda che si hanno forze di trazione nel caso di forze positive mentre per quanto riguarda i momenti, la convenzione adottata dal programma è opposta rispetto a quella della scienza delle costruzioni, in quanto i momenti positivi sono quelli che tendono le fibre superiori negli elementi, invece, che quelle inferiori come viene comunemente adottato nella scienza e nella tecnica delle costruzioni.

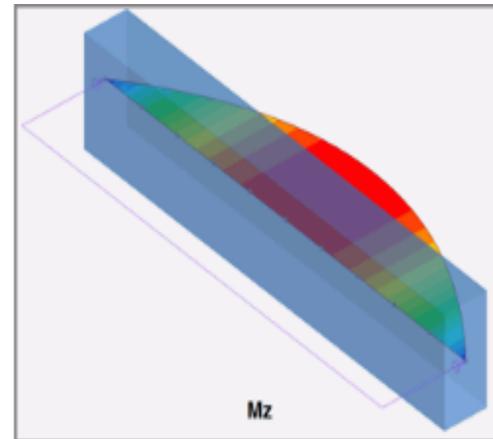
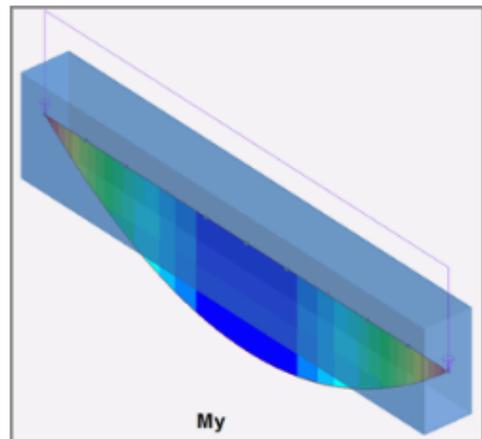
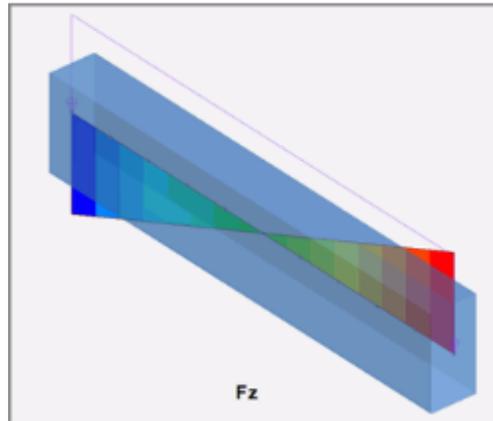
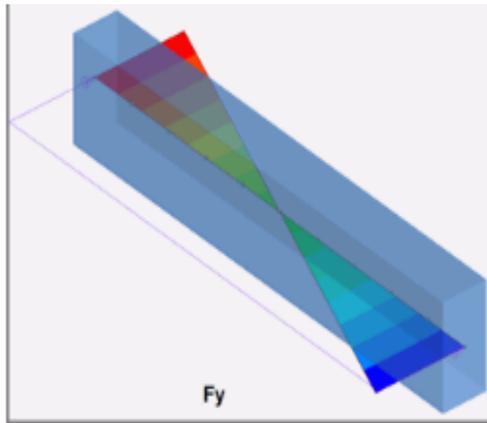
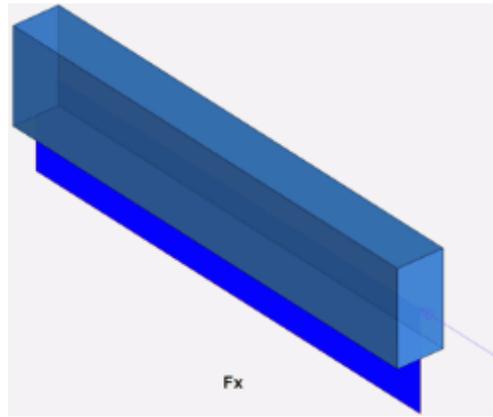
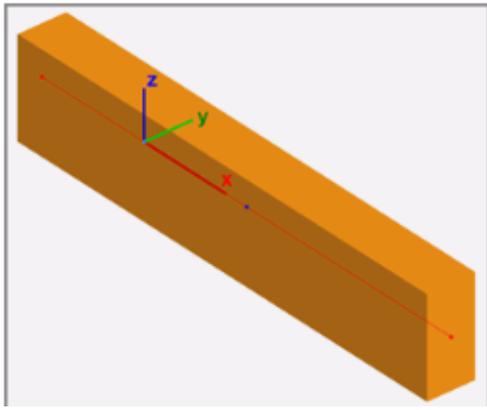


Figura 32 - Convenzioni di Advance Design

3.6 Verifiche agli SLU e SLE degli elementi in acciaio

Nelle verifiche allo stato limite ultimo viene valutato che ciascuna azione agente, opportunamente ricavata per ciascun elemento e per ciascuna combinazione, venga confrontata con la corrispondente azione resistente offerta da profilo senza superarla. Per le membrature in acciaio si hanno stati limite ultimi di resistenza e di instabilità.

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	classi 1 e 2
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

Figura 33 - Metodi di analisi

Per quanto riguarda le analisi svolte, come indicato dalla normativa, è stata svolta un analisi elastica lineare e per il calcolo della capacità resistente delle sezioni è stato utilizzato un metodo elastoplastico. La valutazione della sicurezza strutturale avviene come spiegato in precedenza, verificando la seguente relazione.

$$E \leq R$$

Dove con E si indicano gli effetti delle azioni, valutati nell'analisi globale mentre con R s'intende la capacità resistente, l'analisi mediante l'utilizzo dell'approccio lineare prevede di lavorare nel piano σ - ε nel piano lineare. Mentre la verifica con approccio elastoplastico prevede l'utilizzo in fase di verifica di un legame bilineare e si applica a strutture composte da membrature di differenti classi.

Trave principale

Per la trave principale, il profilo scelto per tali travi nell'impalcato è una trave della serie IPE600 che presenta le seguenti caratteristiche ricavate dal prontuario di *Arcelor Mittal*:

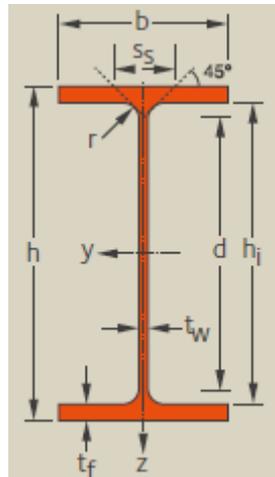


Figura 34 - sezione IPE tratta dal prontuario di *Arcelor Mittal*

Profilo	h	b	A	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}
IPE600	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
	600	220	156.0	92080	3387	3512	485.6

Classificazione della sezione

Sebbene l'acciaio sia un materiale con un legame costitutivo simmetrico rispetto a trazione e compressione, in una sezione soggetta a flessione si può presentare una risposta non simmetrica a causa dei fenomeni di instabilità che possono insorgere, in questi casi si può quindi verificare un'alterazione del legame tra momento e curvatura. Quando una sezione presenta un basso valore nel rapporto *larghezza/spessore* delle sue parti compresse, essa si deforma in campo plastico presentando un buon rapporto tra curvatura a rottura e curvatura al limite elastico, pertanto, si può affermare che si tratta di una sezione duttile. Se invece il rapporto *c/t* aumenta la sezione si instabilizza appena giunge al valore di momento plastico M_{pl} e quindi non rappresenta una sezione duttile essendo una sezione compatta, infine per valori ancora più elevati di *c/t* la sezione è definita come snella. Le NTC propongono una classificazione delle sezioni in funzione della loro capacità rotazionale C_θ che viene di seguito definita.

$$C_\theta = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1$$

In cui θ_u rappresenta la rotazione corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima mentre θ_y è la rotazione nella situazione di snervamento. Di conseguenza le sezioni possono essere ricondotte alle classi seguenti:

- *Classe 1:* Sezioni duttili, le sezioni trasversali sono in grado di sviluppare completamente una cerniera plastica e aventi capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica, $C_\theta \geq 3$, ovvero $\theta_u \geq 4 \theta_y$.
- *Classe 2:* Sezioni trasversali in grado di sviluppare completamente il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazione limitata (sezioni compatte) $C_\theta \geq 1.5$, ovvero $\theta_u \geq 2.5 \theta_y$
- *Classe 3:* Sezioni trasversali nelle quali le fibre compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico (sezioni semi-compatte)
- *Classe 4:* Sezioni trasversali nelle quali è necessario mettere in conto gli effetti dell'instabilità locale nel determinare il loro momento resistente o la loro resistenza a compressione (sezioni snelle), tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

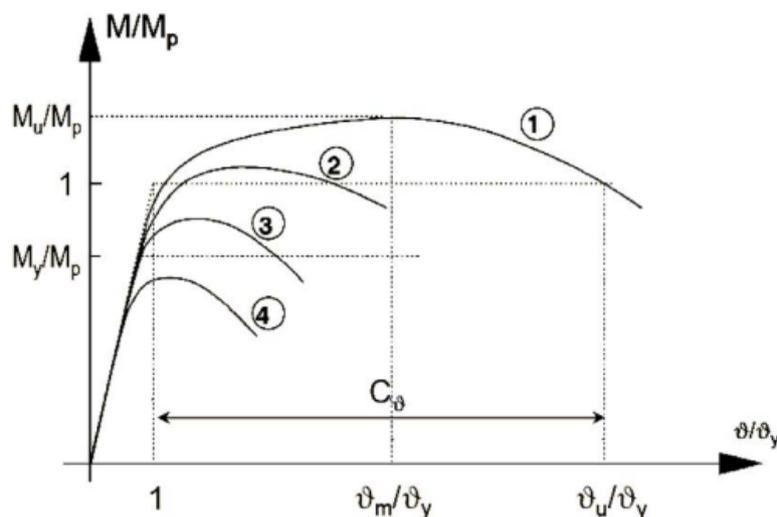


Figura 35 - Grafico Momento- Curvatura

Nell'grafico soprastante si può vedere la differenza di duttilità tra ciascuna classe. Sebbene risulti abbastanza semplice questa classificazione, essa non risulta di semplice applicazione, infatti le normative forniscono delle tabulazione che sono funzione del materiale, della geometria della sezione e dallo stato tensionale applicato. La tabella delle classificazione delle sezioni viene riportata di seguito.

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

Figura 36 - Classificazione delle sezioni

Verifica a sforzo normale travi principali

Quando si ha a che fare con lo sforzo normale nelle strutture in acciaio è necessario fare una distinzione tra elementi tesi ed elementi compressi. La resistenza a trazione per membrature tese è data:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

Dove il valore di $N_{t,Rd}$ è assunto pari al minore tra la resistenza ultima di progetto al netto dei fori e la resistenza plastica di progetto della sezione lorda $N_{pl,Rd}$.

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Mentre il comportamento di un'asta compressa è influenzato in maniera importante dai fenomeni di instabilità. La forza di compressione nelle membrature metalliche risulta soddisfatta se:

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

Dove la resistenza di progetto $N_{c,Rd}$ è definita in funzione della classi della sezione ed in particolare per le sezioni di classe 1,2 e 3 in cui la resistenza è condizionata dalla plasticizzazione della sezione vale:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Mentre per le sezioni di classe 4, in cui la resistenza è condizionata da fenomeni di instabilità locale, dove A e A_{eff} rappresentano rispettivamente l'area della sezione trasversale lorda e l'area efficace:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Va evidenziato come le sezioni di classe 4 con un solo asse di simmetria possono essere soggette ad un'azione flettente aggiuntiva data da un momento parassita per via dell'eccentricità tra il baricentro della sezione lorda e il baricentro della sezione effettivamente reagente.

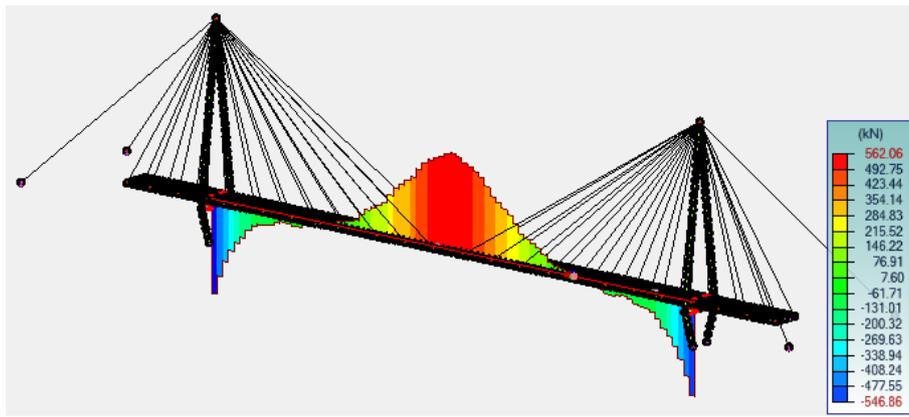


Figura 37 - Inviluppo delle forze assiali sul trave principale

Nella figura viene riportato l'inviluppo delle forze assiali agenti sulla trave principale più sollecitata; pertanto, si parte prima tramite la verifica a compressione/trazione.

Tabella 24 – Verifica a compressione trave principale.

A	f_y	γ_{M0}	N_{c,RD}	N_{ED}	Tasso di lavoro
cm ²	Mpa	[-]	[kN]	[kN]	[-]
156	355	1.05	5274.29	580.26	11.00%

Verifica a flessione travi principali

Per il calcolo delle tensioni normali degli elementi inflessi si utilizza al momento d'inerzia della sezione per la verifica agli SLU di una sezione sottoposta a pura flessione è data da:

$$\text{Per sezioni di classe 1 o 2} \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Per sezioni di classe 3} \quad M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Per sezioni di classe 4} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

La possibilità di utilizzare a seconda dei casi il modulo di resistenza plastico o elastico permette di affermare l'utilizzo di un approccio di verifica elastoplastico basato su un diagramma bilineare. Il rapporto tra il momento plastico e quello elastico fornisce un fattore di forma della sezione che esprime l'entità che ha il momento plastico rispetto al momento elastico fornendo un'indicazione della riserva plastica della sezione, funzione soltanto della geometria adottata.

Si riporta a titolo d'esempio il calcolo della resistenza a flessione per la trave principale, per fare ciò, come di consueto si riportano le azioni flettenti dell'involuppo agenti sulla trave principale più sollecitata.

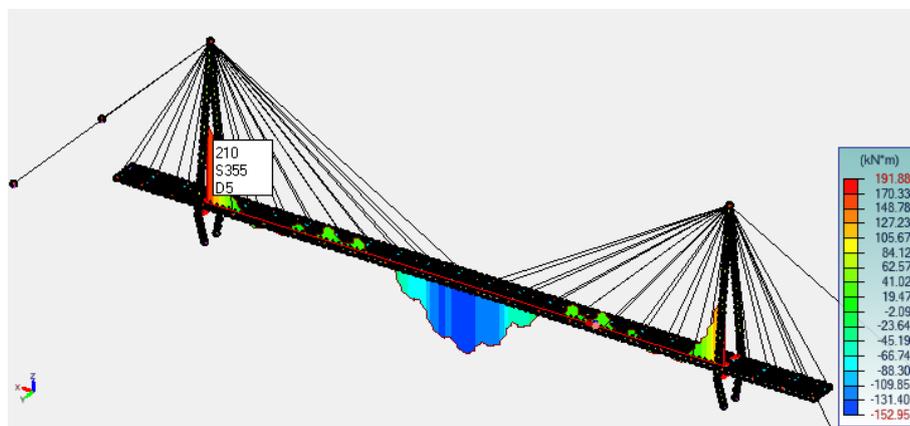


Figura 38 - Momenti flettenti agenti

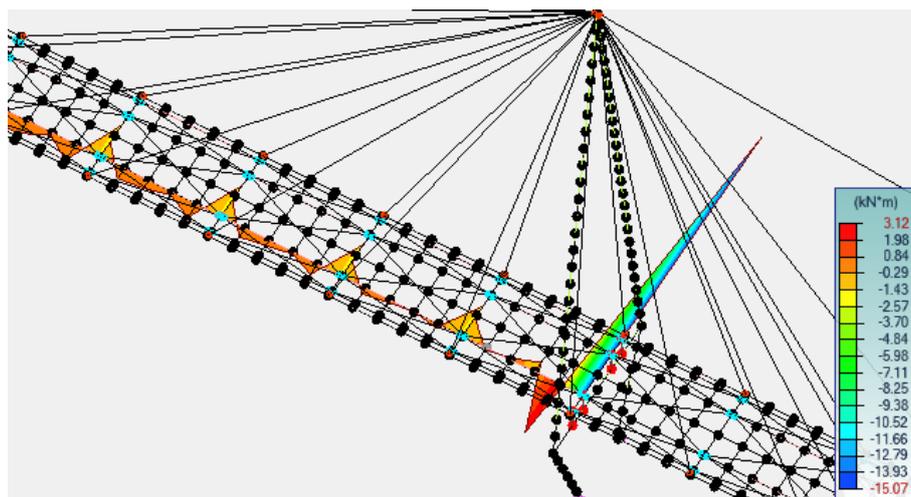


Figura 39 - Momenti flettenti agenti

La verifica a flessione è determinata dalla seguente disuguaglianza:

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Il momento resistente di progetto non viene ridotto per effetti del taglio, poiché, il valore di progetto della forza di taglio V_{ED} non supera il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto $V_{pl,Rd}$.

Tabella 25

$W_{pl,Rd,y}$	$W_{pl,Rd,z}$	$M_{pl,Rd,y}$	$M_{pl,Rd,z}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	Tasso di lavoro	
cm^3	cm^3	kNm	kNm	kNm	kNm	[-]	[-]
3512	485.6	1187.39	164.18	191.4	15.07	16%	9 %

Pressoflessione biassiale travi principali

Seguendo le *NTC18* la pressoflessione o tensoflessione può essere trattata con metodi di comprovata validità, per sezioni ad I o H soggette agli stati tensionali citati in precedenza, la resistenza del profilo può essere valutata con la seguente:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

Con $n \geq 0,2$ essendo $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$. Per sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima la corrispondente resistenza convenzionale a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Mentre, sempre per sezioni ad I o ad H di classe 1 o 2, ma soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a$$

$$M_{n,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{z-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

Dove:

- $M_{pl,y,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima.
- $M_{pl,z,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali.

Il valore del coefficiente invece è fornito da:

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = 0.245 \leq 0,5$$

Dove:

- A è la sezione lorda della sezione
- b è la larghezza delle ali
- t_f è lo spessore delle ali

Nel caso in cui $n < 0.2$ come nel caso in oggetto dove $n = 0.11$, per sezioni di classe 1 e 2 la verifica può essere svolta utilizzando la seguente:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) = 0.25 \leq 1$$

Svolti i calcoli risulta $0.25 < 1$, pertanto la verifica risulta soddisfatta. Rispetto ad Advance design il risultato risulta numericamente differente anche se la verifica risulta ugualmente soddisfatta, ciò è da imputarsi al fatto che il programma utilizza una formula di natura empirica differente da quella utilizzata per il calcolo manuale ma comunque di comprovata validità, pertanto, i risultati sono confrontabili.

Verifica a taglio travi principali

Il valore dell'azione tagliante V_{Ed} genera una componente di tensione tangenziale parallela alla forze tagliante, per sezioni rettangolari tale tensione vale $\tau = 3/2 V/A$, questa formula viene adattata alle sezioni composte andando a ricavare delle formule idonee, infatti, nelle sezioni commerciali, nel caso in cui la direzione del taglio sia parallela all'anima, si trascura il contributo resistente dei confronti del taglio fornito dalle ali del profilo stesso andando a considerare delle tensioni agenti pari a $\tau = 3/2 V/A_{w,n}$ dove nell'area viene considerata l'area dell'anima, in ogni sezione non deve eccedere la resistenza a taglio di progetto $V_{c,Rd}$.

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

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{pl,Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Dove l'area resistente a taglio per profili laminati ad I o H , come in questo caso, è definita dalle seguenti formulazioni proposte dall'*Eurocodice 3*:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

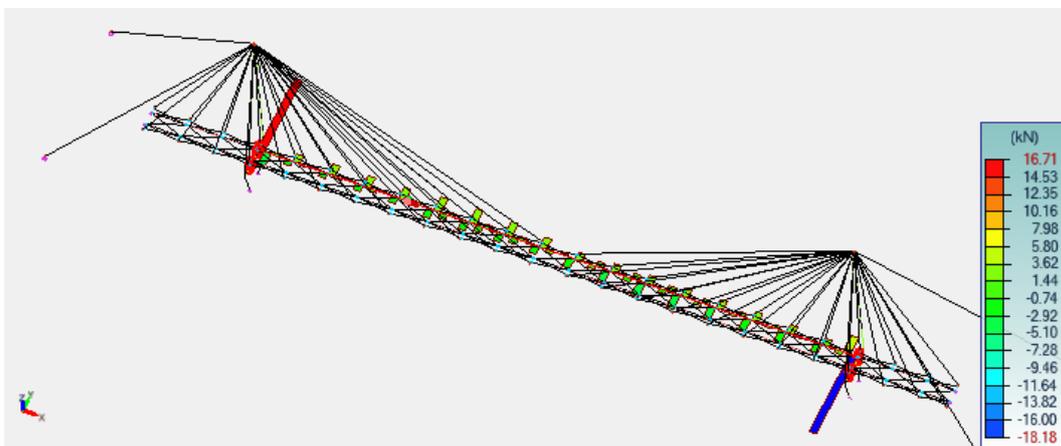


Figura 40 - Andamento del taglio F_y

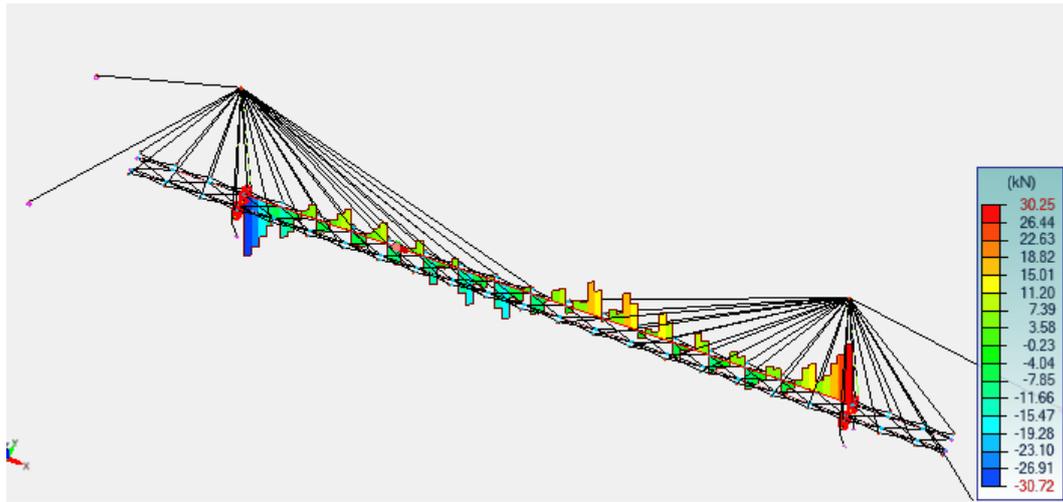


Figura 41 - Andamento del taglio Fz

Riassumendo i risultati in una tabella si ottiene:

Tabella 26 -Verifica a taglio trave principale

A_{vy}	A_{vz}	$V_{pl,RDy}$	$V_{pl,RDz}$	$V_{ED,y}$	$V_{ED,z}$	Tasso di lavoro	
cm ²	cm ²	kN	kN	kN	kN	Dir. y	Dir. X
87.92	83.78	1716.19	1635.38	18.18	30.25	1%	2%

Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva delle verifiche di resistenza ricavata con il post processore di Advance Design:

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.4)	n°109	Classe 1	$F_x < N_{c,Rd}$ 580.26 < 5274.29 kN	11%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°110	Classe 1	$F_y < V_{ply}$ 18.18 < 1716.19 kN	1%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°107	Classe 1	$F_z < V_{plz}$ 30.72 < 1635.38 kN	2%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°109	Classe 1	$M_{yEd} < M_{ycRd}$ 191.88 < 1187.39 kN*m	16%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°110	Classe 1	$M_{zEd} < M_{zcRd}$ 15.07 < 164.18 kN*m	9%
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	n°109	Classe 4	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.43) 0.14 < 1	14%
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	n°138	Classe 4	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.43) 0.09 < 1	9%
Flessione deviata (6.2.9)	n°109	Classe 4	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.43) 0.15 < 1	15%

Figura 42 - Verifiche di resistenza trave principale

Stabilità Elementi

Quando si ha a che fare con le strutture di carpenteria metallica, a differenza delle strutture in calcestruzzo armato, anziché avere limitazioni dal lato della resistenza dei materiali si incontrano principalmente problematiche nella stabilità degli elementi. Questo comportamento è da ricondursi all'elevata resistenza dell'acciaio rispetto al calcestruzzo armato e da ciò ne derivano sezioni molto compatte che raffrontate alle lunghezze in gioco determinano elevate snellezze, si ha quindi un fenomeno geometrico.

Il concetto cardine di questo fenomeno è l'asta compressa, o problema di *Eulero* (1707-1783) che determinò il carico critico per la tipologia strutturale appena citata, la classica formulazione di *Eulero* fu ricavata nel 1778, ed è rappresentata da:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Dove E è il modulo elastico del materiale, in questo caso acciaio e quindi circa 210000 MPa mentre I rappresenta il momento d'inerzia della sezione. L'estensione di tale concetto ad altri schemi statici è dovuto a Bernoulli che andò a considerare tramite la distanza tra due flessi successivi della deformata, ovvero la lunghezza di libera inflessione, differenti schemi statici. Andando a considerare il raggio giratore d'inerzia delle sezioni i , la snellezza $\lambda=L/i$ e la tensione media a compressione $\sigma=N/A$ risulta possibile esprimere il carico critico in termini tensionali:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

Infine, *Navier* osservò che i risultati svolti in precedenza rappresentavano un limite superiore e da ciò venne derivata la snellezza limite:

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

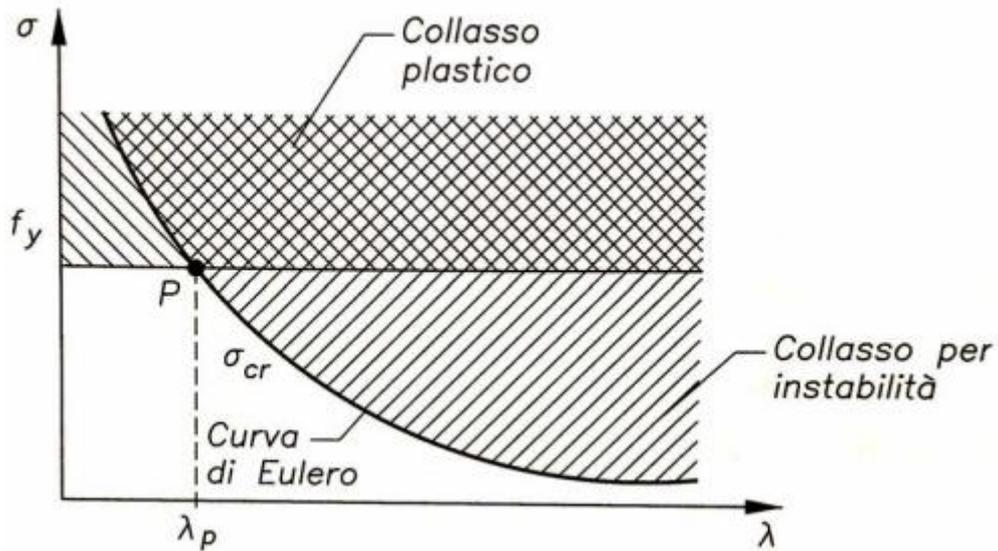


Figura 43 - Modalità di crisi

Quando si parla di instabilità non si deve fare riferimento ad un unico fenomeno ma esistono diverse categorie, innanzitutto è bene fare distinzione tra l'instabilità dell'intero sistema strutturale e quella dei singoli elementi strutturali.

Nel primo caso si hanno delle semi lunghezze d'onda che sono confrontabili con le dimensioni geometriche della struttura, questo è il caso dell'instabilità dei telai, delle cupole, dei serbatoi e dei gusci. In questi fenomeni la configurazione deformata è profondamente differente da quella indeformata come nel caso della cupola del *Concert and meeting hall di Bucarest* nel 1963.



Figura 44 - Configurazione deformata del Concert and meeting hall di Bucarest

Per quanto riguarda i singoli elementi strutturali la semi lunghezza d'onda è confrontabile con la lunghezza del singolo elemento, in particolare in questo il caso il fenomeno può essere suddiviso ulteriormente in instabilità flessionale pura, torsionale pura e flesso-torsionale.

- *Instabilità flessionale pura*: in questo caso la sezione trasversale subisce spostamenti in un solo piano ed è governata dalla rigidità flessionale dell'elemento in quel piano.
- *Instabilità torsionale pura*: questo fenomeno è noto in letteratura anche come avviticciamento ed è rappresentata da rotazioni lungo l'asse dell'elemento, viene governata dalla rigidità torsionale primaria GJ_T e secondaria EI_ω , quest'ultima è derivata dalla teoria di *Vlasov*.
- *Instabilità flesso torsionale*: questo fenomeno è rappresentato dall'unione dei due fenomeni descritti in precedenza; infatti, si ha un duplice spostamento e una torsione lungo l'asse longitudinale.

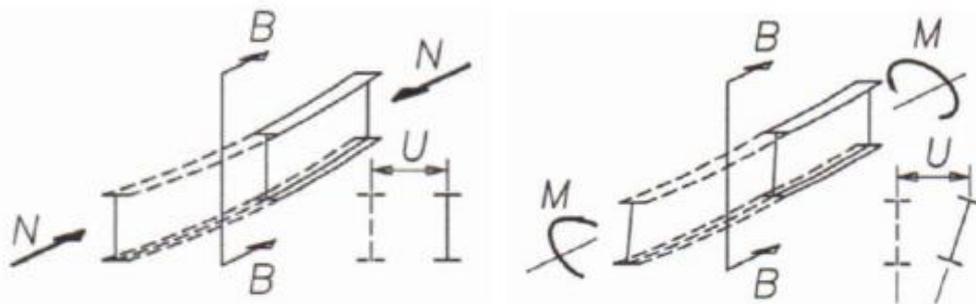


Figura 45 - instabilità flessionale a sinistra e flesso torsionale a destra

Lo studio del comportamento a flessione biassiale degli elementi pressoinflessi può essere rappresentato in domini di resistenza tridimensionali, in cui sui tre assi si hanno rispettivamente, azione assiale e azioni flettenti degli assi principali della sezione.

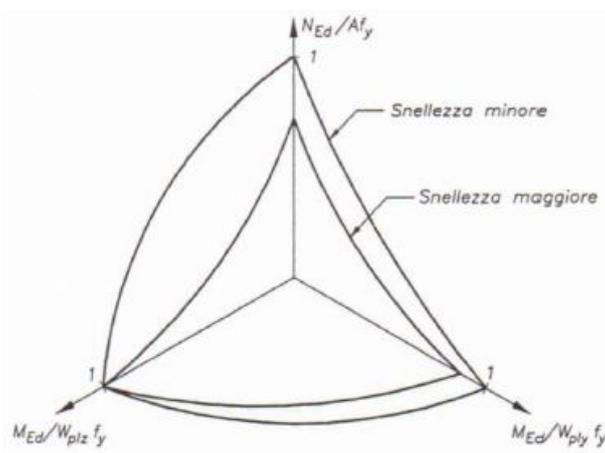


Figura 46 - dominio di resistenza tridimensionale

Il paragrafo §4.2.4.1.3.3. delle *NTC18* per la verifica di elemento pressoinflessi rimanda a formulazioni di comprovata validità; pertanto, è stata valutata la *metodologia B* presente nella circolare applicativa al paragrafo §4.2.3.1.3.3.1. che si riporta di seguito:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,ED} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,ED} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,ED} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,ED} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

I valori di χ_y e χ_s sono i fattori di riduzione legati all'instabilità, dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata λ e del parametro di riduzione.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

È inoltre necessario calcolare la snellezza adimensionale normalizzata dal valore del carico critico euleriano.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{f_{yk} \cdot \frac{A}{N_{cr}}}$$

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

Dove α è il fattore di imperfezione proposto dall'*EC3* che propone quattro curve in funzione della tipologia di acciaio, caratteristiche geometriche del profilo e asse di inflessione. Nell'immagine sottostante è riportata la tabella da cui sono stati ricavati i valori del fattore di imperfezione.

Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La curva di instabilità viene ricavata dalla seguente tabella ed è funzione della tipologia di azione, del materiale e dell'asse di inflessione.

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

Figura 47 - Curve d'instabilità per profili in acciaio

Si prosegue quindi con la valutazione del carico critico euleriano che risulta funzione delle lunghezze di libera inflessione appena calcolate, modulo elastico del materiale e momento d'inerzia della sezione considerata nella relativa direzione.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{0,y}^2}$$

$$L_{0,y} = \beta \cdot L$$

Nel caso in oggetto le lunghezze di libera inflessione sono pari alla distanza tra gli elementi di collegamento trasversali che è la stessa che c'è tra i pendini. Si riportano i valori di momenti plastici e di incrementi di momento da utilizzare a seconda delle classi di acciaio utilizzate.

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{ed}$

Si sottolinea che essendo i profili adottati in classe uno, con riferimento alla tabella riportata in precedenza il contributo del momento aggiuntivo nelle due direzioni è da considerarsi nullo. Di seguito si riporta il coefficiente di riduzione nei confronti di instabilità flessione-torsionale, esso dipende dalle caratteristiche del profilo adottato.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = \frac{[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]}{2}$$

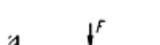
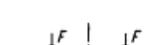
$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

L'approccio EC3 propone, nel caso di sezione doppiamente simmetrica, per varico ipotizzato applicato nel centro di taglio e in caso non siano presenti incastri agli estremi di calcolare M_{cr} con la seguente:

$$M_{cr} = \frac{C_1(\pi^2 E I_z)}{L^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} \right]$$

Il valore di C_1 è stato ottenuto per doppia interpolazione, essendo ψ il rapporto dei momenti.

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi=+1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi=+3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi=+1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,882 1,586 2,271
	$\psi=+1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,738 1,788	-	0,877 1,531 2,235
	$\psi=0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,838 1,473 2,150
	$\psi=-1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi=-1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,646
	$\psi=-3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,083	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi=-1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx} / M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mlT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_x \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05}{(\alpha_{mlT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_x \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mlT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_x \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(\alpha_{mlT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_x \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mlT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_x \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{MI}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Nelle relazioni precedenti I_w corrisponde alla costante di ingobbamento è pari a:

$$I_w = I_z \cdot \frac{(h - t_f)^2}{4}$$

In cui i termini che la compongono sono:

- I_z : momento di inerzia attorno all'asse debole
- h : altezza del profilo

- t_f : spessore delle ali

Di seguito si riportano i tassi di lavoro delle travi principali rispetto alla stabilità, si può notare come il tasso di lavoro più elevato sia del 40% pertanto tutti gli elementi soddisfano le richieste

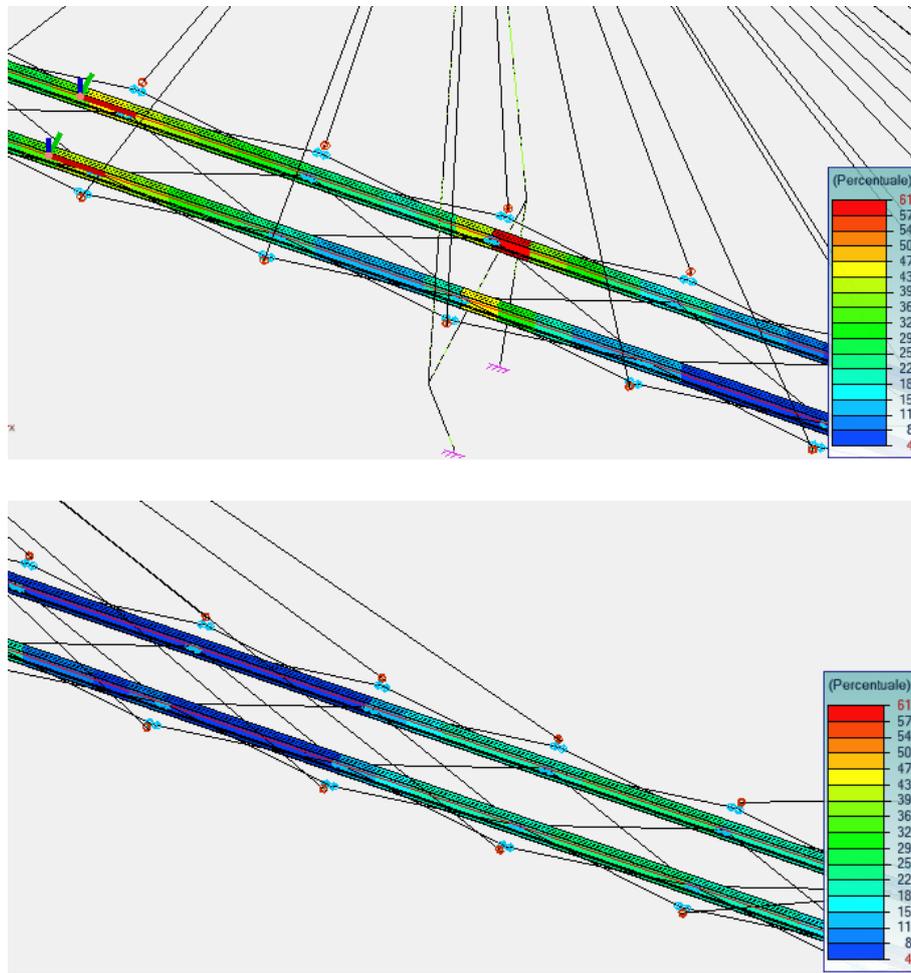


Figura 48 - Tasso di lavoro a stabilità

Viene inoltre riportata la verifica della trave più sollecitata dove appunto tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Instabilità Snell. E Lugh.	LambdaFy = 0.269 LambdaFz = 1.404 Lfy = 5.000 m Lfz = 5.000 m
Inst.flesso-torsionale	LambdaLT = 0.756 Ldi = 5.000 m Lds = 5.000 m
Caso sfavorevole	Caso n°109 : 1.35x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[4 Q]+0.9x[7 V] Sezione : Classe 1
Fattore di amplificazione	kz=1.00 kw=1.00 C1=2.14 C2=0.15 Xy=0.98 Xz=0.38 XLT=0.75 kyy=1.99 kyz=0.79 kzy=1.06 kzz=0.88 zg=0.000 m Mcr=2178.80 kN*m MbRd=891.61 kN*m NcrT=6055.20 kN
Verifica (6.61)	$\frac{N_{ed}}{(X_y N_{rk} / gM1)} + k_{yy} \frac{(M_{y,Ed} + DM_{y,Ed})}{(XLT M_{y,Rk} / gM1)} + k_{yz} \frac{(M_{z,Ed} + DM_{z,Ed})}{(M_{z,Rk} / gM1)} < 1$ 0.112 + 0.429 + 0.066 = 0.606 < 1 (61%)
Verifica (6.62)	$\frac{N_{ed}}{(X_z N_{rk} / gM1)} + k_{zy} \frac{(M_{y,Ed} + DM_{y,Ed})}{(XLT M_{y,Rk} / gM1)} + k_{zz} \frac{(M_{z,Ed} + DM_{z,Ed})}{(M_{z,Rk} / gM1)} < 1$ 0.290 + 0.229 + 0.073 = 0.592 < 1 (59%)

Figura 49 - Verifiche a stabilità Profili

Verifiche SLU delle travi secondarie e altri elementi

Per realizzare le travi secondarie sono stati utilizzati dei profili in acciaio della serie IPE270 realizzate in acciaio S355 poste ad un passo pari a 5 metri tra loro.

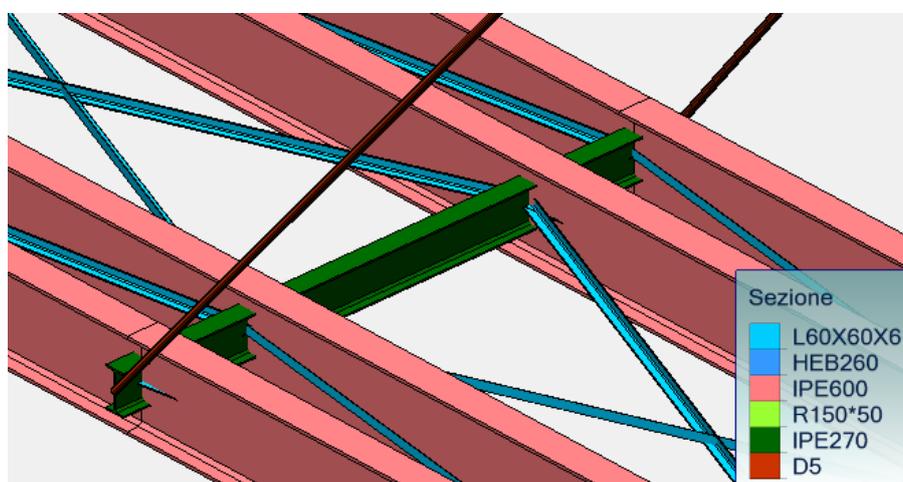


Figura 50 - vista delle travi secondarie

Vengono riportate di seguito le azioni agenti su tali elementi e i corrispondenti valori delle azioni agenti su di esse.

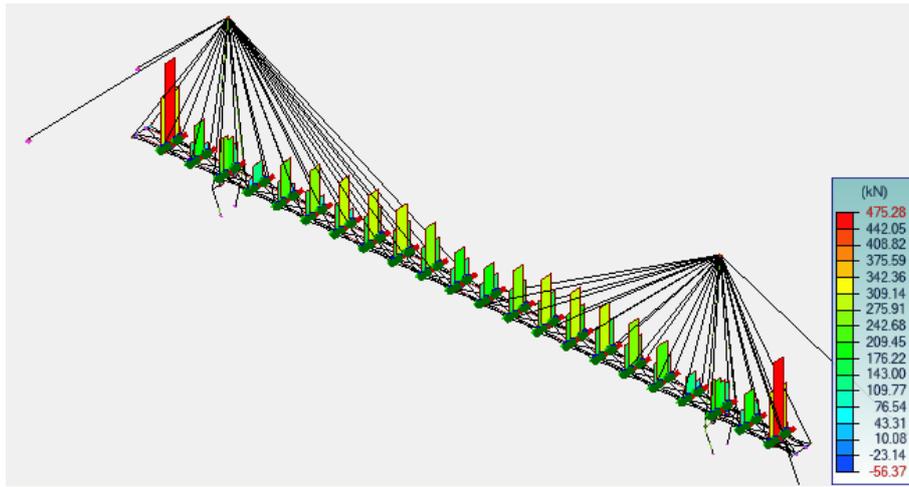


Figura 51 - F_x sulle travi secondarie

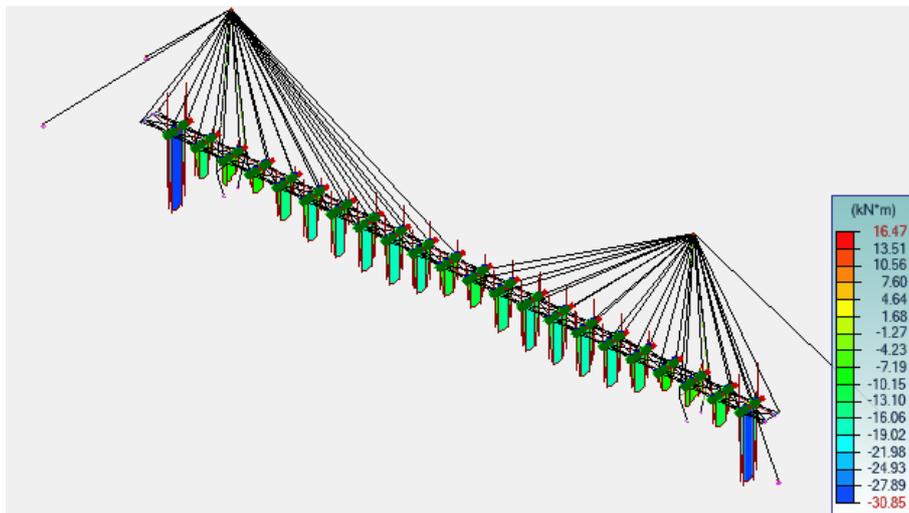


Figura 52 - Momento M_y sulle trave secondarie

Dai risultati ottenuti è possibile notare come la trave *IPE270* posta per collegare gli stralli all'impalcato lavori come una mensola presentando dei momenti flettenti M_y lineari che crescono rapidamente, questo è un risultato che conferma il corretto funzionamento del modello.

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°107	Classe 1	$F_x < N_{t,Rd}$ 443.57 < 1553.55 kN	29%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°105	Classe 1	$F_y < V_{ply}$ 1.35 < 565.41 kN	0%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°113	Classe 1	$F_z < V_{plz}$ 1.29 < 432.17 kN	0%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°107	Classe 1	$M_{y,Ed} < M_{y,c,Rd}$ 28.31 < 163.64 kN*m	17%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°105	Classe 1	$M_{z,Ed} < M_{z,c,Rd}$ 0.80 < 32.78 kN*m	2%
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	n°107	Classe 1	$M_{y,Ed} < M_{N,y,Rd}$ (6.31) 28.31 < 146.20 kN*m	19%
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	n°130	Classe 3	$S_{x,Ed} / f_y / gM_0 < 1$ (6.42) 0.03 < 1	3%
Flessione deviata (6.2.9)	n°107	Classe 1	$(M_{y,Ed}/M_{N,y}, Rd)^a + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^b < 1$ (6.41) 0.04 < 1	4%

Figura 53 - Verifiche di resistenza per travi secondarie

Instabilità Snell. E Lungh.	$\Lambda_{Fy} = 0.233$ $\Lambda_{Fz} = 0.866$ $L_{fy} = 2.000$ m $L_{fz} = 2.000$ m
Inst.flessio-torsionale	$\Lambda_{LT} = 0.722$ $L_{di} = 2.000$ m $L_{ds} = 2.000$ m
Caso sfavorevole	Caso n°107 : 1.35x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[4 Q] Sezione : Classe 1
Fattore di amplificazione	$k_z = 1.00$ $k_w = 1.00$ $C_1 = 1.00$ $C_2 = 0.01$ $X_y = 1.00$ $X_z = 1.00$ $X_{LT} = 0.78$ $k_{yy} = 1.00$ $k_{yz} = 0.65$ $k_{zy} = 0.52$ $k_{zz} = 0.85$ $z_g = 0.000$ m $M_{cr} = 329.84$ kN*m $M_{b,Rd} = 128.12$ kN*m $N_{crT} = 3669.24$ kN
Elementi uniformi a flessione (6.3.2)	$M_{y,Ed} / M_b, Rd \leq 1$ 0.22 < 1 (22 %)

Figura 54 - Verifiche di stabilità per travi secondarie

Vengono invece riportate le verifiche svolte sulle mensole collegate all'impalcato che hanno la funzione di collegamento tra l'impalcato stesso e gli stralli.

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°107	Classe 1	$F_x < N_{t,Rd}$ 67.04 < 1553.55 kN	4%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°109	Classe 1	$F_y < V_{ply}$ 51.61 < 565.41 kN	9%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°109	Classe 1	$F_z < V_{plz}$ 224.52 < 432.17 kN	52%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°109	Classe 1	$M_{y,Ed} < M_{y,c,Rd}$ 28.42 < 163.64 kN*m	17%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°109	Classe 1	$M_{z,Ed} < M_{z,c,Rd}$ 10.32 < 32.78 kN*m	31%
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	n°109	Classe 1	$M_{y,V,Rd} / M_{y,c,Rd} < 1$ (6.30) 0.17 < 1	17%
Flessione deviata (6.2.9)	n°109	Classe 1	$(M_{y,Ed}/M_{N,y}, Rd)^a + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^b < 1$ (6.41) 0.35 < 1	35%

Figura 55 - Verifiche di resistenza per travi secondarie a mensola

Instabilità Snell. E Lungh.	LambdaFy = 0.023 LambdaFz = 0.087 Lfy = 0.200 m Lfz = 0.200 m
Inst.flesso-torsionale	LambdaLT = 0.099 Ldi = 0.400 m Lds = 0.400 m
Caso sfavorevole	Caso n°109 : 1.35x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[4 Q]+0.9x[7 V] Sezione : Classe 1
Fattore di amplificazione	kz=1.00 kw=1.00 C1=2.47 C2=0.00 Xy=1.00 Xz=1.00 XLT=1.00 kyy=0.67 kyz=0.55 kzy=0.36 kzz=0.79 zg=0.000 m Mcr=17542.51 kN²m MbRd=163.64 kN²m NcrT=68867.41 kN
Elementi uniformi a flessione (6.3.2)	My,Ed / Mb, Rd <= 1 0.17 < 1 (17 %)

Figura 56 - Verifiche di stabilità per travi secondarie a mensola

Sempre per quanto riguarda le travi secondarie, la prima e l'ultima in direzione longitudinale, risultano le più sollecitate pertanto questi elementi verranno realizzati con travi HEB 260, presentando quindi un'altezza pressoché uguale alle altre travi secondarie ma risultando più resistenti a taglio e flessione nel piano debole e offrendo una maggiore resistenza nei confronti della stabilità.

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°155	Classe 1	Fx < Nt,Rd 9.38 < 4003.05 kN	0%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°109	Classe 1	Fy < Vply 13.78 < 1842.68 kN	1%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°105	Classe 1	Fz < Vplz 46.25 < 733.75 kN	6%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°105	Classe 1	MyEd < MycRd 144.90 < 433.78 kN²m	33%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°109	Classe 1	MzEd < MzcRd 12.57 < 203.60 kN²m	6%
Flessione deviata (6.2.9)	n°105	Classe 1	(My,Ed/M N,y, Rd)²a + (Mz,Ed/M N,z,Rd)²b < 1 (6.41) 0.17 < 1	17%

Figura 57 - Verifiche di resistenza per travi secondarie HEB260

Instabilità Snell. E Lungh.	LambdaFy = 0.233 LambdaFz = 0.397 Lfy = 2.000 m Lfz =2.000 m
Inst.flesso-torsionale	LambdaLT = 0.537 Ldi = 4.000 m Lds = 4.000 m
Caso sfavorevole	Caso n°105 : 1.35x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[3 Q]+0.9x[7 V] Sezione : Classe 1
Fattore di amplificazione	kz=1.00 kw=1.00 C1=1.38 C2=0.16 Xy=0.99 Xz=0.90 XLT=0.90 kyy=1.00 kyz=0.81 kzy=0.53 kzz=1.00 zg=0.000 m Mcr=1580.69 kN²m MbRd=390.96 kN²m NcrT=11676.72 kN
Verifica (6.61)	$N_{ed} / (X_y N_{rk} / gM1) + k_{yy} (M_{y,Ed} + DM_{y,Ed}) / (X_{LT} M_{y,Rk} / gM1) + k_{yz} (M_{z,Ed} + DM_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / gM1) < 1$ 0.001 + 0.371 + 0.049 = 0.421 < 1 (42%)
Verifica (6.62)	$N_{ed} / (X_z N_{rk} / gM1) + k_{zy} (M_{y,Ed} + DM_{y,Ed}) / (X_{LT} M_{y,Rk} / gM1) + k_{zz} (M_{z,Ed} + DM_{z,Ed}) / (M_{z,Rk} / gM1) < 1$ 0.001 + 0.197 + 0.061 = 0.259 < 1 (26%)

Figura 58 - Verifiche di stabilità per travi secondarie HEB260

Verifiche SLU delle travi principali esterne

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°105	Classe 1	$F_x < N_{t,Rd}$ 711.64 < 5274.29 kN	13%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°109	Classe 1	$F_y < V_{ply}$ 9.17 < 1716.19 kN	1%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°107	Classe 1	$F_z < V_{plz}$ 23.44 < 1635.38 kN	1%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°103	Classe 1	$M_{y,Ed} < M_{y,Rd}$ 158.13 < 1187.39 kN²m	13%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°109	Classe 1	$M_{z,Ed} < M_{z,Rd}$ 7.46 < 164.18 kN²m	5%
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	n°138	Classe 4	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.43) 0.04 < 1	4%
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	n°138	Classe 4	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.43) 0.03 < 1	3%
Flessione deviata (6.2.9)	n°107	Classe 1	$(M_{y,Ed}/M_{N,y}, R_d)^a + (M_{z,Ed}/M_{N,z}, R_d)^b < 1$ (6.41) 0.06 < 1	6%

Figura 59 - Verifiche di resistenza travi principali esterne

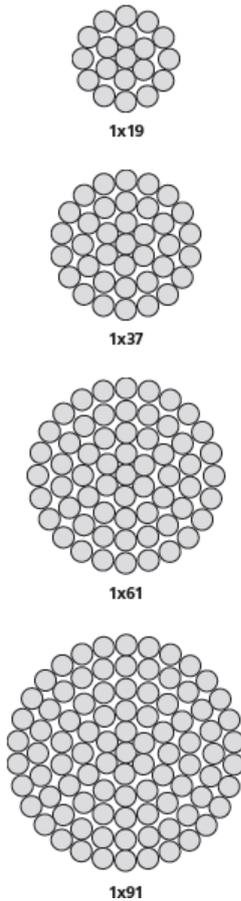
Instabilità Snell. E Lungh.	LambdaFy = 0.269 LambdaFz = 1.404 Lfy = 5.000 m Lfz =5.000 m
Inst.flesso-torsionale	LambdaLT = 1.094 Ldi = 5.000 m Lds = 5.000 m
Caso sfavorevole	Caso n°103 : 1.35x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[3 Q] Sezione : Classe 1
Fattore di amplificazione	kz=1.00 kw=1.00 C1=1.02 C2=0.06 Xy=1.00 Xz=1.00 XLT=0.54 kyy=1.00 kyz=0.69 kzy=0.53 kzz=0.84 zg=0.000 m Mcr=1041.13 kN²m MbRd=639.57 kN²m NcrT=6055.20 kN
Elementi uniformi a flessione (6.3.2)	$M_{y,Ed} / M_b, R_d \leq 1$ 0.25 < 1 (25%)

Figura 60 - Verifiche di stabilità travi principali esterne

Verifiche SLU degli altri elementi

Per quanto riguarda gli stralli sono stati adottati di stralli dal diametro di 30 mm mentre per gli stralli denominati come esterni è stato adottato un profilo *CHSI77.8*. Viene dapprima riportata la tabella commerciale degli stralli adottati fornita dal produttore *FAS*.

Acciaio zincato
Galvanized steel



- Fune zincata in accordo con EN 12385-10 class A e EN 10264-2
- MBF = Forza di rottura fune (F_{min})
- F_{r,d} = Forza di progetto limite
- A = Sezione metallica
- E = 160 ± 10 GPa (Modulo Elastico)
- Galvanized rope according to EN 10264-2 class A and EN 12385-10
- MBF = Min. Breaking Force (F_{min})
- F_{r,d} = Design Force
- A = Metallic cross section
- E = 160 ± 10 GPa (Elastic Modulus)

Codice Code	Fune Rope Ø mm	MBF kN	A mm ²	F _{r,d} kN	Peso Weight kg/m
FZ11908	8	54	38,0	33	0,32
FZ11910	10	85	59,7	52	0,50
FZ11912	12	129	85,9	78	0,71
FZ11914	14	176	116,9	107	0,97
FZ13716	16	230	151,7	139	1,27
FZ13718	18	295	192,0	179	1,60
FZ13720	20	365	237,1	221	1,98
FZ13722	22	440	286,9	267	2,40
FZ16124	24	535	340,5	324	2,85
FZ16126	26	635	399,6	385	3,35
FZ16128	28	740	463,4	448	3,88
FZ19130	30	850	531,3	515	4,46
FZ19132	32	970	604,5	588	5,07
FZ19134	34	1095	682,4	664	5,72
FZ19136	36	1225	765,1	741	6,42
FZ19138	38	1365	852,4	827	7,15
FZ19140	40	1510	944,5	915	7,92
FZ19142	42	1670	1041,3	1012	8,73
FZ19144	44	1830	1141,3	1109	9,58
FZ19146	46	2005	1247,5	1215	10,47
FZ19148	48	2180	1358,3	1321	11,40
FZ19152	52	2560	1594,0	1552	13,38
FZ19154	54	2765	1719,2	1676	14,43
FZ19156	56	2970	1849,1	1800	15,52
FZ19158	58	3200	1983,1	1939	16,65
FZ19160	60	3400	2122,0	2061	17,82

Figura 61 - Tabella commerciale delle funi FAS

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°103	Classe 1	$F_x < N_t, R_d$ 863.76 < 955.94 kN	90%

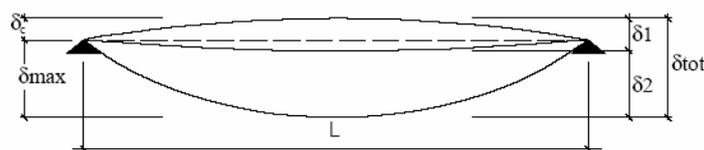
Figura 62 - Verifiche a resistenza degli stralli esterni

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°103	Classe 1	$F_x < N_t, R_d$ 1216.70 < 1699.76 kN	72%

Figura 63 - Verifiche di resistenza degli stralli interni

Verifiche SLE degli elementi in acciaio

Oltre alle verifiche svolte agli stati limite ultimi come nei casi precedenti è necessario svolgere anche le verifiche in esercizio e in particolare si considerano la deformabilità e le deformazioni. La condizione di verifica per questo stato limite richiede che gli abbassamenti dei singoli elementi, calcolati in combinazione caratteristica delle azioni, i valori limite sono differenti a seconda dell'elemento e vengono forniti dalle *NTC18*.



Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Figura 64 -Limite di abbassamento

Per la tipologia strutturale in oggetto sono stati adottati valori limite di $L/400$. Per quanto riguarda le vibrazioni invece, esse possono creare problemi agli utenti mentre usufruiscono dell'opera. La stima della frequenza naturale può essere effettuata tramite la seguente:

$$f_0 = k \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}$$

Dove il coefficiente k è pari a:

$$k = \frac{\alpha}{2\pi}$$

Con α che assume i seguenti valori:

- semplice appoggio: 9.87
- doppio incastro: 22.37
- mensola: 3.52
- trave appoggio-incastro: 14.54

La valutazione può anche essere svolta andando ad utilizzare una formulazione semplificata che viene riportata di seguito:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max}}}$$

I valori ottenuti devono essere maggiori di 3 Hz per garantire un corretto utilizzo da parte degli utenti.

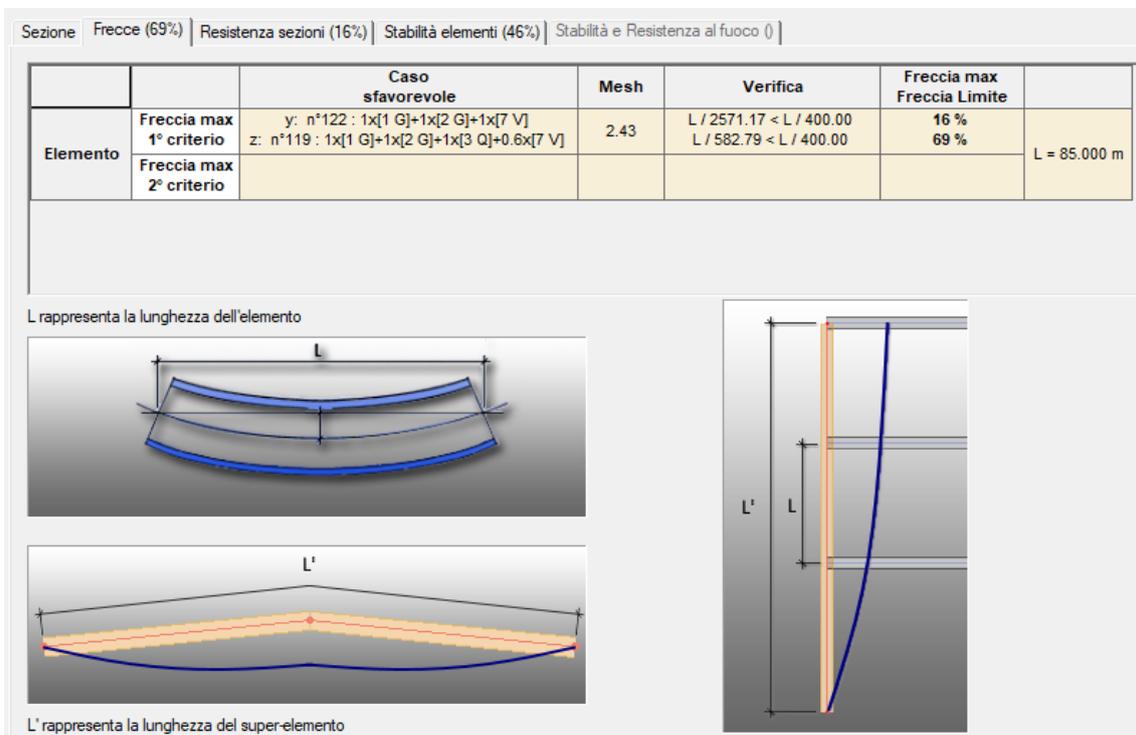


Figura 65 - Verifiche abbassamento travi principali

Sezione Freccie (69%) Resistenza sezioni (16%) Stabilità elementi (46%) Stabilità e Resistenza al fuoco ()						
		Caso sfavorevole	Mesh	Verifica	Freccia max Freccia Limite	
Elemento	Freccia max 1° criterio	y: n°119 : 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]+0.6x[7 V] z: n°116 : 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]	313.1	L / 10000.00 < L / 400.00 L / 2078.75 < L / 400.00	2 % 19 %	L = 2.500 m
	Freccia max 2° criterio					

Figura 66 - Verifiche abbassamento travi secondarie

		Caso sfavorevole	Mesh	Verifica	Freccia max Freccia Limite	
Elemento	Freccia max 1° criterio	y: n°122 : 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[7 V] z: n°116 : 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]	624.3	L / 10000.00 < L / 400.00 L / 2842.55 < L / 400.00	1 % 14 %	L = 5.000 m
	Freccia max 2° criterio					

Figura 67 - Verifiche abbassamento travi principali esterne

Essendo il limite della vibrazione funzione lineare solo dell'abbassamento è possibile invertire la relazione della frequenza inserendo il valore di 3 Hz cui ne deriva un abbassamento limite di 28 mm. Per i casi riportati in precedenza essendo i limiti di abbassamento rispettivamente 12.5, 6.25 e nuovamente 6.25 mm rispettati, in tutti i casi si hanno abbassamenti inferiori ai 28 mm posti come limite. Per le travi principali come abbassamento del singolo elemento è stata considerata la lunghezza di 5 metri, ovvero quella tra due travi secondarie tra loro successive.

Verifica a deformabilità globale

Dopo aver svolto le verifiche sulle singole membrature è stata condotta un'ultima verifica per quanto riguarda gli abbassamenti nelle combinazioni agli stati limite di esercizio, imponendo come limite L/400 si confronta con quanto ottenuto dal modello strutturale e pertanto essendo il valore ottenuto di 14.90 cm ed il limite da normativa 21.25 cm corrispondete alla verifica più restrittiva si ritiene la verifica soddisfatta.

