

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 VI02
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00VI02STRRE01A		
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00VI02STRRE01	A
C					
B					
A	EMISSIONE		OTTOBRE 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

OPERA: Viadotto V2
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)	18
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	29
6.1	Verifiche di resistenza agli SLU	29
6.2	Verifiche allo stato limite di fatica	37
6.3	Trasversi	38
6.4	Spostamenti verticali	38
6.5	Soletta in c.a.	39
6.6	Verifica delle Predalles in fase di getto	40
6.7	Verifica Trasversale della soletta	43
6.7.1	Calcolo delle sollecitazioni agenti	43
6.7.2	Verifiche allo SLU	44
6.8	Connettori a taglio	44
7	Verifiche delle Pile	46
7.1	Azioni elementari	48
7.2	Azioni combinate	50
7.2.1	Gerarchie delle resistenze	52
7.3	Verifiche allo SLU e SLV	53
7.3.1	Pressoflessione deviata	53
7.3.2	Taglio	55
8	Verifiche dei plinti	59
8.1	Azioni elementari	60
8.2	Sollecitazioni combinate al baricentro dell'intradosso della fondazione	62
8.3	Azione sui pali di fondazione	63
8.4	Verifiche allo SLU e SLV	64
8.4.1	Verifica armatura Plinto 1	65
8.4.2	Verifica armatura Plinto 2	66
8.4.3	Verifica a taglio	67
9	SPALLA A	69
9.1.1	Condizione statica	69

9.1.2	Condizione sismica	71
9.2	Azioni elementari.....	73
9.3	Azioni combinate.....	74
9.4	Fondazione.....	77
9.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	77
10	SPALLA B.....	78
10.1.1	Condizione statica	79
10.1.2	Condizione sismica	81
10.2	Azioni elementari.....	83
10.3	Azioni combinate.....	84
10.4	Fondazione.....	85
10.4.1	Verifica armatura della fondazione – SLU	85
11	Appoggi e giunti	86
11.1	Appoggi.....	86
11.2	Giunti	87

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano i calcoli e le verifiche del Viadotto V2 (Pr. Pk 1+013.00 km / Pk 1+133.50 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.

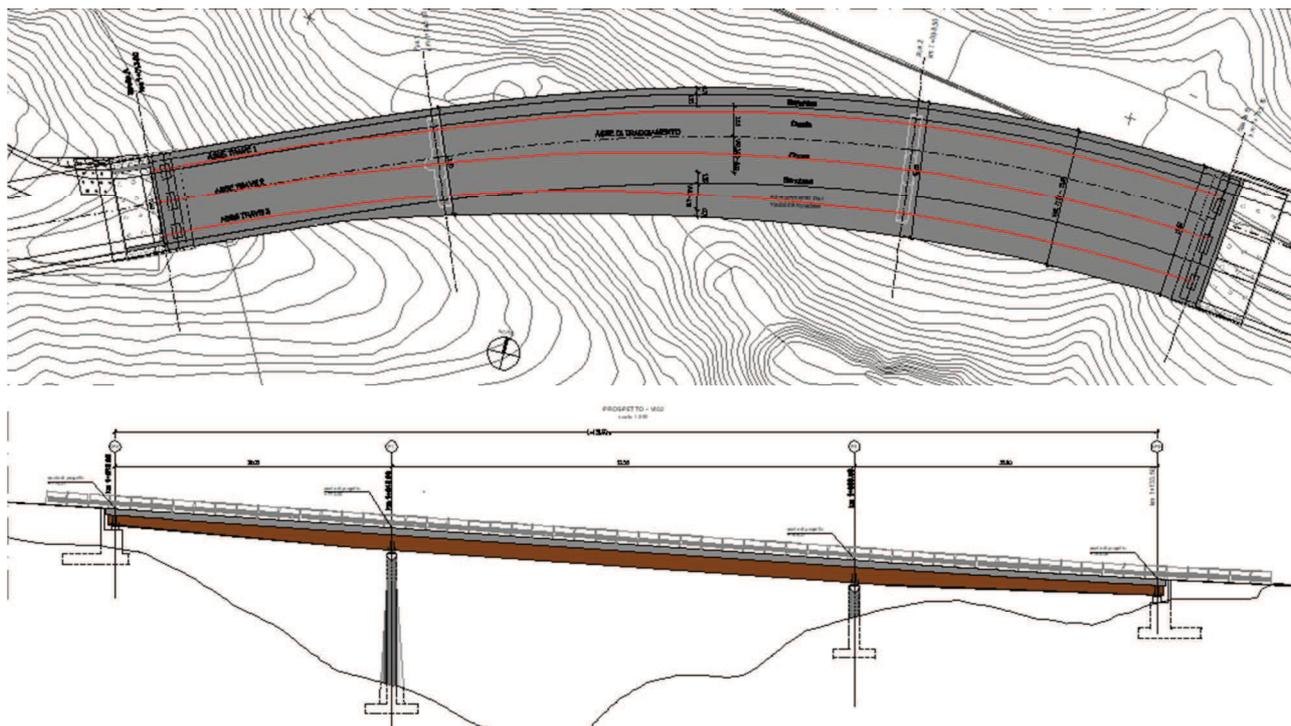


Figura 1 - Pianta e Profilo longitudinale

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 32.00 m, 53.50 m e 35.00m (in asse tracciamento) per uno sviluppo complessivo di 120.50m.

L'andamento planimetrico del viadotto è curvilineo.

L'impalcato ha una larghezza variabile tra 11.00 e 15.65 m, con una piattaforma stradale tipo C2 (1.25m+3.50+3.50/4.03m +1.25m+ 0/4.15M) 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 1.50 e 2.20 m.

L'interasse trasversale tra le travi è variabile tra 3.75 e 5.15 m. 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 2.65 m.

I diaframmi sono posti ad interasse di 5.00/5.20/5.50m rispettivamente nella campata 1,2 e 3. In corrispondenza degli appoggi l'interasse è ridotto a circa 3m.

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.

