

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO VI04
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00VI04STRRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB. T00VI04STRRE01	A	-
C					
B					
A	EMISSIONE		OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

OPERA: Viadotto V4
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	Premessa	4
2	Normative	6
3	Materiali utilizzati	7
4	Analisi dei carichi	9
4.1	Pesi propri strutturali	9
4.2	Carichi permanenti portati	9
4.3	Ritiro (ϵ_2)	10
4.4	Viscosità	11
4.5	Variazioni termiche	11
4.6	Carico mobile (q_1)	12
4.7	Azione di frenamento (q_3)	13
4.8	Azione centrifuga (Q_4)	14
4.9	Vento (q_5)	14
4.10	Azione sismica (q_6)	19
4.11	Le resistenze passive dei vincoli (q_7)	20
4.12	L'applicazione dei carichi sulla struttura	20
5	Analisi strutturale	22
5.1	Modello agli E.F.	22
5.2	Descrizioni delle analisi effettuate	25
5.3	Caratteristiche meccaniche dell'impalcato	25
6	Verifiche impalcato	28
6.1	Verifiche di resistenza agli SLU	28
6.2	Verifiche allo stato limite di fatica	35
6.3	Trasversi	36
6.4	Spostamenti verticali	36
6.5	Soletta in c.a.	37
6.6	Verifica delle Predalles in fase di getto	38
6.7	Verifica Trasversale della soletta	41
6.7.1	Calcolo delle sollecitazioni agenti	41
6.7.2	Verifiche allo SLU	42
6.8	Connettori a taglio	42
7	Verifiche delle Pile	44
7.1	Azioni elementari	46
7.2	Azioni combinate	48
7.2.1	Gerarchie delle resistenze	50
7.3	Verifiche allo SLU e SLV	51
7.3.1	Pressoflessione deviata	51
7.3.2	Taglio	53
8	Verifiche dei plinti	57
8.1	Azioni elementari	58
8.2	Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione	60
8.3	Azione sui pali di fondazione	61
8.4	Verifiche plinto allo SLU e SLV	62
8.4.1	Verifica armatura Plinto 1	63
8.4.2	Verifica armatura Plinto 2	64
8.4.3	Verifica a taglio del plinto 1	65
8.4.4	Verifica a taglio del plinto 2	66
9	SPALLA A	67

9.1.1	Condizione statica	67
9.1.2	Condizione sismica	69
9.2	Azioni elementari.....	71
9.3	Azioni combinate.....	72
9.4	Fondazione.....	75
9.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	75
10	SPALLA B.....	76
10.1	Analisi dei carichi.....	77
10.1.1	Condizione statica	77
10.1.2	Condizione sismica	79
10.2	Azioni elementari.....	80
10.3	Azioni combinate.....	81
10.4	Fondazione.....	82
10.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	82
11	Manufatto di raccordo.....	83
12	Appoggi e giunti	85
12.1	Appoggi.....	85
12.2	Giunti.....	86

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli e le verifiche del Viadotto V4 (Pr. Pk 1+561.52 km / Pk 1+656.52 km) previsto dal progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

Si riporta di seguito la pianta ed il profilo longitudinale del viadotto.

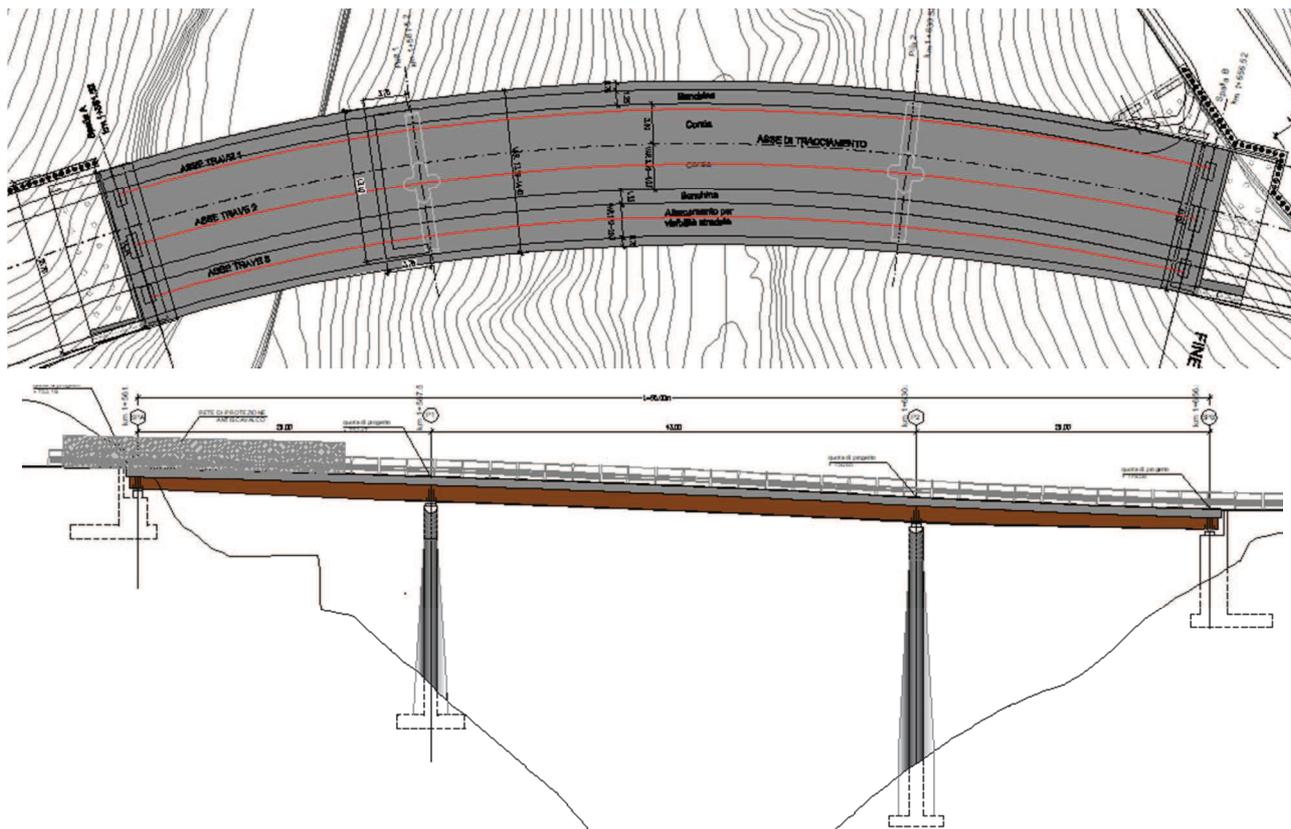


Figura 1 - Pianta e Profilo longitudinale

Il viadotto è realizzato con un impalcato a struttura mista acciaio-clc con schema statico di trave continua a 3 campate aventi luce rispettivamente di 26.00 m, 43.00 m e 26.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 95.00m.

L'andamento planimetrico del viadotto è curvilineo.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 13.19 e 14.40 m, con una piattaforma stradale tipo C2 (1.25m+3.50m+3.90/4.03m+1.25m+1.79/2.93m) e due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75m.

Nell'analisi dei carichi, riportata nel capitolo specifico, si è considerata come larghezza carrabile l'intera sezione trasversale, ad esclusione dei cordoli.

Gli elementi di arredo sono costituiti dai sicurvia disposti ai due margini della carreggiata. L'orditura principale metallica è costituita da tre travi di altezza variabile tra 1.40 e 1.80 m. L'interasse trasversale tra le travi è 4.75m. Esse sono realizzate in sezione a doppio T in composizione saldata; trasversalmente sono collegate oltre che dalla soletta anche con diaframmi metallici flessionali a doppio T.

Gli sbalzi laterali della sezione trasversale hanno una lunghezza massima di 2.46 m.

I diaframmi sono posti ad interasse di 6.00/5.00/6.00m rispettivamente nella campata 1,2 e 3. In corrispondenza degli appoggi l'interasse è ridotto a circa 4m.

La soletta in c.a. di spessore costante pari a 28cm (22cm+6cm) è gettata su predalles tralicciate (6cm) poggiate sulle piattabande superiori delle travi e collegata ad esse mediante connettori tipo 'Nelson'.

La soletta in calcestruzzo armato collaborante con le travi, garantisce, insieme ai traversi, la ripartizione dei carichi tra le travi dell'impalcato in esame.

Essendo il viadotto in curva, le pendenze della piattaforma sono realizzate impostando le travi principali a quote differenti, evitando così il ricorso ad un massetto per le pendenze che avrebbe solo inutilmente aumentato il peso della struttura, in tal modo quindi si riesce a mantenere lo spessore della soletta costante.

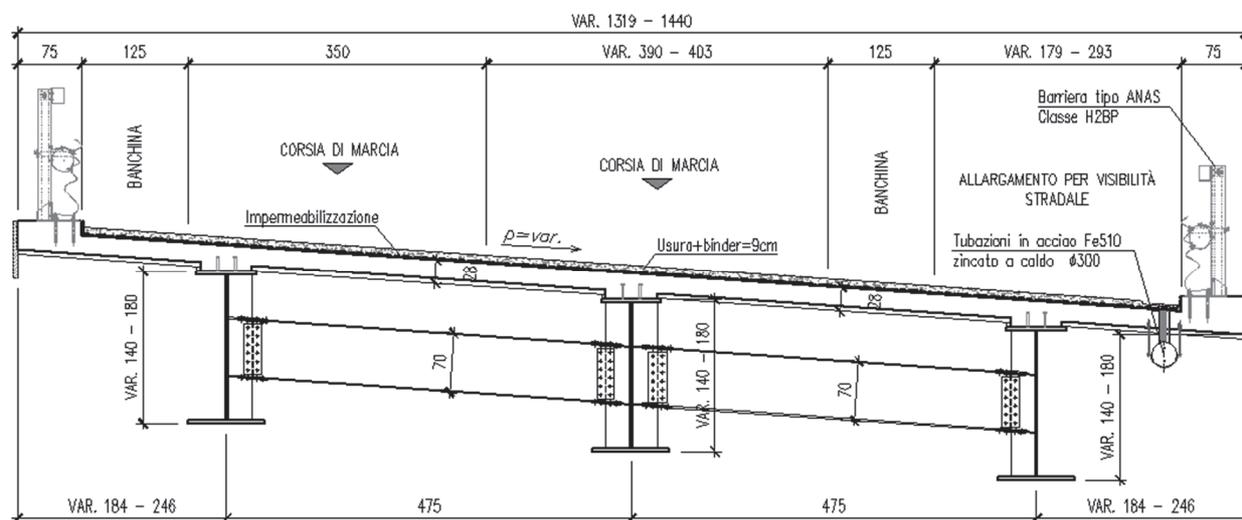


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- UNI EN 1994-2:2006 "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1993-1-5:2007 "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1991-1-4:2005 "Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

3 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

Calcestruzzo soletta impalcato e pile:

Classe 32/40

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 40 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 18.81 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.45 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.88 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 3.25 \frac{N}{mm^2}$

Calcestruzzo per sottostrutture:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.32 \frac{N}{mm^2}$

- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,45 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura:

B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per carpenteria metallica:

- Elementi saldati in acciaio con sp. ≤ 20 mm S355J0W
- Elementi saldati in acciaio con 20 mm $<$ sp. ≤ 40 mm S355J2W
- Elementi saldati in acciaio con sp. > 40 mm S355K2W
- Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0W
- Imbottiture con sp. < 3 mm (S355J0W)

- Tensione caratteristica di rottura: $f_u \geq 510 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio pioli tipo Nelson

Acciaio S235J2+C450, secondo UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018

- Tensione caratteristica di rottura: $f_u \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 350 \frac{N}{mm^2}$
- Allungamento: $\geq 15\%$
- Strizione: $\geq 50\%$

4 Analisi dei carichi

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g_1 peso proprio delle strutture;
- g_2 carichi permanenti portati : pavimentazione, barriere, velette;
- $\varepsilon_2 + \varepsilon_4$ ritiro del calcestruzzo e concomitanti effetti viscosi;
- ε_3 variazioni termiche;
- q_1 carichi mobili;
- q_2 incrementi dinamici dei carichi mobili in corrispondenza dei giunti di spalla;
- q_3 azioni longitudinali di frenamento;
- q_4 azione centrifuga;
- q_5 azioni del vento;
- q_6 azioni sismiche;
- q_7 resistenze parassite dei vincoli;

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni della normativa vigente.

4.1 *Pesi propri strutturali*

Avendo utilizzato una schematizzazione a graticcio di travi per il calcolo delle sollecitazioni, delle deformazioni e dello stato tensionale dell'impalcato, i pesi propri strutturali dell'acciaio sono stati valutati dalle effettive sezioni dei profili ed introdotti nel modello di calcolo adottando una densità del materiale pari a 78.5kN/m^3 , applicando quindi un fattore di maggiorazione per tener conto dei pesi di coprigiunti, bulloni, piastre ed irrigidenti.

Per quanto riguarda invece la soletta di spessore 28 cm, si è calcolato il suo peso per unità di superficie pari a 7.49 kN/m^2

4.2 *Carichi permanenti portati*

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei sicurvia in acciaio e delle velette in calcestruzzo.

PERMANENTI PORTATI				
	Larghezza media [m ²]	Peso [kN/m ³]	H media [m]	Carico lineare [kN/m]
Pavimentazione	12.65	20	0.1	25.3
Barriere	\	\	\	2.00
Velette	\	\	\	4.00
g₂				31

Tabella 1 - Carichi permanenti portati

4.3 Ritiro (ϵ_2)

Il ritiro della soletta, determinato con i valori da normativa, è calcolato con un modulo elastico ridotto del calcestruzzo ad un terzo-di quello istantaneo.

Il calcolo della deformazione da ritiro è riportato nella seguente tabella.

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)			
ϵ_{cs}	2.69E-04	-	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
Ritiro da essiccamento			
Classe	C32/40		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	Valor medio resistenza cilindrica
$f_{cm,0} =$	10	MPa	
Cem. Tipo	N	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$\alpha_{ds1} =$	4		
$\alpha_{ds2} =$	0.12		
RH =	75	%	Umidità Relativa
RH ₀ =	100	%	
$\beta_{RH} =$	0.90		Coeff. per umidità relativa
$\epsilon_{cd,0} =$	3.11E-04	-	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	3185500	mmq	Area sez trasversale
$u =$	14310	mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	442	mm	Dimensione fittizia dell'elemento
$k_h =$	0.715		Coeff. per dimensione fittizia
$t =$	10000	gg	Età del calcestruzzo, al momento considerato
$t_s =$	0	gg	Età del calcestruzzo, all'inizio del ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.964		
$\epsilon_{cd} =$	2.14E-04		Deformazione da ritiro per essiccamento

Ritiro autogeno			
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.000055	-	Deformazione da ritiro autogeno per $t=\infty$
$t =$	10000	gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	-	
$\epsilon_{ca}(t) =$	5.50E-05	-	Deformazione da ritiro autogeno

Tabella 2 - Ritiro calcestruzzo soletta

Si distinguono due effetti del ritiro: l'effetto primario e l'effetto secondario. Il primo si determina applicando alla sezione in analisi la deformazione impressa della soletta. La deformazione impressa genererà una deformazione assiale ed una curvatura attorno all'asse forte della trave. Queste deformazioni, in una trave iperstatica, generano ulteriori sollecitazioni (Effetto secondario). Gli effetti secondari sono stati tenuti in conto applicando al modello di calcolo la deformazione assiale e la curvatura precedentemente calcolati. L'effetto primario e secondario sono stati sommati, tranne in corrispondenza delle sezioni fessurate per le quali l'effetto primario è nullo.

4.4 Viscosità

Gli effetti dovuti alla viscosità del calcestruzzo della soletta sono stati tenuti in conto utilizzando, nel modello di calcolo per le azioni di lunga durata, un modulo elastico ridotto del calcestruzzo pari a $E_c^*=E_c/3$. Questo equivale all'utilizzo dei coefficienti di omogeneizzazione $n=18$ e $n=6$, rispettivamente per i carichi di lunga e breve durata, in uso nel metodo della "sezione omogeneizzata".

4.5 Variazioni termiche

Nell'analisi delle sollecitazioni nella struttura si è tenuto conto anche delle variazioni termiche che questa può subire rispetto allo zero termico di costruzione.

Dalla normativa nazionale (NTC18), è possibile ricavare i valori della temperatura dell'aria per il sito in costruzione.

La temperatura massima e minima è stata determinata considerando una quota sul livello del mare del sito pari a di circa 790m.

Per costruzioni in Zona II (§3.5.2 NTC18), T_{max} e T_{min} valgono rispettivamente $40.5^{\circ}C$ e $-12.5^{\circ}C$. La temperatura media iniziale T_0 è assunta pari a $15^{\circ}C$ (§3.5.4).

Utilizzando questi dati nelle formule presenti nella norma UNI EN 1991-1-5 (Eurocodice 1, parte 1-5), si ricavano i valori relativi alla variazione termica uniforme e lineare da applicare al modello di calcolo.

In particolare, in accordo al capitolo 6 "Variazioni di temperatura nei ponti" si ricavano i seguenti valori:

- variazione termica uniforme +/-30°C per la soletta e per le travi;
- variazione termica lineare di +/-15°C lungo l'altezza delle travi.

4.6 Carico mobile (q₁)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di 1^a categoria:

- su due assi in tandem di intensità pari a Q_{1k}=300 kN ognuno, distanti 1.20m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00m, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m; da un carico uniformemente distribuito q_{1k} di 9.00 kN/m² distribuito linearmente lungo l'asse della corsia di larghezza convenzionale paria 3.00m come mostrato nella figura seguente.
- una seconda e una terza colonna di carico, ridotte (Q_{ik} , q_{ik}) secondo lo schema sotto riportato;
- una quarta colonna di carico e la parte rimanente della carreggiata caratterizzate da un carico uniformemente distribuito pari a 2.5 kN/m².

La figura che segue mostra lo schema di carico previsto dalla normativa.

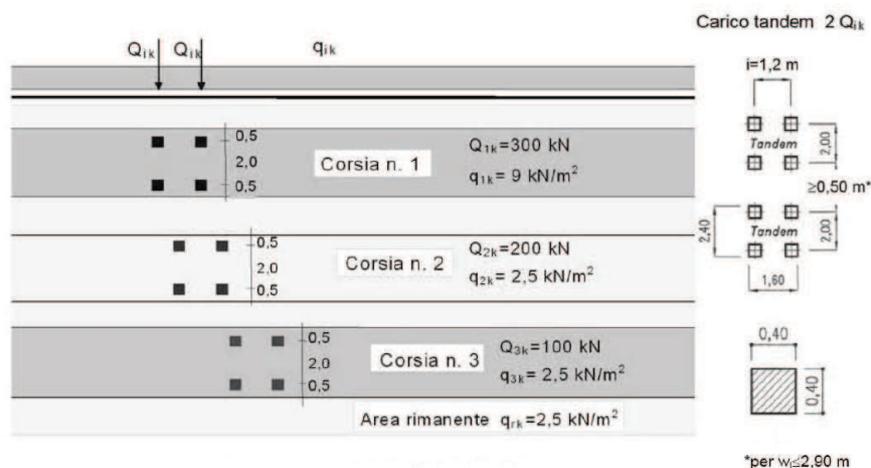


Figura 3 - Schema di carico

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura sono state considerate diverse condizioni di carico, di caso in caso disposte nelle posizioni più sfavorevoli.

In particolare sono state considerate tre diverse configurazioni di carico:

- I. Corsia 1 con massima eccentricità esterna
- II. Corsia 1 centrale
- III. Corsia 1 con massima eccentricità interna

Successivamente si farà riferimento ai carichi distribuiti come UDL ed ai carichi concentrati come TS.

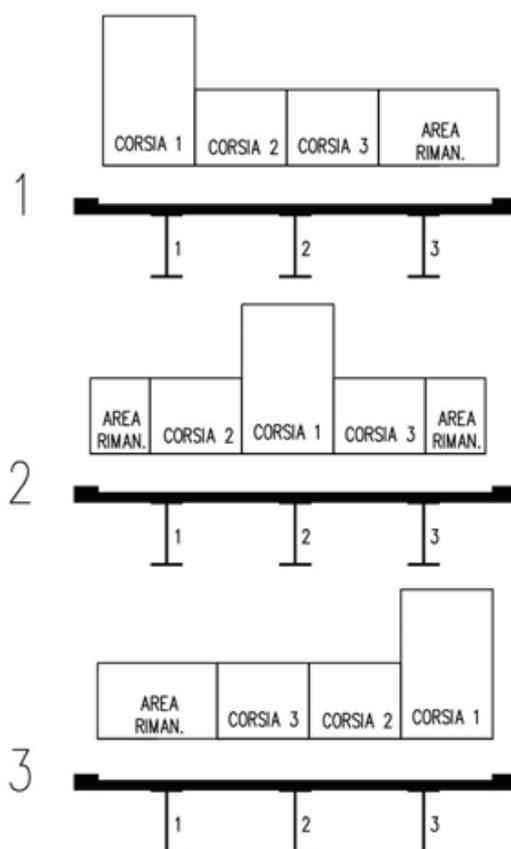


Figura 4 - Configurazione carichi mobili

4.7 Azione di frenamento (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a quanto segue per i ponti di prima categoria:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel presente caso risulta: $q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 96 = 439 \text{ kN}$.

4.8 Azione centrifuga (Q4)

Nei ponti con asse curvo di raggio R, l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella che segue essendo

$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 sul ponte.

