

PNC - PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009-2016, Sub-misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

S.S. 502 - S.S. 78 - Belforte del Chienti - Sarnano - Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento delle intersezioni. 2° Stralcio. Cod. SIL ACNOAN00114 - Codice CUP F71B22001170001

PROGETTAZIONE DEFINITIVA, ESECUTIVA ED ESECUZIONE LAVORI

cod. **PSL10/22**

PROGETTO DEFINITIVO

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Prof. Ing. Franco BRAGA
Ordine Ingegneri di Roma n. 7072/A

GEOLOGO:

Dott. Geol. Andrea RONDINARA
Albo regionale del Lazio n. 921

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Davide TALIA
Ordine Ingegneri di Roma n. 29001/B

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Marco MANCINA

PROTOCOLLO

DATA

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE:

Mandataria



Mandanti



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI:

Mandataria



Mandanti



Dott. Geol. Andrea Rondinara

Prestatore del servizio di PMA



OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto VI.01

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T01VI01STRRE02A.dwg

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CODICE ELAB. **T01VI01STRRE02**

A

-

A	EMISSIONE	Agosto 2023	Petrucci	Orsini	Braga
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

S.S. 502 – S.S. 78 Belforte del Chienti – Sarnano – Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento intersezioni – 2° stralcio. Cod. SIL ACNOAN00114 - Codice CUP F71B22001170001 CIG 95039446B1

PROGETTO DEFINITIVO

Viadotto VI.01 – Relazione di calcolo Impalcato

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
3	UNITA' DI MISURA.....	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	10
4.1	Calcestruzzo	10
4.2	Acciaio	11
4.2.1	Acciaio per cemento armato	11
4.2.2	Acciaio carpenteria metallica	11
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI	23
7.1	Carichi di 1 ^a fase.....	23
7.1.1	Peso proprio (G1) delle parti in acciaio	23
7.1.2	Peso proprio (G1) della soletta	23
7.2	Carichi di 2a fase	24
7.2.1	Peso proprio (G1) dei cordoli	24
7.2.2	Peso (G2) della pavimentazione	24
7.2.3	Altri permanenti portati (G2).....	24
7.2.4	Viscosità e Ritiro	25
7.2.5	Distorsioni e deformazioni impresse	27
7.3.1	Azioni variabili da traffico: carichi verticali.....	29
7.3.2	Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3).....	31
7.3.3	Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4).....	32
7.3.4	Urto da veicolo in svio.....	32
7.1	Azioni ambientali.....	34
7.1.1	Azione del vento	34
7.1.2	Effetti termici	38
7.1.3	Azione sismica	40
8	GRUPPO DI AZIONI	42
9	COMBINAZIONI DI CARICO	43
9.1	Combinazioni impalcato	44
9.2	Combinazioni verifiche locali soletta	45
10	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	45
10.1	Valutazione della larghezza collaborante.....	45
10.1.1	Larghezza collaborante per le travi esterne	47
10.1.2	Larghezza collaborante per la trave di spina	48
10.2	Caratteristiche meccaniche delle travi	49
10.2.1	Parametri in 1a fase.....	50
10.2.2	Parametri in 2 fase – Too.....	51
10.2.1	Parametri in 2 fase – SNR Too	51
10.3	53	
10.3.1	Parametri in 3 fase - To	53
10.3.2	Parametri in 3 fase – SNR To	54

11	MODELLI DI CALCOLO	55
11.1	Modello per verifiche globali	55
11.2	Modello trasversale della soletta.....	57
11.2.1	Azioni per il modello trasversale	57
12	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI	62
12.1	Travi: verifica di resistenza allo SLU	62
12.2	Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale	68
12.3	Soletta: verifica a fessurazione	69
12.4	Riepilogo tensioni agenti sulla trave allo SLU	72
12.5	Verifiche allo stato limite di fatica	73
13	VERIFICA DELLA TRAVE DI SPINA	78
13.1	Carichi trasferiti dalla soletta.....	78
13.2	Calcolo delle sollecitazioni sulla trave di spina	80
13.3	Verifica della sezione di mezzeria.....	83
13.4	Verifica della sezione in appoggio.....	86
14	SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	88
14.1	Verifiche a pressoflessione	88
14.2	Verifica a taglio sezione corrente	91
14.3	Verifica in condizioni eccezionali	92
14.4	Stato limite di esercizio – Fessurazione.....	93
14.5	Verifica delle tensioni di esercizio	96
15	SCARICHI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI	98
15.1	Isolatori: Sforzo Normale	99
15.1	Isolatori: Spostamenti	103
16	VARCO STRUTTURALE ED ESCURSIONE GIUNTI	110

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento dell'impalcato del viadotto VI.01 che scavalca il fosso Fistrone relativo al progetto PSL 10/22 – S.S. 502 – S.S. 78 Belforte del Chienti – Sarnano.

L'impalcato è costituito da una struttura mista acciaio-calcestruzzo di lunghezza complessiva pari a 193.4m (192,0m distanza tra assi appoggi spalle + retro-trovai alle due estremità di lunghezza pari a 0.70m), suddivisa in quattro campate di luce pari rispettivamente a 45.0m – 51.0m – 51.0m – 45.0m.

La generica campata si compone di tre travi in acciaio longitudinali, due travi principali esterne e una secondaria di spina necessaria al trasferimento dei carichi agenti sulla soletta ai traversi. Tutte le travi sono realizzate mediante composizione di lamiere per saldatura e presentano sezione a “doppio T”. Lungo tutto lo sviluppo dell'opera le travi esterne presentano altezza totale costante e pari a 2800 mm, anche le piattabande superiore ed inferiore hanno larghezza costante e rispettivamente pari a 800mm e 1000mm per contro i relativi spessori e quello del pannello d'anima risultano variabili da concio a concio. Il pannello d'anima delle due travi esterne risulta inclinato verso l'esterno del ponte; pertanto, l'interasse tra le piattabande superiori e inferiori risulta rispettivamente di 7940 mm e 6400 mm.

Anche la trave di spina presenta sezione costante lungo tutta la lunghezza del viadotto, con una altezza totale di 500mm, piattabanda superiore di dimensioni 500mmx22mm (larghezza e spessore), piattabanda superiore di dimensioni 350mmx15mm e anima di spessore pari a 15mm.

Le travi in acciaio sono tra loro collegate per mezzo di una soletta superiore in cemento armato realizzata con getto in opera mediante l'impiego di predalles autoportanti poggiate sulle travi esterne e su quella di spina, avente spessore costante e pari a 350mm (soletta 300mm + predalles 50 mm). La larghezza complessiva della soletta è di 11.90m e sono presenti due cordoli esterni di larghezza pari 0.70m su cui è installata una barriera bordo ponte di classe H4b. La soletta presenta sbalzi laterali di luce pari a 1.98m (misura da asse travi esterne) mentre l'interasse tra gli appoggi (travi esterne e di spina) è pari a 3.97m. La solidarizzazione tra la struttura metallica e la soletta in cemento armato è assicurata da un opportuno numero di connettori tipo Nelson saldati all'ala superiore di ciascuna delle 3 travi metalliche.

L'impalcato è completato da traversi intermedi in acciaio di tipo reticolare, posti ad un interasse di 5000 mm sulle campate laterali (campate di luce pari a 45m) e di 5100 mm su quelle centrali (luce di 51m). Le aste che realizzano il generico traverso sono costituite da coppie di profili angolari a lati uguali, tra loro unite tramite calastrelli. Il collegamento alle travi principali e di spina è di tipo bullonato.

L'impalcato in acciaio presenta inoltre degli irrigidimenti trasversali e longitudinali costituiti da piatti. I primi, per le travi esterne, presentano sezione di 350mmx15mm e sono posti ad un interasse di 2500 mm sulle campate laterali (45m) e 2550 mm su quelle centrali (51m), mentre sulla trave di spina sono posizionati solo in corrispondenza dei traversi e presentano spessore di 10mm. Gli irrigidimenti longitudinali presentano sezione di 200x18 e sono posizionati in modo da dividere l'altezza del pannello d'anima in tre campi di altezza circa pari a 950 mm. L'irrigidimento superiore corre su tutto lo sviluppo dell'opera, mentre quello inferiore è posto in corrispondenza dei conci in appoggio.

La struttura è dotata, inoltre, di controventi superiori e inferiori a croce di S. Andrea, i primi provvisori di montaggio da mantenere sia durante le fasi di varo che di getto della soletta superiore (impalcato in posizione su pile e spalle), i secondi costituiti da profili angolari a lati uguali fissati per mezzo di bulloni a piatti saldati alle due travi esterne, posti in corrispondenza del corrente inferiore dei traversi.

Nella successiva tabella si riportano le dimensioni principali delle sezioni esterne per ogni concio:

Travi Esterne:

concio	-	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8	C_9	C_10	C_11	C_12	C_13	C_14	C_15
L concio	mm	12950	13500	12500	13500	12500	12500	12500	13500	12500	12500	12500	13500	12500	13500	12950
Htot.	mm	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
B sup.	mm	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
Ssup.	mm	35	40	35	45	35	40	35	35	35	40	35	45	35	40	35
B inf.	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
S inf.	mm	40	50	45	55	45	50	45	45	45	50	45	55	45	50	40
Sa	mm	18	15	15	18	15	15	15	18	15	15	15	18	15	15	18
p.p	kN/m	9.19	9.63	8.93	10.96	8.93	9.63	8.93	9.57	8.93	9.63	8.93	10.96	8.93	9.63	9.19

Trave di spina

Htot.	mm	500
B sup.	mm	350
Ssup.	mm	15
B inf.	mm	500
S inf.	mm	22
Sa	mm	15
p.p	kN/m	1.82

Htot: altezza trave; Sa: spessore anima; Bsup/inf, Ssup/inf: larghezza e spessore delle piattabande superiori e inferiori; pp: peso unitario profilo (al netto di piatti e irrigidimenti).

Controventi di piano di montaggio superiori: L100x100x8

Traversi:

- Corrente superiore: 2Lx180mmx18mm /15 mm
- Corrente inferiore: 2Lx180mmx18mm /15 mm
- Aste diagonali: 2Lx180mmx18mm /15 mm
- Montante verticale: 2Lx130mmx14mm /15 mm

Si riportano di seguito il profilo longitudinale dell'opera e la sezione trasversale dell'impalcato.

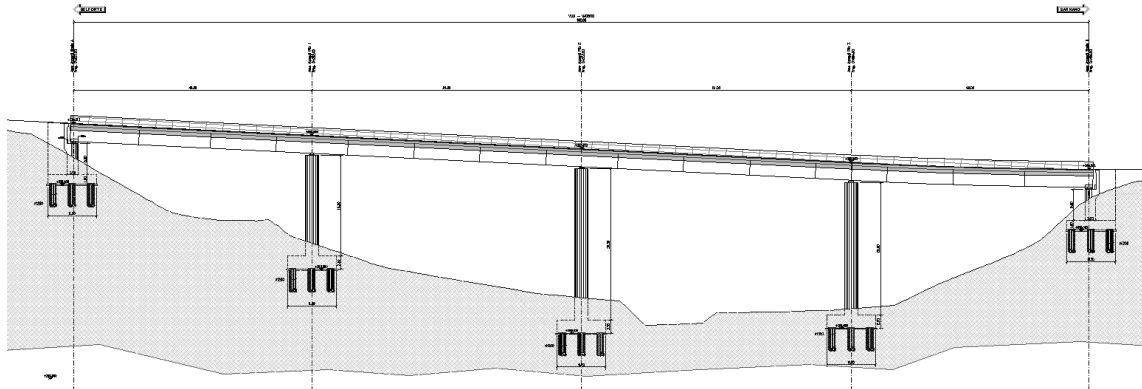


Figura 1: Profilo longitudinale dell'opera

Gli appoggi dell'impalcato sono costituiti da isolatori in elastomero armato in numero totale di dieci, quattro sulle due spalle e sei sulle tre pile. Tali dispositivi hanno un comportamento viscoelastico con caratteristiche di rigidità e smorzamento che variano al variare del livello di deformazione a taglio a cui sono sottoposti.

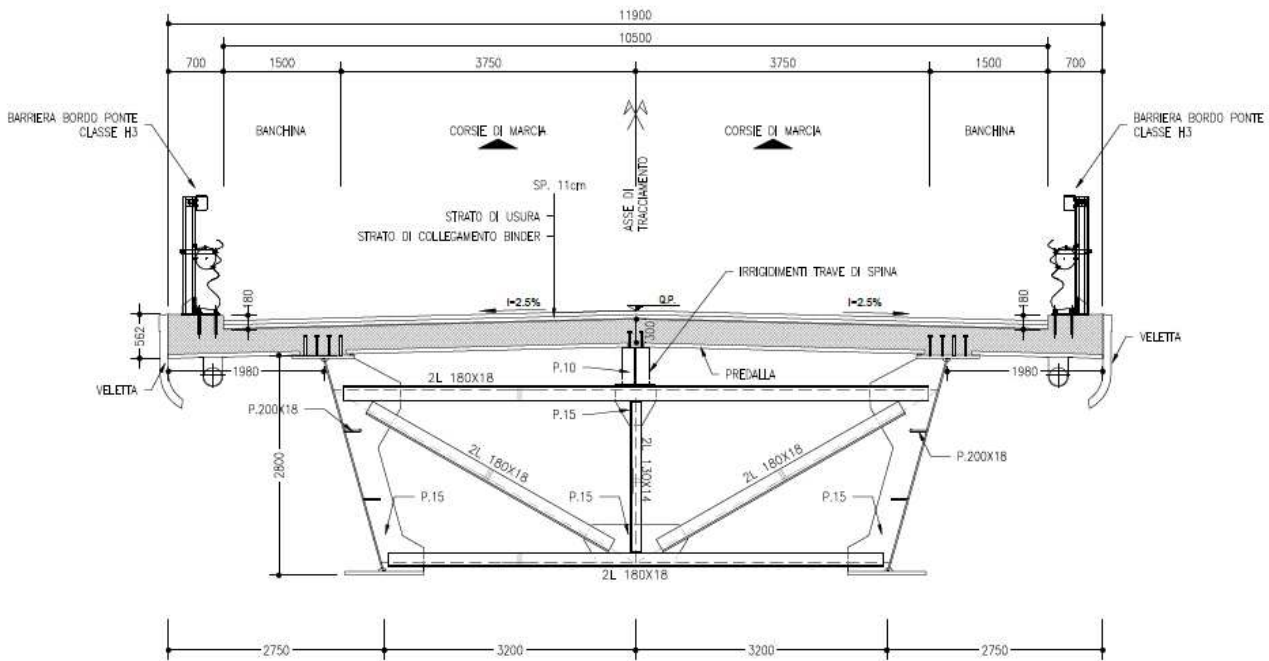


Figura 2: Sezione trasversale campate laterali impalcato

Nella fattispecie sono stati adottati dispositivi caratterizzati da gomma a mescola dura ("H"). Nella successiva tabella vengono riepilogate le caratteristiche adottate per tali dispositivi in progetto, ossia modulo di rigidità a taglio (**G**), smorzamento equivalente (**ζ_{eq}**), Rigidità orizzontale equivalente (**$K_{h,eq}$**) rigidità verticale (**$K_{v,iso}$**),

Carico verticale massimo allo SLU ($F_{v,rd}$), Carico verticale massimo allo SLC (V_{rd}) e spostamento limite di progetto ($d2r$).

Elemento	Nome Isolatore	G ($\gamma=1$)	$\zeta_{,eq.}(\gamma=1)$	$K_{h,eq}$	$K_{v,iso}$	$F_{v,rd}$	V_{rd}	$d2r$
[-]	[-]	[MPa]	[%]	[kN/mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]
Pila	SI-H 800/160	1.4	15	4.40	3048	14940	7920	300
Spalla	SI-H 600/176	1.4	15	2.25	1459	10310	2940.0	350

Il dispositivo previsto sulla pila ha diametro dell'elastomero di 800 mm e uno spessore totale di gomma pari a 160mm, per la spalla tali grandezze sono rispettivamente pari a 600mm e 176mm.

2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- D.M. 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni” con la relativa circolare applicativa del 21 Gennaio 2019 n. 7 - “Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni” (nel seguito **NTC-2018**);
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - “Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume; pesì propri e sovraccarichi per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - “Azioni in generale - Azioni del vento” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - “Azioni in generale - Azioni termiche” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - “Carichi da traffico sui ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - “Progettazione geotecnica - Regole generali” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti” con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- UNI EN 206:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”; • UNI 11104:2016 - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206”;
- UNI EN 10080:2005 - “Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità”;
- Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;

- Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell'11.11.80 Min. LL. PP.

Sono infine state applicate le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture, qualora applicabili:

- Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
- Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
- Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
- Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
- Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
- Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
- Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
- Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 UNITA' DI MISURA

Salvo diverse specificazioni, le unità di misura correntemente utilizzate, in conformità al sistema degli eurocodici ed al D.P.R. n. 802 del 12 agosto 1982 e s.m.i., sono:

- forze e carichi: [kN], [kN/m], [kN/m²];
- massa specifica: [kg/m³];
- peso specifico: [kN/m³];
- tensioni e resistenze: [kN/cm²], [N/mm²], [kPa], [MPa];
- momenti: [kN m].

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 Calcestruzzo

Soletta : Classe C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,50$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XC3+XS1

Copriferro = 40 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

Cordoli: Classe C35/45

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,45$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XD3+XF4

Copriferro = 50 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

Predalle: Classe C40/50

$R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 41,50 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 41,50 \cdot 0,85 / 1,5 = 23,52 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,59 \text{ N/mm}^2$

Tipo di cemento: CEM I ÷ V

Rapporto Acqua/Cemento: $\leq 0,45$

Classe minima di consistenza: S4

Classe di esposizione ambientale: XC4

Copriferro = 35 mm

Diametro massimo inerti: 20 mm

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

4.2.2 Acciaio carpenteria metallica

Acciaio	S355
Tensione di snervamento $sp. \leq 40\text{mm}$	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di snervamento $40\text{mm} < sp. \leq 80\text{mm}$	$f_{yk} \leq 335 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura $sp. \leq 40\text{mm}$	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura $40\text{mm} < sp. \leq 80\text{mm}$	$f_{tk} \leq 470 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per T fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C)}$;
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia del terreno considerata e i relativi parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono riportati nell'elaborato di calcolo T01VI01GETRE01A.

Si precisa, che dal punto di vista della definizione dell'azione sismica l'infrastruttura in oggetto ricade su suolo di categoria B.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (DM 17.1.2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita nel D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.1.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$ anni.

6.1.1.2 CLASSE D’USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo IV** con coefficiente d'uso **C_U=2**.

6.1.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.1.1.4 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Fissata la vita di riferimento V_R, i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{V_R}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	60
	SLD	101
SLU	SLV	949
	SLC	1950

6.1.1.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto riportato nel DM 17.1.2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B**.

6.1.1.6 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°

T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata dall'opera in oggetto risulta classificabile come **T1**.

6.1.1.7 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 del DM 17.1.2018, per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica nel caso in esame è pari a $S_T = 1$.

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica per gli stati limite di verifica sono pari a:

Stati limite		[/]	[/]	[1/s]
		S	$S_{verticale}$	C_c
SLE	SLO	1.20	1	1.40
	SLD	1.20	1	1.39
SLU	SLV	1.17	1	1.36
	SLC	1.10	1	1.35

6.1.1.8 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

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, a "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6.1 Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

...■... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6.2 Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

PROGETTO DEFINITIVO

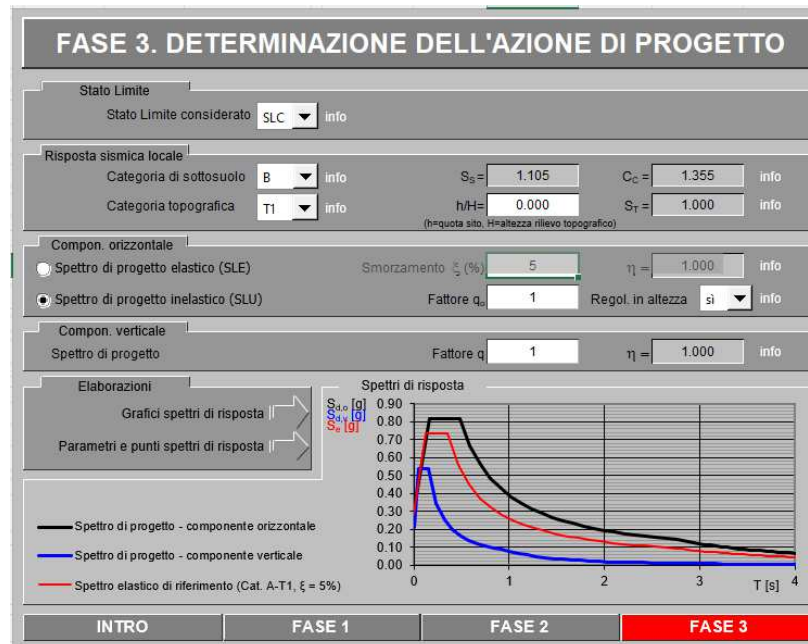


Figura 6.3 Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3): SLC

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC

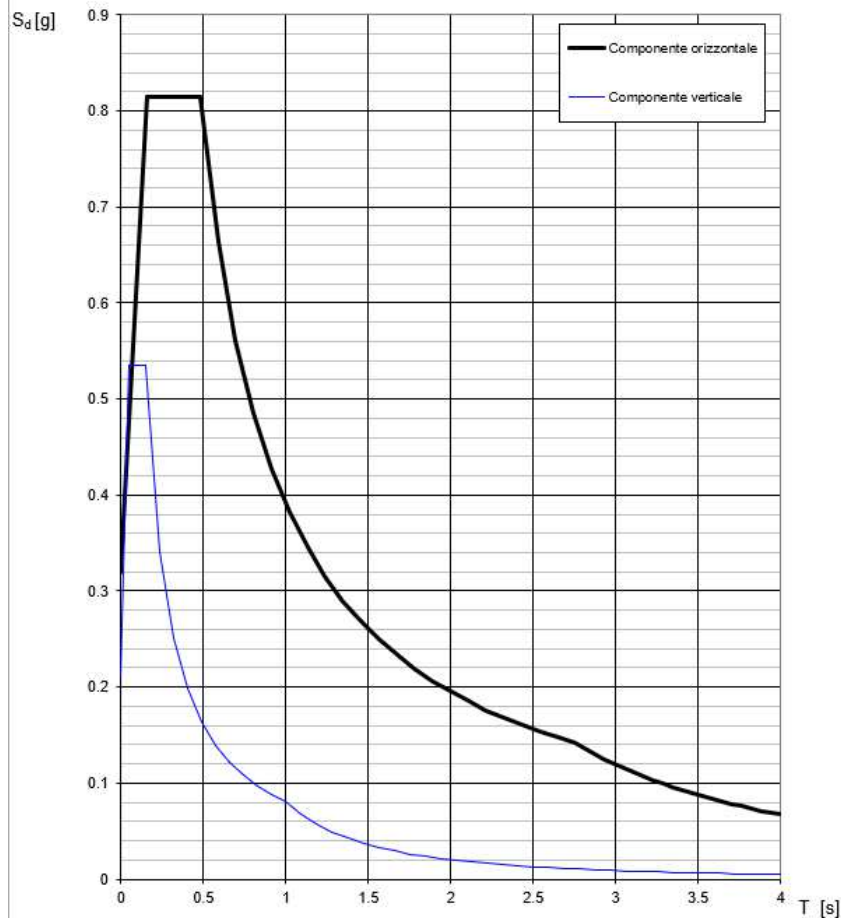


Figura 6.4 Spettro di risposta elastici: SLC

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.289 g
F_g	2.551
T_C	0.353 s
S_S	1.105
C_C	1.355
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.105
η	1.000
T_B	0.159 s
T_C	0.478 s
T_D	2.757 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_g$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ 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	0.320
T_B	0.159	0.815
T_C	0.478	0.815
	0.587	0.664
	0.695	0.561
	0.804	0.485
	0.912	0.427
	1.021	0.382
	1.129	0.345
	1.238	0.315
	1.346	0.290
	1.455	0.268
	1.563	0.249
	1.672	0.233
	1.780	0.219
	1.889	0.206
	1.997	0.195
	2.106	0.185
	2.214	0.176
	2.323	0.168
	2.431	0.160
	2.540	0.154
	2.648	0.147
T_D	2.757	0.141
	2.816	0.136
	2.875	0.130
	2.934	0.125
	2.994	0.120
	3.053	0.115
	3.112	0.111
	3.171	0.107
	3.230	0.103
	3.290	0.099
	3.349	0.096
	3.408	0.093
	3.467	0.089
	3.526	0.086
	3.586	0.084
	3.645	0.081
	3.704	0.078
	3.763	0.076
	3.822	0.074
	3.882	0.071
	3.941	0.069
	4.000	0.067

Figura 6.5 Spettro orizzontale di progetto: valori allo SLC

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{ov}	0.210 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.852
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{ov}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.210
T_B	0.050	0.536
T_C	0.150	0.536
	0.235	0.342
	0.320	0.251
	0.405	0.198
	0.490	0.164
	0.575	0.140
	0.660	0.122
	0.745	0.108
	0.830	0.097
	0.915	0.088
T_D	1.000	0.080
	1.094	0.067
	1.188	0.057
	1.281	0.049
	1.375	0.043
	1.469	0.037
	1.563	0.033
	1.656	0.029
	1.750	0.026
	1.844	0.024
	1.938	0.021
	2.031	0.019
	2.125	0.018
	2.219	0.016
	2.313	0.015
	2.406	0.014
	2.500	0.013
	2.594	0.012
	2.688	0.011
	2.781	0.010
	2.875	0.010
	2.969	0.009
	3.063	0.009
	3.156	0.008
	3.250	0.008
	3.344	0.007
	3.438	0.007
	3.531	0.006
	3.625	0.006
	3.719	0.006
	3.813	0.006
	3.906	0.005
	4.000	0.005

Figura 6.6 Spettro verticale di progetto: valori allo SLC

PROGETTO DEFINITIVO

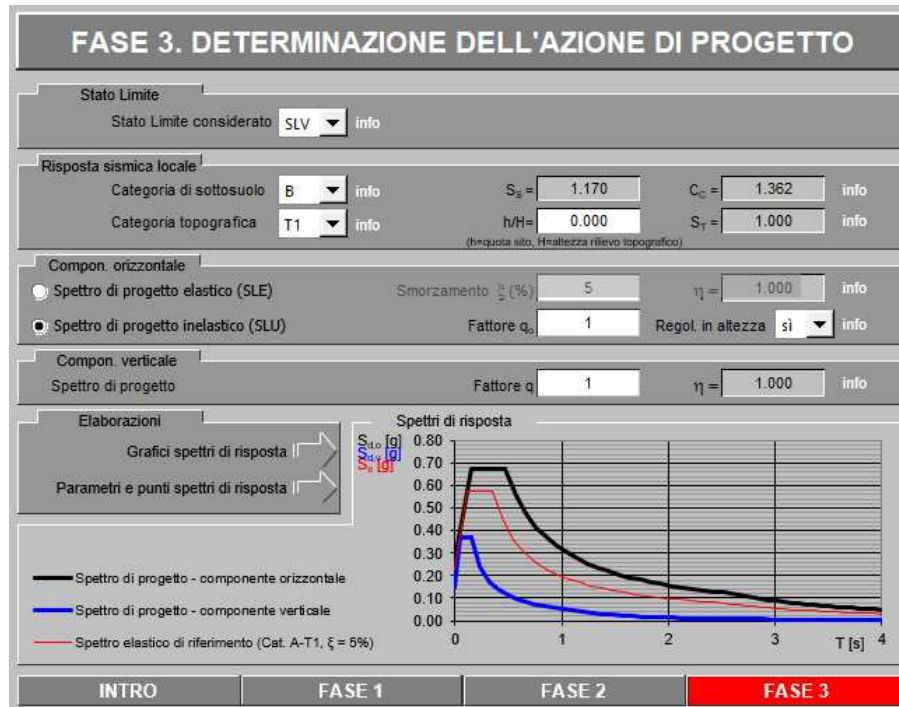


Figura 6.7 Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3): SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

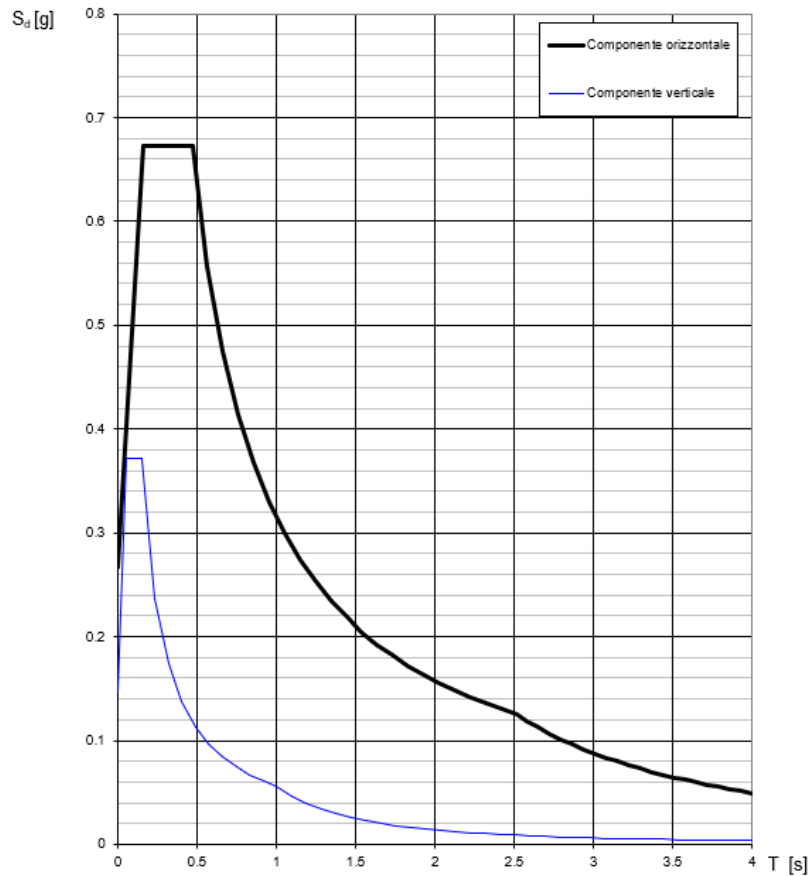


Figura 6.8 Spettro di risposta elastici: SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
F_o	2.524
T_c	0.344 s
S_s	1.170
C_c	1.362
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.170
η	1.000
T_B	0.156 s
T_C	0.468 s
T_D	2.512 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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	0.267
T_B	0.156	0.673
T_C	0.468	0.673
	0.565	0.557
	0.663	0.476
	0.760	0.415
	0.857	0.368
	0.955	0.330
	1.052	0.300
	1.149	0.274
	1.247	0.253
	1.344	0.234
	1.441	0.219
	1.539	0.205
	1.636	0.193
	1.734	0.182
	1.831	0.172
	1.928	0.163
	2.026	0.156
	2.123	0.148
	2.220	0.142
	2.318	0.136
	2.415	0.130
T_D	2.512	0.125
	2.583	0.119
	2.654	0.112
	2.725	0.107
	2.796	0.101
	2.867	0.096
	2.937	0.092
	3.008	0.087
	3.079	0.084
	3.150	0.080
	3.221	0.076
	3.292	0.073
	3.362	0.070
	3.433	0.067
	3.504	0.064
	3.575	0.062
	3.646	0.060
	3.717	0.057
	3.787	0.055
	3.858	0.053
	3.929	0.051
	4.000	0.049

Figura 6.9 Spettro orizzontale di progetto: valori allo SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{zv}	0.147 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.627
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_v}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.147
T_B	0.050	0.371
T_C	0.150	0.371
	0.235	0.237
	0.320	0.174
	0.405	0.137
	0.490	0.114
	0.575	0.097
	0.660	0.084
	0.745	0.075
	0.830	0.067
	0.915	0.061
T_D	1.000	0.056
	1.094	0.047
	1.188	0.039
	1.281	0.034
	1.375	0.029
	1.469	0.026
	1.563	0.023
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.010
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.006
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

Figura 6.10 Spettro verticale di progetto: valori allo SLV

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Carichi di 1ª fase

7.1.1 Peso proprio (G1) delle parti in acciaio

L'impalcato in acciaio è costituito da 15 conci. Per le travi esterne, considerando la simmetria dell'opera (asse di simmetria coincidente con l'asse della pila 2), sono state definite 8 sezioni tipo della trave. Per la sezione di spina si ha un'unica sezione per tutto lo sviluppo dell'opera. Per gli spessori e le larghezze dei piatti che realizzano la sezione in acciaio si rimanda al § 1.