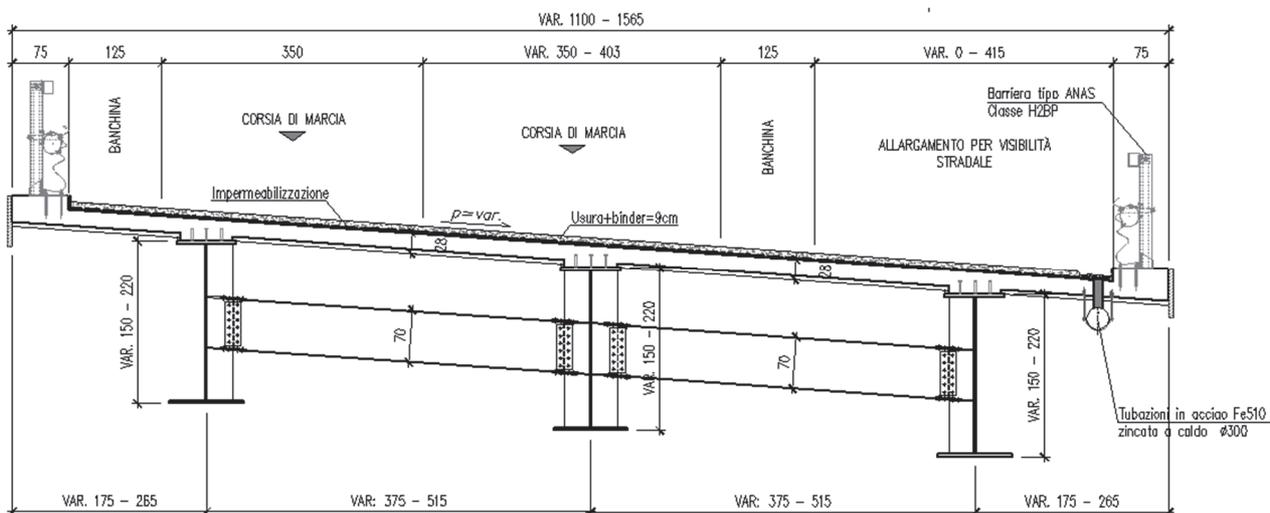


Figura 2 - Sezione trasversale impalcato

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, si è calcolato il suo peso per unità di superficie pari a 7.46kN/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	12.35	20	0.1	24.7
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, circa, di quello istantaneo.

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

<u>Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)</u>	-		
ϵ_{cs}	2.69E-04	-	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
<u>Ritiro da essiccamento</u>			
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
<u>Ritiro autogeno</u>			
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	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), Tmax e Tmin valgono rispettivamente 40.5°C e -12.5°C. La temperatura media iniziale T0 è assunta pari a 15°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 1ª categoria:

- su due assi in tandem di intensità pari a Q1k=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 q1k di 9.00 kN/m² distribuito linearmente lungo l'asse della corsia di larghezza convenzionale pari a 3.00m come mostrato nella figura seguente.
- una seconda e una terza colonna di carico, ridotte (Qik , qik) 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.

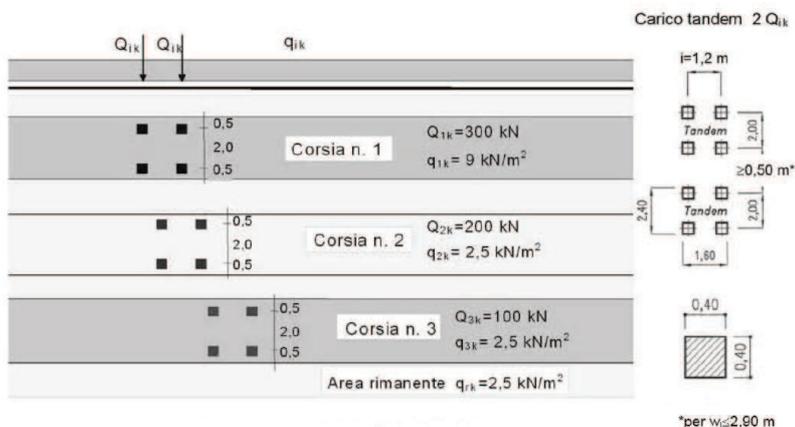


Figura 3 - Schema di carico

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.

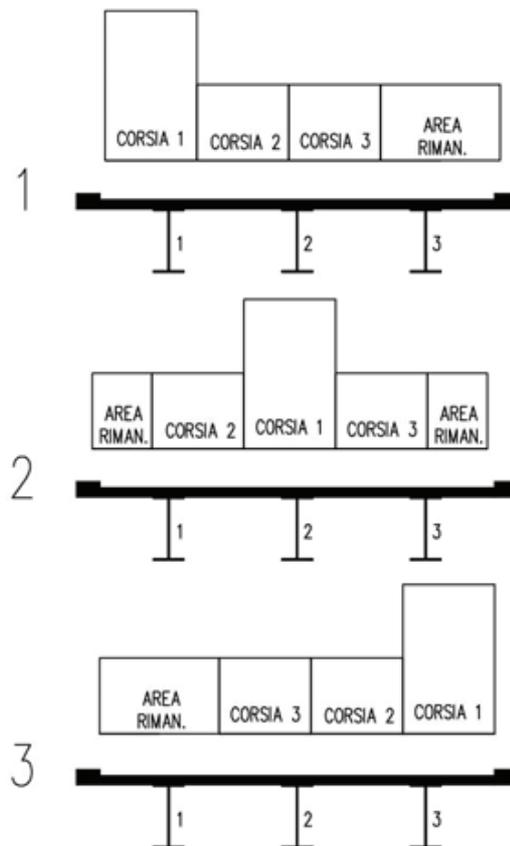


Figura 4 - Configurazione carichi mobili

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: $q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 120.5 = 684 \text{ kN}$.

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 $R=150$ 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 alle vibrazioni strutturali.

