

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

CUP: J14H20000440001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

NW01 - SOTTOPASSO SVINCOLO AUTOSTRADALE VERONA NORD - LATO TRENTO

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 N W 0 1 0 0 0 0 1 A

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

File: IN1010D26CLNW0100001A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	6
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.1	METODO DI CALCOLO	9
3.1.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	9
3.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	13
3.1.3	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	17
3.1.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	17
4	MATERIALI	19
4.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	19
4.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	20
4.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	20
4.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	20
4.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	21
4.6	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	21
4.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	22
4.8	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	22
4.1	STRUTTURE METALLICHE	22
4.1.1	ACCIAIO	22
4.1.2	BULLONI	23
4.1.3	SALDATURE	24
4.1.4	PIOLI	24
4.2	COPRIFERRI	25
5	CALCOLO DELLA STRUTTURA - IMPALCATO	25
5.1	MODELLO DI CALCOLO	25
5.2	ANALISI DEI CARICHI	28

5.2.1.1	Peso proprio carpenteria metallica	28
5.2.1.2	Effetti del ritiro	28
5.2.1.3	Effetti delle dilatazioni termiche differenziali	28
5.2.1.4	Cedimenti vincolari	29
5.2.1.5	Azione del vento	29
5.2.1.6	Carichi mobili (Q)	30
5.2.1.7	AZIONI SISMICHE	32
5.3	ANALISI STRUTTURALE	32
5.4	TRAVI PRINCIPALI	33
5.4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	33
5.4.2	STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA	36
5.4.3	VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA	36
5.4.4	VERIFICA DI INSTABILITÀ DELLA PIATTABANDA SUPERIORE IN FASE DI GETTO	38
5.4.5	VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI	39
5.4.6	VERIFICA PER CARICHI CONCENTRATI	40
5.4.7	STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA	41
5.4.7.1	Verifiche per vita illimitata	41
5.4.7.2	Verifica della sezione	42
5.4.8	VERIFICA DEI PIOLI	44
5.4.8.1	Caratteristiche e limitazioni dimensionali	44
5.4.8.2	Criteri di calcolo e sollecitazioni	45
5.4.8.3	Verifiche delle piolature	46
5.4.9	VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE	48
5.4.9.1	Verifica tensionale	48
5.4.9.2	Verifica a fessurazione della soletta	48
5.4.9.3	Stato limite di deformazione	48
5.5	SOLETTA	50
5.5.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	52
5.5.1.1	Fase provvisoria	52
5.5.1.2	Fase definitiva	58

5.5.1.3	Carichi permanenti	58
5.5.1.4	Carichi accidentali	60
5.5.1.5	Urto di veicolo in svio	64
5.5.1.6	Carico del vento	66
5.5.1.7	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	67
5.5.1.8	Verifiche di resistenza	68
5.5.1.9	Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio	73
5.5.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	74
5.5.2.1	Verifiche di resistenza (slu)	74
5.6	TRAVERSI	75
5.6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	75
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI	78
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	81
6.1.1	CARICHI STATICI	82
6.1.2	SISMA	82
6.2	ESCURSIONE DEI GIUNTI	86
7	CALCOLO DELLE FRECCHE MASSIME	87
8	VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO	88

1 INTRODUZIONE

La presente relazione fa riferimento alla progettazione definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 (pk 141+708) e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona. Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (Progressiva chilometrica asse autostradale km 225+372) ed il Cavalcaferrovia della Linea Milano-Venezia (Pk asse autostradale km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte di sovrappasso allo svincolo di Verona Nord. Nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche dell'impalcato di quest'ultima viabilità. Il ponte presenta due carreggiate separate, ciascuna a campata singola di luce $L = 16.80\text{m}$ e retro trave di 1.0m .

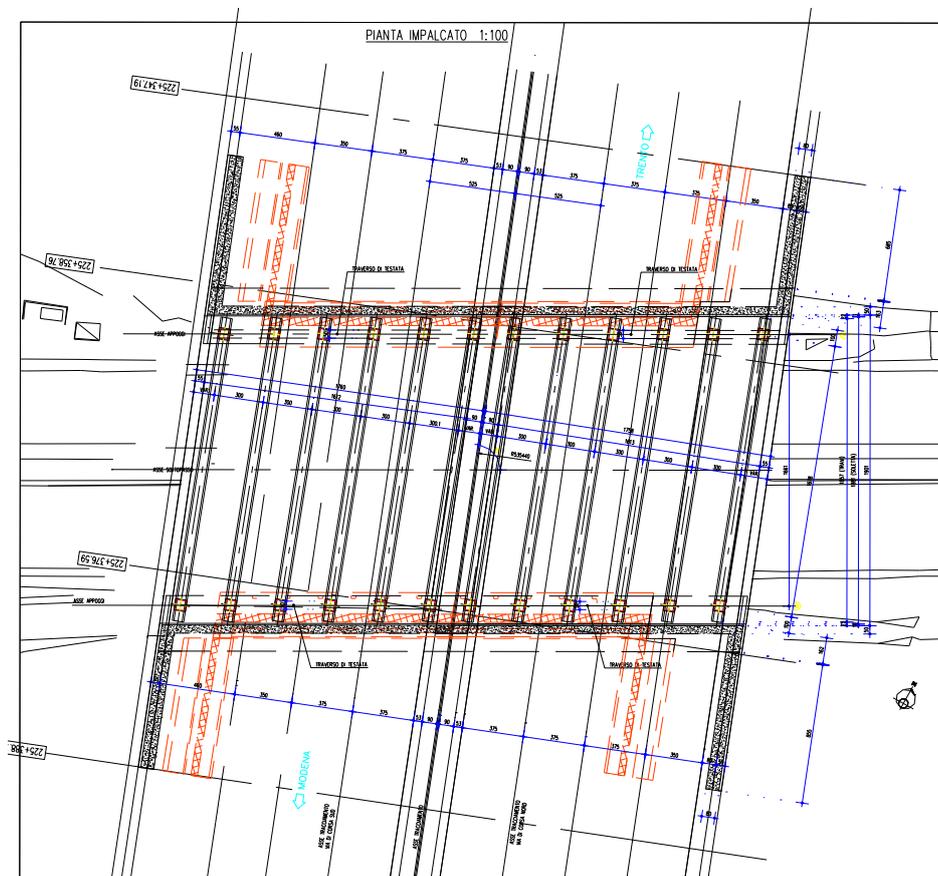


Figura 1.1 Pianta impalcato

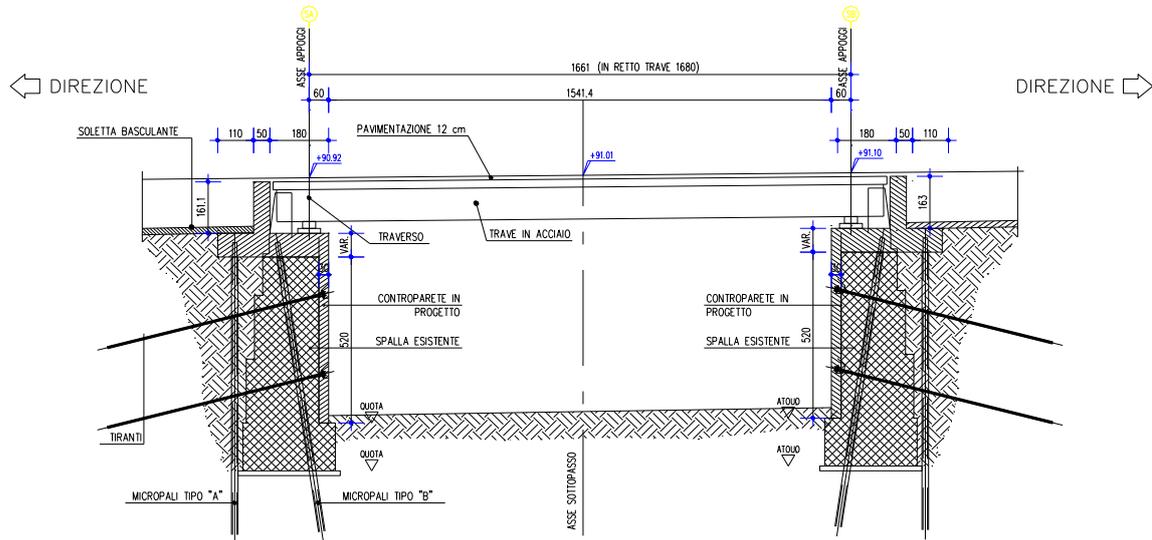


Figura 1.2 Sezione longitudinale

Si prevede per ciascuna carreggiata un impalcato in semplice appoggio costituito da travi di altezza $H=100\text{cm}$ in sezione mista e soletta superiore collaborante in conglomerato cementizio armato di spessore 30cm.

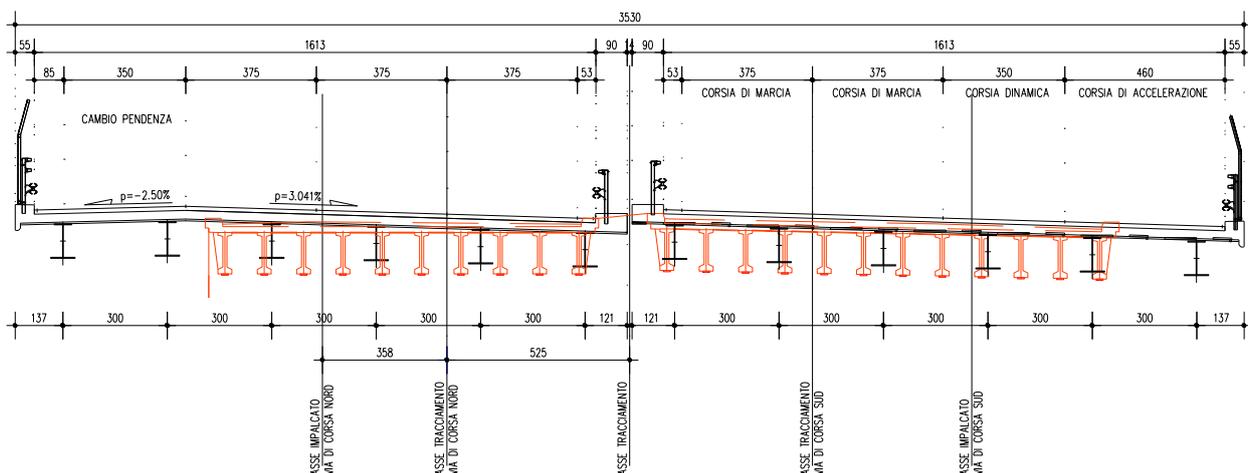


Figura 1.3 Sezione trasversale impalcato

L'impalcato della via Nord ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- tre corsie di marcia da 3.75m e una corsia di emergenza da 3.50 m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le banchine da 0.85m (esterna) e 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete;
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'impalcato della via Sud ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia da 3.75m, una corsia dinamica da 3.50m e una corsia di immissione di 4.60 m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le barriere da 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete (il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando il carico trasmesso antirumore integrata);
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'asse di tracciamento presenta una leggera curvatura $R=5354m$ con centro verso Modena.

La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante pari a 3.04%, dalla carreggiata Nord verso la Sud, fatta eccezione per la corsia di emergenza della carreggiata lato Trento che ha un valore di 2.50% in contropendenza.

Entrambi gli impalcati presentano n.6 travi in acciaio con interasse $i=3.00m$ e gli sbalzi hanno luce massima di 1.40m circa.

Sono presenti traversi in campata, a interasse di 5.60m e presso le spalle.

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

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

Relazione Tecnica Descrittiva

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni

Relazione di Calcolo Impalcato

Relazione di Calcolo Opere Provvisoriali

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 SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 – PONTI E STRUTTURE

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.