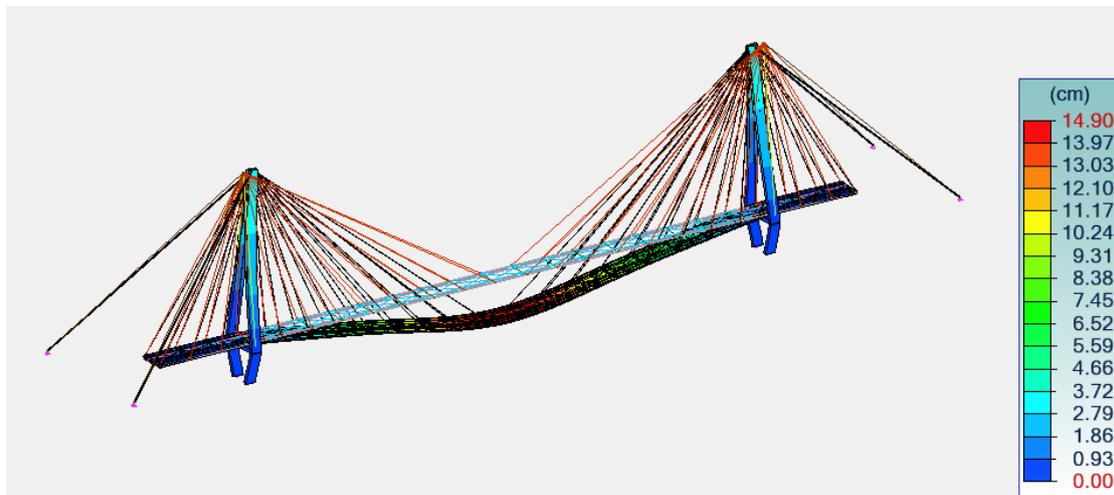


Figura 68 - Abbassamento in combinazione quasi SLE.

3.7 Piolature e solette

Le strutture composite in acciaio e calcestruzzo sono basate sul funzionamento combinato delle due parti che compongono la sezione, l'elemento fondamentale per questa tipologia strutturale è il sistema di connessione tra le due parti, atto ad impedire lo scorrimento tra i due elementi e che richiede apposite verifiche. Il vantaggio che questo sistema ha rispetto ad una semplice soletta appoggiata sopra ad una trave è quello di avere un legame meccanico che aumenta la rigidezza delle strutture, come si può vedere nelle immagini sottostanti, dove si ha un notevole incremento di momento d'inerzia.

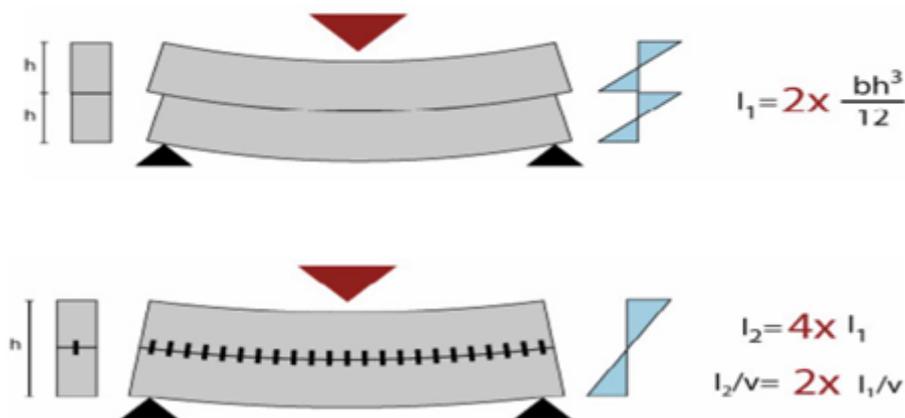


Figura 69 - Contributo di inerzia dovuto dai pioli

La soletta di calcestruzzo può essere realizzata andando a gettare il calcestruzzo al di sopra di un lamiera grecata fornendo anche un contributo per quanto riguarda l'armatura che essa rappresenta. La tipologia composita presenta anche il vantaggio di andare a migliorare le performance dal punto di vista della stabilità. Dal punto di vista delle resistenze è possibile avere cedimenti dal lato del calcestruzzo con rotture fragili, snervamento dell'acciaio ed infine la rottura dei connettori.

Quando si va ad analizzare un sistema composito è necessario tenere conto della larghezza efficace della soletta per via della distribuzione delle tensioni per effetto dello *shear lag*. L'eurocodice 4 fornisce un criterio per la valutazione delle travi continue su più appoggi in cui si ricava la larghezza efficace collaborante b_{eff} , che viene assunta come la somma delle larghezze efficaci della porzione di ala ad ogni lato dell'asse dell'anima. La larghezza efficace totale è data dalla seguente:

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

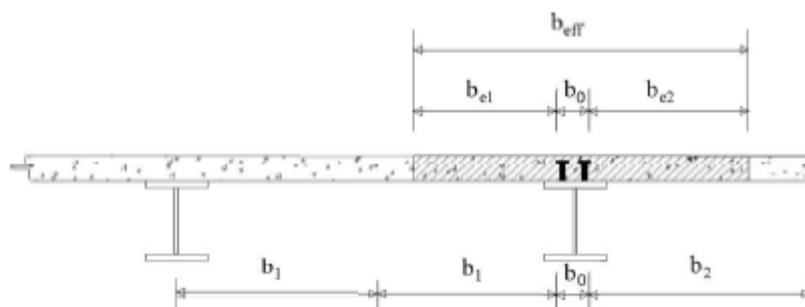


Figura 70 - Definizione della larghezza efficace

Dove b_0 è l'interasse tra i connettori nella direzione trasversale mentre b_{ei} è il minimo tra la semi larghezza della soletta e $L_e/8$. L_e rappresenta la distanza tra due punti di momento nullo nello schema statico a campata continua fornito dalla normativa.

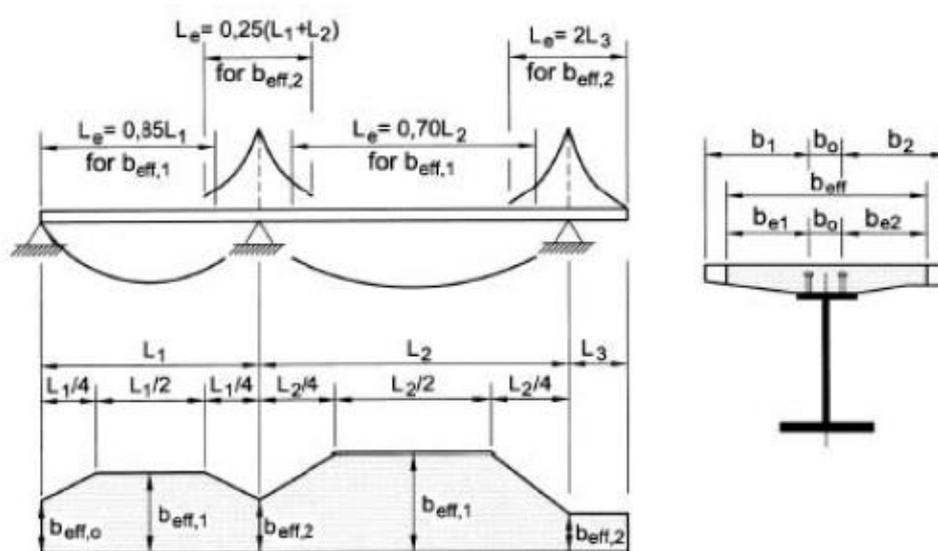


Figura 71 - Larghezze equivalenti

Per quanto riguarda i pioli si utilizza un piolo *Nelson* del diametro da 19 mm e di altezza 80 mm, la sua scheda tecnica viene riportata di seguito. Le caratteristiche meccaniche dei pioli sono le seguenti:

- Carico di snervamento: min. 350 MPa
- Resistenza a trazione: min. 450 MPa
- Allungamento: min. 15%

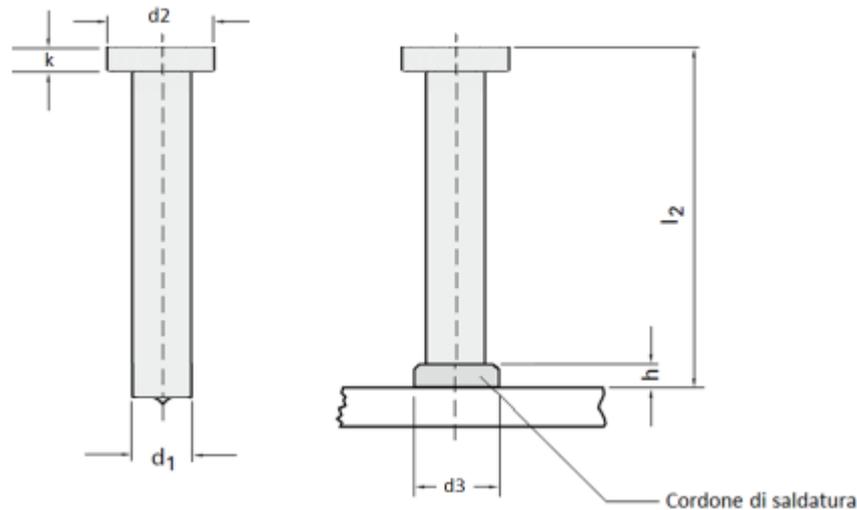


Figura 72 - Schema dei pioli Nelson

Materiale: S235 J2 + C450													
Ø	l2	Codice	Quantità per barile	Peso (kg/100)	d1	d2	d3	k	h	Tipo di ferula	Mandrino	Porta ferula	Piastra di base
1/4" (6)	50	15-09-17	10.000	1,6	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 20: 36-05-00
1/4" (6)	65	15-04-66	8.000	2,0	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 40: 36-06-14
1/4" (6)	100	15-05-79	4.500	2,8	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	
3/8" (10)	50	15-04-62	4.500	4,1	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 20: 36-05-00
3/8" (10)	75	15-15-37	3.300	5,4	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 40: 36-06-14
3/8" (10)	100	15-04-68	2.400	6,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	125	15-29-20	1.900	8,2	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	150	15-11-31	1.400	9,5	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	175	15-41-34	1.000	10,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
1/2" (13)	25	15-16-67	4.000	5,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 20: 36-06-00
1/2" (13)	50	15-04-71	2.500	7,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 40: 36-06-15
1/2" (13)	75	15-04-72	1.800	10,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	100	15-04-73	1.400	12,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	125	15-04-74	1.100	15,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	150	15-21-16	900	17,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	175	15-28-87	700	20,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
5/8" (16)	35	15-28-02	2.000	9,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	NS 20: 36-06-00
5/8" (16)	50	15-25-20	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	NS 40: 36-06-15
5/8" (16)	75	15-04-77	1.200	15,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	100	15-04-78	900	19,5	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	125	15-04-79	700	24,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	150	15-04-80	900	27,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	175	15-28-55	500	31,1	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	200	15-15-01	400	35,8	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	50	15-04-88	1.250	16,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	NS 20: 36-06-00
3/4" (19)	60	15-04-89	1.100	17,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	75	15-04-90	950	21,0	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	80	15-04-91	850	22,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	100	15-04-92	700	26,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	125	15-04-93	600	32,2	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	150	15-04-94	500	37,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	175	15-17-95	400	43,4	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	200	15-37-55	350	51,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	

Figura 73 - Scheda tecnica dei pioli Nelson

Si parte dal caso di trave in campata, si adotta la lunghezza delle travi pari a all'interasse tra i pendini, ovvero 5 metri. Il valore di L_e è pari a 3.5 metri, il valore b_{eff} risulta quindi:

$$L_e = 0.7 \cdot L = 0.7 \cdot 5000 = 3500 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}; 1175\right) = \min(438; 1175) = 438 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; 675\right) = 438 \text{ mm}$$

Dove 1175 mm corrisponde al valore di b_1 riferito allo schema delle lunghezze mentre 675 mm corrisponde a b_2 sempre nella stessa immagine.

$$b_{eff} = 75 + 438 + 438 = 951 \text{ mm}$$

Per le travi, sul loro intero sviluppo devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio, trascurando gli effetti di aderenza tra le due parti.



Figura 74 - Travi con pioli Nelson presso la carpenteria Martino

Il sistema di connessione viene definito duttile se possiede capacità deformativa sufficiente per giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale nella struttura considerata, il concetto di connessione a completo o parziale ripristino si applica solo a travi nelle quali la verifica di resistenza è effettuata con il metodo plastico. Un sistema di connessione si definisce a completo ripristino quando un incremento di resistenza della connessione non produce un incremento di capacità portante della trave, in caso contrario la connessione viene definita a parziale ripristino.

Quando le sezioni di solo acciaio sono duttili o compatte, ovvero di classe 1 e 2, e sono progettate utilizzando il metodo plastico si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza.

Nel caso in oggetto si prevede la realizzazione di un giunto a completo ripristino. Le resistenze a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore fra i valori ottenuti dalle seguenti.

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot f_{tk} \cdot \frac{\pi d^2}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha \frac{d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5}}{\gamma_V}$$

Dove:

- γ_V è il fattore parziale di sicurezza del materiale
- f_{tk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio del piolo
- f_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo della soletta
- E_{cm} modulo elastico medio del calcestruzzo
- d è il diametro del piolo
- h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ per } 3 < \frac{h_{sc}}{d} < 4$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

Il valore di α si assume unitario

Tabella 27 – valori di taglio resistente dei pioli

f_u	d	f_{ck}	E_{cm}	$P_{Rd,1}$	$P_{Rd,2}$
MPa	mm	MPa	MPa	kN	kN
450	19	35	33000	81.66	90.03

Pertanto, il valore di resistenza a taglio del singolo piolo viene assunto pari a 81.66 kN.

Sebbene le *NTC18* indichino che la resistenza di progetto deve essere ridotta in caso di lamiera grecata nel caso in oggetto tale riduzione non viene effettuata n quanto si va a considerare soltanto lo spessore di calcestruzzo al netto di quello nella lamiera poiché tale tratto poggia direttamente sulle travi secondarie.

Il calcolo della forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere effettuato tramite analisi elastica non lineare, l'analisi lineare o nel caso di connettori duttili, la teoria plastica. Nel caso di connessioni duttili, a completo ripristino, come nel caso in oggetto, la massima forza totale di scorrimento di progetto deve essere determinata facendo uso di equazioni di equilibrio plastico. Per quanto riguarda le resistenze di progetto dei materiali f_d essa viene definita dalla seguente:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale e per le verifiche agli stati limite ultimi il valore γ_M assume i seguenti valori:

- Calcestruzzo: 1.5
- Acciaio da carpenteria: 1.05
- Acciaio da armatura: 1.15
- Connessioni (pioli): 1.25

Facendo riferimento alla circolare applicativa la valutazione della forza di scorrimento a taglio di progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica che quella plastica. Per le connessioni a completo ripristino, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità vale:

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{sc} \cdot f_{sk}}{\gamma_{sk}} \right\} = 1886 \text{ kN}$$

Dove A_a , A_c e A_{sc} sono rispettivamente le aree del profilo di acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. Si è ipotizzata un'armatura longitudinale di 10 ferri da 14 mm, che rispetta il criterio di armatura longitudinale minimo.

$$A_s = \rho_s \cdot A_c$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0.3} = 0.01223 < \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} = 0.0112$$

Pertanto, il valore minimo di armatura $A_{s,min} = 1124.59 \text{ mm}^2$. Come spiegato in precedenza si adotta un armatura di 10 Φ 14 cui corrisponde ad un $A_s = 1538.6 \text{ mm}^2$. Mentre la forza di scorrimento per una sezione soggetta a minimo momento flettente e la sezione soggetta al

massimo momento flettente, ovvero la distanza tra la mezzeria della campata e l'appoggio, è pari a:

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{sp} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$= \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{sc} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{sp} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$V_{ld} = 2804 \text{ kN}$$

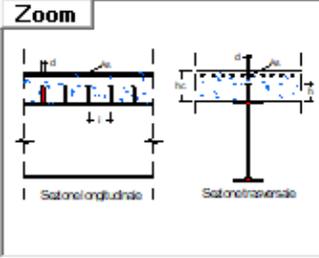
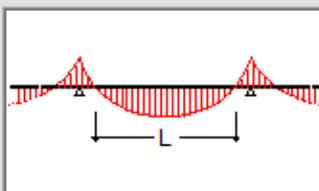
Dove A_p è l'area della lamiera che viene trascurata in questo caso in quanto non si considera la sua efficacia come consentito nella circolare applicativa. Andando a dividere il taglio agente per il taglio resistente dei pioli è possibile ricavare il numero di pioli necessari, in campata è necessario predisporre 36 coppie di pioli su 5 metri di campata

$$n_{pioli} = \frac{2804}{2 \cdot 81.66} = 18 \text{ coppie} \cdot 2 = 36 \text{ coppie}$$

Che corrisponde a 11 coppie di pioli al metro. Per verificare i calcoli appena eseguiti è stato utilizzato il programma sviluppato dal Professor Piero Gelfi dell'università degli studi di Brescia, di seguito si riportano i risultati ottenuti.

The screenshot displays the following data and settings:

- Tipo di profilo:** IPE 550
- Materiali:** Tipo Acciaio, S355 (Fe510)
- Dati Profilo:**
 - f_y : 355 N/mm²
 - f_{sk} : 450 N/mm²
 - f_{ck} : 35 N/mm²
 - b_1 : 210 mm
 - b_2 : 210 mm
 - t_{f1} : 17.2 mm
 - t_{f2} : 17.2 mm
 - h : 550 mm
 - t_w : 11.1 mm
 - r_1 : 24 mm
 - r_2 : 0 mm
 - r : 0 mm
- Tipo di soletta:** Piena
- Dati soletta:**
 - h_c : 100 mm
 - b : 951 mm
 - A_s^{eff} : 2700 mm²
 - h'_s : 40 mm
- Metodo di calcolo:** S.L.U. M+ (selected)
- SLU Results:**
 - $M_{pl,Rd}$: 1398 kNm
 - $M_{apl,Rd}$: 942.3 kNm
 - V_l : 2943 kN
 - y_n : 111.3 mm
- Other parameters:** M_{Sd} : 0 kNm

Tipo di soletta Soletta Piena	Tipo di connessione <input checked="" type="radio"/> A completo ripristino <input type="radio"/> A parziale ripristino	Dati fu <input type="text" value="450"/> N/mm ² h <input type="text" value="80"/> [mm] ? d <input type="text" value="19"/> [mm] Nr <input type="text" value="2"/> L <input type="text" value="3.5"/> [m]
Schema soluzione Zoom  soletta PIENA	<input type="text" value="1.25"/> Schema statico della trave  Momento positivo	Risultati P _{Rd} <input type="text" value="81.66"/> [kN] ? n° <input type="text" value="37"/> coppie conn. Passo i <input type="text" value="95"/> [mm]

Dopo il caso della campata è stato affrontato il caso della piolatura sugli estremi finali delle travi principali, la lunghezza adottata è la seguente:

$$L_e = 0.85 \cdot L = 4250 \text{ mm}$$

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

$$b_{e1} = \min\left(\frac{4250}{8}; 1175\right) = 531 \text{ mm}$$

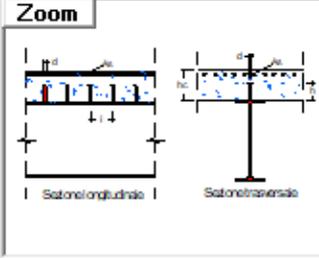
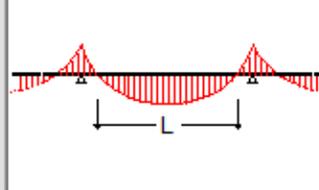
$$b_{e2} = \min\left(\frac{4250}{8}; 675\right) = 531 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 75 + 531 + 531 = 1137 \text{ mm}$$

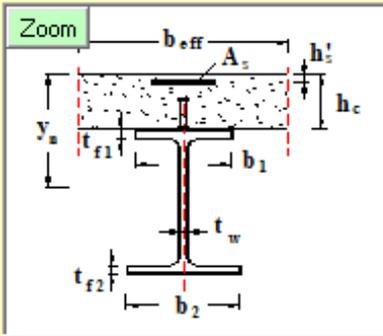
A differenza del caso precedente, nel caso di campata di estremità il taglio di progetto da adottare è la seguente:

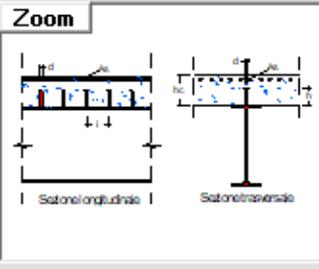
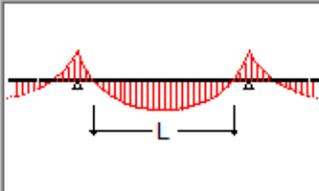
$$V_{ld} = F_{cf} = \min\left\{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{sc} \cdot f_{sk}}{\gamma_{sk}}\right\} = 2255 \text{ kN}$$

Cui corrispondono 28 coppie di pioli ovvero 7 coppie al metro, come viene riportato nell'immagine sottostante ricavata sempre da Gelfi.

Tipo di soletta Soletta Piena	Tipo di connessione <input checked="" type="radio"/> A completo ripristino <input type="radio"/> A parziale ripristino	Dati f_u <input type="text" value="450"/> N/mm ² h <input type="text" value="80"/> [mm] ? d <input type="text" value="19"/> [mm] N_r <input type="text" value="2"/> L <input type="text" value="4.25"/> [m]
Schema soluzione Zoom  soletta PIENA	γ_v <input type="text" value="1.25"/> Schema statico della trave  Momento positivo	Risultati P_{Rd} <input type="text" value="81.66"/> [kN] ? n° <input type="text" value="28"/> coppie conn. Passo i <input type="text" value="154"/> [mm]

Per quanto riguarda le sezioni a momento negativo, come nel caso degli appoggi intermedi, è necessario andare a considerare come taglio agente quello generato dalla armature longitudinali in quanto il calcestruzzo viene assunto non reagente a trazione.

Tipo di profilo <input type="text" value="IPE 550"/>	Tipo di soletta <input checked="" type="radio"/> Piena <input type="radio"/> Grecata trasv. <input type="radio"/> Grecata paral.	Dati soletta h_c <input type="text" value="100"/> mm b <input type="text" value="701"/> mm A_s^{eff} <input type="text" value="2700"/> mm ² h'_s <input type="text" value="40"/> mm M_{Sd} <input type="text" value="0"/> kNm	Metodo di calcolo <input type="radio"/> S.L.U. M+ <input type="radio"/> Metodo n M+ <input checked="" type="radio"/> S.L.U. M- <input type="radio"/> Metodo n M-
Materiale Tipo Acciaio <input type="text" value="S355 (Fe510)"/> f_y <input type="text" value="355"/> N/mm ² f_{sk} <input type="text" value="450"/> N/mm ² f_{ck} <input type="text" value="35"/> N/mm ²	Dati Profilo b_1 <input type="text" value="210"/> mm b_2 <input type="text" value="210"/> mm t_{f1} <input type="text" value="17.2"/> mm t_{f2} <input type="text" value="17.2"/> mm h <input type="text" value="550"/> mm t_w <input type="text" value="11.1"/> mm r_1 <input type="text" value="24"/> mm r_2 <input type="text" value="0"/> mm r <input type="text" value="0"/> mm	SLU $M_{pl,Rd}$ <input type="text" value="-1 222"/> kNm V_I <input type="text" value="1 057"/> kN $M_{apl,Rd}$ <input type="text" value="942.3"/> kNm y_n <input type="text" value="234.1"/> mm	Progetto Connessione
Zoom  Plotta in Form			

Tipo di soletta Soletta Piena	Tipo di connessione <input checked="" type="radio"/> A completo ripristino <input type="radio"/> A parziale ripristino	Dati f_u <input type="text" value="450"/> N/mm ² h <input type="text" value="80"/> [mm] ? d <input type="text" value="19"/> [mm] N_r <input type="text" value="2"/> [mm] L <input type="text" value="2.5"/> [m]
Schema soluzione Zoom  soletta PIENA	γ_v <input type="text" value="1.25"/> Schema statico della trave  Momento positivo	Risultati P_{Rd} <input type="text" value="81.66"/> [kN] ? n^* <input type="text" value="13"/> coppie conn. Passo i <input type="text" value="200"/> [mm]

$$L_e = 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 2500 \text{ mm}$$

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

$$b_{e1} = \min\left(\frac{2500}{8}; 1175\right) = 313 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{2500}{8}; 675\right) = 313 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 75 + 313 + 313 = 701 \text{ mm}$$

A differenza del caso precedente, nel caso di campata di estremità, il taglio di progetto da adottare è la seguente:

$$V_{ld} = F_{cf} = \min\left\{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0.85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{sc} \cdot f_{sk}}{\gamma_{sk}}\right\} = 1057 \text{ kN}$$

Cui corrispondono 13 coppie di pioli che corrispondono a 6 coppie al metro. Per andare a predisporre le armature all'interno della soletta, oltre ai calcoli a mano, è stato sviluppato un modello semplificato per la valutazione della soletta stessa andando a rappresentare solo l'impalcato.

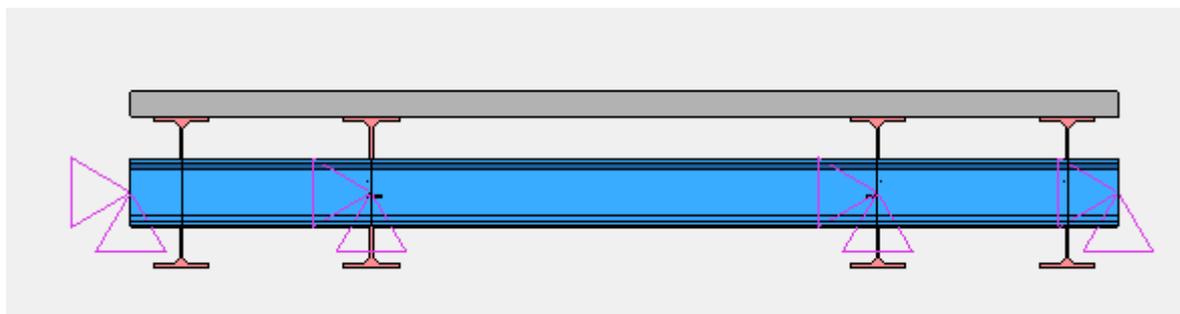


Figura 75 - Vista laterale

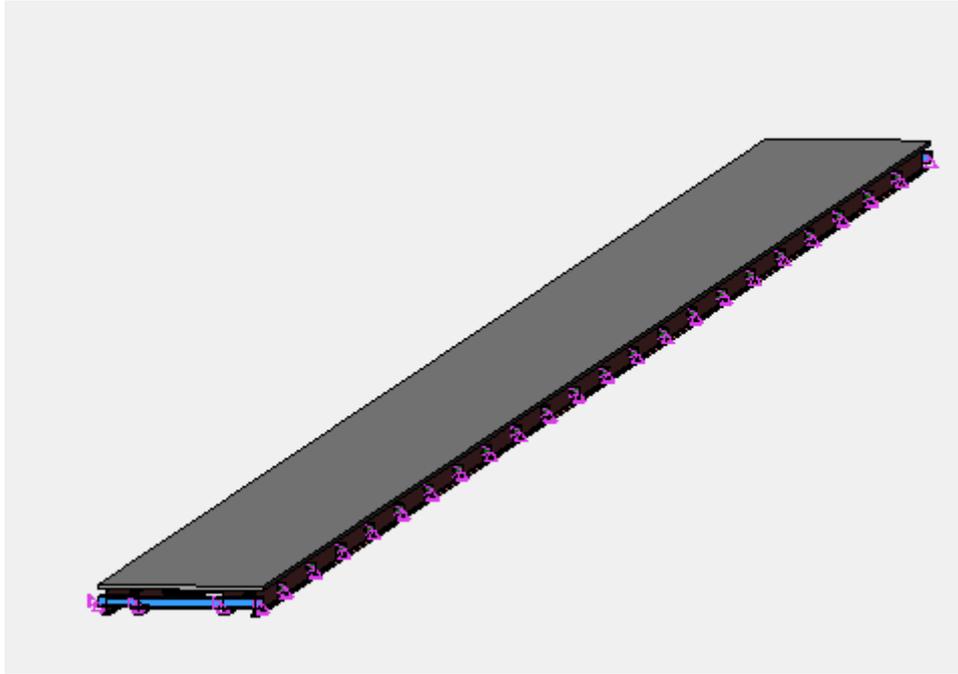
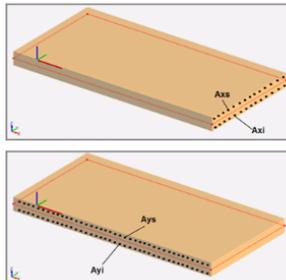


Figura 76 - Modello semplificato per studio della soletta

Dopo aver condotto le analisi è stato necessario valutare i risultati forniti, di seguito vengono riportate le convenzioni adottate da Advance Design. Dove A_{xs} rappresenta l'armatura longitudinale superiore, A_{xi} quella inferiore, A_{ys} l'armatura trasversale superiore ed infine A_{yi} l'armatura trasversale inferiore.

Reinforcement



A_{xi} and A_{xs} : reinforcement bars parallel to the local x axis (provided by the moment M_{yy})
 M_{yy} positive provides **A_{xs}** reinforcement (in upper fibre) (because the upper fibre is tensioned).
 M_{yy} negative provides **A_{xi}** reinforcement (in lower fibre) (because the lower fibre is tensioned).

A_{yi} and A_{ys} : reinforcement bars parallel to the local y axis (provided by the moment M_{xx})
 M_{xx} positive provides **A_{ys}** reinforcement (in upper fibre) (because the upper fibre is tensioned).
 M_{xx} negative provides **A_{yi}** reinforcement (in lower fibre) (because the lower fibre is tensioned).

Figura 77 - Convenzione delle armature su Advance Design



Figura 78 - Axi

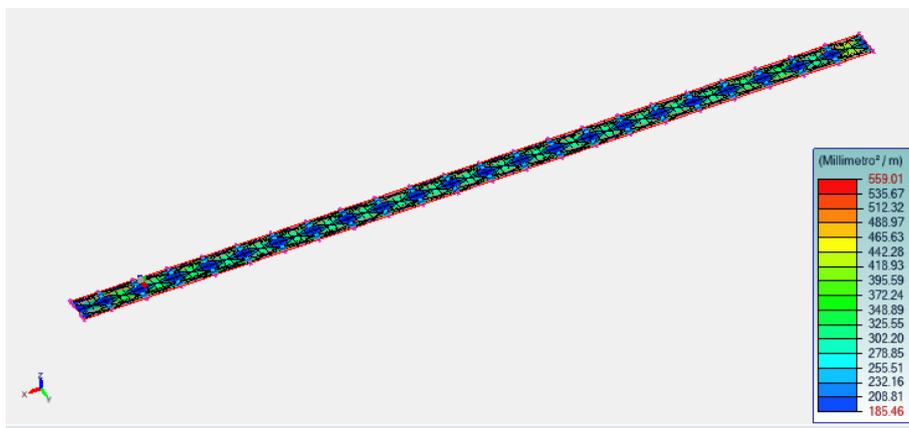


Figura 79 - Ayi

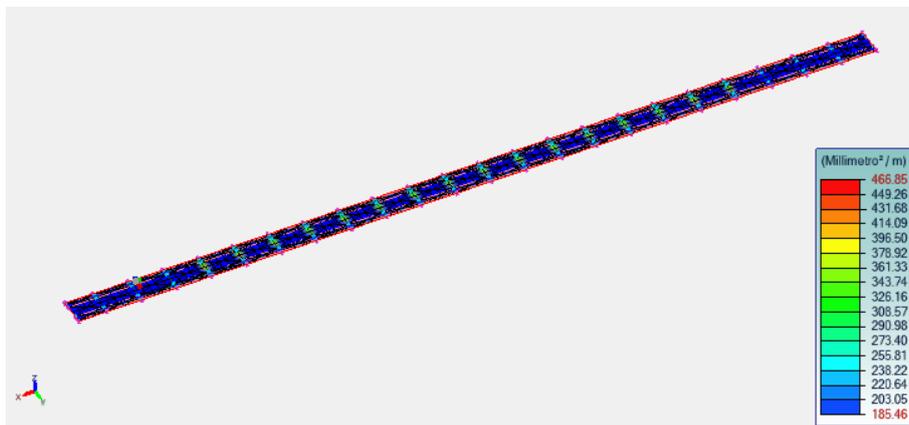


Figura 80 - Axs

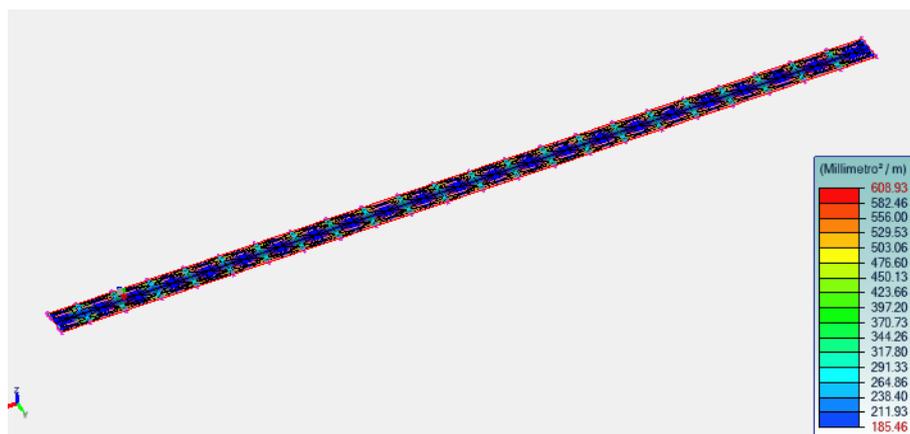


Figura 81 - Ays

In base ai risultati ottenuti si predispongono sul lato inferiore delle reti elettrosaldate del diametro di 8 mm con passo 100 mm mentre sul lato superiore si predispongono delle barre d'armatura del diametro di 14 mm con passo 80 mm in direzione longitudinale e 200 mm in direzione trasversale.