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

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

dove:

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

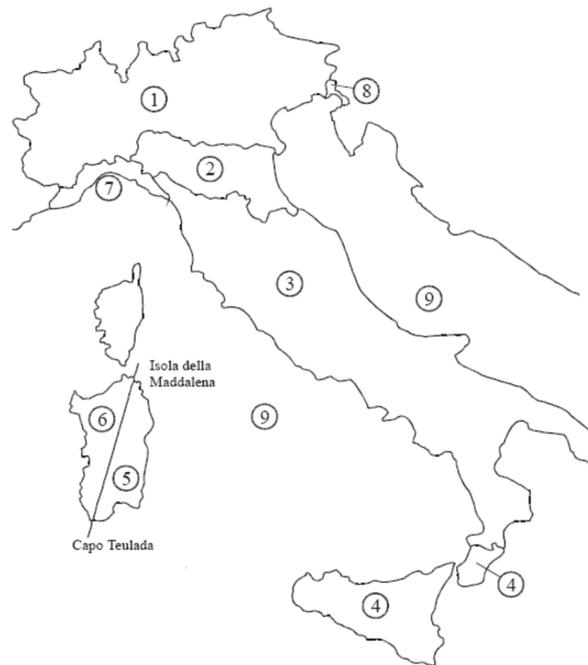
ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

Essendo l'opera in esame in ZONA 7 e l'altitudine sul livello del mare (in m) minore di $a_0=1000m$, 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 $z=200m$, esso è dato dalla formula:

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

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

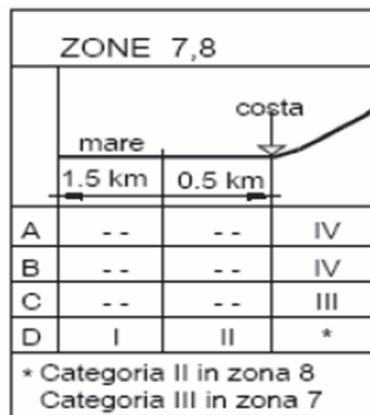
dove:

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati nella tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

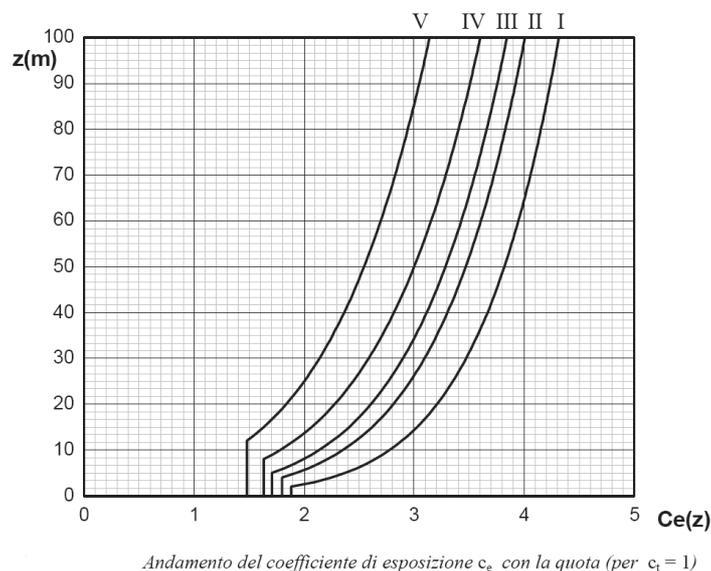
c_t è il coefficiente di topografia.

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.



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} .

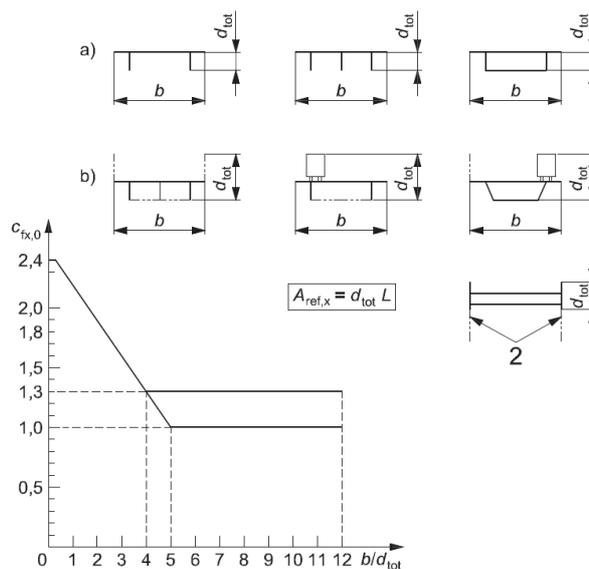


Figura 5 - Correlazione tra il rapporto b/d_{tot} e coefficiente di forma $c_{fx,0}$ (figura 8.3 EC1-4)

<i>Altezza impalcato</i>	m	2.5
<i>Ingombro veicoli</i>	m	2
d_{tot}	m	4.5
b	m	13.85
$c_{fx,0}$	-	1.7

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

$$p=2.35 \text{ kN/m}^2.$$

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 **0.146 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.