Il carico concentrato Q4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q4 [kN]
$R < 200$	$0.2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Nel presente caso, il raggio di curvatura del viadotto è pari a $R=170$ m ed il valore di $Q_v=1200$ kN; ne consegue che il valore della forza centrifuga è pari a:

$$Q_4 = 0.2 \cdot Q_v = 0.2 \cdot 1200 = 240 \text{ kN.}$$

4.9 Vento (q5)

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente di pressione), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle medesime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla vibrazioni strutturali.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

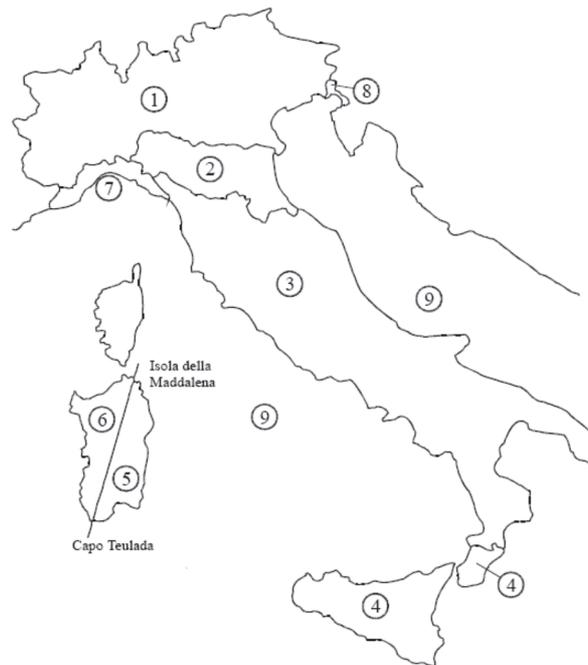
ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 .

Essendo l'opera in esame in ZONA 7 e l'altitudine sul livello del mare (in m) minore di $a_0=1000\text{m}$, la velocità di riferimento $v_b=v_{b,0}$ è pari a 28 m/s per un T_R di 50 anni. La velocità di riferimento v_r per T_R di 100 anni vale:

$$v_r = v_b \times C_r = 28 \times 1.039 = 29.1 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento risulta quindi pari a:

$$q_b = 0.529 \text{ kN/m}^2$$



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

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

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

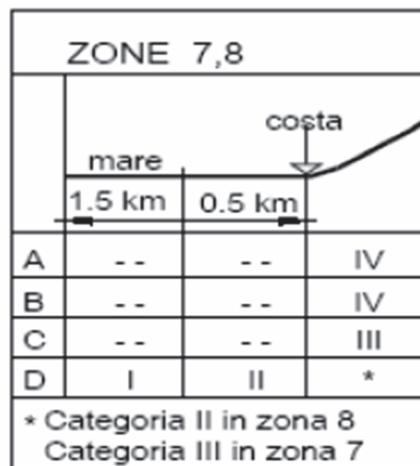
dove:

k_r , Z_0 , Z_{min} sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

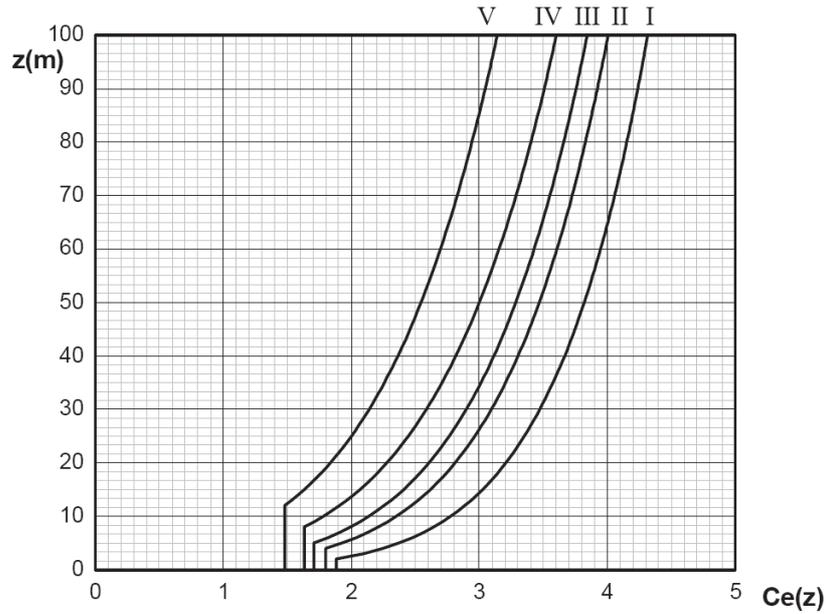
c_t è il coefficiente di topografia.

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

La categoria di esposizione è assegnata nella figura che segue in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nel caso specifico si assume una classe di rugosità del terreno di tipo "C", ed una categoria di esposizione III (il sito sorge ad una quota pari a circa 750m s.l.m.).



Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la figura che segue riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.



Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Per l'opera in esame in ZONA 7 su suolo con Rugosità C e Categoria di Esposizione III valgono i seguenti parametri:

$k_r=0.20$;

$z_0=0.10$ m;

$z_{min}=5.0$ m

$c_t=1$

Il coefficiente c_e risulta pari a:

$$c_e(z=20m)=2.606$$

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Per l'opera in esame viene assunto cautelativamente pari a 1.

Il coefficiente di forma c_p si riconduce al coefficiente di forza $c_{fx,0}$. Il coefficiente di forza $c_{fx,0}$ si determina in base al rapporto tra larghezza b e altezza totale dell'impalcato d_{tot} .

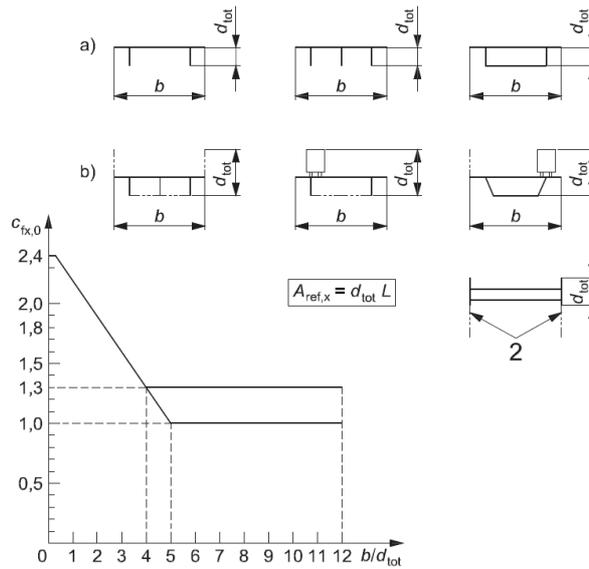


Figura 5 - Correlazione tra il rapporto b/d_{tot} e coefficiente di forma $c_{fx,0}$ (figura 8.3 EC1-4)

Altezza impalcato	m	2
Ingombro veicoli	m	2
d_{tot}	m	4
b	m	13.8
$c_{fx,0}$	-	1.6

Alla luce di quanto riportato sopra, il valore della pressione del vento risulta pari a:

$$p=2.21 \text{ kN/m}^2.$$

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

4.10 Azione sismica (q6)

Per l'individuazione dell'azione sismica di progetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel **Nuovo Testo** unico delle **Costruzioni**, D.M. 17/01/2018.

In particolare considerando che l'opera in esame:

- secondo la Tab. 2.4.1 del NTC-18 può essere classificata come una costruzione di Tipo 3, quindi con una Vita Nominale $V_N \geq 100$ anni;
- in base al paragrafo 2.4.2 la sua Classe d'uso è la III e quindi il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$;

la sua Vita di Riferimento V_R in base alla quale vengono valutate le azioni sismiche risulta pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 100 * 1.5 = 150 \text{ anni}$$

Inoltre facendo riferimento allo **Stato Limite Ultimo** di salvaguardia della Vita, SLV, si ha che l'azione sismica calcolata per una Probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R sopra determinato, in corrispondenza della posizione geografica dell'opera in esame porta a definire un valore del **PGA** pari a **0.145 g**.

Continuando, per la determinazione dello "spettro di progetto (SLV)", riportato nelle immagini seguenti, si sono utilizzati i parametri relativi alla Categoria di sottosuolo B e a quella topografica T4; oltre al valore del Fattore di struttura **q**, che per la componente verticale dell'azione è fissato dalla normativa pari ad 1, mentre per quella orizzontale è stato valutato pari a 3.5. Per $h/H=0.4$ il fattore di amplificazione dinamica vale 1.16.

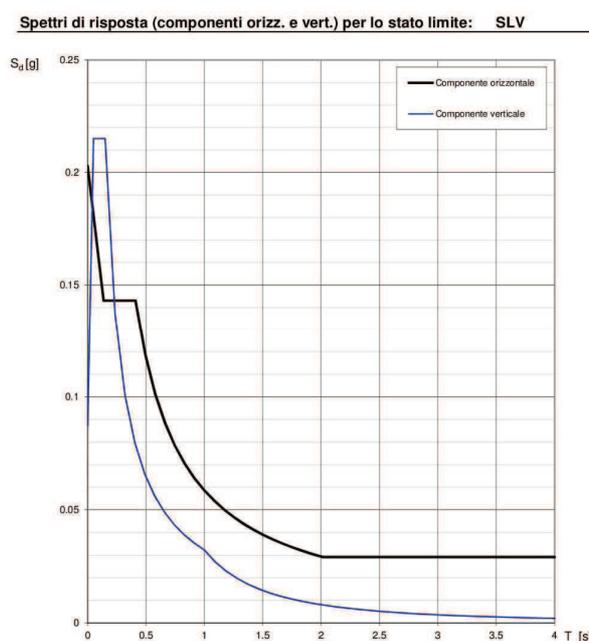


Figura 6 - Spettro di risposta allo SLV

La variabilità spaziale del moto è stata tenuta in conto come illustrato nel paragrafo 3.2.4.2 delle Norme tecniche 2018. Lo spostamento massimo relativo tra due punti i e j può essere calcolato come:

$$d_{ijmax} = 1.25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono rispettivamente gli spostamenti massimi dei punti i e j. In assenza di forti discontinuità orografiche lo spostamento tra due punti a distanza x si può valutare come:

$$d_{ij} = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) [1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}}]$$

con:

- v_s è la velocità a propagazione delle onde di taglio;
- $d_{ij0} = 1.25 |d_{gi} - d_{gj}|$

4.11 Le resistenze passive dei vincoli (q_7)

Le resistenze passive dei vincoli sono quelle generate da un attrito pari al 3%.

Per ciò che riguarda invece la pila 1, che presenta apparecchi d'appoggio fissi longitudinali, è stata considerata una resistenza passiva generata da una forza d'attrito differenziale; tale forza è stata valutata come differenza tra l'attrito pari al 3% generato da una parte dell'impalcato e l'attrito generato dalla restante parte dell'impalcato pari all'1.5%.

4.12 L'applicazione dei carichi sulla struttura

Essendo nel suo funzionamento globale l'impalcato un sistema misto acciaio-clc, l'applicazione delle azioni agenti viene suddivisa in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di clc della soletta, seguendo quindi l'effettiva evoluzione dei diversi livelli di rigidità e caratteristiche meccaniche delle sezioni.

Fase 1:

considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

Fase 2:

ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, sicurvia, velette) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa, che si traduce, per le verifiche condotte con il metodo degli stati limiti, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione "n" pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

In particolare gli effetti del ritiro sull'intera struttura dell'impalcato vengono tradotti con un'azione di trazione sulla sola soletta, accompagnata da una pari compressione con relativo momento flettente di trasporto associato, dovuto all'eccentricità baricentro soletta-baricentro sezione mista.

Fase 3 :

corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - cls vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo ipotizzata.

Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore di taglio, di momento flettente o di momento torcente.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

5 Analisi strutturale

Il viadotto in oggetto è stato studiato utilizzando un modello numerico a graticcio di travi, con le caratteristiche meccaniche degli elementi che variano a seconda della fase in analisi, come precedentemente esposto. Al modello a graticcio si affianca un modello monofilare utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni nelle sottostrutture generate dall'azione sismica e dal vento.

La larghezza di soletta collaborante, necessaria per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni in fase 2 e 3 è stata determinata in accordo con il D.M. 17/01/18.

I nodi della schematizzazione corrispondono a punti caratteristici della struttura quali irrigidenti, giunti, diaframmi, ecc.

L'origine del modello numerico è stata assunta in corrispondenza della Spalla A.

5.1 Modello agli E.F.

Le analisi eseguite sulla struttura in oggetto, sono state condotte mediante l'utilizzo di diversi modelli agli elementi finiti (E.F.), al fine di schematizzare in modo fedele alla realtà il comportamento strutturale nelle differenti fasi della costruzione e della vita del viadotto. In particolare sono state considerate rigidità differenti per gli elementi in calcestruzzo (soletta) in funzione delle azioni di breve o lunga durata agenti di volta in volta. Inoltre al fine di tenere in considerazione la fessurazione del calcestruzzo, in corrispondenza degli appoggi di continuità per una lunghezza pari al 15% della luce, in accordo con il D.M. 17/01/18, è stata applicata una rigidità flessionale ridotta. La rigidità flessionale degli elementi fessurati è stata calcolata considerando l'intera sezione in acciaio e l'armatura compresa all'interno della soletta collaborante.

In particolare dal punto di vista geometrico e degli elementi strutturali descritti dal modello si avranno le seguenti 3 schematizzazioni:

A) "Modello con sola carpenteria metallica": utilizzato per l'analisi dei pesi propri, compreso il getto della soletta che avviene sulle predalles poggiate sulle travi, alle quali è stato assegnato il corrispettivo carico agente.

Gli elementi beam che modellano la carpenteria metallica riproducono fedelmente la sua geometria e le caratteristiche inerziali.

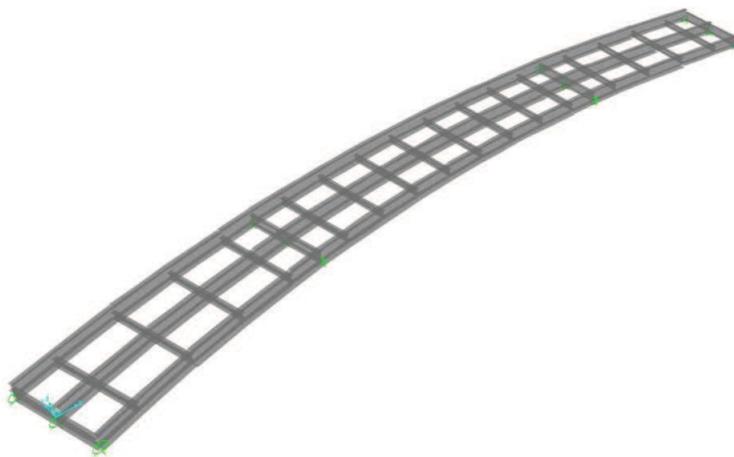


Figura 7 - Modello agli E.F. con sola carpenteria metallica

B) “Modello a maturazione della soletta avvenuta”: utilizzato per l’applicazione dei permanenti portati e del ritiro.

In questa fase, la struttura è di tipo misto acciaio-calcestruzzo schematizzata mediante elementi di tipo “beam” per le travi longitudinali composte e i traversi, nonché per la soletta superiore in c.a. in direzione trasversale. Il coefficiente di omogeneizzazione adottato per gli elementi composti è $n=18$ considerando carichi di lunga durata. Si osservi che $n=18$ deriva dall’assunzione di un modulo di elasticità fittizio E_c^* del calcestruzzo pari a circa $E_c/3$ (con E_c il modulo istantaneo). In questo modo l’analisi degli effetti della viscosità nel tempo viene ricondotta ad un semplice calcolo elastico da effettuarsi con modulo ridotto E_c^* .

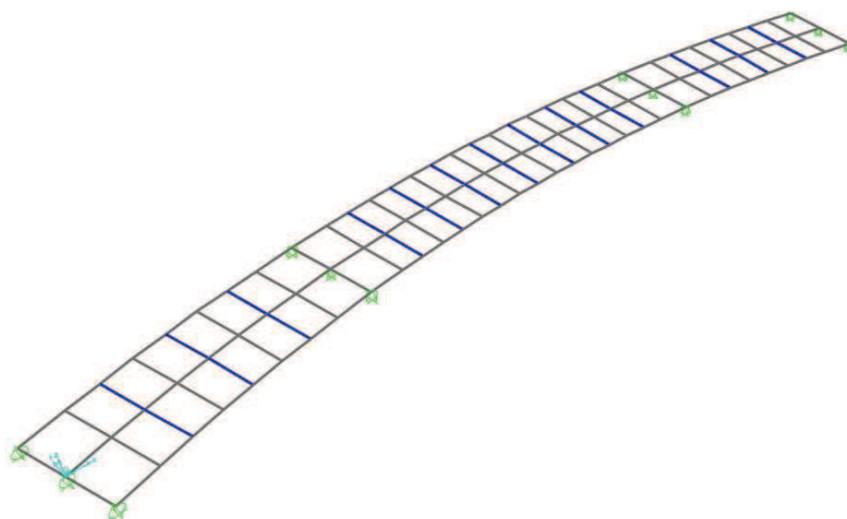


Figura 8 - Modello agli E.F. a maturazione della soletta avvenuta

C) "Modello per le azioni di breve durata": utilizzato per l'applicazione dei carichi variabili. In questa fase, la struttura è di tipo misto acciaio-calcestruzzo schematizzata mediante elementi di tipo "beam" per le travi longitudinali composte e i traversi, nonché per la soletta superiore in c.a. in direzione trasversale. Il coefficiente di omogeneizzazione adottato per gli elementi composti è $n=6$ considerando carichi di breve durata.

D) Ai tre modelli precedentemente illustrati ne è stato aggiunto uno monofilare utilizzato per la definizione del comportamento dinamico della struttura. In questo modello l'impalcato è stato schematizzato come una trave avente una rigidezza equivalente utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

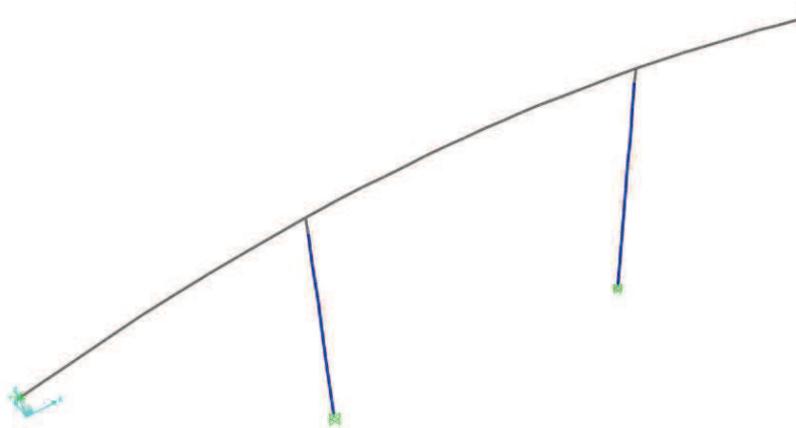


Figura 9 - Modello agli E.F monofilare

Per quanto riguarda i vincoli disposti nei modelli, questi sono riassunti nell'immagine seguente:

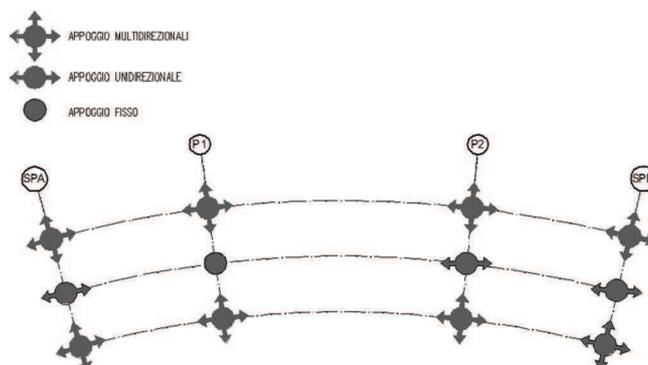


Figura 10 - Schema Appoggi

I vincoli unidirezionali sono disposti in direzione della congiungente tra il vincolo stesso ed il vincolo fisso.

5.2 *Descrizioni delle analisi effettuate*

Si è proceduto ad eseguire una serie di analisi considerando i modelli precedentemente presentati soggetti alle seguenti azioni elementari, suddivise in azioni di breve e di lunga durata;

Modello A :

- peso proprio travi in acciaio;
- peso del getto di cls.

Modello B (n=18) :

- pesi permanenti portati;
- ritiro.

Modello C (n=6) :

- carichi mobili;
- vento;
- termica;

Modello D Monofilare (n=6) :

- sisma;
- vento;
- centrifuga;
- frenatura;

5.3 *Caratteristiche meccaniche dell'impalcato*

Nel dimensionamento degli elementi si è scelto di mantenere costanti gli spessori e le larghezze delle anime e delle flange nell'ambito di un medesimo concio, utilizzando al limite dei tratti di impiattamento delle flange ove indispensabile, facendo variare invece gli stessi da un concio all'altro.

Qui di seguito sono riportate le dimensioni dei conci impiegati per la realizzazione del viadotto.

Longitudinalmente i conci hanno le seguenti dimensioni:

Concio	Lunghezza in asse tracciamento (m)	Concio	Lunghezza in asse tracciamento (m)
1	11.50	6	10.00
2	10.00	7	10.00
3	10.00	8	10.00
4	10.00	9	11.59
5	12.52		

Tabella 3 - Conci travi metalliche

Nelle tabelle che seguono vengono quindi riportate in dettaglio, concio per concio, le dimensioni delle travi metalliche e le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti i modelli B,C e D.