IMPALCATO

Per quanto riguarda l'azione sismica, i suoi effetti sull'impalcato vanno valutati a ponte "scarico" (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2018, specifico per i ponti, si legge: *"La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi"...."Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della "gerarchia delle resistenze"...."*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura $q=1$ allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni (M_{Rd}) per il progetto degli apparecchi di

appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g \cdot S$. Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

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 B, 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:

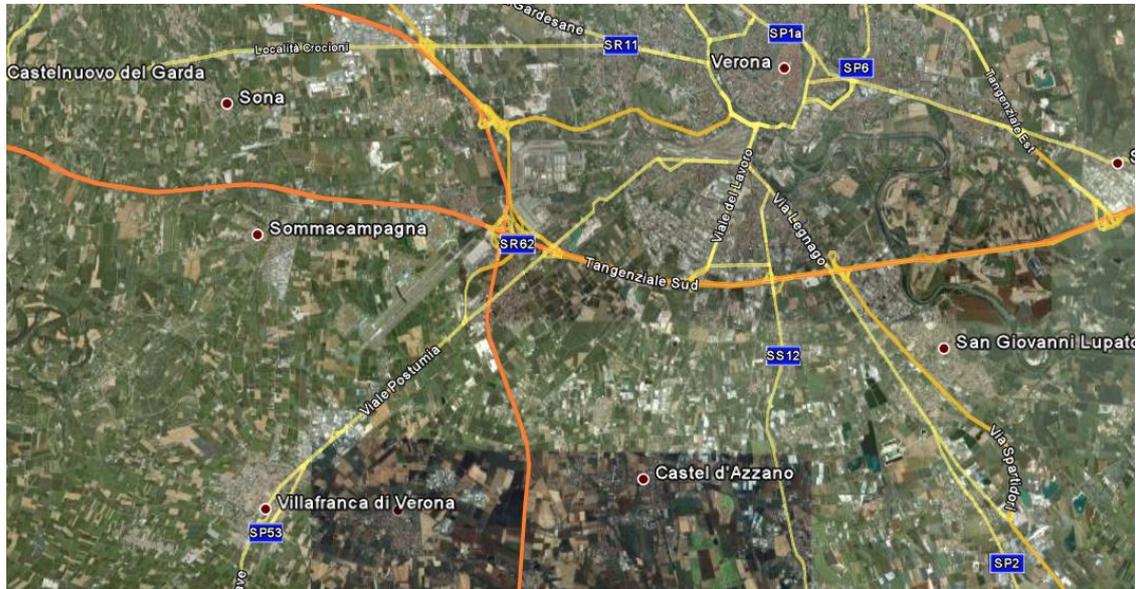


Figura 3.1 Tratto adeguamento del tracciato A22

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.90806 LATITUDINE: 45.43000

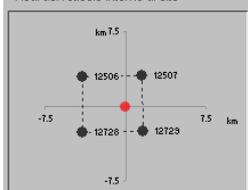
Ricerca per comune

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:

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_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	2.442	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 "B".

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_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	2.443	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 da NTC2018.

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1:	(A1+M1+R1)	(STR)
Combinazione 2:	(A2+M1+R2)	(GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3)

 (Se verifica struttura γ_r non si considera)

Tabella 6.2.I/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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ⁽³⁾	1.00 ⁽⁴⁾	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_s da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
- 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
- 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

 Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

 Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

 Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

- 5) STR) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)

(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

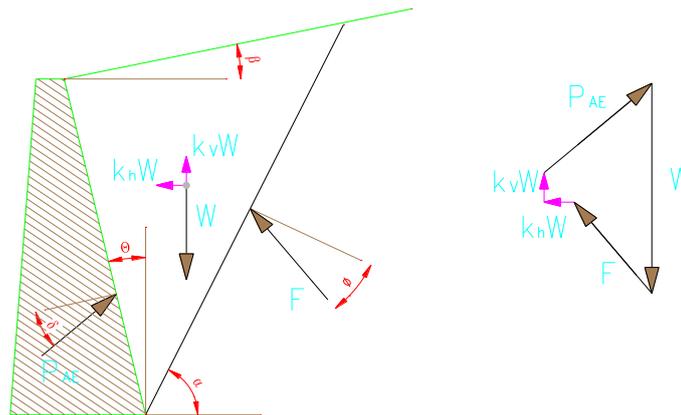
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori del coefficiente ψ_{21} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{21} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{21} = 0.00$.

3.1.3 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan(k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2(\phi - \theta - \psi)]}{[\cos\psi^* \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta e_d = P_{AE(kv)} - S_a$$

3.1.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), mentre, come specificato in precedenza, i risultati

relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, 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 9858	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	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/disgelo 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/Disgelo
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/Disgelo
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/Disgelo
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

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)
PALI $\phi < 800\text{mm}$ PALI $\phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

4.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

4.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0100001	A	21 di 88

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

4.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 40$ N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 \cdot f_{ctk}$.

4.6 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe $R_{ck} \geq 45$ N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²

Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ N/mm}^2$

4.7 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	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
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 $\rightarrow f_{yk} \geq 450.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo elastica $\rightarrow \sigma_c = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$

Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

4.8 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{ptk} \geq 1860.00 \text{ N/mm}^2$

Carico caratteristico all'1% $\rightarrow f_{p(0.1)k} \geq 1670.00 \text{ N/mm}^2$

4.1 STRUTTURE METALLICHE

4.1.1 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 $\rightarrow f_{yk} \geq 355.00 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 510.00 \text{ N/mm}^2$

Fattore di sicurezza acciaio → γ_s Variabile a seconda del tipo di verifica *
 Resistenza a trazione di calcolo → $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 284.00 \text{ N/mm}^2$
 Modulo elastico → $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

(*) Il valore del coeff. parziale viene specificato nelle NTC2018 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.

4.1.2 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
$F_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$F_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	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 delle 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	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

4.1.3 SALDATURE

Esecuzione secondo UNI EN 1011: 2005.

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

Controlli secondo UNI EN 12062: 2004

4.1.4 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

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

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

$$\begin{aligned} \text{Tensione di snervamento} &\rightarrow f_y \geq 350.00 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Tensione di rottura} &\rightarrow f_t \geq 450.00 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4.2 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40

Impalcato - Si adottano copriferri pari a:

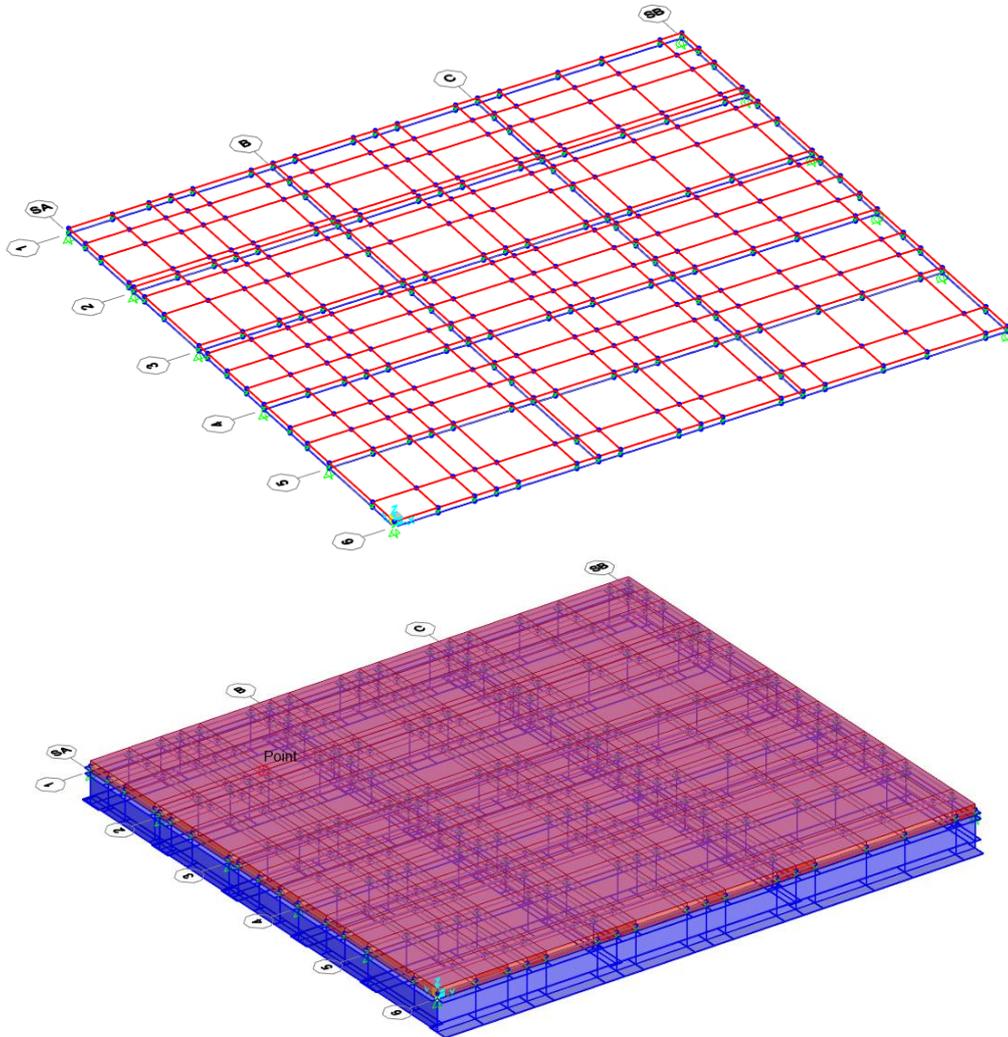
	Copriferro - c_{min} [mm]
Soletta	40

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.



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):

$$L_e = 16.80\text{m} \quad L_e/8 = 2.10\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 \cdot 1.50 \approx 3.10\text{m}$$

$$\text{Presso spalle: } \beta = (0.55 + 0.025 \cdot 16.80 / 1.50) = 0.83$$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 \cdot 0.83 \cdot 1.50 = 2.59\text{m}$$

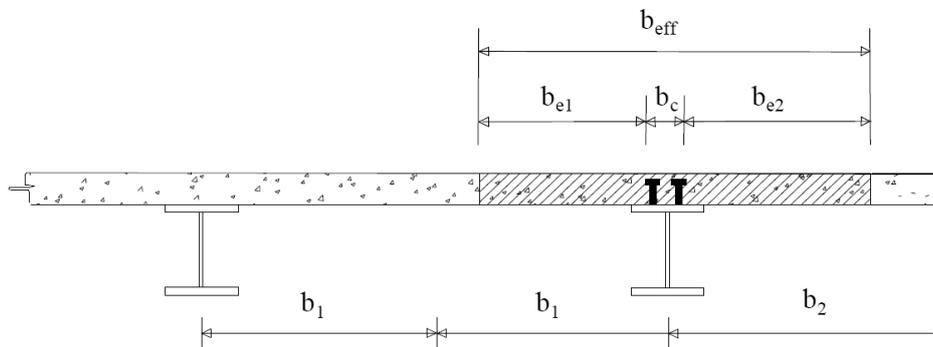


Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace

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

$$E_s = \text{modulo di elasticità dell'acciaio} = 2.06 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2;$$

$$E_{c,n18} = \text{modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni lenti} = 1.14 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 (=E_s/18);$$

$$E_{c,n6} = \text{modulo di elasticità del calcestruzzo per fenomeni veloci} = 3.43 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 (=E_s/6).$$

I controventamenti diagonali posti presso l'estradosso delle travi metalliche principali 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".

Carichi permanenti G_2 (fase2)

Pavimentazione stradale	25.00	kN/m^3	x	16.12	m	x	0.12	m	=	48.36	kN/m
Cordoli	25.00	kN/m^3	x	1.45	m	x	0.35	m	=	12.69	kN/m
Barriere, parapetti, velette	1.20	kN/m	+	0.00	kN/m	+	1.90	kN/m	=	<u>3.10</u>	kN/m
Totale										64.15	kN/m

5.2.1.2 Effetti del ritiro

Gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti con un'azione di compressione applicata alla trave di acciaio e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro sezione mista – baricentro trave d'acciaio.

$$\varepsilon_r = 0.00037$$

$$N_{\text{rit}} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.00037 \times 210000 \times (52400) / 18 \times 10^{-3} = 4071 \text{ kN}$$

$$M_{\text{rit}} = 4071 \times 42.1 = 1350 \text{ kNm}$$

5.2.1.3 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:

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

- **Gradiente termico**

Secondo quanto prescritto dalla normativa vigente si considera anche un gradiente termico agente tra estradosso e intradosso dell'impalcato pari a ± 10 °C.

In questo caso si introduce una variazione di temperatura uniforme agente esclusivamente nella soletta.

5.2.1.4 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:

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

ed in particolare

$$\delta_{Sb} = \delta_{Sa} = 16,8 / 5000 = 3,4 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

5.2.1.5 Azione del vento

L'azione del vento agente sull'impalcato è stata schematizzata con una forza statica con intensità per unità di superficie pari a:

$$p_v = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Considerando la geometria generale del ponte con i due impalcati adiacenti e la presenza sul lato esterno della barriera antirumore alta 4.50m, 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.