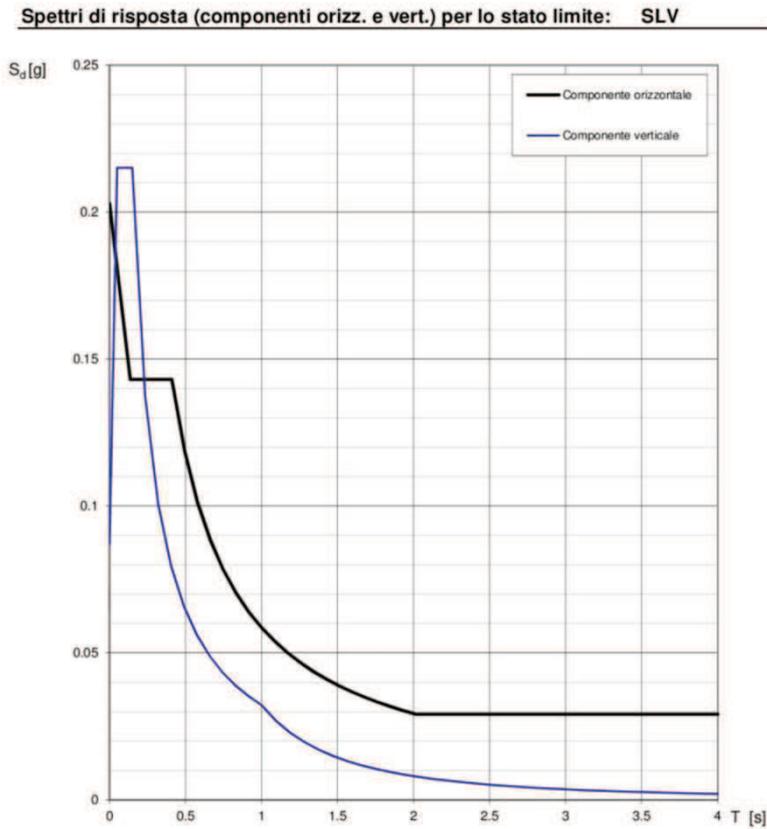


Figura 6 - Spettro di risposta allo SLV

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 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, dal vento, dalla forza centrifuga e dalla frenatura.

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.

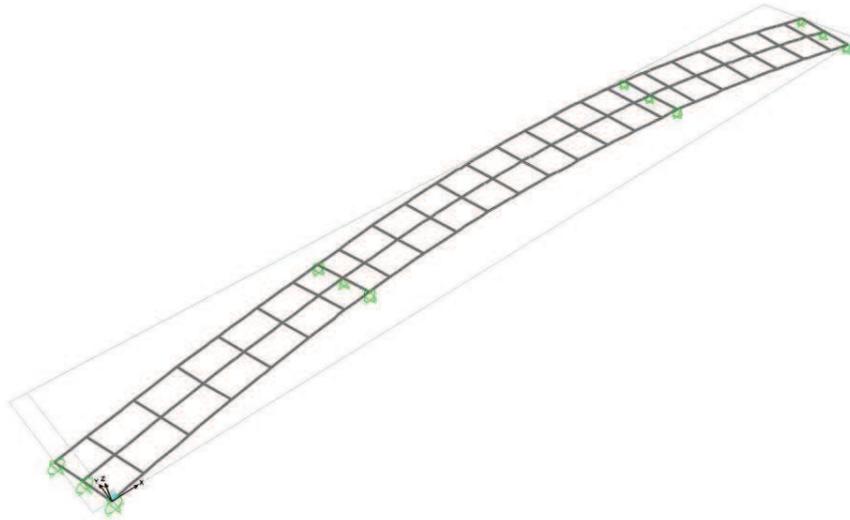


Figura 7 - Modello agli E.F. con sola carpenteria metallica

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^* .

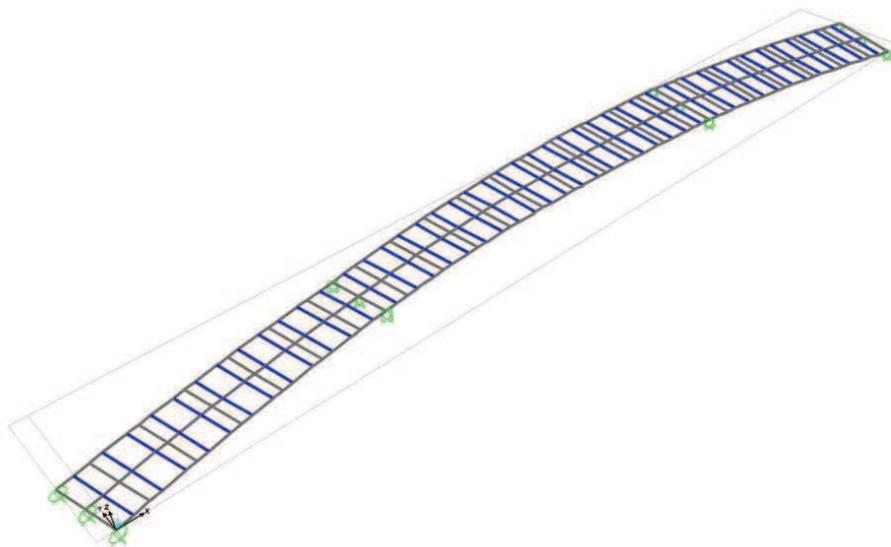


Figura 8 - Modello agli E.F. a maturazione della soletta avvenuta

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.