Nella successiva tabella si riportano i valori dei pesi unitari e totali considerati in fase di calcolo:

concio	-	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8	T. di spina
L concio	mm	12950 x 2	13500 x 2	12500 x 2	13500 x 2	12500 x 2	12500 x 2	12500 x 2	13500	193400
p.p	kN/m	9.19	9.63	8.93	10.96	8.93	9.63	8.93	9.57	1.82
P	kN	237.98 x 2	259.96 x 2	223.33 x 2	295.88 x 2	223.33 x 2	240.70 x 2	223.33 x 2	258.49 x 2	352.14

Il peso degli elementi strutturali presenti nel modello è stato opportunamente amplificato (50%) al fine di considerare il peso di traversi, piastre di irrigidimento, bulloneria e pioli.

Pertanto, il peso complessivo della carpenteria metallica è pari a:

Peso unitario impalcato in acciaio	kN/m ²	2.62
	kN/m	31.18
Peso tot. impalcato In Acciaio	kN	6029.51

7.1.2 Peso proprio (G1) della soletta

Nella seguente tabella si riporta il carico al metro lineare e totale della soletta considerata in fase di calcolo:

peso sp. c.a.	kg/m ³	2500.0
peso sp. predalla	kg/m ³	2500.0
Lunghezza ponte	m	193.4
Larghezza totale soletta	m	11.9
Spessore soletta	m	0.30
Spessore predalla	m	0.05
Peso unitario soletta	kN/m ²	8.75
	kN/m	104.125
Peso tot. soletta	kN	20137.78

G1_c 104.125 kN/m

7.2 Carichi di 2a fase

7.2.1 Peso proprio (G1) dei cordoli

p.s._c.a.	25.00		Peso specifico cemento armato
B_cord.sx	0.70	m	Larghezza trasversale cordolo ciglio sx
h_cord.sx	0.18	m	Altezza cordolo ciglio sx
P_crd_sx	3.15	kN/m	Peso cordolo sx su unità di lunghezza del ponte
B_cord.dx	0.70	m	Larghezza trasversale cordolo ciglio sx
h_cord.dx	0.18	m	Altezza cordolo ciglio dx
P_crd_dx	3.15	kN/m	Peso cordolo dx su unità di lunghezza del ponte

G1_cord 6.300 kN/m

7.2.2 Peso (G2) della pavimentazione

L_tra.	11.90	m	Larghezza trasversale complessiva (cordoli inclusi)
B_cord.sx	0.70	m	Larghezza trasversale cordolo ciglio sx
B_cord.dx	0.70	m	Larghezza trasversale cordolo ciglio sx
sp._pav.	0.11	m	Spessore pavimentazione
p.s._pav.	24.00	kN/m ³	Peso specifico pavimentazione
L_nero	10.50	m	Larghezza del nero
Q_pav.	2.64	kN/m ²	Carico pavimentazione a metro quadro di soletta
P_pav.	27.72	kN/m	Peso pavimentazione su unità di lunghezza del ponte

G2 27.72 kN/m

7.2.3 Altri permanenti portati (G2)

Si considera il peso di barriere, veletta e impianti:

peso barriere	1.50	kN/m	Peso barriera sul singolo ciglio
altri G2	7.50	kN/m	Altri carichi permanenti portati su unità di lunghezza del ponte

G2 10.50 kN/m

7.2.4 Viscosità e Ritiro

Per tener conto degli effetti della viscosità nel calcolo delle tensioni sulla sezione trasversale sono state fatte le seguenti assunzioni:

U.R. = 70%	umidità relativa;
$t_0 = 28$ giorni	età del CLS a partire dalla quale si ha viscosità;
$h_0 = 2 A_c / u = 0.57$ m	dimensione fittizia;
$A_c = 3.57$ m ²	area conglomerato;
$u = 12.50$ m	perimetro CLS a contatto con l'atmosfera;
$\phi (00-t_0) = 1.51$	coefficiente di viscosità finale;
$E_c = 34625$ MPa	modulo di elasticità del calcestruzzo $R_{ck} = 45$ MPa;
$\psi_L = 1.1$	coeff. di invecchiamento per carichi permanenti;
$E_a = 210000$ MPa	modulo di elasticità dell'acciaio;coefficiente di
$E_{c\text{-viscoso}} = E_c / (1 + \phi \times \psi) = 13271$ MPa	modulo di elasticità del calcestruzzo a tempo t_{00} ;
$n_0 = E_a / E_c = 6.06$	coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_0
$n_{00} = E_a / E_{c\text{-viscoso}} = 15.82$	coefficiente di omogeneizzazione a tempo t_{00} .

Nella relazione, da ora in poi, si adatterà la dizione “a tempo t_0 o a tempo t_{00} ” intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o $E_{c\text{-viscoso}}$ o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente n_0 o n_{00} .

Gli effetti del ritiro ed in particolare le coazioni dovute all'accorciamento impedito del calcestruzzo della soletta è stato considerato adottando opportuni carichi equivalenti sul modello dell'impalcato.

La soletta risulta soggetta ad uno sforzo normale di trazione per accorciamento impedito, che vale:

$$N_{rit} = - E_{cls} \times \epsilon_{cs} \times A_{cls}$$

in cui:

$E_{cls} =$	modulo elastico del CLS (t_{00});
$A_{cls} = h_{sol} \times L_{trasv\ sol}$	area del CLS;
ϵ_{cs}	deformazione da ritiro da essiccamento e autogeno

dove:

$\epsilon_{cd,t_{00}}$	0.0221%	valore medio del ritiro da essiccamento a tempo infinito
$\epsilon_{ca,t_{00}}$	0.0068%	valore medio del ritiro autogeno a tempo infinito
$\epsilon_{cs,t_{00}}$	0.0289%	valore medio del ritiro a tempo infinito

essendo:

- $\epsilon_{cd,t_{00}} = k_h \times \epsilon_{c0}$ valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento (§ 11.2.10.6 DM 17.1.2018)

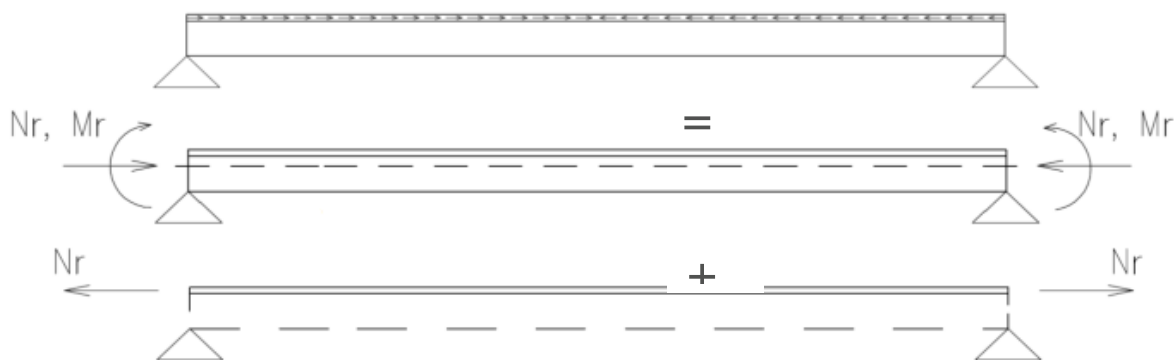
- $\epsilon_{c0} = 2.85E-4$ deformazione da ritiro per essiccamento (tab. 11.2. Va DM 17.1.2018)
- $k_h = 0.927$ (tab. 11.2. Vb DM 17.1.2018)
- $\epsilon_{ca,too} = 2.5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$ valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno (§ 11.2.10.6 formula 11.2.10 DM 17.1.2018)
- $\epsilon_{cs,too} = \epsilon_{cd,too} + \epsilon_{ca,too}$ deformazione totale da ritiro a t_{oo}

Per il calcolo della deformazione conseguente al ritiro sono stati considerati i seguenti parametri:

U.R. = 70%	umidità relativa;
$t_0 = 1$ giorno	età del CLS a partire dalla quale si ha viscosità;
$h_0 = 2 A_c / u = 0.57$ m	dimensione fittizia;
$A_c = 3.57$ m ²	area conglomerato;
$u = 12.50$ m	perimetro CLS a contatto con l'atmosfera;

Per il calcolo delle azioni prodotte dal ritiro della soletta sono state considerate le caratteristiche geometriche della sezione mista dell'impalcato a t_{oo} . Tali effetti sono stati considerati come somma di due effetti:

- Effetti primari su schema isostatico. Lo stato di tensione è dovuto alla somma degli effetti dovuti all'accorciamento impedito della soletta (tensioni nella sola soletta) e delle tensioni nella sezione mista dovute alla pressoflessione prodotta alla reazione cambiata di segno nello schema a ritiro impedito.



il valore dell'assiale, con le grandezze definite in precedenza, risulta pari a:

$$N_{rit} = - E_{cls} \times \epsilon_{cs} \times A_{cls} = -14320.02 \text{ kN}$$

Il valore di momento agente dovuto al ritiro è stato calcolato in funzione della posizione del baricentro della sezione mista a t_{oo} :

n. travi	2.0	-	numero di travi
h_s	2.8	m	Altezza sezione in acciaio

I_s	0.1755	m^4	Momento di inerzia sezione in acciaio singola trave
A_s	0.1227	m^2	Area sezione in acciaio singola trave
yg_s	1.20	m	Baricentro profilo in acciaio da intradosso sezione mista
$B_{coll. sol.}$	5.72	m	Larghezza collaborante soletta nel modello di calcolo (singola trave)
I_{cls}	0.01	m^4	Momento di inerzia sezione cls soletta collaborante, singola trave
A_{cls}	1.72	m^2	Area sezione cls soletta collaborante, singola trave
yg_s	3.00	m	Baricentro soletta da intradosso sezione mista
$A_{s,b}$	0.0113	m^2	Area delle armature in soletta
$yg_{s,b}$	3.00	m	Baricentro armature in soletta da intradosso sezione mista
$A_{om.}$	0.4945	m^2	Area sezione mista omogenizzata collaborante, per Ritiro - sezione complessiva impalcato
$S_{om.}$	1.04197	m^3	Momento statico sezione mista omogenizzata collaborante, per Ritiro, rispetto intradosso - sezione complessiva impalcato
yg_{om}	2.107	m	Baricentro sezione mista omogenizzata collaborante, per Ritiro, rispetto intradosso - sezione complessiva impalcato
$I_{om.}$	0.7532	m^4	Momento di Inerzia sezione mista omogenizzata collaborante, per Ritiro - sezione complessiva impalcato
H_{trave}	3.15	m	Altezza sezione mista
e	0.89	m	Eccentricità baricentro soletta rispetto baricentro sezione mista - sezione complessiva impalcato
M_R	12786.27	kNm	Momento da ritiro su sezione mista per effetti primari- sezione complessiva impalcato

- Effetto secondario al fine di ripristinare la congruenza violata con la schematizzazione dell'effetto primario. Tali effetti sono dovuti alla iperstaticità della struttura.



Per tale ragione sono state inserite delle coppie necessarie a ripristinare la congruenza delle deformazioni. Lo stato di sollecitazione da ritiro è somma dell'effetto primario e secondario.

7.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse

Coerentemente a quanto riportato nel DM 17.1.2018 nel calcolo sono stati messi in conto i possibili effetti di cedimenti verticali delle fondazioni di pile e spalle.

Tali cedimenti sono stati valutati tramite le seguenti espressioni di letteratura:

$$\delta_i = (l_{i-1} + l_i) / 2 \times 1/5000$$

$$\delta_i = l_i / 2 \times 1/5000$$

La prima valida per pile su cui convergono campate di luce l_i e l_{i-1} , la seconda per spalle su cui poggia una campata di luce l_i .

Nella fattispecie si ha:

Cedimento spalla A e spalla B - d_{sp}

Lc_{riva}	45	m	Luce delle campate di riva
d_{sp}	0.45	cm	cedimento su spalle

Cedimento Pile tra campata di riva e campata centrale - $d_{p1,3}$

Lc_{riva}	45	m	Luce delle campate di riva
-------------	----	---	----------------------------

PROGETTO DEFINITIVO

Lc_cent. 51 m Luce delle campate centrali
d_p1,3 0.96 cm cedimento su pile 1 e 3

Cedimento Pila tra campate centrali - d_p2

Lc 51 m Luce delle campate centrali
d_p2 1.02 cm cedimento su pile 1 e 3

Tali cedimenti sono stati applicati in modo da massimizzare gli effetti sulle sottostrutture, sugli appoggi e l'impalcato considerandole applicate nelle due seguenti configurazioni:

Elemento	Sp_a	P1	P2	P3	Sp_b
ced_1 (cm)	0.45	0.00	1.02	0.00	0.45
ced_2 (cm)	0.00	0.96	0.00	0.96	0.00

7.3 Carichi di 3a fase: carichi variabili

7.3.1 Azioni variabili da traffico: carichi verticali

Il viadotto è classificato di 1ª categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico così come riportato al § 5.1.3.3.5 del DM 17.1.2018 come meglio descritto nel seguito.

7.3.1.1 SCHEMA DI CARICO 1

Lo schema di carico 1 utilizzato nelle verifiche riproduce gli effetti statici e dinamici prodotti dal traffico stradale. Questo risulta costituito da:

- Corsia 1: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 1: carico distribuito q_{ik} di 9.0 kN/m² per una lunghezza illimitata e segmentabile;
- Corsia 2: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 200 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 2: carico distribuito q_{ik} di 2.5 kN/m² per una lunghezza illimitata e segmentabile;
- Corsia 3: due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 100 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- Corsia 3: carico distribuito q_{ik} di 2.5 kN/m² per una lunghezza illimitata e segmentabile;
- Parte rimanente: carico distribuito q_{ik} di 2.5 kN/m² per una lunghezza illimitata e segmentabile

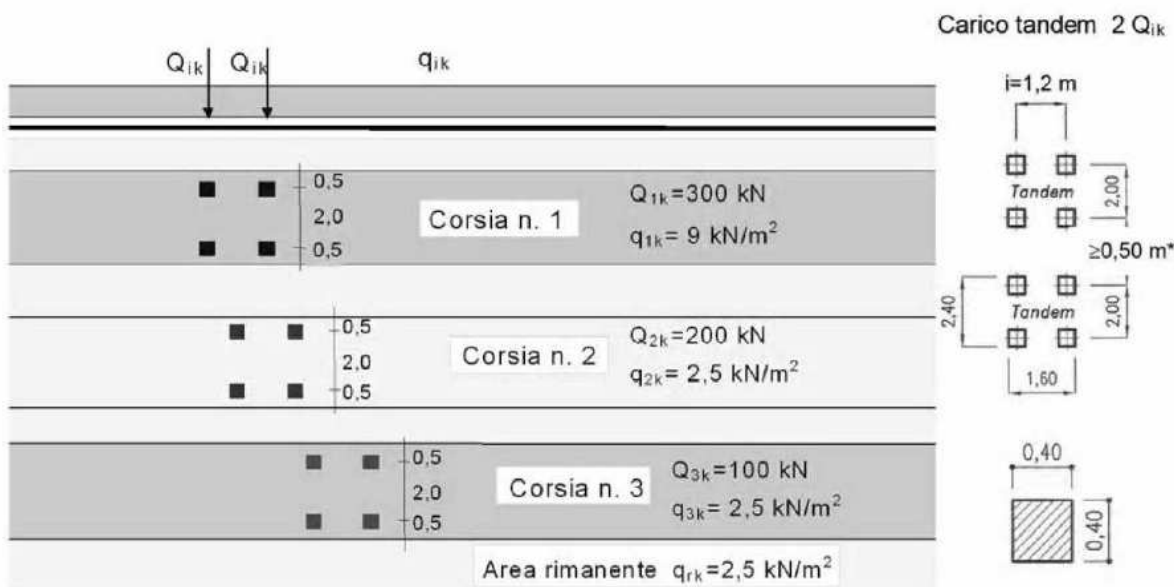


Figura 11: Schemi di carico 1

Il numero delle corsie su cui applicare i carichi mobili colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

L'impalcato in esame ha una larghezza totale di 111.90 m con cordoli sui due cigli di larghezza pari a 0.7m, pertanto la larghezza della superficie carrabile risulta pari a $11.90\text{m} - 0.70\text{ m} \times 2 = 10.50\text{m}$, pertanto il numero di corsie di carico risulta pari a :

$$n_i = \text{Int} (10.50\text{ m} / 3\text{ m}) = 3$$

a cui si aggiunge un'area rimanente di larghezza pari a:

$$L_r = 10.50\text{ m} - (3 \times 3\text{ m}) = 1.50\text{ m}$$

Al fine di valutare i massimi effetti prodotti dallo schema di carico considerato sono state considerate 2 configurazioni trasversali di carico di seguito riportate nelle successive figure, indicate rispettivamente Configurazione 1 e Configurazione 2.

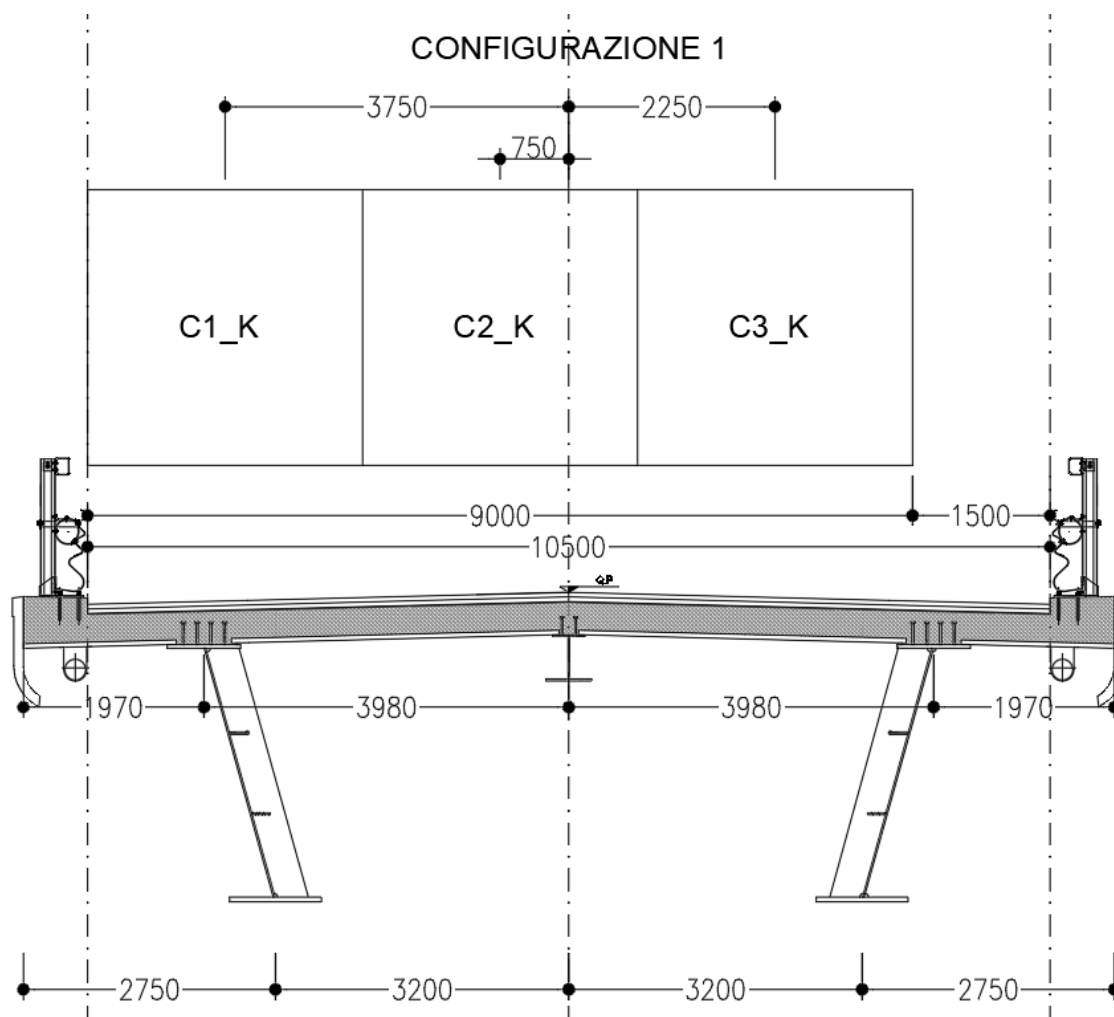


Figura 12: Schemi di carico 1: Configurazione 1

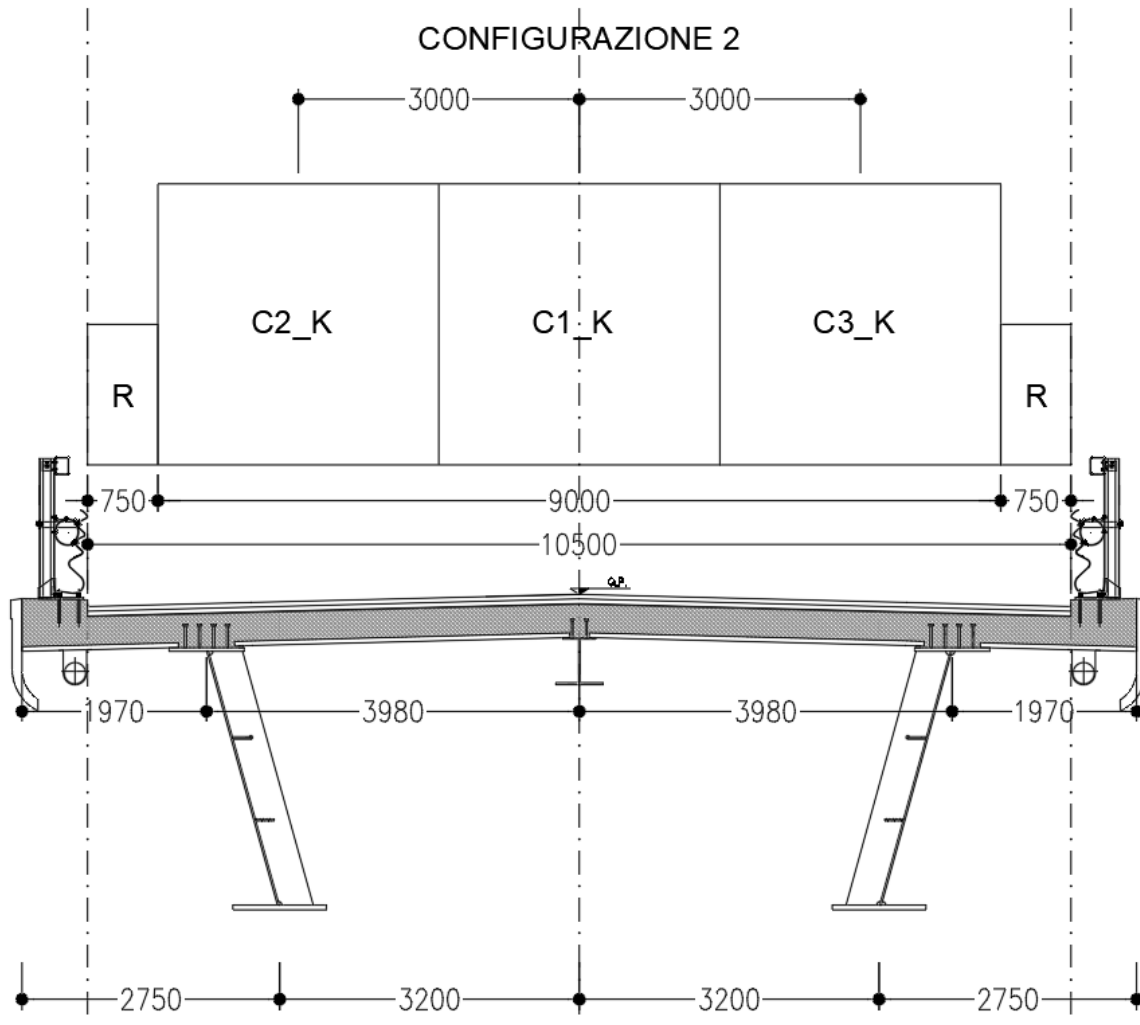


Figura 13: *Schemi di carico 1: Configurazione 1*

I carichi, nel modello di calcolo, sono stati applicati tramite la funzione “Moving Load” in modo da massimizzare le singole sollecitazioni di verifica in tutte le sezioni dell’impalcato. Per la ripartizione trasversale del carico si rimanda a quanto riportato nei § relativi alla descrizione del modello di calcolo.

7.3.1.2 SCHEMA DI CARICO 2

Per le verifiche locali della soletta è stato anche considerato lo schema di varico 2 di cui al § 5.1.3.3.5 del DM 17.1.2018.

7.3.2 Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 , definita secondo quanto stabilito al § 5.1.3.5 del DM 17.1.2018, è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

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

essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

Tale carico è applicato a livello della pavimentazione sulla corsia convenzionale 1 della configurazione 2 di cui al §7.3.1.1 del presente documento.

Nella fattispecie complessivamente si ha:

Q1k	300	kN	Carico generico asse tandem corsia di carico 1, schema 1 delle DM-18
q1k	9	kN/m ²	Carico distribuito corsia di carico 1, schema 1 del DM-18
w	3	m	Larghezza corsia
L	193.6	m	Lunghezza complessiva del ponte da asse giunto a asse giunto
n._travi	2	-	
q3	882.72	kN	Carico complessivo longitudinale da frenatura sul ponte
Yg	2.47	m	Posizione baricentro sezione da intradosso
Ht+s	3.15	m	Altezza trave più soletta
hpav./cordolo	0.11	m	Spessore pavimentazione
Ecc.fren.	0.79	m	Eccentricità del carico da frenatura
m_q3	697.3488	kNm	Momento flettente totale in asse impalcato.

La forza, e il momento flettente agenti sull'impalcato sono assunti uniformemente distribuiti sulle tre travi. Pertanto, su ogni trave si ha una forza longitudinale e una coppia uniformemente distribuite pari a:

Trave (1= SX)	Flong	My
[-]	kN/m	kNm/m
1	2.280	1.801
2	2.280	1.801

7.3.3 Azioni variabili da traffico: azione centrifuga (q4)

Il ponte è in rettilineo, pertanto tale azione risulta nulla.

7.3.4 Urto da veicolo in svio

In accordo con i paragrafi §3.6.3.3 e §5.1.3.10 delle NTC18, per le verifiche locali della soletta è stato analizzato anche il caso eccezionale di urto di veicolo in svio contro le barriere poste sul cordolo esterno della soletta al fine di tutte le casistiche che massimizzano le sollecitazioni sul cordolo e sullo sbalzo.

Il caso di veicolo in svio viene schematizzato come riportato nei quaderni tecnici ANAS

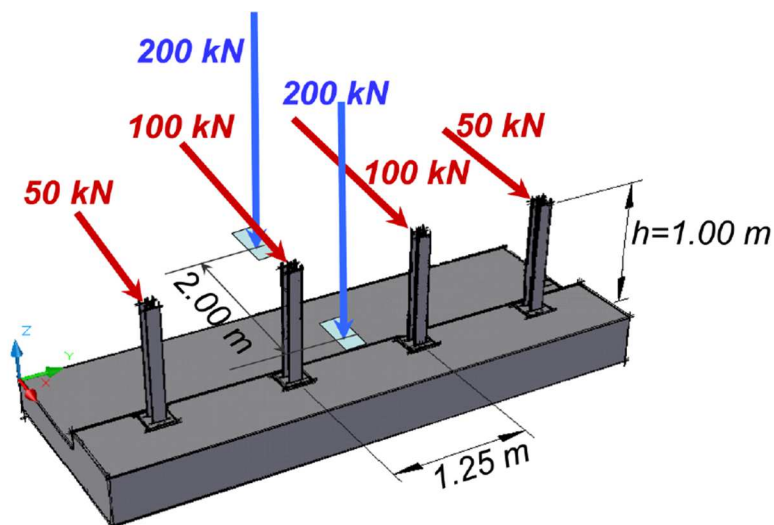


Figura 14: Schema di carico globale per progettazione "ordinarie"

L'urto del veicolo sulla barriera provocherà un momento sulla soletta e uno sforzo di trazione dovuti alla risultante delle forze applicate in testa alla barriera secondo lo schema sopra riportato.