L'entità delle azioni conseguenti a tale configurazione di carico, con riferimento alla **Errore.**

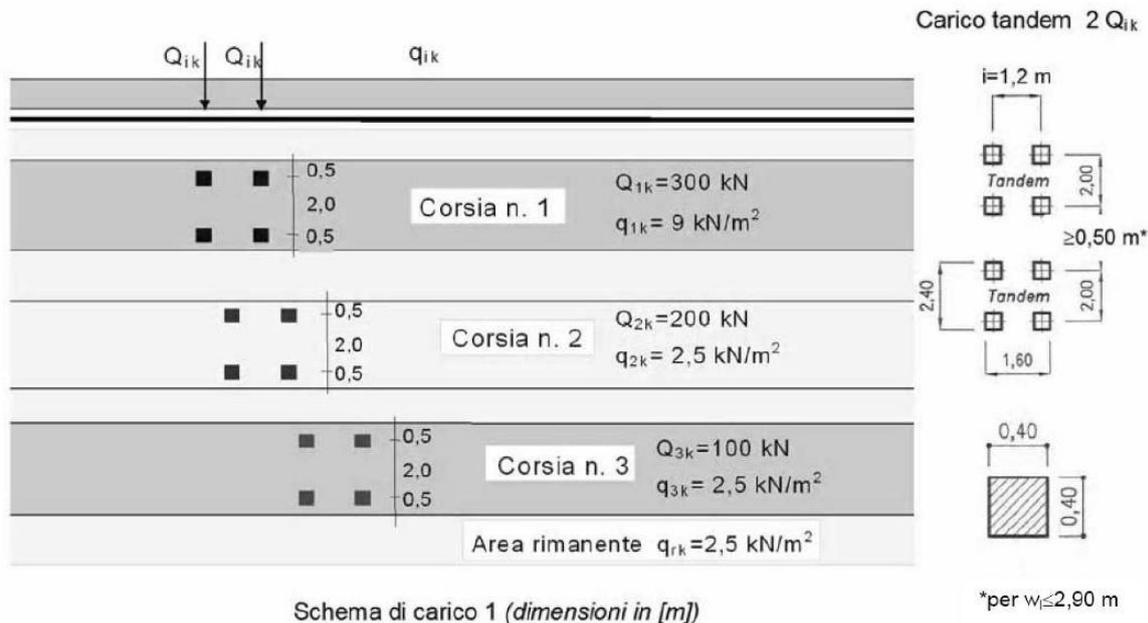
L'origine riferimento non è stata trovata., sarà:

$$F_v = 2,50 \cdot (4,6) = 11,5 \text{ kN/m}$$

$$M_v = 2,50 \cdot 3^2 / 2 = 25,31 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

5.2.1.6 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), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.2).

Figura 5.2 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

Carichi ripartiti equivalenti:

Carico	M_{mez} [kNm]	V_{app} [kN]	V_{mez} [kN]
corsia 1	3292	805	336
corsia 2	1825	449	201
corsia 3	1045	256	109

Per quanto riguarda la ripartizione trasversale dei carichi, cioè il calcolo della quota parte di carico che grava sulle diverse travi a seconda della posizioni che possono assumere nel piano trasversale, si è fatto ricorso alla schematizzazione del metodo dei “traversi infinitamente rigidi”, comunemente detto anche metodo di **Courbon**. Tale ipotesi presuppone la presenza di un traverso rigido sotto qualunque posizione del carico. Nel ponte in oggetto sono presenti i traversi di testata, in corrispondenza degli appoggi sulle spalle, che assicurano il comportamento torso-rigido dell’impalcato.

L’ azione che interessa la sezione, riassumibile in una serie di carichi eccentrici, si ripartisce trasversalmente sulle travi principali secondo coefficienti di ripartizione, determinati seguendo il metodo di Courbon, mediante il tracciamento di apposite linee d’ influenza.

Il coefficiente di ripartizione K_i , relativo alla i -esima trave, ha la seguente forma:

$$k = \frac{1}{n} + \frac{d_i}{\sum_i d_i^2} \cdot e_i$$

con: n = numero di travi dell’impalcato;

d_i = distanza della trave della quale si calcola la reazione dall’asse dell’impalcato;

e = eccentricità della colonna di carico rispetto al baricentro travi.

Rispetto alla trave di bordo, che risulta essere la più sollecitata, si ha:

$$k = \frac{1}{5} + \frac{7.50}{2 \cdot (7.50^2 + 4.50^2 + 1.50^2)} \cdot e$$

Quindi:

Carico	e [m]	k
corsia 1	6.82	0.491
corsia 2	3.82	0.349
corsia 3	0.82	0.206

Sollecitazioni massime:

- momento flettente massimo:

$$3292 \cdot 0.491 + 1824 \cdot 0.349 + 1045 \cdot 0.206 = 2460 \text{ kNm}$$

- taglio massimo all'appoggio:

$$805 \cdot 0.491 + 449 \cdot 0.349 + 256 \cdot 0.206 = 603 \text{ kNm}$$

- taglio massimo in mezzera:

$$335 \cdot 0.491 + 202 \cdot 0.349 + 109 \cdot 0.206 = 257 \text{ kNm}$$

Per determinare le maggiori sollecitazioni che interessano le travi principali e trasversali sono stati fatti variare i carichi mobili longitudinalmente, sono state determinate per ogni trave principale le sollecitazioni al fine di individuare la trave sul filo 3 la maggiormente sollecitata.

5.2.1.7 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, secondo quanto già indicato al par. 6.2.8. Considerando che la modellazione è stata effettuata schematizzando la sezione mista con due elementi frame collegati

mediante link rigidi (come indicato al par. 6.1) il diagramma delle sollecitazioni delle due travi separate non è indicativo della situazione reale e pertanto non è riportato tra i diagrammi il calcolo delle sollecitazioni è stato ricavato da una sezione effettuata in corrispondenza del punto di verifica.

Secondo il par. 4.3.4.2.1 della Norma le verifiche non si possono effettuare con il metodo plastico poiché le sezioni delle travi appartengono alla *classe 3*; ci si riferirà quindi al metodo elastico (par. 4.3.4.2.1.1) effettuando la sovrapposizione degli effetti fra i vari carichi agenti e verificando le tensioni. Questa operazione viene svolta mediante un applicativo realizzato in studio che, date per ciascuna sezione le sollecitazioni complessive sulla sezione mista relative alle varie condizioni di carico, determina le tensioni agenti tenendo conto della successione delle fasi di costruzione ed esercizio; la fattorizzazione dei carichi viene pure effettuata dall'applicativo; la verifica si effettua quindi confrontando le tensioni massime con i valori di calcolo previsti dalla normativa.

Le sezioni significative delle travi per le quali saranno effettuate le verifiche di resistenza, saranno: la sezione di momento massimo della campata (SEZ3); quella di spalla SA.

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:

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

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

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

(vedi cap. 5 "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.")

SEZIONE S3 MEZZERIA concio C1

TRAVE METALLICA

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

Ala inferiore : 700 x 30 Ala superiore : 500 x 25

Section Name		C1	
Properties			
Cross-section (axial) area	524,	Section modulus about 3 axis	15605,63
Moment of Inertia about 3 axis	900718,9	Section modulus about 2 axis	3195,8476
Moment of Inertia about 2 axis	111854,67	Plastic modulus about 3 axis	19862,
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	5332,
Shear area in 2 direction	200,	Radius of Gyration about 3 axis	41,46
Shear area in 3 direction	279,1667	Radius of Gyration about 2 axis	14,6104
Torsional constant	1113,8435	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	30	cm
Larghezza	310	cm
Area soletta	9300	cm ²
Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	697500	cm ⁴

Armatura cls

Baricentro armature	-15	cm
---------------------	-----	----

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	900718,9	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	524	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	57,72	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	900718,9 cm ⁴
Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1064,666667 cm ²
Baricentro della sezione Yg	20,79080776
Momento inerzia sezione	2346666,11
Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	2098
Baricentro della sezione Yg	3,162669209
Momento inerzia sezione	3095891,266



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	NW0100001	A	35 di 88

Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	1064,666667
Baricentro della sezione Yg	20,79080776
Momento inerzia sezione	2346666,11

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - CIs non reagente

Modulo resistenza CIs - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	15604,97055
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-21303,66367

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti

Modulo resistenza CIs - Wc	46202,5751
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	112870,3674
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-29626,18408

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza CIs - Wc	93354,70696
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	978885,5746
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-31970,01859

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza CIs - Wc	46202,5751
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	112870,3674
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-29626,18408

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 3	SLU1	Combination		-315,31	27,514	-10,855	-2,2512	325,3682	1918,7022
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 3 FASE 2	SLU4	Combination		-122,028	377,791	77,589	5,5251	227,4405	2963,9194
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 3 FASE 2	SLU2 Ritiro	Combination		516,943	2,136	-19,886	-1,6657	-302,9968	125,7206

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
-------------------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0100001	A	36 di 88

Sforzo normale -27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente 1818 KNxm

Sforzo normale -315 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente 2964 KNxm

Sforzo normale -122 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente 125 KNxm

Sforzo normale 516 KN

FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-5,1526718	-5,15267176
1	18	20,21654646	131,483008	-643,233084
2	6	51,9472764	24,4642687	-932,933697
3	18	4,195591255	59,5405252	6,27346708
	TOTALE	76,35941412	210,335131	-1575,04599

La verifica risulta soddisfatta.

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:

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

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:

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

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

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

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 .

Il pannello d'anima misura $h = 945 \text{ mm}$ e $sp = 20 \text{ mm}$.

L'anima delle travi principali d'impalcato risulta irrigidita trasversalmente da nervature verticali con interasse di 5.30m. Non sono presenti irrigidimenti longitudinali.

Si ottiene:

$$\sigma_1 = 136.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = -146.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 63.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,0} = 83.4 \text{ N/mm}^2$$

$$k_\sigma = 23.90$$

$$k_\tau = 4.36$$

$$\sigma_{cr,id} = 937.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,red} = 318.1 \text{ N/mm}^2$$

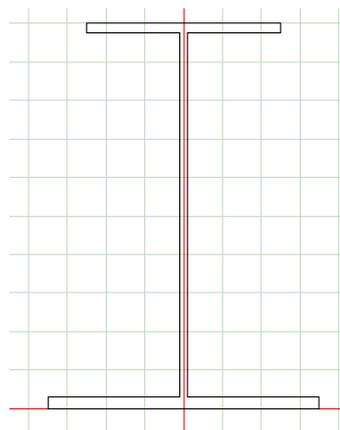
La verifica, quindi, risulta soddisfatta poichè:

$$\sigma_{cr,id} / \sigma_{cr,red} = 1.82 > \beta v = 1.0 .$$

5.4.4 VERIFICA DI INSTABILITÀ DELLA PIATTABANDA SUPERIORE IN FASE DI GETTO

La verifica di instabilità della piattabanda compressa in fase di getto (fase 1) viene eseguita secondo le NTC §4.2.4.1.3.2, controllando non si verifichino fenomeni d'instabilità flesso-torsionali nel piano normale a quello di flessione, per via del peso proprio della trave di acciaio e del getto di completamento della soletta.

Caratteristiche della sezione:



b_{sup}	=	500 mm	larghezza piattabanda superiore
b_{inf}	=	700 mm	larghezza piattabanda inferiore
$t_{f,sup}$	=	25 mm	spessore piattabanda superiore
$t_{f,inf}$	=	30 mm	spessore piattabanda inferiore
t_w	=	20 mm	spessore anima
h_{tot}	=	1000 mm	altezza totale sezione
L	=	7.89 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
$W_{pl,z}$	=	5332 cm ³	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0100001	A	39 di 88

z_a	=	500 mm	quota di applicazione del carico rispetto a metà altezza sezione
γ	=	1.10	coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali
f_{yk}	=	355 MPa	

Deve risultare:

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

dove:

$M_{Ed} = (344.26+759.40) \times 1,35 = 1490$ kNm max momento flettente di calcolo = $M_{p,p.}$;

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 4117$ kNm momento resistente di progetto per l'instabilità;

$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT}} \cdot \frac{1}{\frac{\lambda_{LT}^2}{\phi_{LT}^2} + \sqrt{\frac{\lambda_{LT}^2}{\phi_{LT}^2} - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.817$ fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale;

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ fattore di imperfezione

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.545$ coefficiente di snellezza adimensionale;

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b,Rd} = 4117 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1490 \text{ kNm.}$$

5.4.5 VERIFICA DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI

Al fine di garantire una adeguata rigidità flessionale del piatto di irrigidimento al §C4.2.4.1.3.4.1 si impone che la rigidità del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} \geq 0.75 h_w t_w^3 = 0.75 \times 945 \times 20^3 = 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

Lungo tutto l'impalcato come irrigidimenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima di larghezza 200 mm e spessore 20 mm:

$$J = 20 \times 200^3 / 12 + 20 \times 200 \times (200/2)^2 = 53.3 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6.2. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

a) Lo spessore dell'irrigidimento (20mm) deve essere non minore di quello della parete da irrigidire ($t_w = 20$ mm).

b) La lunghezza dell'irrigidimento (200mm) sia maggiore di 10 volte il suo spessore ($10 \times 20 = 200$).

c) Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$b_p / t_p \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

con: b_p larghezza del piatto di irrigidimento
 t_p spessore del piatto di irrigidimento

da cui: $b_p / t_p = 200/20 = 10.0 < 12$.