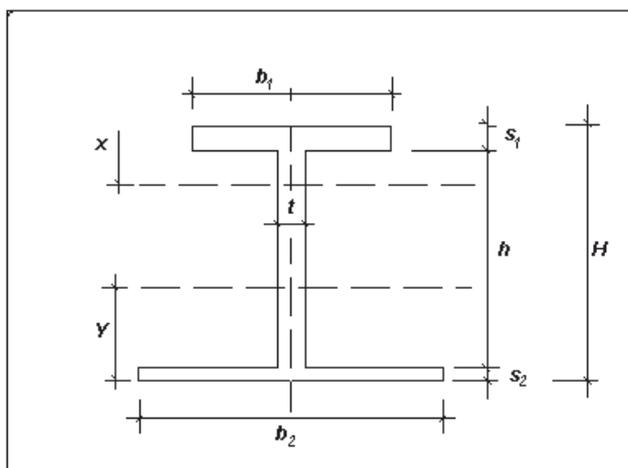


Figura 11 - Sezione travi principali

CONCIO	LUNGHEZZA	Variazione H		ALA SUP.		ANIMA	ALA INF.		IMPIATT. SUP.		IMPIATT. INF.	
	CONCI IN ASSE	H iniz.	H fin.	S	B	S	S	B	S	B	S	B
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	11502	1400	1607	24	600	18	30	900				
2	10000	1607	1800	30	700	18	35	900				
3	10000	1800	1800	35	700	22	35	900			20	700
4	10000	1800	1800	30	700	20	35	900				
5	12518	1800	1800	30	700	18	35	900				
6	10000	1800	1800	30	700	20	35	900				
7	10000	1800	1800	35	700	22	35	900			20	700
8	10000	1800	1608	30	700	18	35	900				
9	11585	1608	1400	24	600	18	30	900				

Tabella 4 - Dimensioni travi metalliche

MODELLO B							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	2.61E-01	2.54E-03	8.00E-02	2.80E-01	2.71E-02	4.04E-02
CONCIO_2	S355	2.92E-01	2.77E-03	1.15E-01	3.57E-01	3.07E-02	5.13E-02
CONCIO_3	S355	3.18E-01	2.80E-03	1.65E-01	3.58E-01	3.96E-02	6.81E-02
CONCIO_4	S355	2.97E-01	2.77E-03	1.31E-01	3.57E-01	3.60E-02	5.12E-02
CONCIO_5	S355	2.94E-01	2.77E-03	1.28E-01	3.57E-01	3.24E-02	5.13E-02

Tabella 5 - Caratteristiche meccaniche elementi trave modello B

MODELLO C							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	1.32E-01	8.57E-04	6.11E-02	9.49E-02	2.71E-02	4.04E-02
CONCIO_2	S355	1.52E-01	9.37E-04	8.82E-02	1.21E-01	3.07E-02	5.13E-02
CONCIO_3	S355	1.78E-01	9.70E-04	1.22E-01	1.22E-01	3.96E-02	6.81E-02
CONCIO_4	S355	1.57E-01	9.38E-04	1.00E-01	1.21E-01	3.60E-02	5.12E-02
CONCIO_5	S355	1.54E-01	9.37E-04	9.86E-02	1.21E-01	3.24E-02	5.13E-02

Tabella 6 Caratteristiche meccaniche elementi trave modello C

MODELLO D							
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
CONCIO_1	S355	8.56E-01	1.71E-02	2.45E-01	1.07E+01	8.12E-02	1.21E-01
CONCIO_2	S355	8.99E-01	1.71E-02	3.46E-01	1.07E+01	9.20E-02	1.54E-01
CONCIO_3	S355	9.76E-01	1.71E-02	4.99E-01	1.07E+01	1.19E-01	2.04E-01
CONCIO_4	S355	9.15E-01	1.71E-02	3.95E-01	1.07E+01	1.08E-01	1.54E-01
CONCIO_5	S355	9.05E-01	1.71E-02	3.87E-01	1.07E+01	9.72E-02	1.54E-01

Tabella 7 Caratteristiche meccaniche elementi trave modello D monofilare

6 Verifiche impalcato

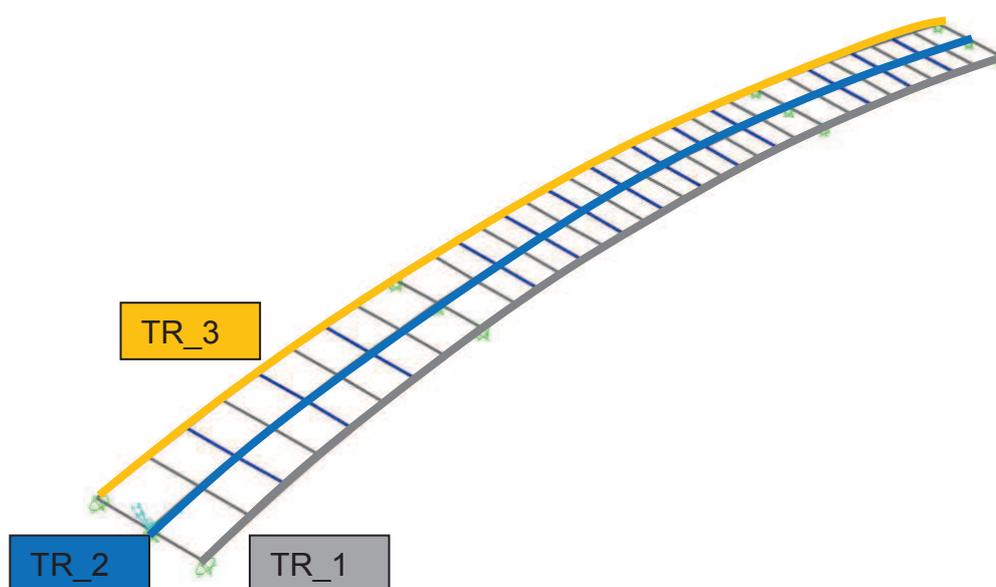
6.1 Verifiche di resistenza agli SLU

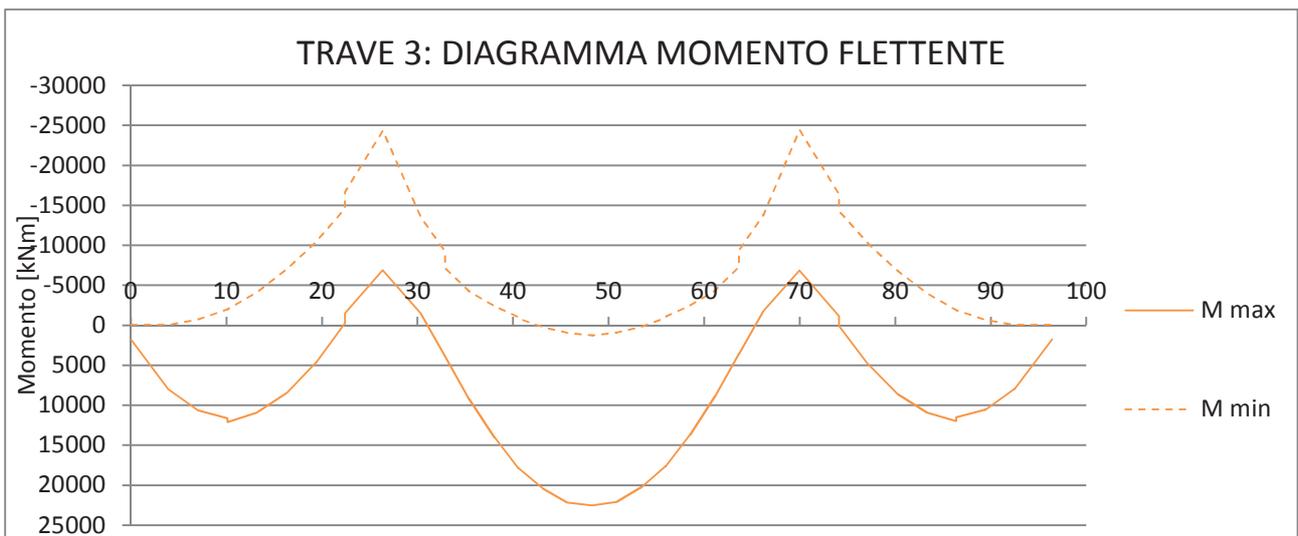
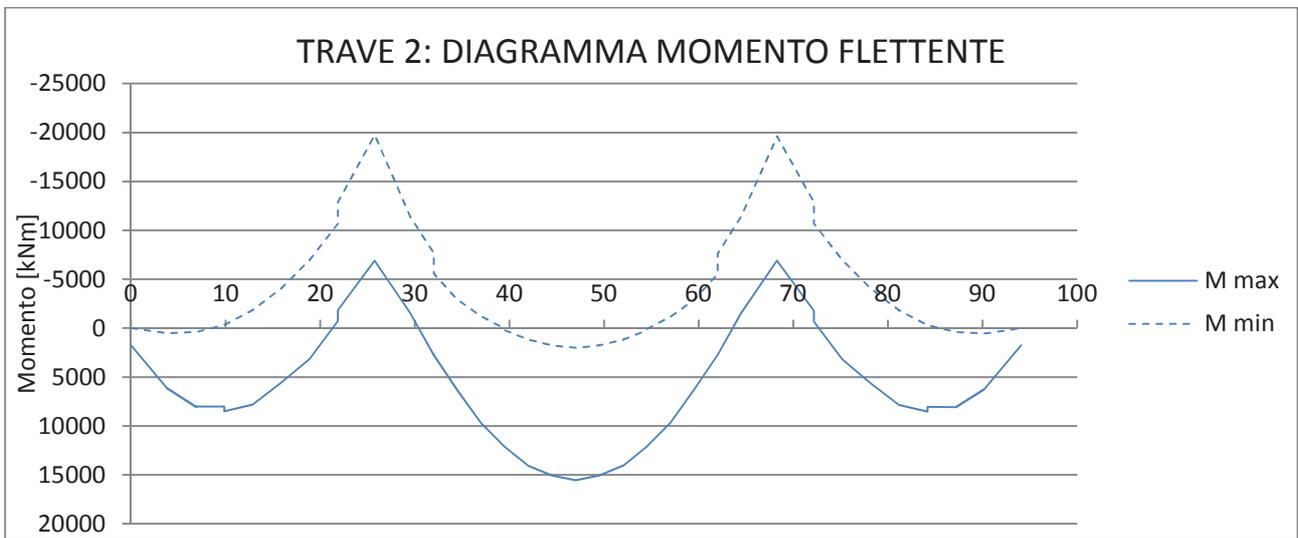
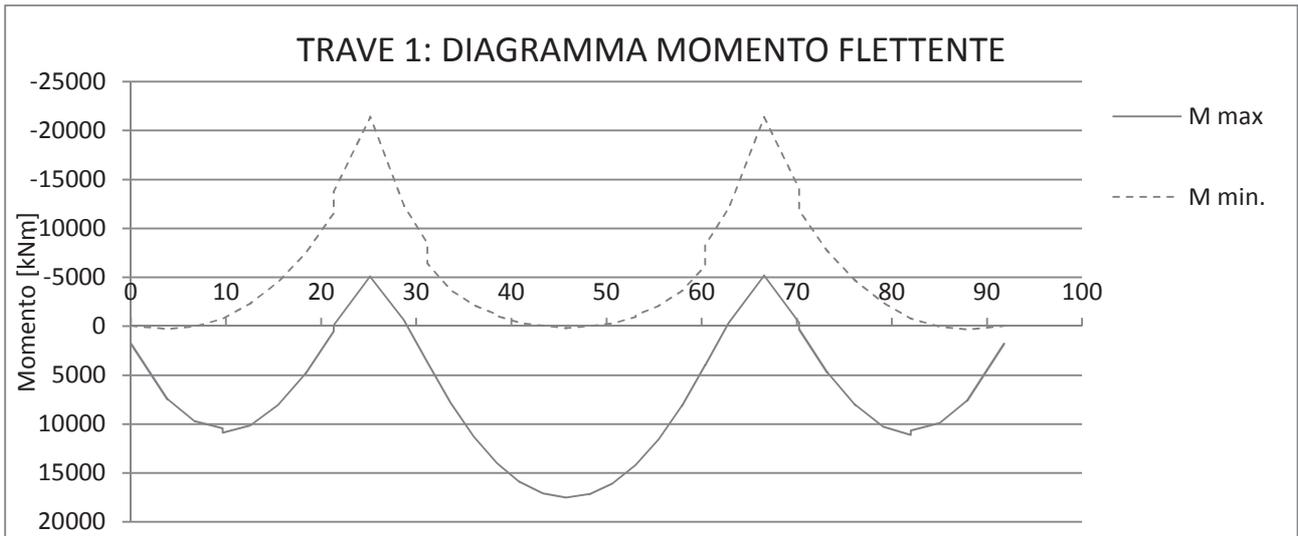
Le verifiche di resistenza sullo stato limite ultimo nelle travi principali sono state effettuate utilizzando le combinazioni seguenti:

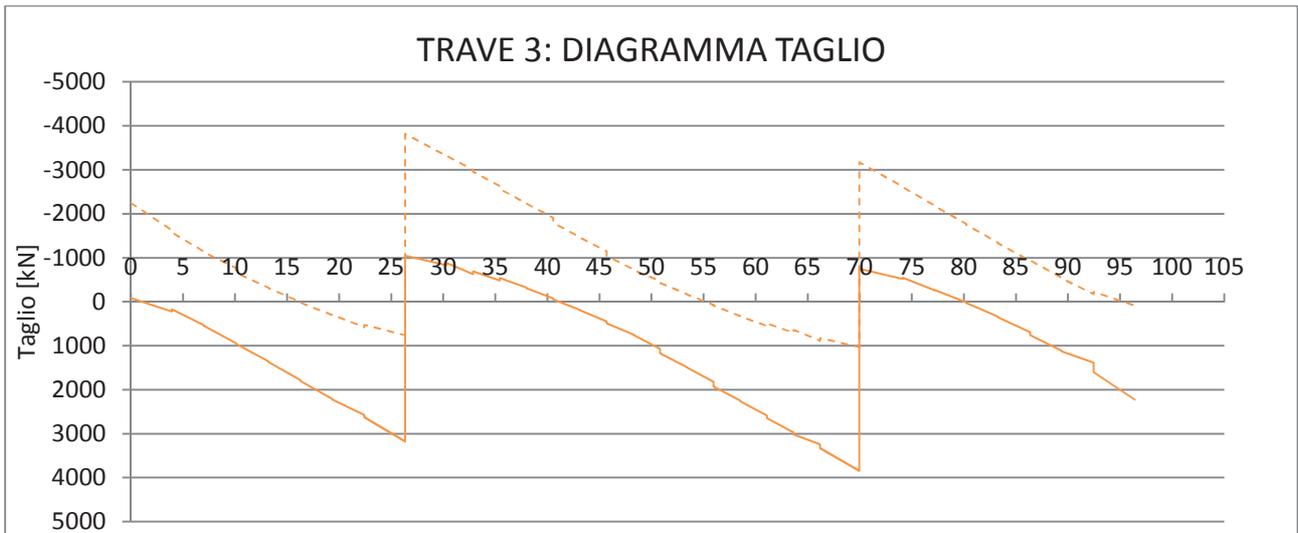
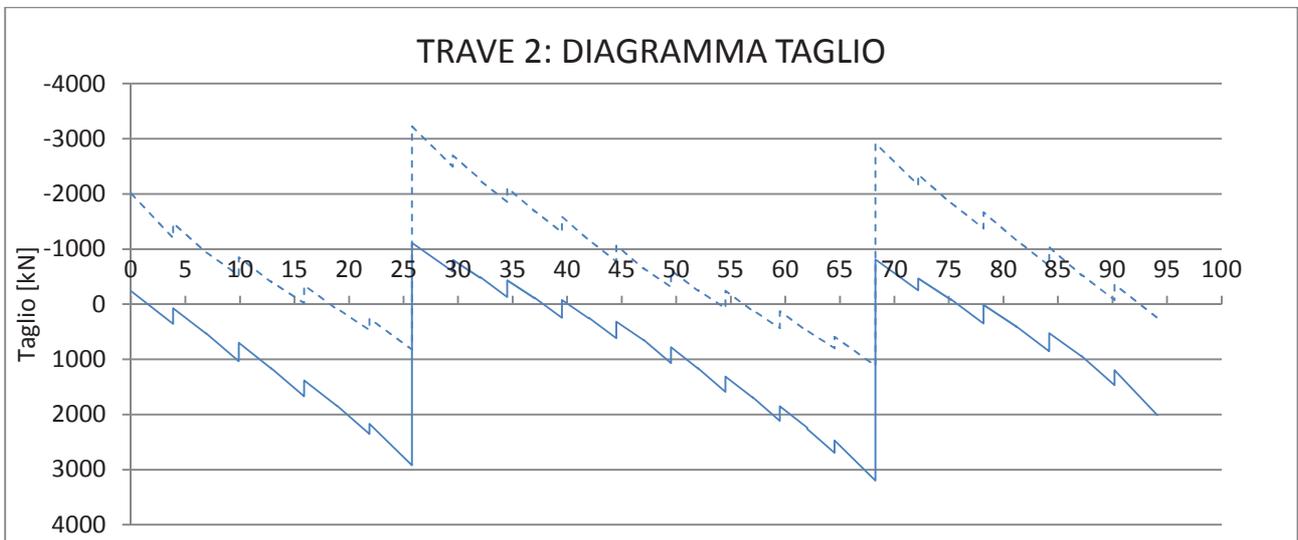
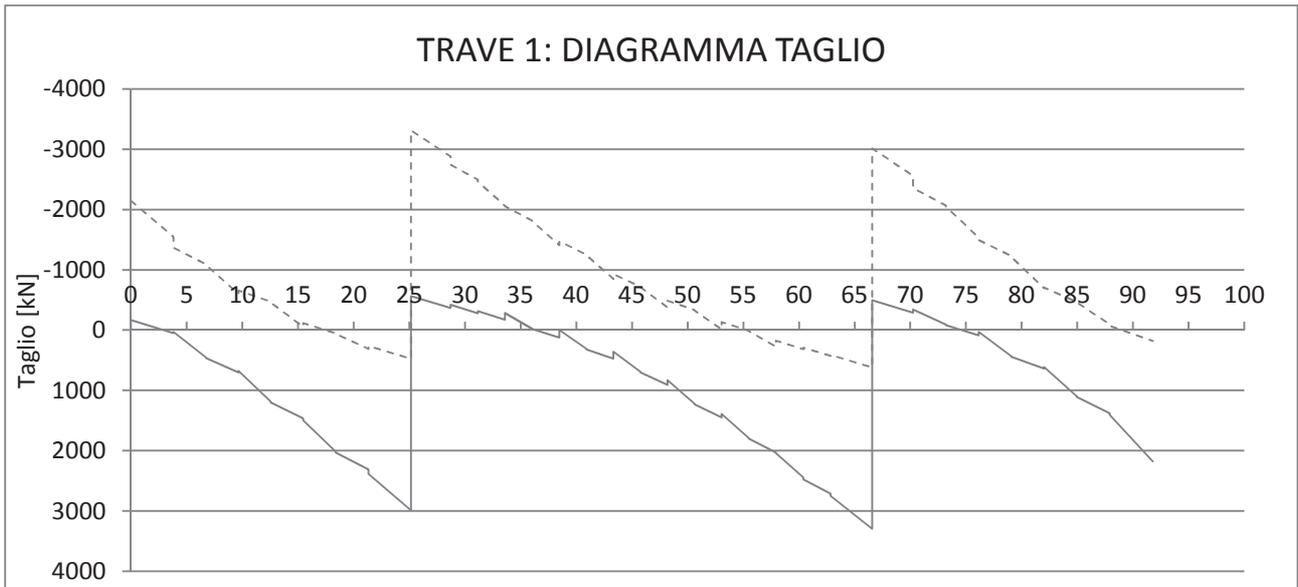
	G1	G2	RITIRO	UDL	TS	TEMP	VENTO
SLU_001	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_002	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_003	1	1	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_004	1	1	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_005	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_006	1.35	1.35	0	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_007	1	1	0	1.35	1.35	0	0

La verifica per l'azione sismica è stata omessa in quanto per questa tipologia di impalcato acciaio-clc, molto leggeri, le azioni sismiche verticali sono sempre molto inferiori ai carichi accidentali, con cui non si combinano non essendo in presenza di una struttura che sarà soggetta a frequenti situazioni di incolonnamenti dei mezzi.

Di seguito si riportano i grafici che mostrano gli involuipi delle sollecitazioni massime e minime relative a tale combinazione.