Si considera una diffusione a 45° sino al piano medio della soletta e si diffonde secondo la stessa modalità sino al piano medio della trave di bordo e per tale ragione la coppia e la trazione indotte dall'urto sulla soletta dovranno essere ripartite lungo la lunghezza così ricavata, pari a 7.01m.

7.1 Azioni ambientali

Ai fini del calcolo sono stati considerati anche i carichi ambientali relativi a vento, termica e sisma.

7.1.1 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 e relativa circolare. In particolare, le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

-) definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
-) definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
-) definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Il sito dove è ubicata l'opera oggetto della presente ricade all'interno della Zona 3, di cui alla successiva figura:



Figura 15: Mappe delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano da DM 18

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento investito (impalcato e mezzi transitanti), pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

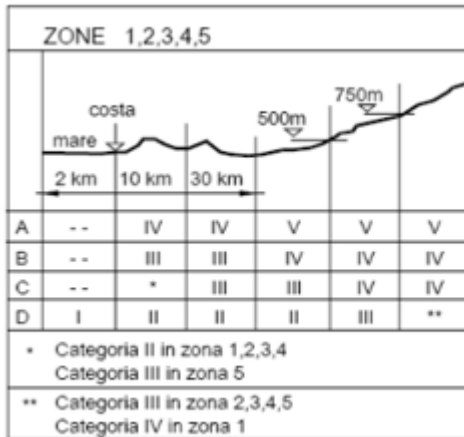
$$p = q_b c_e c_p c_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

C_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

C_d = coefficiente dinamico.



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

Velocità base di riferimento 3.3.1

Zona	3	-
$V_{b,0}$	27	m/s
A_0	500	m
K_s	0.37	adim
A_s	330	m.l.m
c_a	1	adim
$V_{b,0}$	27	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2

T_r	200	anni
c_r	1.08	adim
V_r	29.06	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6

q_r	527.74	N/m^2
-------	--------	---------

Coefficiente di esposizione 3.3.7

Clas. Rugosità	B	-
Distanza costa	45	km
Cat. Esposizione suolo	IV	-
K_r	0.22	
Z_0	0.3	m
Z_{min}	8	m
Z dal terreno	22.00	m

Il valore di c_e alla z dell'impalcato può essere ricavato mediante la seguente relazione:

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

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

Coefficiente di esposizione 3.3.7

Z dal terreno	22	m
Ce	2.35	adim

Coefficiente di pressione:

Il coefficiente di pressione cp viene calcolato secondo il punto C.3.3.8.6.1 della circolare 21/1/2019.

Essendo le travi ad anima piena $\phi = 1$ si ha:

$$c_p = 2.4 - 1 = 1.4.$$

Nel caso di più travi multiple (C3.3.8.6.2), disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h ($d/h \leq 2$), il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione μ ottenuto assumendo:

$$\mu_{\text{segnato}} = 0.2 \quad \text{per } \phi > 2/3$$

Vento a ponte carico

Come da §5.1.3.7 del DM 17.1.2018 si è tenuto conto del transito dei carichi sul ponte per cui la superficie esposta al vento risulta assimilabile ad una parete verticale di altezza pari a 3m a partire dal piano stradale (estradosso pavimentazione).

Azione del Vento a Ponte Carico

Htrave	2.8	m	Altezza trave in acciaio
Htrave+soletta	3.15	m	Altezza trave più soletta
hpav./cordolo	0.1	m	Spessore pavimentazione
h_veicolo/barriera	3	m	Altezza convoglio
hg_sezione	2.47	m	Altezza baricentro sezione da intradosso impalcato
Interasse travi	7.2	m	
d/h	2.57	-	§ C.3.3.8.6.2 della Circ. alle DM-18
S	1	m ²	§ C.3.3.8.6.1 della Circ. alle DM-18
Sp	1	m ²	
ϕ	1	-	
μ_{segnato}	0.20	-	§ C.3.3.8.6.2 della Circ. alle DM-18
μ	0.35	-	

Di seguito, considerando l'altezza delle travi e dei convogli, si riporta il calcolo della pressione laterale e del momento torcente entrambi applicati ad asse impalcato, ottenuti considerando la distanza tra baricentro dell'impalcato e punto di applicazione della risultante delle pressioni laterali su trave e/o mezzo.

PROGETTO DEFINITIVO

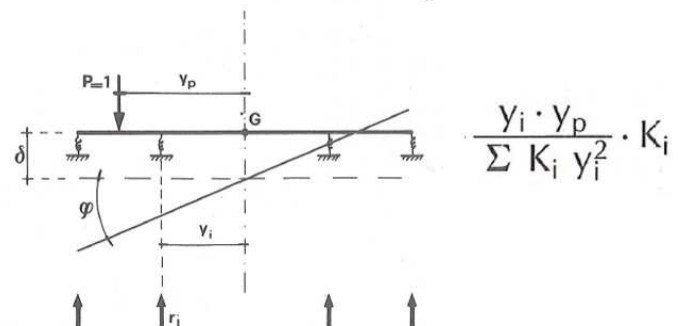
Il calcolo è stato eseguito assumendo che la trave direttamente investita è la destra:

Trave/Mezzo (1= SX)	H_w	ecc. carico W	exp_press.	p_i	Fy	Mx
[-]	m	m	-	KN/m ²	kN/m	kNm/m
2° mezzo lato t. sx	3	2.28	1.00	0.61	1.83	4.18
1	2.8	-1.07	1.00	0.61	1.71	-1.83
2	3.25	-0.845	0.00	1.73	5.64	-4.76
1° mezzo lato t. dx	3	2.28	0.00	1.73	5.20	11.87
Risultanti vento su impalcato					14.39	9.45

Le azioni così definite sono state ripartite sulle travi longitudinali esterne, ripartendo il carico orizzontale totale equamente e sostituendo il momento torcente complessivo con carichi verticali emisimmetrici equivalenti (Fz>0 carico rivolto verso l'alto):

Ripartizione del momento torcente

i	Yi = Yi-o - Y_G	Ki	Ki x Y ² i-o	ri
[-]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]
1	-3.79	30955.59	443476.81	-0.13
2	3.79	30955.59	443476.81	0.13



Wy_car Carico su ogni trave		
Trave (1= SX)	Fo=Ftrasv.	Fz
[-]	kN/m	kN/m
1	7.19	-1.25
2	7.19	1.25

Azione del Vento a Ponte Scarico

Il calcolo del carico da vento nella configurazione di ponte scarico è stata eseguita con una procedura analoga a quella precedentemente riportata, ma assumendo la assenza di convogli sull'impalcato.

Il calcolo è stato eseguito assumendo che la trave direttamente investita è la sinistra:

Trave (1= SX)	H_w	ecc. carico W	exp_press.	p_i	Fy	Mx
[-]	m	m	-	KN/m ²	kN/m	kNm/m
1	3.33	-0.805	0.00	-1.73	-5.78	4.65
2	2.8	-1.07	1.00	-0.61	-1.71	1.83
Risultanti vento su impalcato					-7.49	6.48

Wy_scar Carico su ogni trave		
Trave (1= SX)	Fo=Ftrasv.	Fz
[-]	kN/m	kN/m
1	-3.74	-0.86
2	-3.74	0.86

7.1.2 Effetti termici

In accordo con quanto riportato nella UNI EN 1991-1-5:2004 si considera una variazione termica uniforme e una variazione termica differenziale tra impalcato e soletta.

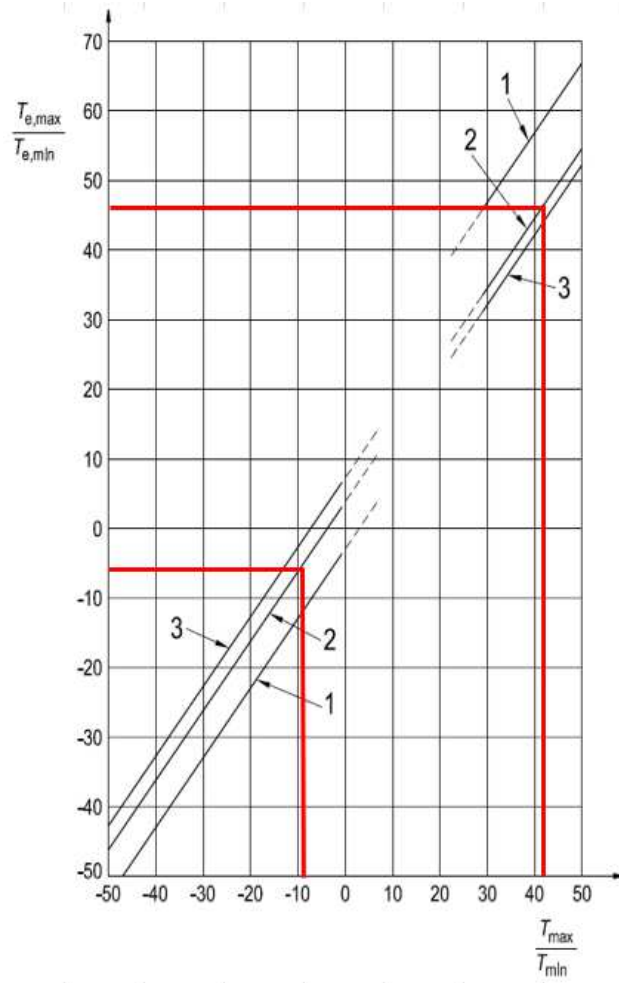
Per la definizione della temperatura dell'aria esterna si è fatto riferimento a quanto riportato al §3.5.2 del DM 17.1.2018 per una "Zona III":

Zona	III		
as	330	m	altitudine di riferimento
Tmin	-10.3	°C	Temperatura minima invernale dell'aria esterna
Tmax.	41.9	°C	Temperatura massima estiva dell'aria esterna

La temperatura massima e minima uniforme della struttura viene definita in funzione della tipologia di impalcato secondo quanto riportato al §6.1.3 dell'E.C.1 part. 1-5:

<i>Tmax</i>	41.9	°C
<i>Tmin</i>	-10.3	°C
<i>Retta tipo</i>	Type 2	-
<i>Temax</i>	45.9	°C
<i>Temin</i>	-6.9	°C
<i>T0</i>	20.0	°C
$\Delta T +$	+25.9	°C espansione
$\Delta T -$	-26.9	°C compressione

PROGETTO DEFINITIVO



Inoltre ai fini del calcolo coerentemente a quanto riportato nella UNI EN 1991-1-5:2004 è stata considerata una variazione termica lineare sull'altezza della sezione.

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.

NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

Table 6.2: Recommended values of k_{sur} to account for different surfacing thickness

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
¹⁾ These values represent upper bound values for dark colour						

Di seguito si riportano le variazioni di temperatura ad estradosso soletta assumendo pari a zero il corrispondente valore ad intradosso trave in acciaio.

$\Delta T_{m,heat}$ 15.0 °C Estradosso più caldo dell'intradosso
 $\Delta T_{m,cool}$ 18.0 °C Intradosso più caldo dell'estradosso

$K_{sur,m heat}$ 1.0 - Estradosso più caldo dell'intradosso
 $K_{sur,m cool}$ 1.0 - Intradosso più caldo dell'estradosso

$\Delta T_{m,heat}$ 15.0 °C Estradosso più caldo dell'intradosso di calcolo
 $\Delta T_{m,cool}$ 18.0 °C Intradosso più caldo dell'estradosso di calcolo

7.1.3 Azione sismica

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati per mezzo di un modello dell'opera comprensivo di impalcato e sistema di isolamento (vedasi §11). In particolare, è stata condotta un'analisi modale con spettro di risposta (analisi lineare dinamica) come definita al § 7.3.3.1 e al § 7.10.5.3.2 del DM 17.1.2018.

Tale azione, schematizzata dallo spettro di progetto, è stata considerata sia nelle due direzioni principali orizzontali dell'opera longitudinale e trasversale (rispettivamente X e Y nel seguito) sia in direzione verticale come previsto ai § 7.2.2 e 7.9 del DM 17.1.2018. Le componenti nelle tre direzioni sono state tra loro combinate come definito al § 7.3.3.1 del DM 17.1.2018.

A partire dagli spettri di risposta elastici definiti al § 6.1.1.8 del presente documento, lo spettro di progetto in direzione X e Y è stato ottenuto riducendo le ordinate dei precedenti nel campo di periodi $T \geq 0.8 T_{is}$, dove T_{is} è il periodo fondamentale equivalente della struttura isolata. Il valore del coefficiente riduttivo assunto corrisponde al

valore del parametro η corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento. Per contro le ordinate degli spettri relative ai periodi $T < 0.8 T_{is}$ risultano coincidenti a quelle dello spettro risposta elastico ($\eta_{5\%} = 1$).

Dal momento che:

$$T_{is-X} = 2.07 \text{ sec.}$$

$$T_{is-Y} = 1.98 \text{ sec.}$$

$$\xi_{esi} = 15\%$$

Si ha che :

$$\eta (15\%) = 0.71 < \eta (5\%) = 1$$

Dal momento che il valore T_{is} nelle due direzioni principali risulta sostanzialmente coincidente, ai fini del calcolo è stato considerato un unico spettro di progetto nelle due direzioni coincidente con quello in direzione trasversale. Di seguito si riporta il grafico dello spettro di progetto utilizzato in fase di calcolo per gli stati limite considerati:

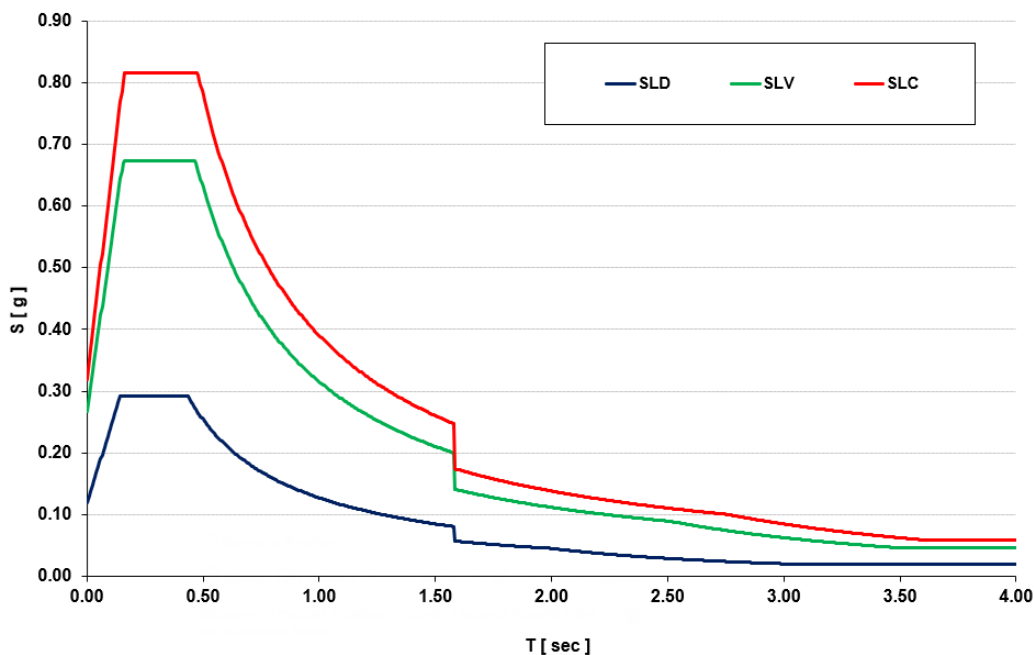


Figura 16: Spettri di progetto utilizzati in fase di calcolo per gli stati limite considerati

8 GRUPPO DI AZIONI

Sono stati definiti tre gruppi di azioni in accordo alla tabella 5.1.V del DM 17/01/2018.

Gruppo di azione 1:

schema di carico 1: al valore caratteristico

Gruppo di azione 2a:

schema di carico 1: al valore frequente (0.75 per il carico Q_{ik} e 0.4 per il carico q_{ik})

frenatura: al valore caratteristico.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per Appoggi, giunti e verifiche locali della trave di spina si rimanda ai § specifici.

9.1 Combinazioni impalcato

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

SLU							
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Gruppo 2a</i>	<i>Vento</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Viscosità e ritiro</i>
SLU1	1.35	1.50	1.35	-	0.9	0.9	1.2
SLU2	1.35	1.50	-	1.35	0.9	0.9	1.2
SLU3	1.35	1.50		1.0125	1.5	0.9	1.2

Combinazioni allo SLE RARA

SLE RARA							
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Gruppo 2a</i>	<i>Vento</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Viscosità e ritiro</i>
RARA 1	1	1	1	-	0.6	0.6	1
RARA 2	1	1	-	1	0.6	0.6	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

SLE FREQUENTE							
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Gruppo 2a</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Viscosità e ritiro</i>	
FREQ1	1	1	1	-	0.6	1	
FREQ2/QP	1	1	-	-	0.6	1	

Combinazioni SISMICHE

SISMICA (SLC / SLV)								
	<i>PERMANENTI</i>	<i>PERM. NS</i>	<i>RITIRO</i>	<i>Gruppo 1</i>	<i>Effetti termici</i>	<i>Spettro X</i>	<i>Spettro Y</i>	<i>Spettro Z</i>
SISMA X	1	1	1	0.2	0.5	1	0.3	0.3
SISMA Y	1	1	1	0.2	0.5	0.3	1	0.3
SISMA Z	1	1	1	0.2	0.5	0.3	0.3	1

9.2 Combinazioni verifiche locali soletta

In accordo con i § 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM 17/01/2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione frequente (SLE):
Permanenti x 1 + Acc. Traff. x 0.75
- Combinazione quasi permanente (SLE):
Permanenti x 1 + Acc. Traff. x 0
- Combinazione A1 STR (SLU):
Permanenti x 1.5 + carichi mobili x 1.35 + vento x 0.9.
- Combinazione eccezionale E (SLU):
Permanenti x 1 x 1.0 + carichi mobili (SCHEMA 2) x 1.0 + urto x 1.0.
- Le massime sollecitazioni utilizzate nelle verifiche sono la somma degli effetti locali e globali.

Cautelativamente si è scelto di sommare i massimi effetti globali benché siano indotti, per quanto riguarda le azioni da traffico, da una disposizione del carico sulla carreggiata non necessariamente uguale a quella che induce localmente il valore massimo di sollecitazione.

10 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI

10.1 Valutazione della larghezza collaborante

La determinazione della soletta collaborante è stata effettuata nel rispetto di quanto previsto dal § 4.3.2.3 del DM 17/01/2018:

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}, \quad [4.3.2]$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

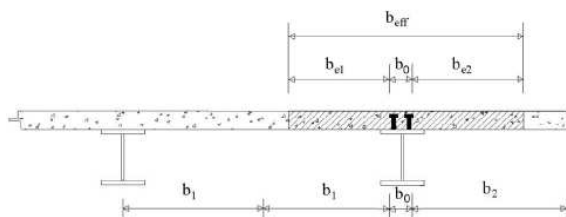


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

L_e indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni di Fig.4.3.2

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e-1} + \beta_2 b_{e-2} \quad [4.3.3]$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{eff,i}} \right) \leq 1,0$

essendo L_e e $b_{eff,i}$ relativi alla campata di estremità.

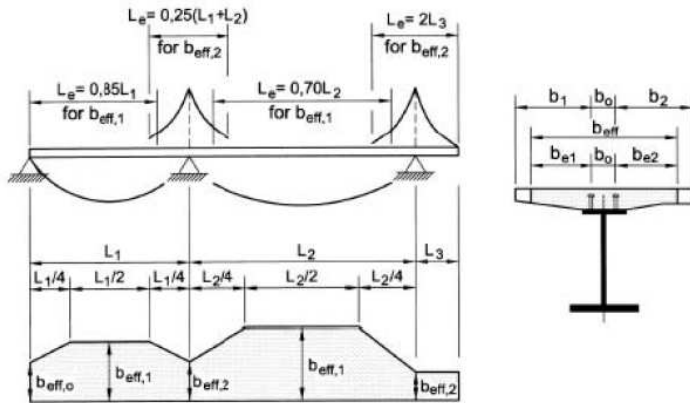
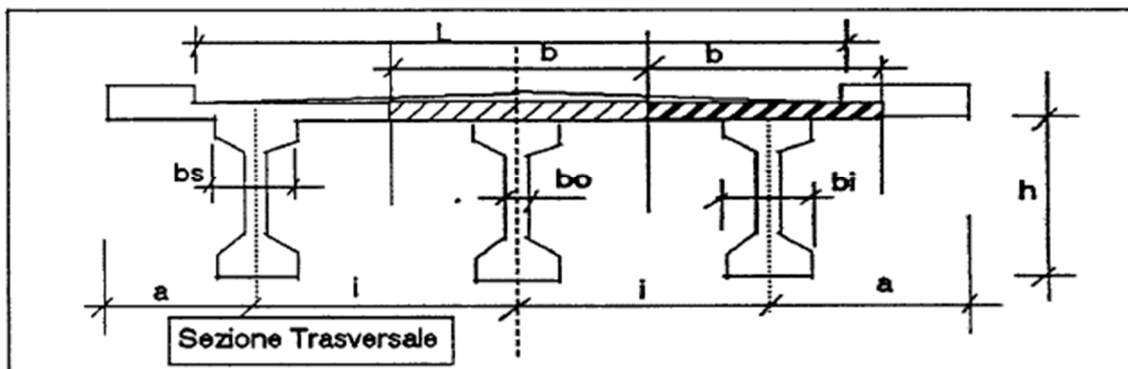


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Inoltre, sono stati rispettati i seguenti limiti:



Travi interne $b = i$

Travi di riva: $b = i/2 + a/2$

10.1.1 Larghezza collaborante per le travi esterne

Si riporta il calcolo della larghezza collaborante per ogni sezione di interesse.

Per le campate di riva si ha:

L ₁ [m]	45
L ₂ [m]	51
L ₃ [m]	0
b ₀ [m]	0.45
b ₁ [m]	3.755
b ₂ [m]	1.745

Per la sezione di mezzeria (Linf. = 22.5m) si ha:

Campata	Trave continua mezzeria campata bordo				
b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	b _{eff} [m]
3.755	1.745	0.85	45	38.25	5.95

Per la sezione in appoggio in prossimità della spalla (Linf.= 11.25m) si ha:

Solo per Appoggio campate di bordo trave continua o trave appoggiata

b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	β1	β2	b _{eff, min} [m]	b _{eff, medio} [m]
3.755	1.745	0.85	45	38.25	0.710714286	0.710714286	4.359	5.154

Per le campate centrali ha:

L ₁ [m]	45
L ₂ [m]	51
L ₃ [m]	0
b ₀ [m]	0.45
b ₁ [m]	3.755
b ₂ [m]	1.745

Per la sezione di mezzeria (Linf. = 25.5m) si ha:

Campata	Trave continua mezzeria campata centrale				
b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	b _{eff} [m]
3.755	1.745	0.7	51	35.7	5.95

Per la sezione di appoggio tra campata di riva e centrale (Linf. = 24.0m) si ha:

Campata	Trave continua appoggio campata centrale					
b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	b _{eff} [m]	b _{eff, medio} [m]
3	1.745	0.25	96	24	5.195	5.573

Per la sezione di appoggio compresa tra le due campate centrali si ha:

L ₁ [m]	51
L ₂ [m]	51
L ₃ [m]	0
b ₀ [m]	0.45
b ₁ [m]	3.755
b ₂ [m]	1.745

Per la sezione di appoggio tra campate centrali (L_{inf.} = 25.5m) si ha:

Campata		Trave continua appoggio campata centrale				
b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	b _{eff} [m]	b _{eff, medio} [m]
3.1875	1.745	0.25	102	25.5	5.3825	5.666

La larghezza collaborante è stata ottenuta come media pesata sulla lunghezza di influenza (L_{inf.}) di ogni sezione considerando, nei tratti a larghezza variabile, il relativo valore medio.

Così facendo il valore della media pesata è risultato pari a 5.725m, tuttavia ai fini del calcolo è stata considerata una larghezza collaborante pari a :

$$B_{\text{eff, calcolo}} = 5.720 \text{ m}$$

10.1.2 Larghezza collaborante per la trave di spina

Per la trave di spina si assume un comportamento a trave continua con appoggi in corrispondenza dei traversi intermedi.

Per tali ipotesi, nella sezione di mezzeria si ha:

L ₁ [m]	5,1
L ₂ [m]	5,1
L ₃ [m]	0
b ₀ [m]	0,2
b ₁ [m]	1,89
b ₂ [m]	1,89

b _{e1} [m]	b _{e2} [m]	fattore Le	L [m]	L _e [m]	b _{eff} [m]
0,44625	0,44625	0,7	5,1	3,57	1,09

Si assume:

$$B_{\text{eff, calcolo}} = 1.09 \text{ m}$$

10.2 Caratteristiche meccaniche delle travi

Le caratteristiche meccaniche, inserite nel programma di calcolo per determinare le sollecitazioni indotte sul ponte sono riportate negli allegati alla presente relazione.

Si riportano per ciascuna sezione:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- J_o [m⁴] momento d'inerzia orizzontale
- J_{trs} [m⁴] momento d'inerzia torsionale
- A_{tv} [m²] area a taglio verticale
- A_{to} [m²] area a taglio orizzontale

nelle 4 differenti configurazioni:

fase 1: solo trave d'acciaio;

fase 2 T_o: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;

fase 2 T_{oo}: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito.

fase 2 SNR: trave d'acciaio ed armature a tempo t zero/infinito (senza soletta)

dove la sigla SNR significa "soletta non reagente". Non si è differenziato tra T_{oo} e T_o nel caso SNR, in quanto in assenza di soletta i coefficienti di omogeneizzazione a T_o e T_{oo} non producono alcuna differenza.

Il calcolo delle tensioni è stato inizialmente condotto nell'ipotesi di calcestruzzo reagente; per tutte le sezioni per le quali il cls è risultato teso, il calcolo è stato poi ripetuto con i moduli di resistenza SNR.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo delle armature e dello spessore della soletta. Nel calcolo non sono state incluse le pedalles.

Ai fini delle verifiche di sicurezza e stabilità si riportano inoltre per ciascuna sezione di trave modellata e per in ogni fase considerata (1^a fase, 2^a fase T_o, 2^a fase T_{oo}) i parametri seguenti omogeneizzati in acciaio:

- A [m²] area
- Y_G [m] quota baricentro rispetto all'intradosso trave
- J_v [m⁴] momento d'inerzia verticale
- W_{csup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della trave d'acciaio
- W_{cinf} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della trave d'acciaio
- W_{asup} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'estradosso della soletta
- W_{aif} [m³] modulo di resistenza per flessione dell'intradosso della soletta
- W_{φsup} [m³] modulo di resistenza per flessione del 1° strato di armature
- W_{φinf} [m³] modulo di resistenza per flessione del 2° strato di armature
- A_t [m²] area a taglio per il calcolo della τ media della trave d'acciaio
- B_{pioli} [m⁻¹] modulo per il calcolo dello scorrimento tra soletta e trave d'acciaio (S/J).