5.4.6 VERIFICA PER CARICHI CONCENTRATI

Secondo le indicazioni della CNR 10011/97 §7.6.3.1 deve risultare:

$$F / (t_w b_{\text{eff}}) = 68.8 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/\nu [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 108.9 \text{ N/mm}^2$$

dove:

F = 1300.3 kN carico concentrato applicato SLU
 h_w = 945 mm altezza dell'anima
 a = 5600 mm interasse degli irrigidimenti trasversali
 b_{eff} = 945 mm la minore tra le dimensioni a ed h_w
 t_w = 20 mm spessore dell'anima
 ν = 1.0 coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (t_w (c+2t)) = 158.6 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

c = 350 mm lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
 t = 30 mm spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
 f_d = 322.7 N/mm² resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = $f_y/1.1$

5.4.7 STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle Norme).

5.4.7.1 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:

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

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

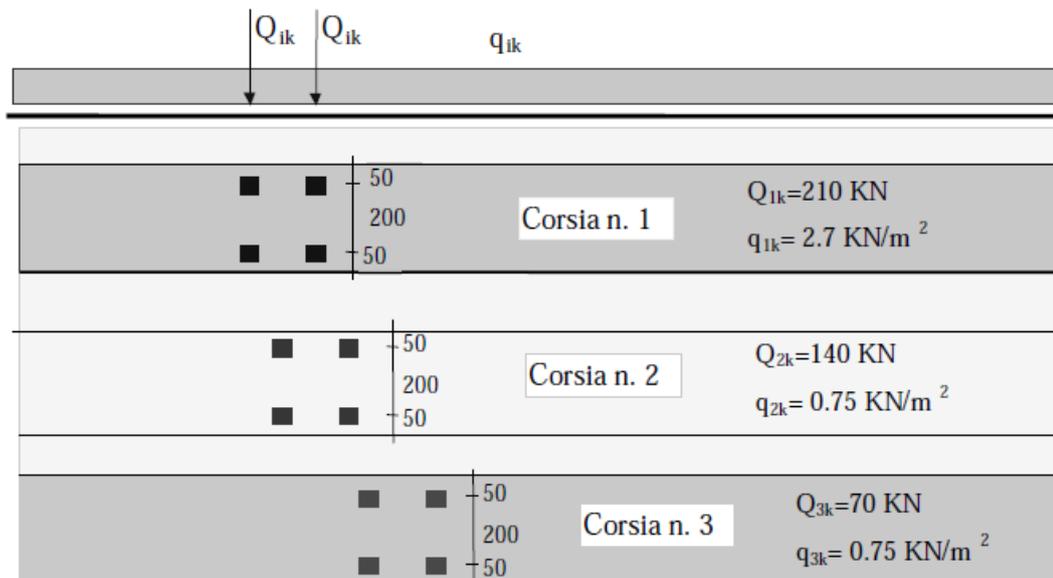
con:

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

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

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

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

Secondo le NTC nelle verifiche a fatica delle strutture principali si deve assumere un numero di cicli di carico pari a 2×10^6 (Tabella 5.1.X).

Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza.

Si ricavano le seguenti sollecitazioni max sulla trave più caricata:

$$M_{\max} = 1473.3 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 362.7 \text{ kN.}$$

5.4.7.2 Verifica della sezione

Lo stato limite di fatica delle strutture portanti viene verificato secondo la C.M. 02/02/2009 §4.2.4.1.4.6.1, che fornisce le varie classi dei dettagli.

Si riportano le tensioni relative alle varie sollecitazioni assunte con coefficienti parziali $\gamma_F = 1$:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	31.28		1103.66			70.7	-51.8	67.7	-48.1
finiture (fase 2)	10.47		369.46	0.50	0.23	4.1	-12.5	3.7	-12.0
ritiro (fase 2)		4071.48	1350.02	-0.58	-1.59	49.1	-11.4	47.6	-9.6
carichi mobili (fase 3)			1473.28	2.80	0.39	2.3	-45.9	1.1	-44.5
ΔT (fase 3)		1100.40	581.87	0.07	-0.89	15.7	-3.4	15.2	-2.8

Connessione anima / piattabanda inferiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 48.1 + 12.0 - 2.8 = 57.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 48.1 + 12.0 + 9.6 + 44.5 + 2.8 = 117.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (117.1 - 57.3) = 59.7 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XIV.1: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C = 92.13 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\sigma_{\text{res}} = \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 92.13 / 1.15 = 80.11 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma = 59.7 \text{ N/mm}^2$$

Connessione anima / piattabanda superiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 67.7 + 3.7 - 15.2 = 56.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 67.7 + 3.7 + 47.6 + 1.1 + 15.2 = 135.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (135.2 - 56.1) = 79.1 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_{\text{res}} = 80.11 \text{ N/mm}^2$$

Attacco anima e irrigidimenti verticali / trave principale:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm ²)	V (kN)	MASSIMA τ_{max}	ATTACCO PIATTAB.	
			τ_{sup}	τ_{inf}
peso proprio (fase 1)	262.8	14.7	10.3	12.5
finiture (fase 2)	88.0	4.1	4.0	3.1
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	362.7	16.7	16.7	11.7
ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0

$$\tau_{min} = 14.7 + 4.1 = 18.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = 14.7 + 4.1 + 16.7 = 35.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (35.6 - 18.8) = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{da Tabella C4.2.XVII.b : } \Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\tau_D = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 36.56 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_{res} = \Delta\tau_D / \gamma_{Mf} = 36.56 / 1.15 = 31.79 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

Connettori doppi ad interasse $i=0.20 \text{ m}$ – Sezione appoggio:

Si verificano i connettori considerando come carico sollecitante a fatica quello provocato dai carichi mobili. Note le sollecitazioni di taglio e le caratteristiche geometriche delle sezioni, la verifica è stata condotta secondo il p.to C4.2.4.1.4.5 della normativa di riferimento, controllando che: $\Delta\tau_D < \Delta\tau_C$

dove: $\Delta\tau_C$ è la classe del particolare in esame (90 N/mm²);

$\Delta\tau_D = \gamma_{Mf} \Delta\tau = 1,15 \Delta\tau$ è il valore di progetto della massima escursione di tensione tangenziale;

$\tau = q i / n A$ è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;

$q = V_{sd} S / J$ è lo scorrimento dovuto al taglio V_{sd} .

$$\tau_{min} = 68.5 \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 12.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = (68.5 + 329.3) \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 69.77 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (69.77 - 12.02) = 57.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} = 90 / 1.15 = 78.26 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 57.75 \text{ N/mm}^2$$

5.4.8 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.

5.4.8.1 Caratteristiche e limitazioni dimensionali

Pioli $\phi = 22$ mm, area $A_p = 380$ mm², altezza $h_p = 220$ mm

Caratteristiche geometriche della piolatura:

base collaborante

$$b_c = 260 \text{ mm}$$

interasse trasversale (variabile)

$$i_t = 260/2 = 130 \text{ mm (3 pioli nelle zone di$$

appoggio)

$$= 260 \text{ mm (2 pioli nelle zone di campata)}$$

interasse longitudinale

$$i_l = 200 \text{ mm}$$

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$$h_c = 300 \text{ mm}$$

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$t_s = 25 \text{ mm}$$

$$b_s = 500 \text{ mm}$$

Per le limitazioni dimensionali le NTC al punto 4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità; si fa quindi riferimento alle limitazioni delle CNR10016.

I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$$8 \text{ mm} \leq \phi = 22 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm}$$

$$6 \leq h_c/\phi = 14 \leq 15$$

$$t_s/\phi = 1.1 \geq 0.50$$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

$$\text{interasse trasversale } i_t \geq 5 \phi = 130 \text{ mm}$$

$$\text{interasse longitudinale } 7\phi = 154 \leq i_l = 200 \text{ mm} \leq h_c = 300 \text{ mm}$$

$$(b_s - b_c)/2 = 120 \text{ mm} \geq 2.5 * t_s = 62 \text{ mm e comunque } \geq 25.0 \text{ mm}$$

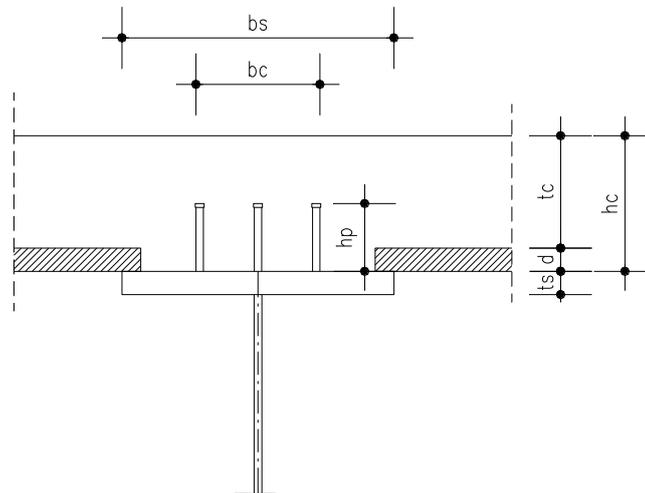
Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

$$h_p = 220 \text{ mm} \geq d + 0.6 * t_c = 60 + 0.6 * 240 = 204 \text{ mm}$$

L'altezza efficace dei pioli è da assumersi pari a:

$$h'_p = 4 \phi = 88 \text{ mm}$$

$$\text{essendo } h_p > 4\phi$$



5.4.8.2 Criteri di calcolo e sollecitazioni

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

Per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ fornito dalle tabelle all'estradosso della trave d'acciaio nelle combinazioni di carico che producono il massimo taglio.

Tutte le sezioni (anche quelle nei pressi degli appoggi (e quindi tese superiormente), sede però generalmente dei massimi tagli), sono state prese in considerazione non parzializzate, in modo da determinare la massima τ , e quindi il massimo scorrimento fra trave e soletta.

Si riporta di seguito la verifica per la sezione significativa, vale a dire quella sulla spalla A.

A livello di sollecitazioni si è considerata la distribuzione dei carichi accidentali che massimizza lo sforzo di taglio.

Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1\text{ m}$ vale:

$$S = \tau * b * \Delta x$$

dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle cospelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\phi=22\text{ mm}$, con un calcestruzzo di classe $R_{ck}=45$ (per il quale $f_{ck} = 0.83*40.0 = 37.35\text{ N/mm}^2$), per un acciaio di tipo ST 37-3K risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 22^2 (37.35 * 34625)^{0.5} / 1.25 = 127.7 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd,a} = 0.8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8 * 450 * (3.14 * 22^2 / 4) / 1.25 = 109.5 \text{ kN}$$

essendo $\alpha = 1.0$ ($h_{sc}/d = 10 > 4$)

In presenza di azioni dinamiche (CNR-UNI 10016 – 2.2.1.5.): $P_{dinam.} = 0.8 * P_d = 86.8$ kN

5.4.8.3 Verifiche delle piolature

Si prevede su ciascuna piattabanda superiore delle tre travi l'inserimento di 3 pioli/20 cm nelle zone presso le spalle e di 2 pioli/20cm nei tratti di campata.

L'indicazione dettagliata delle piolature prescritte è riportata nelle tavole grafiche; di seguito si riportano i calcoli della verifica della sezione di spalla.

