

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

IV02 - CAVALCAVIA TANGENZIALE OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L I V 0 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLIV0200001A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	6
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	7
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.1	METODO DI CALCOLO	8
3.1.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
3.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	12
3.1.2.1	Combinazione fondamentale (slu)	12
3.1.2.2	Combinazione rara o caratteristica (sle)	14
3.1.2.3	Combinazione frequente (sle)	14
3.1.2.4	Combinazione quasi permanente (sle)	14
3.1.2.5	Combinazione eccezionale (slu)	14
3.1.2.6	Combinazione Sismica (slv)	14
3.1.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	15
4	MATERIALI	16
4.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	16
4.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	17
4.3	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	17
4.4	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	19
4.5	STRUTTURE METALLICHE	19
4.5.1	ACCIAIO	19
4.5.2	BULLONI	20
4.5.3	SALDATURE	21
4.5.4	PIOLI	21
4.6	COPRIFERRI	21
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO	22
5.1	MODELLO DI CALCOLO	22

5.2	ANALISI DEI CARICHI	26
5.2.1.1	Peso proprio carpenteria metallica	26
5.2.1.2	Peso proprio soletta	27
5.2.1.3	Carichi permanenti	27
5.2.1.4	Effetti del ritiro	27
5.2.1.5	Effetti delle dilatazioni termiche differenziali	28
5.2.1.6	Cedimenti vincolari	28
5.2.1.7	Azione del vento	28
5.2.1.8	Carichi mobili (Q)	30
5.2.1.9	Azione di frenamento o di accelerazione	30
5.2.1.10	Azioni sismiche	31
5.3	ANALISI STRUTTURALE	31
5.4	TRAVI PRINCIPALI	31
5.4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	31
5.4.2	STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA	38
5.4.3	VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA	38
5.4.4	VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI	41
5.4.1	STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA	42
5.4.1.1	Verifiche per vita illimitata	42
5.4.1.2	Verifica della sezione	42
5.4.1.2.1	Saldatura anima trave principale / ali travi principali	43
5.4.1.2.1	Attacco ala superiore trave principale / ala superiore traverso di pila e spalla	43
5.4.2	VERIFICA DEI PIOLI	44
5.5	TRAVERSI	45
5.5.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	45
5.6	SOLETTA	49
5.6.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	50
5.6.1.1	Fase provvisoria	50
5.6.1.2	Fase definitiva	52
5.6.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	53

5.6.3	SBALZO	54
5.6.3.1	Carichi accidentali	54
5.6.3.1.1	Carichi mobili (q_1)	54
5.6.3.1.2	Urto di veicolo in svio (q_8)	55
5.6.3.1.3	Carico accidentale (q_5)	55
5.6.3.2	Verifiche resistenza	55
6	CALCOLO APPOGGI	57
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	59
7	CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME	60
8	VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO	61

1 INTRODUZIONE

Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche dell'impalcato in sezione mista. Il ponte presenta una carreggiata, a campata singola di luce $L = 37.6\text{m}$.

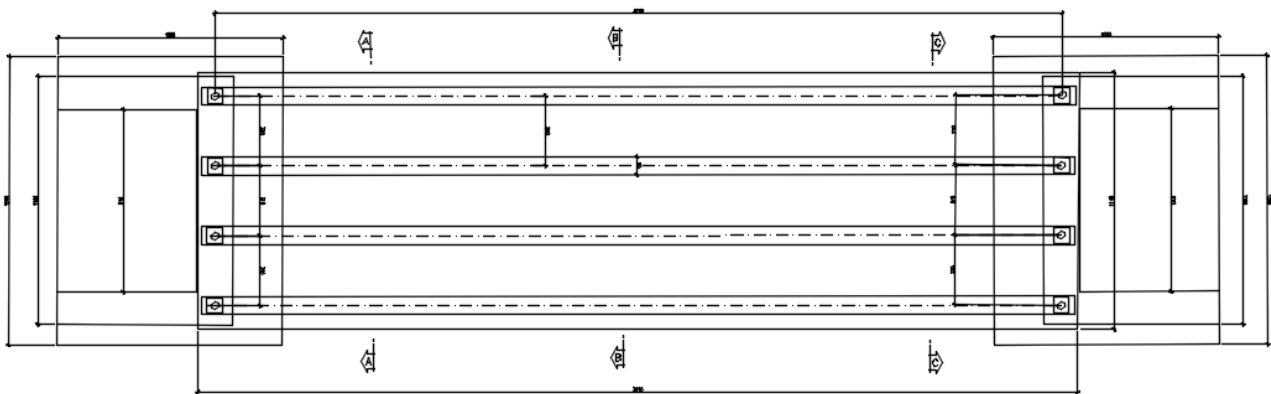


Figura 1.1 Pianta impalcato

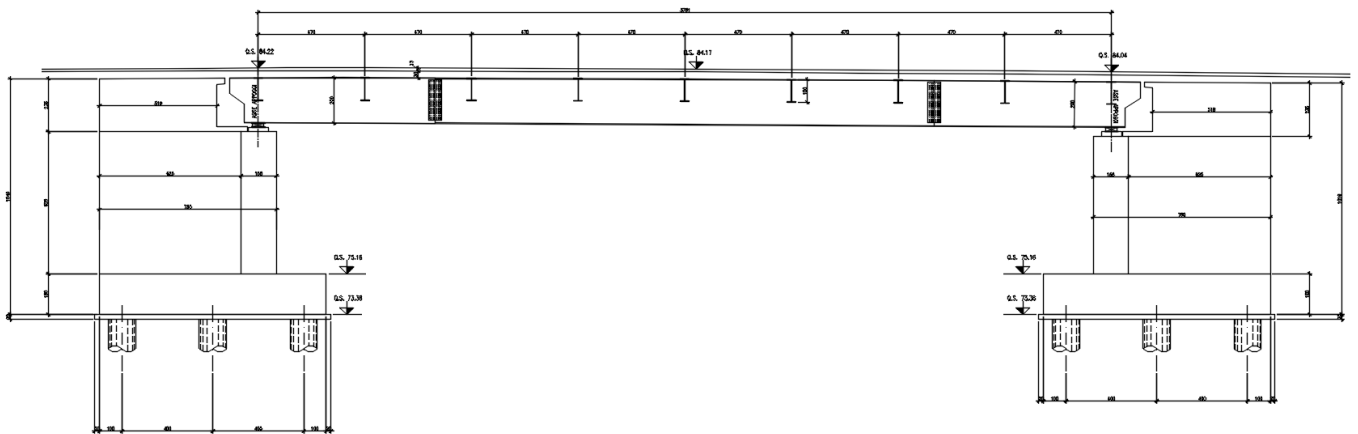


Figura 1.2 Sezione longitudinale

La struttura in oggetto è in semplice appoggio, costituito da travi di altezza $H=200\text{cm}$ in sezione mista e soletta superiore collaborante in conglomerato cementizio armato di spessore 18cm .

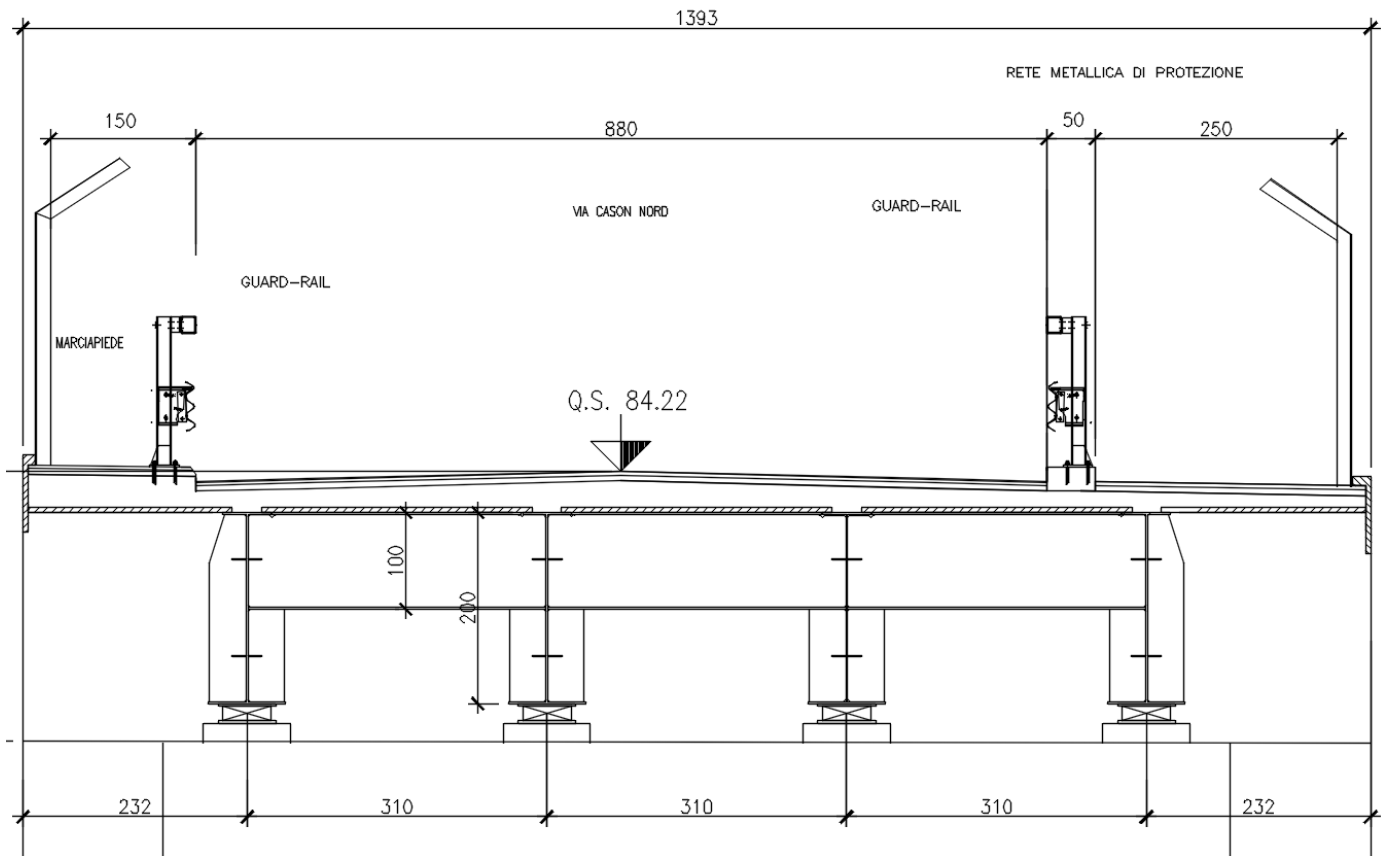


Figura 1.3 Sezione trasversale impalcati

L'impalcato ha una larghezza complessiva di progetto pari a 13.9m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia che costituiscono la sede stradale, più le due fasce di rispetto per le banchine da 1m ciascuna;
- un marciapiede con larghezza 1.8m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete di protezione;
- un cordolo da 0.5m per la barriera di sicurezza;
- una zona ciclabile di larghezza 2.85m con relativa rete di protezione.