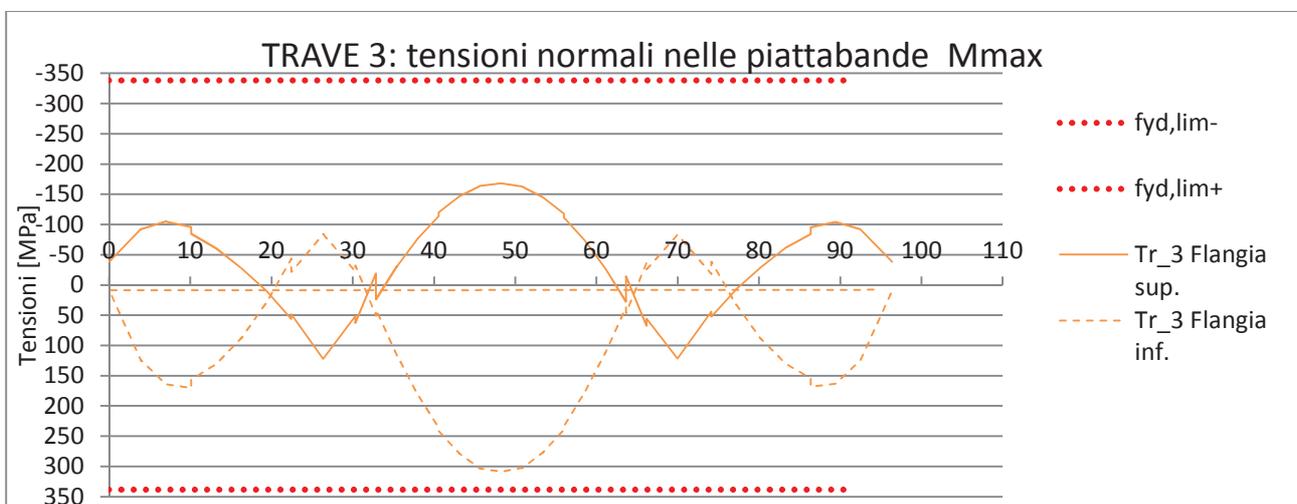
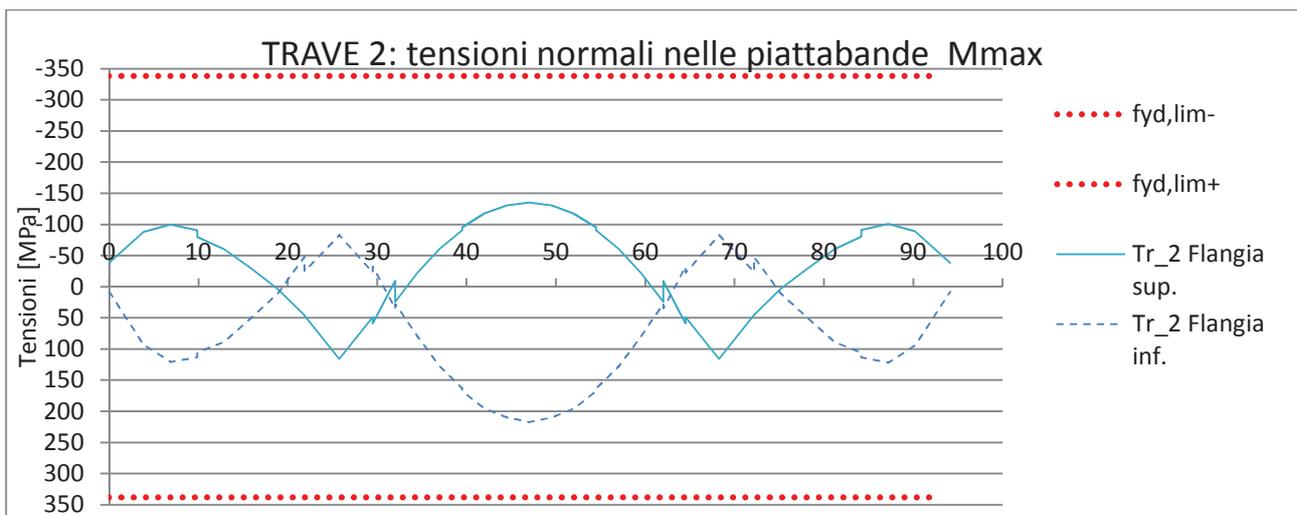
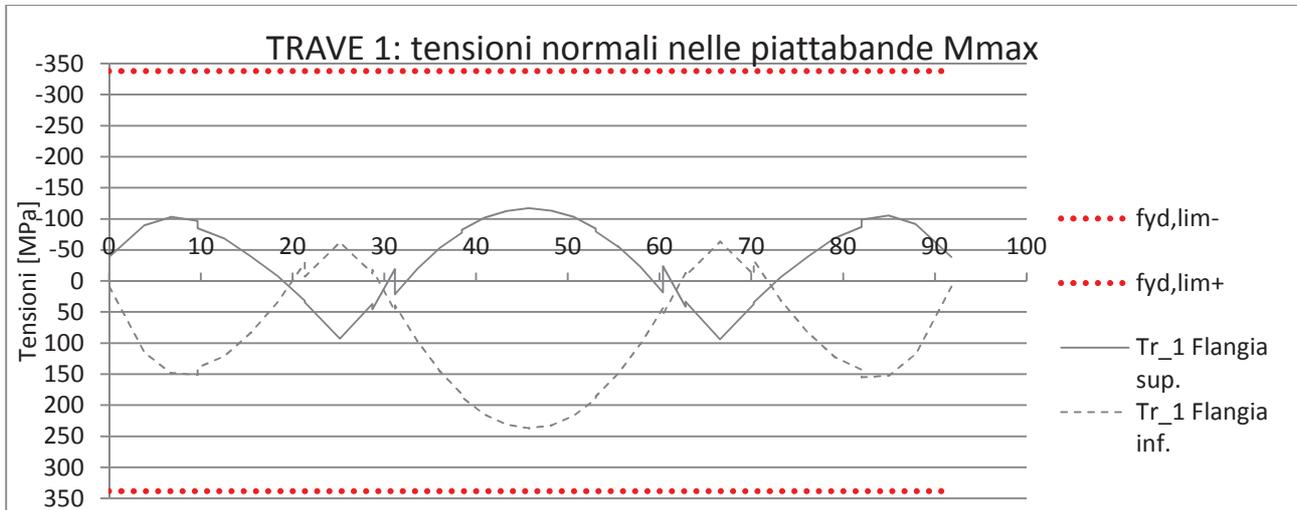






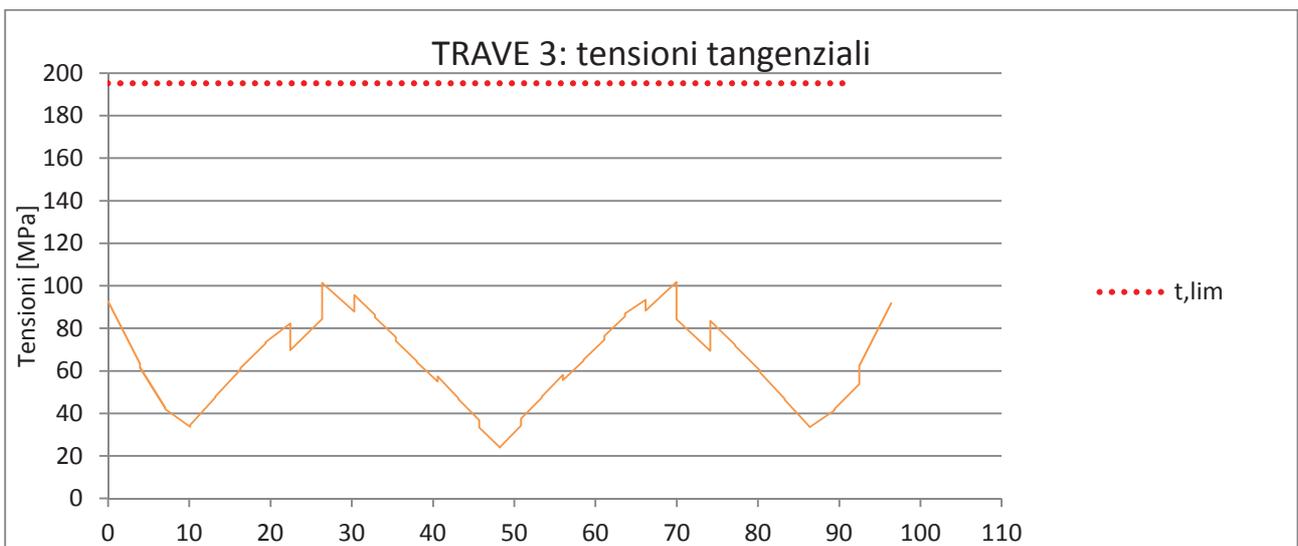
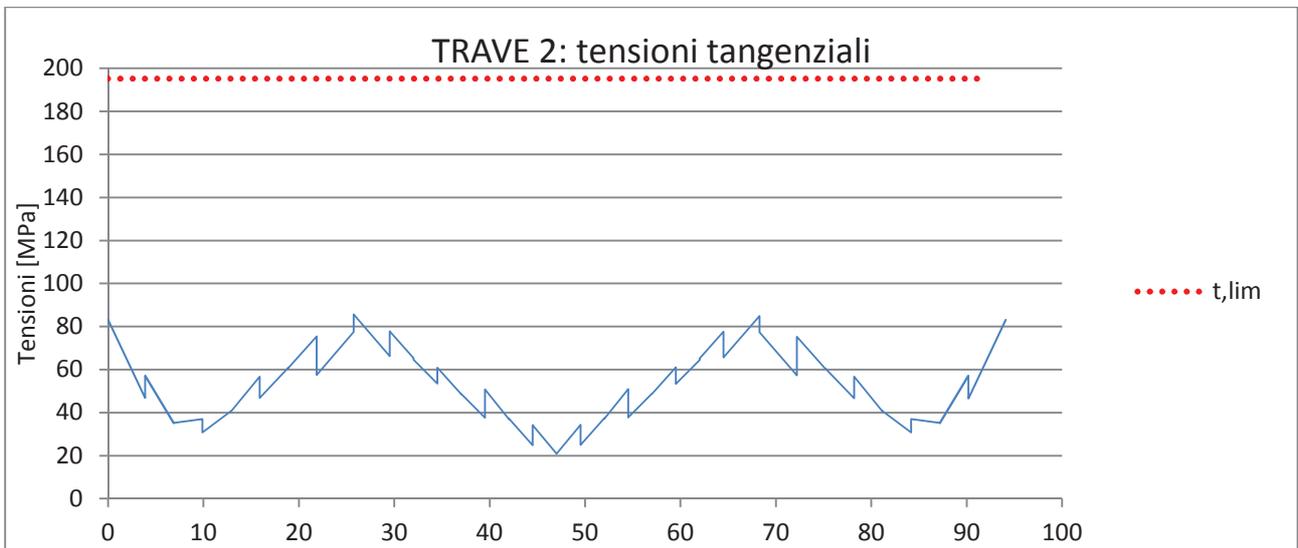
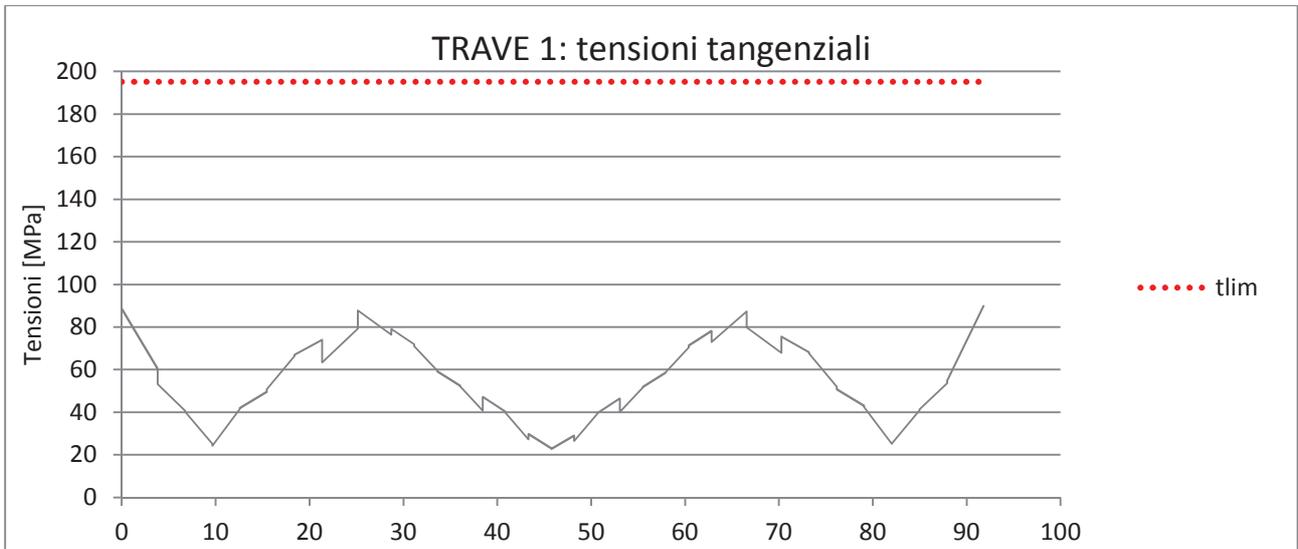
Resistenza delle membrature (verifica condotta in campo elastico)

Di seguito si riportano gli involuppi delle tensioni massime e minime ai lembi delle piattabande inferiore e superiore; le verifiche sono condotte in campo elastico tenendo in considerazione l'instabilità locale delle membrature in acciaio attraverso il metodo delle aree efficaci fornito nell'eurocodice 3 Parte 1-5: "Elementi strutturali a lastra".



La verifica risulta soddisfatta, essendo sempre la tensione graficata inferiore a:

$$f_{yk}/\gamma_{M0}=355/1.05=338 \text{ MPa}$$



La verifica risulta soddisfatta, essendo sempre la tensione graficata inferiore a:

$$f_{yk}/((3)^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 355/((3)^{1/2} \cdot 1.05) = 195.2 \text{ MPa}$$

Solamente nella trave 3 in corrispondenza degli appoggi intermedi le tensioni tangenziali agenti superano metà di quelle resistenti, dunque la resistenza limite dell'acciaio delle anime è stato ridotto del fattore:

$$\rho = \left(\frac{2V_{ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Dove:

- V_{ed} è il taglio agente;
- $V_{c,Rd}$ è il taglio plastico resistente.

Nella combinazione di taglio massimo si ha:

TRAVE 3					
Progr.	σ_{anima_sup}	σ_{anima_inf}	τ_{anima_inf}	$f_{y,anima_lim}$	Verifica
[m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	$\sigma_{anima} < f_{y,anima_lim}$
26.40	242	-204	101	337	OK
70.00	242	-204	102	337	OK

Si riportano le verifiche di instabilità locale nelle sezioni maggiormente sollecitate.

- Trave 3: Campata 1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	1607 [mm]	Altezza trav
bf,sup	700 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	1542 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	900 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	4500 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	220 [mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? NO		
ARMATURA		
Aarm,sup	3464 [mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	3464 [mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	1499	0	183
N 6	9038	0	-478
N 18	1574	-3383	-55

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	702 [mm]	Altezza baricentro
	A	80256 [mm ²]	Area
	I	3.72E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1434 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.52E+05 [mm ²]	Area
	I	1.01E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1169 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.42E+05 [mm ²]	Area
	I	7.76E+10 [mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE			3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	702 [mm]	Altezza baricentro
	A	80256 [mm ²]	Area
	I	3.72E+10 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1434 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.52E+05 [mm ²]	Area
	I	1.01E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1169 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.42E+05 [mm ²]	Area
	I	7.76E+10 [mm ⁴]	Inerzia

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-36	-35		27	28	-	-	-
N 6	-15	-13		125	128	-30	-14	-6
N 18	-33	-32		-1	0	-36	-32	1
TOT	-85	-80		151	157	-66	-47	-4
Limite	338	338		338	338	391	391	18.81

- Trave 3: Appoggio 1

SEZIONE ACCIAIO			
ha	1800	[mm]	Altezza trav
bf,sup	700	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	35	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	1714	[mm]	Altezza anima
tw	22	[mm]	Spessore anima
bf,inf	900	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	51	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	4500	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? SI			
ARMATURA			
Aarm,sup	14137	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	14137	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	-9294	0	1134
N 6	-10831	0	869
N 18	-4215	80	197

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	165	159	-106	-113	-	-	-	-
N 6	95	91	-109	-115	112	91	0	-
N 18	38	36	-42	-44	44	36	0	-
TOT	297	286	-256	-272	156	127	0	58
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	734	[mm]	Altezza baricentro
	A	107717.8	[mm ²]	Area
	I	6.02E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1525	[mm]	Altezza baricentro
	A	3.01E+05	[mm ²]	Area
	I	1.66E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1268	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.91E+05	[mm ²]	Area
	I	1.31E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE				3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	734	[mm]	Altezza baricentro
	A	107717.8	[mm ²]	Area
	I	6.02E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	985	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.36E+05	[mm ²]	Area
	I	9.30E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	985	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.36E+05	[mm ²]	Area
	I	9.30E+10	[mm ⁴]	Inerzia

- Trave 3: Campata 2

SEZIONE ACCIAIO			
ha	1800	[mm]	Altezza trav
bf,sup	700	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	1735	[mm]	Altezza anima
tw	18	[mm]	Spessore anima
bf,inf	900	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	4500	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ? NO			
ARMATURA			
Aarm,sup	3464	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	3464	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	6360	0	7
N 6	14418	0	387
N 18	1734	0	1

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-134	-130	101	105	-	-	-	-
N 6	-25	-21	176	180	-43	-23	-8	-
N 18	-9	-9	22	23	-12	-9	-1	-
TOT	-168	-160	299	308	-55	-32	-9	13
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	791	[mm]	Altezza baricentro
	A	83730	[mm ²]	Area
	I	4.78E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1583	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.56E+05	[mm ²]	Area
	I	1.27E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1291	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.46E+05	[mm ²]	Area
	I	9.73E+10	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE				3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	791	[mm]	Altezza baricentro
	A	83730	[mm ²]	Area
	I	4.78E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1583	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.56E+05	[mm ²]	Area
	I	1.27E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1291	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.46E+05	[mm ²]	Area
	I	9.73E+10	[mm ⁴]	Inerzia

6.2 Verifiche allo stato limite di fatica

Le verifiche per vita illimitata sono state condotte verificando che la massima differenza di tensione, $\Delta\sigma_{max}$, generato dai carichi ciclici in un dettaglio costruttivo sia inferiore al limite di fatica del dettaglio stesso. Il calcolo di $\Delta\sigma_{max}$ è stato effettuato utilizzando il modello di carico di fatica 1. Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico q1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e i valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. In particolare $\Delta\sigma_{max}$ è ottenuto nel seguente modo:

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

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

con:

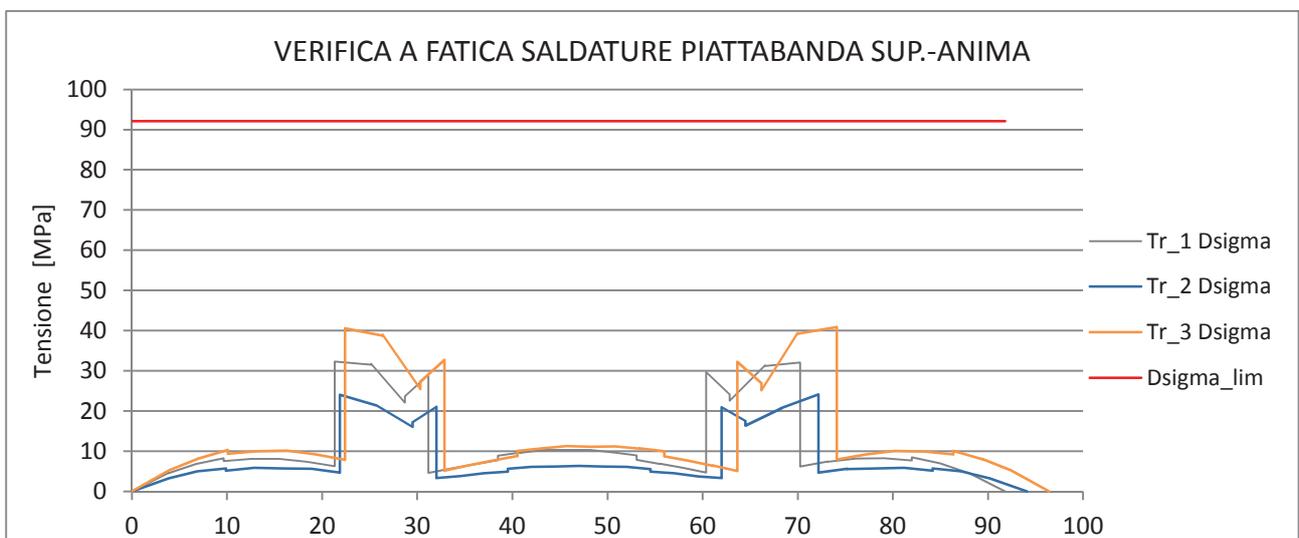
$\Delta\sigma_D$ limite di fatica ad ampiezza costante

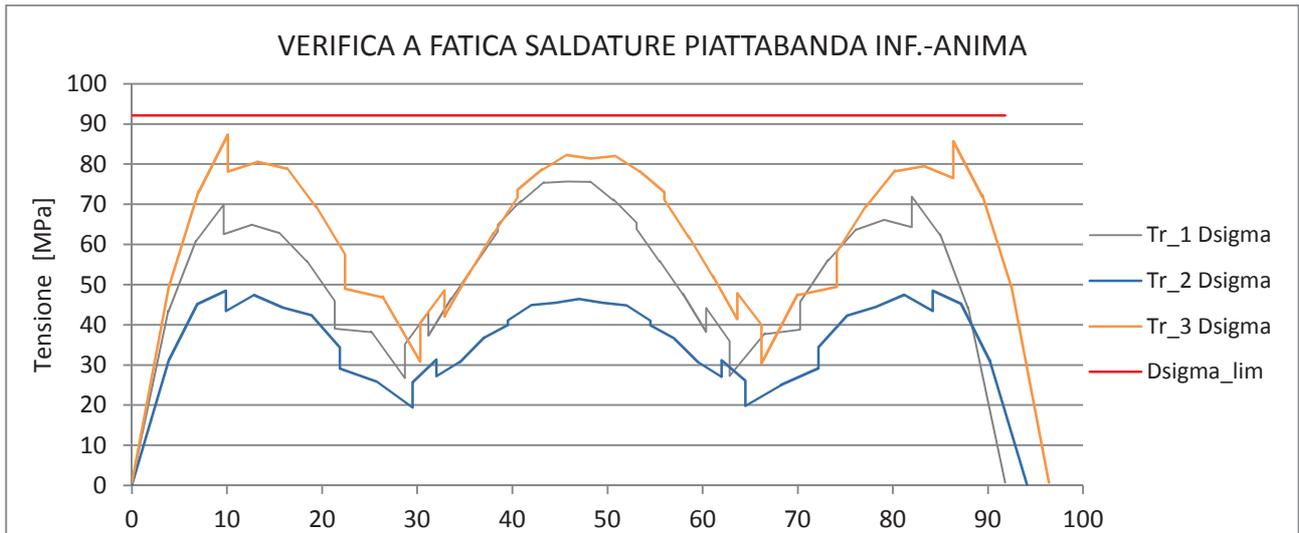
γ_{Mf} coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.15 per strutture sensibili alla rottura per fatica.

Il limite di fatica ad ampiezza costante, $\Delta\sigma_D$, è ottenuto a partire dalla del dettaglio $\Delta\sigma_c$. In particolare si ha:

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_c$$

Il limite a fatica nelle piattabande è governato dalle saldature anima-flangia per le quali $\Delta\sigma_c$ è pari a 125 MPa. Di seguito sono riportati i diagrammi dei delta tensione di calcolo delle tre travi con i rispettivi limiti.