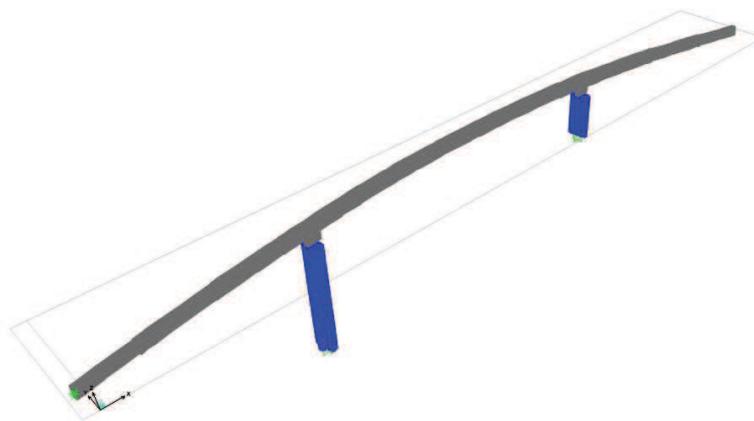


Figura 9 - Modello agli E.F monofilare

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

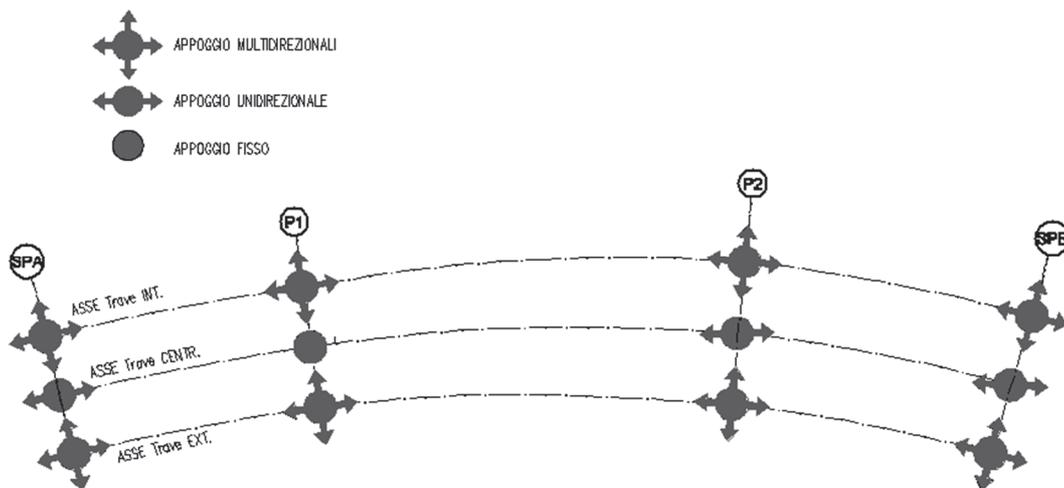


Figura 10 - Schema Appoggi

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;
- frenatura;
- centrifuga;

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	Concio	Lunghezza
--------	-----------	--------	-----------

	in asse tracciamento (m)		in asse tracciamento (m)
1	8.07	8	8.00
2	10.00	9	9.50
3	10.00	10	9.50
4	9.50	11	11.00
5	9.50	12	11.00
6	8.00	13	8.78
7	8.06		

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.

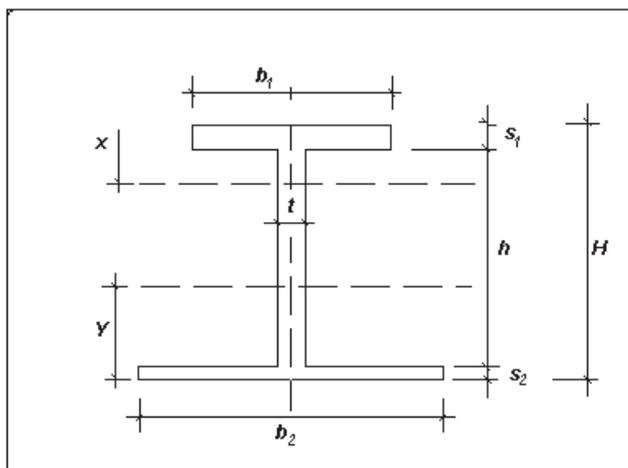


Figura 11 - Sezione travi principali

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	8072	1500	1688	24	600	18	35	900				
2	10000	1688	1944	30	700	18	35	900				
3	10000	1944	2200	30	700	18	35	900				
4	9500	2200	2200	40	900	22	40	1000			20	900
5	9500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
6	8000	2200	2200	30	700	20	40	1000				
7	8060	2200	2200	30	700	20	40	1000				
8	8000	2200	2200	30	700	20	40	1000				
9	9500	2200	2200	30	700	20	40	1000				
10	9500	2200	2200	40	900	22	40	1000			20	900
11	11000	2200	1944	30	700	18	40	900				
12	11000	1944	1687	30	700	18	40	900				
13	8780	1687	1500	24	600	18	35	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	2.43E-01	2.23E-03	9.60E-02	1.89E-01	2.87E-02	4.48E-02
CONCIO_2	S355	2.53E-01	2.24E-03	1.25E-01	1.89E-01	3.27E-02	5.13E-02
CONCIO_3	S355	2.58E-01	2.24E-03	1.64E-01	1.89E-01	3.73E-02	5.13E-02
CONCIO_4	S355	3.10E-01	2.31E-03	2.74E-01	1.93E-01	4.84E-02	9.18E-02
CONCIO_5	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_6	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_7	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_8	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_9	S355	2.73E-01	2.25E-03	2.17E-01	1.90E-01	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_10	S355	3.10E-01	2.31E-03	2.74E-01	1.93E-01	4.84E-02	9.18E-02
CONCIO_11	S355	2.62E-01	2.24E-03	1.77E-01	1.89E-01	3.73E-02	5.57E-02
CONCIO_12	S355	2.58E-01	2.24E-03	1.35E-01	1.89E-01	3.27E-02	5.57E-02
CONCIO_13	S355	2.43E-01	2.23E-03	9.59E-02	1.89E-01	2.87E-02	4.48E-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	1.30E-01	7.56E-04	7.12E-02	6.46E-02	2.87E-02	4.48E-02
CONCIO_2	S355	1.40E-01	7.60E-04	9.44E-02	6.50E-02	3.27E-02	5.13E-02
CONCIO_3	S355	1.45E-01	7.61E-04	1.24E-01	6.50E-02	3.73E-02	5.13E-02
CONCIO_4	S355	1.97E-01	8.30E-04	2.01E-01	6.93E-02	4.84E-02	9.18E-02
CONCIO_5	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_6	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_7	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_8	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_9	S355	1.60E-01	7.71E-04	1.59E-01	6.62E-02	4.40E-02	5.96E-02
CONCIO_10	S355	1.97E-01	8.30E-04	2.01E-01	6.93E-02	4.84E-02	9.18E-02
CONCIO_11	S355	1.50E-01	7.67E-04	1.32E-01	6.53E-02	3.73E-02	5.57E-02
CONCIO_12	S355	1.45E-01	7.67E-04	1.01E-01	6.53E-02	3.27E-02	5.57E-02
CONCIO_13	S355	1.30E-01	7.56E-04	7.12E-02	6.46E-02	2.87E-02	4.48E-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	8.67E-01	1.69E-02	3.02E-01	1.03E+01	8.61E-02	1.35E-01
CONCIO_2	S355	8.98E-01	1.69E-02	3.94E-01	1.03E+01	9.81E-02	1.54E-01
CONCIO_3	S355	9.12E-01	1.69E-02	5.17E-01	1.03E+01	1.12E-01	1.54E-01
CONCIO_4	S355	1.07E+00	1.70E-02	8.71E-01	1.03E+01	1.45E-01	2.76E-01
CONCIO_5	S355	9.57E-01	1.69E-02	6.87E-01	1.03E+01	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_6	S355	9.57E-01	1.69E-02	6.87E-01	1.03E+01	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_7	S355	9.57E-01	1.69E-02	6.87E-01	1.03E+01	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_8	S355	9.57E-01	1.69E-02	6.87E-01	1.03E+01	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_9	S355	9.57E-01	1.69E-02	6.87E-01	1.03E+01	1.32E-01	1.79E-01
CONCIO_10	S355	1.07E+00	1.70E-02	8.71E-01	1.03E+01	1.45E-01	2.76E-01
CONCIO_11	S355	9.25E-01	1.69E-02	5.59E-01	1.03E+01	1.12E-01	1.67E-01
CONCIO_12	S355	9.12E-01	1.69E-02	4.26E-01	1.03E+01	9.80E-02	1.67E-01
CONCIO_13	S355	8.67E-01	1.69E-02	3.02E-01	1.03E+01	8.60E-02	1.35E-01