L'impalcato presenta n.4 travi in acciaio con interasse $i=3.10\text{m}$ e gli sbalzi hanno luce massima di 1.60m circa. Sono presenti traversi in campata di altezza pari a 1000mm, a interasse di 4.70m.

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborati grafici e dai seguenti documenti:

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

Relazione di Opere provvisionali

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente.

Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

RFI DTC INC PO SP IFS 001 A

Specificata per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

3.1 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni" e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

3.1.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti,

deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'48 N e Longitudine 10°54'29 E, ad una quota di circa 82 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

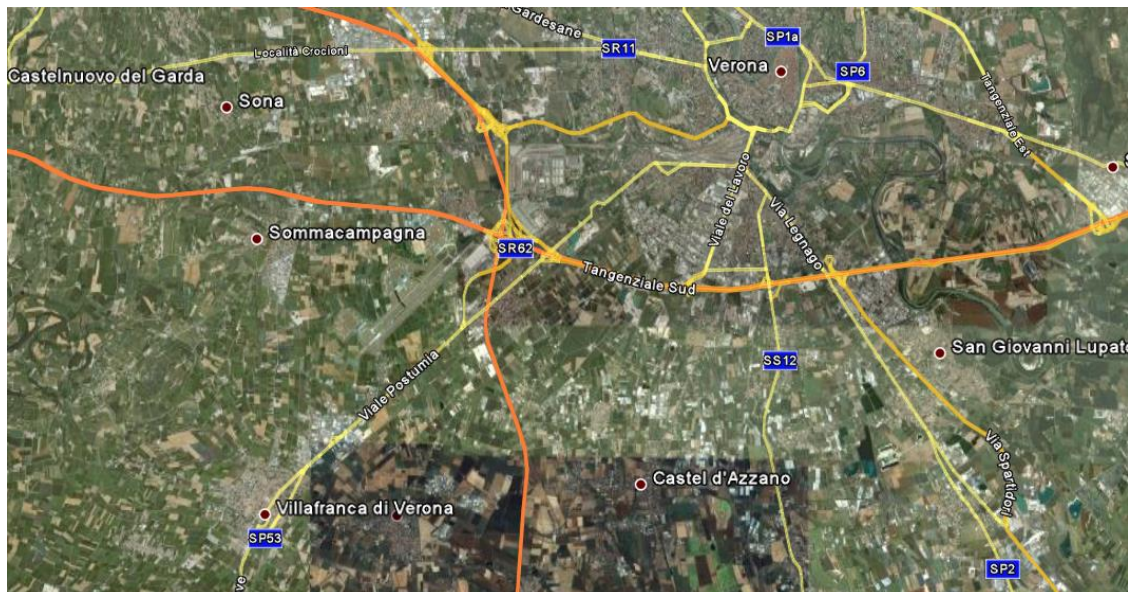


Figura 3.1 Tratto adeguamento del tracciato A22

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.90806 LATITUDINE: 45.43000

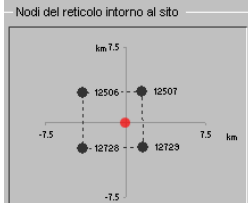
Ricerca per comune

REGIONE: Veneto PROVINCIA: Verona COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

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

Interpolazione:
 superficie rigata

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

Figura 3.2 Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.442	0.262
SLD	201	0.111	2.407	0.271
SLV	1898	0.260	2.407	0.287
SLC	2475	0.287	2.382	0.289

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

3.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

Q	carichi da traffico
Q_T	azioni termiche
Q_w	azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

3.1.2.1 Combinazione fondamentale (slu)

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1	peso di tutti gli elementi strutturali
G_2	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
Q_{k1}	azione variabile dominante
Q_{ki}	azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Il ritiro e la viscosità nelle NTC sono indicate genericamente come azioni permanenti G (punto 2.5.1.3).

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
 Q_T azioni termiche
 Q_w azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione ψ nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

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

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

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

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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

3.1.2.2 Combinazione rara o caratteristica (sle)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.3 Combinazione frequente (sle)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.4 Combinazione quasi permanente (sle)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.5 Combinazione eccezionale (slu)

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione ψ (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 3.1.2.1.

3.1.2.6 Combinazione Sismica (slv)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti ferroviari, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). In questo caso in favore di sicurezza si assimila il ponte in esame come ferroviario applicando il coefficiente $\psi_{2i} = 0.2$.

3.1.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno svolte secondo quanto prescritto dalla normative in vigore (DM 17/01/2018); i limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Per le parti strutturali costituenti l'impalcato (soletta, travi, traversi, cordoli) saranno svolte le verifiche allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

4 MATERIALI

4.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4 ^a , 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Le prescrizioni relative all'elemento in oggetto sono riportate nella tabella seguente.

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

4.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 17.01.2018 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

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

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

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

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w_d
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+ XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

4.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)

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

 33.20 N/mm²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	18 di 61

Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.37 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.44 N/mm ²
Modulo Elastico	→ $E_{cm} = 2200 * [f_{cm} / 10]^{0.3}$	33643 N/mm ²

4.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

4.5 STRUTTURE METALLICHE

4.5.1 ACCIAIO

Materiale secondo UNI EN 10025 (laminati), UNI EN 102109-1 (tubi saldati)

Per le travi ed i traversi a sostegno dell'impalcato si prevede l'impiego di acciaio da carpenteria tipo S355J2 (ex Fe 510) con le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	355.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	510.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	γ_s	Variabile a seconda del tipo di verifica *
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	284.00 N/mm ²
Modulo elastico	→	$E_s =$	206000 N/mm ²

(*) Il valore del coeff. parziale viene specificato nelle NTC2008 nella Tabella 4.2.V.

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

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

Elementi principali composti per saldatura.

4.5.2 BULLONI

Giunzioni a taglio

Per i collegamenti di controventi sono previsti giunzioni a taglio, le cui caratteristiche dimensionali dovranno essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016: 2002 e UNI 5592: 1968.

Classi secondo UNI EN ISO 898-1: 2001

Viti classe 8.8 (UNI 14399: 2005), Dadi classe 8 (UNI 14399: 2005)

Giunzioni ad attrito

Per il collegamento dei traversi di impalcato sono previsti giunzioni ad attrito con bulloni classe 10.9.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
F_{yb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE.

Si assumono i coefficienti di sicurezza da adottare per la verifica dello unioni (Tabella 4.2.XII).

Tabella 4.2. XII *Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.*

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza a scorrimento per SLU	
per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Prearico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.5.3 SALDATURE

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.

Preparazione lembi secondo UNI EN ISO 9692-1: 2005.

Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

4.5.4 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento $\rightarrow f_y \geq 350.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $\rightarrow f_t \geq 450.00 \text{ N/mm}^2$

4.6 COPRIFERRI

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

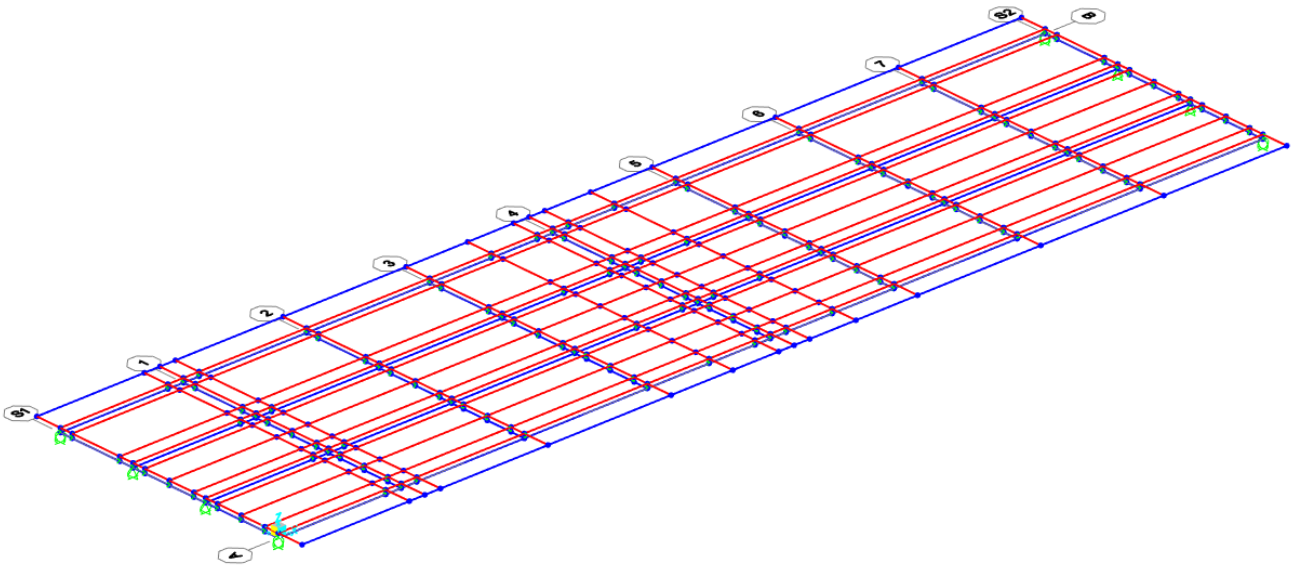
	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