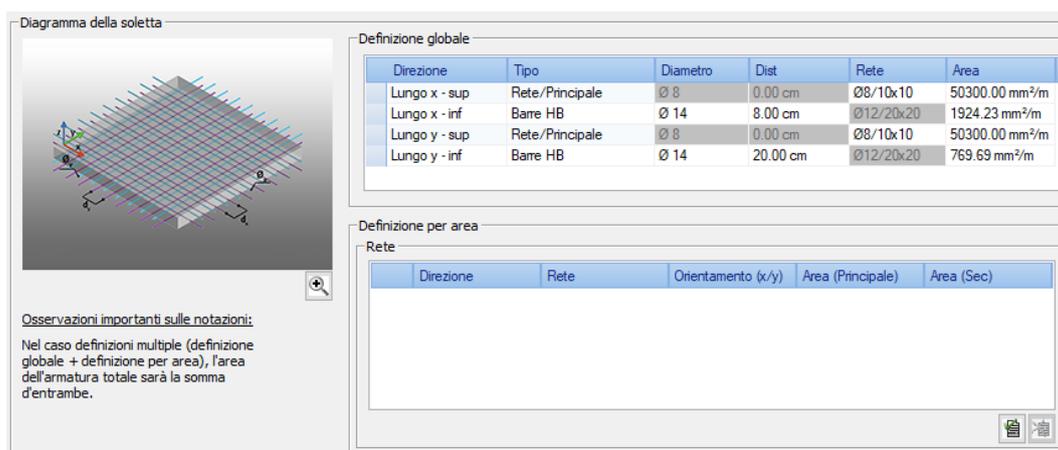


Figura 82 - Armature implementate su Advance Design

Il calcolo riportato in precedenza è stato svolto anche a mano per completezza. Il modello di calcolo considera all'interno della flangia un sistema isostatico realizzato da aste compresse in calcestruzzo collegate da armature trasversali tese, la sollecitazione di taglio V_{sd} in corrispondenza dell'interfaccia fra la soletta di calcestruzzo e la trave in acciaio viene ricavata andando a considerare al variazione di forza longitudinale

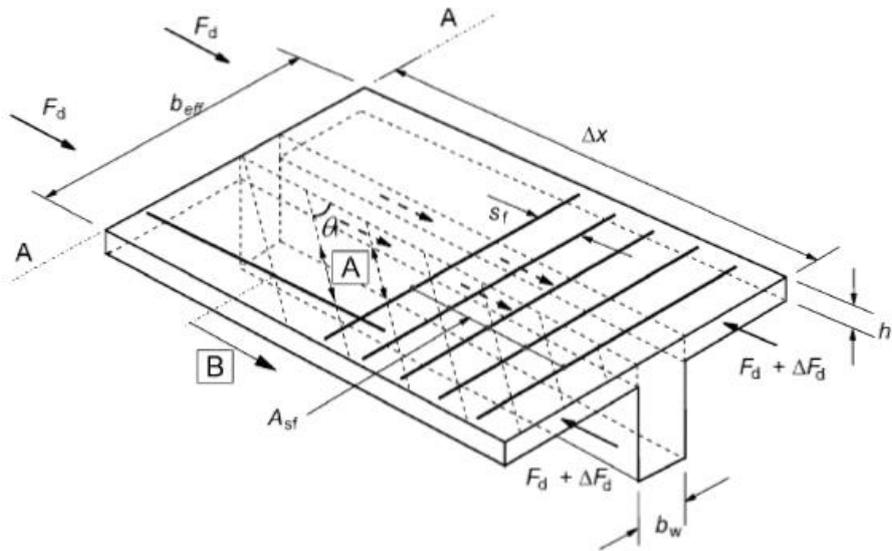


Figura 83 - Schema delle armature fornito dalle NTC18

$$V_{sd} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

$$\Delta F_d = \frac{F_c}{2} = \frac{1886}{2} = 943 \text{ kN}$$

Il valore Δx consiste nella lunghezza del tratto di trave considerato, tale valore non deve superare la metà della distanza tra la sezione di momento nullo e la sezione di momento nullo oppure la distanza tra i punti di applicazione dei carichi. Infine, h_f consiste nello spessore della soletta.

$$V_{sd} \leq 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f$$

L'angolo θ_f indica l'inclinazione delle bielle compresse nella soletta, dove valgono le seguenti:

- $1.0 \leq \cotg \theta_f \leq 2.0$ nel caso di soletta compressa
- $1.0 \leq \cotg \theta_f \leq 1.25$ nel caso di soletta tesa

Analizzando per primo il caso di soletta compressa, si ipotizza un valore di $\cotg \theta$ pari a 2.

$$\left(A_{sf} \cdot \frac{f_{yd}}{s_f} \right) \geq V_{sd} \cdot \frac{h_f}{\cotg \theta_f}$$

L'area minima in zona compressa è data da 8 barre da 80 mm in zona compressa

Dopo aver svolto i calcoli per quanto riguarda l'armatura longitudinale si è passati all'armatura longitudinale, se la soletta è compressa deve valere:

$$V_{sd} = \frac{943 \cdot 10^3}{100 \cdot 3500} \leq 0.6 \left[1 - \frac{35}{250} \right] \cdot \frac{35}{1.5} \sin(26.57) \cos(26.57) = 4.82 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} \cdot \frac{f_{yd}}{s_f} \geq \frac{V_{sd} \cdot h_f}{\text{Cotg}\theta_f} = 343.7 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

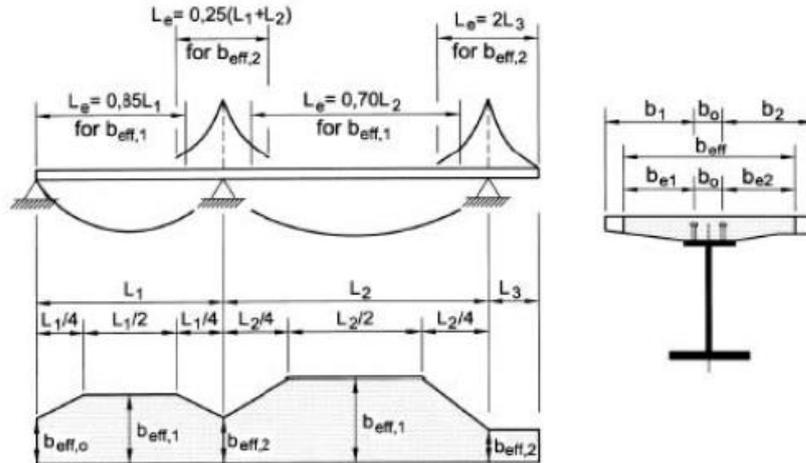


Figura 84 - Lunghezze efficaci

Dove nei calcoli precedenti è stata considerata una lunghezza della soletta pari a:

$$L_{eff} = 0.7 \cdot L = 3500 \text{ mm}$$

Mentre in zona tesa la lunghezza effettiva vale:

$$L_{eff} = 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 2500 \text{ mm}$$

Se la soletta è tesa deve valere:

$$V_{sd} = \frac{943 \cdot 10^3}{100 \cdot 2500} = 3.77 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{1}{391.3} \cdot \frac{(3.77 \cdot 100)}{\text{Cotg}(1)} = 963.46 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pertanto, in zona tesa nella soletta si propongono due reti del diametro da 8 mm sovrapposte con passo 80 mm.

3.8 Verifiche SLU e SLE Calcestruzzo

Verifiche SLU

Le sezioni di calcestruzzo sono soggette a stati di pressoflessione, la verifica degli elementi si svolge tramite l'utilizzo dei domini di resistenza (N;M), ovvero la rappresentazione grafica delle sollecitazioni interne corrispondenti alle infinite configurazioni di stato limite ultimo della sezione. Essi dipendono dalla geometria della sezione, dalle aree di armatura, dal loro posizionamento e dalle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per far sì che la verifica sia soddisfatta si verifica se il punto sollecitante, individuato dalle coppie di azione assiale agente N_{Ed} e di momento agente M_{Ed} , sia contenuto all'interno o meno rispetto alla frontiera del dominio. Le resistenze vengono calcolate attraverso le seguenti:

$$N_{Rd} = \int \sigma dA = - \int \sigma_c dA + \sigma_{s1}A_{s1} + \sigma_{s2}A_{s2}$$

$$\int_{A_c} \sigma_c dA = f_{cd} b x \beta_1$$

Per classi di calcestruzzo fino alla classe C50/60 il coefficiente β_1 è dato da:

$$\beta_1 = \frac{|\varepsilon_c|}{2} \left(1 - \frac{|\varepsilon_c|}{6} \right) \text{ per } |\varepsilon_c| \leq 2\text{‰}$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{2}{3|\varepsilon_c|} \right) \text{ per } |\varepsilon_c| > 2\text{‰}$$

Nelle espressioni precedenti σ_c è la tensione sul calcestruzzo, A_c l'area nella sezione del calcestruzzo, σ_s le tensioni nell'acciaio e A_s le aree di armatura delle barre. Mentre il valore del momento resistente è fornito da:

$$M_{Rd} = \int_A \sigma y dA = \int_{A_c} \sigma_c y dA + \sigma_{s1}A_{s1} \left(d - \frac{h}{2} \right) - \sigma_{s2}A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c y dA = f_{cd} b x \beta_1 \left(\frac{h}{2} - \beta_2 x \right)$$

Dove, come nel caso precedente, per classi di calcestruzzo fino alla classe C50/60 il coefficiente β_2 è dato da:

$$\beta_2 = (8 - |\varepsilon_c|) / (4(6 - |\varepsilon_c|)) \text{ per } |\varepsilon_c| \leq 2\text{‰}$$

Facendo variare i campi è possibile ricavare i punti tramite cui viene definito il dominio di resistenza che a titolo d'esempio viene riportato di seguito.

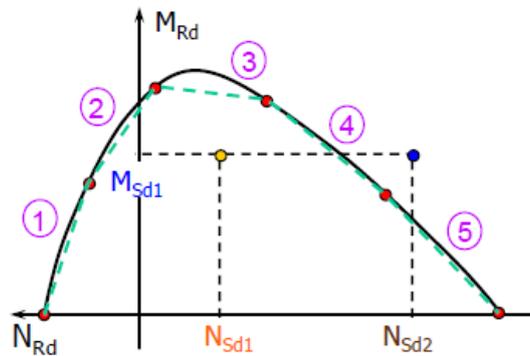


Figura 85 - Dominio di resistenza nel piano

Si ha invece pressoflessione deviata quando si ha la contemporanea compresenza di N_{Sd} , M_{Sdx} e M_{Sdy} questa contemporaneità rende più difficoltosa la realizzazione di un dominio di resistenza, in quanto, l'asse neutro non è più perpendicolare all'asse di sollecitazione. In tal caso è possibile definire i diagrammi di interazione nello spazio che vengono denominati come *rosette*.

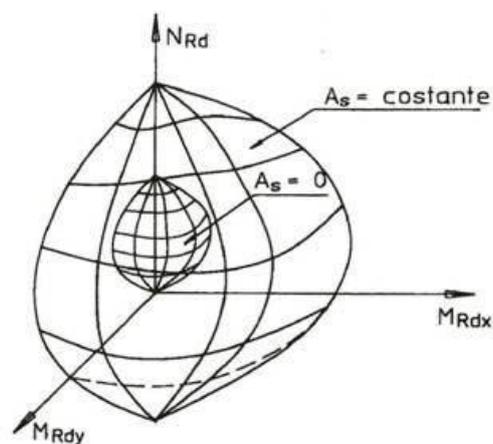
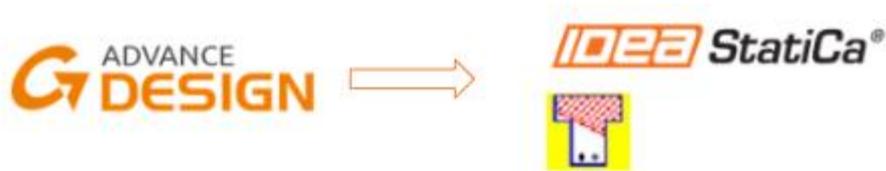


Figura 86 - Dominio di resistenza tridimensionale

È possibile andare a tracciare delle sezioni della rosetta andando ricondursi ad un piano. Per andare ad eseguire le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato sono stati usati due software, il primo è IdeaStatiCA mentre il secondo, utilizzato per verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti dal primo, è Gelfi. Per fare ciò sono state ricavate diverse combinazioni di azioni dagli elementi più sollecitati per ciascuna tipologia, andando quindi a massimizzare ciascun effetto, dopodiché sono state condotte le verifiche, nel grafico sottostante è schematizzato il processo che è stato seguito.



La sezione, soggetta prevalentemente a pressoflessione deviata, con momento maggiore nella direzione di massima inerzia, è stata armata adottando delle barre di armatura con diametro di 24 mm di diametro realizzate con acciaio B450C e con un calcestruzzo C40/50 per le ragioni esposte in precedenza.

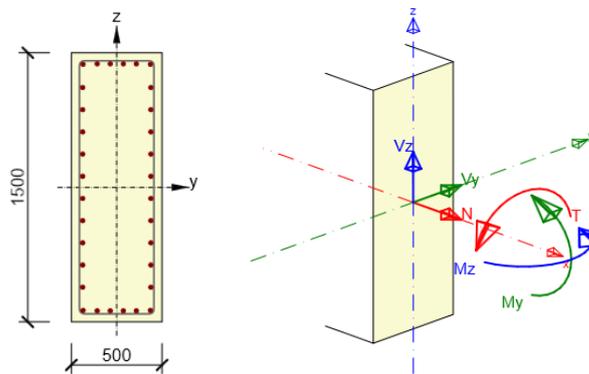


Figura 87 - convenzione delle zioni su idea statica

Su Advance design è stato isolato il singolo elemento e sono state riportate le azioni presenti su di esso, a titolo d'esempio si riportano le azioni di compressione, e i due momenti flettenti agenti sul singolo elemento dell'antenna

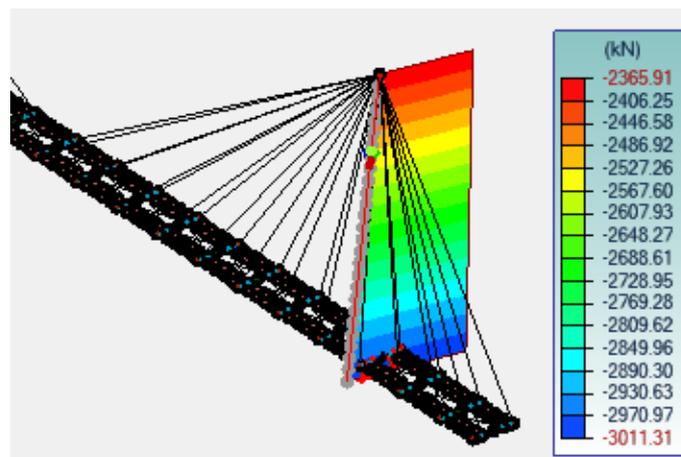


Figura 88 - Fx sugli elementi di calcestruzzo

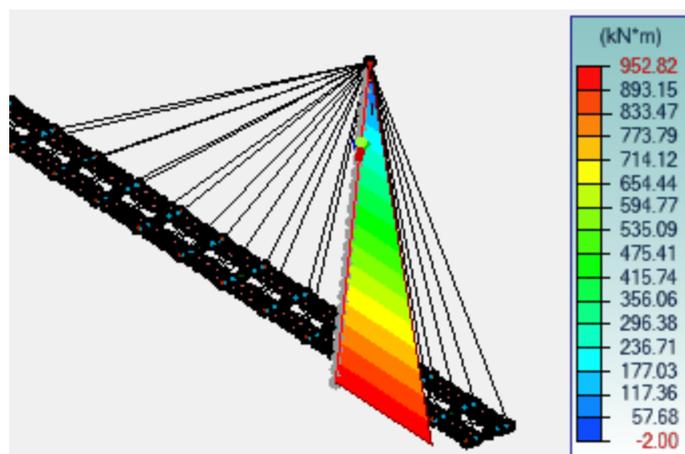


Figura 89 - Mz sugli elementi di calcestruzzo

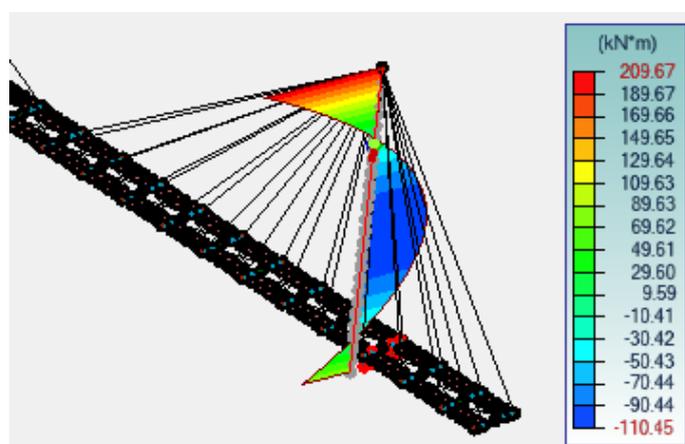


Figura 90 - My sugli elementi di calcestruzzo

Tabella 28 – Azioni sull'elemento 111

Elemento 111							
Effetto massimizzato	Combo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
SLU	103	-3011.5	36.5	-43.5	-16.7	109.6	952.8
SLU	105	-3154.5	35.6	58.5	-17.4	-148.8	936.0
SLU	147	-1316.7	40.1	33.9	-3.9	114.8	154.0
SLU	113	-2090.0	18.9	58.7	-9.0	-147.2	500.2
SLECar.	116	-2128.0	25.4	25.2	-11.6	66.1	664.1
SLEQuasiPerm	115	-1397.0	14.0	25.9	-6.2	78.2	365.6

Le combinazioni riportate nella tabella precedente sono state inserite all'interno di IdeaStatiCA come si può osservare nell'immagine sottostante.

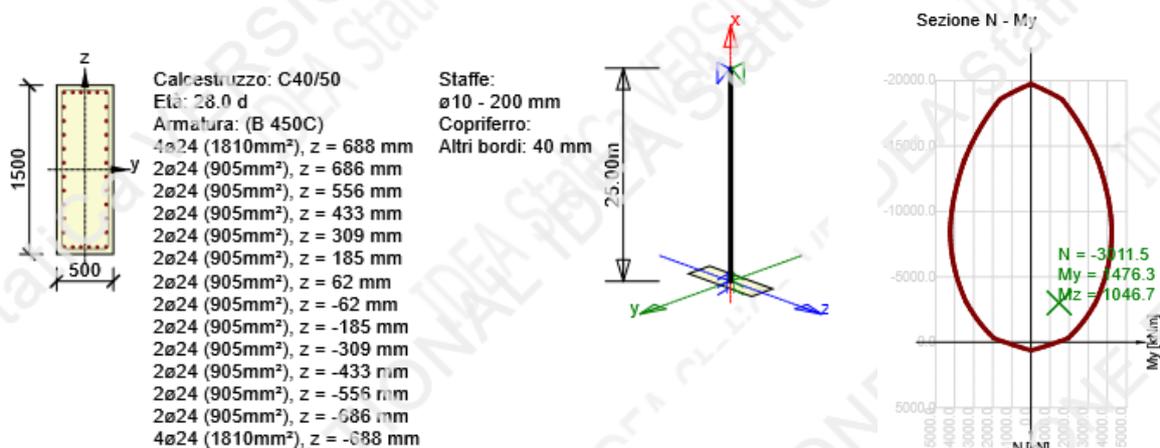
Tipo combinazione	Usò	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fondamentale SLU	<input checked="" type="checkbox"/>	-3011.5	36.5	-43.5	-16.7	952.8	109.6
Eccezionale	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Caratteristico	<input checked="" type="checkbox"/>	-2128.0	0.0	0.0	0.0	664.1	66.1
Quasi-permanente	<input checked="" type="checkbox"/>	-1397.0	0.0	0.0	0.0	365.6	78.2
Tipo combinazione	Usò	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fondamentale SLU	<input checked="" type="checkbox"/>	-3154.5	35.6	58.5	-17.4	936.0	-148.8
Tipo combinazione	Usò	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fondamentale SLU	<input checked="" type="checkbox"/>	-1316.7	40.1	58.5	-3.9	154.0	114.8
Tipo combinazione	Usò	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Fondamentale SLU	<input checked="" type="checkbox"/>	-2090.0	18.9	58.7	-9.0	500.2	-147.2

Figura 91 - Azioni introdotte su IdeaStatiCA sull'elemento 111

La sintesi delle verifiche svolte sulla sezione è riportata di seguito.

Verifica sezione corrente		
Stato sezione corrente:	✔	
Stato dell'estremo corrente:	✔	
Verifica	Valore	Stato
Diagramma di utilizzo N-M-M	68.4	✔
Taglio	9.4	✔
Torsione	6.6	✔
Interazione	88.0	✔
Controllo delle tensioni	27.2	✔

Figura 92 - Risultato verifiche elemento 111 su Ideastatica



Panoramica

Tipo di verifica governante	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Interazione	-3011.5	1476.3	1046.7	56.8	-16.7	88.0	OK
Tipo di verifica	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M	-3011.5	1476.3	1046.7			68.4	OK
Taglio	-3011.5			56.8	-16.7	9.4	OK
Torsione					-16.7	6.6	OK
Interazione	-3011.5	1476.3	1046.7	56.8	-16.7	88.0	OK
Controllo delle tensioni	-2128.0	664.1	66.1			27.2	OK
Apertura delle fessure	-1397.0	365.6	78.2			0.0	OK

Diagramma di utilizzo N-M-M

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Tipo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-3011.5	1476.3	1046.7	Nu-Mu-Mu	68.4	100.0	OK

In corrispondenza di taglio l'armatura a taglio non risulta obbligatoria per determinate situazioni, come nel caso di piastre, travetti da solaio o architravi, in tutti gli altri casi è necessario predisporla in maniera adeguata. Il meccanismo resistente che viene adottato è idealmente descritto da un modello arco-tirante in cui l'arco è rappresentato dal calcestruzzo compresso mentre il tirante dalle armature tese e ancorate all'estremità dell'elemento. In realtà il comportamento a taglio è un fenomeno molto complesso e ottenuto dall'unione di tre differenti meccanismi:

- Le tensioni tangenziali presenti nella zona compressa
- L'effetto di ingranamento degli aggregati nella fessura
- L'effetto spinotto delle barre di armatura che cuciono le fessure.

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione, che in letteratura tecnica viene individuato nel modello di traliccio a inclinazione variabile. L'ipotesi principale su cui è basata questa teoria è quella secondo cui la direzione delle fessure dovute al taglio coincida con la direzione principale a compressione.

Gli elementi resistenti del traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'angolo θ rappresenta l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse longitudinale, tale angolo deve rispettare la seguente condizione:

$$1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd}(\cotg\alpha + \cotg\theta)/(1 + \cotg^2\theta)$$

Il coefficiente α_c è un coefficiente maggiorativo che è utilizzato per tenere in considerazione di stati di compressione, le NTC18 prevedono i seguenti valori:

- $\alpha_c = 1$ per membrature non compresse
- $\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/\sigma_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \sigma_{cd}$.
- $\alpha_c = 1.25$ per $0.25 \sigma_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \sigma_{cd}$.
- $\alpha_c = 2.50 (1 - \sigma_{cp}/\sigma_{cd})$ per $0.50 \sigma_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq \sigma_{cd}$.

Con σ_{cp} la tensione media di compressione nella sezione.

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}(\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

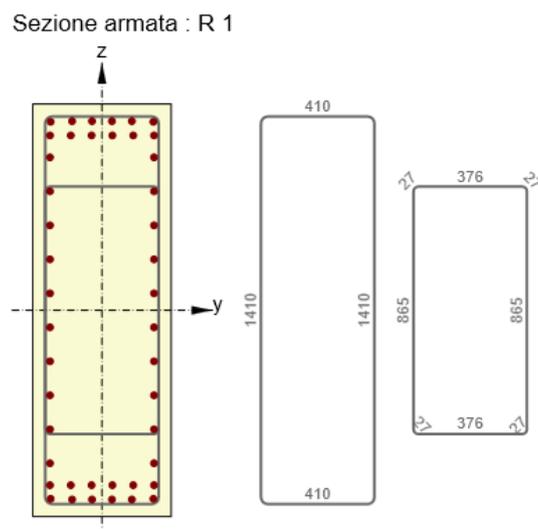
Nelle due espressioni citate in precedenza A_{sw} corrisponde all'area delle armature trasversali, s all'interasse di tali armature, v ad un coefficiente di riduzione per il calcestruzzo d'anima. Il valore effettivo di taglio esistente da utilizzare nella verifica è il minore tra quello dato dalla resistenza a compressione o trazione.

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Affinché la verifica risulti soddisfatta deve valere la seguente, dove V_{Ed} corrisponde al valore di progetto di taglio agente sull'elemento.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Nel caso in oggetto sono state adottate delle staffe del diametro di 10 mm, appartenenti alla classe B450C, e con passo 100mm, lo schema delle armature a taglio adottate viene riportato di seguito nel caso dell'elemento 173, corrispondente alla base dell'antenna



I risultati ottenuti con IdeaStatiCA sono riportati di seguito.

Taglio

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Zona di verifica	Paragrafo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
56.8	-3011.5	603.7	senza riduzione	6.2.2(1)	9.4	100.0	OK

Sollecitazioni di progetto a taglio e resistenze a taglio

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
56.8	603.7	670.9	2975.1	31.7	603.7

Secondo le NTC18 è necessario verificare la torsione degli elementi soltanto dei casi in cui l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono mentre nel caso di strutture iperstatiche non è richiesta la verifica, nel caso in oggetto si è scelto di procedere comunque alla verifica. La condizione di verifica è:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

Dal lato del calcestruzzo la resistenza di progetto è fornita da:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$$

Con t corrispondente allo spessore della sezione cava, per sezioni piene, come nel caso in oggetto tale spessore è fornito dal rapporto $t = A_c / u$ dove A_c è l'area della sezione mentre u è il suo perimetro. La resistenza dal lato della staffe trasversali viene calcolata con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot \cotg \theta$$

Mentre la resistenza di progetto dal lato delle armature trasversali è fornita da

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_1}{u_M} \cdot f_{yd} / \cot \theta$$

Dove A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico, A_s l'area delle staffe, u_m il perimetro medio del nucleo resistente e A₁ l'area delle armature longitudinali. Come per il taglio, la cotangente ricavata dall'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse longitudinale deve essere compresa tra 1 e 2.5. Il valore resistente a torsione è dato dal minimo dei tre calcolati in precedenza.

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Torsione

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

T _{Ed} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-16.7	251.9	6.6	100.0	OK

Momenti torcenti di resistenza e di progetto

T _{Ed} [kNm]	T _{Rd,c} [kNm]	T _{Rd,max} [kNm]	T _{Rd,s} [kNm]	T _{Rd,sl} [kNm]	T _{Rd} [kNm]
-16.7	251.9	1173.2	126.1	1429.8	251.9

Valori di input e risultati intermedi del progetto a torsione

A _k [mm ²]	u _k [mm]	t _{eff} [mm]	a _{sw} [mm ² /m]	A _{sl} [mm ²]	A _{sp} [mm ²]	θ [°]
410156	3250	188	393	14476	0	45.0

Verifiche SLE

La valutazione degli stati limite delle tensioni è da svolgersi utilizzando sia la combinazione caratteristica che con la quasi permanente, introdotte le azioni agenti, vengono ricavate le massime tensioni sia sul calcestruzzo che per l'acciaio, per il primo di questi due è necessario porre due limiti differenti a seconda della combinazione adottata.

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Nel primo caso la tensione limite è di 24 MPa mentre nel secondo è di 18 MPa. Per quanto riguarda gli elementi in acciaio, quali le barre di armatura, si adotta una sola limitazione delle tensioni:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$$

In questo caso la tensione limite da adottare corrisponde a 360 MPa.

Controllo delle tensioni

Controllo delle tensioni - effetto a breve termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(2)-Char	Fibre di calcestruzzo	4	-6.8	-24.0	28.3	100.0	OK

Controllo delle tensioni - effetto a lungo termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(2)-Char	Fibre di calcestruzzo	4	-5.7	-24.0	23.9	100.0	OK

Verifica dettagliata del calcestruzzo - effetti a breve termine

Tipo di verifica	Fibra	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(2)-Char	4	-250	750	-2140.0	643.6	-91.1	-6.8	-24.0	28.3	OK
7.2(3)-Quasi	3	250	750	-1394.0	340.8	89.0	-4.5	-18.0	24.8	OK

La seconda delle verifiche agli stati limite di esercizio corrisponde all'apertura delle fessure, dalla teoria del calcestruzzo è noto che gli elementi realizzati con questo materiale in esercizio sono fessurati per definizione, è bene però controllare queste fessure e confrontarle con dei valori prefissati che risultano funzione delle condizioni ambientali, ovvero ordinarie, aggressive e molto aggressive.

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	$\leq w_1$

Figura 93 - Limiti di apertura delle fessure agli SLE

Fessurazione

Apertura delle fessure- effetti a breve termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-1397.0	365.6	78.2	0.000	0.300	0.0	100.0	OK

Apertura delle fessure - effetti a lungo termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-1397.0	365.6	78.2	0.000	0.300	0.0	100.0	OK

Coefficiente di viscosità

Metodo di valutazione	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [min]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Uso v_{ft}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatico	375	750000	4000	18250.0	28.0	7.0	65	No	1.48

Per quanto riguarda i dettagli costruttivi, il diametro minimo consentito per le barre longitudinali è pari a 12 mm, si hanno anche due limiti relativi all'area di armatura presente all'interno della sezione, uno superiore ed uno inferiore che sono dati da:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = \left(0.10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right)$$

L'area di armatura minima deve comunque essere non minore di 0.003 A_c . La distanza tra le armature non deve essere maggiore di 12 volte il diametro delle barre stesse e con un massimo di 250 mm, mentre per quanto riguarda le staffe il loro diametro non deve essere minore di 6 mm. Di seguito viene riportata la parte delle verifiche svolte in merito ai dettagli costruttivi.