Tabella 7 Caratteristiche meccaniche elementi trave modello D monofilare

6 Verifiche impalcato

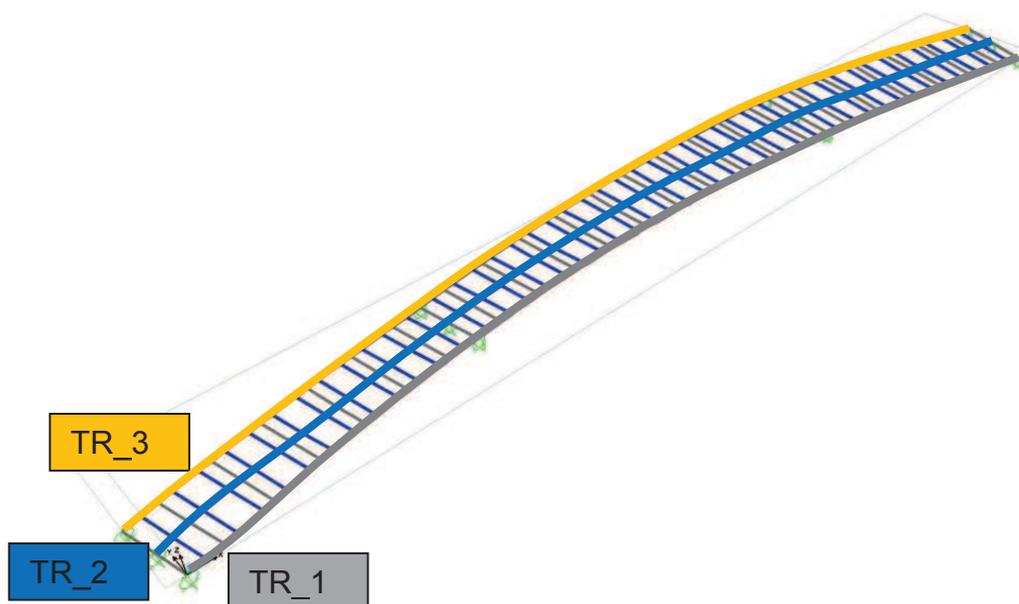
6.1 Verifiche di resistenza agli SLU

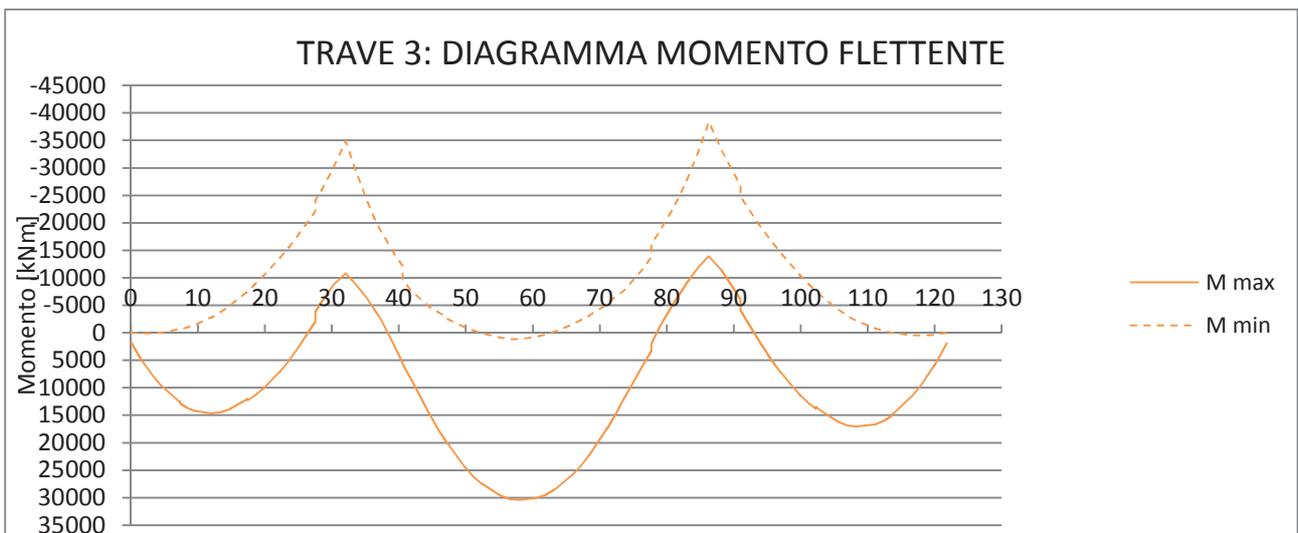