Lo sforzo di scorrimento Q_d viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario q_d per l'interasse i fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \qquad q_d = V_d S / J$$

con: V_d azione tagliante di calcolo

J momento d'inerzia della sezione

S momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave - soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (CNR 10016/85 §3.3.3). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$I_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con: L luce della trave

b valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave

K cedevolezza del collegamento (mm^2/N) $K=0.003$ per collegamenti a piolo
 $K=0.0015$ per collegamenti di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

$$I_s = 4.32 \text{ m} \qquad (L=16.80 \text{ m}, b=3.10 \text{ m}, K=0.003)$$

Ritiro: $\sigma_G = (49.1-11.4)/2 = 18.84 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 987 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 457 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $\sigma_G = (15.7-3.4)/2 = 6.20 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 3248 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / I_s = 149 \text{ kN/m}$

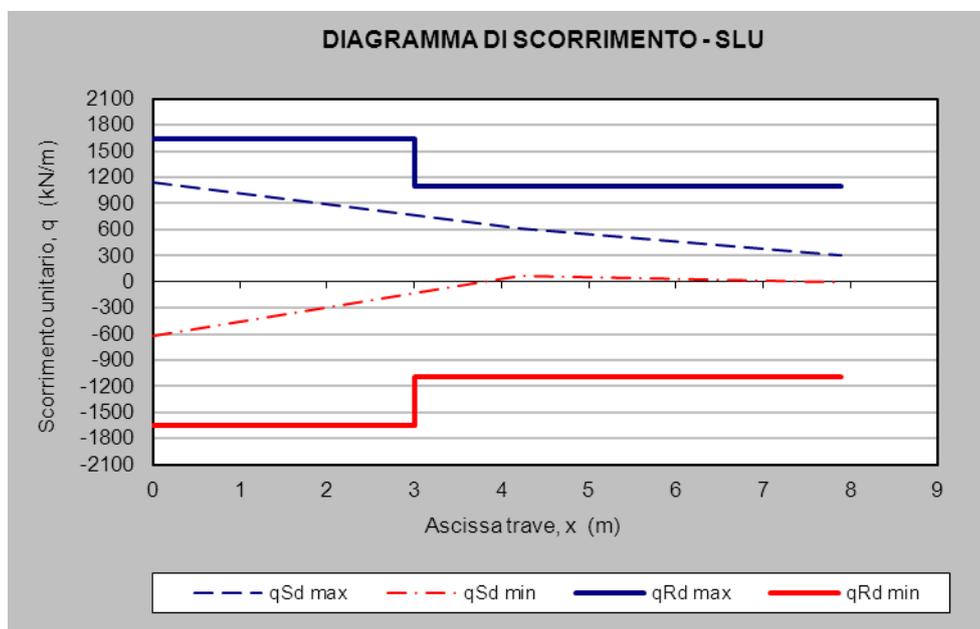
Nella Tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo:

	Ascissa trave, x (m)	0	4.32	8.40
V (kN)	finiture (fase 2)	88.0	42.8	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	602.7	424.9	256.8
	ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	$q_{fin.}$	68.5	33.3	0.0
	$q_{rit.}$	-457.3	0.0	0.0
	$q_{c.m.}$	547.1	385.8	233.1
	$q_{\Delta T}$	149.2	0.0	0.0
q_{Sd} - SLU 2008 (kN/m)	c.d.c. UI / $+\Delta T$ / rit.=0	281.8	50.0	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$ / rit.=0	-76.2	50.0	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$ / rit.=0	1020.5	570.8	314.7
	c.d.c. UII / $-\Delta T$ / rit.=0	662.4	570.8	314.7
	c.d.c. UI / $+\Delta T$	-266.9	50.0	0.0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$	-625.0	50.0	0.0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$	471.7	570.8	314.7
	c.d.c. UII / $-\Delta T$	113.7	570.8	314.7
	$q_{Sd\ max}$	1020.5	570.8	314.7
	$q_{Sd\ min}$	-625.0	50.0	0.0

Scorrimento: $q_{Sd,max,SLU} = 1021\text{ kN}$

Pioli prescritti su ogni piattabanda : 3.00m / 0.20m \rightarrow 15 pioli/m

Taglio su un piolo: $T = 1021 / 15 = 68\text{ kN} < P_{dinam..}$



5.4.9 VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE

5.4.9.1 Verifica tensionale

Si riporta lo stato tensionale della trave di bordo, rappresentativo della storia di carico dell'impalcato allo SLE. La valutazione dello stato tensionale è di tipo incrementale.

I limiti tensionali sono i seguenti:

Acciaio carpenteria: $\sigma_y \leq f_{yk} / \gamma_M = 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 0.83 \times 45 \text{ MPa} = 22.41 \text{ MPa}$ (per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{ct} \leq f_{ctm} / 1.2 = 0.30 f_{ck}^{2/3} / 1.2 = 2.79 \text{ MPa}$

dove tale limite è superato è necessario eseguire la verifica a fessurazione.

Flessione:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	31.28		1103.66			70.7	-51.8	67.7	-48.1
finiture (fase 2)	10.47		369.46	0.50	0.23	4.1	-12.5	3.7	-12.0
ritiro (fase 2)		4071.48	1350.02	-0.58	-1.59	49.1	-11.4	47.6	-9.6
carichi mobili (fase 3)			2459.88	4.68	0.65	3.9	-76.7	1.9	-74.3
ΔT (fase 3)		1100.40	581.87	0.07	-0.89	15.7	-3.4	15.2	-2.8
Qw	0.08		2.94	0.01	0.01	0.03	-0.1	0.0	-0.1
c.d.c. TI / + ΔT / rit.=0		1100.4	2055.0	0.57	-0.66	90.5	-67.7	86.5	-62.9
c.d.c. TI / - ΔT / rit.=0		-1100.4	891.3	0.44	1.11	59.1	-60.9	56.1	-57.3
c.d.c. TI / + ΔT		5171.9	3405.0	-0.01	-2.25	139.6	-79.1	134.1	-72.6
c.d.c. TI / - ΔT		2971.1	2241.3	-0.14	-0.48	108.2	-72.4	103.7	-66.9
c.d.c. TII / + ΔT		5171.9	5864.9	4.67	-1.60	143.5	-155.8	136.0	-146.9
c.d.c. TII / - ΔT		2971.1	4701.2	4.54	0.17	112.1	-149.1	105.6	-141.2
c.d.c. TII / + ΔT / rit.=0		1100.4	4514.9	5.25	-0.01	94.4	-144.4	88.4	-137.2
c.d.c. TII / - ΔT / rit.=0		-1100.4	3351.1	5.12	1.76	63.0	-137.6	58.0	-131.6

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

Acciaio: $\sigma_{y,max} = 155.8 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 5.25 \text{ MPa} \leq 22.41 \text{ MPa}$

5.4.9.2 Verifica a fessurazione della soletta

La verifica a fessurazione non è necessaria perchè in ogni fase risulta che:

$$\sigma_{ct} = 2.25 \text{ MPa} \leq 2.79 \text{ MPa}$$

5.4.9.3 Stato limite di deformazione

Sui verificano i limiti di deformazione delle travi principali, considerando la combinazione allo SLE, durante le fasi di lavorazione.

Fase 1

L	= 16800 mm	luce della trave
q _{p.p.}	= 31.28 kN/m	carico uniforme in fase 1 (trave e soletta)
J _a	= 900719 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione di acciaio
E _a	= 210000 N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio

$$f_1 = f_{p.p.} = 5/384 \times 31.28 \times 16800^4 / (210000 \times 900719 \times 10^4) = 17.15 \text{ mm}$$

Fase 2

q _{fin.}	= 10.47 kN/m	carico uniforme in fase 2 (finiture)
M _{rit.}	= 1350 kNm	momento dovuto al ritiro
J (n=18.6)	= 2230217 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 10.47 \times 16800^4 / (210000 \times 2230217 \times 10^4) + 1/8 \times 1350 \times 10^2 \times 16800^2 / (210000 \times 2230217) = 12.49 \text{ mm}$$

Fase 3

M _{c.m.}	= 2460 kNm	momento dovuto ai carichi mobili
M _{ΔT}	= 582 kNm	momento dovuto alle variazioni termiche
J (n=6.2)	= 3051890 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 1/8 \times (2460 + 582) \times 10^2 \times 16800^2 / (210000 \times 3051890) = 16.74 \text{ mm}$$

Verifica:

$$f_{perm 0} = f_1 + f_2 = 29.64 \text{ mm} < L / 150 = 112.0 \text{ mm}$$

$$f_{acc 0} = f_3 = 16.74 \text{ mm} < L / 500 = 33.6 \text{ mm}$$

5.5 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 ($s=6+24=30\text{cm}$).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta larghezza complessiva di 17.58m circa, con superficie pavimentata di 16.12m, cordolo laterale di 0.90m da un lato e 0.55 dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:

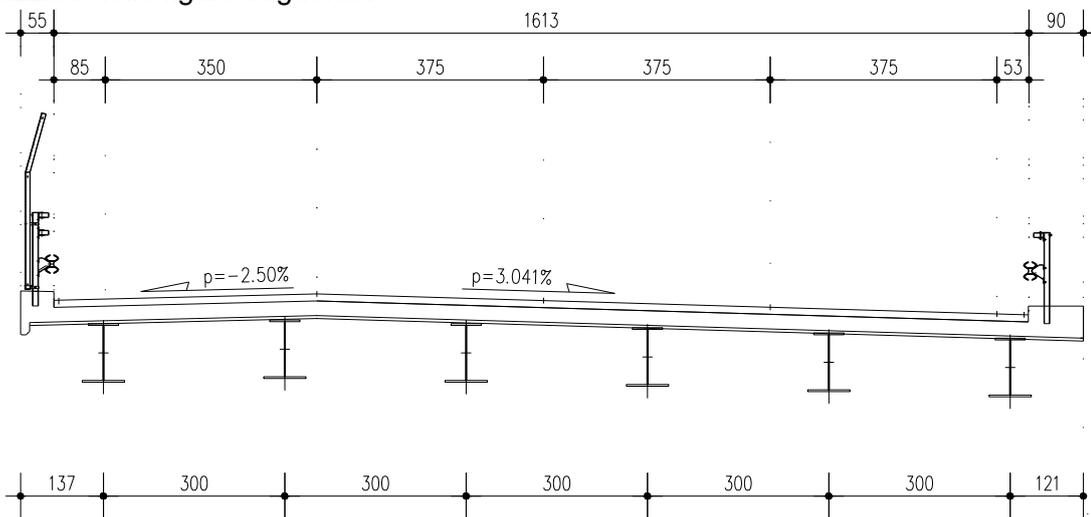


Figura 5.3 Sezione trasversale impalcato

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

Luce di calcolo sbalzo est $L = 1.40 \text{ m}$

Luce di calcolo campata $L = 3.00 \text{ m}$

Spessore soletta $s_s = 0.30 \text{ m}$

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

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

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 continua su cinque appoggi con sbalzi esterni.

5.5.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

5.5.1.1 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 ribalmento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5cm).

Analisi dei carichi

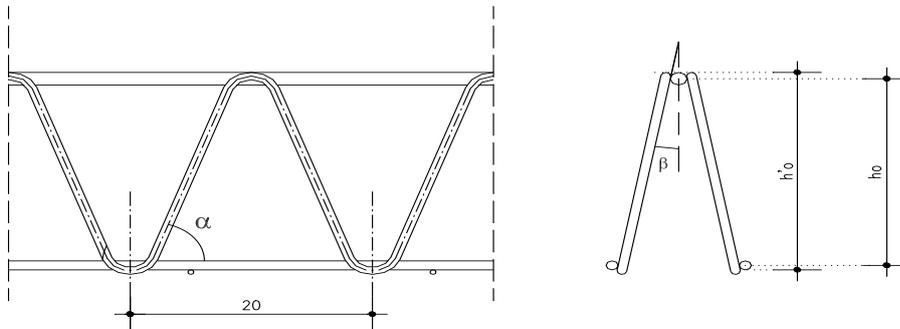
- | | |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo | $g_2 = 1.35 * 0.24 * 25.00 = 8.10 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| 4. Velella prefabbricata | $g_4 = 1.50 * 1.25 = 2.00 \text{ kN/m}$ |

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

1) Sbalzo

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 1.40 - 0.25 = 1.15\text{m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

	Carichi		
	peso proprio predalle	2.03	kN/mq
	getto integrativo	8.10	kN/mq
	sovraccarico	1.50	kN/mq
	veletta	2.00	kN/m
	Geometria tralicci		
	larghezza lastra	2.4	m
	interasse tralicci	0.40	m
corr. Sup.	∅ corrente superiore traliccio	16	mm
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
corr. Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	14	mm

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0100001	A	54 di 88

	area corrente inf.	154	mmq
	area correnti inf. / lastra	1848	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	57.14	
	lambda correnti inf.	57	
	coeff. Omega	1.46	
corr. Inferiore integrativo	∅ corrente inf. integrativo	5	mm
	area corrente inf. Integrativo	21	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	36	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	1.30	mmc
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	153.85	
	lambda correnti inf.	154	
	coeff. Omega	5.06	
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	∅ staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	942	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia staffa.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	16.50	cm
	lambda staffe	66	
	coeff. Omega	1.64	
	alfa	1.1903	rad
	beta	0.2038	rad
	lunghezza sbalzo	1.15	m

	lunghezza del tratto gettato	1.15	m
Sollecitazioni unitarie			
M		10.00	kNm/m
T		15.38	kN/m
Sollecitazioni sulla lastra			
M		24.00	kNm/lastra
T		36.90	kN/lastra
S staffe		43.10	kN/lastra
Tensioni sugli elementi			
	Trazione sui correnti sup.	132.0	N/mm ²
	Compressione nei correnti inf.	126.4	N/mm ²
	Compressione nelle staffe	62.9	N/mm ²