Dettagli costruttivi

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Rapporto _{lungo} [%]	Rapporto _{taglio} [%]	Governante [%]	Limite [%]	Verifica
-3011.5	1476.3	1046.7	50.0	100.0	100.0	100.0	OK

Verifica i dettagli costruttivi dell'armatura longitudinale

Tipo	Valore _{calc}	Valore _{lim}	Rapporto [%]	Verifica
Rapp. di armatura min. per armatura longitudinale (9.5.2 (2)) [%]	1.93	0.20	10.4	OK
Rapporto arm. max per armatura longitudinale (9.5.2 (3)) [%]	1.93	4.00	48.3	OK
Luce netta minima dell'armatura longitudinale (8.2 (2)) [mm]	48	24	50.0	OK
Distanza assiale massima dell'armatura longitudinale (9.2.3 (4)) [mm]	129	350	36.9	OK
Diametro minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (1)) [mm]	24	8	33.3	OK
Numeri di ferri minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (4))	32	4	12.5	OK

Figura 94 - Verifiche dettagli costruttivi su IdeaStatiCA

Per validare i risultati la verifica a pressoflessione deviata è stata svolta anche tramite il programma di Gelfi tramite cui si ottengono risultati sovrapponibili.

Titolo :

N* strati barre

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	50	150	1	27.14	4
			2	27.14	196

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

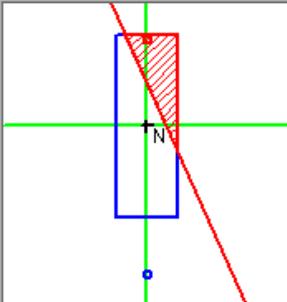
Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF



Materiali

B450C **C40/50**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Figura 95 - Verifiche svolte su Gelfi

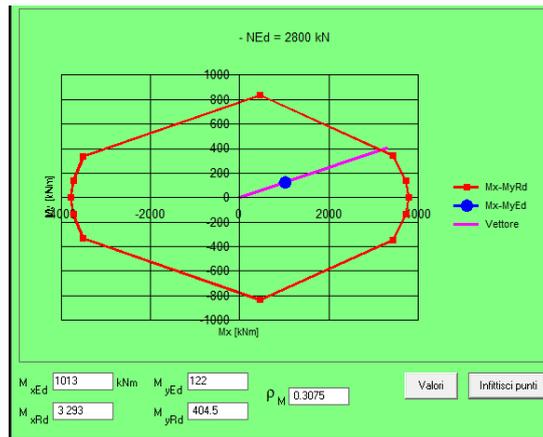


Figura 96 - Dominio di resistenza Gelfi

Di seguito sono riportate anche le verifiche svolte per le altre combinazioni citate in precedenza.

Verifica sezione corrente

Stato sezione corrente: ✓
Stato dell'estremo corrente: ✓

Verifica	Valore	Stato
Diagramma di utilizzo N-M-M	31.7	✓
Taglio	13.9	✓
Torsione	1.5	✓
Interazione	35.8	✓

Verifica sezione corrente

Stato sezione corrente: ✓
Stato dell'estremo corrente: ✓

Verifica	Valore	Stato
Diagramma di utilizzo N-M-M	73.7	✓
Taglio	11.2	✓
Torsione	6.9	✓
Interazione	93.3	✓

Verifica sezione corrente

Stato sezione corrente: ✓
Stato dell'estremo corrente: ✓

Verifica	Valore	Stato
Diagramma di utilizzo N-M-M	48.9	✓
Taglio	13.0	✓
Torsione	3.6	✓
Interazione	56.9	✓

Dopo aver svolto le verifiche sull'elemento dell'antenna sono state svolte anche sull'elemento al di sotto dell'impalcato. Si riporta un'immagine per illustrare di quale elemento si tratta.

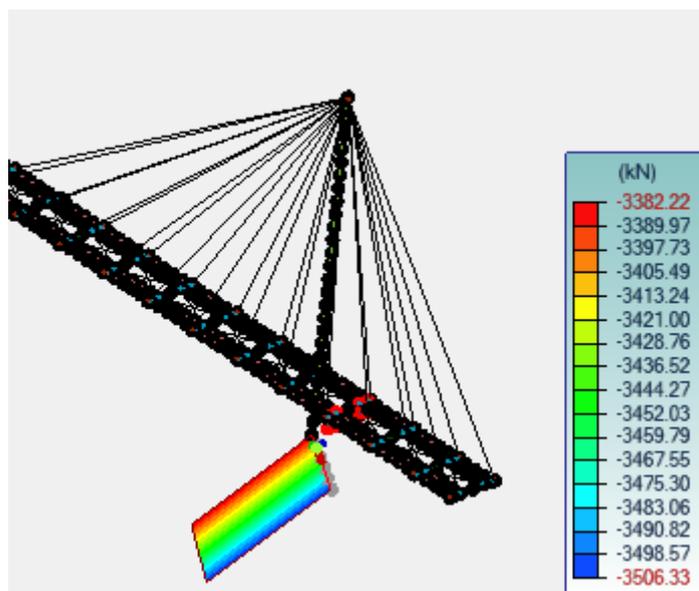


Figura 97 - Fx sull'elemento 173 in calcestruzzo

Tabella 29 – Azioni sull'elemento 173

Elemento 173							
Tipologia	Combo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
SLU - Sez. B	103	-3111.5	-36.5	140.8	124.8	303.0	-1769.0
SLU - Sez. B	105	-3578.0	-59.5	17.2	117.9	-241.4	-1871.0
SLU - Sez. B	147	-1592.0	20.0	134.0	60.3	295.0	-921.0
SLU - Sez. B	113	-2495.0	-42.9	10.0	48.7	-276.0	-890.7
SLECar.	116	-2485.0	-25.2	122.8	86.8	212.7	-1230.1
SLEQuasiPerm	115	-1692.0	-13.9	99.3	44.8	172.0	-636.0
SLU - Sezione A	105	-3451.0	-38.8	-17.4	117.9	-241.0	-1557.0

Verifica sezione corrente ⌵

Stato sezione corrente:

Stato dell'estremo corrente:

Verifica	Valore	Stato
Diagr	79.3	
Taglio	19.1	
Torsio	49.6	
Intera	93.4	
Contr	54.7	
Apert	8.9	

Forze dell'estremo corrente ⌵

	SLU	Car	Quasi
N [kN]	-3111.5	-2485.0	-1692.0
My [kNm]	-1769.0	-1230.0	-636.0
Mz [kNm]	303.0	212.7	172.0
Vy [kN]	-36.5	0.0	0.0
Vz [kN]	140.8	0.0	0.0
T [kNm]	124.8	0.0	0.0

Verifica sezione corrente ⌵

Stato sezione corrente:

Stato dell'estremo corrente:

Verifica	Valore	Stato
Diagr	83.9	
Taglio	5.8	
Torsio	46.8	
Intera	93.4	

Verifica sezione corrente ⌵

Stato sezione corrente:

Stato dell'estremo corrente:

Verifica	Valore	Stato
Diagr	47.2	
Taglio	27.4	
Torsio	23.9	
Intera	62.3	

Verifica sezione corrente ⌵

Stato sezione corrente:

Stato dell'estremo corrente:

Verifica	Valore	Stato
Diagr	74.6	
Taglio	15.8	
Torsio	34.7	
Intera	93.3	

4. Collegamenti

4.1 Unioni Bullonate

Per quanto riguarda i collegamenti degli elementi di carpenteria metallica si adottano unioni bullonate, questo, oltre che per una scelta prettamente tecnica, è dovuto anche all'esperienza maturata presso la carpenteria *Martino* dove il processo produttivo prevede l'utilizzo della tecnologia *CAM, Computer Aided Manufacturing*, tramite cui si realizzano i tagli ed i fori per i bulloni utilizzando macchine a controllo numerico.

Le unioni bullonate tramite un'accurata preparazione in officina, permettono un rapido e preciso montaggio in cantiere, a differenza delle saldature che non richiedono determinante condizioni ambientali per la loro realizzazione in opera e nemmeno un personale qualificato quale deve essere il saldatore munito di opportune certificazioni. Inoltre, rispetto sempre alla saldatura, consentono un più facile smontaggio per l'eventuale sostituzione di alcune membrature.

I bulloni possono lavorare in due differenti modi, nel primo esso lavora a taglio, questo si verifica quando il gambo risulta a contatto con la piastra, nel secondo caso invece il bullone viene opportunamente serrato e l'unione lavora grazie all'attrito generato dal contatto delle superfici. Con il termine serraggio s'intende l'applicazione di una coppia torcente al bullone che viene impressa tramite l'utilizzo di opportune pistole pneumatiche o chiavi dinamometriche. Quest'ultima operazione è benefica per l'unione in quanto evita lo scorrimento mutuo tra le piastre ed inoltre impedisce il distacco tra le piastre fornendo quindi una protezione nei confronti del fenomeno edlla corrosione.

La bulloneria viene suddivisa in diverse classi di resistenza, tali classi vengono riportare di seguito. Nel singolo bullone il gambo può essere liscio o filettato, ciò influisce sul valore dell'area netta del bullone, qualora esso sia sottoposto a vibrazioni è bene predisporre l'utilizzo di una rondella elastica.

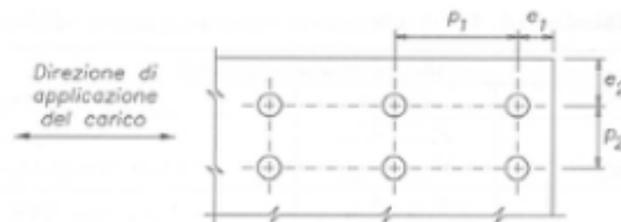
Classe bullone	A.B	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	10×A×B	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	100×A	400	400	500	500	600	800	1000

Figura 98 - Classi dei bulloni

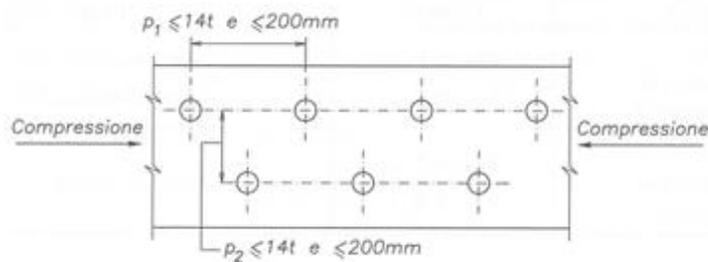
Per quanto riguarda la posa in opera l'accoppiamento tra bulloni e fori richiede che vengano rispettate delle tolleranze in modo tale da ridurre lo scorrimento, l'eurocodice 3 prevede per

diversi valori di diametro dei valori di gioco foro- bullone mentre le *NTC18* distinguono solo due situazioni, ovvero nel caso in cui il diametro del bullone è minore o maggiore di 20 mm, nel primo si prevede una tolleranza di 1 mm mentre nel secondo di 1.5 mm. È possibile adottare anche soluzioni di precisione in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0.3 mm per bulloni fino a 20 mm e 0.5 per bulloni di diametro superiore.

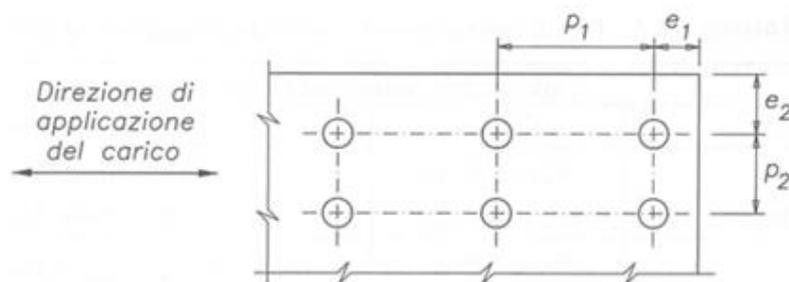
Per consentire una corretta redistribuzione delle tensioni all'interno delle piastre è necessario predisporre un corretto posizionamento dei bulloni sulle piastre. I criteri per fare ciò sono forniti da prescrizioni normative, tali prescrizioni possono essere disattese solo qualora si disponga di opportune sperimentazioni per la soluzione adottata. L'unione deve rispettare i seguenti requisiti geometrici:



$$p_1 \geq 2.2 d_0 \text{ e } p_2 \geq 2.4 d_0$$



$$p_1 \leq 14t \text{ e } 200 \text{ mm e } p_2 \leq 14t \text{ e } 200 \text{ mm}$$



$$e_1 \geq 1.2 d_0 \text{ e } e_2 \geq 1.2 d_0$$

$$e_1 \leq 4t + 40 \text{ mm e } e_2 \leq 4t + 40 \text{ mm}$$

Da un punto di vista costruttivo è bene anche tenere in considerazione gli spazi di cui necessitano gli operatori per effettuare le operazioni di montaggio manualmente in cantiere, tale spazio viene detto spazio di manovra.

Nelle unioni bullonate si hanno differenti resistenze di progetto, esse verranno riportate di seguito:

Resistenza a trazione

La prima resistenza trattata, ovvero quella a trazione è suddivisa in due contributi, il primo è $F_{t,RD}$, ovvero la resistenza a trazione di un bullone, mentre il secondo contributo è dato da $B_{p,RD}$ che consiste nella resistenza a punzonamento del piatto, il valore effettivamente resistente sarà il minore tra i due

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

- $k_2 = 0.9$
- f_{ub} : tensione ultima del bullone
- A_s : area sezione resistente del bullone
- $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficiente di sicurezza parziale per le unioni bullonate

Questa resistenza in genere viene richiesta nelle unioni flangiate.

Resistenza a taglio

Le unioni a taglio sono le più comuni nella carpenteria metallica, il valore di resistenza a taglio nel caso in cui il piano di taglio sia passante dalla zona filettata è dato da:

$$F_{vRd} = n_s \cdot \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \text{ Per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8}$$

$$F_{vRd} = n_s \cdot \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \text{ Per bulloni di classe 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9}$$

Mentre nel caso esso non sia passante per la zona filettata è pari a:

$$F_{vRD} = n_s \cdot \frac{(0.6 \cdot f_{ub} \cdot A)}{\gamma_{M2}} \text{ Per tutte le classi}$$

Resistenza a taglio e trazione

Nel caso di compresenza di taglio e trazione si effettua la verifica andando a considerare i due contributi $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$, rispettivamente forze di progetto a taglio e a trazione, definendo quindi un dominio di resistenza, con la seguente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

I valori resistenti presenti nei denominatori sono quelli proposti nei paragrafi precedenti.

Rifollamento

Il rifollamento consiste in una rottura della piastra per aratura o ovalizzazione del foro.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dove d rappresenta il diametro del bullone, t e f_u sono rispettivamente lo spessore e la tensione di rottura della lamiera γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza mentre i fattori k_1 e α_b dipendono dalla geometria dei fori in relazione della direzione del carico applicato. Il coefficiente α_b tiene conto della disposizione dei fori nella direzione parallela a quella della direzione del carico, è funzione del rapporto f_{ub}/f_u e del rapporto tra la distanza dai bordi e il diametro del foro d_0 . per bulloni di bordo, i coefficienti valgono:

$$k_1 = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right\}$$

Il coefficiente k_1 tiene conto della disposizione dei fori in direzione perpendicolare a quella della direzione del carico. È funzione del rapporto tra la distanza dai bordi e del diametro del foro d_0 . Per bulloni interni i coefficienti valgono:

$$k_1 = \min \left\{ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right\}$$

Scorrimento

La resistenza di progetto a scorrimento di una sezione resistente è data da:

$$F_{sRd} = k_s \cdot \eta \cdot \frac{\mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c}$$

Dove $F_{p,c}$ è la forza di progetto di precarico per bulloni ad alta resistenza aventi coppia di serraggio controllata.

$$F_{p,c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_{res}$$

n corrisponde al numero di superfici di scorrimento, k_s è in funzione del tipo di foro, μ è un coefficiente di attrito.

Block tearing

Essendo il *block tearing* un meccanismo di rottura a taglio, in corrispondenza della fila dei fori lungo la faccia sollecitata, in cui una porzione di oggetto viene strappata dal resto dell'elemento, per prevenire questo fenomeno è necessario eseguire la seguente verifica

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Quando più elementi di una struttura convergono in un nodo si realizza un collegamento, che può essere a parziale o completo ripristino, nel primo caso il giunto è in grado di trasferire, tra i due o più elementi coinvolti, una parte delle azioni che le membrature sono in grado di sopportare; pertanto, essi rappresentano il punto debole della struttura. Quando si parla invece di giunti a completo ripristino essi sono in grado di trasferire i valori massimi delle sollecitazioni che l'elemento strutturale più debole che converge nel collegamento è in grado di sopportare. Entrambe queste tipologie non costituiscono articolazioni, ovvero giunzioni, che consentono lo spostamento relativo tra due pezzi collegati; quindi, è necessario effettuare anche una valutazione della duttilità cioè la capacità di deformarsi in campo plastico prima di giungere a collasso. Rispetto alle saldature, i giunti bullonati tendenzialmente offrono una minore riserva plastica, ciò dipende anche chiaramente da come viene realizzato il giunto bullonato; tuttavia, ciò è da imputarsi al fatto che la saldatura vada a garantire maggiore continuità tra gli elementi.

Giunti a coprigiunto

I collegamenti a coprigiunto consistono in giunti, in cui si garantisce la continuità del profilo tramite delle piastre imbullonate sia sull'anima che sulle ali dei profili. Questa tipologia è in grado di trasferire, oltre che l'azione assiale ed il taglio, anche il momento e ciò è dovuto alle piastre presenti sulle ali dei profili.

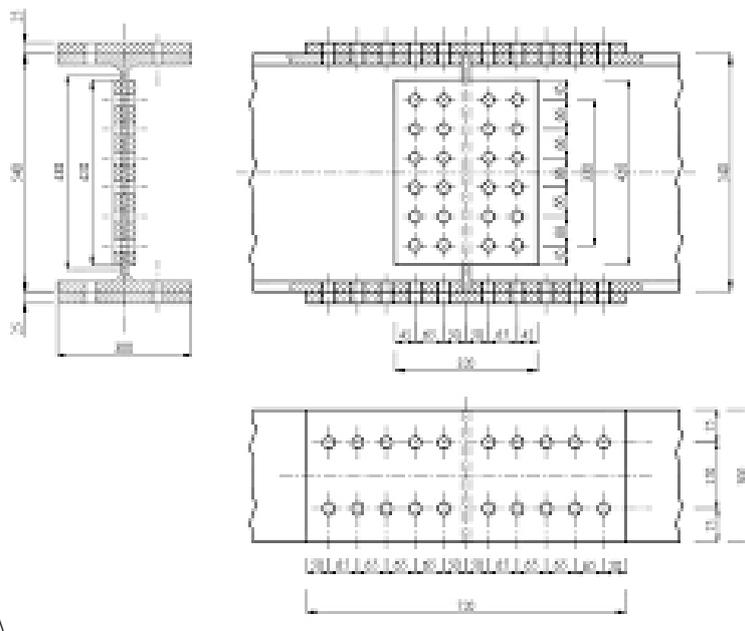


Figura 99 - Esempio di giunto a coprigiunto

È buona norma, in questa tipologia di collegamento, andare a distribuire le varie unioni in modo da modificare il meno possibile il flusso delle tensioni all'interno dei profili. In particolare, i coprigiunti d'ala devono trasferire sforzi di compressione e trazione mentre i coprigiunti d'anima devono trasmettere sforzi di taglio e momenti flettenti.

Per modellare i giunti è stato esportato il modello strutturale da *Advance Design* ad *Advance Steel* tramite file *.ifc*, ottenendo quindi il modello con i profili sul secondo programma, è stato possibile con i nodi proposti tra quelli di default all'interno del programma, denominati *macro* andare a realizzare le singole unioni bullonate. Per quanto riguarda le verifiche è stato utilizzato il modulo di verifica direttamente di *Advance Steel* e per corroborare i risultati sono state svolte le verifiche anche su *IdeaStatiCA* esportando i nodi da *Advance Steel*. Di seguito è riportato in maniera schematica il workflow adottato.



Nell'immagine sottostante invece è possibile vedere il giunto realizzato, che è composto da bulloni M16 di classe 8.8 e piastre dello spessore di 10 mm.

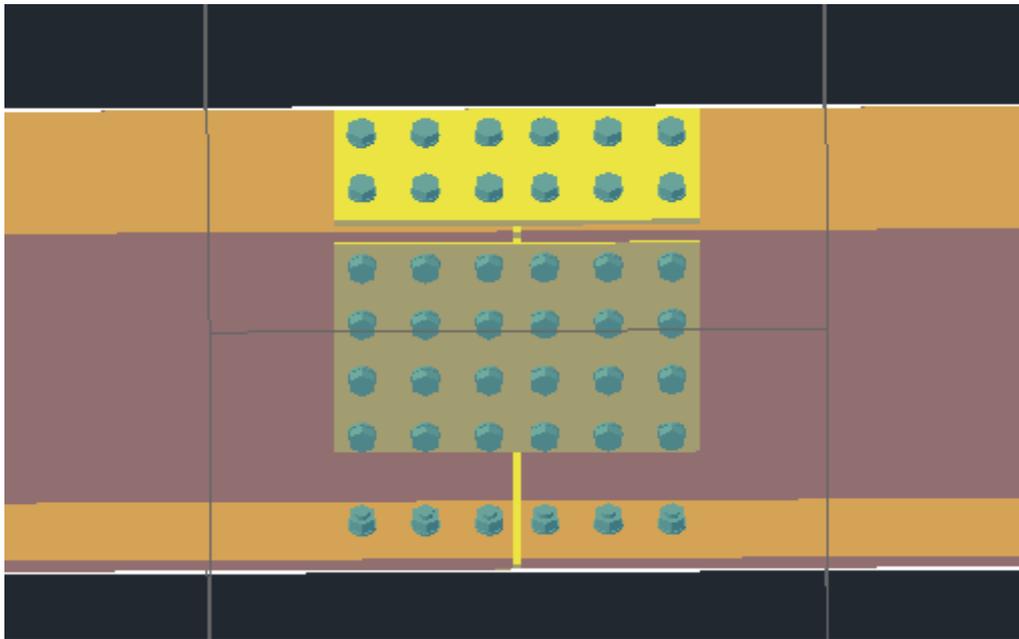


Figura 100- Collegamento su Advance Steel

Per ciascun nodo sono state ricavate le terne di momento flettente, sforzo assiale e momento flettente agenti. I valori sono stati ricavati dal modello realizzato su Advance Design e riportate all'interno della *macro* su Advance Steel. Vengono riportate le combinazioni applicate a due nodi.

Caso	Descrizione	M (kNm)	N (kN)	V (kN)
1	109	224.6	-680.4	-46.5

Caso	Descrizione	M (kNm)	N (kN)	V (kN)
1	103	-158.1	152.2	-6.3
2	105	-162.2	193.5	-6.5
3	109	-161.5	189.7	-8.0

La convenzione delle azioni interne su Advance Steel è la medesima che si ha su Advance Design, viene tuttavia riportata di seguito.

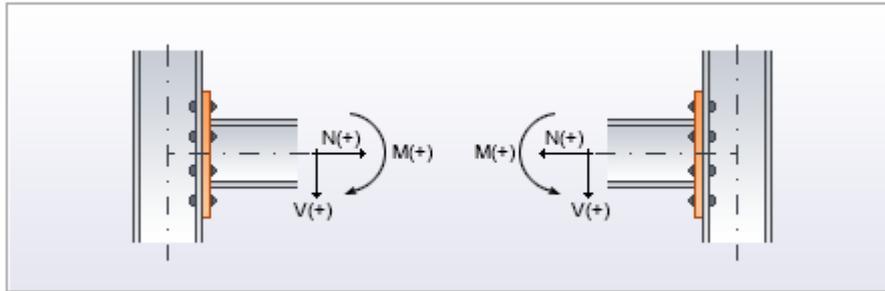


Figura 101 - Convenzione dei segni su Advance Steel

Advance Steel Giunto

Proprietà

Proprietà
Libreria
Verifica giunto

Generale
Anima
Ala superiore
Ala inferiore

Azioni di progetto
Modulo NSA: EC3
Proprietà nodo... Impostazioni

M (kNm)	N (kN)	V (kN)
224.6	-680.4	-46.5

Utilizza casi di carico Forze >>

Opzioni di calcolo
Verifica
Predimensionamento
 Verifica automatica

Stato: **OK Verificato**

Nessuna verifica fallita

Relazione..

Importa
Esporta

Aggiorna! Automatico Stato approvazione: **Approvato** OK Verificato

Figura 102 - Verifica del collegamento su Advance Steel

Il giunto risulta verificato, in appendice sono riportati alcuni estratti della relazione di calcolo prodotta da Advance Steel.

Per effettuare una seconda analisi è stato esportato il modello da Advance Steel a IdeaStatiCA. Sono state svolte le analisi, rispetto, al primo, IdeaStatiCA permette di eseguire analisi al discreto tramite le formulazioni proposte dalle normative ma anche analisi al continuo andando a studiare gli stati tensionali nella connessione. Il collegamento importato su quest'ultimo software è riportato di seguito.

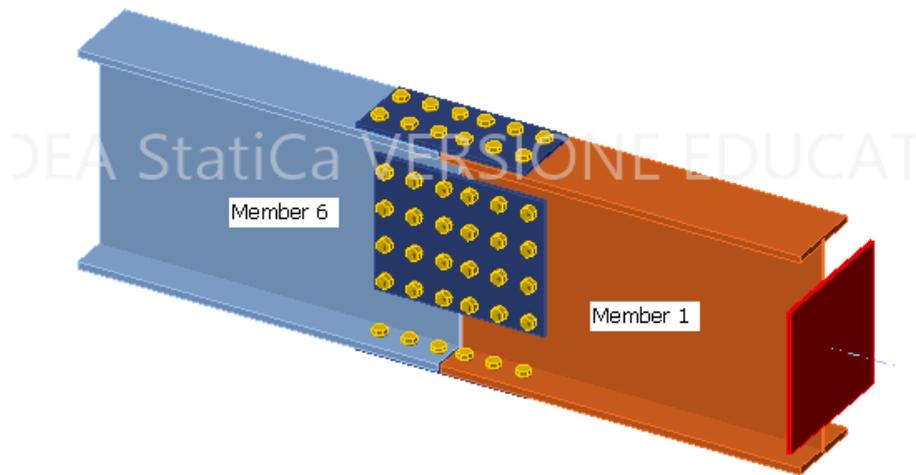


Figura 103 - Collegamento travi principali su IdeaStatiCA

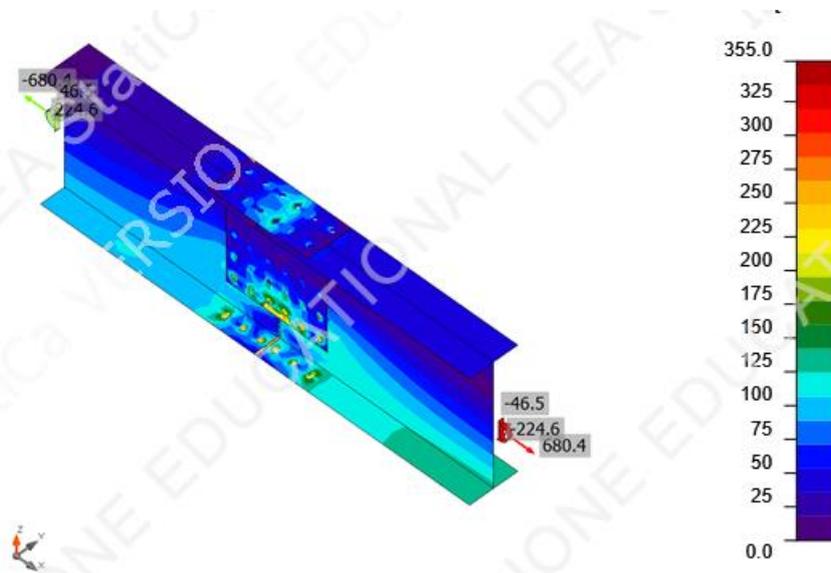


Figura 104 - Tensioni sulle membrature indotte dai carichi

Le verifiche condotte risultano soddisfatte anche su IdeaStatiCA, i calcoli svolti dal programma sono riportati in appendice.

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.4 < 5.0%	OK
Bulloni	90.3 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Dopo aver svolto le verifiche con questi due programmi, per convalidare i risultati, è stata svolta la verifica a mano. La prima verifica condotta è stata svolta sulle verifiche geometriche delle piastre delle flange che devono rispettare i valori imposti dalle norme tecniche.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

Tabella 30 - Riassunto delle posizioni dei fori nelle unioni

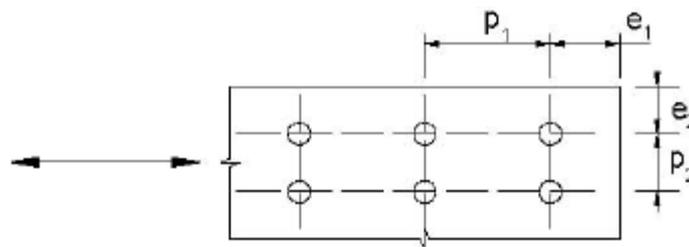


Figura 105 - Indicazioni delle NTC18 sulle geometrie

Le caratteristiche geometriche delle piastre, introdotte su Advance Steel, sono rappresentate dalle immagini.

Ugual per inferiore

1. Distanza bordo Profilo 1	35.0000
2. Distanza intermedia Profilo 1	80.0000
3. Distanza bordo Profilo 1	35.0000
4. Distanza bordo Profilo 2	35.0000
5. Distanza intermedia Profilo 2	80.0000
6. Distanza bordo Profilo 2	35.0000

Figura 106 - Geometria delle piastre sulle flange

$$p_1 \geq 2.20 \cdot d_0 = 80 \geq 2.20 \cdot 16 = 35.2 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 2.40 \cdot d_0 = 100 \geq 2.20 \cdot 16 = 38.4 \text{ mm}$$

Avendo adottato dei bulloni del diametro di 16 mm la tolleranza dei fori secondo le *NTC18* è pari ad 1 mm.

$$e_1 = 35 \text{ mm} \geq 1.20 \cdot d_0 = 1.20 \cdot 16 \text{ mm} = 19,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq 1.20 \cdot d_0 = 1.20 \cdot 16 \text{ mm} = 19,2 \text{ mm}$$

Spessore della piastra sulla flangia $t = 10 \text{ mm}$.

$$e_1 = 35 \leq 4t + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \leq 4t + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \leq 14t = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm} \leq 14t = 140 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Per le piastre delle flange, superiore e inferiore, le verifiche geometriche risultano soddisfatte. Dopo aver svolto le verifiche delle piastre coprigiunto sulle flange sono state svolte le stesse verifiche sulle piastre coprigiunto nelle anime.