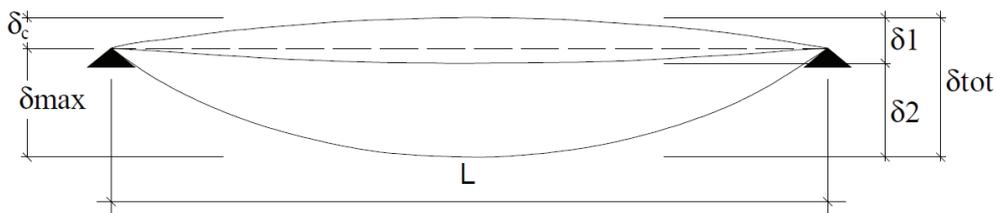
6.3 Trasversi

Le verifiche dei trasversi flessionali ad anima piena con sezione a doppio T non sono state riportate, considerati i modesti tasso di lavoro dell'acciaio. I calcoli saranno esplicitati nel progetto esecutivo dove dovranno essere verificate anche le loro giunzioni bullonate agli irrigidenti saldati trasversalmente alle travi principali.

6.4 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento verticale delle travi è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$



essendo:

δ_c la monta iniziale,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Gli abbassamenti massimi δ_{max} delle travi devono risultare compatibili con la geometria della struttura in relazione alle esigenze del traffico, dei vincoli ed dei dispositivi di giunto previsti in progetto.

Quindi imponendo per l'impalcato una contromonta determinata per la totalità dei carichi permanenti ed il 25% dei carichi accidentali, rimarrà solamente da verificare che per le travi principali venga rispettata la seguente limitazione sugli abbassamenti sotto l'azione dei soli carichi accidentali di progetto:

$$\delta_{acc} = \frac{L}{700}$$

Gli abbassamenti maggiori si presentano ovviamente nelle mezzerie delle campate. Nella tabella seguente si riporta quindi lo spostamento massimo generato dai carichi accidentali per campata in combinazione frequente.

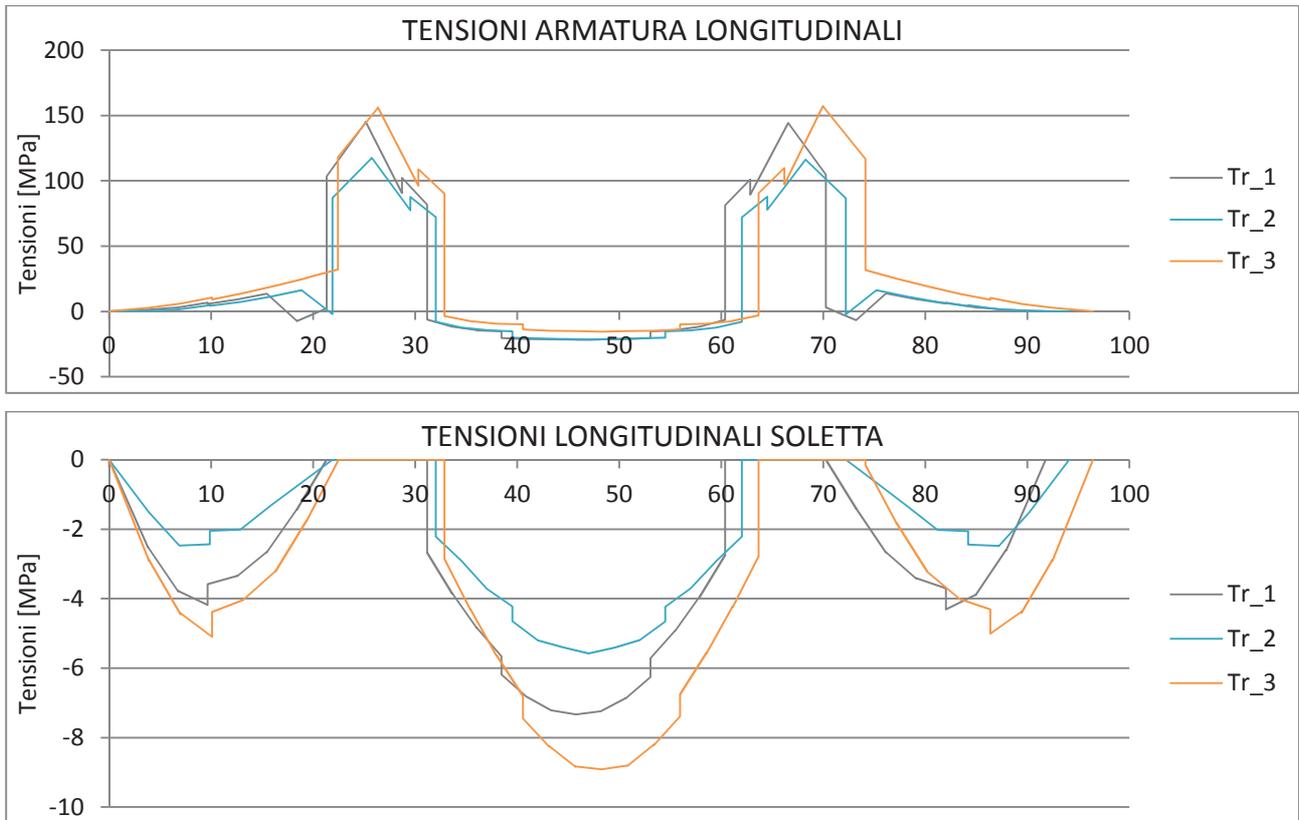
	L (campata)	δ_{acc}	L/700
	[m]	[mm]	[mm]
CAMPATA 1	26.00	15.9	37.1
CAMPATA 2	43.00	38.3	61.4
CAMPATA 3	26.00	15.6	37.1

6.5 Soletta in c.a.

La soletta in calcestruzzo ha uno spessore complessivo di 28cm. La soletta viene gettata per fasi su predalles di spessore 6cm. L'armatura della soletta è la seguente:

	Posizione	Armatura	
<u>Longitudinale</u>	<i>Appoggi intermedi</i>	<i>Superiore</i>	$\Phi 20 / 10$
		<i>Inferiore</i>	$\Phi 20 / 10$
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	$\Phi 14 / 20$
		<i>Inferiore</i>	$\Phi 14 / 20$
<u>Trasversale</u>	<i>Sbalzo</i>	<i>Superiore</i>	$\Phi 20 / 10 + \Phi 16 / 20$
		<i>Inferiore</i>	$\Phi 14 / 20$
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	$\Phi 16 / 20$
		<i>Inferiore</i>	$\Phi 14 / 10$
	<i>Appoggio centrale</i>	<i>Superiore</i>	$\Phi 16 / 20 + \Phi 20 / 20$
		<i>Inferiore</i>	$\Phi 16 / 20$

Di seguito si riportano diagrammi delle tensioni nelle armature longitudinali e della soletta.



6.6 Verifica delle Predalles in fase di getto

Le predalles hanno una larghezza multipla di 40 cm (passo dei tralicci) e uno spessore pari a 6 cm.

Ai fini delle verifiche in fase di getto, si considera resistente solo l'armatura del traliccio della dala che risulta soggetta al peso proprio ed a quello del getto della soletta, nonché, sullo sbalzo, ad un'azione accidentale pari a 1.00 kN/m².

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche effettuate considerando uno sbalzo di lunghezza 2.65m e l'interasse tra le travi longitudinali pari a 5.15m. La precedente geometria corrisponde al caso peggiore che si può presentare nel progetto definitivo.

SEZIONE DI SBALZOLuce sbalzo $l=2.65\text{m}$ Carico uniforme agente $q= 0.28\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 + 1 \text{ KN/m}^2 = 8 \text{ kN/m}^2$ **Sollecitazioni agenti:**

$$M = ql^2/2 = 28.10 \text{ kNm/m}$$

$$\text{SLU: } M_U = 1.35 \times 28.10 = 37.92 \text{ kNm/m}$$

Corrente superiore $\rightarrow 1\Phi 20/40$ Corrente inferiore $\rightarrow 2\Phi 14/40$

La distanza fra i due correnti è pari a 16.2 cm.

Le forze di trazione nel corrente superiore e quella di compressione del corrente inferiore sono state calcolate semplicemente come momento diviso il braccio.

$$F_s = \pm M/0.162 \text{ m}$$

Corrente Superiore**Verifica allo SLU**

$$F_s = 234.1 \text{ kN}$$

La tensione nel corrente ($A_s=785 \text{ mm}^2$) è pari a $\sigma=298 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$ **Corrente Inferiore****Verifica allo SLU**

$$F_s = -168.75 \text{ kN}$$

La tensione nel corrente ($A_s=769.7\text{mm}^2$) è pari a $\sigma=304 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$ **SEZIONE DI CAMPATA**Luce campata $l=5.15\text{m}$ Carico uniforme agente $q= 0.28\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 7 \text{ kN/m}^2$ **Sollecitazioni agenti:**

$$M = ql^2/8 = 23.2 \text{ kNm/m}$$

SLU: $M_U = 1.35 \cdot 23.2 = 31.3 \text{ kNm/m}$

Corrente superiore $\rightarrow 1\Phi 20/40$

Corrente inferiore $\rightarrow 2\Phi 14/40$

La distanza fra i due correnti è pari a 16.2 cm.

Le forze di compressione nel corrente superiore e quella di trazione del corrente inferiore sono state calcolate semplicemente come momento diviso il braccio.

$$F_s = \pm M / 0.162 \text{ m}$$

Corrente Superiore

Verifica allo SLU

$$F_s = 193.4 \text{ kN}$$

La tensione nel corrente ($A_s = 785 \text{ mm}^2$) è pari a $\sigma = 246.4 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$

La verifica all'instabilità porta a:

CORRENTE SUPERIORE	tralicci		2.5
	Altezza tralicci	h	162 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	105 mm
	Interasse ferri sup.	is	400 mm
	Num Barre sup		1
	Sollecitazione agente	Ned	193.2 kN
	Diametro barre sup.		20 mm
	Area barra	Abarra	314 mm ²
	Area barre	Asup	785 mm ²
	Inerzia	I	7854 mm ⁴
	Lunghezza libera inflessione	l ₀	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	387578 N
	α		0.49
	λ_{segnato}		0.60
	Φ		0.78
	χ		0.78
	Resistenza caratteristica	f _{yk}	450 MPa
	Resistenza caratteristica	f _{uk}	540 MPa
	Coeff. SLU	γ	1.05
Coeff. SLU	γ	1.25	
Resistenza di progetto	Nrd	263.6 kN	
Verifica		OK	

Corrente Inferiore

Verifica allo SLU

F_s= -193.4 kN

La tensione nel corrente (A_s=769.7mm²) è pari a $\sigma=251.2 \text{ N/mm}^2 < 391 \text{ N/mm}^2$

6.7 Verifica Trasversale della soletta

Per l'analisi dei carichi vale quanto illustrato nel capitolo 4, con l'aggiunta dell'azione dovuta all'urto del veicolo in svio.

Tale azione è valutabile posizionando un'azione di 100 kN a 1 m di altezza rispetto allo strato di bitumato.

6.7.1 Calcolo delle sollecitazioni agenti

- SEZIONE A SBALZO

M_{PERM}= - 24.6 - 6.4 -7.95-3.8= -42.8 kNm/m

M_{MOB}= -110.9-16.2=-127.1 kNm/m

M_{URTO}= -20.7 kNm/m

- SEZIONE DI CAMPATA

M_{PERM}= 13.1 + 3.7 = 16.8 kNm/m

M_{MOB}= 95.0 kNm/m

- SEZIONE DI APPOGGIO CENTRALE

M_{PERM}= - 23.1 - 6.6 = -29.7 kNm/m

M_{MOB}= - 119.6kNm/m

Coefficienti di combinazione:

COMB.	Permanenti	Mobili	Urto
SLU	1.35	1.35	-
ECCEZIONALE	1	1	1

Combinazioni di carico:

COMB.	M _{ed,Sbalzo}	M _{ed,Campata}	M _{ed,Appoggio centr.}
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
SLU	229.4	150.9	201.5
ECCEZIONALE	190.6	-	-

6.7.2 Verifiche allo SLU

Tale verifica è soddisfatta quando il valore della resistenza ultima della sezione non risulti inferiore a quella di calcolo in condizioni ultime.

SEZIONE DI SBALZO

La verifica risulta soddisfatta con $FS = M_{Rd}/M_d = 347.1/229.4 = 1.51$

SEZIONE CAMPATA

La verifica risulta soddisfatta con $FS = M_{Rd}/M_d = 193.1/150.9 = 1.28$

SEZIONE APPOGGIO

La verifica risulta soddisfatta con $FS = M_{Rd}/M_d = 204.3/201.5 = 1.01$

6.8 **Connettori a taglio**

I connettori a taglio garantiscono la collaborazione tra soletta e trave in acciaio. Le sollecitazioni di taglio, tra soletta e trave, assorbite dai connettori, sono state calcolate con il metodo elastico. Il taglio per metro lineare è stato ottenuto con la seguente formula:

$$v_{ed} = \frac{V_{ed} \cdot S_{soletta}}{I_{sez,omog}} [kN/m]$$

Dove:

- V_{ed} è la sollecitazione di taglio;
- $S_{soletta}$ è il momento statico della soletta rispetto il baricentro della sezione;
- $I_{sez,omog}$ è l'inerzia della sezione omogeneizzata.

La resistenza di progetto dei pioli è la minima tra la resistenza a taglio dei pioli e di rifollamento del calcestruzzo:

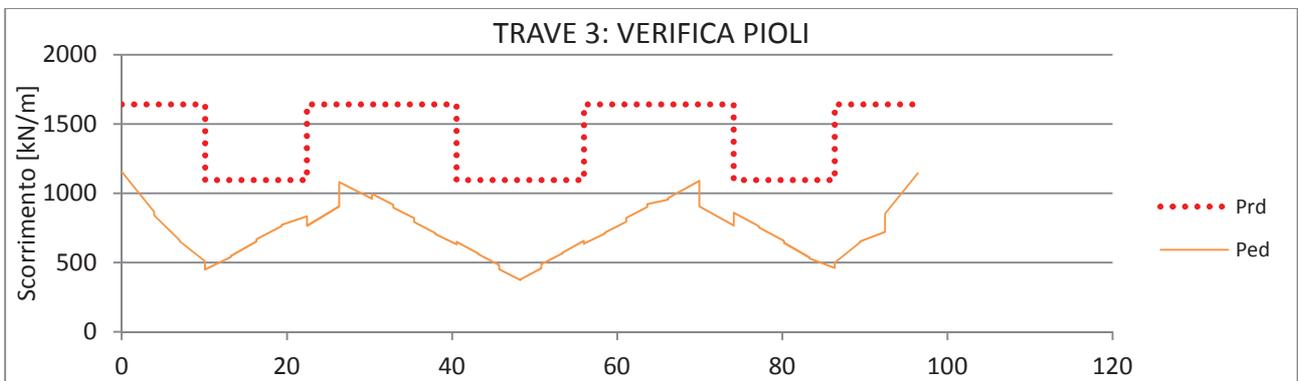
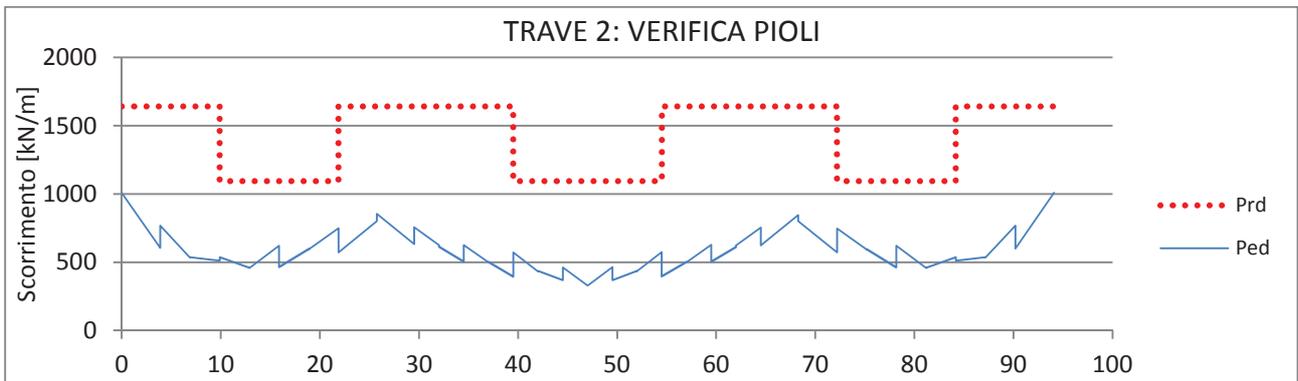
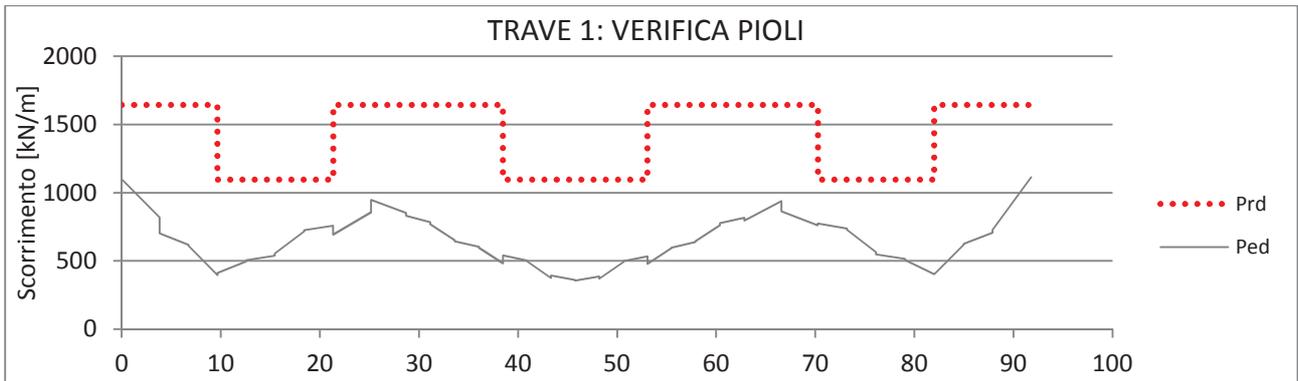
$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_V$$

Dove:

- γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3.
- f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;
- d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;
- h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

Si riporta di seguito il diagramma del taglio resistente e del taglio agente.



7 Verifiche delle Pile

La pila 1 e la pila 2 hanno una altezza di rispettivamente 18.69m e 25.06. Entrambe hanno una sezione variabile con l'altezza. Di seguito sono riportate le sezioni trasversali alla base delle due pile.

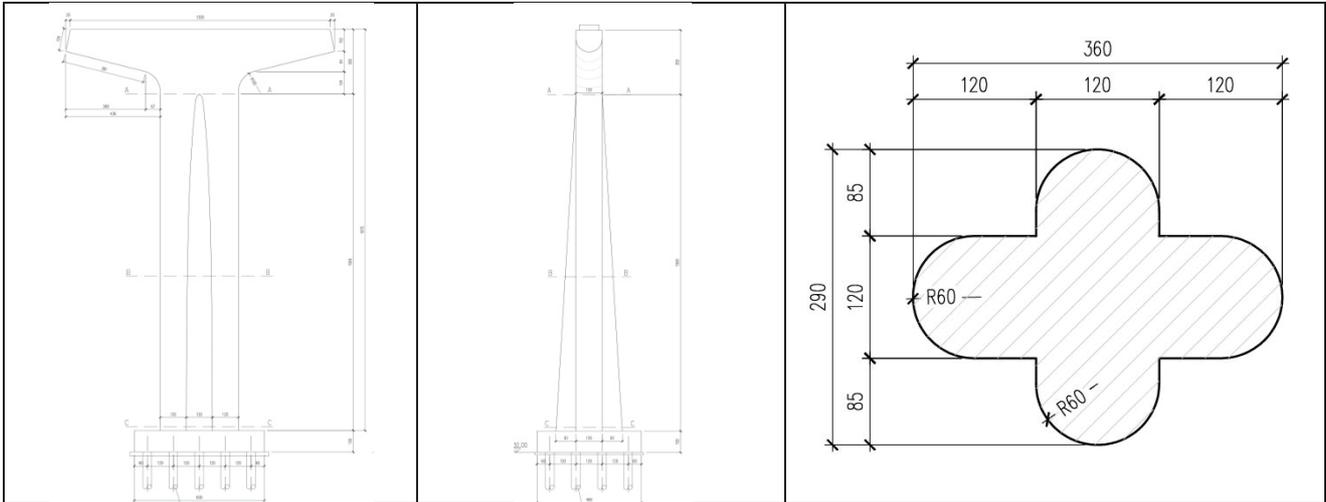


Figura 12 - Pila 1: Vista trasversale, vista longitudinale, sezione trasversale alla base

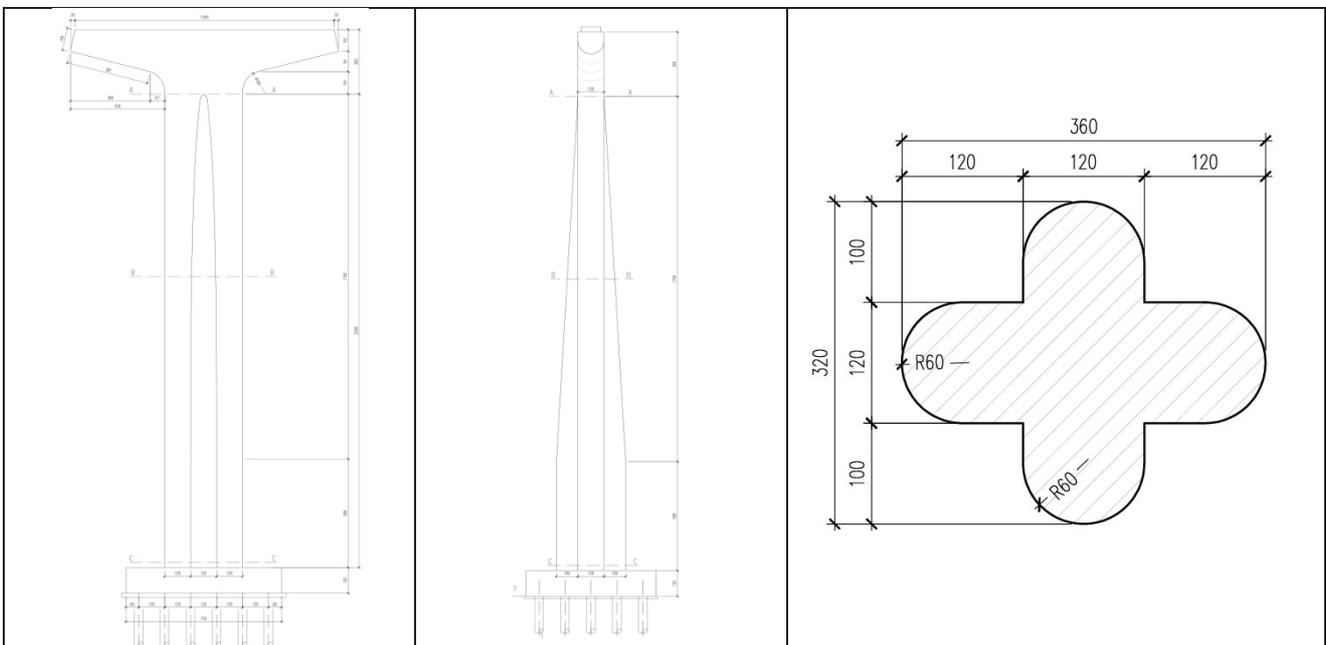


Figura 13 - Pila 2: Vista trasversale, vista longitudinale, sezione trasversale alla base

Verrà riprofilato il versante attraverso il reinterro dello scavo eseguito in precedenza per la realizzazione delle pile.