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

2) Campata

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 3.00 - 0.50 = 2.50 \text{ m}$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

	Carichi		
	peso proprio predalle	2.03	kN/mq
	getto integrativo	8.10	kN/mq
	sovraccarico	1.50	kN/mq
	Geometria tralicci		
	numero di tralicci nella lastra	6	m
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	16	mm
	area corrente sup.	201	mmq
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
	momento di inerzia corrente sup.	3217	mmq x mmq
	raggio di inerzia corrente sup.	4.00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti sup.	50	
Corrente Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
	∅ ferri inf. aggiuntivi	20	mm
	area ferri aggiuntivi	314	mmq
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	∅ staffa traliccio	10	mm

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN10	10	D26CL	NW0100001	A	57 di 88

area staffa	79	mmq
area staffe / lastra	942	mmq
momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	2.50	mmc
lunghezza libera di inflessione	16.50	cm
lambda staffe	66	
coeff. Omega	1.64	
alfa	1.19	rad
beta	0.2038	rad
larghezza piattabanda	0	m
lunghezza sbalzo	0	m
lunghezza campata	2.50	m
Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
Sollecitazioni unitarie		
M=	9.10	kNm/m
T=	14.55	KN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
larghezza lastra	2.40	m
M=	21.90	kNm/lastra
T=	34.90	kN/lastra
S staffe	40.75	kN/lastra
Tensioni sugli elementi		
Trazione sui correnti inf.	79.0	N/mmq
Compressione nei correnti sup.	176.81	N/mmq
Compressione nelle staffe	59.50	N/mmq

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

5.5.1.2 Fase definitiva

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature relativi alla fase definitiva sono eseguiti trascurando la “storia” dei carichi e la conseguente evoluzione delle tensioni dovuta alla costruzione per fasi della struttura, in quanto il calcolo viene eseguito allo Stato Limite Ultimo. Per le sezioni sollecitate da momento negativo si trascura la presenza dei ferri del traliccio delle prédalles in quanto già dalla fase provvisoria ereditano delle tensioni elevate e all’applicazione dei rimanenti carichi permanenti e dei carichi mobili raggiungono tensioni prossime allo snervamento. Assegnando alle armature della fase definitiva anche le sollecitazioni di quella provvisoria, si opera ad evidente favore di sicurezza.

5.5.1.3 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni, come indicato nelle figure seguenti. Le luci di calcolo sono riferite all’asse verticale delle travi metalliche. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

Si considera la pavimentazione estesa ad una larghezza di 22.60m.

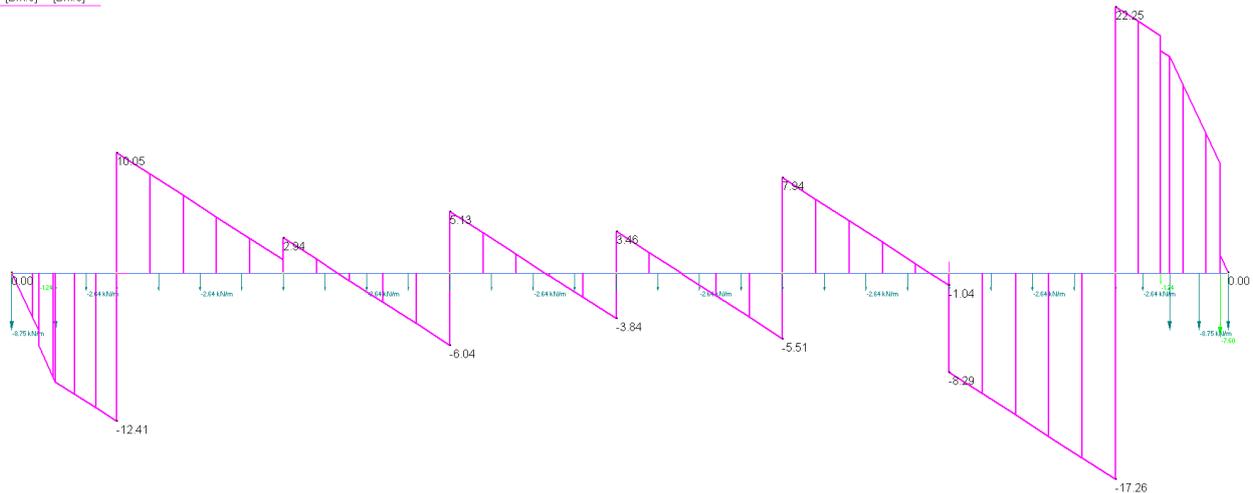
1) Pesi strutturali

Peso proprio prédalles: $g_1' = 0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
 Getto integrativo sbalzo: $g_1'' = 0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$

2) Pesi permanenti portati

Cordoli: $g_2 = 0.35 * 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
 Barriera antirumore: $P_2 = 7.60 \text{ kN/m}$
 Barriera sicurvia: $P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$
 Pavimentazione: $g_3 = 0.12 * 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

MIN	MAX	
SF2(kN)	-17.26	22.25
[Bm 8]	[Bm 6]	



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) – Taglio

5.5.1.4 Carichi accidentali

Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo q_1 (carichi mobili più gravosi) e q_8 (urto di veicolo in svio), definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali, nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi momenti positivi e negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

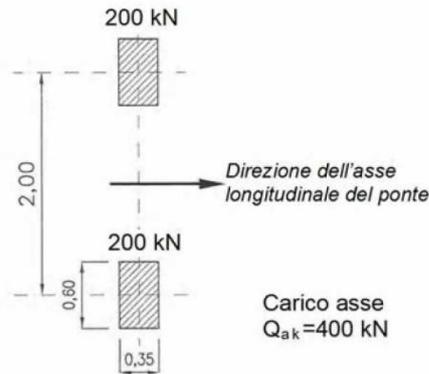
1) Sbalzo sx

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso.

Mentre il primo (valido sia per verifiche globali sia per verifiche locali) va disposto in asse corsia, il secondo (valido per verifiche locali) va considerato nella posizione più gravosa.

Il carico dello Schema di Carico 2 viene disposto con la prima ruota in adiacenza al cordolo come illustrato nella seguente figura:



Schema di carico 2
(dimensioni in [m])

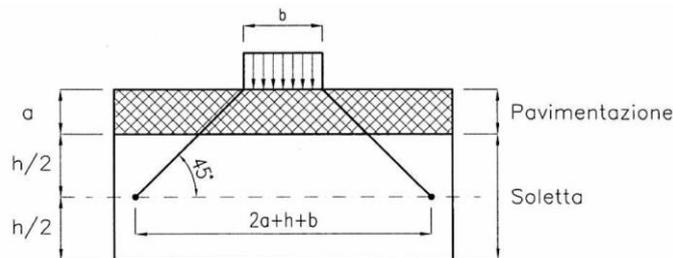


Figura 5.4 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

Schema 1

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura 5.6:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 \cdot 0.12 + 0.30 + 2 \cdot 0.775 = 3.69 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 3.69 \cdot 0.91 + 9.00 \cdot 1.11^2 / 2 = -79.43 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 \cdot 0.12 + 0.30 + 2 \cdot 0.335 \approx 2.81 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 300 / 2.81 + 9.00 \cdot 1.1 = 111.8 \text{ kN/m}$$

Schema 2

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (0.35 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 \cdot 0.12 + 0.30 + 2 \cdot 0.675 = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 200 / 2.24 \cdot 0.51 = -72.3 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave secondo la figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 \cdot 0.12 + 0.30 + 2 \cdot 0.56 \approx 2.01 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 200 / 2.01 = 100 \text{ kN/m}$$

2) Campata e appoggio

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considera lo Schema di Carico 1 formato dalla prima e seconda corsia disposte affiancate; con la teoria delle linee di influenza si costruiscono i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 \cdot 0.12 + 0.30 + 3.40 / 2 = 3.84 \text{ m}$$

Carico equivalente corsia n.1:

$$P_{eq.} = 300 / 3.84 \approx \mathbf{78 \text{ kN/m}}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 78 / (0.40 + 2 \cdot 0.12 + 0.30) = 82 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

$$\mathbf{q_{eq.} = 9.00 \text{ kN/m}}$$

Carico equivalente corsia n.2:

$$P_{eq.} = 200 / 3.84 = \mathbf{52 \text{ kN/m}}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 52 / (0.40 + 2 \cdot 0.12 + 0.30) = 55 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

$$\mathbf{q_{eq.} = 2.50 \text{ kN/m}}$$

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni; si nota che per gli sbalzi si deve comunque fare riferimento al punto precedente.

5.5.1.5 Urto di veicolo in svio

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$$W_{pl} = 2 S_x = \text{modulo di resistenza plastico}$$

$$S_x = \text{momento statico di metà sezione rispetto al baricentro}$$

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$

(Tabella 11.2.IV del D.M. 14/09/05)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da: $f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.2.4.8.2.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:
 valore medio $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$

frattile 0.95 $f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm².

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/09/05 prevede al punto 6.2.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a **45°** a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Le sollecitazioni nella soletta dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza risultano:

$$l_{rip} = 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.12 + 0.31/2) \tan 45^\circ = 3.05 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100 / 3.05 = \mathbf{32.8 \text{ kN/m}}$$

$$M_{urto} = 32.8 \times (1.00 + 0.12 + 0.31/2) = \mathbf{-41.8 \text{ kNm/m}}$$

Contemporaneamente all'azione d'urto si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote che supporta tutto il carico che provoca l'urto, schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160 / 10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: $P = 160 \text{ kN}$ (peso del mezzo)
 $L = 10.0 \text{ m}$ (lunghezza del mezzo)

Si ricavano dunque le sollecitazioni:

$$\mathbf{Mc.m.contemp. urto} = 16.0 \times (2.05 - 1.2 - 0.30) = 8.80 \text{ kNm/m}$$

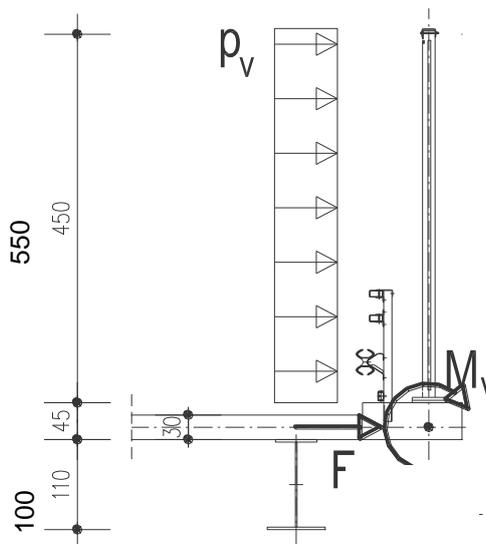
$$\mathbf{Vc.m.contemp. urto} = 16.0 \text{ kNm/m}$$

5.5.1.6 Carico del vento

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2.$$

Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente:



Schema dell'azione del vento sulla barriera

Si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$N_{qv} = 2.50 \times 5.50 = 13.75 \text{ N/m}$$

$$M_{qv} = 13.75 \times (5.50/2 + 0.35 + 0.30/2) = 44.69 \text{ kNm/m}$$

5.5.1.7 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni nelle sezioni significative, oggetto di verifica.

Le combinazioni sono fatte secondo i coefficienti del D.M. 2018:

SLU – UII Permanenti+urto: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.50 \cdot Q_{urto} + 1.35 \cdot Q_{c.m. cont.}$

SLU – UII Permanenti+c.mobili: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.35 \cdot Q$

SLU – Eccezionale: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot Q_{urto}$

SLE – Comb TI: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q$

1) Sezione sbalzo ext:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-20.01	17.33	
Carichi permanenti portati (G2)	-38.06	22.27	
Carichi mobili (Q)	-79.50	111.8	
Urto di veicolo (Q_{urto})	-41.80		32.79
Carico vento (Q_w)	-44.69		13.75
Carichi mobili contemporanei all'urto ($Q_{c.m.cont.}$)	-12.96	16.00	
Combinazioni			
SLU – UII – Permanenti + urto	-164.3	78.4	-49.3
SLU – UII – Permanenti + c.mobili + vento	-231.7	207.7	-12.4
SLU - Eccezionale	-179.4	151.4	32.79
SLE – TI	-137.6	151.4	

2) Sezione in campata:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	4.94		
Carichi permanenti portati (G2)	6.86		
Carichi mobili (Q)	41.17		
Combinazioni			
SLU – UII	72.54		
SLE - TI	52.97		

3) Sezione in appoggio:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-8.18	14.03	
Carichi permanenti portati (G2)	-5.08	8.29	
Carichi mobili (Q)	-65.53	107.14 (*)	
Combinazioni			

SLU – UII	-107.13	176.01	
SLE - TI	-78.79	129.46	

(*) Non si considera il valore del taglio pari a 143.20 kN in quanto valore di picco.