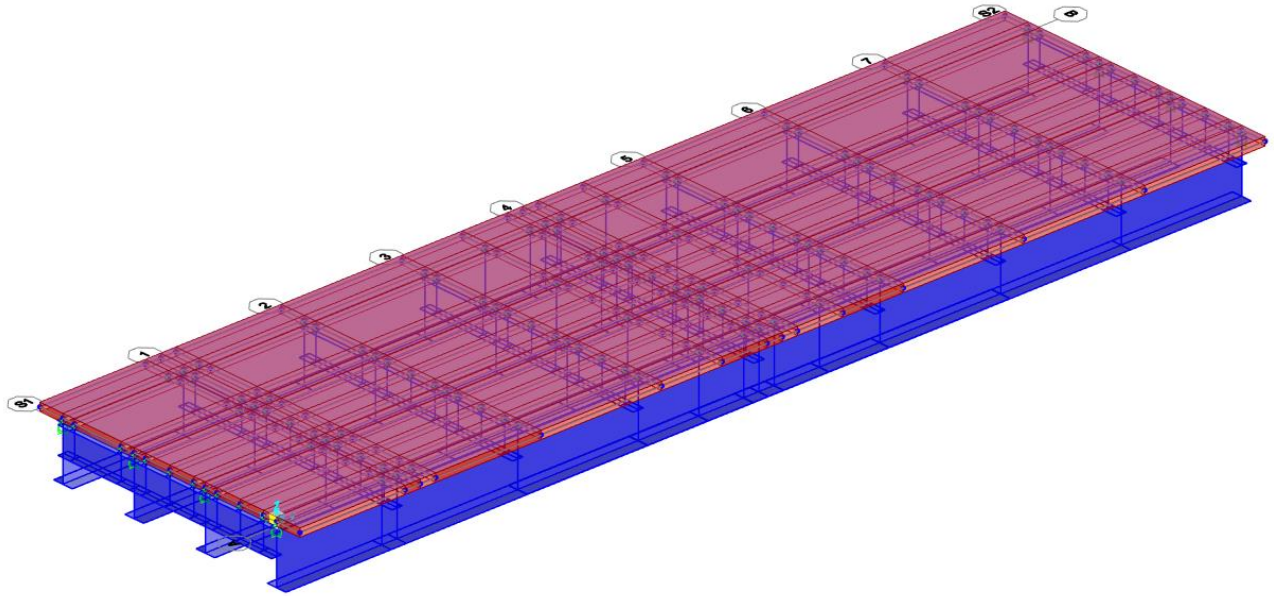
5 CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO

5.1 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è risolta mediante metodo di calcolo automatico attraverso l'impiego del software Sap2000 v23.

La struttura è rappresentata da un modello tridimensionale, in cui si sono considerati tutti gli elementi strutturali opportunamente modellati. Il comportamento a piastra della soletta di calcestruzzo è stato considerato con degli elementi bidimensionali mentre le travi sono state schematizzate tramite elementi frame. Le connessioni, invece, tra i nodi delle travi con quelli della soletta vengono rappresentate mediante link rigidi per permettere il trasferimento degli sforzi tra i due elementi resistenti.

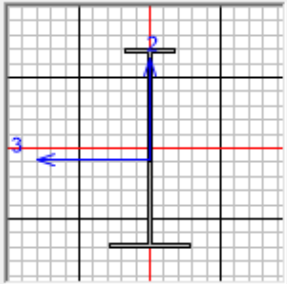




Sezioni elementi FEM

Di seguito si riportano le sezioni adottate per gli elementi Fem utilizzati nel modello di calcolo.

Trave Principale Concio C1:

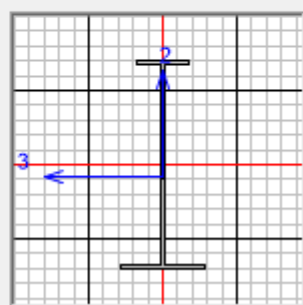
Section Name	<input type="text" value="2000X500X800"/>	Display Color	<input type="checkbox" value="yellow"/>
Section Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>		
Dimensions		Section	
Outside height (t3)	<input type="text" value="2000,"/>		
Top flange width (t2)	<input type="text" value="500,"/>		
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="30,"/>		
Web thickness (tw)	<input type="text" value="20,"/>		
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="800,"/>		
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="30,"/>		

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	24 di 61


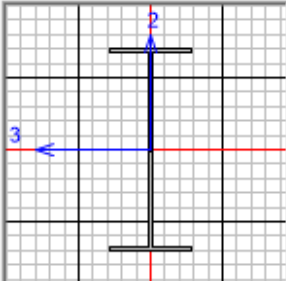
Section Name		2000X500X800	
Properties			
Cross-section (axial) area	778,	Section modulus about 3 axis	43988,26
Moment of Inertia about 3 axis	4900054,	Section modulus about 2 axis	3984,4833
Moment of Inertia about 2 axis	159379,33	Plastic modulus about 3 axis	56220,5
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	6869,
Shear area in 2 direction	400,	Radius of Gyration about 3 axis	79,3616
Shear area in 3 direction	325,	Radius of Gyration about 2 axis	14,3129
Torsional constant	1649,9533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Trave Principale Concio C2:

Section Name		2000X500X800		Display Color	
Section Notes		Modify/Show Notes...			
Dimensions				Section	
Outside height (t3)	2000,				
Top flange width (t2)	500,				
Top flange thickness (tf)	30,				
Web thickness (tw)	20,				
Bottom flange width (t2b)	800,				
Bottom flange thickness (tfb)	30,				

Section Name		2000X500X800 RID	
Properties			
Cross-section (axial) area	652,	Section modulus about 3 axis	34361,09
Moment of Inertia about 3 axis	3749153,	Section modulus about 2 axis	2657,4333
Moment of Inertia about 2 axis	106297,33	Plastic modulus about 3 axis	44498,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4646,
Shear area in 2 direction	400,	Radius of Gyration about 3 axis	75,8303
Shear area in 3 direction	216,6667	Radius of Gyration about 2 axis	12,7684
Torsional constant	859,2533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Traversi T1:

Section Name	1000X400X400	Display Color	
Section Notes	Modify/Show Notes...		
Dimensions		Section	
Outside height (t3)	1000,		
Top flange width (t2)	400,		
Top flange thickness (tf)	20,		
Web thickness (tw)	20,		
Bottom flange width (t2b)	400,		
Bottom flange thickness (tfb)	20,		

Section Name		1000X400X400	
Properties			
Cross-section (axial) area	352,	Section modulus about 3 axis	10633,387
Moment of Inertia about 3 axis	531669,3	Section modulus about 2 axis	1069,8667
Moment of Inertia about 2 axis	21397,333	Plastic modulus about 3 axis	12448,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1696,
Shear area in 2 direction	200,	Radius of Gyration about 3 axis	38,8642
Shear area in 3 direction	133,3333	Radius of Gyration about 2 axis	7,7967
Torsional constant	459,2533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Per tener conto dell'effetto delle fasi costruttive sullo stato sollecitativo e tensionale, sono stati realizzati due distinti modelli:

Modello 1: si riferisce alla fase di struttura metallica completa e di soletta gettata ma non collaborante. E' utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali,;

Modello 2: si riferisce all'impalcato misto acciaio/calcestruzzo completo e sottoposto ad azioni di lunga durata ed al ritiro. E' ottenuto considerando le proprietà inerziali degli elementi metallici e della soletta collaborante omogeneizzata.

L'analisi strutturale è condotta analizzando le sollecitazioni massime che interessano le travi composte, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, al vento e dai carichi mobili.

La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

La larghezza efficace della soletta è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$b_{\text{eff}} = 3.06\text{m}$$

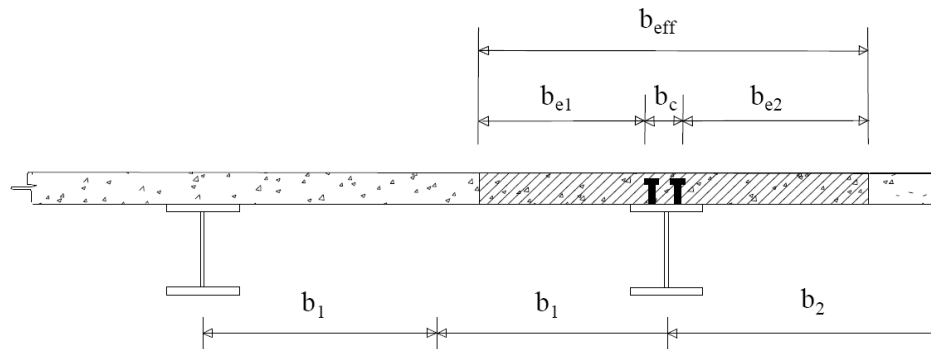


Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace

Il valore dei moduli di elasticità dei materiali adottati, in relazione a quanto precedentemente detto, è pari a:

E_s = modulo di elasticità dell'acciaio = $2.06 \cdot 10^5$ N/mm²;

$E_{c,n18}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni lenti = $1.14 \cdot 10^4$ N/mm² ($=E_s/18$);

$E_{c,n6}$ = modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni veloci = $3.43 \cdot 10^4$ N/mm² ($=E_s/6$).