In particolare, nella successiva figura si riportano schematicamente i punti di controllo in cui sono stati definiti i valori dei moduli di resistenza per le verifiche condotte:

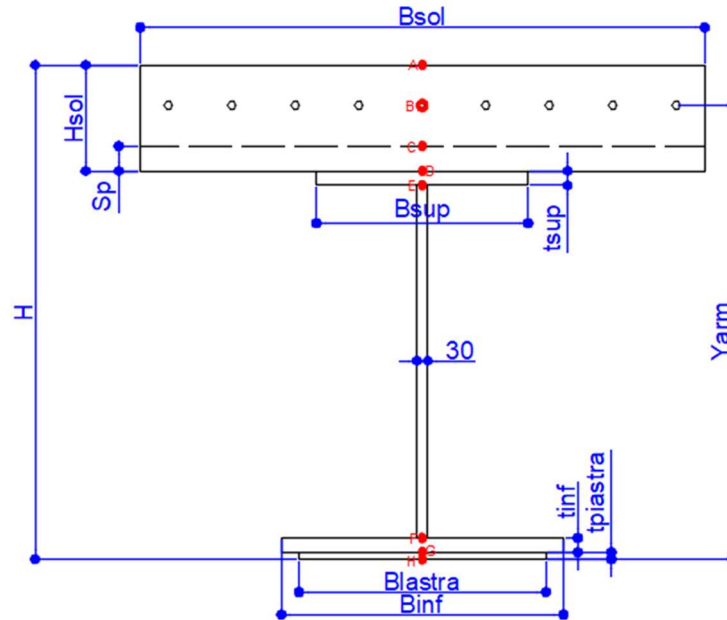


Figura 17: Punti di controllo trave longitudinale impalcato

10.2.1 Parametri in 1a fase

Caratteristiche meccaniche												
NOME	Area CALCOLO	I SEZ CALCOLO	h _{BARICENTRO,SEZ CALCOLO}	Area TAGLIO	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C1_SR_2	78007	148 410 000 000	1168.9	49050				-90985552	-92980676.3	131468694.3	126969661.7	126969661.7
C2_SR_2	91813	165 060 000 000	1107.6	40650				-97532042	-99893068.54	156065463.5	149020465.4	149020465.4
C3_SR_2	101755	148 610 000 000	1093.8	40800				-87100024	-88924163.62	141695176.2	135865702	135865702
C4_SR_2	135515	187 000 000 000	1136.0	48600				-112377106	-115500543.5	172994375.4	164618472.5	164618472.5
C4_SNR_2	135515	187 000 000 000	1136.0	48600				-112377106	-115500543.5	172994375.4	164618472.5	164618472.5
C5_SNR_2	82815	148 610 000 000	1093.8	40800				-87100024	-88924163.62	141695176.2	135865702	135865702
C5_SR_2	82815	148 610 000 000	1093.8	40800				-87100024	-88924163.62	141695176.2	135865702	135865702
C6_SR_2	91813	165 060 000 000	1107.6	40650				-97532042	-99893068.54	156065463.5	149020465.4	149020465.4
C7_SR_2	101755	148 610 000 000	1093.8	40800				-87100024	-88924163.62	141695176.2	135865702	135865702
C7_SNR_2	82815	148 610 000 000	1093.8	40800				-87100024	-88924163.62	141695176.2	135865702	135865702
C8_SNR_2	113064	154 150 000 000	1114.9	48960				-91478891	-93419248.74	144077296.8	138262058	138262058

10.2.2 Parametri in 2 fase – Too

L'armatura in direzione longitudinale della soletta risulta pari a:

al di sopra dell'appoggio in corrispondenza delle pile, per una lunghezza di circa 18.0m su ciascun lato (Arm. Tipo 1):

superiore: $\phi 26/20$

inferiore: $\phi 26/20$

altrove (Arm. Tipo 2):

superiore: $\phi 22/20$

inferiore: $\phi 22/20$

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M>0_SEZIONE MISTA CON SOLETTA COLLABORANTE)						
	Area _{eff,MY}	I _{SEZ mista}	h _{BAR} sez mista	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG=WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C1_SR_2	208186.45	312779053669.4	2313.9	21732.57	3000.0	-374082512.5	-455864297.3	-583408953.7	-643415244.0	-693334058.6	137553208.1	135175325.1
C2_SR_2	221992.35	358678566306.8	2217.3	21732.57	3000.0	-384577554.0	-458283796.0	-566940899.6	-615592324.4	-660968571.3	165492218.9	161760452.0
C3_SR_2	247111.79	366911100724.8	2215.1	36909.44	3000.0	-392446488.3	-467442681.6	-577873896.4	-627270500.6	-667192590.8	169078221.9	165643328.3
C4_SR_2	296048.57	443142793376.1	2146.7	52086.32	3000.0	-441703403.8	-519353369.3	-630127687.1	-678357252.5	-728543259.1	211853539.7	206425803.8
C4_SNR_2	296048.57	443142793376.1	2146.7	52086.32	3000.0	-441703403.8	-519353369.3	-630127687.1	-678357252.5	-728543259.1	211853539.7	206425803.8
C5_SNR_2	228171.37	341121800645.5	2308.1	36909.44	3000.0	-405201636.8	-493052526.3	-629542209.6	-693538687.8	-746670977.6	150729224.0	147790578.1
C5_SR_2	228170.86	341121549583.3	2308.1	36909.44	3000.0	-405200584.9	-493051047.5	-629539927.0	-693535969.5	-746667868.8	150729217.3	147790569.6
C6_SR_2	221992.35	358678566306.8	2217.3	21732.57	3000.0	-384577554.0	-458283796.0	-566940899.6	-615592324.4	-660968571.3	165492218.9	161760452.0
C7_SR_2	247111.79	366911100724.8	2215.1	36909.44	3000.0	-392446488.3	-467442681.6	-577873896.4	-627270500.6	-667192590.8	169078221.9	165643328.3
C7_SNR_2	228171.37	341121800645.5	2308.1	36909.44	3000.0	-405201636.8	-493052526.3	-629542209.6	-693538687.8	-746670977.6	150729224.0	147790578.1
C8_SNR_2	273596.52	390706961598.2	2221.0	52086.32	3000.0	-420561331.4	-501540976.6	-621142863.2	-674780935.1	-718194109.0	179553907.7	175915918.9

10.2.1 Parametri in 2 fase – SNR Too

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M<0_SEZIONE ACCIAIO+ARMATURE_soletta fessurata)						
	Area _{eff,MY}	I _{SEZ mista}	h _{BAR} sez mista	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG=WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C1_SR_2	99739.5	192992223468.0	1714.45	21732.57	3000.0		-1.501E+08		-1.778E+08	-1.837E+08	1.153E+08	1.126E+08
C2_SR_2	113545.4	226913556851.0	1575.95	21732.57	3000.0		-1.593E+08		-1.854E+08	-1.916E+08	1.487E+08	1.440E+08
C3_SR_2	138664.9	240333498072.4	1707.13	36909.44	3000.0		-1.859E+08		-2.199E+08	-2.272E+08	1.446E+08	1.408E+08
C4_SR_2	187601.7	309555738093.0	1734.07	52086.32	3000.0		-2.445E+08		-2.904E+08	-3.032E+08	1.844E+08	1.785E+08
C4_SNR_2	187601.7	309555738093.0	1734.07	52086.32	3000.0		-2.445E+08		-2.904E+08	-3.032E+08	1.844E+08	1.785E+08

PROGETTO DEFINITIVO

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M<0_SEZIONE ACCIAIO+ARMATURE_soletta fessurata)						
	Area _{eff,MY}	I _{SEZ.mista}	h _{BAR} sez.mista	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG=WH
C5_SNR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-1.932E+08		-2.312E+08	-2.394E+08	1.356E+08	1.322E+08
C5_SR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-1.932E+08		-2.312E+08	-2.394E+08	1.356E+08	1.322E+08
C6_SR_2	113545.4	226913556851.0	1575.95	21732.57	3000.0		-1.593E+08		-1.854E+08	-1.916E+08	1.487E+08	1.440E+08
C7_SR_2	138664.9	240333498072.4	1707.13	36909.44	3000.0		-1.859E+08		-2.199E+08	-2.272E+08	1.446E+08	1.408E+08
C7_SNR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-1.932E+08		-2.312E+08	-2.394E+08	1.356E+08	1.322E+08
C8_SNR_2	165150.1	271213232621.5	1800.35	52086.32	3000.0		-2.261E+08		-2.713E+08	-2.812E+08	1.545E+08	1.506E+08

10.3

10.3.1 Parametri in 3 fase - To

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M>0 SEZIONE MISTA CON SOLETTA COLLABORANTE)						
	Area eff.MY	I SEZ mista	h _{BAR} sez mista	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG=WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C1_SR_2	382679.2	358776599900.5	2626.7	21732.57	3000.0	-758084891.4	-961179403.0	-1606939315.5	-2070656831.1	-2594809109.4	138698739.6	136586629.4
C2_SR_2	396483.8	419832342172.4	2561.8	21732.57	3000.0	-780051242.0	-958059284.8	-1456682778.1	-1762437202.2	-2118105679.7	167144764.7	163882498.0
C3_SR_2	421601.9	431232268204.1	2539.9	36909.44	3000.0	-769962087.5	-937319870.7	-1390760110.2	-1658142521.8	-1915996174.4	172843397.9	169781128.0
C4_SR_2	470537.3	524379242963.4	2463.2	52086.32	3000.0	-823400505.4	-976777944.4	-1355524852.2	-1556733300.6	-1796767498.4	217751532.1	212889337.6
C4_SNR_2	470536.0	524378844564.8	2463.2	52086.32	3000.0	-823397892.4	-976774405.5	-1355518436.1	-1556725014.0	-1796756669.8	217751505.7	212889308.7
C5_SNR_2	402657.4	389758507312.9	2607.9	36909.44	3000.0	-792111168.6	-994154438.9	-1610237913.3	-2029460960.5	-2481743772.0	152074190.7	149450160.6
C5_SR_2	402656.1	389758290129.1	2607.9	36909.44	3000.0	-792108615.5	-994150558.5	-1610228289.5	-2029445967.8	-2481721660.3	152074183.8	149450152.5
C6_SR_2	396475.7	419830729210.9	2561.8	21732.57	3000.0	-780035296.1	-958036070.7	-1456632025.7	-1762364329.8	-2118002070.5	167144717.1	163882439.9
C7_SR_2	421593.8	431230496536.4	2539.9	36909.44	3000.0	-769946797.2	-937298048.1	-1390714831.2	-1658079468.8	-1915913210.8	172843299.0	169781020.1
C7_SNR_2	402652.0	389757638581.8	2607.9	36909.44	3000.0	-792100956.3	-994138917.8	-1610199418.9	-2029400991.0	-2481655327.9	152074163.1	149450128.2
C8_SNR_2	448076.3	456669235159.0	2524.3	52086.32	3000.0	-793286753.3	-960060204.1	-1402256995.8	-1656595658.4	-1897512686.0	184190380.4	180906911.9

10.3.2 Parametri in 3 fase – SNR To

NOME	SEZIONE ACCIAIO			SOLETTA		Caratteristiche meccaniche (M<0_SEZIONE ACCIAIO+ARMATURE_soletta fessurata)						
	Area _{eff,MY}	I _{SEZ mista}	h _{BAR} sez mista	Arm	Yarm	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG=WH
[-]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ³]
C1_SR_2	99739.5	192992223468.0	1714.45	21732.57	3000.0		-150124249.0		-177782901.9	-183705896.3	115257081.3	112568007.1
C2_SR_2	113545.4	226913556851.0	1575.95	21732.57	3000.0		-159344326.9		-185380015.7	-191642613.9	148702692.7	143984831.7
C3_SR_2	138664.9	240333498072.4	1707.13	36909.44	3000.0		-185890812.8		-219909505.2	-227185257.1	144594077.3	140782562.8
C4_SR_2	187601.7	309555738093.0	1734.07	52086.32	3000.0		-244528252.5		-290408970.9	-303209455.8	184361464.4	178514017.2
C4_SNR_2	187601.7	309555738093.0	1734.07	52086.32	3000.0		-244528252.5		-290408970.9	-303209455.8	184361464.4	178514017.2
C5_SNR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-193248526.1		-231189309.3	-239415139.8	135637293.5	132210792.2
C5_SR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-193248526.1		-231189309.3	-239415139.8	135637293.5	132210792.2
C6_SR_2	113545.4	226913556851.0	1575.95	21732.57	3000.0		-159344326.9		-185380015.7	-191642613.9	148702692.7	143984831.7
C7_SR_2	138664.9	240333498072.4	1707.13	36909.44	3000.0		-185890812.8		-219909505.2	-227185257.1	144594077.3	140782562.8
C7_SNR_2	119724.5	235509072517.0	1781.32	36909.44	3000.0		-193248526.1		-231189309.3	-239415139.8	135637293.5	132210792.2
C8_SNR_2	165150.1	271213232621.5	1800.35	52086.32	3000.0		-226077178.5		-271308496.1	-281152282.4	154506542.1	150644631.9

11 MODELLI DI CALCOLO

Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti “SAP 2000 NonLinear” della Computer and Structures, Inc.

Le analisi sul ponte in oggetto, sono state condotte mediante appositi modelli matematici agli elementi finiti (E.F.).

A seconda delle azioni e degli elementi strutturali, sono stati considerati differenti modelli:

- per le travi d'acciaio ed i traversi nei confronti dei carichi verticali, è stato adottato un modello globale a graticcio. In questo modello, inoltre, si sono considerati tutti gli effetti di tira e spingi verticale indotti dalle forze orizzontali trasversali (vento, sisma, etc.).
- per la soletta nei confronti degli effetti locali è stato adottato un modello di trave continua su appoggi fissi.

11.1 Modello per verifiche globali

Tale modello schematizza la struttura dell'impalcato attraverso un modello unifilare in cui il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo la direzione longitudinale dell'impalcato.

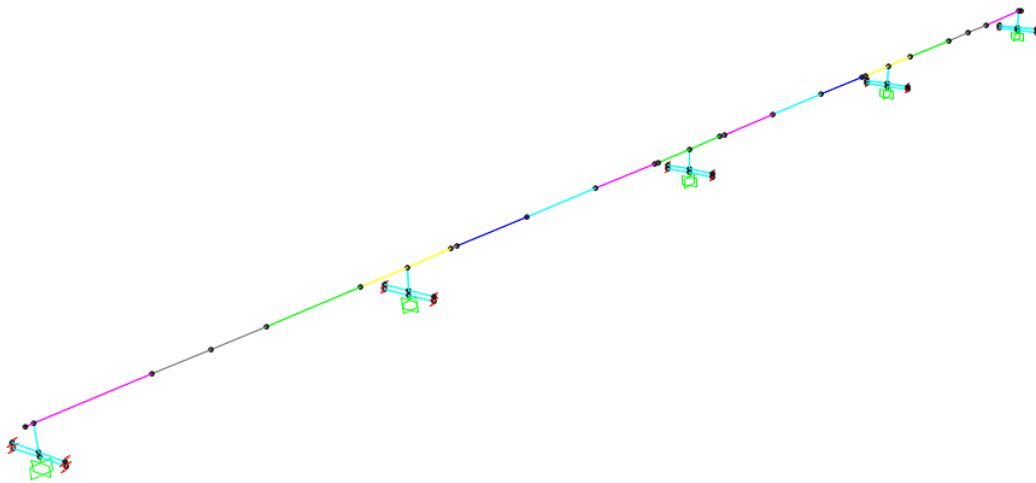


Figura 18: *Modello dell'impalcato (modello unifilare)*

In particolare, al fine di modellare opportunamente i carichi mobili, è stata eseguita una ripartizione dei carichi in trasversale tramite l'applicazione del metodo di Courbon tramite il quale sono stati definiti i coefficienti di ripartizione elencati nel seguito:

Trave	Corsia			
	C1_f	C2_f	C3_f	R_f
[-]	C1_k	C2_k	C3_k	R
	1	0.60	0.20	0.00
2	0.00	0.40	0.80	0.00

Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione: con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio (fase 1).
- fase a tempo T_0 : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_0 = E_{acc}/E_{cls}$ (fase 2 T_0).
- fase a tempo T_{00} : con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n_{00} = E_{acc}/E_{cls,viscoso}$ (fase 2 T_{00}).

Al fine di considerare la fessurazione della soletta, nelle zone a momento flettente negativo, è stato adottato il secondo metodo indicato al § 4.3.2.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018. Tale metodo considera una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidezza EJ_2 , pari al 15% della luce della campata, mentre a tutte le altre zone è assegnata una rigidezza EJ_1 . La rigidezza EJ_2 è ottenuta trascurando il contributo del calcestruzzo teso, mentre EJ_1 considera la porzione di soletta collaborante alla generica trave.

Le azioni elementari considerate per ogni modello sono riportate nelle tabelle seguenti:

fase 1 (acciaio)	
carico	descrizione
G1ppa	peso carpenteria metallica
G1sol	peso soletta
G1cor	Peso cordoli

fase 2 (too)	
Carico	descrizione
G2perm	peso permanenti portati
Ritiro	ritiro
Cedimenti	Cedimenti vincolari pile e spalle

fase 2 (to)	
carico	descrizione
Wy_car	vento
Q	azioni da traffico
dt_diff	variazione termica
Ex Ey Ez	Sisma SLC/SLV

Dal momento che l'impalcato presenta uno schema statico continuo e risulta poggiate su isolatori in elastomero-armato, il modello globale di cui sopra, nelle tre fasi di verifica considerate, è stato completato inserendo il sistema di isolamento e per valutare la risposta nei confronti delle azioni sismiche di progetto è stata eseguita una analisi dinamica lineare con spettro di progetto come definito al § 7.1.3. del D.M. 17 gennaio 2018.

Al fine di rappresentare correttamente il comportamento visco-elastico dei dispositivi di isolamento e in relazione alla tipologia di analisi utilizzata per definire la risposta alle azioni sismiche, il sistema di isolamento è stato modellato come "lineare equivalente". Tale schematizzazione è risultata possibile dal momento che risultano

soddisfatte tutte le condizioni di cui al § 7.10.5.2 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare, ogni dispositivo di isolamento (sei per le pile e quattro per le spalle) è stato modellato con un elemento “link” a comportamento lineare. Per tali elementi è stata adottata una rigidità nelle due direzioni orizzontali pari alla “rigidità orizzontale equivalente” $K_{h,eq}$ del dispositivo per una deformazione a taglio γ corrispondente ad uno spostamento massimo pari al valore limite di progetto. Inoltre, al fine di simulare la deformabilità verticale dei dispositivi, a tali elementi è stata assegnata una rigidità verticale $K_{v,iso}$ funzione delle dimensioni del dispositivo adottato.

Il comportamento viscoso dei dispositivi, quindi del sistema di isolamento, è stato messo in conto secondo quanto specificato al § 7.10.5.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018, riducendo le ordinate dello spettro elastico di progetto in direzione orizzontale per tutto il campo di periodi T maggiore uguale a $0.8 T_{is}$, dove T_{is} è il periodo del sistema di isolamento ottenuto dalla analisi modale del modello di calcolo. Tali ordinate sono state ridotte considerando nel suddetto campo di periodi, un valore del coefficiente η (§3.2.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018) corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento $\zeta_{,eq}$. In particolare è stato assunto uno $\zeta_{,eq} = 15\%$ relativo ad una deformazione a taglio γ corrispondente ad uno spostamento massimo pari al valore limite di progetto del dispositivo.

Per gli spettri di progetto utilizzati ai fini del calcolo si rimanda al § 7.1.3 del presente documento.

11.2 Modello trasversale della soletta

La soletta è stata studiata come una trave continua su 3 appoggi, posti ad interasse di 3.97 m.

Il modello agli elementi finiti, realizzati con programma Sap2000, si riferisce ad una striscia trasversale di 1.0 m di soletta.

Di seguito si riporta uno schema di tale modello:



La rigidità degli elementi è stata assunta costante e relativa ad una sezione di $h=0.3m$.

11.2.1 Azioni per il modello trasversale

I carichi permanenti sono i seguenti.

- | | |
|-------------------------------|--|
| - Peso proprio soletta | = 25 kN/m ³ (calcolato dal programma) |
| - Pavimentazione (s=0.12m) | = 2.88 kN/m (/m) |
| - cordoli (Hsx = Hdx = 0.18m) | = 4.50 kN/m (/m) |
| - Sicurvia + barriera (2x) | = 1.50 kN (/m) |
| - veletta (2x) | = 3.75 kN (/m) |

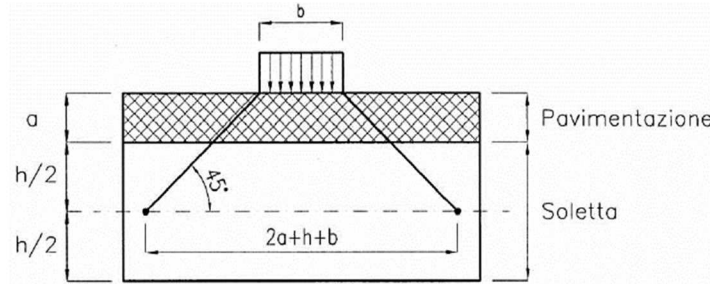
Le azioni variabili da traffico considerate sono le seguenti.

Azioni sulla pavimentazione stradale (assunte mobili in direzione trasversale sulla larghezza della pavimentazione al fine di massimizzare gli effetti) da D.M. 17 gennaio 2018:

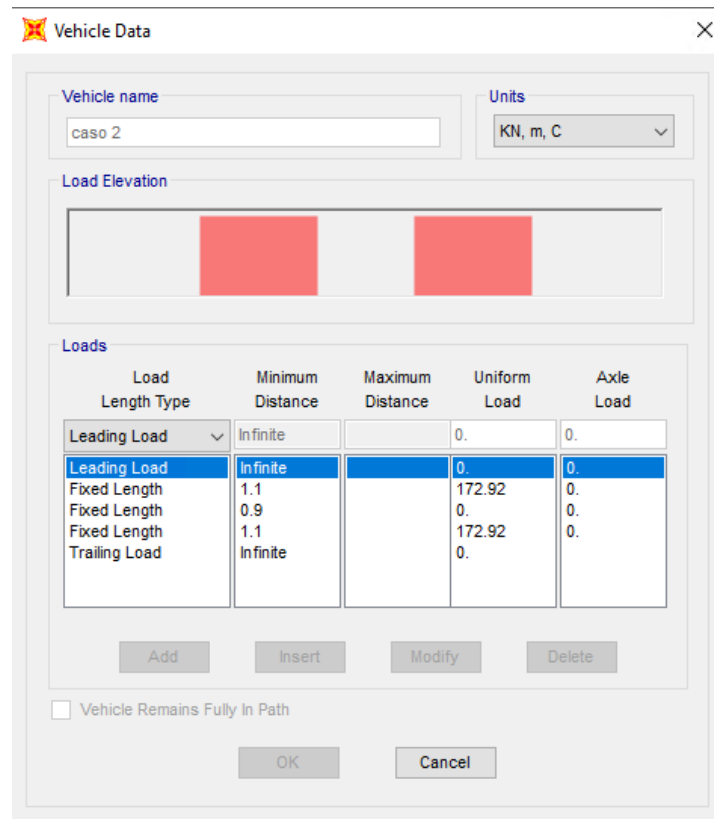
PROGETTO DEFINITIVO

- schema di carico 2 con 1 corsia caricata: $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della relativa impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della soletta secondo il seguente schema:



Al fine di massimizzare le sollecitazioni in campata, in prossimità dell'appoggio dello sbalzo e della mezzeria, i carichi variabili da traffico sono stati applicati attraverso l'applicativo Moving Load di Sap2000 consente di determinare le sollecitazioni massime e le corrispondenti per ogni caratteristica della sollecitazione.



Al fine di considerare il comportamento a piastra della soletta per effetto di carichi mobili concentrati le relative sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo sono state ripartite su una larghezza di soletta ottenuta proiettando in pianta l'impronta del carico fino all'asse delle travi, secondo quanto specificato nelle successive immagini:

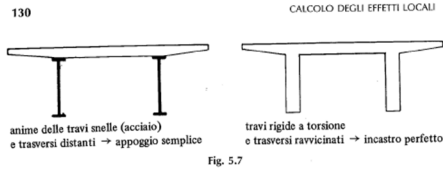


Fig. 5.7

adiacenti oltre che alle travi ed ai trasversi, ne deriva una notevole incertezza nel definire questi vincoli.

Nei casi più frequenti si adotta l'ipotesi del semincastro che prevede l'incastro perfetto all'attacco con le travi, ai fini del calcolo dei momenti negativi, ed una situazione intermedia tra l'incastro perfetto e l'appoggio semplice per la valutazione dei momenti positivi (figura 5.6).

La maggiore cautela in genere adottata nel valutare i momenti negativi è dovuta al fatto che la perdita di forma della sezione trasversale vista in 5.1 finisce con l'aggravare le sollecitazioni in prossimità delle travi.

Esistono comunque casi in cui è possibile definire con maggiore precisione i vincoli della soletta, come indicato in figura 5.7.

Una volta decisi in qualche modo i vincoli il problema si riduce a quello, noto, del calcolo di una piastra rettangolare ed a questo fine risultano molto utili le superfici di influenza di cui si è parlato nel capitolo 4.

Si hanno inoltre molti testi che forniscono direttamente le sollecitazioni nelle piastre per carichi parziali, già citati nella bibliografia del capitolo precedente.

In sede di predimensionamento, poiché in molti impalcati la distanza tra i trasversi è molto maggiore di quella tra le travi ($l_y/l_x > 2.0$ figura 5.8), è lecito riferirsi a piastre di lunghezza infinita, cioè $l_y = \infty$.

Bisogna allora distinguere il caso di carico uniformemente ripartito su tutta la piastra, per cui si ha deformata cilindrica cioè con curvature nulle lungo l'asse y , dal caso di carico parziale, per il quale si ha una deformata a doppia curvatura (figura 5.9).

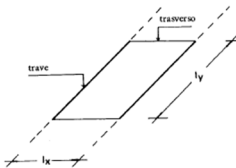


Fig. 5.8

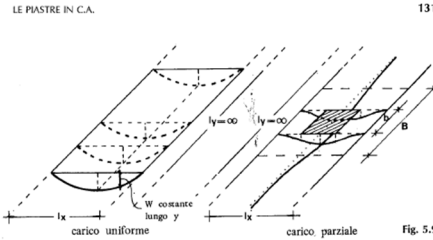


Fig. 5.9

Nel primo caso i momenti lungo y saranno dovuti alla sola contrazione laterale impedita, e cioè:

$$M_y = -\nu \cdot \frac{\delta^2 W}{\delta x^2} \quad \text{con } D = \frac{E_s^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5.3)$$

Nel caso di calcestruzzo si assume spesso $\nu = 0$ e pertanto $M_y = 0$: ne consegue che ogni striscia elementare sopporta il carico che grava su di essa, senza ricevere alcun sostegno dalle strisce adiacenti; spesso si dice, impropriamente, che la soletta ha un comportamento "a trave".

Nel secondo caso invece si hanno comunque momenti anche lungo y , pur se di entità minore rispetto a quelli che si hanno lungo x . Ciò porta ad una collaborazione tra la striscia direttamente caricata e quelle adiacenti. Di questa collaborazione, cioè in pratica dell'effetto piastra, si può tener conto, in primissima approssimazione, conducendo un calcolo a trave, ma supponendo reagente una larghezza convenzionale pari a (figura 5.9):

$$B = b + l_x/2 \quad (5.4)$$

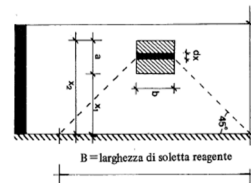


Fig. 5.10

In tal modo si hanno due diverse distribuzioni dei carichi mobili a seconda che gli stessi sono posizionati sullo sbalzo (proiezione dell'impronta del carico fino all'asse della trave di bordo) o tra le travi interne (proiezione dell'impronta del carico fino all'asse della trave interna).

Per le restanti azioni assunte come uniformemente distribuite lungo lo sviluppo del ponte (carichi permanenti, vento, componente uniforme del traffico) e' stata considerata una larghezza di soletta unitaria.

Naturalmente in questo modo non si ha la possibilità di valutare i momenti lungo y, per cui è buona norma considerare momenti positivi e negativi longitudinali pari ad almeno il 25% di quello massimo calcolato lungo x.
 Criteri analoghi si possono seguire per valutare in modo approssimato le sollecitazioni in una lastra a sbalzo, in cui si ammette una diffusione degli sforzi a 45° (figura 5.10).
 In questo caso, qualora il carico P sia concentrato o ripartito su un'impronta a x b piccola rispetto alla luce l dello sbalzo, si può ammettere a favore della sicurezza che il momento all'incastro per unità di lunghezza valga semplicemente:

$$m_x = P/2 \quad (5.5)$$

e la larghezza collaborante risulti:

$$B = 2 \cdot x_p \quad (5.6)$$

Questo qualora la soletta abbia spessore costante poiché se S cresce verso l'incastro anche il momento cresce. Così ad esempio per lo spessore all'incastro S₁ pari rispettivamente a 2 o 3 volte quello dell'estremo libero, un carico ivi concentrato origina un momento di incastro pari a:

$$m_x = 0,576 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 2 S)$$

$$m_x = 0,631 \cdot P \quad (\text{per } S_1 = 3 S)$$

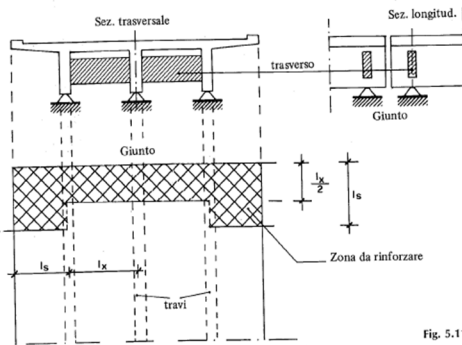
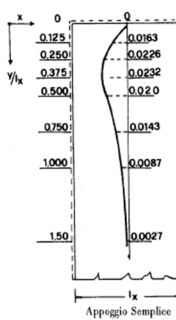


Fig. 5.11

Alle estremità degli sbalzi si hanno in genere cordoli per delimitare i marciapiedi o per alloggiare i sicurtiva.
 Qualora questi cordoli siano continui, essi migliorano la ripartizione del carico sulla soletta a sbalzo.
 Poiché però non vengono quasi mai adeguatamente armati, è consigliabile non tenerne conto nei calcoli.

Particolare attenzione va posta nelle zone prossime ai giunti quando, per ragioni costruttive, il trasverso di estremità non è solidale alla soletta che quindi risulta avere un lato libero (figura 5.11).



Il momento flettente in ogni sezione y/l_x si ottiene moltiplicando il rispettivo coefficiente per q l_x ove q = carico uniforme

Fig. 5.12

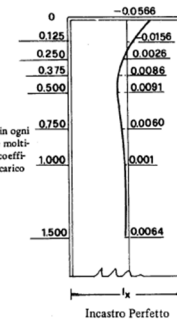


Fig. 5.12

Di seguito si riportano i valori della larghezza collaborante per i meccanismi resistenti a flessione e taglio:

Calcolo larghezza di diffusione della ruota

Larghezza ruota	0.35	m
sp. Pavimentazione	0.12	m
sp. Soletta	0.3	m

Larghezza di diffusione a piano medio soletta per sezione corrente

Ld	0.89	m
----	------	---

Calcolo larghezze collaboranti della soletta per carichi localizzati (tandem)

flessione

Ld_appoggio	2.75	m
Ld_campata	4.85	m

taglio

Ld_appoggio	0.85	m
Ld_campata	0.85	m

Per i carichi dovuti all'urto di un veicolo in svio, in ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.10, si rimanda al §7.3.4.

Anche per l'urto si considera una lunghezza collaborante che tiene conto della proiezione del carico fino a piano medio della soletta.

Calcolo larghezze collaboranti della soletta per carichi localizzati (urto)flessione

Ld_appoggio	7.01	m
Ld_campata	3.75	m

Taglio

Ld_appoggio	7.01	m
Ld_campata	3.75	m

12 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI

12.1 Travi: verifica di resistenza allo SLU

Le verifiche sono state condotte per tutte le combinazioni di normativa, tuttavia si riportano di seguito le tensioni relative alle condizioni di carico più gravose. Nelle verifiche sono state assunte, convenzionalmente, come positive le tensioni di trazione. Le unità di misura utilizzate per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

I moduli di resistenza utilizzati per effettuare le verifiche sono di 4 tipi:

- fase 1: solo trave d'acciaio;
- fase 2 T_∞: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t infinito;
- fase 3 T₀: trave d'acciaio più soletta omogeneizzata a tempo t zero;
- fase 2/3 SNR: trave d'acciaio ed armature a tempo t zero/infinito (Soletta Non Reagente)

Nel caso SNR ("Soletta Non Reagente") le caratteristiche delle sezioni resistenti (quindi i moduli di resistenza) a T_∞ e T₀ son uguali.