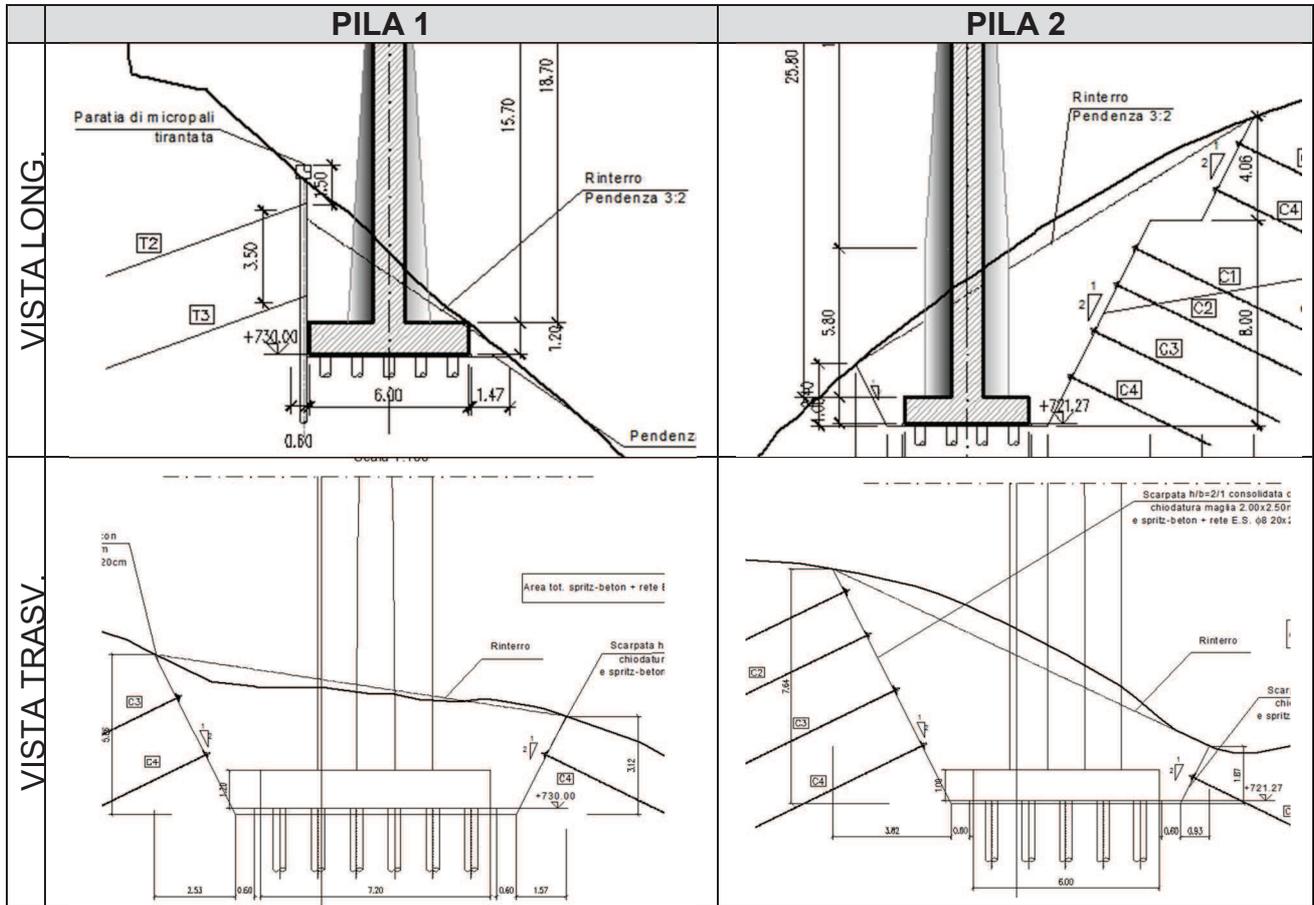


Figura 14 - Reinterro scavi per la realizzazione delle pile

7.1 Azioni elementari

Si elencano le azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali del plinto per la fase statica e la fase sismica:

PILA 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	8109	-86	233	-86	0
G2	1205	0	-140	0	0
TS _{Nmax}	1215	0	3530	0	0
UDL _{Nmax}	2031	0	4487	0	0
TS _{Nmin}	-101	0	-287	0	0
UDL _{Nmin}	-71	0	-158	0	0
TS _{Mmax}	991	0	3765	0	0
UDL _{Mmax}	1419	0	6117	0	0
TS _{Mmin}	991	0	-3811	0	0
UDL _{Mmin}	1324	0	-5715	0	0
ACC/FREN	617	0	0	0	11529
CENTRIFUGA	0	240	0	4488	0
VENTO TRASV.	-65	-192	4	3233	-1440
ATTRITO	328	0	0	0	6135
TEMP	0	0	-238	-1223	0
RITIRO	0	0	-270	-1384	0
VENTO LONG.	68	0	0	0	633
SISMA_X+	277	11248	2591	565	172
SISMA_X-	-277	-11248	-2591	-565	-172
SISMA_Y+	283	4056	6686	205	443
SISMA_Y-	-283	-4056	-6686	-205	-443
SISMA_Z+	911	3536	2214	178	151
SISMA_Z-	-911	-3536	-2214	-178	-151
SOVRA SPINTA (+)	0	-122	0	-81	0
SOVRA SPINTA (-)	0	-141	0	-94	0

Tabella 8 - Pila 1: azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	9091	204	200	153	0
G2	1206	0	-126	0	0
TS _{Nmax}	1214	0	3535	0	0
UDL _{Nmax}	2030	0	4481	0	0
TS _{Nmin}	-102	0	-301	0	0
UDL _{Nmin}	-72	0	-169	0	0
TS _{Mmax}	994	0	3764	0	0
UDL _{Mmax}	1418	0	6112	0	0
TS _{Mmin}	991	0	-3807	0	0
UDL _{Mmin}	1326	0	-5739	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	0	5604	0	240
VENTO TRASV.	2	147	1846	5	-84
ATTRITO	0	-7213	0	-309	0
TEMP	-237	0	-1143	0	0
RITIRO	-269	0	-1295	0	0
VENTO LONG.	0	988	0	85	0
SISMA_X+	336	6454	2556	397	183
SISMA_X-	-336	-6454	-2556	-397	-183
SISMA_Y+	343	2382	5383	178	400
SISMA_Y-	-343	-2382	-5383	-178	-400
SISMA_Z+	1108	2099	1973	141	153
SISMA_Z-	-1108	-2099	-1973	-141	-153
SOVRA SPINTA (+)	0	290	0	145	0
SOVRA SPINTA (-)	0	335	0	167	0

Tabella 9 - Pila 2: azioni elementari

7.2 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate di seguito.

	G1	G2	TS _{Nmax}	UDL _{Nmax}	TS _{Nmin}	UDL _{Nmin}	TS _{Mmax}	UDL _{Mmax}	TS _{Mmin}	UDL _{Mmin}	ACC.	CENT.	V _{TRASV}	ATT.	T.	RIT.	V _{LONG}
SLU_001	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.72	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.72	1.2	0
SLU_002	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.72	1.35	1.35	0.54	1.01	-0.72	1.2	0.9
SLU_003	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.90	0.72	1.35	1.35	0.54	1.01	-0.72	1.2	0
SLU_004	1.00	1.00	0.00	0.00	0.54	1.01	1.35	0.00	0.90	0.72	1.00	1.00	0.00	0.00	0.72	1.2	0
SLU_005	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	0.90	0.72	1.35	1.35	0.54	1.01	-0.72	1.2	0
SLU_006	1.00	1.00	0.00	0.00	0.54	1.01	0.00	1.35	0.90	0.72	1.00	1.00	0.00	0.00	0.72	1.2	0
SLU_007	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.72	1.35	1.35	0.54	1.01	-0.72	1.2	0
SLU_008	1.00	1.00	0.00	0.00	0.54	1.01	0.00	0.00	1.50	0.72	1.00	1.00	0.00	0.00	0.72	1.2	0
SLU_009	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.72	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.72	0	0
SLU_010	1.00	1.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.72	1.00	1.00	0.00	0.00	0.72	0	0
SLU_011	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.35	0.00	0.90	0.72	1.35	1.35	0.54	1.01	-0.72	0	0
SLU_012	1.00	1.00	0.00	0.00	0.54	1.01	1.35	0.00	0.90	0.72	1.00	1.00	0.00	0.00	0.72	0	0
SLU_013	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.72	1.35	1.35	1.35	1.35	0	-0.72	1.2
SLU_014	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	-0.9	0.72	1	1	0	0	1.35	0.72	0
SLU_015	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	0	1.35	0	-0.9	0.72	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	-0.72	0
SLU_016	1	1	0	0	0.54	1.0125	-1.35	0	-0.9	0.72	1	1	0	0	0.54	0.72	0
SLU_017	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	0	0	1.35	0.9	0.72	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	-0.72	0
SLU_018	1	1	0	0	0.54	1.0125	0	-1.35	-0.9	0.72	1	1	0	0	0.54	0.72	1.2
SLU_019	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	0	0	0	1.5	0.72	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	-0.72	1.2
SLU_020	1	1	0	0	0.54	1.0125	0	0	-1.5	0.72	1	1	0	0	0.54	0.72	1.2
SLU_021	1	1	0.54	1.0125	0	0	1.35	0	-0.9	0.72	1	1	0.54	1.0125	0	-0.72	1.2
SLU_022	1	1	0	0	0.54	1.0125	-1.35	0	0.9	0.72	1	1	0	0	0.54	0.72	1.2
SLU_023	1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.72	1	1	1.35	1.35	0	-0.72	1.2
SLU_024	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	0	1.35	0	0	0.72	1.35	1.35	0.54	1.0125	0	-0.72	1.2

	G1	G2	SISMA_X	SISMA_X	SISMA_Y	SISMA_Y	SISMA_Z	SISMA_Z	TEMP
SLV_001	1	1	1	0	0	0	0	0	0.5
SLV_002	1	1	0	1	0	0	0	0	0.5
SLV_003	1	1	0	0	1	0	0	0	0.5
SLV_004	1	1	0	0	0	1	0	0	0.5
SLV_005	1	1	0	0	0	0	1	0	0.5
SLV_006	1	1	0	0	0	0	0	1	0.5
SLV_007	1	1	1	0	0	0	0	0	-0.5
SLV_008	1	1	0	1	0	0	0	0	-0.5
SLV_009	1	1	0	0	1	0	0	0	-0.5
SLV_010	1	1	0	0	0	1	0	0	-0.5
SLV_011	1	1	0	0	0	0	1	0	-0.5
SLV_012	1	1	0	0	0	0	0	1	-0.5

Tabella 10 - Combinazioni di calcolo SLU e SLV

Note:

- UDL indica i carichi mobili uniformemente distribuiti;
- TS indica i carichi mobili concentrati;
- SISMA X indica il sisma con la massima intensità nella direzione x ($E_x+0.3E_y+0.3E_z$);
- SISMA Y indica il sisma con la massima intensità nella direzione y ($0.3E_x+E_y+0.3E_z$);
- SISMA Z indica il sisma con la massima intensità nella direzione z ($0.3E_x+0.3E_y+E_z$);
- V_{TRASV} indica il vento agente in direzione trasversale;
- V_{LONG} indica il vento agente in direzione longitudinale;

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni delle due pile, agenti alla base del fusto, allo stato limite ultimo ed allo stato limite di vita.

COMB. PILA 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_009	17131	3006	14738	61	-173
	SLU_004	8696	18598	146	924	-173
	SLU_017	14722	3005	17970	61	176
	SLU_018	10690	5627	-19029	209	-176
	SLU_021	11130	21191	4861	1041	148
	SLU_022	10698	-12529	-7614	-741	-148
	SLU_021	11130	21191	4861	1041	148
	SLU_022	10698	-12529	-7614	-741	-148
	SLU_020	10688	6491	-14756	248	247
SLU_008	8698	2171	2086	52	-288	
<u>SLV</u>	SLV_011	10345	3327	2919	38	530
	SLV_006	8284	-3763	-2732	1255	530
	SLV_009	9717	3848	7391	133	1551
	SLV_004	8912	-4283	-7204	1350	1551
	SLV_001	9472	11040	2074	1391	604
	SLV_002	8918	-11475	-3109	1759	604

Tabella 11 - Pila 1: azioni combinate

COMB. PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_009	18454	-5154	13454	-11	-77
	SLU_004	9678	-5225	-927	-65	-77
	SLU_017	16046	-4787	18676	-11	222
	SLU_018	11680	-5122	-19702	-74	-222
	SLU_024	15722	-4030	7590	60	0
	SLU_004	9678	-5225	-927	-65	-77
	SLU_002	16461	-4267	5814	65	0
	SLU_020	11679	-5210	-13448	-77	169
	SLU_003	16462	-5154	15625	-11	247
	SLU_018	11680	-5122	-19702	-74	-222
<u>SLV</u>	SLV_011	11524	2592	2618	1535	535
	SLV_006	9070	-1560	-2471	627	535
	SLV_009	10759	2875	6028	1667	1400
	SLV_004	9835	-1844	-5882	496	1400
	SLV_001	10515	6947	2058	1510	641
	SLV_002	9842	-5916	-3054	270	641

Tabella 12 - Pila 2: azioni combinate

7.2.1 Gerarchie delle resistenze

- Direzione trasversale:

PILA 1						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
31944	18.7	1.4	443	1.25	2392	2989

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
32010	25.06	1.4	400	1.25	1730	2235

- Direzione longitudinale:

PILA 1						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
23492	18.70	1.4	745	1.00	1759	1759

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
27023	25.06	1.4	476	1.15	1510	1730

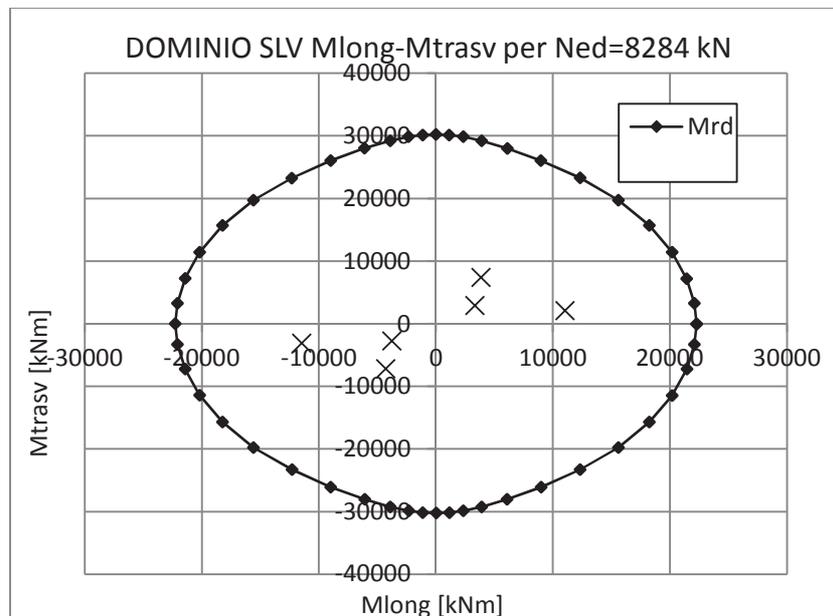
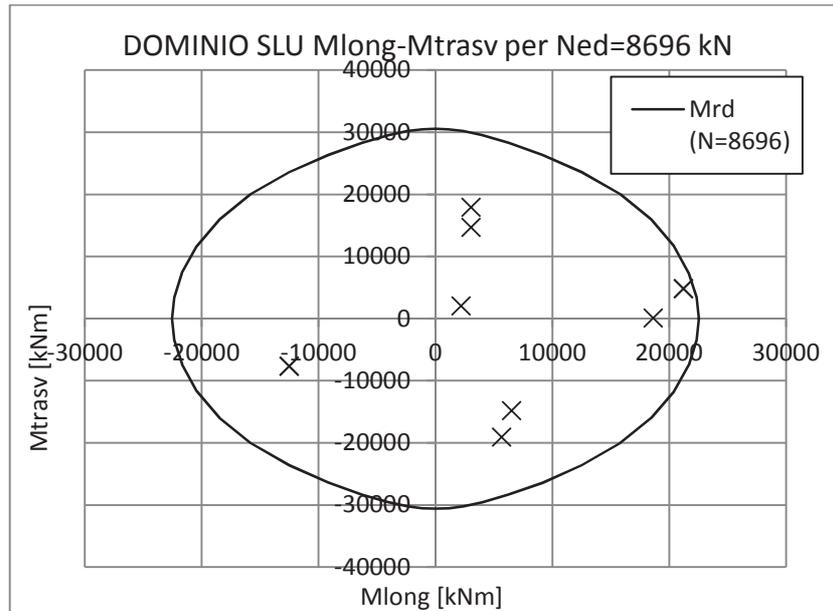
I valori ottenuti dalla gerarchie delle resistenze è stato confrontato con i valori calcolati considerando il comportamento elastico della struttura. Quando il valore del taglio della gerarchie delle resistenze è maggiore di quello elastico, le verifiche sono state condotte con il taglio elastico.

7.3 Verifiche allo SLU e SLV

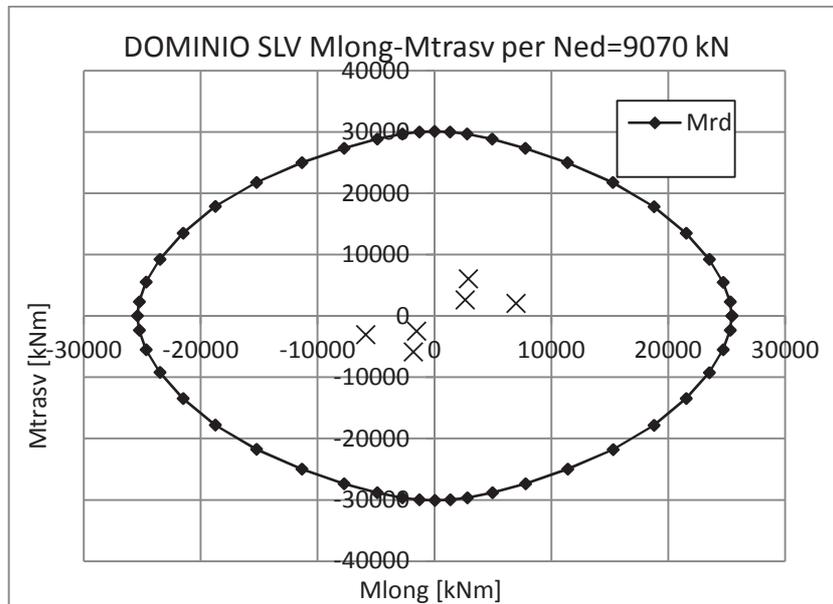
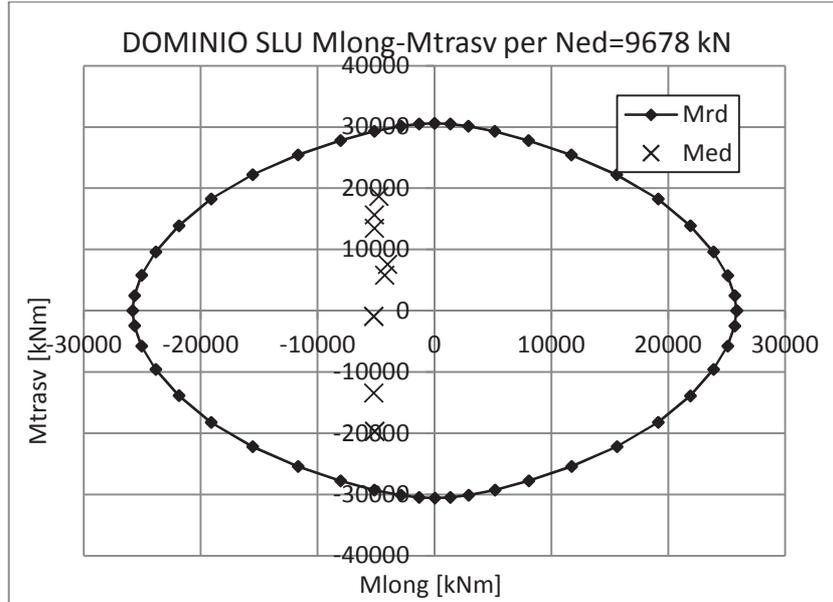
7.3.1 Pressoflessione deviata

Per le verifiche si fa uso di uno specifico codice di calcolo che permette il calcolo di sezioni soggette a pressoflessione deviata. Si riporta nella figura seguente il dominio di resistenza ad N costante della sezione. Si precisa che, a favore di sicurezza, è quello corrispondente al valore dello sforzo normale N minimo tra tutte le combinazioni considerate.