I controventamenti diagonali posti presso l'intradosso delle travi metalliche trasversali sono concepiti per irrigidire l'impalcato prima che la soletta collaborante sia efficace strutturalmente; in condizioni di esercizio la loro azione è ridottissima per la presenza della soletta: per lo schema utilizzato, e comunque a favore di sicurezza, questi elementi non vengono quindi presi in conto.

5.2 ANALISI DEI CARICHI

5.2.1.1 Peso proprio carpenteria metallica

Il peso proprio della carpenteria metallica è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando la sezione trasversale delle aste implementate ed il peso specifico dell'acciaio posto pari a:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

5.2.1.2 Peso proprio soletta

Il peso proprio della soletta è determinato automaticamente dal programma di calcolo, considerando un peso specifico del calcestruzzo posto pari a:

$$\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Questo carico è inserito nella condizione di carico elementare "DEAD".

5.2.1.3 Carichi permanenti

I carichi permanenti constano del peso della pavimentazione stradale, del peso della porzione dei cordoli perimetrali eccedenti lo spessore di 30cm, parapetti e le barriere; la loro entità è la seguente:

$$\begin{aligned} p_{\text{pavimentazione}} &= 3.00 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{cordolo lato ovest}} &= 25.00 \cdot 0.42 = 10.50 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{cordolo lato est}} &= 25.00 \cdot 0.49 = 12.25 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\text{parapetto+rete}} &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.2.1.4 Effetti del ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h^* \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato

mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa $U_r = 70\%$, si ha il seguente valore del ritiro: $\varepsilon_{cs} = -0.00035$

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari a $1/3 E_c$.

L'effetto del ritiro è stato equiparato ad una distorsione termica uniforme di -35°C tale da determinare una contrazione della soletta pari a quella prevista per il ritiro da normativa, che comporta:

$$\varepsilon_{cs} = -0.00035 \rightarrow \Delta L/L = \alpha \cdot \Delta T \rightarrow \Delta T = \varepsilon / \alpha = 0.00035 / 0.00001 = -35^\circ$$

5.2.1.5 Effetti delle dilatazioni termiche differenziali

Gli effetti termici sono suddivisi in una variazione uniforme di temperatura

- **Variazione di temperatura uniforme**, il valore di delta termico è:

$$\Delta T = \pm 25^\circ \text{C}$$

5.2.1.6 Cedimenti vincolari

Si ipotizza l'entità di tali cedimenti sulla base delle istruzioni delle Ferrovie dello Stato. Tale documento suggerisce di assumere per essi un valore pari ad $1/5000$ della luce delle campate afferenti sull'appoggio. Trattandosi di un fenomeno "lento", gli effetti prodotti dai cedimenti (qualora presi in considerazione) verranno determinati sul modello 2 (coeff. di omogeneizzazione $n=18$)

L'entità di tali cedimenti sarà pari a:

$$\delta = L_{media} / 5000$$

ed in particolare

$$\delta_{Sb} = \delta_{Sa} = 37.6 / 5000 = 7.5 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

5.2.1.7 Azione del vento

In accordo con le norme tecniche per le costruzioni (NTC18), la struttura in esame, situata in Veneto, ricade in Zona 1, su suolo riconducibile a una Classe di Rugosità D, a più di 30 Km dal mare. Pertanto la Categoria di Esposizione è la II. Si ottiene:



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	29 di 61

Velocità di riferimento

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento relativa al periodo di ritorno

$$v_b(T_r=500) = \alpha_r(T_r) v_b = 1.12318 \cdot 25 = 28.079 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 0.50 \rho v_{b500}^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 28.08^2 = 492.79 \text{ N/m}^2$$

dove

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria;}$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2.181 \xrightarrow{\text{con}} c_t = 1$$

dove:

$$K_r = 0.19 ;$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m ;}$$

$$z_{\min} = 4.0 \text{ m} < z = 14 \text{ m (altezza impalcato rispetto al suolo);}$$

Pressione del vento

$$p = q_b c_e c_p c_d = 492.79 \times 2.181 \times 1 \times 1 = 1.07 \text{ kN/m}^2$$

dove

$$c_p = 1 \quad \text{è il coefficiente di forma;}$$

$$c_d = 1 \quad \text{è il coefficiente dinamico.}$$

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

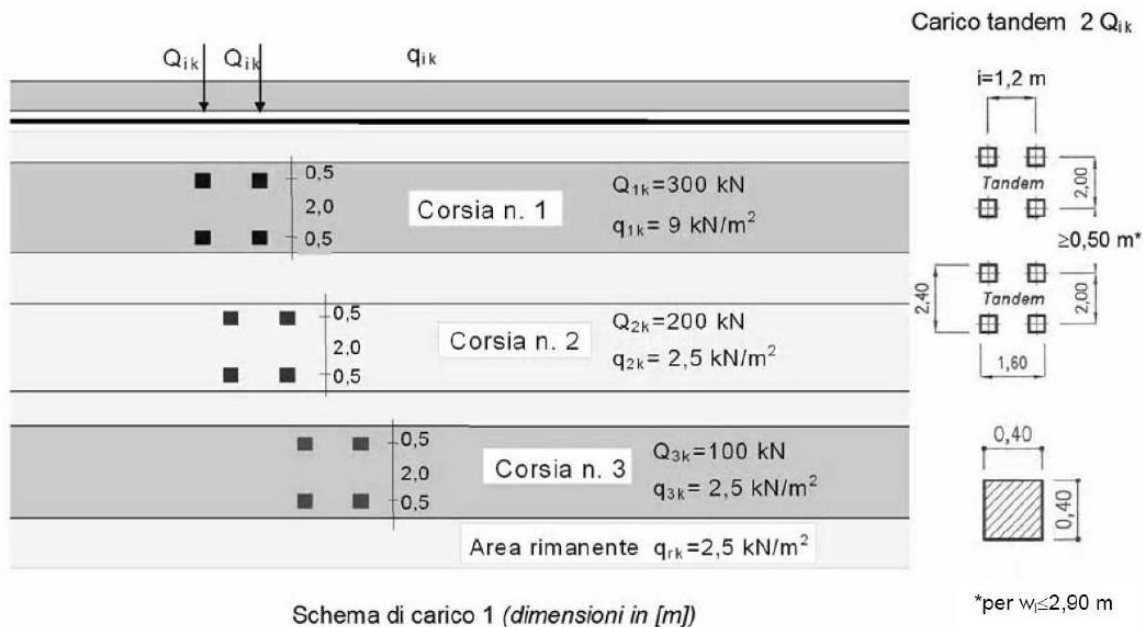
Considerando la geometria generale del ponte e la presenza sui lati esterni della rete, si considera un'altezza massima di 5.60m. Per la verifica di resistenza dell'impalcato la condizione di vento significativa è quella con direzione del vento trasversale allo stesso, e quindi ortogonale alla barriera.

$$F_v = 2.50 \cdot (5.60) = 14.00 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2.50 \cdot 5.60^2 / 2 = 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5.2.1.8 Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m^2 (Schema di Carico 5), viene presa in considerazione perché è presente un marciapiede.

Come previsto dalla normativa vigente le corsie di carico sono affiancate con larghezza convenzionale di 3.00 m ciascuna; per la larghezza della carreggiata di $8,5 \text{ m}$ si prendono in considerazione 2 colonne di carico.

5.2.1.9 Azione di frenamento o di accelerazione

L'azione di frenatura si distribuisce sulle pile e sulle spalle in maniera direttamente proporzionale alle rigidità degli appoggi che le collegano all'impalcato.

La forza totale di frenatura sull'impalcato di una via di corsa è pari a:

$$F_{\text{fren}} = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = \quad \mathbf{150.55} \quad \text{kN}$$

5.2.1.10 Azioni sismiche

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato in condizioni sismiche, secondo il par. 7.9.5.3 della Norma è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV, ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto; inoltre, essendo presenti apparecchi di appoggio dissipativi, il par. 7.10.2 prevede il mantenimento in campo elastico della sovrastruttura.

Le sollecitazioni si determineranno quindi riferendosi allo spettro di risposta elastico e le verifiche di resistenza si effettueranno rispetto ai limiti di resistenza propri degli SLE ossia per la soletta ai limiti tensionali di cui al par. 4.1.2.2.5 delle Norme e per la struttura metallica effettuando le verifiche con il metodo elastico.

Ai sensi del par. 5.1.3.12 delle NTC si assume per i carichi da traffico un coefficiente $\psi_{2j}=0.2$ si nella combinazione delle azioni sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

5.3 ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza sono state effettuate con riferimento alle travi maggiormente sollecitate.

5.4 TRAVI PRINCIPALI

5.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tabelle riprodotte nelle pagine seguenti riportano le verifiche di resistenza delle sezioni significative.