Per ogni combinazione di carico il calcolo delle tensioni per le sollecitazioni estratte dai modelli di calcolo che considerano la fessurazione della soletta (vedasi §11.1), è stato inizialmente condotto per tutte le sezioni nell'ipotesi di calcestruzzo reagente; successivamente, per le sezioni per le quali il cls è risultato teso, il calcolo è stato ripetuto con i moduli di resistenza SNR. In entrambe le ipotesi di sezioni resistenti, la tensione combinata è stata ricavata come somma delle tensioni ottenute utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla sollecitazione considerata moltiplicate per il coefficiente previsto nella combinazione di calcolo.

Per ciascuna sezione e ciascun punto di controllo (vedasi § 10.2) si riportano la tensione massima e minima (assiale, tangenziale) e ideale, relative all'involuppo delle combinazioni di verifica considerate. Dal momento che i carichi mobili sono stati modellati mediante moving load, per ogni sezione di verifica della trave si hanno 6 stati di sollecitazione composti M-V-N (Momento-Taglio-sforzo normale) per ogni configurazione trasversale del carico (fase 2 T₀), corrispondenti alle condizioni che massimizzano/minimizzano singolarmente una delle tre sollecitazioni (Mmax, Vmax, Nmax, Mmin, Vmin, Nmin).

Si riassumono, di seguito, le relazioni utilizzate per il passaggio dallo stato di sollecitazione a quello tensionale per ogni elemento/meccanismo resistente.

Travi d'acciaio:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\tau = T / A_t$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

dove A, W cambiano valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), ed A_t è pari all'area del piatto d'anima della trave metallica.

Soletta:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{GLOBALE} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{COAZIONE} \right] \frac{1}{n_{om}}$$

dove A e W cambiano valore in funzione del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), A^* rappresenta l'area omogeneizzata della sola soletta e delle armature in essa incluse e N^* lo stato di coazione calcolato negli effetti primari del ritiro. In caso di SNR le tensioni nella soletta risultano nulle.

Armature:

$$\sigma = \left[\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right)_{GLOBALE} + \left(\frac{N^*}{A^*} \right)_{COAZIONE} \right]$$

dove A e W cambiano valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione (T_o / T_{oo}), A^* rappresenta l'area omogeneizzata della soletta (se presente) e delle armature in essa incluse e N^* lo stato di coazione calcolato negli effetti primari del ritiro.

Scorrimento al piano di estradosso trave (dimensionamento pioli):

$$S = T \times B_s$$

dove B_s cambia valore in funzione della presenza della soletta e del coefficiente di omogeneizzazione. B_s è pari al momento statico, relativo alla parte superiore ai connettori, diviso il momento d'inerzia totale: S_x/J .

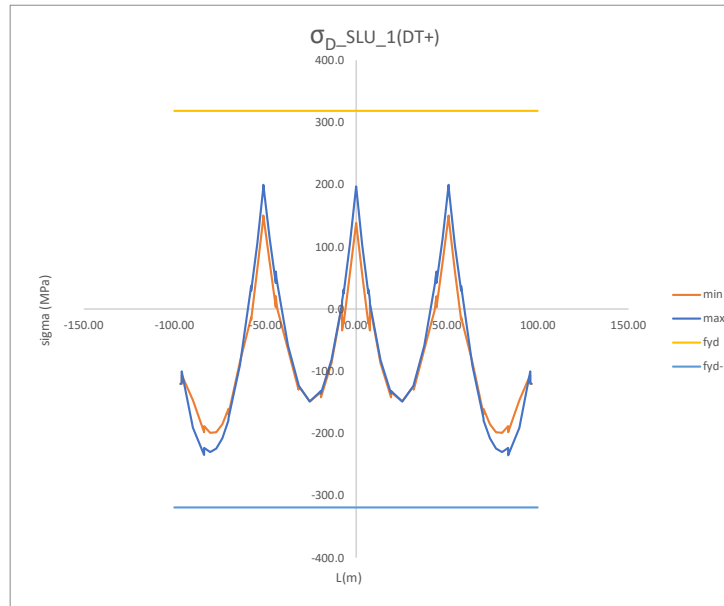
Convenzioni segni tensioni: - compressione; + trazione.

La condizione rappresentata, sezione per sezione, nei successivi diagrammi è relativa alla combinazione di carico SLU1 che è risultata essere la più gravosa delle combinazioni di carico considerate; il calcolo della tensione è stato eseguito nell'ipotesi di sezione reagente, in caso di soletta compressa, o SNR nel caso di calcestruzzo teso (ipotesi c.l.s. non reagente nella verifica sezionale).

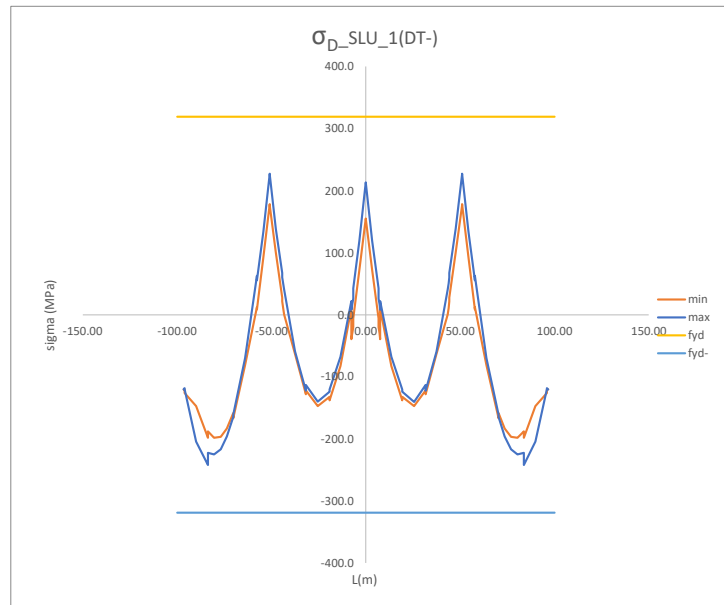
Per simmetria di comportamento, le verifiche sono rappresentate esclusivamente per una trave.

Tensione al lembo superiore della trave di acciaio (punto "D"):

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima e minima nel punto di controllo D per le sezioni resistenti delle travi dei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

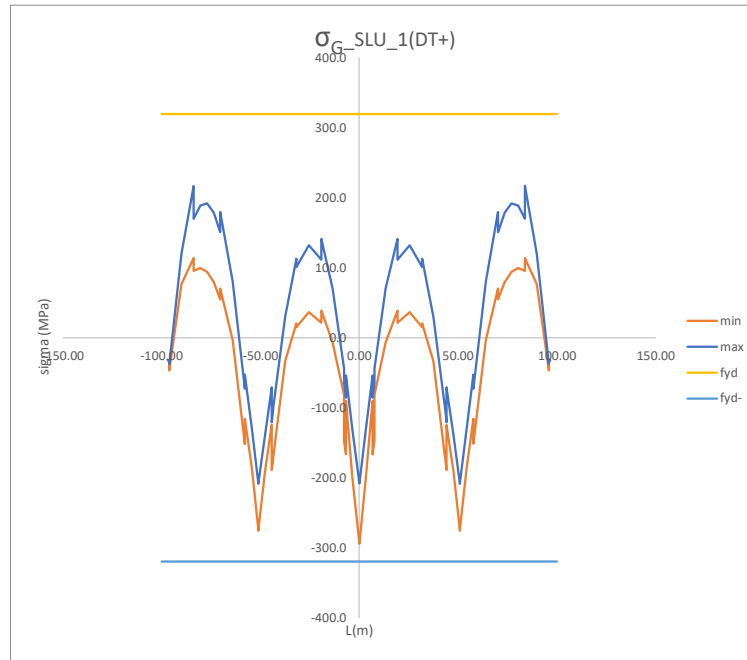


Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima e minima nel punto di controllo D per le sezioni resistenti delle travi dei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:

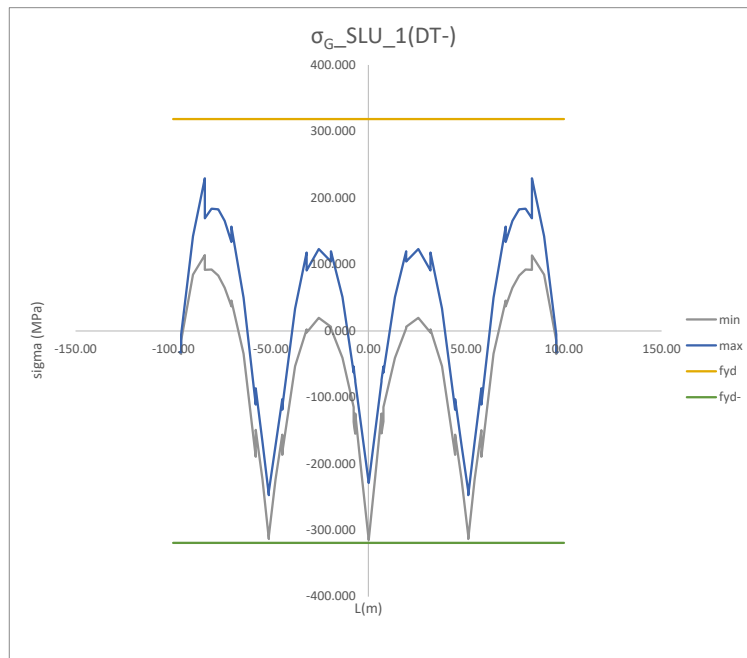


Tensione al lembo inferiore della trave di acciaio (punto "G"):

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima e minima nel punto di controllo G per le sezioni resistenti della trave dei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

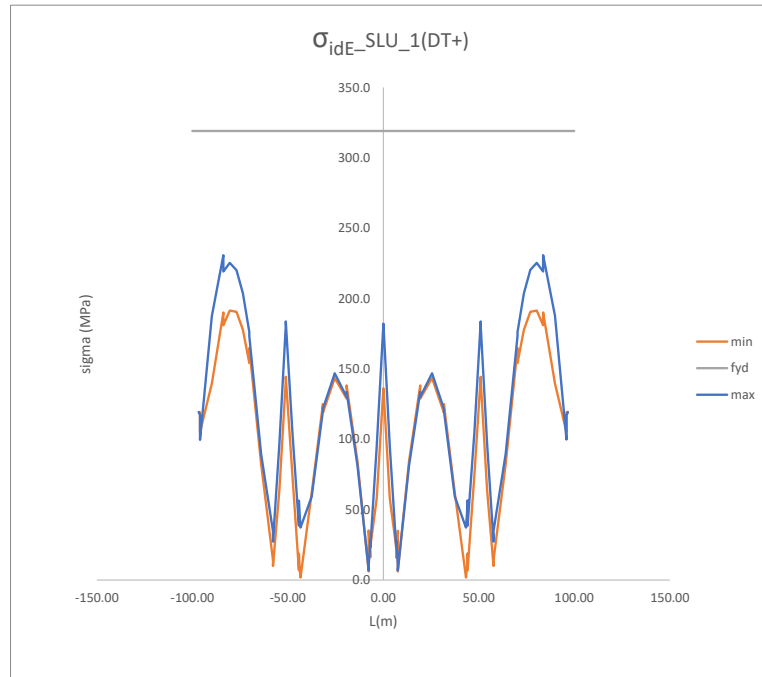


Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima e minima nel punto di controllo G per le sezioni resistenti della trave dei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:

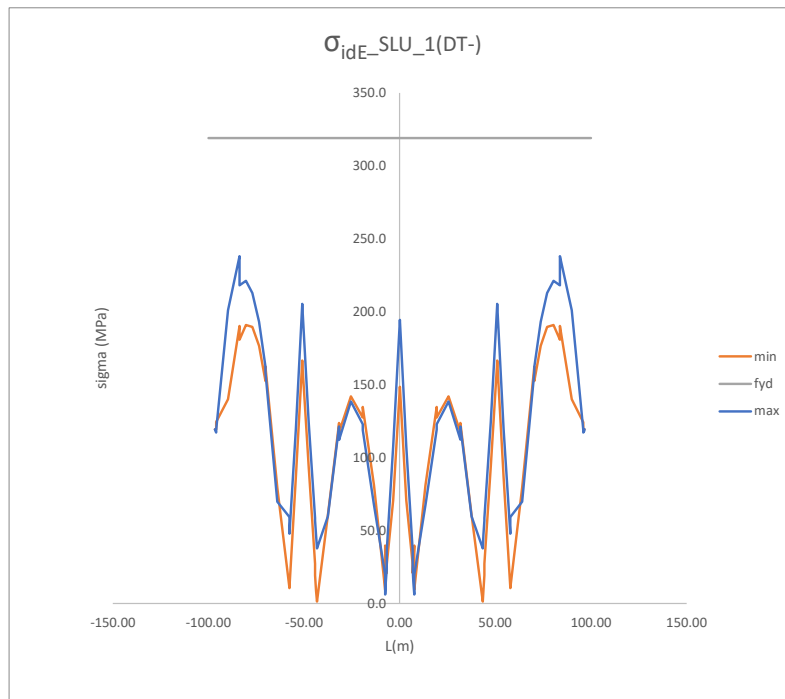


Tensione ideale lembo superiore dell'anima della trave di acciaio (punto "E"):

Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione ideale massima e minima nel punto di controllo E per la sezione resistente della trave dei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

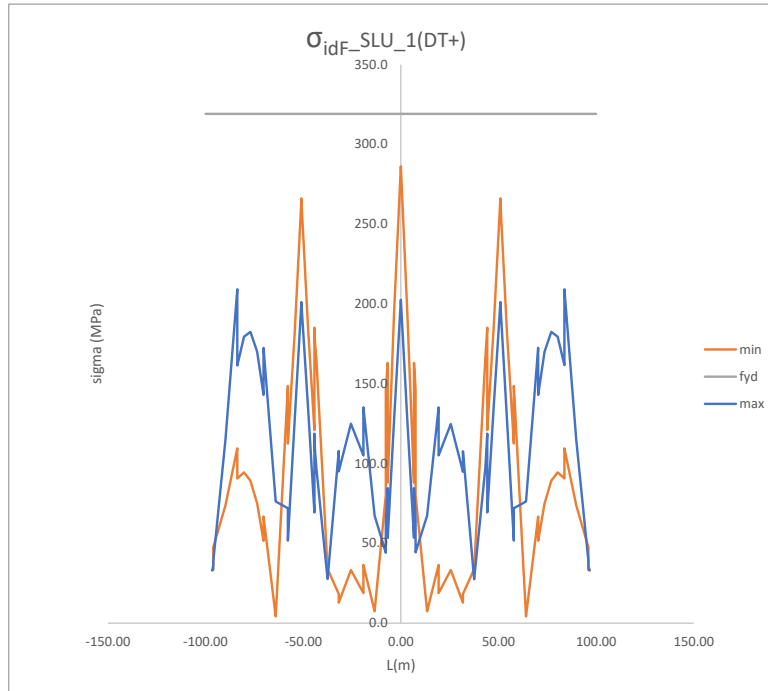


Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione ideale massima e minima nel punto di controllo E per la sezione resistente della trave dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:

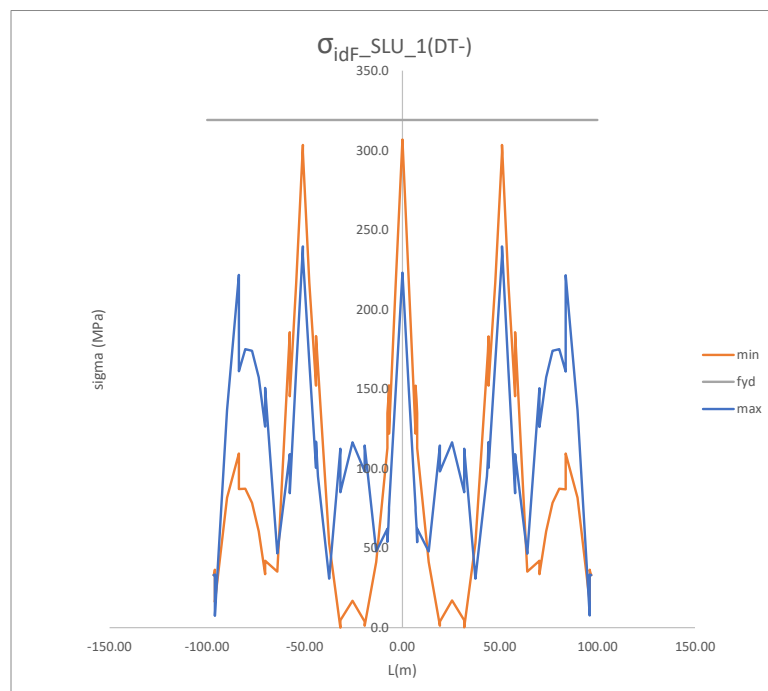


Tensione ideale lembo inferiore dell’anima della trave di acciaio (punto “F”):

Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione ideale massima e minima nel punto di controllo F per la sezione resistente della trave dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:



Nella successiva figura si riporta l’andamento della tensione ideale massima e minima nel punto di controllo F per la sezione resistente della trave nei vari conci dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:



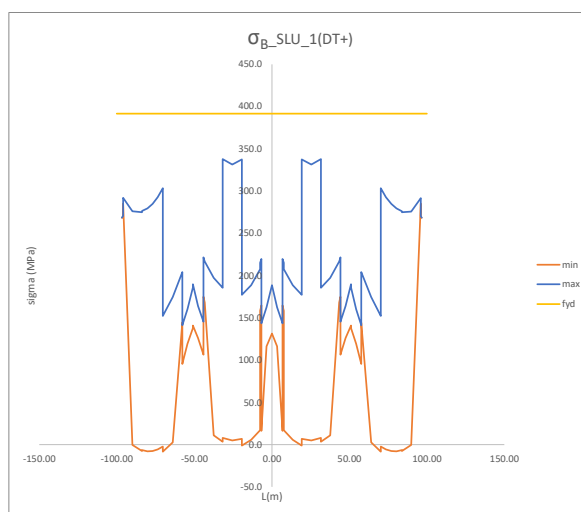
12.2 Soletta: verifica di resistenza allo SLU in direzione longitudinale

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle tensioni nelle armature longitudinali per la trave. La combinazione rappresentata è la SLU 1, poiché è la più gravosa.

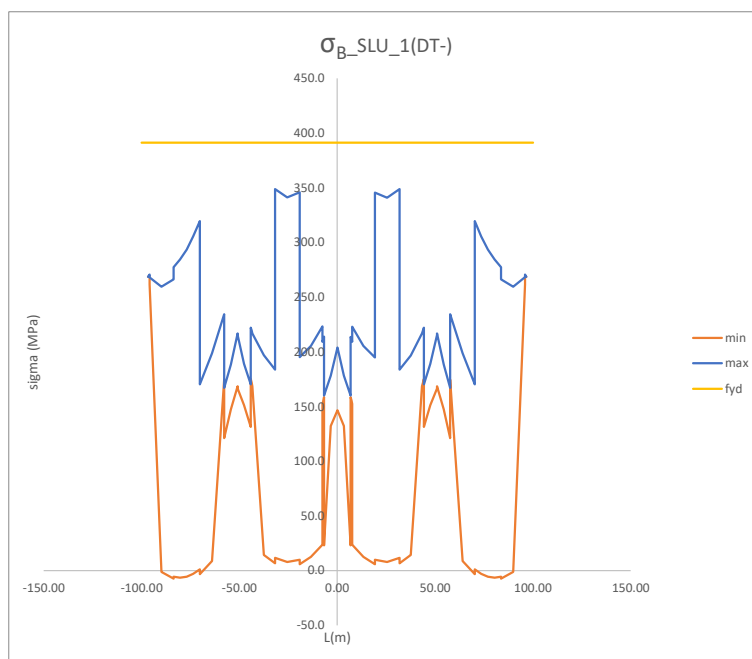
I diagrammi sono relativi al caso di soletta non reagente (SNR) nei tratti in cui il calcestruzzo è risultato teso nel primo controllo di soletta reagente.

Si riportano i grafici della tensione nelle barre di armatura non considerando il contributo della soletta e le tensioni in corrispondenza della soletta.

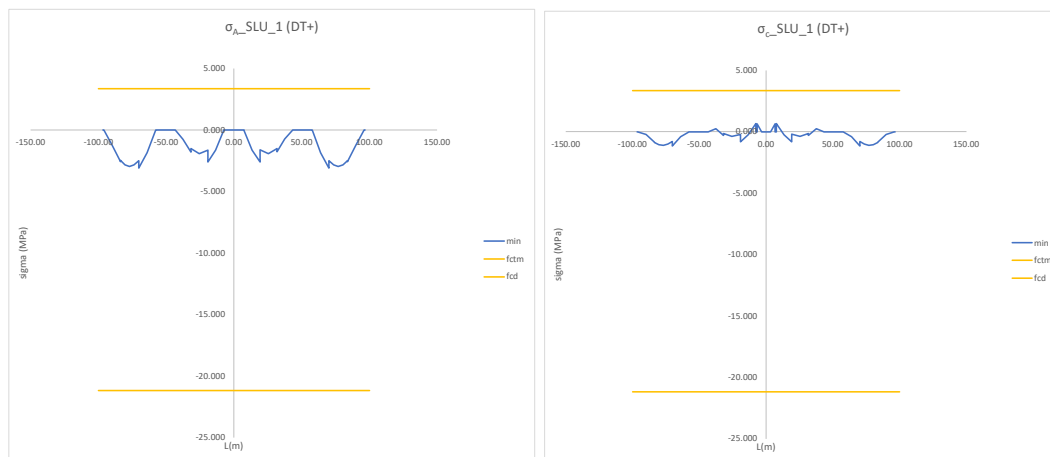
Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima nel punto di controllo B per la sezione resistente della trave dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva:



Nella successiva figura si riporta l'andamento della tensione massima nel punto di controllo B per la sezione resistente della trave dovuta alla combinazione di carico SLU1 con variazione termica negativa:



Per ciò che riguarda la soletta, nei punti di controllo “A” e “C”, la condizione di massima compressione è relativa all’involuppo dei minimi della combinazione di carico SLU1 con variazione termica positiva.



12.3 Soletta: verifica a fessurazione

Si effettua una verifica a fessurazione a tempo T_{oo} in corrispondenza dell'appoggio della pila per la trave esterna essendo questa la trave con le maggiori sollecitazioni.

La combinazione di carico per la determinazione delle sollecitazioni è la SLE FREQUENTE con il gruppo di azioni 1.

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.35 / 1.2 = 2.79 \text{ MPa}$$

Pertanto qualora la tensione risulta maggiore o uguale al suindicato valore occorre procedere con la verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

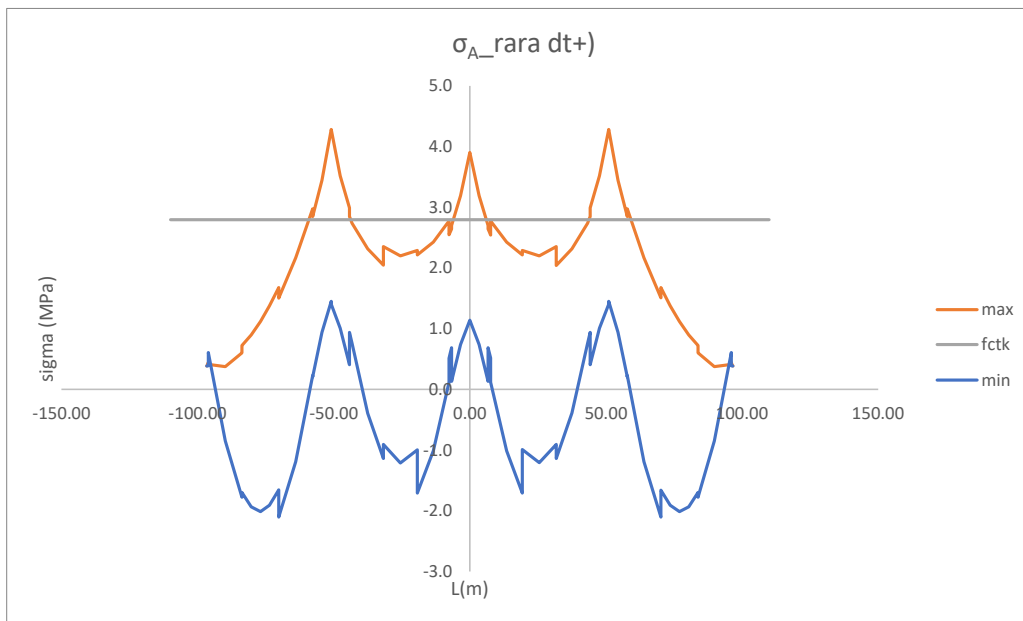
Convenzione sui segni adottati:

$N > 0$: trazione

$M > 0$: tende le fibre all'intradosso della trave

$\sigma_t < 0$: compressione

Di seguito si riportano i diagrammi rappresentativi dell'andamento delle tensioni in estradosso soletta:



Come si evince dai risultati riportati nel grafico precedente la soletta risulta soggetta a fessurazione per cui in accordo con quanto prescritto ai §§4.1.2.2.4 e 4.1.2.2.4.5 delle NTC18 è stata effettuata la verifica sullo stato limite di apertura delle fessure.

Considerando delle condizioni molto aggressive, il valore limite di apertura della fessura è pari a $w_2=0.2\text{mm}$:

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure, w_k può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} A_{sm} \quad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

A_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra 2,5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

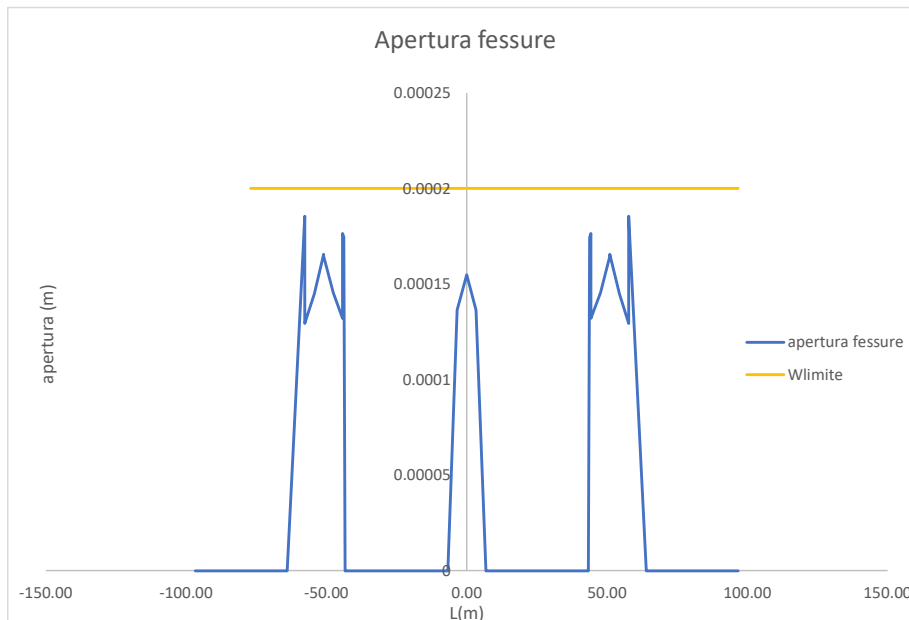
k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

Il valore caratteristico di apertura delle fessure è stato calcolato in accordo con la [4.1.14], [C4.1.5] e [C4.1.6].

La verifica risulta soddisfatta in tutte le sezioni. Si riporta un grafico rappresentativo dell'andamento dell'apertura delle fessure ed il relativo limite ammissibile.



12.4 Riepilogo tensioni agenti sulla trave allo SLU

Tutte le suindicate tensioni sono inferiori ai seguenti limiti tensionali:

$$\sigma_c = 6.24 \text{ Mpa} < f_{cd} = 21.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_\phi = 245.48 \text{ Mpa} < f_{yd} = 391.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a = 206.62 \text{ MPa} < f_{yd} = 338.1 \text{ Mpa } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$\sigma_a < f_{yd} = 319.0 \text{ Mpa } t > 40 \text{ mm}$$

$$\tau_a < f_{yd} / \sqrt{3} = 195.2 \text{ Mpa } t \leq 40 \text{ mm}$$

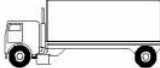


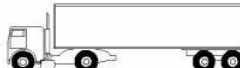

$$\tau_a < f_{yd} / \sqrt{3} = 184.2 \text{ Mpa } t > 40 \text{ mm}$$

12.5 Verifiche allo stato limite di fatica

Si conduce una verifica per vita illimitata secondo quanto indicato al § 5.1.4.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione $\Delta\sigma_{\max}=(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})$ indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso.

Si assume il modello di carico di fatica 2 rappresentato dalla Tab. 5.1.VII del D.M. 17 gennaio 2018 di seguito riportata:

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Tale modello non considera gli effetti di più corsie di carico sull'impalcato esaminato.

I coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica sono:

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Si assume $\gamma_{Mf} = 1.35$.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

oppure che :

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

Dove $\Delta\sigma_{max,d}$ e $\Delta\tau_{max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto desunti dal modello di calcolo delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico considerato, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante ($\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_D = 0.549 \Delta\tau_C$)

Definizione delle resistenze a fatica.

Attraverso le seguenti figure si definisce “Classe del dettaglio”, la resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ corrispondenti a 2×10^6 cicli di carico e “Limiti di fatica ad ampiezza costante” $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$, corrispondenti a 5×10^6 cicli di carico.