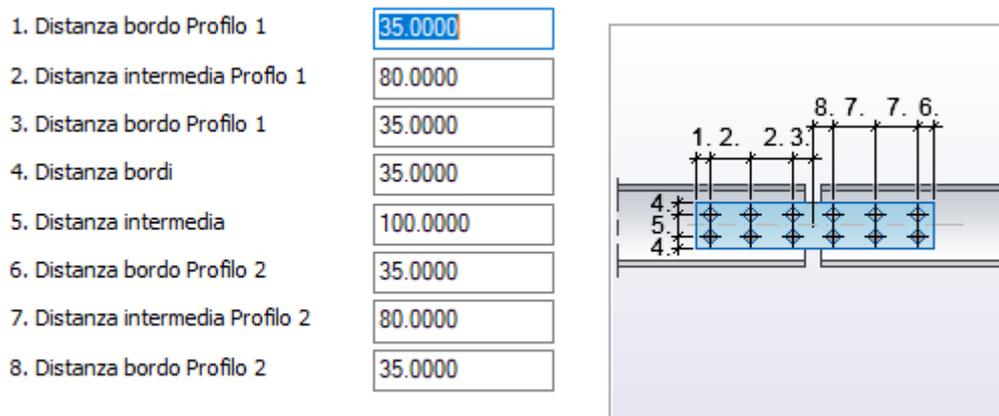


Figura 107 - Geometria delle piastre sull'anima

$$p_1 \geq 2.20 \cdot d_0 = 80 \geq 2.20 \cdot 16 = 35.2 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 2.40 \cdot d_0 = 100 \geq 2.20 \cdot 16 = 38.4 \text{ mm}$$

Avendo adottato dei bulloni del diametro di 16 mm la tolleranza dei fori secondo le *NTC18* è pari ad 1 mm.

$$e_1 = 35 \text{ mm} \geq 1.20 \cdot d_0 = 1.20 \cdot 16 \text{ mm} = 19,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \geq 1.20 \cdot d_0 = 1.20 \cdot 16 \text{ mm} = 19,2 \text{ mm}$$

Spessore della piastra $t = 10 \text{ mm}$.

$$e_1 = 35 \leq 4t + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \leq 4t + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} \leq 14t = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm} \leq 14t = 140 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Pertanto, le verifiche geometriche della piastra d'anima risultano soddisfatte, e quindi le condizioni geometriche sono verificate per tutte le piastre. Dopodiché è stato svolto il calcolo della forza sulle flange dovuta al momento flettente che è da valutare con la seguente:

$$F_{fm} = \frac{\left(1 - \frac{I_{y,web}}{I_y}\right) M}{h_b - t_f b} = 312.05 \text{ kN}$$

$$I_{y,web} = \frac{(h_b - 2t_f b)^3 t_w}{12}$$

Dove, nelle espressioni precedenti, h_b rappresenta l'altezza della trave ed è pari a 600 mm, $t_f b$ lo spessore della flangia, ovvero 19 mm, I_y , il momento d'inerzia riferito all'asse forte del profilo della trave, ed infine t_w è lo spessore dell'anima del profilo, ovvero 12 mm. La componente di forza dovuta assiale è ricavata dalla seguente:

$$f_{fN} = \frac{\left(1 - \frac{A_w}{A}\right) N}{2} = \left(1 - \frac{6744}{152 \cdot 10^2}\right) \cdot 680,4 = 193.13 \text{ kN}$$

$$A_w = (h - 2 t_f) t_w = (600 - 2 \cdot 19) \cdot 12,00 = 6744 \text{ mm}^2$$

La somma dei due contributi, quello dovuto al momento e quello dovuto all'azione assiale, è pari a 505.5 kN che sul singolo bullone produce un'azione tagliante di 84.25 kN, qualora il contributo dell'azione flettente sia a contrasto dell'azione assiale, considerando quindi la flangia tesa o compressa, la risultante dell'intera bullonatura corrisponde a 119.5 kN; pertanto,

la soluzione proposta in precedenza risulta la più sfavorevole. considerando quindi un'azione tagliante di 84.25 kN si ritiene sufficiente l'utilizzo di bulloni del diametro di 16 mm. Si procede con il calcolo della forza sul bullone più sollecitato nell'anima, la forza sollecitante vale:

$$F_V = \sqrt{(F_{X,N} + F_{X,M})^2 + (F_{Z,V} + F_{Z,M})^2}$$

Nell'unione bullonata su ciascuna piastra giacciono 12 bulloni, per un totale di 24 sezioni resistenti in quanto vi sono tre piastre. La forza verticale per ciascun bullone dovuta al taglio è data da:

$$F_{Z,V} = \frac{F_{w,V}}{n} = \frac{46.5}{24} = 1.94 \text{ kN}$$

La forza in anima dovuta allo sforzo normale:

$$F_{X,N} = \left(\frac{A_W}{A}\right) N = \left(\frac{6744}{156 \cdot 10^2}\right) 680.4 \cdot 10^3 = 294.14 \text{ kN}$$

Che divisa per ciascuna sezione resistente:

$$F_{x,V} = \frac{F_{x,N}}{n} = \frac{294.14}{24} = 12.26 \text{ kN}$$

La componente del momento totale agente sull'anima è data dal rapporto che c'è tra i momenti d'inerzia dell'anima della trave, $I_{y,web}$, rispetto al momento d'inerzia totale della sezione.

$$M_W = \left(\frac{I_{y,web}}{I_y}\right) M = \frac{177504 \cdot 10^3}{92080 \cdot 10^4} \cdot 224.6 \cdot 10^6 = 43.30 \text{ kNm}$$

$$I_{bulloni} = \sum (x_i + z_i)^2 = 201200 \text{ mm}^2$$

$I_{bulloni}$ corrisponde al momento d'inerzia della bullonatura sul lato della giunzione, dove x_i e z_i corrispondono alle coordinate dell'*i-esimo* bullone rispetto al baricentro della bullonatura stessa.

$$F_{Z,M} = \frac{M \cdot X_{max}}{I_{bulloni}} = 17.22 \text{ kN}$$

$$F_{X,M} = M \cdot \frac{Z_{max}}{I_{bulloni}} = 32.28 \text{ kN}$$

La forza risultante agente sul bullone più sollecitato è data da:

$$F_V = \sqrt{(12.26 + 32.28)^2 + (1.94 + 17.22)^2} = 48.49 \text{ kN}$$

In prima ipotesi era stata proposta una bullonatura in anima con bulloni da 20 mm di classe 8.8 che presentano una resistenza di 274 kN, soluzione che soddisfa le verifiche ma si pone troppo a favore di sicurezza, pertanto, è stata proposta una bullonatura in anima da 16 mm con una resistenza a taglio di 200 kN che rappresenta sempre una soluzione accettabile con minore spreco di materiale. Dopo la verifica a taglio sui gambi dei bulloni è stata svolta la verifica a rifollamento sulla piastra in anima, il primo caso affrontato è quello dei fori esterni.

$$F_{bRd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{(2.5 \cdot 0.73 \cdot 275 \cdot 16 \cdot 10)}{1.25} = 73.00 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left\{ \frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right\} = \min \{4.43; 2.5\} = 2.5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1.0 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{3 \cdot 16} ; \frac{800}{275} ; 1.00 \right\} = 0.73$$

Le verifiche a rifollamento per la piastra interna invece produce i seguenti risultati:

$$F_{bRd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{(2.5 \cdot 1.00 \cdot 275 \cdot 16 \cdot 10)}{1.25} = 100 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left\{ \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7 ; 2.5 \right\} = \min \{7.05; 2.5\} = 2.5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0.25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1.0 \right\} = \min \{1.83; 2.9; 1.00\} = 1.00$$

Pertanto, anche le verifiche a rifollamento delle piastre, realizzate in acciaio S275 con uno spessore di 10 mm risultano soddisfatte. Mentre per quanto riguarda i bulloni si adottano dei diametri da 16 mm della classe 8.8. Le verifiche sulle altre combinazioni e sugli altri nodi sono implicitamente soddisfatte in quanto, su Advance Steel sono state considerate le 4 combinazioni più sfavorevoli. Il secondo nodo modellato e verificato è stato quello che collega le travi principali alle travi secondarie e in cui convergono le aste di controvento. In sintesi nel nodo vi sono:

- Travi principali IPE 600.
- Travi Secondarie IPE 270.
- Diagonali L60x60x6.

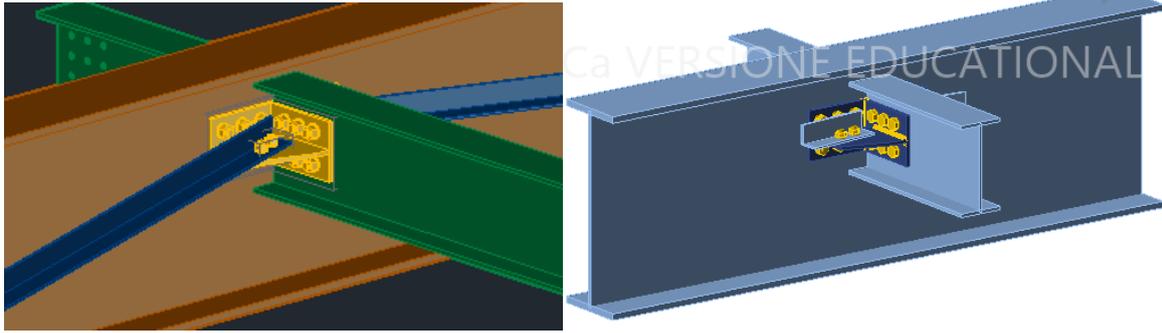


Figura 108 - Giunto n.2 su Advance Steel e su IdeaStatiCA

Come nel caso precedente il modello su Advance Steel è stato esportato su IdeaStatiCA per svolgere le analisi.

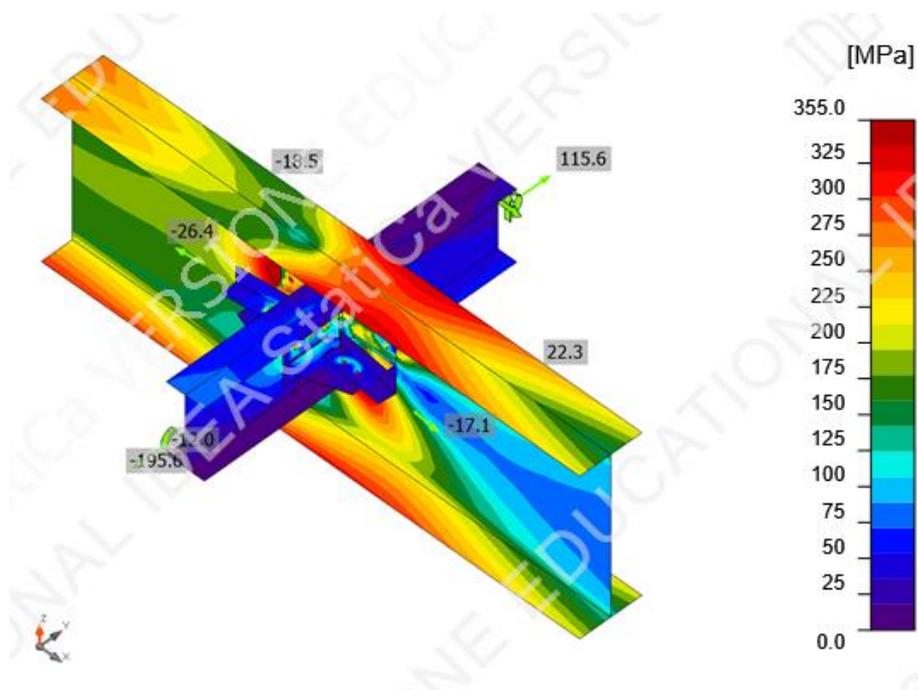


Figura 109 - Tensioni su IdeaStatiCA

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	1.3 < 5.0%	OK
Bulloni	86.7 < 100%	OK
Saldature	99.9 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Le verifiche risultano soddisfatte adottando dei bulloni del diametro da 16 mm e di classe 10.9 mentre per quanto riguarda i bulloni delle aste diagonali si hanno per ciascun'asta due bulloni

di classe 8.8 del diametro di 16 mm. L'ultima unione bullonata modellata su Advance Steel e verificata su IdeaStatiCA è stata quella di collegamento tra le travi principali, la trave secondaria interna e la mensola di collegamento con gli stralli, in cui convergono le aste di controvento, in sintesi come nel nodo trattato in precedenza, si hanno le seguenti membrature:

- Travi principali IPE 600.
- Travi Secondarie IPE 270.
- Diagonali L60x60x6.

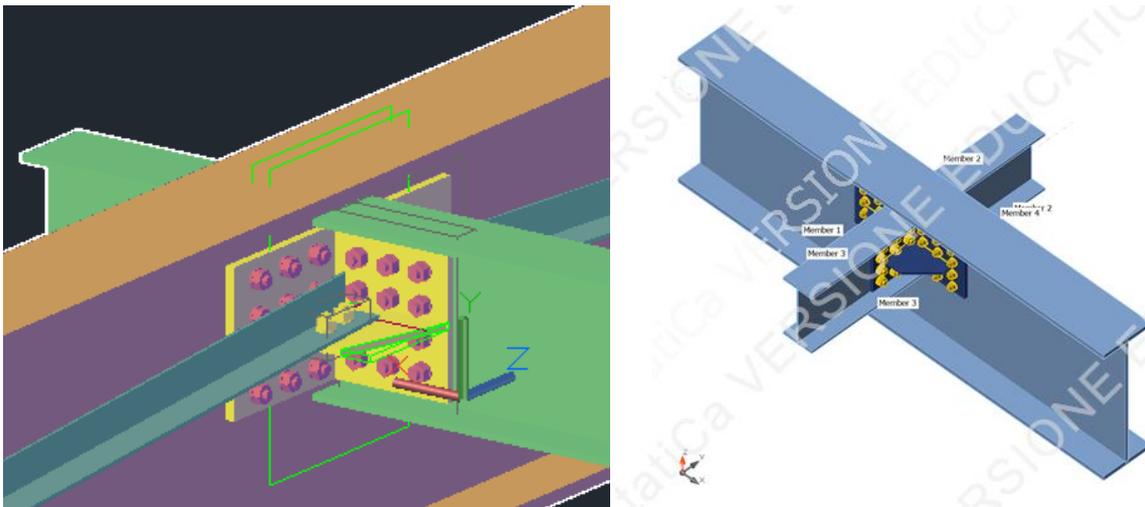


Figura 110 - Giunto n.3 su Advance Steel e su IdeaStatiCA

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Bulloni	41.3 < 100%	OK
Saldature	21.6 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Per soddisfare le verifiche nel collegamento sulle anime delle travi secondarie sono state utilizzati dei bulloni del diametro di 18 mm di classe 10.9, tuttavia, per semplicità costruttiva si suggerisce l'utilizzo di bulloni da 20 mm per ridurre le tipologie di bulloni da utilizzare nelle fasi realizzative.

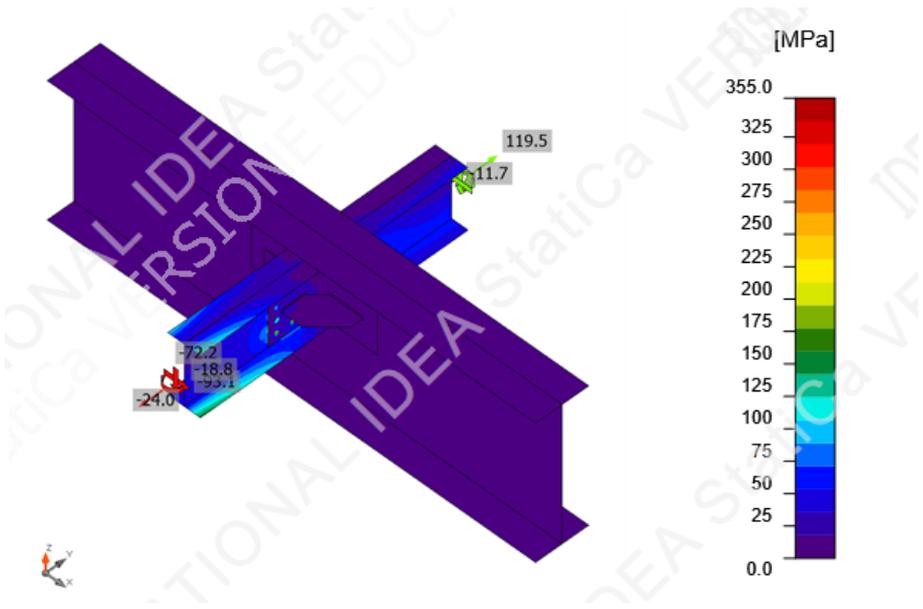


Figura 111 - Tensioni ricavate con IdeaStatiCA

Per quanto riguarda i collegamenti degli stralli, le saldature verranno svolte nel capitolo successivo mentre i bulloni di collegamento, che sono singoli per ciascun collegamento sono del diametro di 24 mm di classe 8.8. Tali bulloni risultano sollecitati solamente a taglio, il valore resistente a taglio di un singolo bullone è:

$$F_{VRd} = n_s \cdot \frac{(0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s)}{\gamma_{M0}} \cong 374.26 \text{ kN}$$

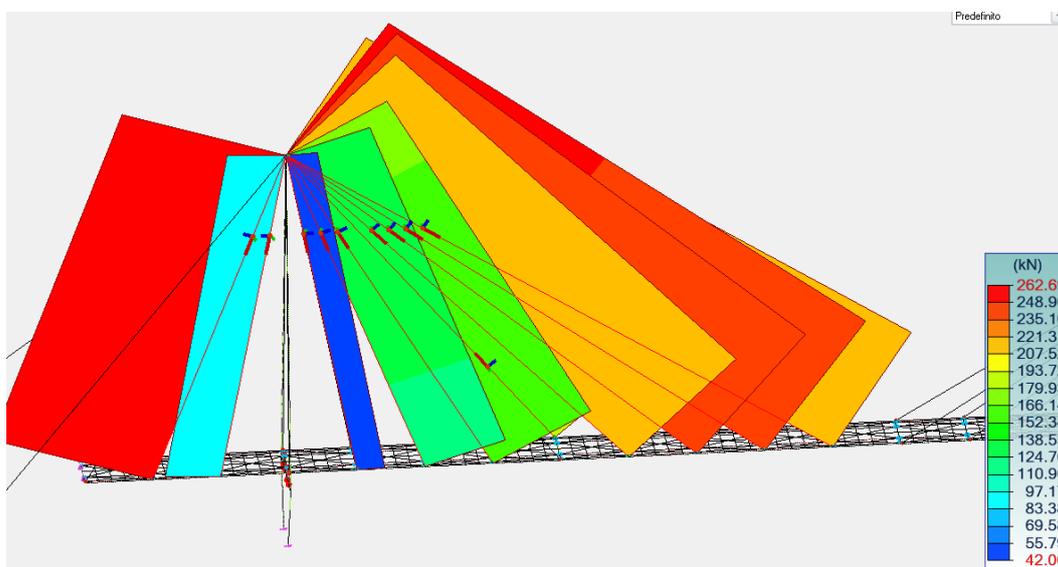


Figura 112 - Sollecitazioni di trazione sugli stralli

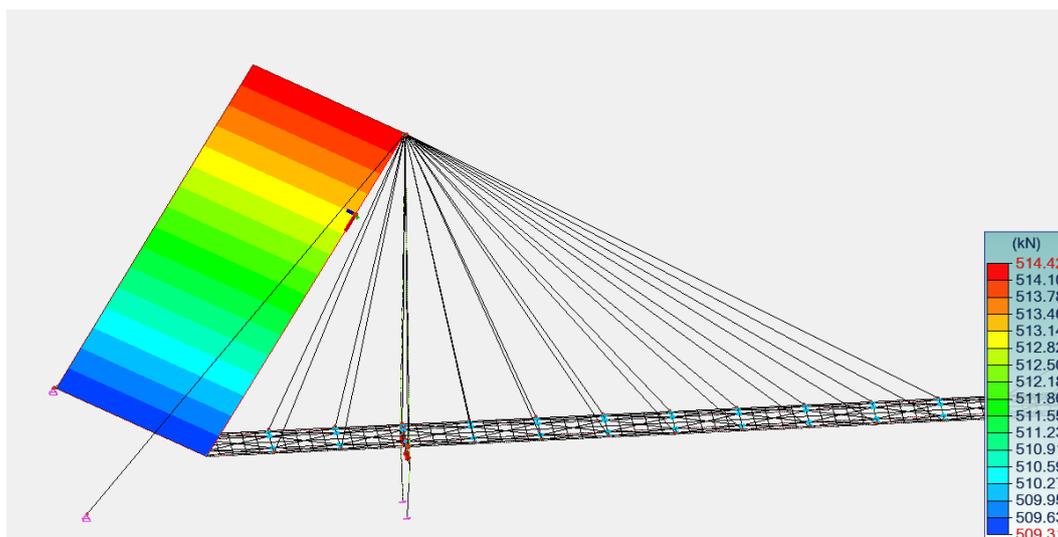


Figura 113 - Sollecitazione di trazione sullo strallo più sollecitato

Sono state condotte le verifiche su ciascun singolo collegamento, da cui ne deriva che si adotta un bullone di classe 8.8 di classe 24 mm e per il collegamento più esterno, riportato nella figura 52, un bullone di classe 8.8 del diametro di 30 mm.

Caso	Fx	diametro	F _{V,Rd}	Tasso di lavoro
	[kN]	[mm]	[kN]	[%]
1	214.78	24	347.26	62%
2	251.21	24	347.26	72%
3	245.65	24	347.26	71%
4	220.11	24	347.26	63%
5	192.04	24	347.26	55%
6	167.1	24	347.26	48%
7	128.52	24	347.26	37%
8	47.1	24	347.26	14%
9	96.29	24	347.26	28%
10	262.69	24	347.26	76%
11	514.42	30	542.59	95%

Tabella 31 – Verifiche sui singoli bulloni

Per stabilizzare le travi di collegamento IPE270 sono stati posti, fuori calcolo, degli irrigidimenti realizzati tramite delle piastre saldate in anima e nelle ali dello spessore di 10 mm e realizzate con acciaio S275.

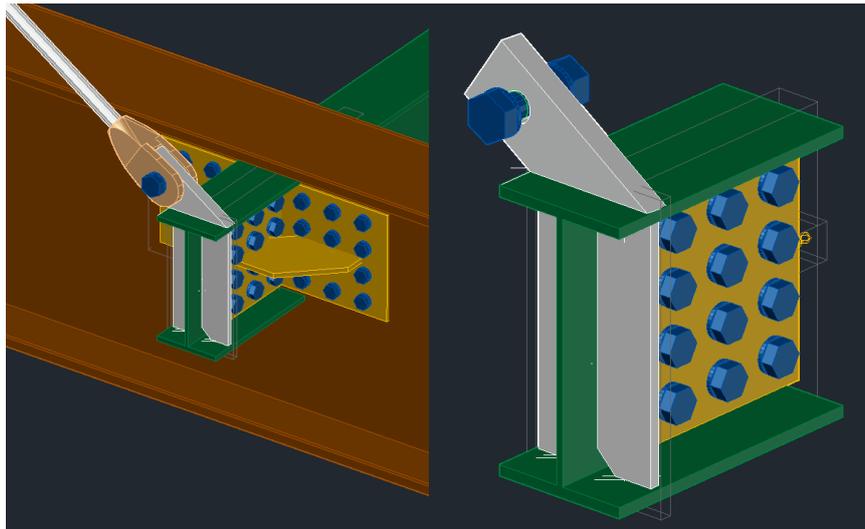


Figura 114 - Dettagli delle travi secondarie di collegamento

Per i collegamenti si propone l'utilizzo di connettori del produttore *FAS* di cui si riporta di seguito la scheda tecnica della serie *TE25Z*, in particolare si suggerisce l'adozione del sistema *TE25Z-30* in quanto le funi sono dello diametro di 30 mm.

Codice Code	Fune Rope Ø mm	MBF kN	Dp Ø mm	Dimensioni Dimensions										Regol. +/- Adj +/- mm	Lunghezza totale Total lenght		Peso Weight kg
				B mm	H mm	De mm	C mm	Lk mm	T mm	M mm	F mm	Lt mm	Dc mm		L open mm	L close mm	
TE25Z-18	18	295	29	25	47	69	61	14	155	27 x 3,0	12	163	56	70	376	446	4,80
TE25Z-20	20	365	32	29	52	75	69	15	176	30 x 3,5	12	183	60	80	423	503	6,10
TE25Z-22	22	440	34	30	55	80	72	15	189	30 x 3,5	12	204	66	90	457	547	7,50
TE25Z-24	24	535	38	33	61	90	81	17	211	33 x 3,5	12	224	72	100	506	606	10,30
TE25Z-26	26	635	42	36	68	100	90	18	223	36 x 3,0	12	235	78	100	531	631	13,20
TE25Z-28	28	740	44	39	71	100	95	20	241	39 x 3,0	15	255	84	110	576	686	15,60
TE25Z-30	30	850	48	42	77	110	102	20	253	39 x 3,0	15	270	90	115	608	723	19,10
TE25Z-32	32	970	52	46	83	120	110	21	269	42 x 3,0	15	286	96	120	642	762	23,50
TE25Z-34	34	1095	54	47	86	128	114	23	276	45 x 3,0	15	296	102	120	663	783	27,50
TE25Z-36	36	1225	58	50	93	135	122	24	292	48 x 3,0	15	312	108	125	697	822	32,90
TE25Z-38	38	1365	62	53	99	145	130	25	307	50 x 3,0	15	327	114	130	729	859	39,00
TE25Z-40	40	1510	64	56	102	150	134	26	313	52 x 3,0	15	337	120	130	747	877	43,50
TE25Z-42	42	1670	68	58	108	160	141	27	332	54 x 3,0	15	358	126	140	794	934	51,50
TE25Z-44	44	1830	70	61	111	165	146	30	347	60 x 4,0	15	373	132	145	830	975	58,60
TE25Z-46	46	2005	74	64	117	170	153	32	358	64 x 4,0	15	384	138	145	856	1001	65,90
TE25Z-48	48	2180	78	67	124	178	162	34	376	68 x 4,0	15	399	144	150	893	1043	75,70
TE25Z-52	52	2560	78	72	124	197	165	35	381	70 x 4,0	15	420	156	150	921	1071	91,30
TE25Z-54	54	2765	78	75	124	205	168	36	396	72 x 4,0	15	440	162	160	963	1123	-
TE25Z-56	56	2970	78	78	124	212	174	38	405	75 x 4,0	15	451	168	160	987	1147	-
TE25Z-60	60	3400	78	84	124	228	186	40	432	80 x 4,0	15	481	180	170	1048	1218	-

4.2 Taglio e zincatura delle piastre

Nei giunti verificati sono stati predisposti dei tagli nelle piastre, lo scopo di tali tagli, oltre a quello di ottimizzare l'utilizzo del piastrame, è da imputarsi alle necessità derivate dal processo di zincatura, ovvero una lavorazione che viene eseguita sugli elementi in acciaio per garantire una maggiore durabilità nei confronti di corrosione tramite un film protettivo che si crea tramite l'immersione delle membrature in un bagno di zinco liquido. Oltre alla metodologia citata, che rappresenta la gran parte delle situazioni, lo zinco è applicabile tramite elettrolisi ed infine tramite un procedimento che può essere analogo ad una verniciatura.



Figura 115 - Piastre preparate per il processo di zincatura

Come è possibile notare nell'immagine soprastante ciascun elemento viene accompagnato da una targa che ne permetterà il riconoscimento dopo il processo di zincatura. Per garantire la corretta riuscita del processo deve essere consentito il raggiungimento e lo scorrimento dello zinco da ciascun punto degli elementi, motivo per cui è fondamentale predisporre dei fori che permettono anche il drenaggio di acqua che si può accumulare durante le fasi di stoccaggio e trasporto, questo può causare esplosioni di gravissima entità all'interno delle vasche di zincatura. Inoltre, nel caso di problemi di drenaggio si hanno accumuli di zinco che vanno a stratificarsi creando problematiche durante l'assemblaggio in cantiere.

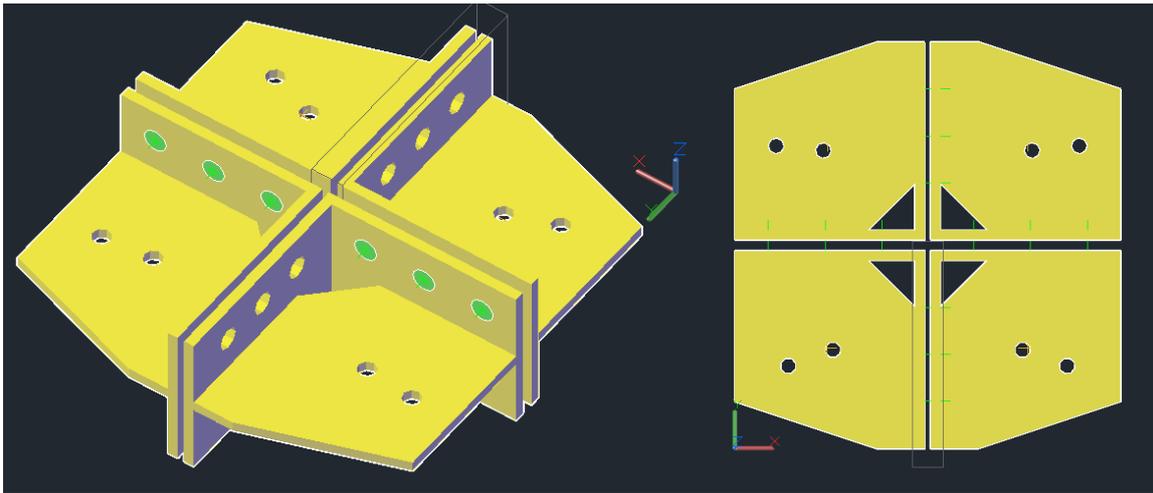


Figura 116 - Piatti nel nodo rappresentati su Advance Steel

Nell'immagine soprastante è possibile vedere delle piastre utilizzate nel modello per collegare le travi alle diagonali che convergono nei nodi. Le macchine di taglio sono in grado di ottimizzare i materiali, tramite algoritmi ai minimi quadrati, andando a minimizzare gli scarti di materiale tramite la metodologia CAM. Per Computer Aided Manufacturing (CAM), s'intende una tecnologia e metodologia operativa basata sull'utilizzo di strumenti e programmi di controllo numerico in grado di istruire la macchina stessa all'esecuzione di determinate lavorazioni tramite l'utilizzo di un codice, le macchine utensili che rientrano in questa categoria sono note come CNC. In sintesi, per poter parlare di CAM sono necessarie tre componenti: un programma che istruisce la macchina sulle lavorazioni da eseguire, un macchinario in grado di eseguire le lavorazioni e un programma che converte le istruzioni fornite dal progettista nel linguaggio della macchina. Questo approccio permette di raggiungere risultati di qualità maggiori riducendo gli sprechi sia di tempo che di materiale. Come nel caso della carpenteria Martino in cui questa tecnologia è implementata per la preparazione dei profili "tagliati-forati" e del taglio delle piastre. Verrebbe da domandarsi quale sia la differenza tra CAM e Computer Aided Drawing (CAD), tale differenza è da ritrovarsi nell'obiettivo a cui è rilegato ciascun processo, il primo infatti riguarda maggiormente la fase realizzativa mentre il secondo è da intendersi come una fase di progetto in cui si decide come deve risultare un determinato prodotto o elemento; quindi, in sintesi il CAM realizza quanto il CAD concepisce.



Figura 117 - Macchina a controllo numerico per il taglio delle piastre, carpenteria Martino

Sempre a riguardo delle protezioni per la carpenteria metallica, le strutture, qualunque sia la loro destinazione, sono esposte al rischio degli incendi, per proteggere gli elementi talvolta si rende necessaria l'applicazione di particolari vernici che prendono il nome di vernici intumescenti. La peculiarità di questi trattamenti è la possibilità di formare uno strato che è in grado di “gonfiarsi” nel caso in cui si hanno esposizioni a grandi quantità di calore. Nella figura sottostante è possibile vedere una trave di una capriata metallica, piolata e sottoposta al trattamento di verniciatura tramite apposite vernici intumescenti presso la carpenteria Martino.



Figura 118 - Travi con verniciatura intumescente presso la carpenteria Martino

A seconda dello spessore del film protettivo applicato si ottengono differenti resistenze al fuoco grazie allo strato termoresistente che si forma durante l'espansione, inoltre, questa tipologia di trattamento può essere eseguito su elementi e membrature con destinazione interna ed esterna adottando appositi accorgimenti.