Le tensioni massime rilevate saranno sempre inferiori ai valori di calcolo, pari a:

$$f_{yd, carp} = 355/1.05 = 338.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd, arm} = = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = = 18.37 \text{ N/mm}^2$$

Verifica trave principale sezione in mezzeria Concio C1

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 2000

Spessore anima: 20

Ala inferiore : 800 x 30

Ala superiore : 500 x 30

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	32 di 61

Section Name		2000X500X800	
Properties			
Cross-section (axial) area	778,	Section modulus about 3 axis	43988,26
Moment of Inertia about 3 axis	4900054,	Section modulus about 2 axis	3984,4833
Moment of Inertia about 2 axis	159379,33	Plastic modulus about 3 axis	56220,5
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	6869,
Shear area in 2 direction	400,	Radius of Gyration about 3 axis	79,3616
Shear area in 3 direction	325,	Radius of Gyration about 2 axis	14,3129
Torsional constant	1649,9533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-9	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	145800	cm ⁴

Armatura cls

Baricentro armature	24	cm ²
	-9	cm

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	4900054	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	778	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	111,39	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	200	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0	
Momento inerzia sezione	4900054	cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18	
Area totale	1102	cm ²
Baricentro della sezione Yg	75,99402904	
Momento inerzia sezione	8223461,695	
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6	
Area totale	1702	
Baricentro della sezione Yg	46,0313866	



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	33 di 61

Momento inerzia sezione 11046065,26

Fase 3 - Ritiro 18

Area totale 1102

Baricentro della sezione Yg 75,99402904

Momento inerzia sezione 8223461,695

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente

Modulo resistenza Cls - Wc 0

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 43990,07092

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -55299,10845

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti

Modulo resistenza Cls - Wc 87489,19244

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 108211,9451

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -66315,04621

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc 172510,168

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 239968,119

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -71742,31821

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc 87489,19244

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 108211,9451

Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -66315,04621

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente 0 KNxm 0 daNxm

Sforzo normale -27 KN -2700 daN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente 10359,9 KNxm 103599000 daNxm

Sforzo normale 455,5 KN 45550 daN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente 7979,3 KNxm 79793000 daNxm

Sforzo normale 346 KN 34600 daN

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	34 di 61

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	79 KNxm	790000 daNxc
Sforzo normale	-176 KN	-17600 daN

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C1	SLU1 P.P	Combination		455,471	39,711	-19,569	-14,4083	-1368,7297	10359,9959

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C1 FASE 2	SLU4	Combination		346,048	232,805	17,709	61,1504	-818,8234	7979,2946

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C1	SLU 2 RITIRO	Combination		-276,1	13,824	-114,285	-71,1344	-104,3308	78,8759

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-3,470437	3,47043702
1	18	68,08159823	998,705141	1520,89071
2	6	80,47831272	352,844029	1091,88761
3	18	-0,3856264	-8,6704739	27,8837938
	TOTALE	148,1742846	1339,40826	2644,13256

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica trave principale Concio C2
TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 2000

Spessore anima: 20

Ala inferiore : 800 x 20

Ala superiore : 500 x 20

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	35 di 61

Section Name		2000X500X800 RID	
Properties			
Cross-section (axial) area	652,	Section modulus about 3 axis	34361,09
Moment of Inertia about 3 axis	3749153,	Section modulus about 2 axis	2657,4333
Moment of Inertia about 2 axis	106297,33	Plastic modulus about 3 axis	44498,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4646,
Shear area in 2 direction	400,	Radius of Gyration about 3 axis	75,8303
Shear area in 3 direction	216,6667	Radius of Gyration about 2 axis	12,7684
Torsional constant	859,2533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-9	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	145800	cm ⁴

Armatura cls

Baricentro armature	-9	cm
---------------------	----	----

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	3749153	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	652	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	109,11	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	200	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0
Momento inerzia sezione	3749153 cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	976 cm ²
Baricentro della sezione Yg	69,90135246
Momento inerzia sezione	6776621,551

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	36 di 61

Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	1576
Baricentro della sezione Yg	39,8627665
Momento inerzia sezione	9106024,568

Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	976
Baricentro della sezione Yg	69,90135246
Momento inerzia sezione	6776621,551

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente

Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	34361,22262
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-41249,34536

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti

Modulo resistenza Cls - Wc	77093,48448
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	96945,49981
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-52088,33204

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc	157372,7825
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	228434,3353
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-56863,88087

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc	77093,48448
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	96945,49981
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-52088,33204

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
Sforzo normale	-27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	6521,9 KNxm
Sforzo normale	391 KN

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	37 di 61

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	4580,8 KNxm
Sforzo normale	63 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-296 KNxm
Sforzo normale	-368 KN

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C2	SLU1 P.P	Combination		391,938	-541,832	68,398	35,4576	-792,2065	6521,8612
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C2 FASE 2	SLV Z	Combination	Max	63,08	-402,379	86,455	17,1814	-217,5528	4580,8081
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ C2	SLU 2 RITIRO	Combination		-367,667	-36,903	60,533	28,1108	565,701	-296,9231

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-4,1411043	4,14110429
1	18	49,22413295	712,800284	1212,02316
2	6	49,17950334	204,527737	801,575413
3	18	-4,2277701	-68,237537	19,121628
	TOTALE	94,1758662	844,949379	1998,61804

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica resistenza a taglio trave principale:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	38 di 61

GEOMETRIE DEL CONCIO C2

$$\begin{aligned}
 &ANIMA & f_{yk} &:= 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \text{classe 1} \\
 h_w &:= 1960 \text{ mm} \\
 t_w &:= 20 \text{ mm} & \gamma_{m0} &:= 1,05
 \end{aligned}$$

VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO

$$A_v := h_w \cdot t_w = 0,0392 \text{ m}^2$$

TABLE: Section Cut Forces - Design				
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
SEZ A1	SLU1 P.P	Combination	1060,733	-976,505
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
SEZ A1 FASE2	SLU15	Combination	915,53	-785,69
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
SEZ A1	SLU 2 RITIRO	Combination	-1099,964	119,752

$$v_{ED} := 1881 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 7651,8 \text{ kN}$$

5.4.2 STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA

5.4.3 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda la stabilità di pannelli in parete sottile (classe 4) le NTC rimandano a normative di comprovata validità. Qui le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 §7.6.2.1.

La verifica s'intende soddisfatta quando:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot v$$

dove:

σ_1 e τ tensioni normale e tangenziale definite nei punti 7.6.1.4-7.6.1.5 delle Norme CNR-10011/97;

$\sigma_{cr,id}$ tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

v coefficiente definito al punto 7.1 delle Norme CNR-10011/97: per quella agli Stati Limite Ultimi è pari a 1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0.80 \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1.5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1.5$$

essendo:

α rapporto tra la base a e l'altezza h del pannello di spessore t ;

σ_N, σ_M valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M ;

ψ coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_{cr,0}$$

dove:

$\sigma_{cr,0} = 186200 \text{ (t/h)}^2$ tensione di riferimento espressa in N/mm^2 ;

k coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII (CNR-10011/97) in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1.5, i valori del coefficiente k_τ per le tensioni tangenziali devono essere moltiplicati per 0.8.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cr} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a $0.8 f_d$, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta $\sigma_{cr,red}$ ad essa corrispondente:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

La verifica risulta soddisfatta quando il rapporto σ_{cr}/σ_{id} è maggiore del fattore di sicurezza βv .

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	40 di 61

GEOMETRIE DEL CONCIO c1

ANIMA

$$f_d := 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_w := 1000 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2340 \text{ mm} \quad \text{base pannello}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \text{spessore anima}$$

$$\sigma_{sup} := (-10) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau := 22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{inf} := (34) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cr,0} := 186200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 74,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 2,34$$

$$\psi := \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} = -3,4$$

$k_\sigma := 23,9$ coeff. di imbozzamento

$$\sigma_{cr} := k_\sigma \cdot \sigma_{cr,0} = 1780,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_\tau := 5,34 + \frac{4}{\alpha} = 6,07 \quad \text{per } \alpha > 1$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_{cr,0} = 452,1318 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} := \frac{\sqrt{\sigma_{sup}^2 + (3 \cdot \tau)^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sup}}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \frac{\tau}{\tau_{cr}}}} = 329,57 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{crRid} := f_d \cdot \left(\frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2}}{25 - 15 \cdot \left(\frac{f_y}{\sigma_{id}} \right)^2} \right) = 1012,54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\frac{\sigma_{crRid}}{\sigma_{id}} = 3,07$

$\beta := 1$ per $\alpha \geq 1.5$ $\nu := 1$ per verifiche SLU

Verifica soddisfatta in quanto > 1

5.4.4 VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI VERTICALI

Detto J il momento d'inerzia dell'irrigidimento rispetto all'anima della trave, secondo le CNR-10030/87, occorre sempre verificare la seguente disuguaglianza:

$$J \geq 0,15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad (1)$$

dove i termini assumono di volta in volta il significato specificato nel seguito.

Lungo tutto l'impalcato come irrigidenti trasversali si sono utilizzati piatti di larghezza 150mm e spessore di 15 mm.