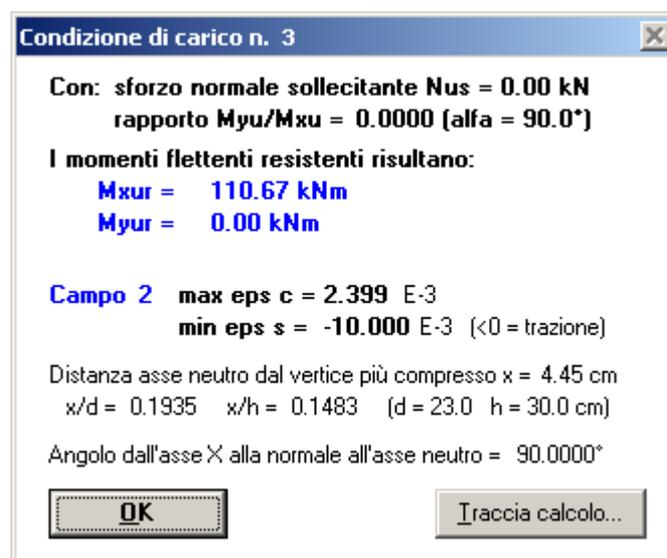
5.5.1.8 Verifiche di resistenza

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci sia i ferri inferiori integrativi inseriti nelle predalle sia i ferri in opera.

Quanto segue fa riferimento ad una sezione di verifica di base unitaria ed altezza pari allo spessore complessivo della soletta, compresa la predalle.

Verifica a flessione nella sezione di campata (Momento positivo max)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5" ($A_s'=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25" ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	72.54

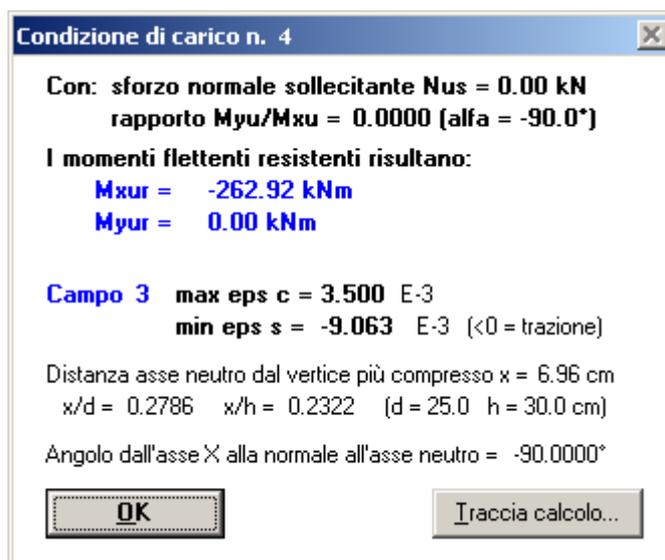


La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione in appoggio (Momento negativo min)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5" ($A_s'=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25" ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-107.13
Taglio (kN)	176.01



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione in appoggio:

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti:

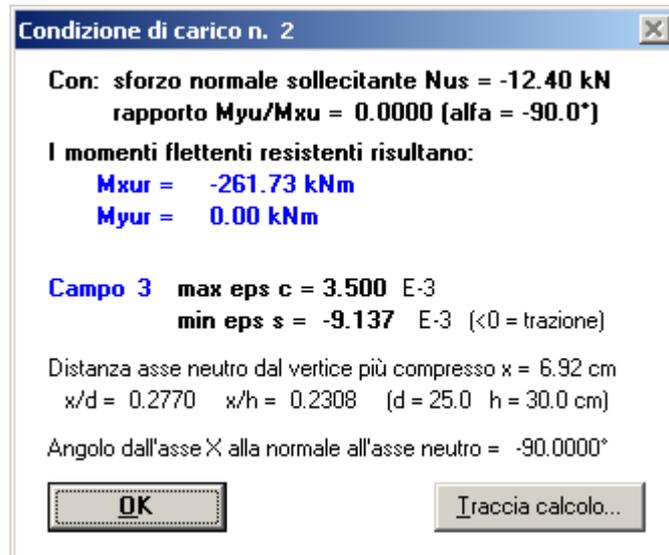
V_{Sd}	176.01	kN
N_{Sd}	0.00	kN
R_{ck}	45.00	N/mm ²
f_{ck}	37.35	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	21.17	N/mm ²
f_{yd}	391.30	N/mm ²
b_w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
ϕ	22	mm
n°	8	
A_{sI}	3040	mm ²
ρ_I	0.012	
σ_{cP}	0.000	N/mm ²
k	1.894	
v	0.558	
$V_{Rdc,min}$	202.76	kN
V_{Rdc}	139.43	kN
V_{Rd}	202.76	kN

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5" ($A_s'=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25" ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-231.7
Sforzo assiale	12.4
Taglio (kN)	207.7



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione dello sbalzo:

V_{Sd}	207.67	kN
N_{Sd}	0.00	kN
R_{ck}	45.00	N/mm ²
f_{ck}	37.35	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	21.17	N/mm ²
f_{yd}	391.30	N/mm ²
b_w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
ϕ	22	mm
n°	8	
A_{sl}	3040	mm ²
ρ_l	0.012	
σ_{cP}	0.000	N/mm ²
k	1.894	
v	0.558	
$V_{Rdc,min}$	202.76	kN
V_{Rdc}	139.43	kN
V_{Rd}	202.76	kN

La verifica si considera soddisfatta in quanto lo schema di carico a mensola dello sbalzo fornisce risultati a favore di sicurezza rispetto alla condizione reale di trave continua:

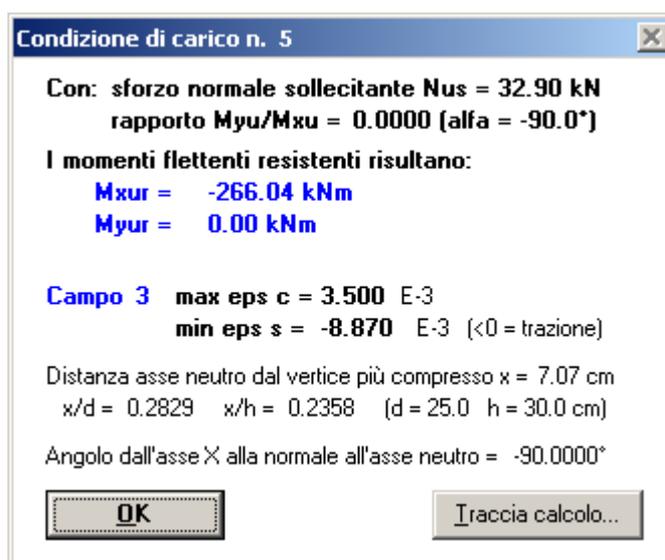
$$V_{Ed} \sim V_{Rd}$$

5.5.1.9 Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio

Viene considerata una condizione di carico eccezionale (SLU) nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvias si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvias stesso.

Verifica a tensoflessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5" ($A_s=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25" ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-179.4
Sforzo assiale	32.79
Taglio (kN)	151.4



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

5.5.2 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

5.5.2.1 Verifiche di resistenza (slu)

Si rimanda al paragrafo 5.1, dove sono riportate le verifiche delle sezioni miste acciaio-clc dell'impalcato.

In particolare si nota che la tensione massima del calcestruzzo è sempre inferiore alla tensione limite $f_{cd} = 21.16 \text{ N/mm}^2$, a cui corrisponde la deformazione al limite elastico per un calcestruzzo di classe $R_{ck} 45$.

Armatura longitudinale prevista in soletta:

estradosso $1\Phi 20/25''$

intradosso $1\Phi 20/25''$

5.6 TRAVERSI

5.6.1 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:

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

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

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

(vedi cap. 5 "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.")

SEZIONE S6 MEZZERIA TRAVERSO T1

TRAVE METALLICA

Altezza totale della trave in acciaio: 600

Spessore anima: 16

Ala inferiore : 250 x 20

Ala superiore : 250 x 20

Section Name	T1		
Properties			
Cross-section (axial) area	189,6	Section modulus about 3 axis	3584,96
Moment of Inertia about 3 axis	107548,8	Section modulus about 2 axis	418,1958
Moment of Inertia about 2 axis	5227,448	Plastic modulus about 3 axis	4154,4
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	660,84
Shear area in 2 direction	96,	Radius of Gyration about 3 axis	23,8168
Shear area in 3 direction	83,3333	Radius of Gyration about 2 axis	5,2508
Torsional constant	201,6957	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

DATI SOLETTA

Cls

Altezza	30	cm
Larghezza	560	cm
Area soletta	16800	cm ²

Baricentro soletta rispetto a proprio asse	-15	cm
Inerzia soletta cls rispetto proprio asse	1260000	cm ⁴



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	NW0100001	A	76 di 88

Armatura cls	24	cm ²
Baricentro armature	-15	cm

DATI STRUTTURA ACCIAIO

Momento inerzia intera sezione Js	107548,8	cm ⁴
Area complessiva sezione acciaio	189,6	cm ²
Baricentro rispetto ad origine struttura acciaio	30	cm
Baricentro rispetto ad origine (sopra soletta cls)	30	cm
Altezza totale profilo acciaio	60	cm

CALCOLO MOMENTO DI INERZIA SEZIONE COMPOSTA

Fase 0 - Cls non reagente - Coeff. Omog.	0
Momento inerzia sezione	107548,8 cm ⁴

Fase 1 - Carichi permanenti - Coeff. Omog.	18
Area totale	1146,933333 cm ²
Baricentro della sezione Yg	-7,561032318
Momento inerzia sezione	498019,5277

Fase 2 - Carichi accidentali - Coeff. Omog.	6
Area totale	3013,6
Baricentro della sezione Yg	-12,16883462
Momento inerzia sezione	677333,2969

Fase 3 - Ritiro	18
Area totale	1146,933333
Baricentro della sezione Yg	-7,561032318
Momento inerzia sezione	498019,5277

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 0 - Cls non reagente	
Modulo resistenza Cls - Wc	0
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	3584,96
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-3584,96

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 1 - Carichi permanenti	
Modulo resistenza Cls - Wc	22194,40461
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	-65866,60482
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-7371,401985



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	NW0100001	A	77 di 88

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 2 - Carichi accidentali

Modulo resistenza Cls - Wc	37985,92422
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	-55661,31173
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-9385,398844

CALCOLO MODULI RESISTENZA ALLE DIVERSE ALTEZZE DELLA TRAVE

Fase 3 - Ritiro

Modulo resistenza Cls - Wc	22194,40461
Modulo resistenza Acciaio Superiore - Wss	-65866,60482
Modulo resistenza Acciaio Inferiore - Wii	-7371,401985

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 6	SLU1	Combination		-169,738	16,819	-55,019	-8,3709	181,8512	104,9015

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 6 FASE 2	SLU3	Combination		-215,352	-84,584	-475,158	339,1733	892,2176	900,8852

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SEZ 6 FASE 2	SLU2 Ritiro	Combination		206,856	-37,385	-23,196	-28,2368	214,6275	-227,0761