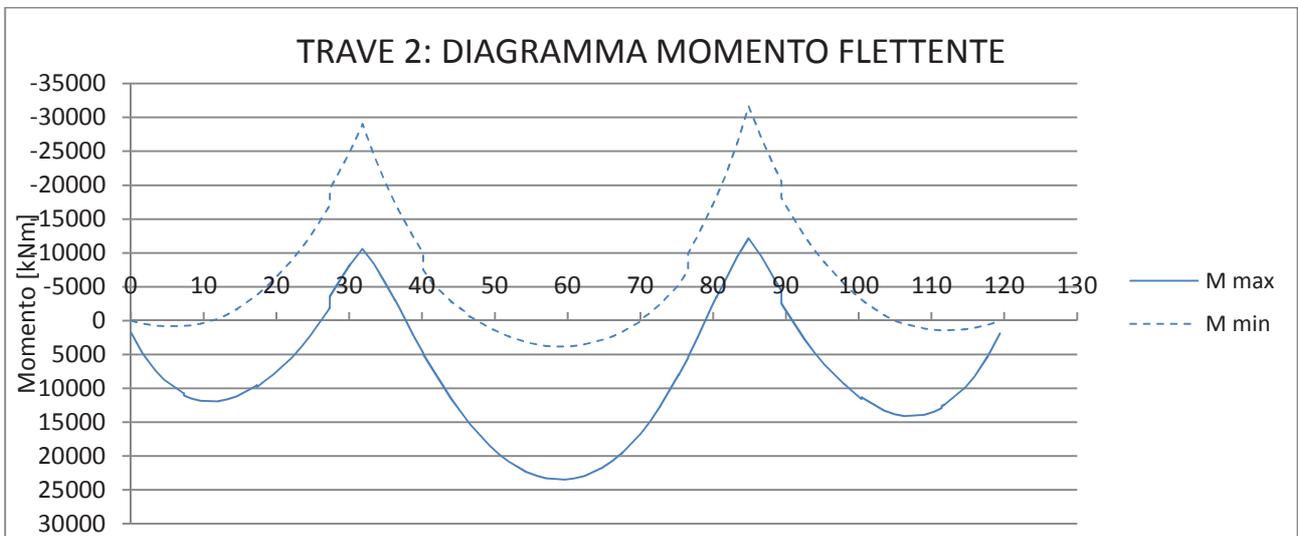
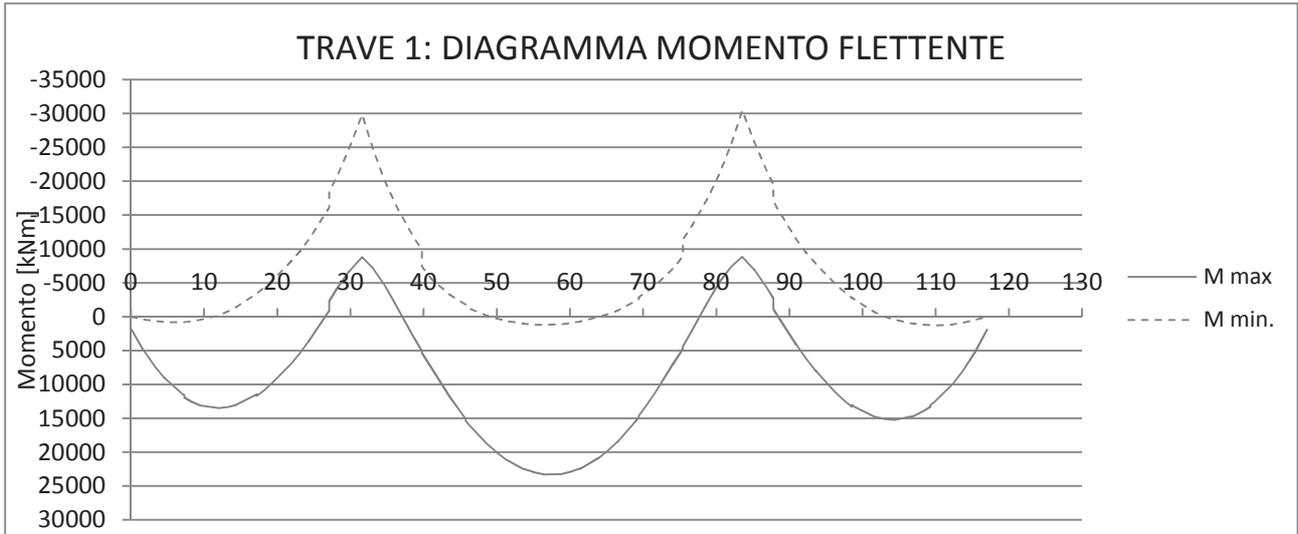
Le verifiche di resistenza sullo stato limite ultimo nelle travi principali sono state effettuate utilizzando le combinazioni seguenti :