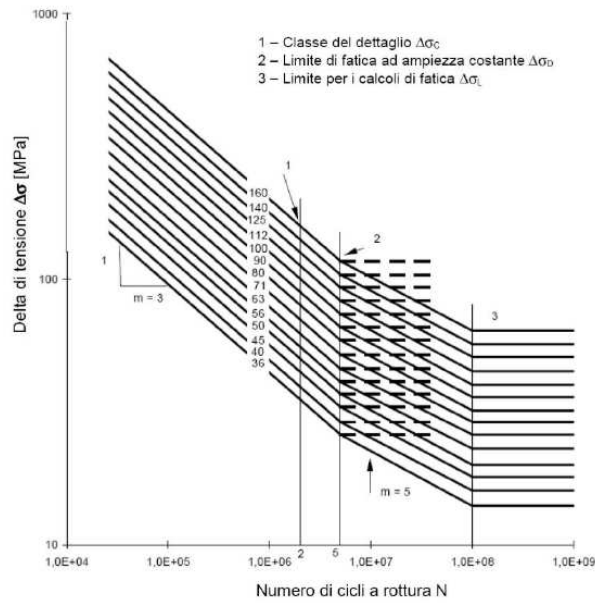


Fig. 2.7.1.1.5-1 – Curve S-N per dettagli / elementi soggetti a tensioni normali

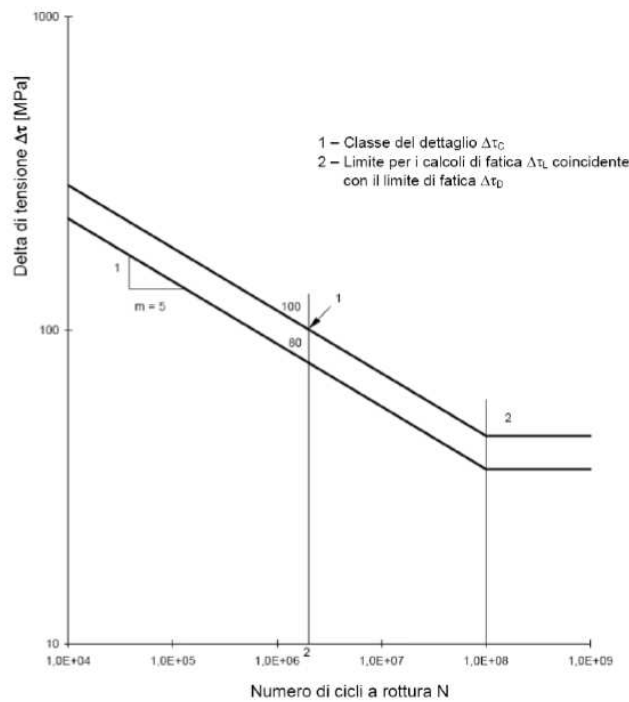


Fig. 2.7.1.1.5-3 – Curve S-N per dettagli / elementi soggetti a tensioni tangenziali

Il calcolo della tensioni massime e minime nel punto di controllo della generica sezione di verifica, è stato eseguito nella condizione di soletta reagente e non reagente considerando lo stato di tensione nella soletta derivante dalla condizione di carico complessiva (carichi permanenti concomitanti al modello di carico utilizzato nelle verifiche a fatica). Nello specifico i dettagli costruttivi (desunti dalle tabelle C4.2 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7) ed i relativi punti di controllo analizzati (calcolo variazione di tensione) sono:

Dettaglio Costruttivo1: Sezioni in corrispondenza di irrigidimenti trasversali ($\Delta\sigma_c = 80$)

$\Delta\sigma_D$ 59.00 MPa C4.2.XV_7(a)

Dettaglio Costruttivo2: Pioli su piattabanda superiore ($\Delta\sigma_c = 80$)

$\Delta\sigma_D$ 59.00 MPa C4.2.XV_9

Dettaglio Costruttivo3: Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte. Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.i ($\Delta\sigma_c = 80$)

Tab. NTC-18	Dettaglio costruttivo	$\Delta\sigma_c$ (MPa)	t (mm)	K_t	$\Delta\sigma_D$ (MPa)
C.4.2.XIV	11	80	<25	1	59,0
		80	30	0,96	56,8
		80	35	0,93	55,1
		80	40	0,91	53,7
		80	45	0,89	52,4
		80	50	0,87	51,3
		80	55	0,85	50,4
		80	60	0,84	49,5

Dettaglio Costruttivo 4: Saldatura longitudinale di composizione, in presenza di lunette di scarico con raggio < di 60mm. ($\Delta\sigma_c = 71$)

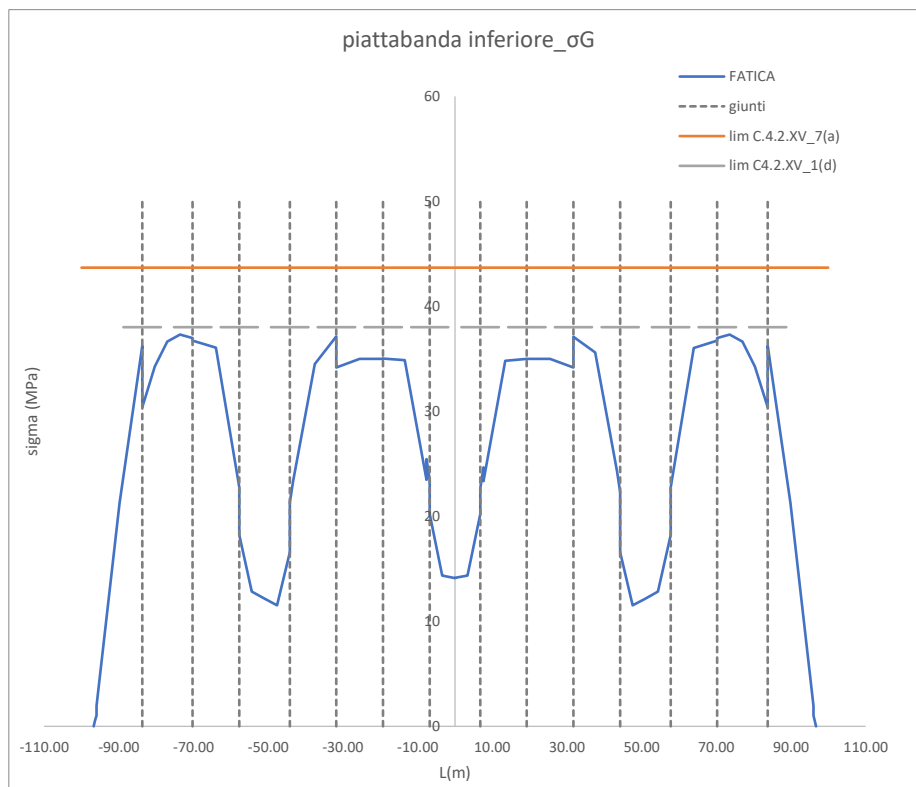
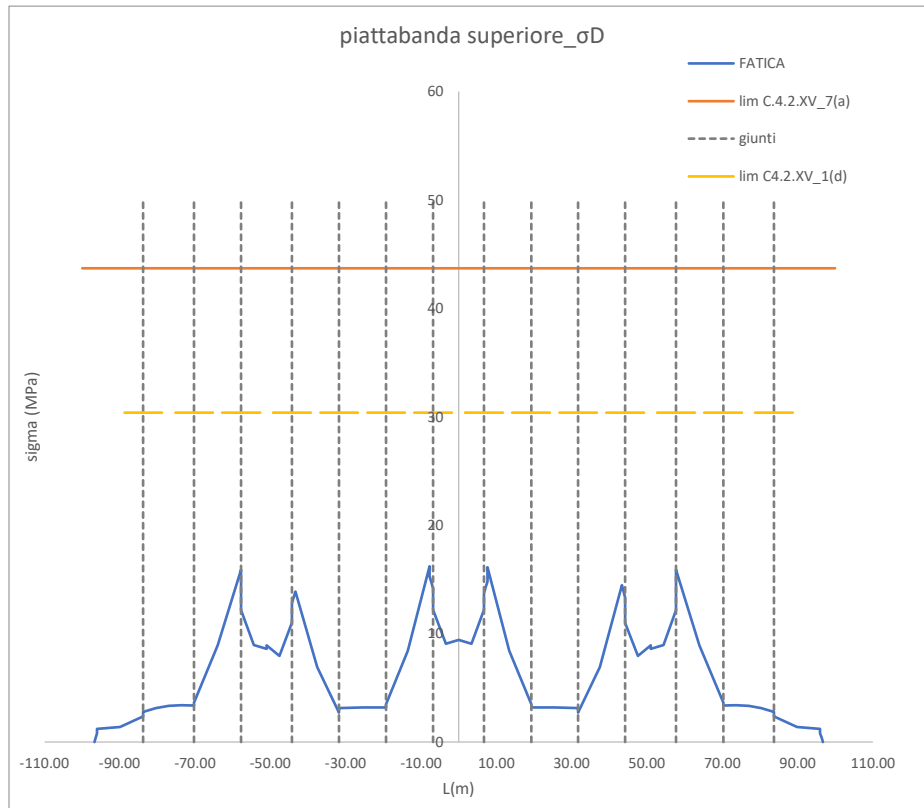
$\Delta\sigma_D$ 52.00 MPa C4.2.XIII_9

La verifica, su tutta la lunghezza della trave, del dettaglio costruttivo 3 relativo ad uno spessore di 50mm (valore massimo presente), consente di garantire anche la verifica nei confronti dei restanti dettagli costruttivi.

Nelle successive figure si riporta l'andamento della variazione di tensione nella piattabanda superiore ed inferiore. Tale variazione risulta ovunque inferiore al limite di tensione di cui sopra diviso per il fattore parziale assunto, ossia:

$$\Delta\sigma_{lim.} = 51.3MPa / 1.35 = 38 MPa)$$

PROGETTO DEFINITIVO



Ovunque risultano rispettate le seguenti disuguaglianze:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$$

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva riguardante la verifica delle sole zone di giunto:

	progressiva [m]	$\Delta\sigma_c$ [Mpa]	ks	Υ_m	$\Delta\sigma_D$ [MPa]	$\Delta\sigma_{ED}$ [MPa]	verifica
GIUNTO 1	-83.75	80	0.91	1.35	39.76	36.28	ok
GIUNTO 2	-70.25	80	0.87	1.35	38.02	37.00	ok
GIUNTO 3	-57.75	80	0.89	1.35	38.83	22.78	ok
GIUNTO 4	-44.25	80	0.85	1.35	37.30	21.34	ok
GIUNTO 5	-31.75	80	0.89	1.35	38.83	37.15	ok
GIUNTO 6	-19.25	80	0.87	1.35	38.02	35.03	ok
GIUNTO 7	-6.75	80	0.89	1.35	38.83	23.45	ok
GIUNTO 8	6.75	80	0.89	1.35	38.83	22.70	ok
GIUNTO 9	19.25	80	0.87	1.35	38.02	35.02	ok
GIUNTO 10	31.75	80	0.89	1.35	38.83	37.11	ok
GIUNTO 11	44.25	80	0.85	1.35	37.30	22.30	ok
GIUNTO 12	57.75	80	0.89	1.35	38.83	22.78	ok
GIUNTO 13	70.25	80	0.87	1.35	38.02	36.99	ok
GIUNTO 14	83.75	80	0.91	1.35	39.76	36.25	ok

13 VERIFICA DELLA TRAVE DI SPINA

Di seguito si riporta la verifica in resistenza della trave di spina. Per le caratteristiche geometriche della sezione trasversale si rimanda a quanto riportato nel § 1.

La verifica è stata eseguita utilizzando un modello locale. I carichi trasferiti dalla soletta alla trave di spina sono stati determinati con il modello di calcolo utilizzato nelle verifiche locali della soletta, di cui al § 11.2.1, a partire dallo scarico verticale sull'appoggio centrale.

Per il calcolo delle sollecitazioni delle sezioni di appoggio e mezzera della trave di spina sono state fatte le seguenti ipotesi:

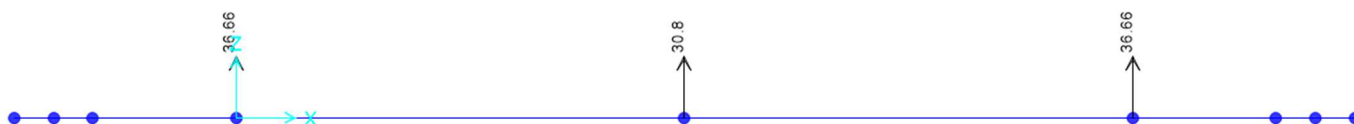
- Sezione di mezzera: Modello a trave semplicemente appoggiata
- Sezione di appoggio: Modello a trave continua su tre appoggi.

Le verifiche sono state condotte in analogia a quanto fatto per le travi principali esterne, considerando la sezione resistente nelle tre fasi, ossia fase 1 di trave di solo acciaio, fase 2 a t_{00} con carichi permanenti non strutturali e fase 3 a t_0 con carichi variabili di esercizio.

13.1 Carichi trasferiti dalla soletta

Fase 1: Peso soletta+predalla

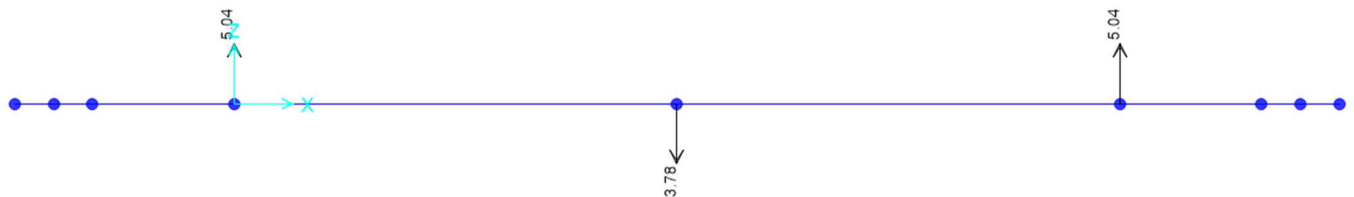
sp.	0,35 m
L	1 m
G1	8,75 kN/m
Rsp	30,8 kN/m



Fase 2: Peso cordolo + pavimentazione

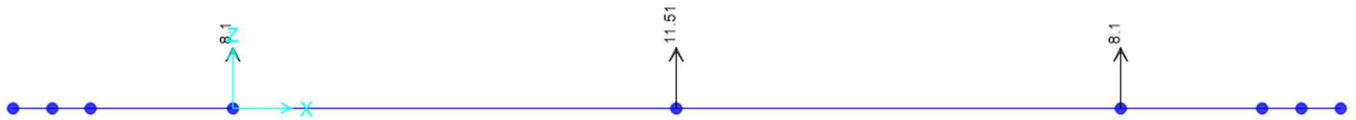
Peso cordoli

sp.	0,18 m
L	0,7 m
G1_cord	3,15 kN/m
Rsp	-3,78 kN/m



Peso pavimentazione

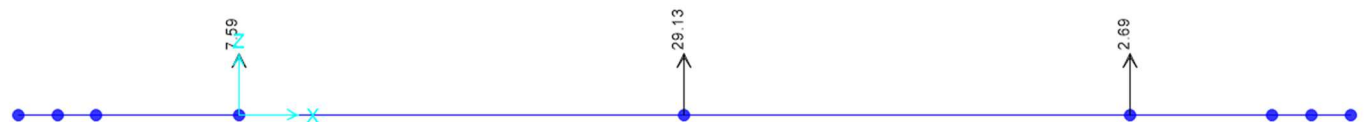
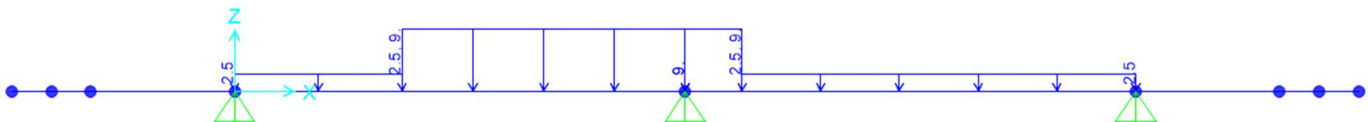
sp.	0,11 m
L	1 m
G2	2,64 kN
Rsp	11,51 kN/m



Fase 3: Carichi mobili.

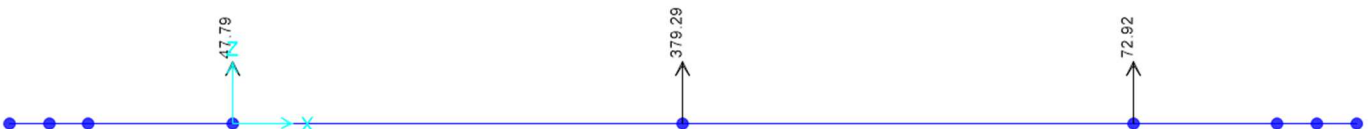
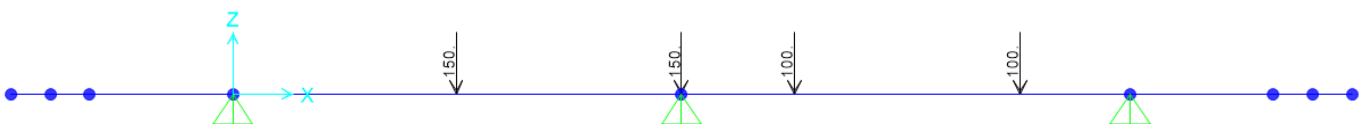
Carichi distribuiti

Rsp,d 29,13 kN/m



Carichi tandem: Singolo asse

Rsp,t 379,3 kN



13.2 Calcolo delle sollecitazioni sulla trave di spina

Sezione di mezzeria

Per la sezione di mezzeria a favore di sicurezza si utilizza uno schema statico di trave semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi, sottoposta ai carichi definiti al § 13.1. Per il carico da traffico si considera una configurazione con carico distribuito $R_{sp,d}$ su tutta la luce di calcolo e una coppia di carichi concentrati in mezzeria (scarico tandem) $R_{sp,t}$ posti ad un interasse di 1.2m.

Fase 1

Ld	5,1 m
qd	30,8 kN/m
Vd	0 kN
Md	100,1385 kNm

Fase 2

Ld	5,1 m
qd	7,73 kN/m
Vd	0 kN
Md	25,13216 kNm

Fase 3

Distribuito

Ld	5,1 m
qd	29,13 kN/m
Vd	0 kN
Md	94,70891 kNm

Tandem

Ld	5,1 m
a	1,95 m
Fd	379,3 kN
Vd	379,3 kN
Md	739,635 kNm

A partire dalle sollecitazioni elementari riportate in precedenza si riportano di seguito i valori di calcolo derivanti dalle combinazioni:

Carico	Vk	Mk	coef.	Vd	Md
	kN	kNm	-	kN	kNm
G1	0,00	100,14	1,35	0,00	135,19
G2	0,00	25,13	1,5	0,00	37,70
Q	379,30	834,34	1,35	512,06	1126,36

Sezione in Appoggio

Per la sezione di appoggio si considera uno schema a trave continua su tre appoggi, sottoposta ai carichi definiti al § 13.1. Per il carico da traffico si considera un carico viaggiante tramite la funzione "Moving loads", costituito da un carico distribuito segmentabile di intensità pari a $R_{sp,d}$ e da una coppia di carichi concentrati (scarico tandem) $R_{sp,t}$ posti ad un interasse di 1.2m.

Fase 1

Ld	5,1 m
qd	30,8 kN/m
Vd	0 kN
Md	-100,139 kNm
R _{app.}	196,35 kN

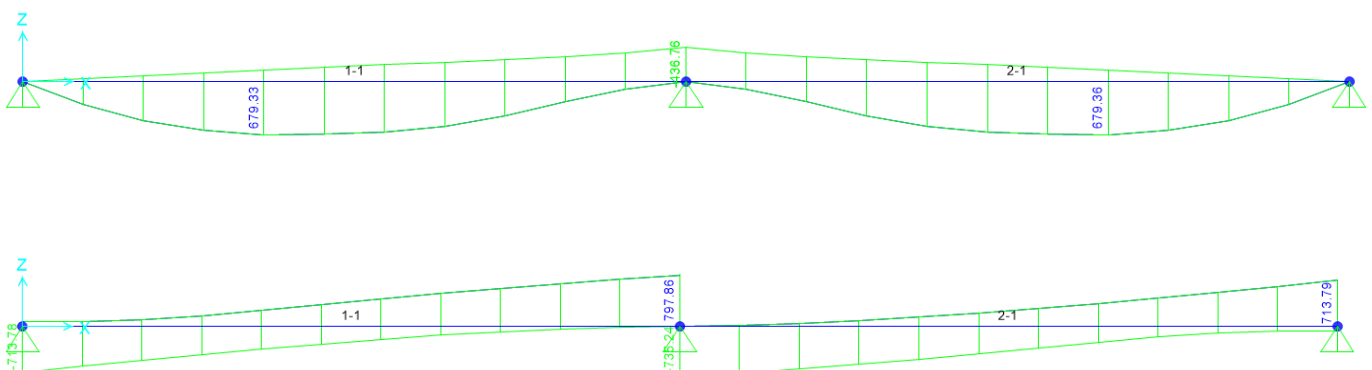
Fase 2

Ld	5,1 m
qd	7,73 kN/m
Vd	0 kN
Md	-25,13 kNm
R _{app.}	49,28 kN

Fase 3:

Vd	798 kN
Md	-437 kNm
R _{app.}	926,07 kN

Di seguito si riporta il diagramma del momento flettente e del taglio derivante dal modello a trave continua con carico viaggiante.



A partire dalle sollecitazioni elementari riportate in precedenza si riportano di seguito i valori di calcolo derivanti dalle combinazioni:

PROGETTO DEFINITIVO

Carico	Vk	Mk	Rapp.	coef.	Vd	Md
	kN	kNm	kN	-	kN	kNm
G1	0,00	-100,14	196,35	1,35	0,00	-135,19
G2	0,00	-25,13	49,27875	1,5	0,00	-37,70
Q	798,00	-437,00	926,07	1,35	1077,30	-589,95

13.3 Verifica della sezione di mezzeria

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente:

Soletta	B_{sol}	1090	mm	Larghezza efficace della soletta valutata secondo § 4.3.2.3
	H_{sol}	350	mm	Spessore della soletta al lordo di un eventuale lamiera grecata o predalle
	S_p	50	mm	Spessore della porzione non collaborante della soletta (causa di una lamiera grecata o predalle)
Armatura	A_{arm}	4140	mm ²	Quantitativo di armatura presente nella soletta
	Y_{arm}	700	mm	Posizione baricentro armatura misurata dall'intradosso della trave in acciaio
Trave acciaio	H	500	mm	Altezza totale trave in acciaio
	B_{sup}	350	mm	Larghezza piattabanda superiore trave in acciaio
	t_{sup}	15	mm	Spessore piattabanda superiore trave in acciaio
	t_a	15,0	mm	Spessore anima trave in acciaio
	B_{inf}	500	mm	Larghezza piattabanda inferiore trave in acciaio
	t_{inf}	22	mm	Spessore piattabanda inferiore trave in acciaio

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche delle sezioni resistenti nelle fasi considerate nel calcolo:

Tipo sez.	Descrizione	n	Area	h_{bar}	I3	At
		-	mm ²	mm	mm ⁴	mm ²
1	Trave in acciaio	-	23.195	193	985.315.060	6.945
2	Soletta+armatura per carichi da ritiro	15,8	24.869	-	-	-
3	Soletta+armatura per carichi da temperatura	6,16	57.203	-	-	-
4	Trave mista a breve termine	6,16	80.398	554	5.632.238.305	6.945
5	Trave mista a lungo termine per carichi da ritiro	15,8	48.064	455	4.230.681.504	6.945
6	Trave mista a lungo termine per carichi permanenti portati	16,5	47.163	450	4.168.915.968	6.945
7	Trave in acciaio + armatura (calcestruzzo non reagente)	-	27.335	269	1.889.775.224	6.945

Nella successiva tabella si riporta i valori del modulo resistente elastico delle sezioni resistenti nelle fasi considerate, calcolate nei punti di controllo riportati nella successiva figura:

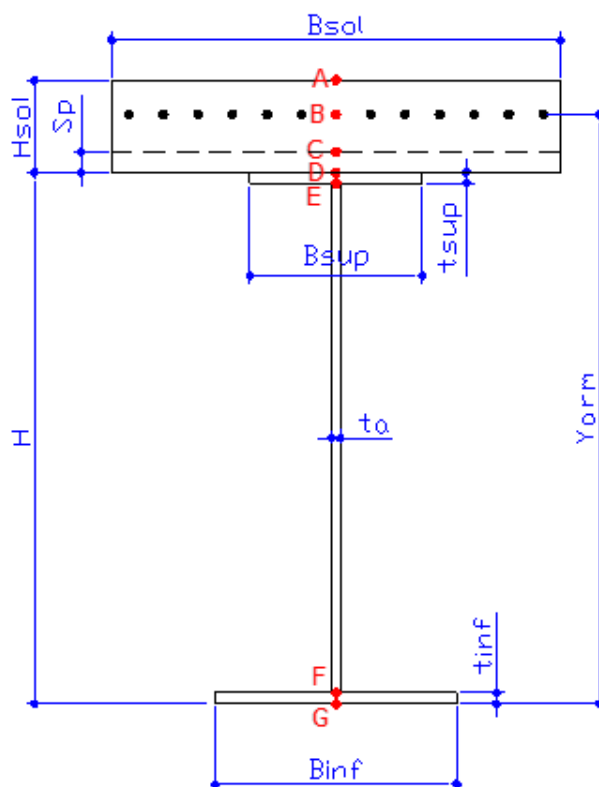
Tipo sez.	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG
	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³
1				-3.205.241	-3.369.664	5.775.841	5.116.062
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
4	-117.105.197	-38.474.670	9.609.819.562	105.055.975	82.088.497	10.594.645	10.173.624
5	-169.017.610	-17.277.335	-703.495.183	-94.289.907	-141.641.838	9.767.669	9.295.522
6	-172.075.223	-16.706.192	-690.670.015	-84.147.147	-120.687.146	9.730.072	9.254.862
7		-4.389.125		-8.196.510	-8.766.877	7.637.262	7.013.676

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni nei punti di controllo per le sollecitazioni caratteristiche definite:

Carichi	Sez. n.	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	σ [Mpa]						τ [Mpa]	
					A	B	C	D	E	F		G
Peso acciaio profilo	1	0,0	0,0	5,9				-1,85	-1,76	1,02	1,16	0,00
Peso soletta	1	0,0	0,0	100,1				-31,24	-29,72	17,34	19,57	0,00
Ritiro (solo soletta)	2	1539,4	-	-	3,92	61,90	3,92					
Ritiro (nella sezione composta)	5	-1539,4	0,0	376,9	-4,26	-53,85	-2,57	-36,03	-34,69	6,56	8,52	0,00

PROGETTO DEFINITIVO

Carichi	Sez. n.	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	σ [Mpa]								τ [Mpa]
					A	B	C	D	E	F	G	Anima	
Permanenti	6	0,0	0,0	25,1	-0,15	-1,50	-0,04	-0,30	-0,21	2,58	2,72	0,00	
Termica (solo soletta)	3	1114,3	-	-	3,16	19,48	3,16						
Termica (nella sezione composta)	4	-1114,3	0,0	163,1	-3,64	-18,10	-2,23	-12,31	-11,87	1,54	2,17	0,00	
Carico variabile	4	0,0	379,3	834,3	-7,12	-21,69	0,09	7,94	10,16	78,75	82,01	54,61	
Vento	4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	



I precedenti valori delle tensioni sono stati combinati utilizzando i coefficienti di combinazione di seguito riportati (SLU e SLE):

Carichi	Coefficienti di Combinazione						SLE_1	SLE_2
	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6		
Peso acciaio profilo	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
Peso soletta	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
Ritiro (solo soletta)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1	1
Ritiro (nella sezione composta)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1	1
Permanenti	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	1	1
Termica (solo soletta)	0,9	-0,9	0	0	1,5	0	0,6	0,5
Termica (nella sezione composta)	0,9	-0,9	0	0	1,5	0	0,6	0,5
Carico variabile	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1	0
Vento	0	0	0	0	0	0	0	0

Di seguito si riportano i valori delle tensioni nei punti di controllo derivanti dalle combinazioni dei carichi elementari, e la tipologia di verifica condotta per ogni combinazione:

Comb.	Tipo di verifica da effettuare			σ [Mpa]							τ [Mpa]
	Resistenza	Tensione SLE rara	Tensioni SLE q perm	A	B	C	D	E	F	G	
SLU1	x			-10,7	-20,6	2,5	-88,7	-81,4	144,2	155,0	73,7
SLU2	x			-9,8	-23,1	0,9	-66,6	-60,0	141,5	151,0	73,7
SLU3	x			-10,2	-21,9	1,7	-77,6	-70,7	142,9	153,0	73,7
SLU4	x			-0,6	7,4	1,6	-88,3	-84,4	36,5	42,3	0,0
SLU5	x			-1,1	11,7	3,0	-94,8	-90,9	28,5	34,2	0,0
SLU6	x			-0,4	9,7	1,6	-76,3	-73,1	26,2	31,0	0,0
SLE_1		x		-7,9	-14,3	2,0	-68,9	-63,3	107,2	115,3	54,6
SLE_2			x	-0,7	7,2	1,8	-75,6	-72,3	28,3	33,1	0,0

A partire dalle precedenti si riporta in seguito il calcolo delle tensioni ideali nei punti di controllo e il tasso di lavoro per le verifiche in resistenza allo SLU:

Comb.	$(\sigma_{\text{red}}^2 + 3\tau_{\text{red}}^2)^{0.5}$							Tasso di lavoro						
	A	B	C	D	E	F	G	A	B	C	D	E	F	G
SLU1	-10,7	-20,6	2,5	-88,7	151,4	192,6	155,0	46%	5%	11%	26%	47%	60%	46%
SLU2	-9,8	-23,1	0,9	-66,6	141,1	190,6	151,0	42%	5%	4%	20%	44%	59%	45%
SLU3	-10,2	-21,9	1,7	-77,6	146,0	191,6	153,0	44%	5%	7%	23%	45%	60%	45%
SLU4	-0,6	7,4	1,6	-88,3	84,4	36,5	42,3	3%	2%	7%	26%	26%	11%	13%
SLU5	-1,1	11,7	3,0	-94,8	90,9	28,5	34,2	5%	3%	13%	28%	28%	9%	10%
SLU6	-0,4	9,7	1,6	-76,3	73,1	26,2	31,0	2%	2%	7%	23%	23%	8%	9%

A partire dalle precedenti si riporta in seguito il calcolo delle tensioni ideali nei punti di controllo e il tasso di lavoro per le verifiche in resistenza allo SLE:

Comb.	$(\sigma_{\text{red}}^2 + 3\tau_{\text{red}}^2)^{0.5}$							Tasso di lavoro						
	A	B	C	D	E	F	G	A	B	C	D	E	F	G
SLE_1	-7,9	-14,3	2,0	-68,9	113,8	143,0	115,3	38%	0%	9%	0%	0%	0%	0%
SLE_2	-0,7	7,2	1,8	-75,6	72,3	28,3	33,1	5%	0%	11%	0%	0%	0%	0%

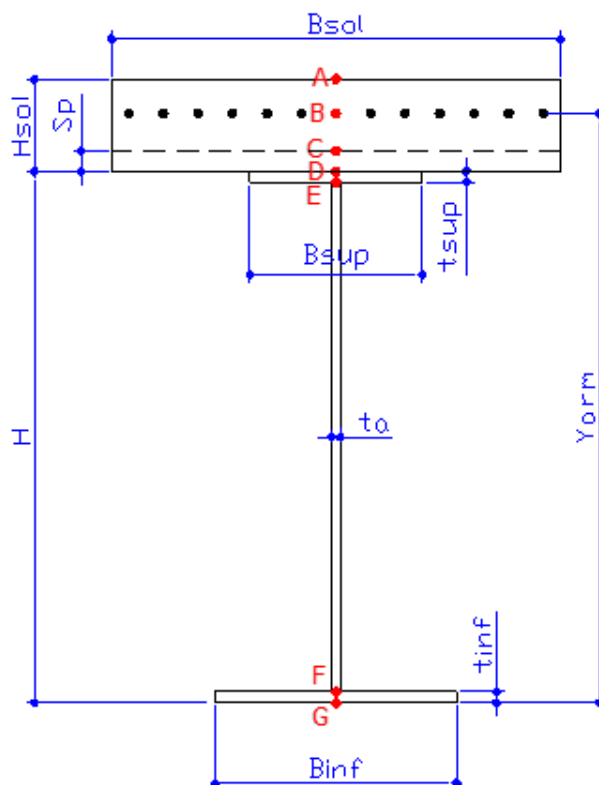
Le verifiche allo SLU e SLE risultano tutte soddisfatte.