CALCOLO STATO TENSIONALE SEZIONE

Azioni sollecitanti fase 0

Momento flettente	0 KNxm
Sforzo normale	-27 KN

Azioni sollecitanti fase 1

Momento flettente	105 KNxm
Sforzo normale	-170 KN

Azioni sollecitanti fase 2

Momento flettente	901 KNxm
Sforzo normale	-215 KN

Azioni sollecitanti fase 3

Momento flettente	-227 KNxm
Sforzo normale	206 KN

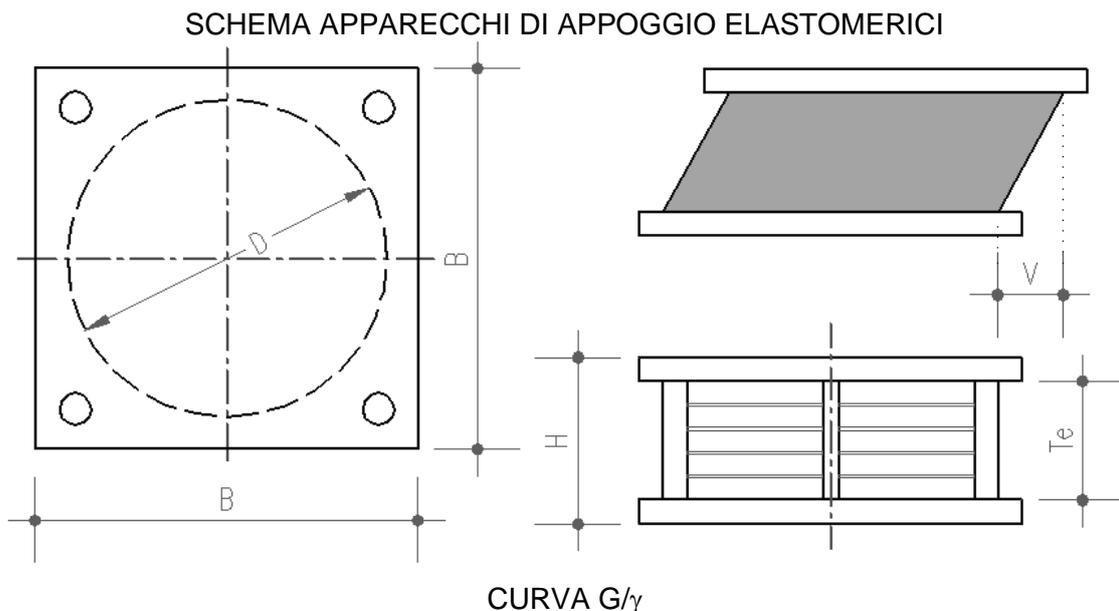
FASE	Coeff. Om. n	σ_c daN/cm ²	σ_{ss} daN/cm ²	σ_{ii} daN/cm ²
0	0	0	-14,240506	-14,2405063
1	18	1,804838164	-30,763445	-157,264509
2	6	38,34313312	-169,00618	-967,136147
3	18	-4,68428286	52,4245344	325,907786
	TOTALE	35,46368842	-161,5856	-812,733376

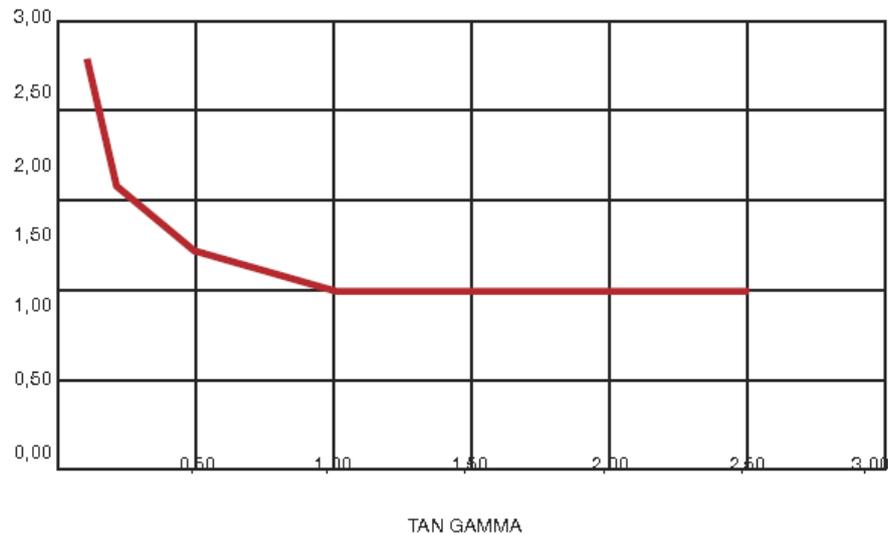
La verifica risulta soddisfatta.

6 RELAZIONE DI 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.

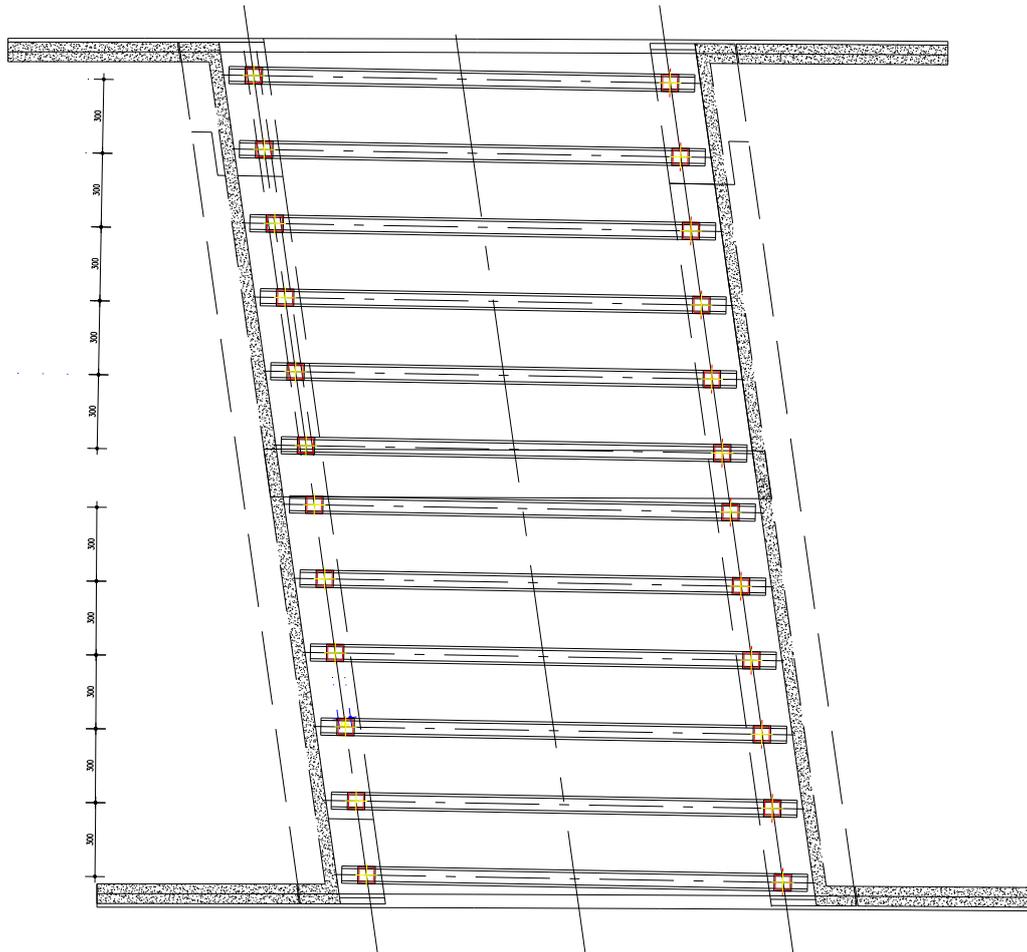




Variatione relativa della rigidità in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole Rubber compound physical-mechanical characteristic		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:

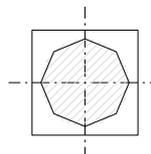


Schema appoggi

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 (\varnothing)	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 = 6
Luce di calcolo	L = 16.80m
Retrotrave	R = (0.80m di acciaio, 1.00 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 17.58m

6.1.1 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ	SLU	γ_{SISM}	SISMA
Peso proprio struttura (G_1)	81.97 kN	1.35	110.66 kN	1.00	81.97 kN
Peso proprio soletta (G_1)	180.81 kN	1.35	244.10 kN	1.00	180.81 kN
Carichi permanenti (G_2)	87.97 kN	1.5	131.96 kN	1.00	87.97 kN
Carichi mobili (Q)	602.66 kN	1.35	813.60 kN	0	0.00
TOTALE	953.41 kN		1300.3 kN 2		350.75 kN

6.1.2 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 17/01/18); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1.392$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{sis} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 1.60 \text{ kN/mm}$$

$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 2 * 6 = 19.20 \text{ kN/mm}$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	59.77 kN/m	19.00	1135.63 kN
Peso proprio soletta (G_1)	131.85 kN/m	19.00	2505.15 kN
Carichi permanenti (G_2)	64.15 kN/m	19.00	1218.85 kN
TOTALE	255.77 kN/m		4859.63 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(M/K)} = 1.00 \text{ s}$$

Di seguito si riporta lo spettro per lo stato limite ultimo SLV, per il calcolo delle sollecitazioni che l'impalcato trasmette alle sottostrutture attraverso gli appoggi, e lo spettro per lo stato limite ultimo SLC per il calcolo dello spostamento massimo ed il dimensionamento del dispositivo d'appoggio.

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

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.258 g
F_o	2.406
T_C	0.287 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.287 s
T_D	2.634 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.258
T_B ←	0.096	0.508
T_C ←	0.287	0.508
	0.398	0.365
	0.510	0.285
	0.622	0.234
	0.734	0.198
	0.845	0.172
	0.957	0.152
	1.069	0.136
	1.181	0.123
	1.292	0.113
	1.404	0.104
	1.516	0.096
	1.628	0.089
	1.739	0.084
	1.851	0.079
	1.963	0.074
	2.075	0.070
	2.186	0.067
	2.298	0.063
	2.410	0.060
	2.522	0.058
T_D ←	2.634	0.055
	2.699	0.053
	2.764	0.052
	2.829	0.052
	2.894	0.052
	2.959	0.052
	3.024	0.052
	3.089	0.052
	3.154	0.052
	3.219	0.052
	3.284	0.052
	3.349	0.052
	3.414	0.052
	3.479	0.052
	3.545	0.052
	3.610	0.052
	3.675	0.052
	3.740	0.052
	3.805	0.052
	3.870	0.052
	3.935	0.052
	4.000	0.052

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

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.285 g
F_o	2.381
T_c	0.289 s
S_s	1.000
C_c	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.289 s
T_D	2.739 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.285
T_B ←	0.096	0.554
T_C ←	0.289	0.554
	0.406	0.395
	0.523	0.307
	0.639	0.251
	0.756	0.212
	0.873	0.184
	0.989	0.162
	1.106	0.145
	1.223	0.131
	1.339	0.120
	1.456	0.110
	1.573	0.102
	1.689	0.095
	1.806	0.089
	1.923	0.083
	2.039	0.079
	2.156	0.074
	2.272	0.071
	2.389	0.067
	2.506	0.064
	2.622	0.061
T_D ←	2.739	0.059
	2.799	0.057
	2.859	0.057
	2.919	0.057
	2.979	0.057
	3.039	0.057
	3.099	0.057
	3.159	0.057
	3.219	0.057
	3.279	0.057
	3.339	0.057
	3.400	0.057
	3.460	0.057
	3.520	0.057
	3.580	0.057
	3.640	0.057
	3.700	0.057
	3.760	0.057
	3.820	0.057
	3.880	0.057
	3.940	0.057
	4.000	0.057

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e(\text{SLC}) = 0.160g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 4859.63 \text{ kN} \cdot 0.160 = 777.54 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis}, i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 777.54 / (2 \cdot 6) = 64.80 \text{ kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis}, i} / K_i = 64.80 / 1.60 = 40.50 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 40.50 / 84 = 0.482 = 48.2\%$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

6.2 ESCURSIONE DEI GIUNTI

Si riporta a seguire il dimensionamento dei giunti dell'impalcato in direzione longitudinale:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

Ove

- E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;
- E_2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;
- E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;
- $k_1 = 0.45$ coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;
- $k_2 = 0.55$ coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti
- d_{Ed} = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto
- d_{eg} = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno

Quindi si ottiene:

Accelerazione sismica al suolo SLD	ag	0,15	g
Coeff. Categoria del sottosuolo	S	1,1	
Periodo inizio del tratto a velocità costante	Tc	0,27	sec
Periodo inizio del tratto a spostamento costante	Td	2,2	sec
Spostamento dovuto alla variazione termica uniforme	E1	3.16	mm
Spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica	E2	3	mm
Spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno	E3	42,4	mm

Risulta $E_L = 21,85$ mm, in accordo al par. 2.5.2.1.5.3 Mdp RFI, si deve consentire una escursione totale pari:

$$\pm (E_L/2 + 10 \text{ mm})$$

In definitiva si ottiene $\pm 20,92$ mm, verificato in quanto è stato previsto un giunto di dilatazione sottopavimento tale da avere una escursione massima di ± 140 mm.

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).

Freccie teoriche travi principali	Peso acciaio	Peso soletta	Peso permanenti portati	Ritiro	Carichi mobili	Totale
Campata centrale	3mm	6mm	8.0mm	6.4mm	20.6mm	44mm

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

$$f_p = 9\text{mm}$$

$$L = 17\text{m}$$

$$f_p \leq 1/300 L$$

$$9\text{mm} < 56,6\text{mm}$$

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	19.55mm	20mm

8 VERIFICA RESISTENZA CAMPATA TEMPORANEA IN FASE DI MONTAGGIO

Viene schematizzata una trave avente una luce di 17m 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.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Italian NTC 2018							
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	VuMajor	MspanMajor	Equation	TotalRatio
Text	Text	Text	Text	KN	KN-m	Text	Unitless
4	C1	Beam	COMB1	-926,033	3935,6403	NTC Eq C4.2.38	0,9