Poiché a irrigidire l'anima vi sono solo nervature trasversali, nella disuguaglianza (1), da verificare secondo il § 2.1.2 delle CNR-10030/87, il significato ed il valore dei coefficienti assunti nel calcolo risultano i seguenti:

J momento di inerzia della sezione dell'irrigidimento, calcolato, nel nostro caso, secondo l'asse individuato dall'intersezione fra irrigidimento e anima.

h_w altezza anima tra le piattabande (variabile da concio a concio)

t_w spessore anima (variabile da concio a concio)

a interasse nervature

α a/h_w

γ_T^* coefficiente di rigidezza flessionale minima da assumersi in funzione di α come indicato al punto 3.1.3 delle CNR-10030/87.

$$h_w := 1940 \text{ mm} \quad \text{altezza anima} \quad a := 2250 \text{ mm} \quad \text{base pannello}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \text{spessore anima}$$

$$\alpha := \frac{a}{h_w} = 1,16$$

a cui segue:

$$J_{min} := 0,15 \cdot 8 \cdot h_w \cdot t_w^3 = 1,86 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La geometria dell'irridimento di questo concio è pari a:

$$t_{irr} := 20 \text{ mm} \quad h_{irr} := 240 \text{ mm} \quad \text{minore di} \quad 12,2 \cdot t_{irr} = 244 \text{ mm}$$

$$J := \frac{t_{irr} \cdot (12,2 \cdot t_{irr})^3}{3} = 9,68 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \quad \text{maggiore di} \quad J_{min}$$

la verifica è soddisfatta

5.4.1 STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando il punto 5.1.4.3 delle NTC.

5.4.1.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max}$ indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

$$\gamma_{Mf}^* \Delta\sigma_{\max} < \Delta\sigma_D$$

$$\gamma_{Mf}^* \Delta\tau_{\max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

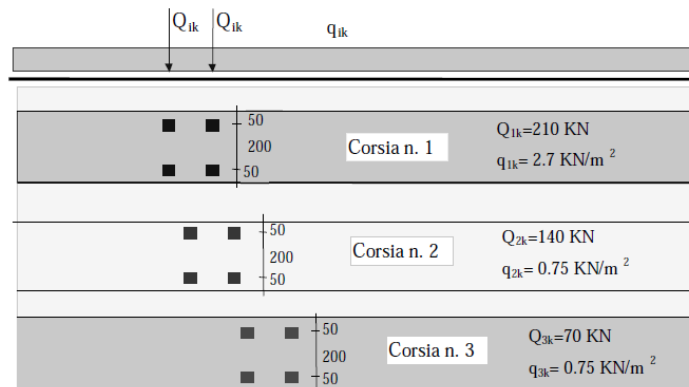
con:

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0,457 \Delta\tau_C$$

Ai fini del calcolo di $\Delta\sigma_{\max}$ si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



Modello di carico a fatica n.1

5.4.1.2 Verifica della sezione

Un certo numero di verifiche a fatica per vita illimitata riguarda dettagli delle travi principali o di attacco fra queste e gli altri elementi della struttura: per queste è necessario calcolare la $\Delta\sigma$ indotta dai carichi di fatica sulle travi principali.

Le combinazioni a fatica sono le stesse già valutate per i carichi mobili nel suddetto modello cui si sono attribuiti i coefficienti 0.3 e 0.7 ("load case") rispettivamente per carichi mobili tandem e distribuiti.

5.4.1.2.1 Saldatura anima trave principale / ali travi principali

Con riferimento alla tabella C.4.2.XIII.1, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737^* \Delta\sigma_C = 92.5 \text{ N/mm}^2$$

la $\Delta\sigma_{MAX}$ si evidenzia all'intradosso della piattabanda inferiore, con valore pari a

$$\Delta\sigma_{MAX} = 34.2 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{MF} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX}^* \gamma_{MF} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 34.2^* 1.35 = 46.17 \text{ N/mm}^2 < 92.12 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

5.4.1.2.1 Attacco ala superiore trave principale / ala superiore traverso di pila e spalla

Con riferimento alla tabella C.4.2.XV.4, il dettaglio presenta classe di fatica

$$\Delta\sigma_C = 40 \text{ N/mm}^2$$

Dalle curve S-N riportate nel par. C.4.2.4.1.4.4 avremo

$$\Delta\sigma_D = 0.737^* \Delta\sigma_C = 29.6 \text{ N/mm}^2$$

Dai tabulati di output si ricava: $\sigma_{sup} = 3.9 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_{sup} = -1 \text{ N/mm}^2$

per la sezione di estradosso della piattabanda superiore avremo:

$$\Delta\sigma_{MAX} = 4.9 \text{ N/mm}^2$$

Si adotta

$$\gamma_{MF} = 1.35 \quad (\text{tab. C.4.2.XII})$$

da cui la verifica a fatica porge:

$$\Delta\sigma_{MAX}^* \gamma_{MF} < \Delta\sigma_D \Leftrightarrow 3.8^* 1.35 = 5.13 \text{ N/mm}^2 < 29.6 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

5.4.2 VERIFICA DEI PIOLI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

$$f_u := 350 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza snervamento piolo} \quad d := 22 \text{ mm} \quad \text{diametro piolo}$$

$$L := 160 \text{ mm} \quad \text{lunghezza piolo}$$

$$A_{res} := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3,8013 \text{ cm}^2 \quad \text{area piolo}$$

$$P_{Rd} := \left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot (A_{res})}{1,25} \right) = 85,15 \text{ kN} \quad \text{resistenza singolo connettore}$$

$$R_{ck} := 95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza caratteristica C28/35}$$

$$f_{ck} := 60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza caratteristica cilindrica C28/35}$$

$$f_{hc} := 4 \cdot R_{ck} = 380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{resistenza ultima rifollamento cls}$$

$$a := 1,5 \cdot d$$

$$L_1 := a + d \cdot \sqrt{\frac{f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 45,19 \text{ mm}$$

$$L_e := a + d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 0,0502 \text{ m}$$

$$L_2 := 2 \cdot L_e - a = 67,4786 \text{ mm}$$

$$\text{Forza sollecitante} \quad F := 2300 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Numero di pioli su 1 metro $n := 10$

$$\text{Forza tagliante:} \quad F_T := \frac{F}{n} \cdot 1 \text{ m} = 230 \text{ kN}$$

Per pioli corti se $L < L_1$:

$$S_{uc} := f_{hc} \cdot d \cdot L = 1337,6 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

Per pioli medi se $L_1 \leq L \leq L_2$:

$$L_{em} := a + (L - a) \cdot \left(-1 + \sqrt{2 + \frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}} \cdot \left(\frac{d}{L - a} \right)^2} \right) = 86,4306 \text{ mm}$$

$$S_{um} := f_{hc} \cdot d \cdot L_{em} = 722,5596 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

Per pioli lunghi se $L > L_2$:

$$L_{el} := a + d \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot f_u}{3 \cdot f_{hc}}} = 50,2393 \text{ mm}$$

$$S_{ul} := f_{hc} \cdot d \cdot L_{el} = 420,0004 \text{ kN} \quad \text{carico ultimo}$$

5.5 TRAVERSI

5.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le tabelle riprodotte nelle pagine seguenti riportano le verifiche di resistenza delle sezioni significative.

Le tensioni massime rilevate saranno sempre inferiori ai valori di calcolo, pari a:

$$f_{yd, carp} = 355/1.05 = 338.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd, arm} = = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = = 18.37 \text{ N/mm}^2$$

SEZIONE MEZZERIA TRAVERSO T1

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 1000 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 400 x 20 Ala superiore : 400 x 20

Section Name		1000X400X400	
Properties			
Cross-section (axial) area	352,	Section modulus about 3 axis	10633,387
Moment of Inertia about 3 axis	531669,3	Section modulus about 2 axis	1069,8667
Moment of Inertia about 2 axis	21397,333	Plastic modulus about 3 axis	12448,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1696,
Shear area in 2 direction	200,	Radius of Gyration about 3 axis	38,8642
Shear area in 3 direction	133,3333	Radius of Gyration about 2 axis	7,7967
Torsional constant	459,2533	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	18	cm
Larghezza	300	cm
Area soletta	5400	cm ²

Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-9	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	145800	cm ⁴

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	531669,3	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	352	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	50	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	100	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0	
Momento inerzia sezione	531669,3	cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18	
Area totale	676	cm ²
Baricentro della sezione Yg	21,72189349	
Momento inerzia sezione	1127049,016	
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6	
Area totale	1276	
Baricentro della sezione Yg	7,275862069	
Momento inerzia sezione	1443264,197	
Fase 3 - Ritiro	18	
Area totale	676	
Baricentro della sezione Yg	21,72189349	
Momento inerzia sezione	1127049,016	

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente		
Modulo resistenza Cls - Wc		0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		10633,386
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-10633,386

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti		
Modulo resistenza Cls - Wc		28373,49675
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss		51885,39463
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii		-14398,01071

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali		
Modulo resistenza Cls - Wc		57100,49345



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	47 di 61

Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 198363,3256
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -15565,14009

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc 28373,49675
 Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss 51885,39463
 Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii -14398,01071

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente 0 KNxm
 Sforzo normale -27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente 18 KNxm
 Sforzo normale 67 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente 4325 KNxm
 Sforzo normale 0 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente 125 KNxm
 Sforzo normale 101 KN

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
SEZ T3	SLU1 P.P	Combination		67,537	-1,535	4,977	6,8854	-219,7559	18,1613
SEZ T3 FASE2	SLU7	Combination		-6,196E-11	-2065,003	1,866E-10	6633,276	1,621E-09	4324,9175
SEZ T3	SLU 2 RITIRO	Combination		101,898	0,198	0,931	-0,5966	-344,2943	-124,4457

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-7,6704545	7,6704545
1	18	0,903066168	13,380427	2,59048445
2	6	126,2394228	218,034255	2778,64508

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	IV0200001	A	48 di 61

3	18	3,277556988	39,0323865	71,8767206	-
	TOTALE	130,4200459	262,776614	2860,78274	-

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio del traverso:

GEOMETRIE DEL CONCIO C2

ANIMA

$$h_w := 960 \text{ mm} \quad f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{classe 1}$$

$$t_w := 20 \text{ mm} \quad \gamma_{m0} := 1,05$$

VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO

$$A_v := h_w \cdot t_w = 0,0192 \text{ m}^2$$

SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4	SLU1 P.P	Combination	4,623	-100,1
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4 FASE 2	SLU7	Combination	30,909	-559,145
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	Text	Text	KN	KN
SEZ T4 FASE 2	SLU 2 RITIRO	Combination	-48,362	-30,359

$$v_{ED} := 689,2 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 3747,8 \text{ kN}$$

5.6 SOLETTA

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ($s=6+24=18\text{cm}$).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta larghezza complessiva di 11.4m circa, con superficie pavimentata di 8.5m, cordolo laterale di 0.85m da un lato e 2.05m dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:

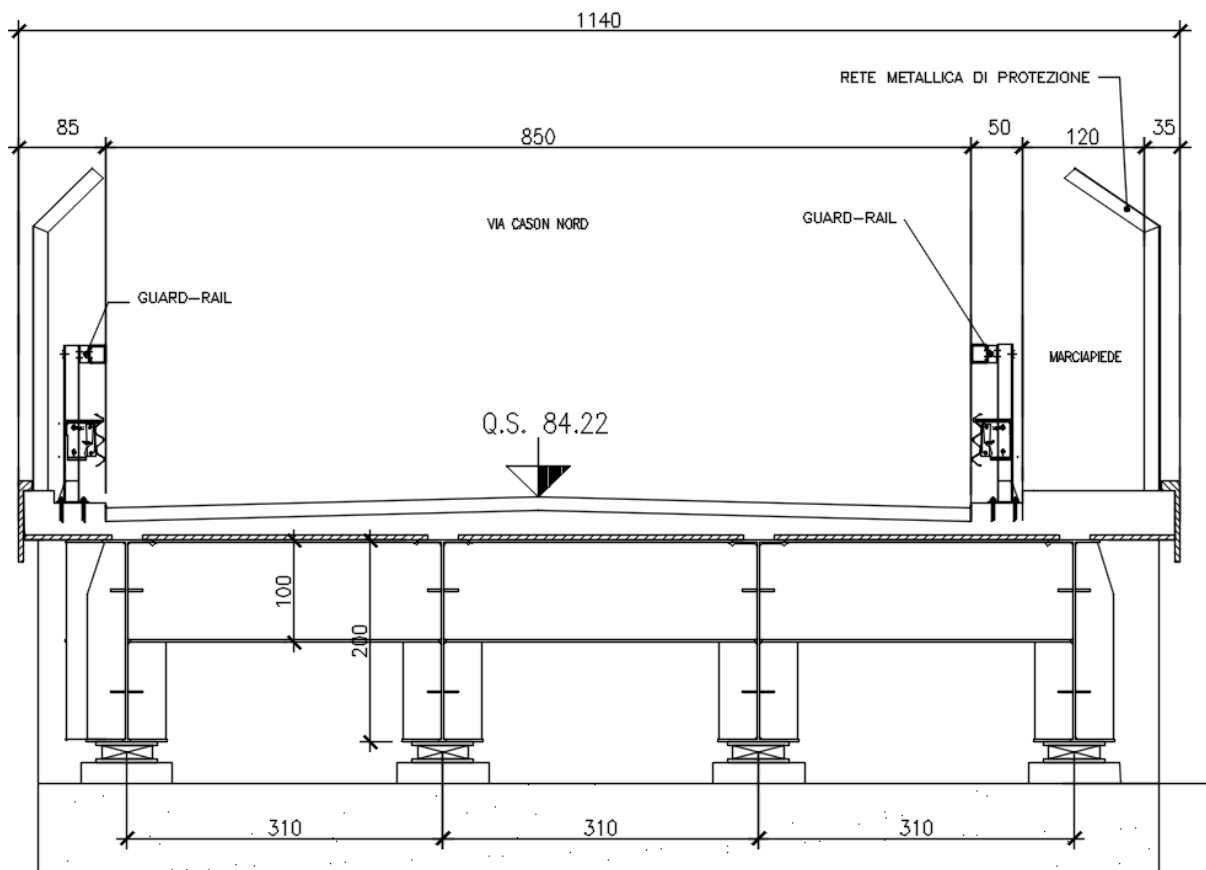


Figura 5.2 Sezione trasversale impalcato

Si verifica lo sbalzo interno in quanto di luce maggiore e soggetto ai carichi mobili:

Luce di calcolo campata $L = 3.10 \text{ m}$

Spessore soletta $s_s = 0.18 \text{ m}$

Spessore pavimentazione $s_p = 0.12 \text{ m}$

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale e longitudinale.

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave in semplice appoggio.

5.6.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

5.6.1.1 Fase provvisoria

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico "di lavorazione" descritto nel precedente paragrafo. Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Analisi dei carichi

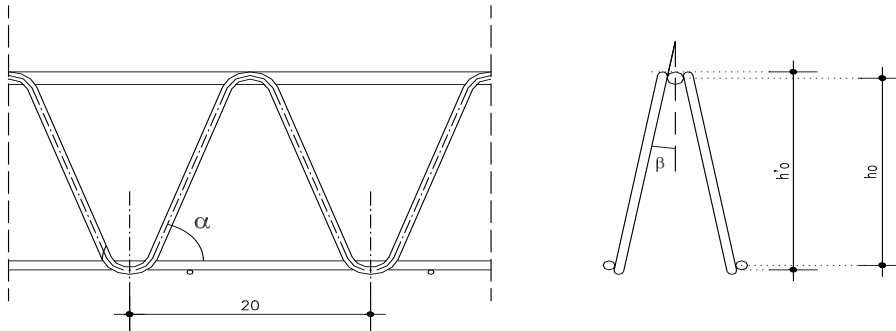
- | | |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo | $g_2 = 1.35 * 0.12 * 25.00 = 4 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |

Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 16.5$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15$ cm

Numero di tralicci nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)

Larghezza lastra: 2.40 m

$$q := 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{carico}$$

$$l := 3,1 \text{ m} \quad \text{interassi travi principali}$$

$$M_{max} := \frac{q \cdot l^2}{8} = 9,01 \text{ kN m} \quad \text{momento sollecitante}$$

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,08	0	0
2	3,08	40	0
3	2,01	0	10
4	2,01	40	10
5	0	0	0
6	0	0	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 9 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_{sMax} 146.1 N/mm²
 σ_{sMin} -223.9 N/mm²
 ε_s 0.7305 ‰

Metodo di calcolo
 Metodo n

Verifica

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391$ N/mm².

5.6.1.2 Fase definitiva

Sono state ricavate le sollecitazioni massime che interessano la soletta in senso trasversale e si riporta la verifica della soletta:

Titolo: _____

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	16	1	6,16	12
2	0	0	2	4,02	3
			3	26,61	12
			4	15,71	3
			5	0	0
			6	0	0

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

Materiali
B450C C30/37

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

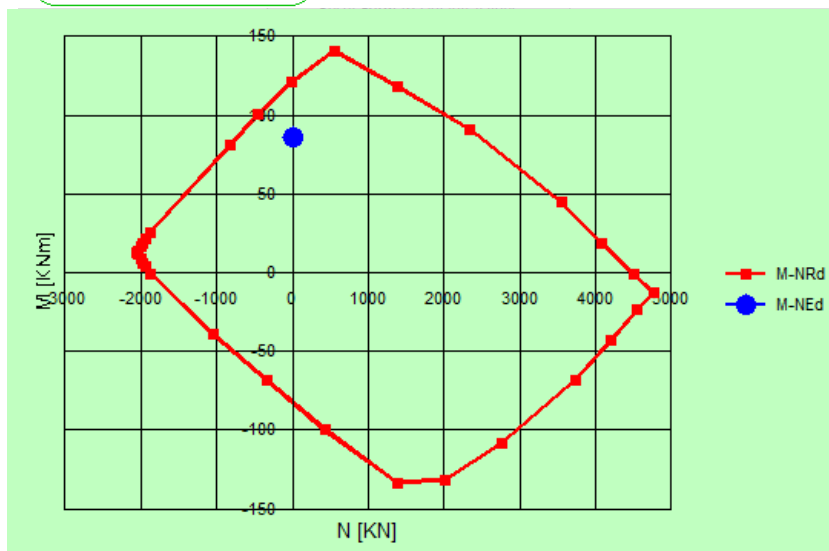
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



Si considerano presenti due tralicci in un metro, e si prevedono armature aggiuntive 6Ø20 superiormente e 8Ø22 inferiormente.

5.6.3 SBALZO

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature sono state effettuate per il caso di massimo sbalzo (106 cm in direzione parallela ai tralicci).

5.6.3.1 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico q_1 , l'urto del veicolo in svio q_8 , il vento ed il carico accidentale per manutenzione q_5 definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

5.6.3.1.1 Carichi mobili (q_1)

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate.

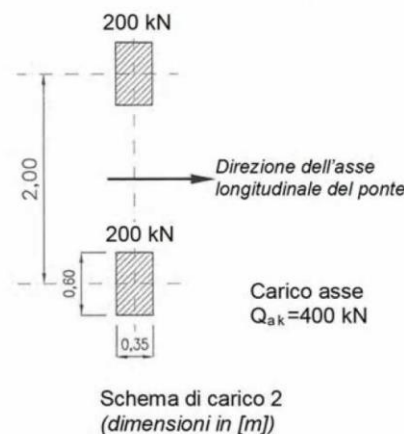


Figura 5-3: Disposizione dello Schema di Carico 2

I carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1 e 2, si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; si considera inoltre una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave.

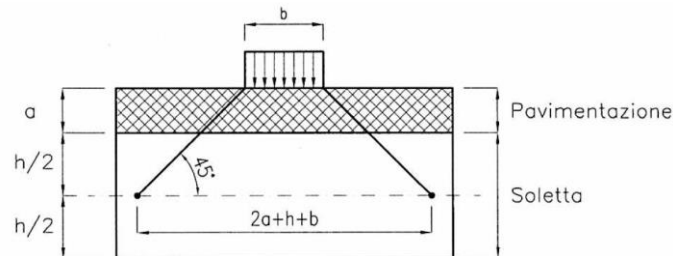


Figura 5-4: Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a 9.00 kN/m^2 .

5.6.3.1.2 Urto di veicolo in svio (q_8)

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$, $h_2 = 1,00 \text{ m}$ (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).