13.4 Verifica della sezione in appoggio

Per le caratteristiche geometriche, meccaniche e per il valore del modulo resistente elastico calcolate nei punti di controllo delle sezioni resistenti nelle fasi considerate, si rimanda a quanto riportato nel §13.3.

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni nei punti di controllo per le sollecitazioni caratteristiche definite:

Carichi	Sez. n.	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	σ [Mpa]					τ [Mpa]		
					A	B	C	D	E	F	G	Anima
Peso acciaio profilo	1	0,0	0,0	-5,9				1,85	1,76	-1,02	-1,16	0,00
Peso soletta	1	0,0	0,0	-100,1				31,24	29,72	-17,34	-19,57	0,00
Ritiro (solo soletta)	2	1539,4	-	-	3,92	61,90	3,92					
Ritiro (nella sezione composta)	5	-1539,4	0,0	376,9	0,00	-142,20	0,00	-102,30	-99,31	-6,96	-2,57	0,00
Permanenti	6	0,0	0,0	-25,1	0,00	5,73	0,00	3,07	2,87	-3,29	-3,58	0,00
Termica (solo soletta)	3	1114,3	-	-	3,16	19,48	3,16					
Termica (nella sezione composta)	4	-1114,3	0,0	163,1	0,00	-77,93	0,00	-60,67	-59,37	-19,41	-17,51	0,00
Carico variabile	4	0,0	798,0	-437,0	0,00	99,56	0,00	53,32	49,85	-57,22	-62,31	114,90
Vento	4	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00



I precedenti valori delle tensioni sono stati combinati utilizzando i coefficienti di combinazione definiti al nel §13.3 (SLU e SLE).

Di seguito si riportano i valori delle tensioni nei punti di controllo derivanti dalle combinazioni dei carichi elementari, e la tipologia di verifica condotta per ogni combinazione:

Comb.	Tipo di verifica da effettuare			σ [Mpa]							τ [Mpa]
	Resistenza	Tensione SLE rara	Tensioni SLE q perm	A	B	C	D	E	F	G	
SLU1	x			7,6	-6,0	7,6	-56,1	-58,5	-132,8	-136,3	155,1
SLU2	x			1,9	99,2	1,9	53,1	48,3	-97,9	-104,8	155,1
SLU3	x			4,7	46,6	4,7	-1,5	-5,1	-115,3	-120,6	155,1
SLU4	x			4,7	-87,8	4,7	-73,5	-72,4	-38,1	-36,4	0,0
SLU5	x			9,5	-184,0	9,5	-180,7	-176,8	-55,8	-50,1	0,0
SLU6	x			4,7	-96,4	4,7	-89,7	-87,7	-26,7	-23,8	0,0
SLE_1		x		5,8	-10,1	5,8	-49,2	-50,7	-97,5	-99,7	114,9
SLE_2			x	5,5	-103,8	5,5	-96,5	-94,7	-38,3	-35,6	0,0

A partire dalle precedenti si riporta in seguito il calcolo delle tensioni ideali nei punti di controllo e il tasso di lavoro per le verifiche in resistenza allo SLU:

Comb.	$(\sigma_{\text{red}}^2 + 3\tau_{\text{red}}^2)^{0.5}$							Tasso di lavoro						
	A	B	C	D	E	F	G	A	B	C	D	E	F	G
SLU1	7,6	-6,0	7,6	-56,1	275,0	299,7	-136,3	32%	1%	32%	17%	85%	93%	40%
SLU2	1,9	99,2	1,9	53,1	273,0	285,9	-104,8	8%	22%	8%	16%	85%	89%	31%
SLU3	4,7	46,6	4,7	-1,5	268,7	292,4	-120,6	20%	10%	20%	0%	83%	91%	36%
SLU4	4,7	-87,8	4,7	-73,5	72,4	38,1	-36,4	20%	19%	20%	22%	22%	12%	11%
SLU5	9,5	-184,0	9,5	-180,7	176,8	55,8	-50,1	41%	40%	41%	53%	55%	17%	15%
SLU6	4,7	-96,4	4,7	-89,7	87,7	26,7	-23,8	20%	21%	20%	27%	27%	8%	7%

A partire dalle precedenti si riporta in seguito il calcolo delle tensioni ideali nei punti di controllo e il tasso di lavoro per le verifiche in resistenza allo SLE:

Comb.	$(\sigma_{\text{red}}^2 + 3\tau_{\text{red}}^2)^{0.5}$							Tasso di lavoro						
	A	B	C	D	E	F	G	A	B	C	D	E	F	G
SLE_1	5,8	-10,1	5,8	-49,2	205,4	221,6	-99,7	28%	0%	28%	0%	0%	0%	0%
SLE_2	5,5	-103,8	5,5	-96,5	94,7	38,3	-35,6	35%	0%	35%	0%	0%	0%	0%

Le verifiche allo SLU e SLE risultano tutte soddisfatte.

14 SOLETTA: VERIFICA DI RESISTENZA IN DIREZIONE TRASVERSALE

14.1 Verifiche a pressoflessione

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni agli SLU per le sezioni di soletta sottoposte a verifica e le relative verifiche a pressoflessione.

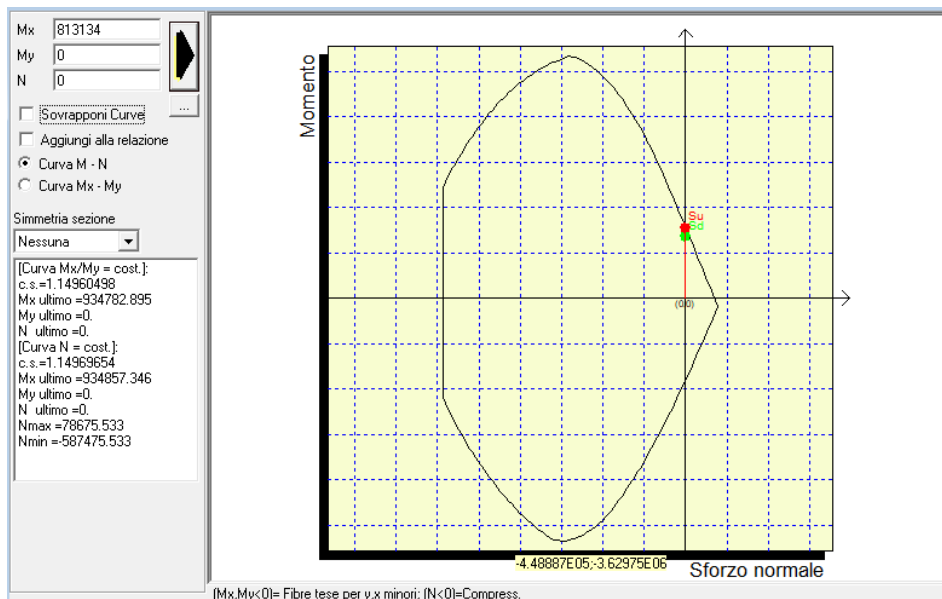
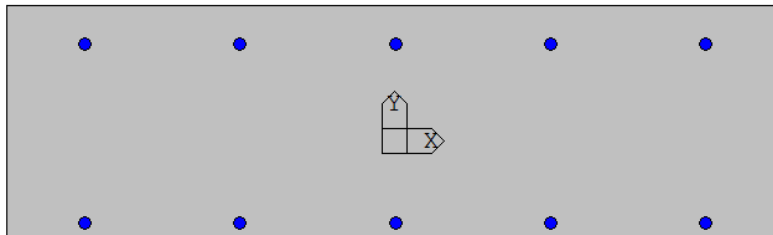
Sezione corrente – Cordolo

In questa sezione la combinazione eccezionale per veicolo in svio restituisce le sollecitazioni più gravose; a favore di sicurezza si trascura lo sforzo assiale.

$M = -81.31 \text{ kNm/m}$

$N = 0 \text{ kN/m}$

Armatura disposta: superiore $\phi 16/20$
 inferiore $\phi 16/20$

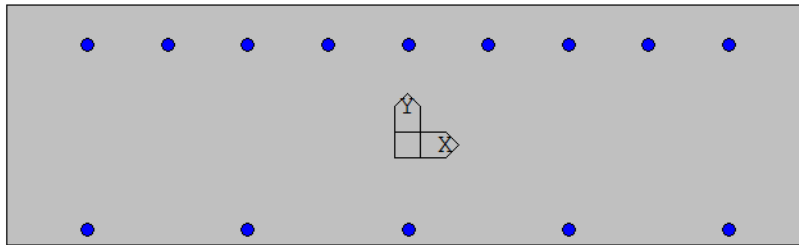


Sezione corrente – Appoggio

In questa sezione la combinazione SLU restituisce le sollecitazioni più gravose; a favore di sicurezza si è trascurato lo sforzo assiale.

M = - 136.67 kNm/m
 N = 0 kN/m

Armatura disposta: superiore ϕ 16/10
 inferiore ϕ 16/20



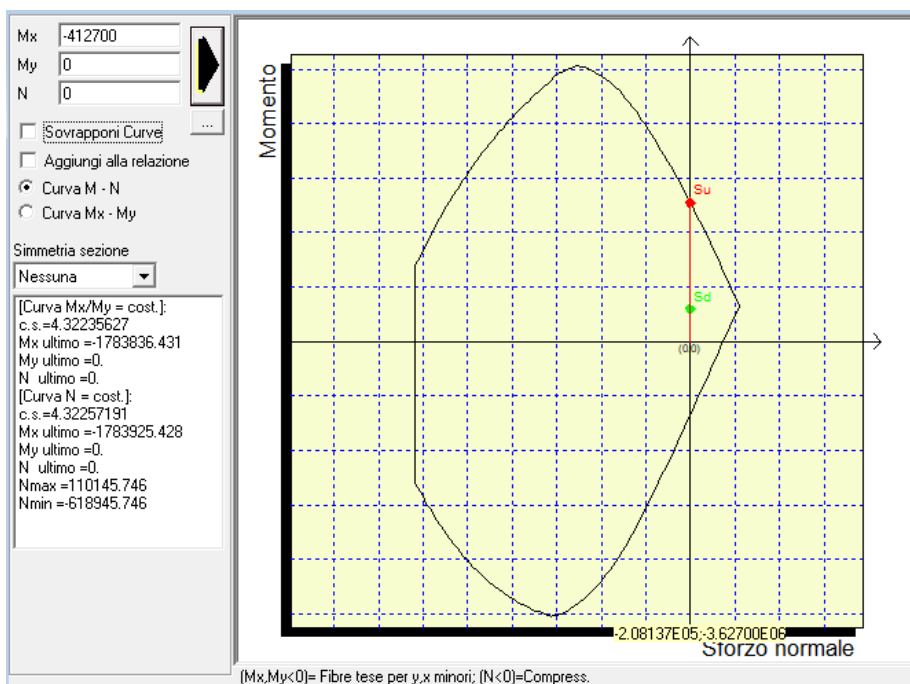
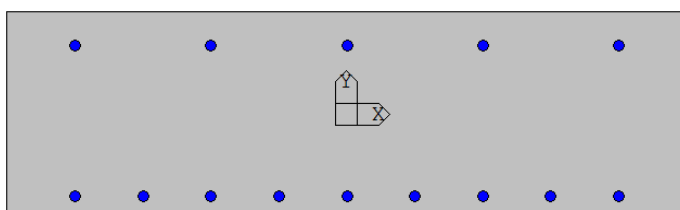
Sezione corrente – Campata

In questa sezione la combinazione SLU restituisce le sollecitazioni più gravose.

M = + 41.27 kNm/m

N = + 0 kN/m

Armatura disposta: superiore $\phi 16/20$
 inferiore $\phi 16/10$



14.2 Verifica a taglio sezione corrente

Si riportano di seguito le verifiche a taglio effettuate sulla sezione corrente di soletta, pensata come elemento non armato a taglio la cui resistenza è calcolata come §4.1.2.3.5.1 delle NTC18.

Le sezioni sottoposte a verifica si trovano a filo piattabanda superiore delle travi principali dell'impalcato.

L'altezza delle sezioni di verifica è riportata nella tabella seguente e la larghezza è costante e pari a 1.0m.

Sezione	H sez cm	Nome Combinazione	VEd _y N	NEd N	σ _{cp} MPa	VRd,c N	C.S.
-		-					
Cordolo	30	SLU	162.294	0	0	153.59	0.95
Appoggio	30	SLU	329.51	0	0	188.44	0.57
Sez. corrente	30	SLU	120.32	0	0	188.44	1.57

Per la sezione in corrispondenza del cordolo si necessita di armatura a taglio.

Si sfrutta la cotangente variabile del puntone compresso del meccanismo resistente a traliccio e si dispone l'armatura riportata di seguito.

CARATTERISTICHE MATERIALI			ARMATURA TRASVERSALE			VERIFICA A TAGLIO NTC (4.1.2.3.5.1)		
f _{cd}	20.97	N/mm ²	Passo s	200	[mm]	N	V	M
f _{yd}	391.30	N/mm ³	φ	10	[mm]	KN	KN	KN-m
CARATTERISTICHE SEZIONE			n. bracci	2.50	[-]	0	162	0
h	300	mm	A _{sw}	196.35	[mm ²]	VERIFICA A TAGLIO NTC (4.1.2.3.5.1)		
bw	1000	mm	α	90	[°]	V _{Rd,c}	252	kN
\overline{bw}	1000	mm	α	1.57079633	[rad]	V _{Ed}	162	kN
Area	300000	mm ²	cot(α)	6.1257E-17	[-]	c.s.	1.56	-
d	292	mm	ARMATURA LONGITUDINALE			t.d.l.	0.64	-
			N. barre	5	[-]			
			φ	16	[mm]			
			Area tot	1005	[mm ²]			

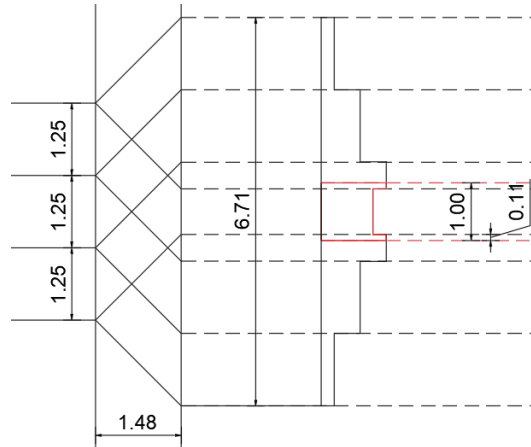
Per la sezione in appoggio si necessita di armatura a taglio.

Si sfrutta la cotangente variabile del puntone compresso del meccanismo resistente a traliccio e si dispone l'armatura riportata di seguito.

CARATTERISTICHE MATERIALI			ARMATURA TRASVERSALE			VERIFICA A TAGLIO NTC (4.1.2.3.5.1)		
f _{cd}	20.97	N/mm ²	Passo s	200	[mm]	N	V	M
f _{yd}	391.30	N/mm ³	φ	12	[mm]	KN	KN	KN-m
			n. bracci	2.50	[-]	0	330	0
CARATTERISTICHE SEZIONE			A _{sw}	282.74	[mm ²]	VERIFICA A TAGLIO NTC (4.1.2.3.5.1)		
h	300	mm	α	90	[°]	V _{Rd,c}	363	kN
bw	1000	mm	α	1.57079633	[rad]	V _{Ed}	330	kN
\overline{bw}	1000	mm	cot(α)	6.1257E-17	[-]	c.s.	1.10	-
Area	300000	mm ²	ARMATURA LONGITUDINALE			t.d.l.	0.91	-
d	290	mm	N. barre	10	[-]			
			φ	16	[mm]			
			Area tot	2011	[mm ²]			

14.3 Verifica in condizioni eccezionali

L'azione esercitata dal veicolo in svio è stata applicata nel modello considerando una distribuzione a 45° nel piano della soletta come mostrato nella seguente figura:



Tenendo conto della diffusione dell'azione trasferita dal generico carico di cui al § 7.3.4, e della sovrapposizione tra i vari carichi, l'azione massima a metro di lunghezza della soletta risulta essere pari a $N=71.28$ kN/m (sforzo normale) ed $M=-94.81$ kNm/m (momento flettente).

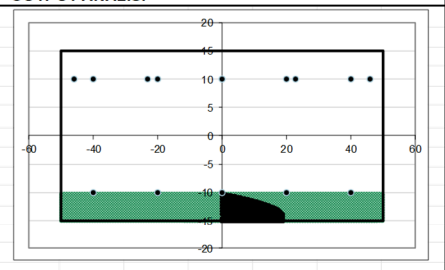
Alle azioni precedenti va sommato l'effetto della singola ruota da 200kN (impronta 0.6m x 0.35m) che diffusa fino alla sezione di verifica considerata (asse trave esterna) porta ad una sollecitazione aggiuntiva di $V=71.17$ kN/m (taglio) e $M=69.04$ kNm/m (momento flettente).

Aggiungendo ai precedenti i carichi statici concomitanti, la verifica nella sezione di appoggio risulta verificata disponendo armatura di $\Phi 16/20$ inferiormente e $\Phi 16/20 + \Phi 20/20$ superiormente.

La verifica è riportata nel seguito:

INPUT ANALISI										
1. CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE										
B	H	Amatura inf		As		PO DI VERIFICA E SOLLECITAZ				
[cm]	[cm]	n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]	passo [cm]	Precisione	tep. Conv		
100	30	5	16	10.05	5	20	0.001	200		
		0	16	0.00	0	0		400		
		0	16	0.00	15	0				
		0	10	0.00	0	0				
		0	10	0.00	0	0				
		10.05		Amatura sup		A's		Sollecitazioni		
		n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]	passo [cm]	M [KN m]	N [KN]	+COMR -TRAZ	
		5	16	10.05	5	20	-195	-71		
		5	20	15.71	5	23				
		0	16	0.00	0	0				
		0	16	0.00	0	0				
		0	16	0.00	0	0				
		25.76								
RISULTATI VERIFICHE MULTIPLE										
N=cost					e=cost					
N [KN]	M [KN m]	Nu [KN]	Mu [KN m]	xc [cm]	C _{N=cost}	Nu [KN]	Mu [KN m]	xc [cm]	C _{e=cost}	
1	-71	-195	-71	219	5	1.12	-80	218	5	1.12
Eccellente										

OUTPUT ANALISI		
N_{max}	N_{min}	x_c
[KN]	[KN]	[cm]
9231	-1612	4.78
N_{ultimo}	M_{ultimo}	C.S.
[KN]	[KN m]	
-93.7	256.8	1.3139
Verifica soddisfatta		



14.4 Stato limite di esercizio – Fessurazione

I valori dello sforzo assiale e del momento sollecitante sono stati estrapolati dal modello di calcolo descritto al §11; per i valori del momento flettente si è considerato il massimo momento agente sulla sezione. Si riporta in seguito una tabella riassuntiva dei valori utilizzati nella verifica.

- Sezione Cordolo

	M_x
	KN m
FREQUENTE	10.38
QP	-7.9

Si verifica nel seguito lo stato limite di formazione delle fessure, a favore di sicurezza condotto con la combinazione rara:

fck	37.35	N/mm ²
fctm	3.35	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls} -	U.d.m.	Verifica
Comb rara	-2.79	-0.59	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb Q.permanente		-0.44	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $f_{ctm}/1.2 = -2.79$ MPa.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione rara si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.59 MPa mentre per la combinazione quasi permanente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.44 Mpa; entrambe le tensioni risultano inferiori al limite di tensione di trazione nel calcestruzzo, pertanto, non occorre verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

- Sezione Appoggio

	M_x
	KN m
FREQUENTE	-97.54
QP	-33.21

Si verifica nel seguito lo stato limite di formazione delle fessure, a favore di sicurezza condotto con la combinazione rara:

fck	37.35	N/mm ²
fctm	3.35	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

PROGETTO DEFINITIVO

	σ_t max	σ_{cls}-	U.d.m.	Verifica
Comb rara	-2.79	-5.13	N/mm ²	Verifica non soddisfatta
Comb Q permanente		-1.74	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $f_{ctm}/1.2 = -2.79$ MPa.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione rara si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -5.13 MPa mentre per la combinazione quasi permanente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -1.74 Mpa; la tensione per la combinazione rara risulta superiore al limite di tensione di trazione nel calcestruzzo, pertanto, occorre verificare lo stato limite di apertura delle fessure. Considerando il limite di $w_1=0.2$ mm per condizioni aggressive, la verifica risulta soddisfatta.

	and_Z=0	U. d.m.
c	40	mm
k ₁	0.8	-
k ₂	0.5	-
k ₃	3.4	-
k ₄	0.425	-
φ (o φ _{eq})	16	mm
A _s	2010.6	mm ²
h	300.0	mm
d	252.0	mm
x	89.26	mm
h _{eff}	70.25	mm
A _{eff}	70247	mm ²
ρ	0.02862	-
Δ _{sm}	135.9	mm
σ _t	27.93	kg/cm ²
σ _s	2179.595103	kg/cm ²
k _t	0.4	-
f _{ctm}	34	kg/cm ²
E _{cm}	346255	kg/cm ²
E _s	2100000	kg/cm ²
ε _{sm}	0.0007761	-
w _m	0.1055	mm
w _k	0.179	mm
w limite	0.200	mm
Verifica	OK	

- Sezione campata

	M _x
	KN m
FREQUENTE	53.27
QP	-1.5

Si verifica nel seguito lo stato limite di formazione delle fessure, a favore di sicurezza condotto con la combinazione rara:

fck	37.35	N/mm ²
fctm	3.35	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σt max	σcls-	U.d.m.	Verifica
Comb rara	-2.79	-2.69	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb Q.permanente		-0.08	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $fctm/1.2 = -2.79$ MPa.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione rara si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -2.69 MPa mentre per la combinazione quasi permanente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.08 Mpa; entrambe le tensioni risultano inferiori al limite di tensione di trazione nel calcestruzzo, pertanto, non occorre verificare lo stato limite di apertura delle fessure.

14.5 Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5 delle NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica = 22.41 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 16.81 MPa;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

- Cordolo sezione corrente

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 1.02$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);

Siccome il valore della tensione di compressione nel cls è inferiore anche al limite per la combinazione quasi permanente, per quest'ultima si omettono le verifiche.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_s = 42.17$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

- Appoggio

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 7.97$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);

Siccome il valore della tensione di compressione nel cls è inferiore anche al limite per la combinazione quasi permanente, per quest'ultima si omettono le verifiche.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_s = 217.96$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

- Campata

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 4.04$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);

Siccome il valore della tensione di compressione nel cls è inferiore anche al limite per la combinazione quasi permanente, per quest'ultima si omettono le verifiche.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_s = 111.38$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

15 SCARICHI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI

Il sistema di vincolo dell'impalcato che trasferisce le azioni alle sottostrutture è costituito da isolatori elastomerici ad alto smorzamento. Tali dispositivi forniscono un vincolo elastico nelle due direzioni principali dell'opera di rigidità di molto inferiore a quella delle sottostrutture, per contro la rigidità verticale risulta di tre ordini di grandezza superiore a quella orizzontale.

Il calcolo dello sforzo normale e degli spostamenti nelle due direzioni principali dell'opera (X = longitudinale, Y=trasversale) è stato condotto utilizzando i modelli di calcolo globali di cui al § 11.1, sovrapponendo gli effetti derivanti dai carichi di progetto nelle fasi di vita dell'opera (fase1; fase2 t_{00} ; fase3 t_0) considerate nel presente documento.

In particolare, le risposte derivanti dai carichi elementari relativi ai tre modelli di calcolo sono state combinate secondo le combinazioni allo SLU definite in precedenza ricavando:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni.

Per i carichi sismici sono state considerate n.3 combinazioni che massimizzano singolarmente l'azione nelle direzioni X, Y e Z, per gli Stati Limite di Danno (SLD), salvaguardia della Vita (SLV) e di collasso (SLC), ricavando:

- i valori massimi delle reazioni verticali;
- i valori massimi degli spostamenti orizzontali nelle due direzioni.

Ai fini del dimensionamento dei dispositivi, ed in particolare la domanda nei confronti delle combinazioni sismiche di progetto, sono stati considerati gli effetti derivanti dalla variabilità spaziale del moto calcolati secondo quanto stabilito al § 3.2.4. del D.M. 17 gennaio 2018.

In progetto sono stati previsti 10 isolatori in numero di due per ogni asse appoggi/sottostruttura. In particolare sono state utilizzate 2 tipologie di isolatori, una per le spalle e una per le pile. Per le caratteristiche meccaniche principali dei dispositivi si rimanda a quanto riportato nel §1 del presente documento.

Nella successiva figura si riporta la posizione dei dispositivi che schematizzano gli isolatori nel modello di calcolo:



Figura 19: Posizione isolatori e relativa individuazione nel modello di calcolo

15.1 Isolatori: Sforzo Normale

Nelle successive tabelle si riportano i valori dello sforzo normale nei 10 dispositivi di isolamento, per i carichi elementari previsti in progetto. Tali valori caratteristici sono stati successivamente combinati per ottenere i valori di progetto.

Sforzo Normale da carichi non sismici

Sforzo Normale (kN)		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
G1_c	N,k,max	-926.64	-2821.74	-2572.14	-2821.74	-926.64	-926.64	-2821.74	-2572.14	-2821.74	-926.64
	N,k,min	-926.64	-2821.74	-2572.14	-2821.74	-926.64	-926.64	-2821.74	-2572.14	-2821.74	-926.64
G1_s	N,k,max	-273.14	-856.95	-754.55	-856.95	-273.14	-273.14	-856.95	-754.55	-856.95	-273.14
	N,k,min	-273.14	-856.95	-754.55	-856.95	-273.14	-273.14	-856.95	-754.55	-856.95	-273.14
G1_cord	N,k,max	-58.52	-167.11	-157.96	-167.11	-58.52	-58.52	-167.11	-157.96	-167.11	-58.52
	N,k,min	-58.52	-167.11	-157.96	-167.11	-58.52	-58.52	-167.11	-157.96	-167.11	-58.52
G2	N,k,max	-355.02	-1013.78	-958.28	-1013.78	-355.02	-355.02	-1013.78	-958.28	-1013.78	-355.02
	N,k,min	-355.02	-1013.78	-958.28	-1013.78	-355.02	-355.02	-1013.78	-958.28	-1013.78	-355.02
Ritiro	N,k,max	170.95	-203.98	66.06	-203.98	170.95	170.95	-203.98	66.06	-203.98	170.95
	N,k,min	170.95	-203.98	66.06	-203.98	170.95	170.95	-203.98	66.06	-203.98	170.95
Cedimenti, inviluppo	N,k,max	16.78	59.70	68.28	59.70	16.78	16.78	59.70	68.28	59.70	16.78
	N,k,min	-21.08	-50.92	-77.24	-50.92	-21.08	-21.08	-50.92	-77.24	-50.92	-21.08
Vento_ponte carico	N,k,max	225.30	389.58	426.92	389.58	225.30	225.30	389.58	426.92	389.58	225.30
	N,k,min	-225.30	-389.58	-426.92	-389.58	-225.30	-225.30	-389.58	-426.92	-389.58	-225.30
Vento_ponte scarico	N,k,max	34.07	133.35	135.14	133.35	34.07	34.07	133.35	135.14	133.35	34.07
	N,k,min	-34.07	-133.35	-135.14	-133.35	-34.07	-34.07	-133.35	-135.14	-133.35	-34.07
Termica_Inviluppo	N,k,max	129.61	136.31	69.34	136.31	129.61	129.61	136.31	69.34	136.31	129.61
	N,k,min	-108.43	-163.16	-57.99	-163.16	-108.43	-108.43	-163.16	-57.99	-163.16	-108.43
Traffico, k_config. 1	N,k,max	158.87	180.08	252.24	180.08	158.87	50.39	57.23	76.97	57.23	50.39
	N,k,min	-1593.66	-2705.72	-2703.37	-2705.72	-1593.66	-521.36	-828.81	-828.11	-828.80	-521.36
Traffico, k_config. 2	N,k,max	116.03	131.62	181.59	131.62	116.03	103.33	116.99	167.45	116.99	103.32
	N,k,min	-1177.73	-1950.66	-1948.99	-1950.66	-1177.73	-1018.51	-1792.67	-1791.07	-1792.67	-1018.51
Traffico, f_config. 1	N,k,max	88.16	100.38	128.30	100.38	88.16	29.20	33.31	40.86	33.31	29.20
	N,k,min	-945.92	-1388.36	-1387.27	-1388.36	-945.92	-321.95	-444.05	-443.72	-444.05	-321.95
Traffico, f_config. 2	N,k,max	65.47	74.59	93.85	74.59	65.47	55.94	63.62	83.24	63.62	55.94
	N,k,min	-709.89	-1017.21	-1016.43	-1017.21	-709.89	-590.47	-898.72	-897.99	-898.72	-590.47
Frenatura	N,k,max	8.58	1.15	0.00	1.15	8.58	8.58	1.15	0.00	1.15	8.58
	N,k,min	-8.58	-1.15	0.00	-1.15	-8.58	-8.58	-1.15	0.00	-1.15	-8.58

Sforzo Normale da azione sismica

Nel seguito si riportano i valori dei massimi scarichi dovuti all'azione sismica di progetto (solo sisma) considerando le componenti nelle tre direzioni principali (sisma prevalente in direzione X, Y e Z) per gli stati limite di progetto.