4.3 Saldatura

La saldatura consiste in una tecnica di giunzione che permette di realizzare un'unione che fornisce continuità tra gli elementi metallici coinvolti. Essa è composta dal metallo degli elementi da saldare, detto metallo di base, e dal metallo d'apporto che va a costituire il cosiddetto cordone di saldatura. Durante questo processo il metallo d'apporto è allo stato liquido andando a costituire il bagno di fusione, per via delle temperature elevate che si sviluppano nella zona interessata, al termine del processo il metallo si raffredderà andando a costituire il cordone di saldatura. Chiaramente è possibile eseguire diverse tipologie di saldatura anche in base alla posizione reciproca tra gli elementi oggetto dell'unione saldata. Si ha una completa penetrazione quando si ottiene la completa fusione del materiale di base nel suo spessore, questo risultato è ottenibile solo con un'adeguata preparazione, ovvero la cianfratura, questa tipologia è realizzata mediante l'utilizzo di un materiale di apporto della stessa classe dei materiali con cui sono realizzate le metrature coinvolte.

La resistenza delle saldature a cordone d'angolo può essere calcolata tramite due metodologie a seconda di dove viene posta la sezione di gola e di conseguenza di come vengono distribuite sul cordone.

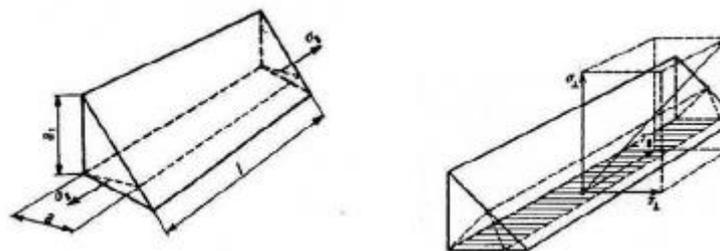


Figura 119 - Piani di gola proposti dalla NTC18

Sul cordone è possibile individuare le seguenti tensioni: σ_{\perp} la componente normale della sezione di gola, τ_{\perp} la componente tangenziale ortogonale all'asse del cordone sul piano della sezione di gola, $\tau_{//}$ la componente tangenziale, parallela all'asse sul piano della sezione di gola, $\sigma_{//}$ la componente normale che non influenza il comportamento del giunto e non interviene nelle verifiche di resistenza.

Il primo metodo di verifica proposto è quello noto come direzionale, in cui viene determinato lo stato tensionale riferito alla sezione di gola non ribaltata, la verifica richiede che vengano rispettate le seguenti condizioni.

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq \frac{f_{tk}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} < \frac{0.9 f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Dove f_{tk} è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate, i coefficienti β sono riportati di seguito.

Tabella 32

Acciaio	f_u [MPa]	β_w
S235	360	0.80
S275	430	0.85
S355	510	0.90
S420	520	1.00
S460	540	1.00

Il secondo criterio, denominato come semplificato, si basa sul seguente criterio.

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$$

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:

$$F_{wRd} = a \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}}$$

Infine, nel terzo metodo, ovvero quello che verrà adottato nei paragrafi successivi, l'ipotesi è di ribaltare la sezione di gola della saldatura, si indicano con n e τ rispettivamente le tensioni normali e tangenziali perpendicolari all'asse della saldatura. La verifica risulta soddisfatta se valgono le seguenti:

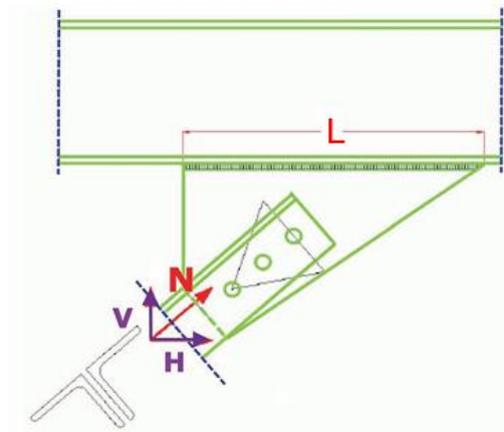
$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Tabella 33

Acciaio	β_1	β_2
S 235	0.85	1.00
S 275	0.70	0.85
S 355	0.70	0.85
S 420	0.62	0.75
S 460	0.62	0.75

Le saldature che verranno verificate sono quelle che interessano il collegamento tra i piatti degli stralli e le travi secondarie dell'impalcato rispetto cui risultano a sbalzo.



Il caso più sfavorevole, per le saldature in oggetto, è sollecitato da due forze rispettivamente di 75.28 kN e 97.10 kN. Per la verifica si adotta una saldatura a “T” con due cordoni della lunghezza di 70 mm e uno spessore di gola $a = 5$ mm, con acciaio S355 cui corrisponde un coefficiente $\beta_1 = 0.70$ e $\beta_2 = 0.85$.

$$n_{\perp} = \frac{V}{2 \cdot L \cdot a} = \frac{75.28}{2 \cdot 70 \cdot 5} = 107.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \tau_{\parallel} = \frac{H}{2 \cdot L \cdot a} = \frac{97.10}{2 \cdot 70 \cdot 5} = 135.63 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 219.90 \leq \beta_1 f_{yk} = 248.5 \text{ MPa}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 246.3 < \beta_2 f_{yk} = 0.85 \cdot 355 = 302 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano le verifiche svolte a 7 saldature di collegamento tra gli stralli e le travi secondarie esterne.

Tabella 34

Caso	V	H	n_{\perp}	t_{\parallel}	t_{\parallel}	Formula	Verifica
	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
1	75.28	94.94	107.54	135.63	135.63	219.90	Si
2	105.33	94.64	150.47	135.20	135.20	243.31	Si
3	117.83	90.11	168.33	128.73	128.73	247.94	Si
4	122.81	77.21	175.44	110.30	110.30	234.76	Si
5	120.96	60.02	172.80	85.74	85.74	211.10	Si
6	110.74	40.43	158.20	57.76	57.76	178.04	Si
7	33.87	4.47	48.39	6.39	6.39	49.22	Si

La verifica risulta pertanto soddisfatta in tutti i casi adottando un'altezza di gola di 5 mm su una lunghezza minima del cordone di saldatura di 70 mm, tuttavia, per porsi in una situazione di maggiore sicurezza si adotta uno spessore di gola $a = 6$ mm anziché 5 mm.

5. Caso studio 1 - Analisi di rigidità

Come caso studio, per comprendere il comportamento delle membrature, è stata condotta un'analisi sul comportamento di diverse unioni bullonate. In particolare, è stata analizzata la rigidità di ciascun collegamento tramite il diagramma momento-curvatura. Il primo caso affrontato è quello di una unione bullonata con profilo pressopiegato e con due flange d'angolo saldate alle estremità. Nel secondo caso si ha un unione completamente saldata interponendo un piatto saldato in testa al profilo secondario e saldato nell'anima del profilo principale. Nel terzo caso la flangia anziché saldata nell'anima è bullonata nell'anima e nell'ultimo caso è stata adottata solo un unione bullonata nelle anime dei due profili tramite profili pressopiegato. Ai nodi analizzati tramite Ideastatica sono stati applicati dei tagli in direzione verticale dell'intensità di 10 kN e un momento flettente di 5 kNm andando a riprodurre l'effetto di un carico di 1000 kg con un eccentricità di 50 cm rispetto al centro del collegamento.

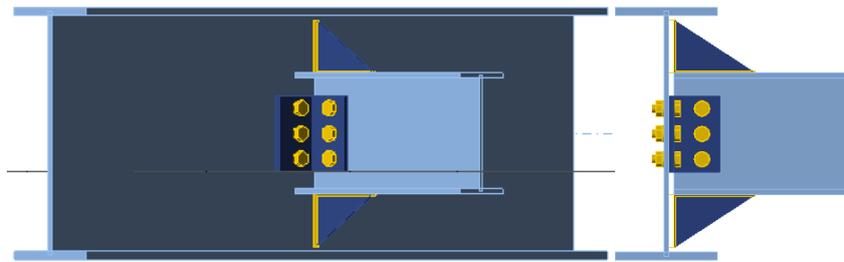


Figura 120 - Caso 1

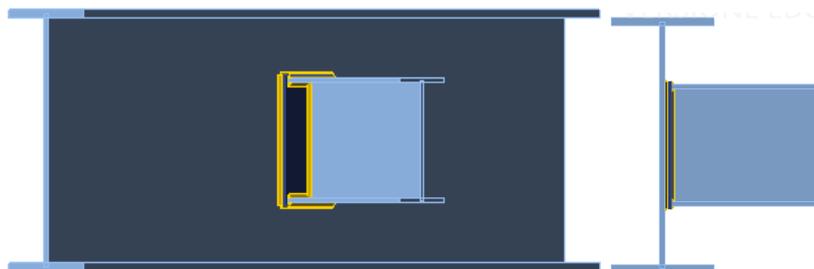


Figura 121 - Caso 2

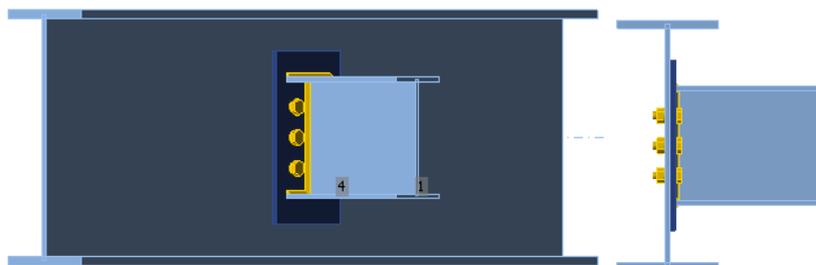


Figura 122 - Caso 3

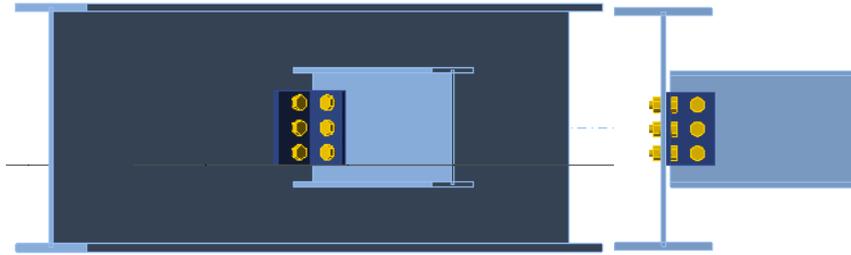


Figura 123 - Caso 4

La distinzione tra le rigidezze delle diverse unioni è da ricondursi a differenti necessità di comportamento che ci sono a seconda delle destinazione d'uso della struttura stessa, infatti vi sono delle attività, quali ad esempio gli impianti industriali, che richiedono un'elevata rigidezza per garantire che non vi siano spostamenti relativi tra gli impianti. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti nei differenti casi.

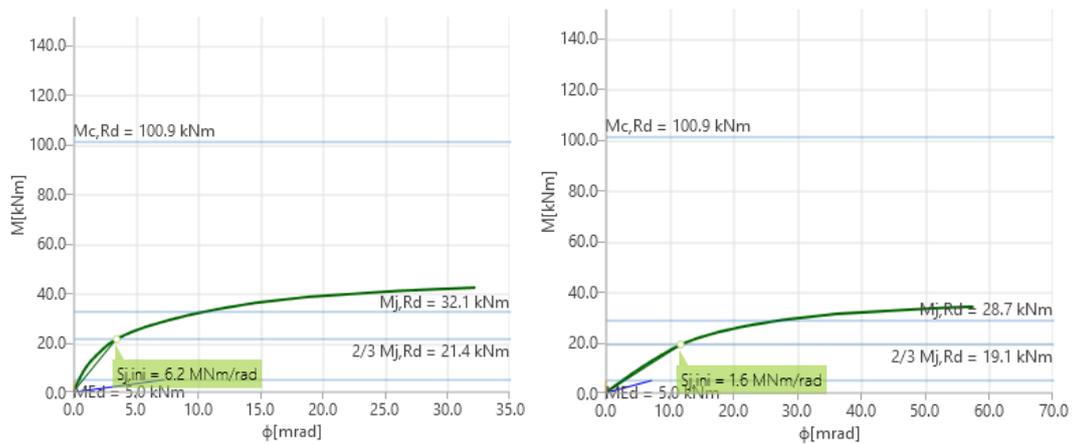


Figura 124 - Momento Curvatura, casi 1 e 2

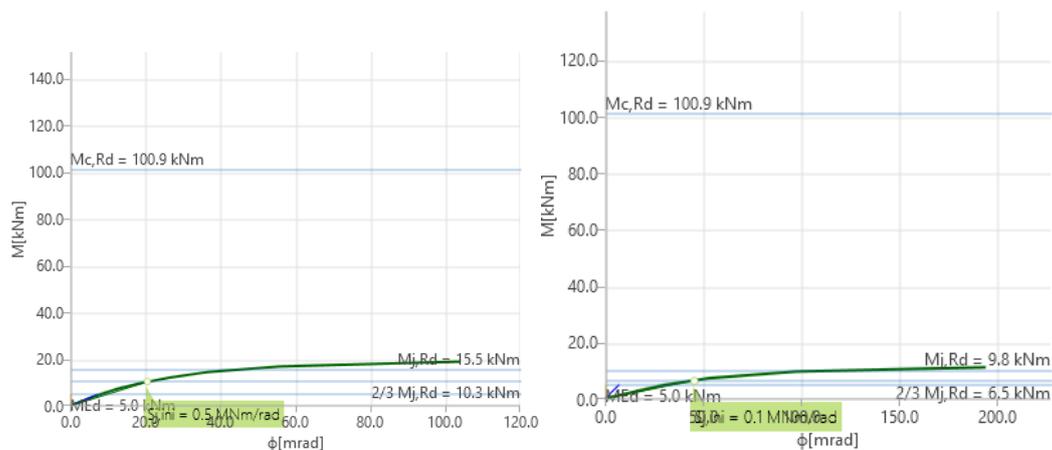


Figura 125 - Momento Curvatura, caso 3 e 4

Come intuibile, il primo caso risulta essere il più rigido e in maniera decrescente i successivi nodi nell'ordine utilizzato nell'esposizione precedente. Questo è percepibile nei grafici riportati in precedenza tramite la tangente alla curva verde, ovvero alla rigidezza rotazionale iniziale, quanto più è elevata l'inclinazione quanto più l'unione è rigida. Pertanto, l'unione tagliata-forata, risulta quella più favorevole da un punto di vista prettamente economico e di semplicità di esecuzione in cantiere, tuttavia, richiede di pagare un costo, ovvero quello della perdita di rigidezza e quindi non risulta la situazione ottimale in tutte le circostanze. *L'eurocodice 8* fornisce una classificazione in merito ai giunti ed è basata sulla capacità rotazionale del giunto stessa, ricavata dal grafico momento-rotazione, andando a classificare i giunti come rigidi, semi-rigidi e cerniere.

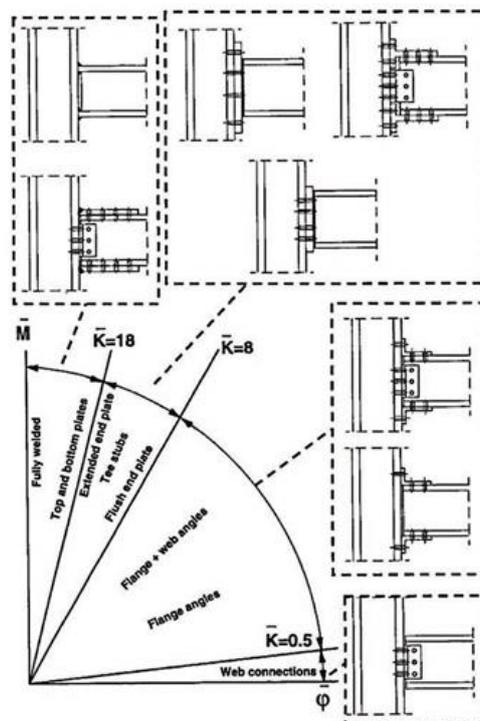
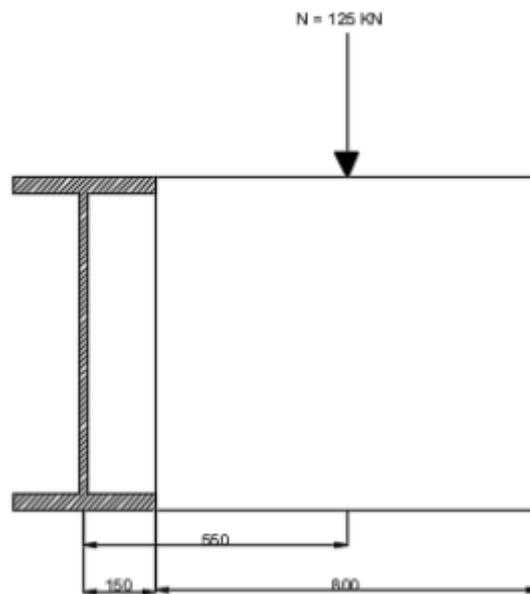


Figura 126 - Andamento della rigidezza a seconda dell'unione

Nel grafico si può vedere, come i risultati ottenuti confermino le fonti disponibili nella letteratura tecnica andando ad individuare il giunto “a squadretta” come il meno rigido e il giunto saldato o con irrigidimenti sulle ali come il più rigido. È possibile, pertanto, effettuare anche per la duttilità, una distinzione tra i nodi, mentre nel campo delle azioni interne resistenti si parla di giunti a parziale o completo ripristino, per quanto riguarda la rigidezza si hanno giunti duttili e semi-duttili in ragione, come mostrato nei casi studio precedenti, della capacità deformativa associata al singolo nodo.

6. Caso studio 2 -Analisi al continuo degli effetti torsionali

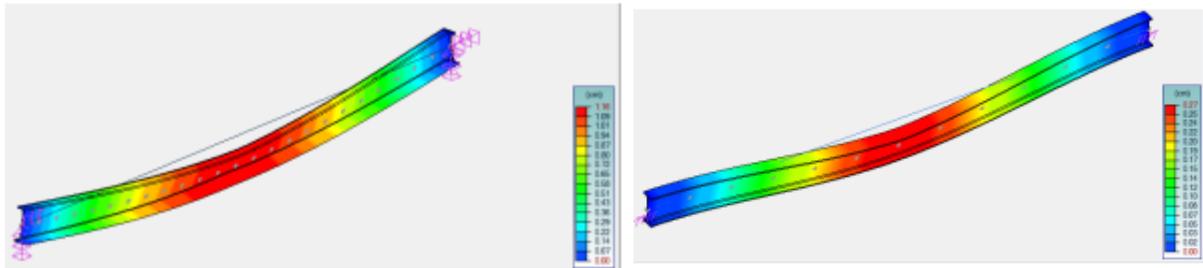
Per dimensionare il passo degli irrigidimenti sono state svolte delle analisi al continuo, ovvero delle analisi agli elementi finiti dove, anziché modellare gli elementi con una *mesh* lineare viene adottata una *mesh* superficiale e quindi bidimensionale. Per tarare il modello è stata svolta un'analisi da cui estrapolare dei risultati che fossero veritieri in ordine di grandezza. Pertanto, si è partiti da un *HEB 700* con un carico eccentrico applicato di 12.5 ton, di seguito si riporta la schematizzazione della situazione di carico.



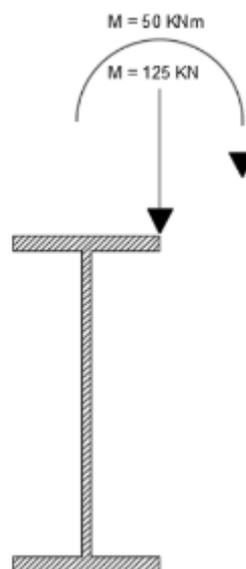
La prima analisi è stata condotta andando ad utilizzare un modello al discreto per poi in fasi successive andare ad utilizzare modelli al continuo più raffinati. Tale modello è stato caricato con forze concentrate baricentriche in quanto la *meshatura* adottata non permette lo studio degli effetti locali; Pertanto, si ritiene che essa vada a sottostimare gli effetti prodotti dall'eccentricità delle forze applicate sulle ali, come nel caso in oggetto. Le azioni adottate sono:

- $F = 125 \text{ kN}$
- $M = 68.75 \text{ kN}$

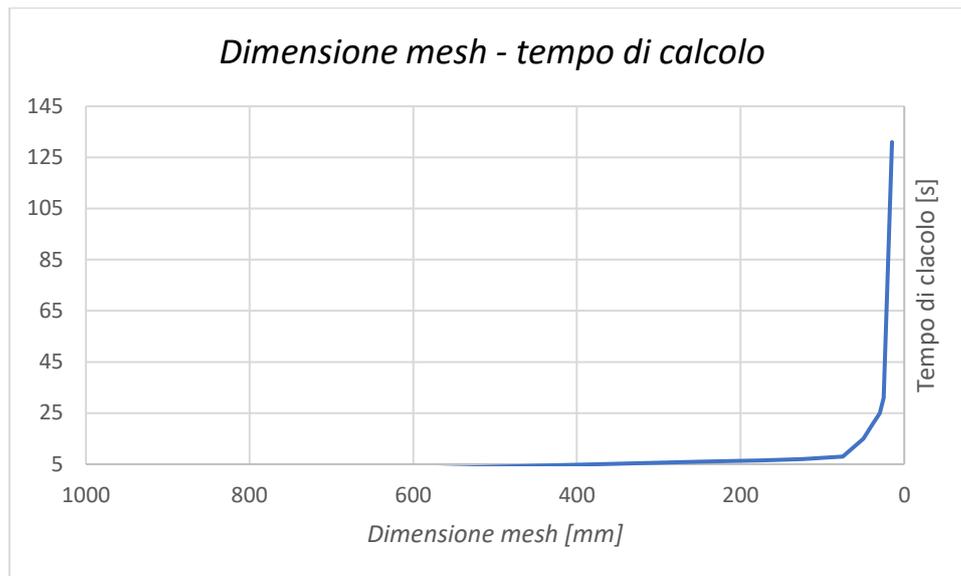
Dove il momento è dato dall'eccentricità della forza rispetto all'anima della trave. I risultati ottenuti sono riportati di seguito.



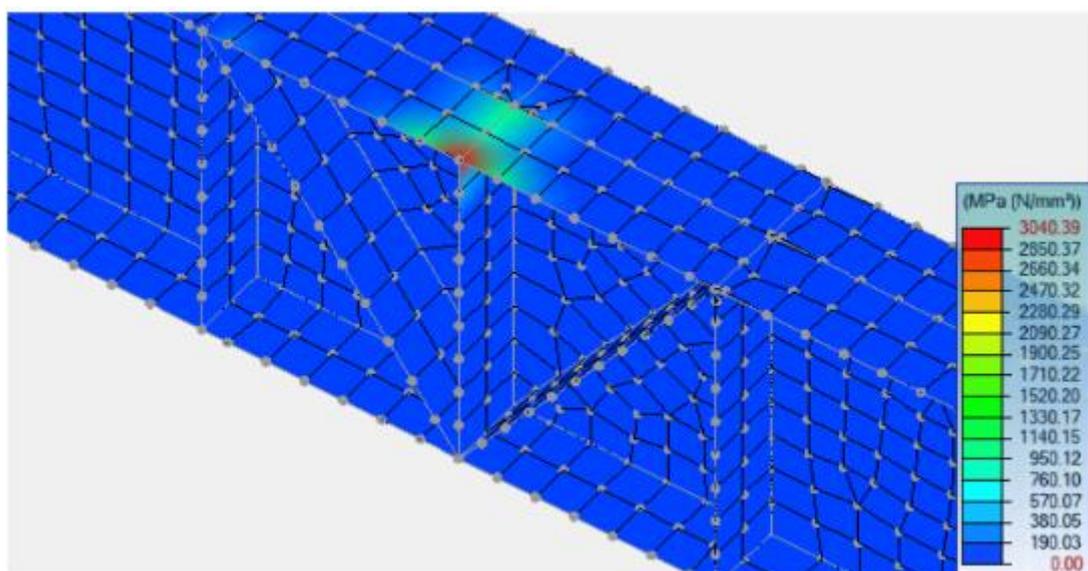
I modelli al continuo non simulano gli effetti torsionali, pertanto, ciò conferma la corretta scelta di analizzare degli effetti torsionali tramite elementi piani. Dopo aver inquadrato il problema è stato quindi possibile andare a modellare il profilo HEB700 tramite le dimensioni ricavate dal profilario di *Arcelor Mittal*. La componente di eccentricità pari ad 800 mm è stata considerata tramite l'utilizzo di un momento equivalente di 50 kNm



Inoltre, è stato necessario stabilire una dimensione degli elementi della mesh congrua all'ottenimento di buoni risultati nel rispetto di un congruo onere di calcolo, che si riscontra nel tempo impiegato per l'ottenimento dei risultati. In questo caso la soluzione ottimale è stata individuata in una dimensione di 75 mm, nel grafico seguente è riportato l'andamento del tempo di calcolo rispetto alla dimensione della mesh ed è possibile vedere come per dimensioni che raffittiscono la meshatura l'onere di calcolo diverga rapidamente.



Dal punto di vista computazionale, il carico modellato come carico puntuale rappresenta una buona soluzione, nel caso di analisi lineari mentre nel caso di analisi al continuo, esso fornisce delle singolarità tensionali che inficiano i risultati, in quando una forza, di valore noto, applicata in un punto infinitesimo, genera una tensione che tende all'infinito, e questo è riscontrabile nell'immagine riportata di seguito.



Per ovviare a questa problematica si adotta un'area di carico fittizia, delle dimensioni di 100 x 100 mm per i carichi verticali, mentre il momento viene distribuito su una lunghezza di 100 mm. Per ovviare alla torsione risulta necessario adottare delle piastre che vadano a vincolare le ali del profilo, le tensioni σ_{xx} risultano:

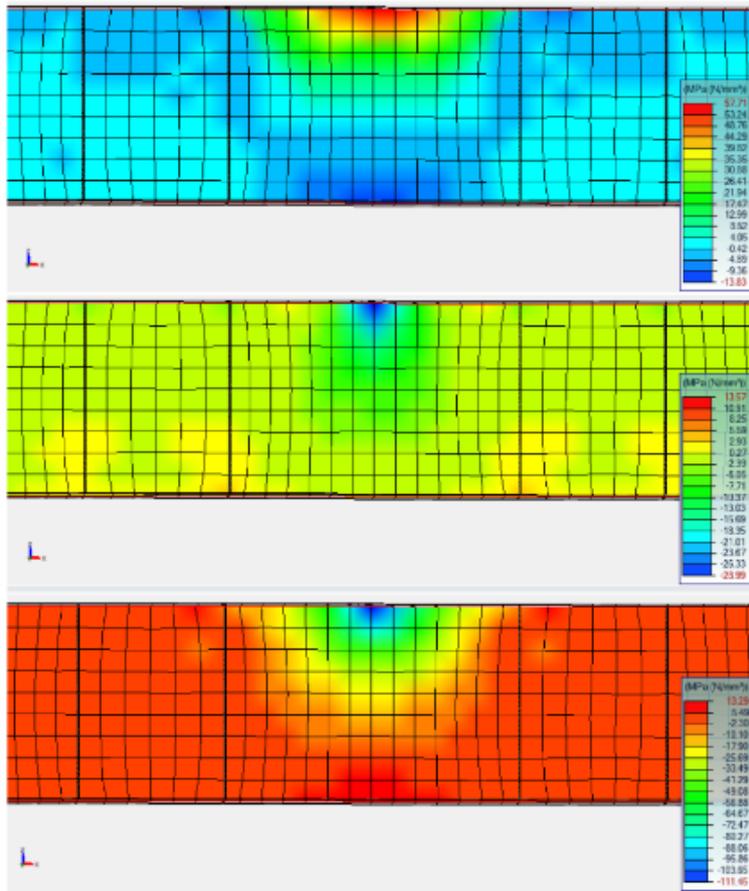


Figura 127 - Tensioni σ_{xx} sull'anima della trave

Mentre le tensioni σ_{yy} valgono:

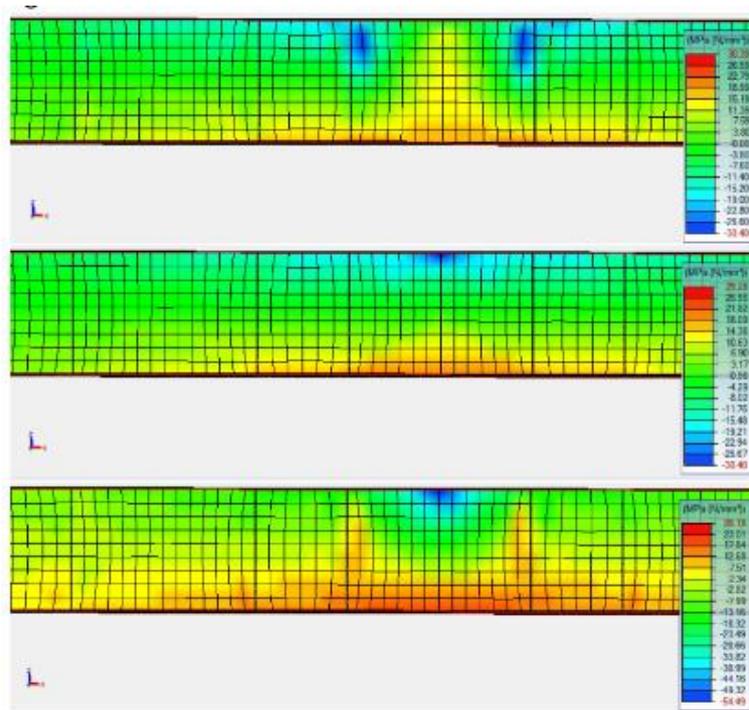
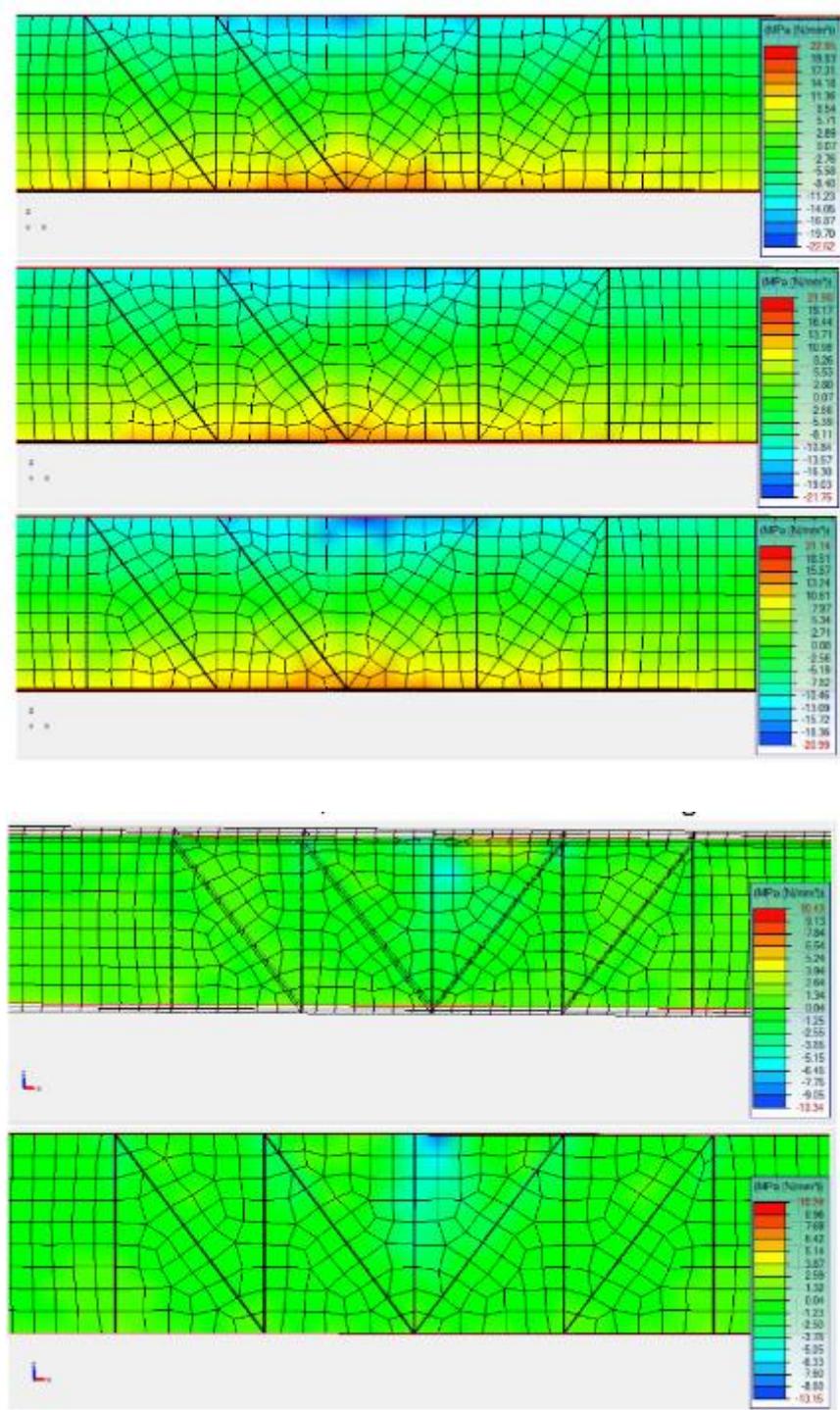


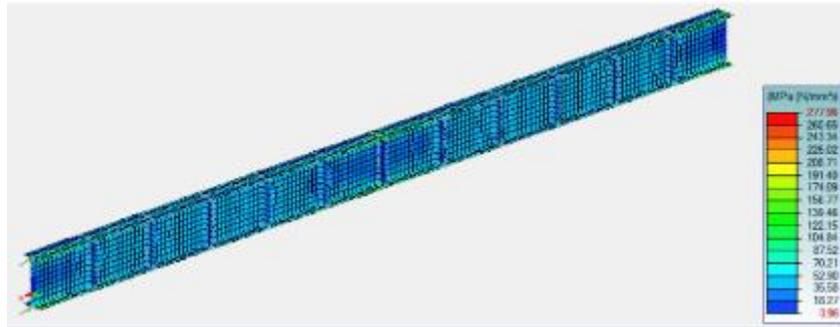
Figura 128 - Tensioni σ_{yy} sull'anima della trave

Una volta valutata la soluzione più idonea, ovvero quella di adottare degli irrigidimenti dello spessore da 20 mm con passo 1 m è stato riprodotto un modello *strut and tie* in modo da distribuire e raccordare al meglio le tensioni di cui si riporta di seguito il loro andamento.