5.6.3.1.3 Carico accidentale (q_5)

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a $q = 1.50 \text{ kN/m}^2$ agente sulla parte praticabile di soletta.

5.6.3.2 Verifiche resistenza

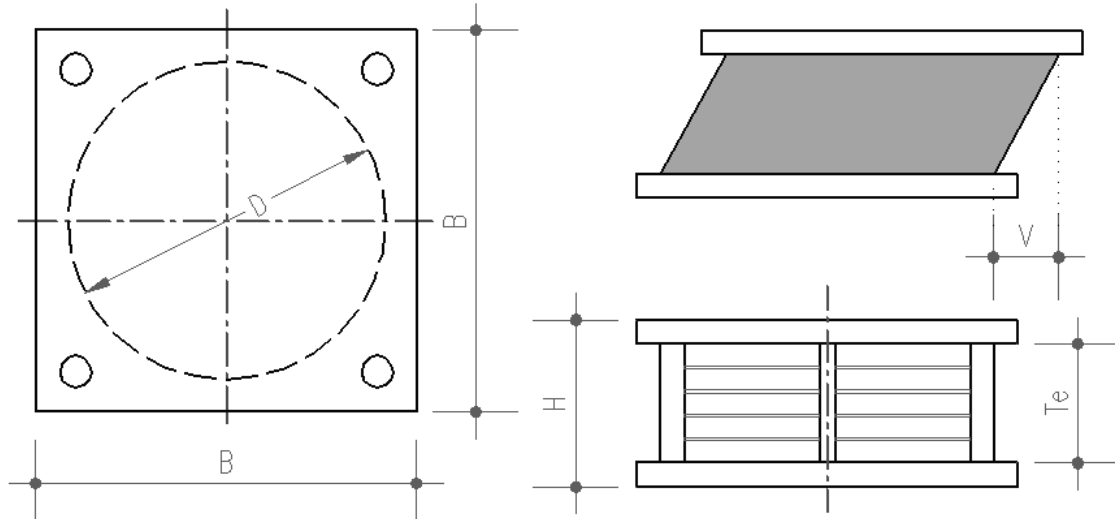
Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera. Analizzando le sollecitazioni massime si individua un momento sollecitante $M=67 \text{ kNm}$, di seguito si riporta la verifica effettuata con il programma VCA.

6 CALCOLO APPOGGI

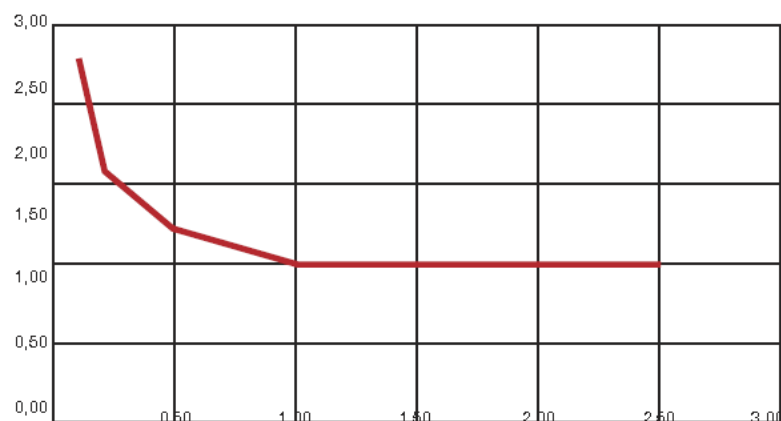
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



CURVA G/γ

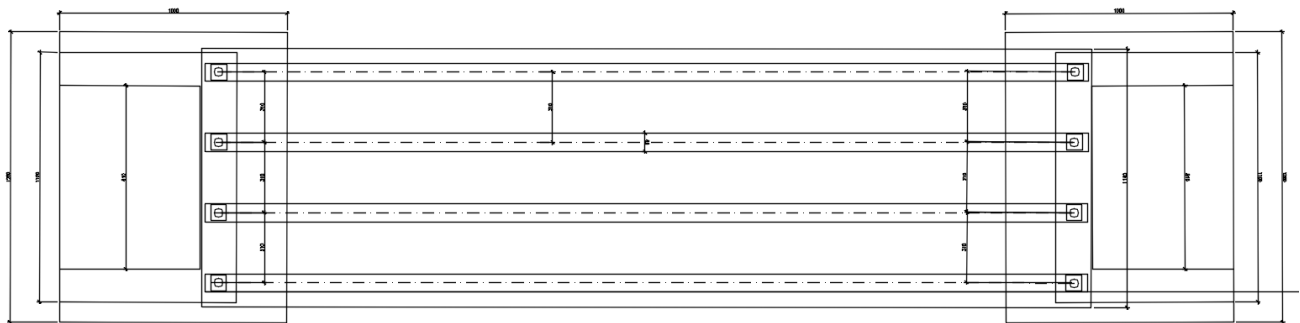


TAN GAMMA

Variatione relativa della rigidezza in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>	Mescola / Compound				
	Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard	
Durezza / Hardness	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / Tensile strength	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / Tensile strain	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / G Modulus	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / Equivalent viscous damping	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / Equivalent viscous damping	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / Corresponding Isolator		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elastomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:

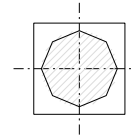


Schema appoggi

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D350 B400

CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO

Carico verticale max (SLU)	Deformazione max	Dimensioni				
		F_z (kN)	V (mm)	D (mm)	H (mm)	B (mm)
3500	170	350	198	400	84	

APPOGGI TIPO A

DATI APPARECCHI DI APPOGGIO
DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA

Tipo di appoggio	HDH D350
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	150 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0.16 mm
Diametro gomma (\emptyset)	350 mm
Altezza totale (H)	198 mm
Piastra di base (Z)	400 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB

Durezza	Resistenza a rottura	Allungamento a rottura	Modulo G (scorrimento 100%)	Smorzamento viscoso equivalente
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

6.1 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 4
Luce di calcolo	L = 37.6m
Retrotrave	R = (1.20m di acciaio, 1.40 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 11.40m
Carichi verticali ad appoggio	V = 2226kN < 3500kN

7 CALCOLO DELLE FRECCE MASSIME

Nelle tabella seguente si riportano i risultati in termini di abbassamenti massimi in corrispondenza della mezzeria della campata centrale e delle campate laterali per le travi longitudinali (tale spostamento è da intendersi come spostamento relativo tra l'estremo libero e l'estremo vincolato).

In particolare vengono riportati gli abbassamenti provocati dai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura in acciaio (sezione resistente solo acciaio);
- Peso della soletta in c.a. (sezione resistente solo acciaio);
- Peso dei carichi permanenti (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Azione del Ritiro (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=18$, carichi di lunga durata – caso sezione a momento negativo non fessurata);
- Carichi variabili da traffico coefficiente moltiplicativo dei carichi pari a (sezione resistente mista omogeneizzata ad acciaio con coefficiente di omogeneizzazione: $n=6$, carichi di breve durata – caso sezione a momento negativo non fessurata).

Frecce teoriche travi principali	Peso acciaio	Peso soletta	Peso permanenti portati	Ritiro	Carichi mobili	Totale
Campata centrale	19.8mm	35.6mm	46.7mm	23.5mm	27.6mm	153.3mm

Dovrà risultare che le deformazioni elastiche dovute ai carichi relative peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato $f_p \leq 1/300 L$,

$$f_p = 55.4 \text{ mm}$$

$$L = 36 \text{ m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$55.4 \text{ mm} < 120 \text{ mm}$$

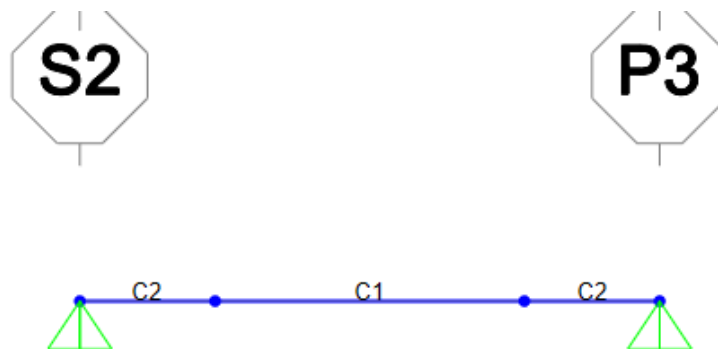
Le contrefrecce di officina sono assunte pari agli abbassamenti teorici dovuti ai carichi permanenti sommati a quelli dovuti al ritiro (solo se positivo cioè verso il basso) più il 25% degli abbassamenti teorici dovuti ai carichi mobili:

$$\text{contrefreccia} = f_{G1} + f_{G2} + f_{R+} + 0.25f_M$$

Contrefrecce di officina	Valore di calcolo	Valore assunto
Campata centrale	132.4mm	132mm

8 VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO

Viene schematizzata una trave avente una luce di 37.6m modellata con elementi frame aventi sezioni come da progetto. Per la verifica si considera la sezione come non collaborante assumendo come resistente solamente la trave in acciaio; di seguito lo schema adottato e il report delle verifiche di resistenza la combinazione relativa al peso proprio dell'acciaio e della soletta in cls.



Si riporta nella tabella sottostante le verifiche della trave in oggetto.

Frame	DesignSect	Combo	Location	MuMajor	VuMajor	MspanMajor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	mm	N-mm	N	N-mm	Text	Unitless
4	C2	COMB1	487,5	252466316,9	-510743,81	3204570344	NTC Eq C4.2.38	0,307251
6	C1	COMB1	0	3204570344	-296669,26	4642470273	NTC Eq C4.2.38	0,568512
7	C2	COMB1	0	3204570344	296669,26	3204570344	NTC Eq C4.2.38	0,307251