Sforzo Normale (kN)		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
Sisma SLC, inviluppo	N,k,max	433.77	1099.52	1131.61	1099.52	433.77	433.77	1099.52	1131.61	1099.52	433.77
	N,k,min	-433.77	-1099.52	-1131.61	-1099.52	-433.77	-433.77	-1099.52	1131.61	1099.52	-433.77
Sisma SLV, inviluppo	N,k,max	271.64	756.93	693.37	755.63	271.64	271.64	756.93	693.37	755.63	271.64
	N,k,min	-271.64	-756.93	-693.37	-755.63	-271.64	-271.64	-756.93	-693.37	-755.63	-271.64
Sisma SLD, inviluppo	N,k,max	86.14	223.11	204.59	222.59	86.14	86.14	223.11	204.59	222.59	86.14
	N,k,min	-86.14	-223.11	-204.59	-222.59	-86.14	-86.14	-223.11	-204.59	-222.59	-86.14

I coefficienti di combinazione utilizzati sono riportati nel seguito:

Coefficienti - Y		
Carichi	SLU	SLD/SLV/SLC
G1_c	1.35	1
G1_s	1.35	1
G2	1.5	1
G1_cord	1.35	1
Q_traf. Qk	1.35	0
Ritiro e cedimenti	1.2	1
Termica	1.5	0.5
Vento	1.5	0
Sisma	0	1

CARICHI	Coefficienti - ψ				
	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLC/V/D
G1_c	1	1	1	1	1
G1_s	1	1	1	1	1
G1_cord	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1
Ritiro	1	1	1	1	1
Cedimenti, inviluppo	1	1	1	1	1
Vento_ponte carico	0.6	0.6	1	0.6	-
Vento_ponte scarico	0	0	0	0	-
Termica_Inviluppo	0.6	0.6	0.6	0.6	1
Traffico, k_config. 1	1	0	0	0	1
Traffico, k_config. 2	0	1	0	0	-
Traffico, f_config. 1	0	0	1	1	-
Traffico, f_config. 2	0	0	0	0	-
Frenatura	0	0	0	1	-
Sisma	0	0	0	0	1

Sforzo Normale di Progetto

Nella seguente tabella si riportano i massimi valori dello sforzo normale nell'isolatore in combinazione SLU, SLC, SLV ed SLD:

SFORZI NORMALI IN COMBINAZIONE											
	Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
SLU_1	N,d_SLU,max	-1472.0727	-6169.212367	-5193.331873	-6169.21075	-1472.07403	-1618.5318	-6335.06	-5429.94	-6335.06	-1618.53
	N,d_SLU,min	-4503.1963	-11168.55545	-10241.06142	-11168.55302	-4503.197632	-3055.5845	-8634.72	-7709.47	-8634.72	-3055.58
SLU_2	N,d_SLU,max	-1529.9113	-6234.635478	-5288.699677	-6234.634663	-1529.911969	-1547.0636	-6254.39	-5307.8	-6254.39	-1547.06
	N,d_SLU,min	-3941.6915	-10149.21925	-9222.648476	-10149.21722	-3941.692217	-3726.743	-9935.93	-9009.46	-9935.93	-3726.74
SLU_3	N,d_SLU,max	-1432.3523	-6043.064895	-5104.492116	-6043.064895	-1432.35227	-1511.9487	-6133.6	-5222.53	-6133.6	-1511.95
	N,d_SLU,min	-3763.9158	-9623.862495	-8720.481515	-9623.859534	-3763.915823	-2921.5594	-8349.05	-7446.69	-8349.05	-2921.56
SLU_4	N,d_SLU,max	-1555.9434	-6275.259795	-5360.645916	-6275.259795	-1555.94342	-1635.5398	-6365.8	-5478.68	-6365.8	-1635.54
	N,d_SLU,min	-3640.3247	-9391.667595	-8464.327715	-9391.664634	-3640.324673	-2797.9683	-8116.85	-7190.54	-8116.85	-2797.97
SLC	N,d_SLC,max	-1274.6503	-4712.583902	-4069.330421	-4713.107493	-1274.650334	-1274.6503	-4712.58	-4069.33	-4713.11	-1274.65
	N,d_SLC,min	-1603.8107	-5419.157098	-4687.681079	-5418.633507	-1603.810666	-1603.8107	-5419.16	-4687.68	-5418.63	-1603.81
SLV	N,d_SLC,max	-1089.1558	-4178.761719	-3580.544409	-4180.062624	-1089.155794	-1089.1558	-4178.76	-3580.54	-4180.06	-1089.16
	N,d_SLC,min	-1789.3052	-5952.979281	-5176.467091	-5951.678376	-1789.305206	-1789.3052	-5952.98	-5176.47	-5951.68	-1789.31
SLD	N,d_SLC,max	-1274.6503	-4712.583902	-4069.330421	-4713.107493	-1274.650334	-1274.6503	-4712.58	-4069.33	-4713.11	-1274.65
	N,d_SLC,min	-1603.8107	-5419.157098	-4687.681079	-5418.633507	-1603.810666	-1603.8107	-5419.16	-4687.68	-5418.63	-1603.81

In sintesi, si riportano i valori massimi e minimi dello sforzo normale nei dispositivi di spalle e pile:

Spalle	Nd_max	Nd_min
SLU	-1432	-4503
SLC	-927	-1951
SLV	-1089	-1789
SLD	-1275	-1604

Pile	Nd_max	Nd_min
SLU	-5104	-11169
SLC	-3142	-6296
SLV	-3581	-5953
SLD	-4069	-5419

A partire dalle caratteristiche dei dispositivi, ed in particolare la capacità in termini di sforzo normale per le combinazioni statiche (Nr_SLU) e sismiche allo SLC (Nr_SLC) sono di seguito riportati i valori dei tassi di lavoro ottenuti dalle verifiche condotte:

spalle	pile
--------	------

PROGETTO DEFINITIVO

Dispositivo	SI-H 600/176	SI-H 800/160
Nr_SLC (KN)	2940.00	7920.00
Nr_SLU (KN)	10310.00	14940.00
d2_max (mm)	350.00	300.00
Ke (kN/mm)	2.25	4.40
Kv (kN/mm)	1459.00	3048.00
Hg (mm)	176.00	160.00
smorzamento	15%	15%
T.L. SLU	44%	75%
T.L. SLC	66%	79%
T.L. SLV	61%	75%
T.L. SLD	55%	68%

15.1 Isolatori: Spostamenti

Si riportano di seguito alcune tabelle riepilogative degli spostamenti orizzontali dei dispositivi di isolamento nelle due direzioni principali:

Spostamenti Longitudinali (X) da carichi non sismici

"Spostamenti longitudinali d2 (mm)"		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
G1_c	d2,k,max	-4.45	0.47	0.00	-0.47	4.45	-4.45	0.47	0.00	-0.47	4.45
	d2,k,min	-4.45	0.47	0.00	-0.47	4.45	-4.45	0.47	0.00	-0.47	4.45
G1_s	d2,k,max	-1.32	0.14	0.00	-0.14	1.32	-1.32	0.14	0.00	-0.14	1.32
	d2,k,min	-1.32	0.14	0.00	-0.14	1.32	-1.32	0.14	0.00	-0.14	1.32
G1_cord	d2,k,max	-0.23	0.01	0.00	-0.01	0.23	-0.23	0.01	0.00	-0.01	0.23
	d2,k,min	-0.23	0.01	0.00	-0.01	0.23	-0.23	0.01	0.00	-0.01	0.23
G2	d2,k,max	-1.38	0.07	0.00	-0.07	1.38	-1.38	0.07	0.00	-0.07	1.38
	d2,k,min	-1.38	0.07	0.00	-0.07	1.38	-1.38	0.07	0.00	-0.07	1.38
Ritiro	d2,k,max	12.84	9.43	0.00	-9.43	-12.84	12.84	9.43	0.00	-9.43	-12.84
	d2,k,min	12.84	9.43	0.00	-9.43	-12.84	12.84	9.43	0.00	-9.43	-12.84
Cedimenti, inviluppo	d2,k,max	0.41	0.07	0.00	0.22	0.72	0.41	0.07	0.00	0.22	0.72
	d2,k,min	-0.72	-0.22	0.00	-0.07	-0.41	-0.72	-0.22	0.00	-0.07	-0.41
Vento_ponte carico	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento_ponte scarico	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Termica_Inviluppo	d2,k,max	30.74	15.76	0.00	15.69	31.10	30.74	15.76	0.00	15.69	31.10
	d2,k,min	-31.10	-15.69	0.00	-15.76	-30.74	-31.10	-15.69	0.00	-15.76	-30.74
Traffico, k_config. 1	d2,k,max	0.87	2.16	2.37	2.18	3.04	0.28	0.68	0.74	0.69	0.97
	d2,k,min	-3.04	-2.18	-2.37	-2.16	-0.87	-0.97	-0.69	-0.74	-0.68	-0.28
Traffico, k_config. 2	d2,k,max	0.63	1.57	1.72	1.59	2.22	0.56	1.41	1.55	1.42	1.97
	d2,k,min	-2.22	-1.59	-1.72	-1.57	-0.63	-1.97	-1.42	-1.55	-1.41	-0.56
Traffico, f_config. 1	d2,k,max	0.48	1.17	1.28	1.20	1.70	0.16	0.39	0.42	0.40	0.57
	d2,k,min	-1.70	-1.20	-1.28	-1.17	-0.48	-0.57	-0.40	-0.42	-0.39	-0.16
Traffico, f_config. 2	d2,k,max	0.36	0.87	0.94	0.89	1.27	0.31	0.75	0.82	0.76	1.08
	d2,k,min	-1.27	-0.89	-0.94	-0.87	-0.36	-1.08	-0.76	-0.82	-0.75	-0.31
Frenatura	d2,k,max	24.96	24.94	24.92	24.94	24.96	24.96	24.94	24.92	24.94	24.96
	d2,k,min	-24.96	-24.94	-24.92	-24.94	-24.96	-24.96	-24.94	-24.92	-24.94	-24.96

Spostamenti Trasversali (Y) da carichi non sismici

"Spostamenti trasversali d2 (mm)"		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
G1_c	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1_s	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1_cord	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G2	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ritiro	d2,k,max	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37
	d2,k,min	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37
Cedimenti, inviluppo	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento_ponte carico	d2,k,max	81.57	90.26	96.42	90.26	81.57	81.57	90.26	96.42	90.26	81.57
	d2,k,min	-81.57	-90.26	-96.42	-90.26	-81.57	-81.57	-90.26	-96.42	-90.26	-81.57
Vento_ponte scarico	d2,k,max	42.49	46.99	50.22	46.99	42.49	42.49	46.99	50.22	46.99	42.49
	d2,k,min	-42.49	-46.99	-50.22	-46.99	-42.49	-42.49	-46.99	-50.22	-46.99	-42.49
Termica_Inviluppo	d2,k,max	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	d2,k,min	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97	-0.97
Traffico, k_config. 1	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Traffico, k_config. 2	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Traffico, f_config. 1	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Traffico, f_config. 2	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Frenatura	d2,k,max	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	d2,k,min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Spostamenti differenziali del terreno

Per definire i valori massimi degli spostamenti sotto sisma nei dispositivi di isolamento, sono stati considerati gli effetti indotti dagli spostamenti sismici differenziali del terreno tra le due spalle/pile, secondo quanto specificato al § 3.2.4. del D.M. 17 gennaio 2018, come definito nel seguito.

Nel calcolo, per i dispositivi in corrispondenza delle spalle e per i giunti si è considerata la distanza tra gli assi delle spalle, mentre per i dispositivi in corrispondenza delle pile la distanza tra gli assi delle pile 1 e 3.

Nella seguente tabella si riportano i valori di tali spostamenti allo SLC, SLV ed SLD:

SISMA	Calcolo spostamento al piede spalla 1					Calcolo spostamento al piede spalla 2					Velocità di propagazione delle onde Vs [m/s]	Distanza spalla-spalla x [m]	Distanza pila-pila x [m]	Calcolo spostamento deg (§3.2.4.2)			
	ag,i	S,i	Tc,i	Td,i	dg,i [m]	ag,i	S,i	Tc,i	Td,i	dg,j [m]				dij,max [m]	dij0 [m]	dij(x)_spalla e giunto [cm]	dij(x)_pila [cm]
SLC	3.13	1.10	0.48	2.88	0.119	3.13	1.10	0.48	2.88	0.119	800	96.000	51.000	0.2107	0.0000	5.20	3.51
SLV	2.62	1.17	0.47	2.67	0.096	2.62	1.17	0.47	2.67	0.096	800	96.000	51.000	0.1689	0.0000	4.17	2.81
SLD	1.16	1.20	0.43	2.07	0.031	1.16	1.20	0.43	2.07	0.031	800	96.000	51.000	0.0553	0.0000	1.36	0.92

Spostamenti Longitudinali e Trasversali (Y) da carichi sismici allo SLC

Si seguito si riportano i valori degli spostamenti nelle due direzioni principali, dovuti alla combinazione delle azioni sismiche allo SLC nelle tre direzioni, che tengono conto degli spostamenti differenziali del terreno definiti in precedenza:

		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
		X + 0.3 Y + 0.3 Z	d2_Long	189.39	171.87	170.89	171.87	189.39	189.39	171.87	170.89
	d2_Trasv.	49.72	50.79	58.58	50.79	49.72	49.72	50.79	58.58	50.79	49.72
0.3 X + Y + 0.3 Z	d2_Long	59.91	54.27	51.27	54.27	59.91	59.91	54.27	51.27	54.27	59.91
	d2_Trasv.	165.74	169.30	195.28	169.30	165.74	165.74	169.30	195.28	169.30	165.74
0.3 X + 0.3 Y + Z	d2_Long	58.86	52.27	51.27	52.27	58.86	58.86	52.27	51.27	52.27	58.86
	d2_Trasv.	49.72	50.79	58.58	50.79	49.72	49.72	50.79	58.58	50.79	49.72

Spostamenti Longitudinali e Trasversali (Y) da carichi sismici allo SLV

		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
		X + 0.3 Y + 0.3 Z	d2_Long	159.02	140.29	120.94	128.47	159.02	159.02	140.29	120.94
	d2_Trasv.	46.11	41.86	41.07	41.41	46.11	46.11	41.86	41.07	41.41	46.11
0.3 X + Y + 0.3 Z	d2_Long	47.71	42.09	36.28	38.54	47.71	47.71	42.09	36.28	38.54	47.71
	d2_Trasv.	153.69	139.55	136.90	138.04	153.69	153.69	139.55	136.90	138.04	153.69
0.3 X + 0.3 Y + Z	d2_Long	47.71	42.09	36.28	38.54	47.71	47.71	42.09	36.28	38.54	47.71
	d2_Trasv.	46.11	41.86	41.07	41.41	46.11	46.11	41.86	41.07	41.41	46.11

Spostamenti Longitudinali e Trasversali (Y) da carichi sismici allo SLD

		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
		X + 0.3 Y + 0.3 Z	d2_Long	59.14	52.70	45.20	48.12	59.14	59.14	52.70	45.20
	d2_Trasv.	17.62	16.22	15.90	16.03	17.62	17.62	16.22	15.90	16.03	17.62
0.3 X + Y + 0.3 Z	d2_Long	17.74	15.81	13.56	14.44	17.74	17.74	15.81	13.56	14.44	17.74
	d2_Trasv.	58.73	54.06	52.99	53.45	58.73	58.73	54.06	52.99	53.45	58.73

PROGETTO DEFINITIVO

		Isolatore SX					Isolatore DX				
		Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
0.3 X + 0.3 Y + Z	d2_Long	17.74	15.81	13.56	14.44	17.74	17.74	15.81	13.56	14.44	17.74
	d2_Trasv.	17.62	16.22	15.90	16.03	17.62	17.62	16.22	15.90	16.03	17.62

Spostamenti di Progetto

I coefficienti di combinazione utilizzati sono riportati nel seguito:

Coefficienti - Y		
Carichi	SLU	SLD/SLV/SLC
G1_c	1.35	1
G1_s	1.35	1
G2	1.5	1
G1_cord	1.35	1
Q_traf. Qk	1.35	0
Ritiro e cedimenti	1.2	1
Termica	1.5	0.5
Vento	1.5	0
Sisma	0	1

CARICHI	coefficienti Ψ in combinazione					
	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLC_1	SLC_2
G1_c	1	1	1	1	1	1
G1_s	1	1	1	1	1	1
G1_cord	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1
Ritiro	1	1	1	1	1	1
Cedimenti, inviluppo	1	1	1	1	1	1
Vento_ponte carico	0.6	0.6	1	0.6	-	-
Vento_ponte scarico	0	0	0	0	-	-
Termica_Inviluppo	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1
Traffico, k_config. 1	1	0	0	0	1	1
Traffico, k_config. 2	0	1	0	0	-	-
Traffico, f_config. 1	0	0	1	1	-	-
Traffico, f_config. 2	0	0	0	0	-	-
Frenatura	0	0	0	1	-	-
SLC_X (L+0.3T+0.3V)	0	0	0	0	1	0
SLC_Y (0.3L+T+0.3V)	0	0	0	0	0	1

Nella seguente tabella si riportano i valori degli spostamenti longitudinali (max e min) in combinazione SLU, SLC, SLV e SLD:

SPOSTAMENTI LONGITUDINALI IN COMBINAZIONE											
	Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
SLU_1	d2_d_SLU,max	34.57235	29.44111	3.193581	5.066221169	27.71117	33.77305	27.43859	0.999519	3.054329	24.91843
	d2_d_SLU,min	-27.7112	-5.06622	-3.19358	-29.44111486	-34.5723	-24.9184	-3.05433	-0.99952	-27.4386	-33.7731

PROGETTO DEFINITIVO

SPOSTAMENTI LONGITUDINALI IN COMBINAZIONE											
	Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
SLU_2	d2,d_SLU,max	34.25677	28.64647	2.320926	4.270081407	26.61169	34.16153	28.43033	2.090874	4.042169	26.27036
	d2,d_SLU,min	-26.6117	-4.27008	-2.32093	-28.64647133	-34.2568	-26.2704	-4.04217	-2.09087	-28.4303	-34.1615
SLU_3	d2,d_SLU,max	34.05348	28.10683	1.72313	3.743235436	25.9129	33.61692	27.04217	0.56377	2.660115	24.3785
	d2,d_SLU,min	-25.9129	-3.74324	-1.72313	-28.10683157	-34.0535	-24.3785	-2.66011	-0.56377	-27.0422	-33.6169
SLU_4	d2,d_SLU,max	67.74678	61.76908	35.37053	37.40548544	59.6062	67.31022	60.70442	34.21117	36.32236	58.0718
	d2,d_SLU,min	-59.6062	-37.4055	-35.3705	-61.76908157	-67.7468	-58.0718	-36.3224	-34.2112	-60.7044	-67.3102
SLC1	d2,d_SLC,max	210.6312	189.9364	170.8914	169.8129369	200.1952	210.6312	189.9364	170.8914	169.8129	200.1952
	d2,d_SLC,min	-200.195	-169.813	-170.891	-189.9364369	-210.631	-200.195	-169.813	-170.891	-189.936	-210.631
SLC2	d2,d_SLC,max	81.15527	72.33753	51.26743	52.21403107	70.71927	81.15527	72.33753	51.26743	52.21403	70.71927
	d2,d_SLC,min	-70.7193	-52.214	-51.2674	-72.33753107	-81.1553	-70.7193	-52.214	-51.2674	-72.3375	-81.1553
SLV1	d2,d_SLV,max	180.26991	158.354613	120.9401767	126.4175131	169.82869	180.2646	158.3546	120.9401	126.4131	169.82861
	d2,d_SLV,min	-169.8261	-138.231181	-120.94017	-146.5410131	-180.2691	-169.8286	-138.2311	-120.9401	-146.5411	-180.2646
SLV2	d2,d_SLV,max	68.950	60.154	36.282	36.486	58.514	68.950	60.154	36.282	36.486	58.514
	d2,d_SLV,min	-58.514	-40.030	-36.282	-56.610	-68.950	-58.514	-40.030	-36.282	-56.610	-68.950
SLD1	d2,d_SLD,max	80.387	70.766	45.197	46.062	69.951	80.387	70.766	45.197	46.062	69.951
	d2,d_SLD,min	-69.951	-50.642	-45.197	-66.185	-80.387	-69.951	-50.642	-45.197	-66.185	-80.387
SLD2	N,d_SLD,max	38.986	33.877	13.559	12.379	28.550	38.986	33.877	13.559	12.379	28.550
	N,d_SLD,min	-28.550	-13.753	-13.559	-32.503	-38.986	-28.550	-13.753	-13.559	-32.503	-38.986

SPOSTAMENTI TRASVERSALI IN COMBINAZIONE											
	Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx
SLU_1	d2,d_SLU,max	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802
	d2,d_SLU,min	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366
SLU_2	d2,d_SLU,max	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802
	d2,d_SLU,min	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366
SLU_3	d2,d_SLU,max	122.7788	135.8153	145.0583	135.8153	122.7788	122.7788	135.8153	145.0583	135.8153	122.7788
	d2,d_SLU,min	-123.677	-136.714	-145.957	-136.714	-123.677	-123.677	-136.714	-145.957	-136.714	-123.677
SLU_4	d2,d_SLU,max	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802	73.83802	81.65992	87.20572	81.65992	73.83802
	d2,d_SLU,min	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366	-74.7366	-82.5585	-88.1043	-82.5585	-74.7366
SLC1	d2,d_SLC,max	49.83419	50.90155	58.69525	50.90155	49.83419	49.83419	50.90155	58.69525	50.90155	49.83419

PROGETTO DEFINITIVO

SPOSTAMENTI TRASVERSALI IN COMBINAZIONE											
d2,d_SLC,min	-50.583	-51.6504	-59.4441	-51.6504	-50.583	-50.583	-51.6504	-59.4441	-51.6504	-50.583	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLC2 d2,d_SLC,max	165.8519	169.4098	195.3888	169.4098	165.8519	165.8519	169.4098	195.3888	169.4098	165.8519	
d2,d_SLC,min	-166.601	-170.159	-196.138	-170.159	-166.601	-166.601	-170.159	-196.138	-170.159	-166.601	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLV1 d2,d_SLV,max	46.22051	41.97662	41.18273	41.52356	46.22051	46.22051	41.97662	41.18273	41.52356	46.22051	
d2,d_SLV,min	-46.9693	-42.7254	-41.9315	-42.2724	-46.9693	-46.9693	-42.7254	-41.9315	-42.2724	-46.9693	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLV2 d2,d_SLV,max	153.8063	139.66	137.0137	138.1498	153.8063	153.8063	139.66	137.0137	138.1498	153.8063	
d2,d_SLV,min	-154.555	-140.409	-137.762	-138.899	-154.555	-154.555	-140.409	-137.762	-138.899	-154.555	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLD1 d2,d_SLD,max	17.73159	16.32913	16.0096	16.14678	17.73159	17.73159	16.32913	16.0096	16.14678	17.73159	
d2,d_SLD,min	-18.4804	-17.0779	-16.7584	-16.8956	-18.4804	-18.4804	-17.0779	-16.7584	-16.8956	-18.4804	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLD2 d2,d_SLD,max	58.84322	54.16836	53.10327	53.56052	58.84322	58.84322	54.16836	53.10327	53.56052	58.84322	
d2,d_SLD,min	-59.592	-54.9172	-53.8521	-54.3093	-59.592	-59.592	-54.9172	-53.8521	-54.3093	-59.592	

Nella seguente tabella si riportano i valori dello spostamento risultante in combinazione:

SPOSTAMENTI d2 IN COMBINAZIONE											
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLU_1 d2,d_SLU,max	81.53098	86.80508	87.26417	81.81692	78.86673	81.19527	86.14649	87.21144	81.71702	77.92933	
d2,d_SLU,min	79.70862	82.71377	88.16214	87.65091	82.34563	78.78124	82.61496	88.10995	86.99872	82.01326	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLU_2 d2,d_SLU,max	81.39766	86.53879	87.2366	81.77148	78.48716	81.35762	86.46748	87.23078	81.7599	78.37209	
d2,d_SLU,min	79.33308	82.66883	88.13484	87.3872	82.21364	79.21924	82.65737	88.12908	87.31658	82.174	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLU_3 d2,d_SLU,max	127.4138	138.6932	145.0686	135.8669	125.4835	127.2978	138.4813	145.0594	135.8414	125.1757	
d2,d_SLU,min	126.3629	136.7651	145.967	139.5732	128.2799	126.0571	136.7398	145.958	139.3627	128.1647	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLU_4 d2,d_SLU,max	100.2082	102.3902	94.10585	89.81933	94.89442	99.91355	101.7515	93.67626	89.37369	93.93821	
d2,d_SLU,min	95.59527	90.63704	94.93913	103.1083	100.8721	94.64613	90.19543	94.51332	102.474	100.5794	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLC1 d2,d_SLC,max	216.4461	196.6388	180.6904	177.2777525	206.3045	216.4461	196.6388	180.6904	177.2778	206.3045	
d2,d_SLC,min	206.4867	177.4942	180.935	196.8339628	216.6198	206.4867	177.4942	180.935	196.834	216.6198	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLC2 d2,d_SLC,max	184.643	184.2074	202.0028	177.2737178	180.2999	184.643	184.2074	202.0028	177.2737	180.2999	
d2,d_SLC,min	180.989	177.9894	202.7271	184.8963308	185.3159	180.989	177.9894	202.7271	184.8963	185.3159	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLV1 d2,d_SLV,max	186.0959	163.8238	127.7597	133.0624	176.006	186.0959	163.8238	127.7597	133.0624	176.006	
d2,d_SLV,min	176.2042	144.6835	128.003	152.5163	186.2833	176.2042	144.6835	128.003	152.5163	186.2833	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLV2 d2,d_SLV,max	168.554	152.0637	141.7362	142.8866	164.5608	168.554	152.0637	141.7362	142.8866	164.5608	

PROGETTO DEFINITIVO

SPOSTAMENTI d2 IN COMBINAZIONE											
d2,d_SLV,min	165.2608	146.0036	142.4601	149.9915	169.2376	165.2608	146.0036	142.4601	149.9915	169.2376	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLD1 d2,d_SLD,max	82.31918	72.62519	47.94852	48.80982	72.16317	82.31918	72.62519	47.94852	48.80982	72.16317	
d2,d_SLD,min	72.35081	53.44421	48.20371	68.30769	82.48371	72.35081	53.44421	48.20371	68.30769	82.48371	
Elemento	Sp_a_sx	P1_sx	P2_sx	P3_sx	Sp_b_sx	Sp_a_dx	P1_dx	P2_dx	P3_dx	Sp_b_dx	
SLD2 d2,d_SLD,max	70.58662	63.88942	54.80698	54.97251	65.40378	70.58662	63.88942	54.80698	54.97251	65.40378	
d2,d_SLD,min	66.07828	56.61318	55.53281	63.29246	71.21204	66.07828	56.61318	55.53281	63.29246	71.21204	

In sintesi, si riportano i valori massimi e minimi degli spostamenti d2 in combinazione SLU, SLC, SLV ed SLD:

Spalle	d2max (mm)	d2min (mm)
SLU	128	78
SLC	217	180
SLV	186	165
SLD	82	65

Pile	d2max (mm)	d2min (mm)
SLU	146	82
SLC	203	177
SLV	164	128
SLD	73	48

A partire dalle caratteristiche dei dispositivi, ed in particolare la capacità in termini di spostamento (d2max) sono di seguito riportati i valori dei tassi di lavoro ottenuti dalle verifiche condotte:

	spalle	pila
Dispositivo	SI-H 600/176	SI-H 800/160
Nr_SLC (KN)	2940.00	7920.00
Nr_SLU (KN)	10310.00	14940.00
d2_max (mm)	350.00	300.00
Ke (kN/mm)	2.25	4.40
Kv (kN/mm)	1459.00	3048.00
Hg (mm)	176.00	160.00
smorzamento	15%	15%
T.L. SLC	62%	68%
T.L. SLV	53%	55%
T.L. SLD	37%	49%

16 VARCO STRUTTURALE ED ESCURSIONE GIUNTI

Al fine di consentire liberamente gli spostamenti massimi previsti per il sistema di isolamento, il calcolo del varco strutturale (spazio tra la soletta dell'impalcato e il muro paraghiaia della spalla) è stato eseguito considerando le combinazioni sismiche allo SLC. Per contro ai fini del dimensionamento dei dispositivi di giunto in pavimentazione (in corrispondenza delle due spalle) si riportano i valori dello spostamento relativo per gli stati limite SLC, SLV e SLD. Nel calcolo si è tenuto conto degli effetti indotti dagli spostamenti sismici differenziali del terreno tra le due spalle/pile, calcolati come riportato al § 15.

Inoltre, nel calcolo si è tenuto conto dei contributi delle seguenti ulteriori azioni:

- Carichi permanenti;
- Ritiro, distorsioni e cedimenti;
- Termica;
- Frenatura/Avviamento;
- Carichi da traffico;

Per le modalità di calcolo si rimanda a quanto già riportato nel §15 del presente documento.

Nella successiva tabella si riportano i valori degli spostamenti massimi/minimi in direzione longitudinale e trasversale allo SLU, SLC, SLV e SLD:

	d_long_max (mm)	d_tra_max (mm)	d_long_min (mm)	d_tra_min (mm)
SLU	75	135	-75	-136
SLC	232	182	-232	-183
SLV	198	169	-198	-170
SLD	88	65	-88	-66

In fase di progetto è stato adottato un varco strutturale in direzione longitudinale di 400mm ed un dispositivo di giunto con capacità maggiore a +/- 250mm in direzione longitudinale e +/- 200 mm in direzione trasversale.