- **Pila 1**



- Pila 2



7.3.2 Taglio

La verifica a taglio della sezione viene effettuata separatamente per le due direzioni. In via cautelativa, si considera la massima forza di taglio agente (longitudinale e trasversale) lungo il fusto della pila allo Stato Limite Ultimo (condizione sismica determinata, a seconda dei casi, attraverso la "Gerarchia delle Resistenze" o attraverso le sollecitazioni elastiche, nel caso in cui non vi sia formazione di cerniera plastica alla base della pila stessa); inoltre la forza assiale agente non è stata considerata.

Trasversale

- **PILA 1**

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistene a V	H	3000	mm
altezza utile	d	2700	mm
area della sezione	A_{TOT}	3240000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	ok σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n°	4	
bracci			
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{S_w} / s_w	4.02	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	3824	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	13715	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1551	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	verifica		

• **PILA 2**

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistene a V	H	3000	mm
altezza utile	d	2700	mm
area della sezione	A_{TOT}	3240000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n°	4	
bracci	θ	45.0	°
	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione deve essere compreso tra 1 e 2.5	α	90	°
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	4.02	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	3824	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	13715	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1400	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
verifica			

Longitudinale

• **PILA 1**

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistene a V	H	2300	mm
altezza utile	d	2070	mm
area della sezione	A_{TOT}	2484000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	1863	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n°	4	
	bracci		
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	4.02	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	2931	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	10515	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1759	kN
taglio resistente	V_{Rd}	2931	kN

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

verifica

• **PILA 2**

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistene a V	H	3000	mm
altezza utile	d	2700	mm
area della sezione	A_{TOT}	3240000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	\varnothing_w	16	mm
Area staffa (spilla)	A_{\varnothing_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n°	4	
bracci	θ	45.0	°
	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione deve essere compreso tra 1 e 2.5	α	90	°
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	4.02	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	3824	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	13715	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1667	kN
taglio resistente	V_{Rd}	3824	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}

verifica

8 Verifiche dei plinti

La Pila 1 poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 7.20x6.00m di altezza uguale a 1.2m, la è geometria mostrata nella figura seguente.

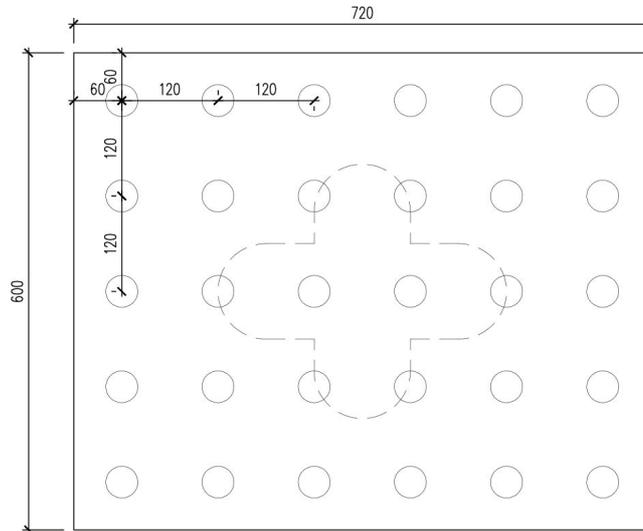


Figura 15 - Pianta fondazione Pila 1

Il plinto è distribuisce le sollecitazioni su 30 pali di diametro pari a 400mm. I pali sono disposti ad un interasse di 1.20x1.20m.

La fondazione è interrata per uno spessore medio pari a 2.8m.

La Pila 2 poggia su una fondazione con pianta rettangolare di dimensione pari a 6.00x4.80m di altezza uguale a 1.0m, la è geometria mostrata nelle figure seguente.

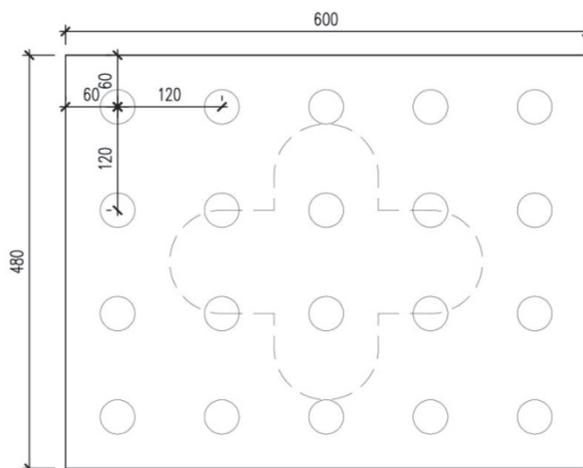


Figura 16 - Pianta fondazione Pila 2

Il plinto è distribuisce le sollecitazioni su 20 pali di diametro pari a 400mm. I pali sono disposti ad un interasse di 1.20x1.20m.

La fondazione è interrata per uno spessore pari a 3.5m.

8.1 Azioni elementari

Si elencano le azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali del plinto per la fase statica e la fase sismica:

PILA 1	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	11244	-189	233	-86	0
G2	1205	0	-140	0	0
TS _{Nmax}	1215	0	3530	0	0
UDL _{Nmax}	2031	0	4487	0	0
TS _{Nmin}	-101	0	-288	0	0
UDL _{Nmin}	-71	0	-158	0	0
TS _{Mmax}	991	0	3765	0	0
UDL _{Mmax}	1419	0	6117	0	0
TS _{Mmin}	991	0	-3811	0	0
UDL _{Mmin}	1324	0	-5715	0	0
ACC/FREN	617	0	0	0	11529
CENTRIFUGA	0	240	0	4488	0
VENTO TRASV.	-65	-192	4	3233	-1440
ATTRITO	391	0	0	0	7319
TEMP	0	0	-238	-1223	0
RITIRO	0	0	270	1384	0
VENTO LONG.	68	0	0	0	633
SISMA_X+	404	15912	3760	1075	326
SISMA_X-	-404	-15912	-3760	-1075	-326
SISMA_Y+	412	5634	9792	301	916
SISMA_Y-	-412	-5634	-9792	-301	-916
SISMA_Z+	1331	4997	3237	334	299
SISMA_Z-	-1331	-4997	-3237	-334	-299
SOVRA SPINTA (+)	0	-220	0	-81	0
SOVRA SPINTA (-)	0	-254	0	-94	0

Tabella 13 - Plinto 1: azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	11202	153	200	153	0
G2	1206	0	-126	0	0
TS _{Nmax}	1214	0	3535	0	0
UDL _{Nmax}	2030	0	4481	0	0
TS _{Nmin}	-102	0	-301	0	0
UDL _{Nmin}	-72	0	-169	0	0
TS _{Mmax}	994	0	3764	0	0
UDL _{Mmax}	1418	0	6112	0	0
TS _{Mmin}	991	0	-3807	0	0
UDL _{Mmin}	1326	0	-5739	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	0	6240	0	240
VENTO TRASV.	2	152	1814	5	-86
ATTRITO	0	-9678	0	-372	0
TEMP	-237	0	-1143	0	0
RITIRO	269	0	1295	0	0
VENTO LONG.	0	1223	0	91	0
SISMA_X+	462	9096	3618	705	295
SISMA_X-	-462	-9096	-3618	-705	-295
SISMA_Y+	470	3348	7707	251	709
SISMA_Y-	-470	-3348	-7707	-251	-709
SISMA_Z+	1522	2968	2820	240	255
SISMA_Z-	-1522	-2968	-2820	-240	-255
SOVRA SPINTA (+)	0	435	0	145	0
SOVRA SPINTA (-)	0	502	0	167	0

Tabella 14 - Plinto 2: azioni elementari

8.2 Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione

Si riportano le sollecitazioni combinate nel baricentro dell'intradosso della fondazione. Le combinazioni utilizzate sono riportate nel paragrafo 7.2 del presente documento.

PILA 1		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	21686	3987	16192	107	-173
	SLU_010	12049	4052	1314	137	-173
	SLU_013	20559	3987	18510	107	-148
	SLU_014	15399	6785	-16147	255	148
	SLU_021	14913	23348	8361	1087	148
	SLU_022	14481	-12511	-4469	-695	-148
	SLU_021	14913	23348	8361	1087	148
	SLU_022	14481	-12511	-4469	-695	-148
	SLU_020	14470	7696	-11137	294	247
	SLU_008	12481	3141	5063	98	-288
<u>SLV</u>	SLV_011	13899	4588	3942	166	299
	SLV_006	10998	-5440	-3755	-514	-299
	SLV_009	12980	5225	10497	134	916
	SLV_004	11917	-6077	-10309	-481	-916
	SLV_001	12733	15503	3243	907	326
	SLV_002	11926	-16355	-4278	-1255	-326

PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	21626	-6626	14930	-57	-77
	SLU_010	12004	-6679	249	-111	-77
	SLU_015	18896	-6626	19522	-57	219
	SLU_016	14436	-6952	-17442	-120	-219
	SLU_004	19956	-5662	8922	20	0
	SLU_022	14435	-7043	-10322	-123	176
	SLU_004	19956	-5662	8922	20	0
	SLU_022	14435	-7043	-10322	-123	176
	SLU_020	19957	-6626	18978	-57	247
	SLU_019	14436	-6952	-17442	-120	-219
<u>SLV</u>	SLU_001	14049	3556	3465	538	255
	SLU_010	10767	-2313	-3318	80	-255
	SLU_017	12997	3935	8352	549	709
	SLU_018	11819	-2693	-8206	69	-709
	SLU_002	12751	9683	3120	1003	295
	SLU_020	11828	-8441	-4116	-385	-295

Tabella 15 - Plinto 1 e 2: azioni combinate

8.3 Azione sui pali di fondazione

I valori degli sforzi assiali agenti in testa ai singoli pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico, sono stati ottenuti dalla relazione che segue nelle ipotesi di:

- zattera infinitamente rigida;
- pali tutti ugualmente deformabili;
- reazione di ciascun palo puntuale;

$$N_{palo} = \frac{N_{tot}}{n^{\circ} \text{pali}} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

dove:

$$Wl = \frac{\sum x_i^2}{x_i} \quad Wt = \frac{\sum y_i^2}{y_i}$$

con x e y le coordinate, rispetto al baricentro della palificata, dei singoli pali in direzione trasversale e longitudinale. . Si precisa che il taglio agente in testa al singolo palo è stato valutato dividendo il taglio totale agente all'intradosso della fondazione per il numero complessivo di pali.

Si riportano le sollecitazioni massime e minime in testa ai pali.

PLINTO 1	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	1345	-351	37
SLV	828	-17	35
	kN	kN	kN

Tabella 16 - Plinto1: sollecitazioni massime palo

PLINTO 2	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	2120	-353	13
SLV	1195	13	45
	kN	kN	kN

Tabella 17 - Plinto2: sollecitazioni massime palo

8.4 Verifiche plinto allo SLU e SLV

Vengono mostrate di seguito le verifiche dei plinti.

L'armatura del plinto 1 è di seguito riportata.

PLINTO 1	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 24/20	4524mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 24/20	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 26/20	5309mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 26/20	

L'armatura a taglio è invece costituita da cavallotti Ø20/40x40.

L'armatura del plinto 2 è di seguito riportata.

PLINTO 2	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	3142mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 20/20	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 24/10	6786mm ² /m
		<i>strato 2</i>	Φ 24/20	

L'armatura a taglio è invece costituita da cavallotti Ø22/40x40.

Nella figura seguente vengono mostrati i pali presenti in direzioni longitudinale e trasversale presi in considerazione per la verifica dell'armatura del plinto.

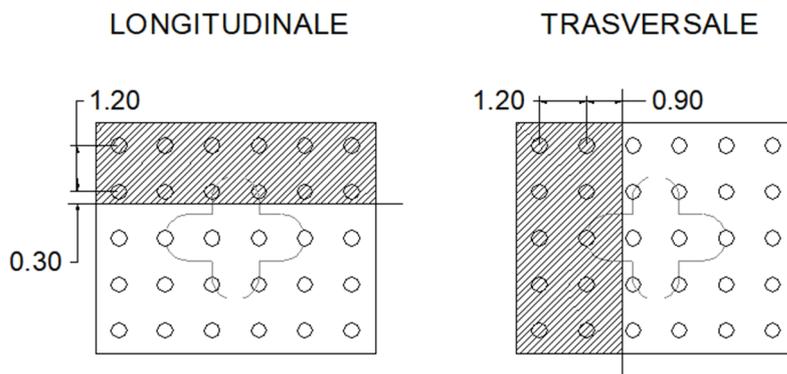


Figura 17 - Pila 1: Sezioni di verifica

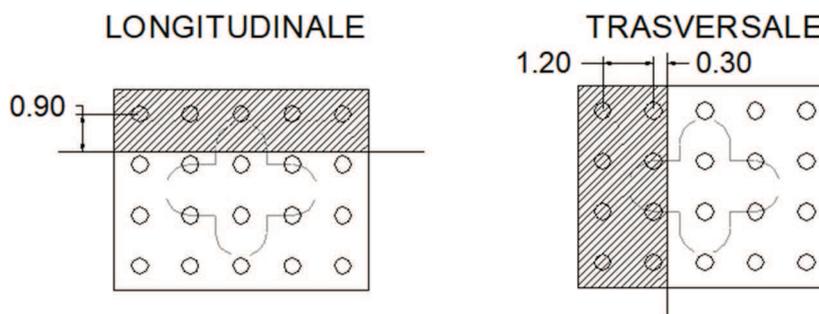


Figura 18 - Pila 2 sezioni di verifica

8.4.1 Verifica armatura Plinto 1

Di seguito si mostra la verifica a flessione della fondazione della pila 1. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 1.2 m.

Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro e vengono calcolati i momenti agenti massimi.

COMB.	Direzione	As,sup	As,inf	Med,max	Mrd,max	Verifica	Med,min	Mrd,min	Verifica
		mm ² /m	mm ² /m	kNm/m	kNm/m	-	kNm/m	kNm/m	-
SLU	Trasversale	1571	5309	2088	2239	OK	0	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1597	1872	OK	-457	-742	OK
SLV	Trasversale	1571	5309	1142	2239	OK	0	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1164	1872	OK	-275	-742	OK

Tabella 18 - Verifica armature Plinto 1

8.4.2 Verifica armatura Plinto 2

Di seguito si mostra la verifica a flessione della fondazione della pila 2. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 1.0m.

Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro e vengono calcolati i momenti agenti massimi.

COMB.	Direzione	As,sup	As,inf	Med,max	Mrd,max	Verifica	Med,min	Mrd,min	Verifica
		mm ² /m	mm ² /m	kNm/m	kNm/m	-	kNm/m	kNm/m	-
SLU	Trasversale	1571	6786	2216	2318	OK	-155	-617	OK
	Longitudinale	1571	3142	960	1095	OK	0	-600	OK
SLV	Trasversale	1571	6786	1156	2318	OK	0	-617	OK
	Longitudinale	1571	3142	742	1095	OK	0	-600	OK

Tabella 19 - Verifica armature Plinto 2

8.4.3 Verifica a taglio del plinto 1

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1354 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 875 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	R_{ck}	35	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	29	N/mm ²
	f _{cd}	16	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1150	mm
area della sezione	A _{TOT}	1150000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ _{cp}	0.00	N/mm ²
	α _c	1.00	
Acciaio	f _{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f _{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ø _w	20	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	314	mm ²
0.9 d	z	1035	mm
passo delle staffe (spille)	s _w	400	mm
	n° bracci	2.5	
angolo di inclinazione	θ	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	A _{s_w} / s _w	1.96	mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	1988	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	2938	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	1351	kN
taglio resistente	V_{Rd}	1988	kN
	V _{Ed}	<	V _{Rd}
	verifica		

8.4.4 Verifica a taglio del plinto 2

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1886 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 990 \text{ kN/m} \end{cases}$$

classe cls	R_{ck}	35	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f _{ck}	29	N/mm ²
	f _{cd}	16	
coeff. parziale	y_c	1.5	
larghezza membratura resistente a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistente a V	H	1000	mm
altezza utile	d	950	mm
area della sezione	A _{TOT}	950000	mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ _{cp}	0.00	N/mm ²
	α _c	1.00	
Acciaio	f _{yk}	450	N/mm ²
Feb44k	f _{yd}	391	N/mm ²
diametro staffe (spille)	ø _w	22	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	380	mm ²
0.9 d	z	855	mm
passo delle staffe (spille)	s _w	400	mm
	n° bracci	2.5	
angolo di inclinazione	θ	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	A _{sw} / s _w	2.38	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	1987	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	2427	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1886	kN
taglio resistente	V_{Rd}	1987	kN

V_{Ed} < V_{Rd}
verifica

9 SPALLA A

Nel presente capitolo si analizza l'analisi globale della spalla A e si determinano le sollecitazioni agenti in testa ai pali.

Si osserva che la spalla del viadotto:

- è di tipo mobile in direzione longitudinale e fisso in direzione trasversale;
- è di tipo scatolare.

Si riporta nella seguente figura la sezione longitudinale e la pianta della spalla A:

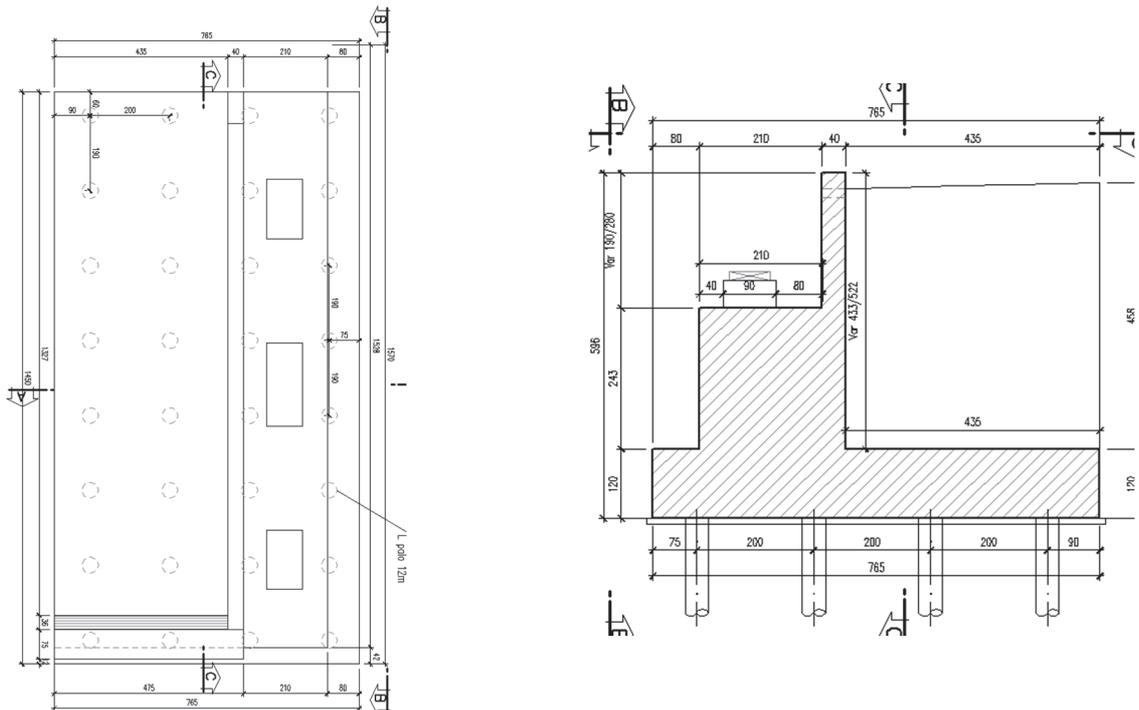


Figura 19 - Spalla A: sezione longitudinale e pianta

9.1.1 Condizione statica

9.1.1.1 Parametrici meccanici del terreno

Nelle analisi sono state utilizzate le seguenti caratteristiche del terreno a tergo della spalla:

- $\gamma_{terr} = 18.00 \text{ KN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $c = 0$ coesione;
- $\Phi = 33^\circ$ angolo di attrito;

9.1.1.2 Peso proprio strutturale

Si adotta la seguente simbologia al fine di computare le dimensioni geometriche degli elementi strutturali:

- b_l : dimensione in direzione longitudinale [m];

- b_t : dimensione in direzione trasversale [m];
- h : altezza [m];

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Muro Paraghiaia	0.40	2.34	14.08	13.2	329
Muro andatore Inf	0.63	4.35	3.70	10.1	253
Fondazione 1	7.65	14.50	1.20	133.1	3328
Cordolo Inf	0.80	0.75	4.75	2.9	71
Muro frontale 1	2.50	14.08	2.43	85.5	2138
Azione totale in fondazione				245	6120

Inoltre, come azioni verticali globali agenti in fondazione, si considera:

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Riempimento terreno posteriore	4.35	13.45	4.80	280.8	5055

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	4.35	13.45	2.20	129

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	4.35	13.45	20	1170

9.1.1.2.1 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta statica del terreno viene valutata in termini di spinta a riposo, assumendo un coefficiente di spinta pari a $k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi') = 0.455$.

La spinta del terreno presenta una distribuzione triangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B , con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B = 2077 \text{ kN}$$

applicata ad una quota pari a $H/3$ dall'intradosso della fondazione.

La spinta del sovraccarico permanente presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H della spalla, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 85 \text{ kN}$$

applicata ad una quota pari a $H/2$ dall'intradosso della fondazione.

La spinta del sovraccarico accidentale presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H della spalla, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 769 \text{ kN}$$

applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

9.1.1.2.2 Scarichi sugli appoggi

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	1261	2370	-163	0	0
Attrito	0	112	0	38	0
Ritiro	-269	-506	164	0	28
Carichi mobili_ Nmax_I	1764	3317	4697	0	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1344	2527	5494	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1284	2414	-5717	0	0
termica TU	238	447	-41	0	0
termica GT	0	0	224	0	53
Vento	0	0	-1841	0	-432
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1022	0	-240

9.1.2 Condizione sismica

9.1.2.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$$a_g/g=0.146;$$

$$S_s=1.20;$$

$$S_T=1.16;$$

9.1.2.2 pinta del terreno in condizioni sismiche

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (DM 14/01/2018, paragrafo 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$.