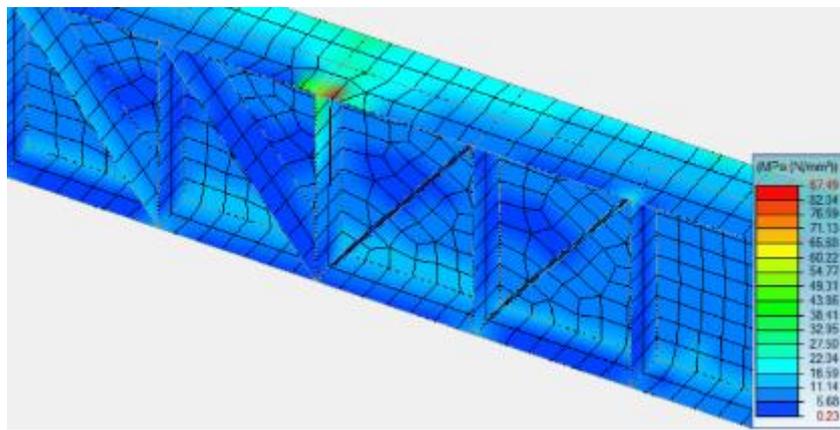


Per completare l'analisi è stata condotta la valutazione delle tensioni adottando il criterio di *Von Mises*, in quanto esso risulta applicabile a materiali con uguale resistenza a trazione e compressione come l'acciaio, la tensione di *Von Mises* si calcola come segue:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \tau_{xy}^2}$$



I valori delle tensioni, denominate “alla Von Mises”, vengono ricavati direttamente da Advance Design in particolare, nel primo caso, ovvero senza rinforzi diagonali ma con soli irrigidimenti trasversali, si ottiene una tensione di 278 MPa cui corrisponde uno spostamento 16.9 mm. Dal punto di vista degli spostamenti, tale soluzione risulta accettabile, ma per quanto riguarda le tensioni si hanno valori troppo elevati anche per un acciaio di classe S355, pertanto, è stata adottata una terza opzione, ovvero quella tirante-puntone, mediante questa soluzione si hanno delle tensioni di 87.49 MPa.



Essendo l'acciaio adottato di classe S275, la tensione ammissibile risulta:

$$\sigma_{amm} = \frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_y = 0.577 \cdot 275 = 158.68 \text{ MPa}$$

Pertanto, questa soluzione risulta verificata, come seconda opzione si propone l'utilizzo di un acciaio di classe S235 a cui corrisponde una tensione ammissibile pari a:

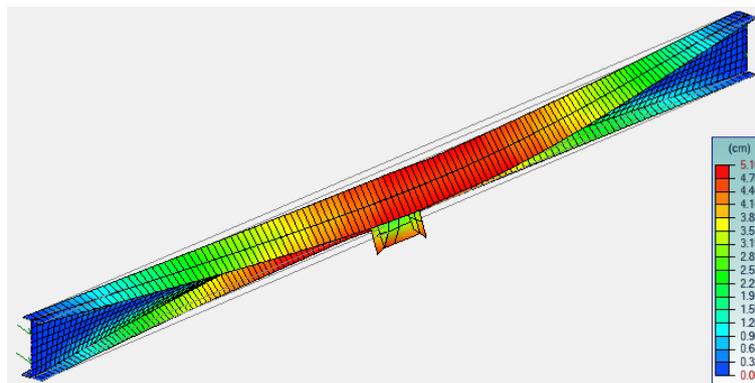
$$\sigma_{amm} = 0.577 \cdot 235 = 135.60 \text{ MPa}$$

Anche questa soluzione risulta accettabile.

Dopo aver svolto le analisi su un caso studio, tali analisi sono state svolte alle travi longitudinali per determinare il passo da adottare per gli irrigidimenti, è stato considerato il caso di carico più sfavorevole, ovvero le forze derivanti dall'azione di uno degli stralli. Di seguito si riportano le verifiche svolte sullo strallo da cui verranno estratte le azioni

	Caso sfavorevole	Sezione Classe	Verifica	Tasso di lavoro
Trazione Compressione (6.2.3)	n°103	Classe 1	$F_x < N_{t,Rd}$ 21.43 < 1553.55 kN	1%
Taglio in direzione Y (6.2.6)	n°103	Classe 1	$F_y < V_{ply}$ 89.00 < 565.41 kN	16%
Taglio in direzione Z (6.2.6)	n°103	Classe 1	$F_z < V_{plz}$ 68.37 < 432.17 kN	16%
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	n°105	Classe 1	$M_{yEd} < M_{ycRd}$ 8.60 < 163.64 kN*m	5%
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	n°103	Classe 1	$M_{zEd} < M_{zcRd}$ 17.80 < 32.78 kN*m	54%
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	n°134	Classe 3	$S_{x,Ed} / f_y / gM0 < 1$ (6.42) 0.00 < 1	0%
Flessione deviata (6.2.9)	n°103	Classe 1	$(M_{y,Ed}/M_{N,y}, Rd)^a + (M_{z,Ed}/M_{N,z}, Rd)^b < 1$ (6.41) 0.55 < 1	55%

È stata modellata una delle travi longitudinali, della lunghezza di 10 metri, utilizzando una *meshatura* con una dimensione degli elementi di 75 mm, andando ad introdurre la mensola che funge da collegamento per lo strallo e applicando i carichi da esso ne derivano, la soluzione priva di irrigidimenti conduce al seguente risultato, che non risulta accettabile.



Inizialmente sono stati introdotti degli irrigidimenti con un passo di 1750 mm senza adottarne in corrispondenza della trave secondaria. Lo spostamento che si ottiene è pari a 2,94 cm.

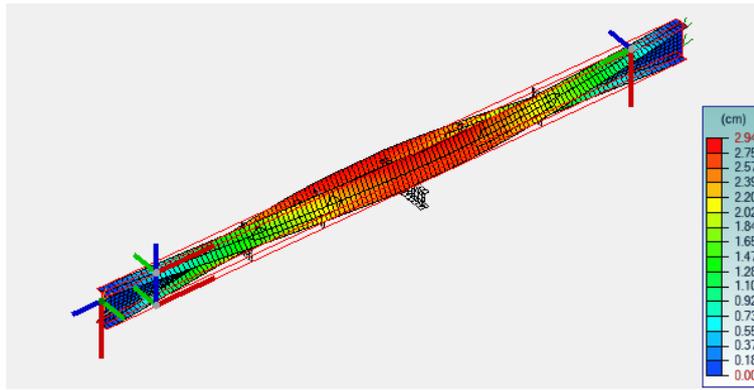


Figura 129 - Effetti torsionali passo 1750 mm

La soluzione finale proposta è quella di adottare una spaziatura di 1250 mm tra le piastre di irrigidimento con uno spessore di 10 mm e con una coppia. A tale soluzione corrisponde uno spostamento di 1.64 cm

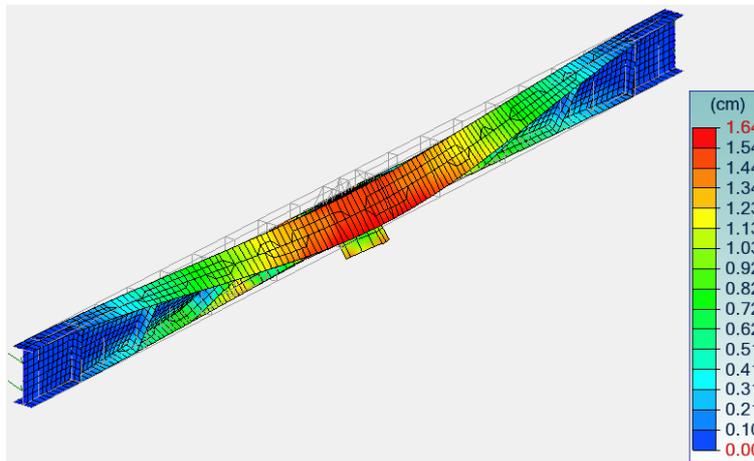
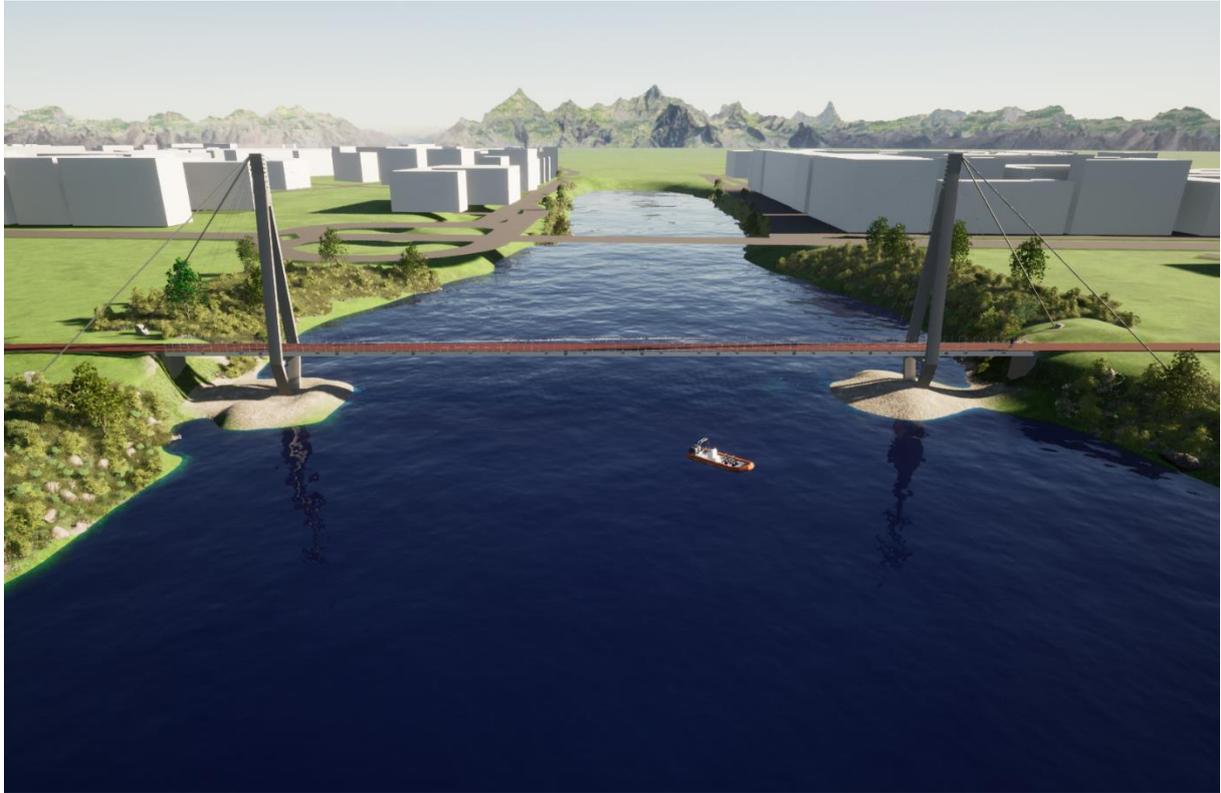


Figura 130 - Effetti torsionali passo 1250 mm

7. Render

Per concludere il processo BIM, il progetto è stato esportato da Advance Steel in Revit e da lì, tramite un apposito tool, denominato come DataSmith, è stato possibile realizzare i render che si riportano di seguito. I blocchi bianchi che si vedono nello sfondo rappresentano gli edifici della città di Verbania







Risultati giunto

Di seguito sono riportati i risultati del giunto ottenuti nella relazione tecnica di Advance Steel.

Verifica del bullone sull'ala destra superiore

Condizioni

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (nella direzione del carico)
 $1.2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq (4 \cdot t + 40\text{mm})$
 $26.4\text{mm} \leq 35\text{mm} \leq 80\text{mm}$
OK

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (perpendicolare alla direzione del carico)
 $1.2 \cdot d_0 \leq e_2 \leq (4 \cdot t + 40\text{mm})$
 $26.4\text{mm} \leq 50\text{mm} \leq 80\text{mm}$
OK

Distanza intermedia bulloni min/max (nella direzione del carico)
 $2.2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \min(14 \cdot t; 200\text{mm})$
 $48.4\text{mm} \leq 80\text{mm} \leq 140\text{mm}$
OK

Distanza intermedia bulloni min/max (perpendicolare alla direzione del carico)
 $2.4 \cdot d_0 \leq p_2 \leq \min(14 \cdot t; 200\text{mm})$
 $52.8\text{mm} \leq 100\text{mm} \leq 140\text{mm}$
OK

Verifica a taglio dei bulloni - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} \cdot N_{Ed} / n + N_{t,Ed} / n \leq n s \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / Y_{Mb}$
 $0\text{m}^2 / 0.02\text{m}^2 \cdot 152.2\text{kN} / 6 + (-217.4\text{kN}) / 6 \leq 1 \cdot 0.5 \cdot 1000\text{N/mm}^2 \cdot 0\text{m}^2 / 1.25$
 $-29.2\text{kN} \leq 98\text{kN}$
 29.81%
OK

Verifiche coprigiunti

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 103

$N_{Ed \text{ splice}} \leq N_{c,Rd}$
 $N_{Ed \text{ splice}} \leq A \cdot f_y / Y_{M0}$
 $-165\text{kN} \leq 0\text{m}^2 \cdot 275\text{N/mm}^2 / 1$
 $-165\text{kN} \leq 550\text{kN}$
 30%
OK

Verifica a snervamento per trazione - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ splice}} \leq N_{pl,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} \cdot N_{Ed} + N_{t,Ed} \leq A \cdot f_y / Y_{M0}$
 $0\text{m}^2 / 0.02\text{m}^2 \cdot 680.4\text{kN} + (294.2\text{kN}) \leq 0\text{m}^2 \cdot 275\text{N/mm}^2 / 1$
 $105.9\text{kN} \leq 550\text{kN}$
 19.26%
OK

Verifica a trazione ultima - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ splice}} \leq N_{u,Rd}$
 $N_{Ed \text{ splice}} \leq 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / Y_{M2}$
 $105.9\text{kN} \leq 0.9 \cdot 0\text{m}^2 \cdot 430\text{N/mm}^2 / 1.25$
 $105.9\text{kN} \leq 483\text{kN}$
 21.93%
OK

Verifica a rottura in blocco - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ splice}} \leq V_{eff,1,Rd}$
 $N_{Ed \text{ splice}} \leq f_u \cdot A_{nt} / Y_{M2} + f_y \cdot A_{nv} / [Y_{M0} \cdot \text{SQRT}(3)]$
 $105.9\text{kN} \leq 430\text{N/mm}^2 \cdot 0\text{m}^2 / 1.25 + 275\text{N/mm}^2 \cdot 0\text{m}^2 / (1 \cdot 1.73)$
 $105.9\text{kN} \leq 712.9\text{kN}$
 14.86%
OK

Verifica a taglio dei bulloni - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} \cdot N_{Ed} / n + N_{t,Ed} / n \leq n s \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / Y_{Mb}$
 $0\text{m}^2 / 0.02\text{m}^2 \cdot 152.2\text{kN} / 6 + (-217.4\text{kN}) / 6 \leq 1 \cdot 0.5 \cdot 1000\text{N/mm}^2 \cdot 0\text{m}^2 / 1.25$
 $-29.2\text{kN} \leq 98\text{kN}$
 29.81%
OK

Verifica a rifollamento bulloni

Connessione del bullone sulla piastra d'unione - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$
 $F_{v,Ed} \leq 1 \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot \Sigma(t_i) / Y_{Mb}$
 $29.2\text{kN} \leq 1 \cdot 2.5 \cdot 0.53 \cdot 430\text{N/mm}^2 \cdot 20\text{mm} \cdot 10\text{mm} / 1.25$
 $29.2\text{kN} \leq 91.2\text{kN}$
 32.03%
OK

Connessione bullone sull'ala dell'elemento - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$
 $F_{v,Ed} \leq 1 \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot \Sigma(t_i) / Y_{Mb}$
 $29.2\text{kN} \leq 1 \cdot 2.5 \cdot 0.96 \cdot 510\text{N/mm}^2 \cdot 20\text{mm} \cdot 19\text{mm} / 1.25$
 $29.2\text{kN} \leq 372.9\text{kN}$
 7.84%
OK

Verifica delle ali

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 103

$N_{Ed \text{ flange}} \leq N_{c,Rd}$
 $N_{Ed \text{ flange}} \leq A \cdot f_y / Y_{M0}$
 $-175.3\text{kN} \leq 0\text{m}^2 \cdot 275\text{N/mm}^2 / 1$
 $-175.3\text{kN} \leq 1149.5\text{kN}$
 15.25%
OK

Verifica a snervamento per trazione - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ flange}} \leq N_{pl,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} \cdot N_{Ed} + N_{t,Ed} \leq A \cdot f_y / Y_{M0}$
 $0\text{m}^2 / 0.02\text{m}^2 \cdot 680.4\text{kN} + 308.9\text{kN} \leq 0\text{m}^2 \cdot 275\text{N/mm}^2 / 1$
 $120.6\text{kN} \leq 1149.5\text{kN}$
 10.49%
OK

Verifica a trazione ultima - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ flange}} \leq N_{u,Rd}$
 $N_{Ed \text{ flange}} \leq 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / Y_{M2}$
 $120.6\text{kN} \leq 0.9 \cdot 0\text{m}^2 \cdot 430\text{N/mm}^2 / 1.25$
 $120.6\text{kN} \leq 1035.3\text{kN}$
 11.65%
OK

Verifica a rottura in blocco - NOME CASO: 109

$N_{Ed \text{ flange}} \leq V_{eff,1,Rd}$
 $N_{Ed \text{ flange}} \leq f_u \cdot A_{nt} / Y_{M2} + f_y \cdot A_{nv} / [Y_{M0} \cdot \text{SQRT}(3)]$
 $120.6\text{kN} \leq 430\text{N/mm}^2 \cdot 0\text{m}^2 / 1.25 + 275\text{N/mm}^2 \cdot 0.01\text{m}^2 / (1 \cdot 1.73)$
 $120.6\text{kN} \leq 1324.3\text{kN}$
 9.11%
OK

Verifica a taglio dei bulloni - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} * N_{Ed} / n + N_{f,Ed} / n \leq n_s * a_v * f_{ub} * A_s / Y_{Mb}$
 $0m^2 / 0.02m^2 * 152.2kN / 6 + (-217.4kN) / 6 \leq 1 * 0.5 * 1000N/mm^2 * 0m^2 / 1.25$
 $-29.2kN \leq 98kN$
29.81 %
OK

Verifica a rifollamento bulloni

Connessione del bullone sulla piastra d'unione - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$
 $F_{v,Ed} \leq 1 * K_1 * a_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / Y_{Mb}$
 $29.2kN \leq 1 * 2.5 * 0.53 * 430N/mm^2 * 20mm * 10mm / 1.25$
 $29.2kN \leq 91.2kN$
32.03 %
OK

Connessione bullone sull'ala dell'elemento - NOME CASO: 103

$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$
 $F_{v,Ed} \leq 1 * K_1 * a_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / Y_{Mb}$
 $29.2kN \leq 1 * 2.5 * 0.96 * 510N/mm^2 * 20mm * 19mm / 1.25$
 $29.2kN \leq 372.9kN$
7.84 %
OK

Verifiche coprigiunti

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 103

$N_{Ed\ splice} \leq N_{c,Rd}$
 $N_{Ed\ splice} \leq A * f_y / Y_{M0}$
 $-165kN \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$
 $-165kN \leq 550kN$
30 %
OK

Verifiche coprigiunti

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 103

$N_{Ed\ splice} \leq N_{c,Rd}$
 $N_{Ed\ splice} \leq A * f_y / Y_{M0}$
 $-165kN \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$
 $-165kN \leq 550kN$
30 %
OK

Verifica a snervamento per trazione - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ splice} \leq N_{pl,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} * N_{Ed} + N_{f,Ed} \leq A * f_y / Y_{M0}$
 $0m^2 / 0.02m^2 * -680.4kN + (294.2kN) \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$
 $105.9kN \leq 550kN$
19.26 %
OK

Verifica a trazione ultima - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ splice} \leq N_{u,Rd}$
 $N_{Ed\ splice} \leq 0.9 * A_{net} * f_u / Y_{M2}$
 $105.9kN \leq 0.9 * 0m^2 * 430N/mm^2 / 1.25$
 $105.9kN \leq 483kN$
21.93 %
OK

Verifica a rottura in blocco - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ splice} \leq V_{eff,1,Rd}$
 $N_{Ed\ splice} \leq f_u * A_{nt} / Y_{M2} + f_y * A_{nv} / [Y_{M0} * SQRT(3)]$
 $105.9kN \leq 430N/mm^2 * 0m^2 / 1.25 + 275N/mm^2 * 0m^2 / (1 * 1.73)$
 $105.9kN \leq 712.9kN$
14.86 %
OK

Verifica del bullone sull'ala sinistra superiore

Condizioni

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (nella direzione del carico)
 $1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40mm)$

$26.4mm \leq 35mm \leq 80mm$

OK

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (perpendicolare alla direzione del carico)
 $1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40mm)$

$26.4mm \leq 50mm \leq 80mm$

OK

Distanza intermedia bulloni min/max (nella direzione del carico)

$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t; 200mm)$

$48.4mm \leq 80mm \leq 140mm$

OK

Distanza intermedia bulloni min/max (perpendicolare alla direzione del carico)

$2.4 * d_0 \leq p_2 \leq \min(14 * t; 200mm)$

$52.8mm \leq 100mm \leq 140mm$

OK

Verifica delle ali

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 103

$N_{Ed\ flange} \leq N_{c,Rd}$
 $N_{Ed\ flange} \leq A * f_y / Y_{M0}$
 $-175.3kN \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$
 $-175.3kN \leq 1149.5kN$
15.25 %
OK

Verifica a snervamento per trazione - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ flange} \leq N_{pl,Rd}$
 $A_{flange} / A_{profile} * N_{Ed} + N_{f,Ed} \leq A * f_y / Y_{M0}$
 $0m^2 / 0.02m^2 * -680.4kN + 308.9kN \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$
 $120.6kN \leq 1149.5kN$
10.49 %
OK

Verifica a trazione ultima - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ flange} \leq N_{u,Rd}$
 $N_{Ed\ flange} \leq 0.9 * A_{net} * f_u / Y_{M2}$
 $120.6kN \leq 0.9 * 0m^2 * 430N/mm^2 / 1.25$
 $120.6kN \leq 1035.3kN$
11.65 %
OK

Verifica a rottura in blocco - NOME CASO: 109

$N_{Ed\ flange} \leq V_{eff,1,Rd}$
 $N_{Ed\ flange} \leq f_u * A_{nt} / Y_{M2} + f_y * A_{nv} / [Y_{M0} * SQRT(3)]$
 $120.6kN \leq 430N/mm^2 * 0m^2 / 1.25 + 275N/mm^2 * 0.01m^2 / (1 * 1.73)$
 $120.6kN \leq 1324.3kN$
9.11 %
OK

Verifica a rifollamento bulloni

Connessione del bullone sulla piastra d'unione - NOME CASO: 109

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$
$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$
$$82.9kN \leq 1 * 2.5 * 0.53 * 430N/mm^2 * 20mm * 10mm / 1.25$$
$$82.9kN \leq 91.2kN$$
$$90.85 \%$$

OK

Verifica del bullone sull'ala destra inferiore

Condizioni

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (nella direzione del carico)

$$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40mm)$$

$$26.4mm \leq 35mm \leq 80mm$$

OK

Distanza min/max dei bulloni dal bordo (perpendicolare alla direzione del carico)

$$1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40mm)$$

$$26.4mm \leq 50mm \leq 80mm$$

OK

Distanza intermedia bulloni min/max (nella direzione del carico)

$$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t, 200mm)$$

$$48.4mm \leq 80mm \leq 140mm$$

OK

Distanza intermedia bulloni min/max (perpendicolare alla direzione del carico)

$$2.4 * d_0 \leq p_2 \leq \min(14 * t, 200mm)$$

$$52.8mm \leq 100mm \leq 140mm$$

OK

Connessione bullone sull'ala dell'elemento - NOME CASO: 109

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$
$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$
$$82.9kN \leq 1 * 2.5 * 0.96 * 510N/mm^2 * 20mm * 19mm / 1.25$$
$$82.9kN \leq 372.9kN$$
$$22.22 \%$$

OK

Verifiche coprigiunti

Verifica a snervamento per compressione - NOME CASO: 109

$$N_{Ed \text{ splice}} \leq N_{c,Rd}$$
$$N_{Ed \text{ splice}} \leq A * t_p * f_{y0}$$
$$-482.5kN \leq 0m^2 * 275N/mm^2 / 1$$
$$-482.5kN \leq 550kN$$
$$87.73 \%$$

OK

Risultati dettagliati per B37

Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 scheda 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176.4 \text{ kN} \geq F_t = 6.1 \text{ kN}$$

dove:

$$k_2 = 0.90 \quad \text{-- Fattore}$$
$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{-- Resistenza ultima alla trazione del bullone}$$
$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{-- Area soggetta alla trazione del bullone}$$
$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- Coefficiente di sicurezza}$$

Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 scheda 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 239.6 \text{ kN} \geq F_t = 6.1 \text{ kN}$$

dove:

$$d_m = 37 \text{ mm} \quad \text{-- La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due}$$
$$t_p = 10 \text{ mm} \quad \text{-- Spessore}$$
$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{-- Resistenza Ultima}$$
$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- Coefficiente di sicurezza}$$

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 scheda 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 150.8 \text{ kN} \geq V = 42.6 \text{ kN}$$

dove:

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{-- Fattore di riduzione}$$
$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{-- Fattore di riduzione}$$
$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{-- Resistenza ultima alla trazione del bullone}$$
$$A = 314 \text{ mm}^2 \quad \text{-- Superficie lorda della sezione del bullone}$$
$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- Coefficiente di sicurezza}$$

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 scheda 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 94.3 \text{ kN} \geq V = 85.2 \text{ kN}$$

dove:

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.21$$

- Fattore per distanza dal bordo e spaziatura tra i bulloni perpendicolare alla direzione del trasferimento del carico

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.45$$

- Fattore per la distanza dall'estremità e la distanza dei bulloni in direzione del trasferimento del carico

$e_2 = 31 \text{ mm}$ - Distanza dal bordo della piastra perpendicolare alla forza di taglio

$p_2 = 215 \text{ mm}$ - Distanza tra i bulloni perpendicolare alla forza di taglio

$d_0 = 22 \text{ mm}$ - Diametro del foro del bullone

$e_1 = 30 \text{ mm}$ - Distanza dal bordo della piastra nella direzione della forza di taglio

$p_1 = \infty \text{ mm}$ - Distanza tra i bulloni nella direzione della forza di taglio

$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ - Resistenza ultima alla trazione del bullone

$f_u = 490.0 \text{ MPa}$ - Resistenza Ultima

$d = 20 \text{ mm}$ - Diametro nominale del fissaggio

$t = 12 \text{ mm}$ - Spessore della piastra

$\gamma_{M2} = 1.25$ - Coefficiente di sicurezza

Interazione di trazione e taglio (EN 1993-1-8 scheda 3.4)

$$U_{tts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4 F_{v,Rd}} = 30.7 \%$$

Utilizzo in trazione

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{v,Rd})} = 3.5 \%$$

Utilizzo a taglio

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{t,Rd})} = 90.3 \%$$

Bibliografia e siti internet consultati

Libri

Strutture di acciaio, teoria e progetto – Ballio, Mazzolani, Bernuzzi, Landolfo.

Strutture in cemento armato – Cosenza, Manfredi Pecce.

Autodesk, Utilizzo del BIM in 12 eccezionali progetti

Manuali

Guida Advance Design

Guida IdeaStatiCA

Guida Gelfi

Siti internet

<https://www.dacarpenterie.it/>

<https://www.promozioneacciaio.it/cms/it1-home.asp>

<https://www.internals.it>

<https://www.perlite.it>

<https://www.plm.automation.siemens.com>

<https://www.autodesk.com/products>

<https://www.linkedin.com/company/freyssinet/>

<https://www.ingenio-web.it>

<https://www.bimfactory.it>

Ringraziamenti

In conclusione, vorrei esprimere i miei ringraziamenti alle persone che mi hanno supportato durante questo percorso e al raggiungimento di questo importante risultato. Ringrazio la mia famiglia, in particolare mia madre, che ha sempre creduto in me, mi ha consentito di raggiungere ciò che cinque anni fa era soltanto un sogno e che mi ha sempre supportato nei molti momenti positivi e negativi che fanno naturalmente parte di un così lungo percorso.

Ringrazio Jacopo, Lorenzo, Matteo ed Umberto, amici da una vita, che rendono speciale questo risultato e che da cinque anni mi incoraggiano a raggiungere i miei obiettivi dando grande valore a quello che faccio.

Vorrei esprimere un sincero ringraziamento a tutti i ragazzi della *L.G.A. Engineering* per il supporto fornitomi ed in particolare all'Ing. Andrea Alberto, per avermi seguito in questo percorso di crescita personale e professionale e per il tempo speso per mostrarmi il mondo dell'ingegneria e delle costruzioni in acciaio.

Infine, vorrei ringraziare tutte le persone non menzionate in precedenza, che per ovvie ragioni sarebbero troppe, che ho frequentato o conosciuto in questo percorso universitario, in quanto credo che il valore dell'Università oltre che nell'apprendimento sia anche nei legami e nelle conoscenze che si instaurano.