$\beta_m=1$

La spinta sismica del terreno viene valutata secondo il metodo di Mononobe-Okabe, la cui relazione è riportata di seguito.

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$K_h=0.202$;

$K_v=0.101$;

$K_{s+}=0.503$;

$K_{s-}=0.541$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	7066	0	2721	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	6110	0	2402	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	5670	0	2256
Forza di inerzia vert. (+)	1128	-570	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1128	570	0	0	0

9.1.2.3 Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Sisma long	91	171	1339	0	318
Sisma trasv	96	180	3495	0	824

9.2 Azioni elementari

Si riporta il riepilogo delle azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla per la fase statica e *la fase sismica*:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
SPALLA	Peso proprio	6120	3043	-1590	0	0
	Peso rinterro	5055	-8695	3134	0	0
	peso portati	129	-221	80	0	0
	peso accidentali traffico	1170	-2013	725	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	4155	0	2077	0
	Spinta portati (K0)	0	254	0	85	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	2308	0	769	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	7066	0	2721	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	6110	0	2402	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	5670	0	2256
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1128	-570	0	0	0
	<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1128	570	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	1261	2370	-163	0	0
	Attrito	0	112	0	38	0
	Ritiro	-269	-506	164	0	28
	Carichi mobili_ Nmax	1764	3317	4697	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1344	2527	5494	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1284	2414	-5717	0	0
	termica TU	238	447	-41	0	0
	termica GT	0	0	224	0	53
	Vento	0	0	1841	0	432
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1022	0	-240
	<i>Sisma long</i>	91	171	1339	0	318
	<i>Sisma trasv</i>	96	180	3495	0	824

9.3 Azioni combinate

azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate di seguito.

	perm	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6
		SLE						SLU A1					
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Peso rinterro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
peso portati	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
peso accidentali traffico	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta terreno (k0)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta portati (k0)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Spinta acc. Traffico (k0)	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia vert. (+)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Forza di inerzia vert. (-)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Attrito	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Ritiro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Carichi mobil_Nmax_I	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00
Carichi mobil_Mtmax_I	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01	0.00
Carichi mobil_Nmax_E	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	1.01
termica TU	0.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.72	0.72	0.72	1.20	1.20	1.20
termica GT	0.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.72	0.72	0.72	1.20	1.20	1.20
Vento	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
frenatura	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
centrifuga	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01
Sisma long	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
1.15	1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00
0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.30
1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	long (+)	long (-)	trasv (+)	trasv (-)
						SISMA			

Tabella 20 - Combinazioni di calcolo Spalla

Le azioni combinate al baricentro della fondazione su pali sono riportate nella seguente tabella:

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
	perm	12295	466	1625	2185	28
SLE	SLE1	15373	4347	7240	2954	79
	SLE2	14952	3557	8037	2954	79
	SLE3	14893	3444	-3175	2954	79
	SLE4	15027	3696	6394	2954	160
	SLE5	14712	3104	6992	2954	160
	SLE6	14667	3019	-1417	2954	160
SLU A1	SLU1	20772	5894	9898	3985	136
	SLU2	20205	4827	10974	3985	136
	SLU3	20124	4675	-4161	3985	136
	SLU4	20291	4989	8746	3985	242
	SLU5	19865	4189	9553	3985	242
	SLU6	19805	4075	-1799	3985	242
	SLU7	15813	4902	8231	3074	120
	SLU8	15330	3994	9148	3074	120
	SLU9	15261	3864	-3745	3074	120
	SLU10	15401	4127	7248	3074	210
	SLU11	15038	3446	7935	3074	210
	SLU12	14987	3349	-1734	3074	210
SISMA	long (+)	12843	7800	4756	4921	1049
	long (-)	11985	6844	2078	4602	413
	trasv (+)	12657	2503	3891	3016	1486
	trasv (-)	11980	2845	3891	3016	1486

Nella tabella successiva si riportano le sollecitazioni massime agenti in testa ai pali; per ulteriori dettagli in merito, si rimanda a quanto esposto nella relazione geotecnica.

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	641	92	92
A1	868	304	125
SISMA	600	105	157
	kN	kN	kN

9.4 **Fondazione**

Vengono mostrate di seguito le verifiche della fondazione.

L'armatura della spalla è di seguito riportata:

SPALLA A	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
<u>Trasversale</u>	<i>Superiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	
	<i>Inferiore</i>	<i>strato 1</i>	Φ 20/20	1571mm ² /m
		<i>strato 2</i>	-	

9.4.1 Verifica armatura della fondazione – SLU

La verifica del plinto di fondazione in corrispondenza del terreno di riempimento è stata omessa in quanto la spinta dei pali è bilanciata dal peso stesso del plinto e del terreno, rendendo trascurabili le sollecitazioni flessionali e di taglio nel plinto.

La spalla A presenta una geometria tale per cui i pali adiacenti al muro frontale trasferiscono le sollecitazioni assiali direttamente all'interno del muro; si omette perciò la verifica tirante-puntone.

10.1 Analisi dei carichi

10.1.1 Condizione statica

10.1.1.1 Parametrici meccanici del terreno

Nelle analisi sono state utilizzate le seguenti caratteristiche del terreno a tergo della spalla:

- $\gamma_{terr} = 18.00 \text{ KN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $c = 0$ coesione;
- $\Phi = 33^\circ$ angolo di attrito;

10.1.1.2 Peso proprio strutturale

Si adotta la seguente simbologia al fine di computare le dimensioni geometriche degli elementi strutturali:

- b_l : dimensione in direzione longitudinale [m];
- b_t : dimensione in direzione trasversale [m];
- h : altezza [m];

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Muro Paraghiaia	0.40	2.06	12.90	10.6	266
Muro andatore Inf	0.86	3.90	8.29	27.6	691
Fondazione 1	7.20	8.35	1.20	72.1	1804
Fondazione 2	7.20	8.55	1.20	73.9	1847
Cordolo Inf	0.80	0.75	4.30	2.6	65
Muro frontale 1	2.50	5.70	7.12	101.4	2534
Muro frontale 2	2.50	7.20	3.62	65.1	1628
Azione totale in fondazione				353	8834

Inoltre, come azioni verticali globali agenti in fondazione, si considera:

	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Terreno 1	3.90	4.83	9.06	170.7	3072
Terreno 2	3.90	7.40	5.80	167.4	3013

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Pavimentazione 1	3.90	4.83	2.20	41
Pavimentazione 2	3.90	7.40	2.20	63

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Accidentali	3.90	12.23	20.00	954

10.1.1.2.1 Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta statica del terreno viene valutata in termini di spinta a riposo, assumendo un coefficiente di spinta pari a $k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi') = 0.455$.

La spinta del terreno presenta una distribuzione triangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B$$

applicata ad una quota pari a H/3 dall'intradosso della fondazione.

	q [kN/m ³]	φ' [°]	K ₀	H [m]	b [m]	E ₀ [kN]	e _v [m]	m _t [kN m]	e _t [m]	mz [kN m]
Spinta del terreno 1	18.0	33.0	0.455	10.26	6.90	2977	3.42	10180	-2.94	-8739
Spinta del terreno 2	18.0	33.0	0.455	7.00	6.00	1205	2.33	2811	3.41	4114

La spinta del sovraccarico permanente presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H della spalla, con risultante orizzontale espressa dalla formula:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H$$

applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

	q [kN/mq]	K ₀	H [m]	b [m]	E ₀ [kN]	e _v [m]	m _t [kN m]	m _t [kN m]	e _t [m]	mz [kN m]
Spinta dei sovraccarichi permanenti 1	4.40	0.455	10.26	6.90	142	5.13	728	0	-2.94	-416
Spinta dei sovraccarichi permanenti 2	4.40	0.46	7.00	6.00	84	3.50	295	0	3.41	287
Spinta dei covraccarichi accidentali 1	20.00	0.455	10.26	6.90	645	5.13	3307	0	-2.94	-1893
Spinta dei covraccarichi accidentali 2	20.00	0.46	7.00	6.00	383	3.50	1339	0	3.41	1306

10.1.1.2.2 Scarichi sugli appoggi

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso proprio	1268	2473	-127	0	0
Attrito	0	181	0	38	0
Ritiro	269	525	-311	0	-28
Carichi mobili_ Nmax_I	1767	3446	4775	0	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1332	2597	5569	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1284	2504	-5648	0	0
termica GT	238	464	-58	0	0
termica UT	0	0	433	0	49
Vento	0	0	-4065	0	-462
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-2112	0	-240

10.1.2 Condizione sismica

10.1.2.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$a_g/g=0.145;$

$S_s=1.20;$

$S_T=1;$

10.1.2.2 pinta del terreno in condizioni sismiche

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (DM 14/01/2018, paragrafo 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{max} =accelerazione orizzontale massima attesa al sito= $S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g.$

$\beta_m=1$

La spinta sismica del terreno viene valutata secondo il metodo di Mononobe-Okabe, la cui relazione è riportata di seguito.

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$K_h=0.174 ;$

$K_v=0.087 ;$

$K_{s+}=0.483 ;$

$K_{s-}=0.509$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	15752	0	3995	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	12713	0	3342	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	11271	0	3032
Forza di inerzia vert. (+)	1516	477	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1516	-477	0	0	0

10.1.2.3 Scarichi sugli appoggi in condizioni sismiche

Le azioni trasmesse dall'impalcato, riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla, sono ottenute dalla analisi dell'impalcato e sono riportate nella seguente tabella:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Sisma long	99	194	2978	0	339
Sisma trasv	103	201	8061	0	917

10.2 Azioni elementari

Si riporta il riepilogo delle azioni elementari riportate al baricentro della fondazione su pali della spalla per la fase statica e *la fase sismica*:

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz [kNm]
SPALLA	Peso proprio	8834	5350	-8447	0	0
	Peso rinterro	6085	-10040	-698	0	0
	peso portati	105	-173	57	0	0
	peso accidentali traffico	954	-1574	520	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	12992	0	4182	0
	Spinta portati (K0)	0	1022	0	226	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	4646	0	1027	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	15752	0	3995	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	12713	0	3342	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	11271	0	3032
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1516	477	0	0	0
<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1516	-477	0	0	0	
IMPALCATO	Peso proprio	1268	2473	-127	0	0
	Attrito	0	181	0	38	0
	Ritiro	269	525	-311	0	-28
	Carichi mobili_ Nmax	1767	3446	4775	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1332	2597	5569	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1284	2504	-5648	0	0
	termica TU	238	464	-58	0	0
	termica GT	0	0	433	0	49
	Vento	0	0	-4065	0	-462
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-2112	0	-240
	<i>Sisma long</i>	99	194	2978	0	339
	<i>Sisma trasv</i>	103	201	8061	0	917

10.3 Azioni combinate

Le azioni elementari sono combinate tra loro secondo le combinazioni riportate nel paragrafo 9.3 del presente documento.

Le azioni combinate al baricentro della fondazione su pali sono riportate nella seguente tabella:

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz [kNm]
	perm	16561	12258	-9526	4430	-28	-4754
SLE	SLE1	19425	19055	-8558	5458	-515	-5341
	SLE2	18990	18206	-7764	5458	-515	-5341
	SLE3	18942	18113	-18981	5458	-515	-5341
	SLE4	19079	18379	-9074	5458	-436	-5341
	SLE5	18752	17742	-8478	5458	-436	-5341
	SLE6	18716	17673	-16891	5458	-436	-5341
SLU A1	SLU1	26162	25588	-11906	7364	-738	-7210
	SLU2	25575	24442	-10834	7364	-738	-7210
	SLU3	25510	24316	-25978	7364	-738	-7210
	SLU4	25680	24647	-12625	7364	-633	-7210
	SLU5	25239	23788	-11821	7364	-633	-7210
	SLU6	25191	23694	-23179	7364	-633	-7210
	SLU7	19834	20055	-8812	5616	-635	-5429
	SLU8	19333	19078	-7899	5616	-635	-5429
	SLU9	19278	18971	-20799	5616	-635	-5429
	SLU10	19421	19249	-9428	5616	-546	-5429
	SLU11	19045	18517	-8743	5616	-546	-5429
	SLU12	19004	18437	-18418	5616	-546	-5429
SISMA	long (+)	17235	28652	-2979	8441	1246	-7623
	long (-)	16126	24939	-8935	7787	567	-6938
	trasv (+)	17032	17231	-6129	5644	2112	-5615
	trasv (-)	16123	16945	-6129	5644	2112	-5615

Nella tabella successiva si riportano le sollecitazioni massime agenti in testa ai pali; per ulteriori dettagli in merito, si rimanda a quanto esposto nella relazione geotecnica.

	Nmax	Nmin	Tmax
SLE	1084	-2	206
A1	1463	-28	278
SISMA	1069	-108	314
	kN	kN	kN

Tabella 21 - Sollecitazioni massime pali spalla B

10.4 Fondazione

Vengono mostrate di seguito le verifiche della fondazione.

L'armatura della spalla è di seguito riportata:

SPALLA A	Posizione	Armatura		
<u>Longitudinale</u>	Superiore	strato 1	Φ 20/20	1571mm ² /m
		strato 2	-	
	Inferiore	strato 1	Φ 20/20	1571mm ² /m
		strato 2	-	
<u>Trasversale</u>	Superiore	strato 1	Φ 20/20	1571mm ² /m
		strato 2	-	
	Inferiore	strato 1	Φ 20/20	1571mm ² /m
		strato 2	-	

10.4.1 Verifica armatura della fondazione – SLU

La verifica del plinto di fondazione in corrispondenza del terreno di riempimento è stata omessa in quanto la spinta dei pali è bilanciata dal peso stesso del plinto e del terreno, rendendo trascurabili le sollecitazioni flessionali e di taglio nel plinto.

La spalla B presenta una geometria tale per cui i pali adiacenti al muro frontale trasferiscono le sollecitazioni assiali direttamente all'interno del muro; si omette perciò la verifica tirante-puntone.

11 Manufatto di raccordo

Al fine di raccordare la strada esistente con la nuova viabilità sul ponte, in corrispondenza della spalla B è stata prevista la realizzazione di un'opera in calcestruzzo armato. La pianta fondazione, la pianta della soletta superiore e la vista laterale sono riportate di seguito

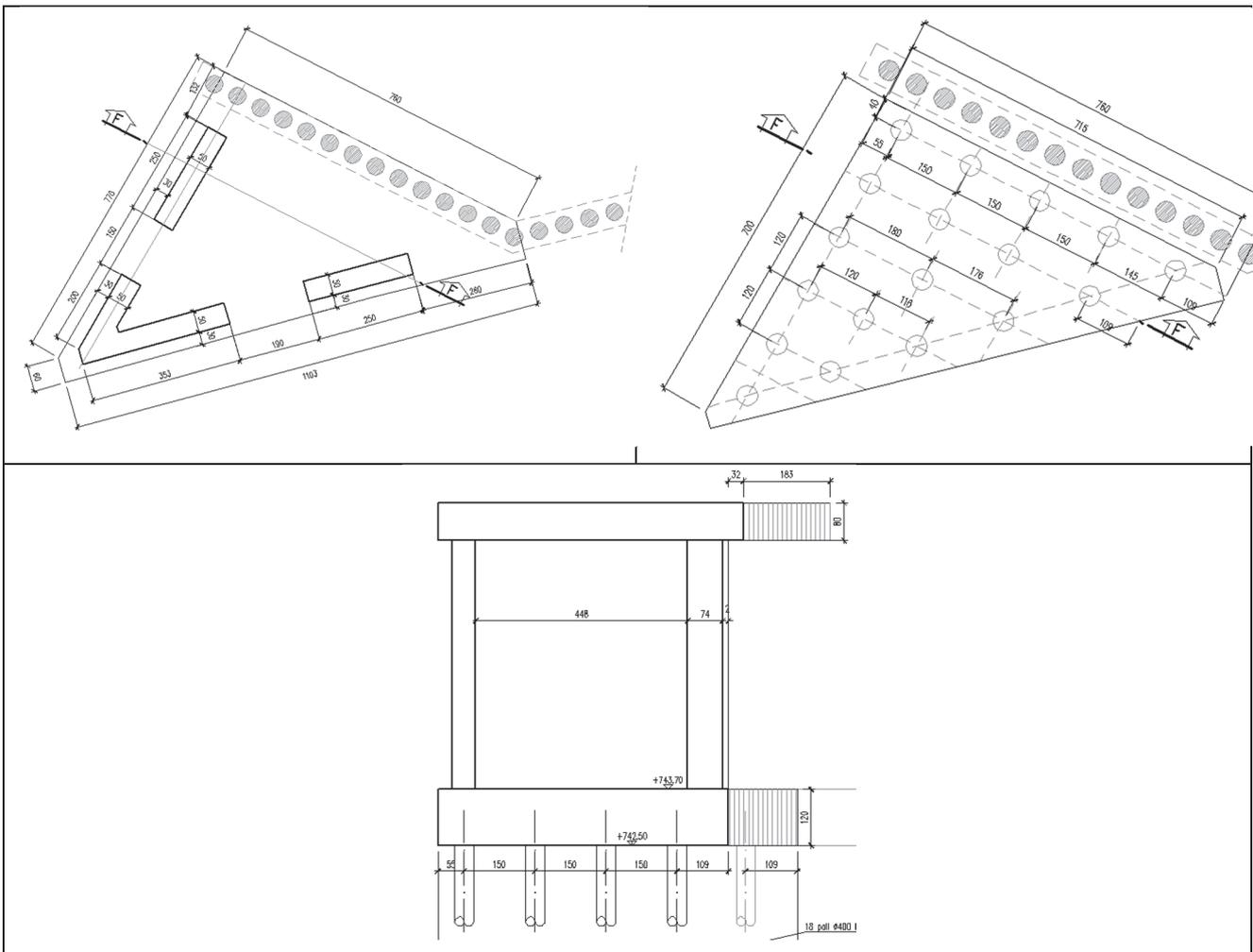


Tabella 22 - Geometria del manufatto di raccordo

La pianta del manufatto è triangolare, questa scelta è dettata dalla geometria dell'intersezione tra i due tracciati.

La soletta superiore ha uno spessore di 80cm mentre il plinto di fondazione ha uno spessore di 1.2m. Il manufatto è fondato su 18 pali $\Phi 400$ mm.

I setti verticali si estendono per una altezza di 5.31m.

Si riporta l'analisi dei carichi preliminare per determinare la stabilità globale e quindi le sollecitazioni sui pali. I carichi accidentali sono stati assunti pari a 20 kN/m² sull'intera superficie.

AZIONI	W	γ
	[kN]	-
G1	2317	1.35
G2	93	1.35
Q	744	1.35

Lo sforno normale massimo agente è:

$$N_{ed}=4259 \text{ kN}$$

Ipotizzando un comportamento rigido del plinto di fondazione lo sforzo normale sul palo i-esimo si può determinare come:

$$N_{ed,palo} = \frac{N_{ed}}{n^{\circ}_{pali}} = \frac{4259}{18} = 237 \text{ kN}$$

12 Appoggi e giunti

12.1 Appoggi

Nel presente paragrafo sono riportati i valori degli scarichi dell'impalcato sui dispositivi d'appoggio e la determinazione del loro dimensionamento di progetto, in corrispondenza delle pile e delle spalle del viadotto.

In particolare nella successiva tabella sono riportate le forze massime ottenute dalle combinazioni allo SLU e SLV

APPOGGI: SLU			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	2293	0	0
	2	Uni	2129	0	784
	1	Multi	2195	0	0
PILA 1	3	Multi	5728	0	0
	2	Fisso	5228	774	467
	1	Multi	5699	0	0
PILA 2	3	Multi	5753	0	0
	2	Uni	5212	0	405
	1	Multi	5697	0	0
SPALLA B	3	Multi	2272	0	0
	2	Uni	2133	0	806
	1	Multi	2227	0	0

APPOGGI: SLV			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	563	0	0
	2	Uni	558	0	850
	1	Multi	554	0	0
PILA 1	3	Multi	2451	0	0
	2	Fisso	2483	492	232
	1	Multi	2461	0	0
PILA 2	3	Multi	2467	0	0
	2	Uni	2493	0	195
	1	Multi	2482	0	0
SPALLA B	3	Multi	567	0	0
	2	Uni	571	0	942
	1	Multi	575	0	0

Si riporta pertanto nella tabella seguente il dimensionamento degli appoggi prescelti per il viadotto:

APPOGGI: SLV			NVERT	F _{LONG}	F _{TRASV}	ΔI _{TRASV}	ΔI _{LONG}
n°	Tipologia		kN	kN	kN	mm	mm
SPALLA A	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 150
	2	Uni	2500	-	900	-	± 150
	1	Multi	2500	-	-	± 5	± 150
PILA 1	3	Multi	6000	-	-	± 5	± 5
	2	Uni	6000	800	500	-	-
	1	Multi	6000	-	-	± 5	± 5
PILA 2	3	Multi	6000	-	-	± 5	± 200
	2	Fisso	6000	-	450	-	± 200
	1	Multi	6000	-	-	± 5	± 200
SPALLA B	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 200
	2	Uni	2500	-	1000	-	± 200
	1	Multi	2500	-	-	± 5	± 200

12.2 Giunti

I giunti in corrispondenza delle spalle sono stati dimensionati per assorbire in senso longitudinale lo spostamento provocato dal sisma allo SLV , sommato al massimo spostamento concorde dovuto alle variazioni termiche uniformi. I valori di tali spostamenti sono così riassunti per le due spalle del viadotto:

- SPALLA A:
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 139 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 1 mm.
- SPALLA B:
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 144 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 15 mm.

Si è quindi deciso di utilizzare un giunto con escursione 300 mm per la spalla A ed un giunto con escursione 400 mm per la spalla B.