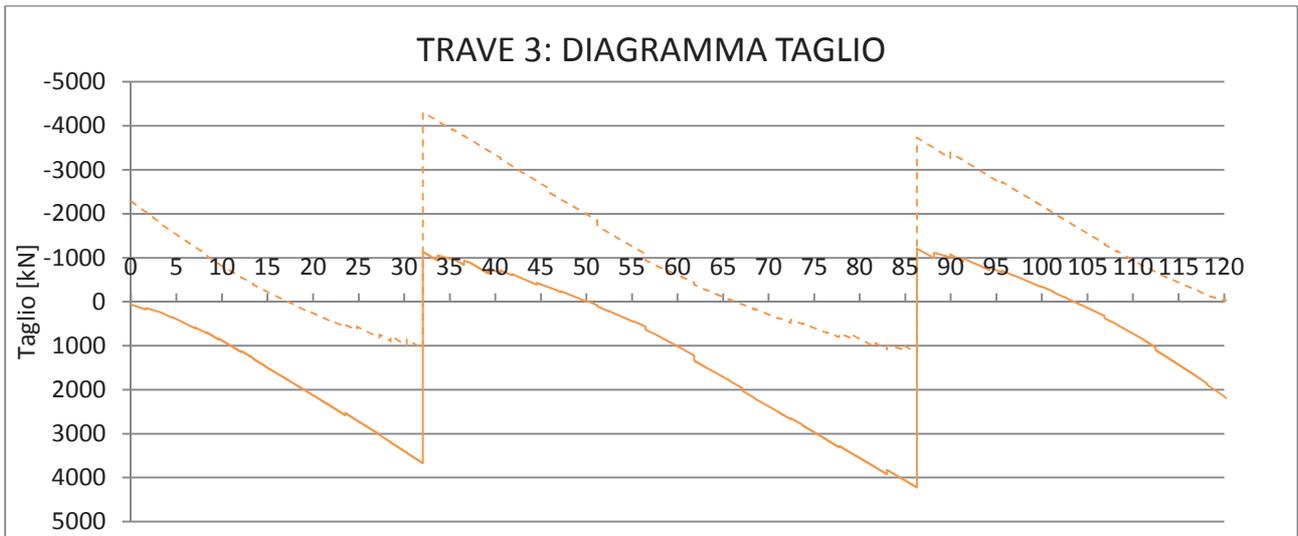
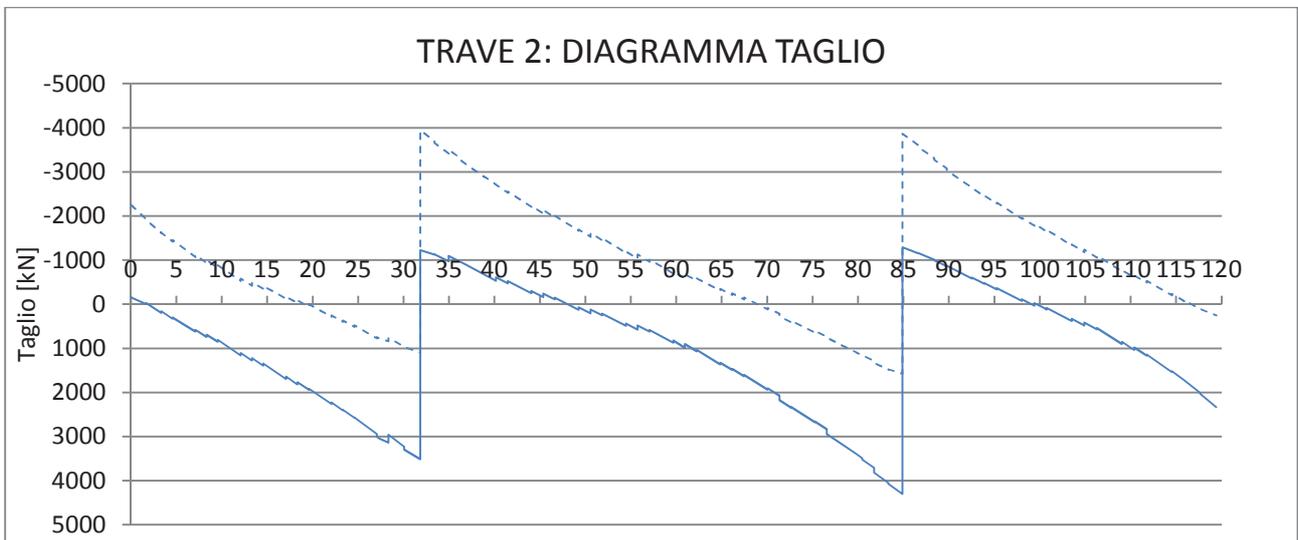
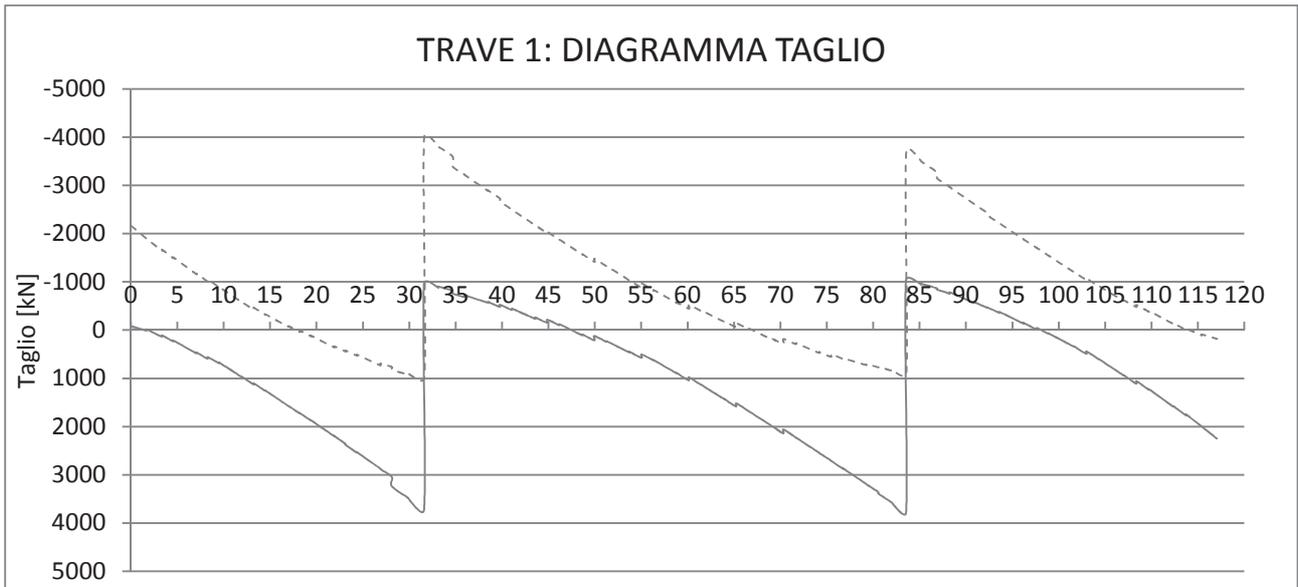
	G1	G2	RITIRO	UDL	TS	TEMP	VENTO
SLU_001	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_002	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_003	1	1	1.2	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_004	1	1	1.2	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_005	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0.72	0.9
SLU_006	1.35	1.35	0	1.35	1.35	-0.72	-0.9
SLU_007	1	1	0	1.35	1.35	0	0

Tabella 8 - Combinazioni di calcolo SLU impalcato

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

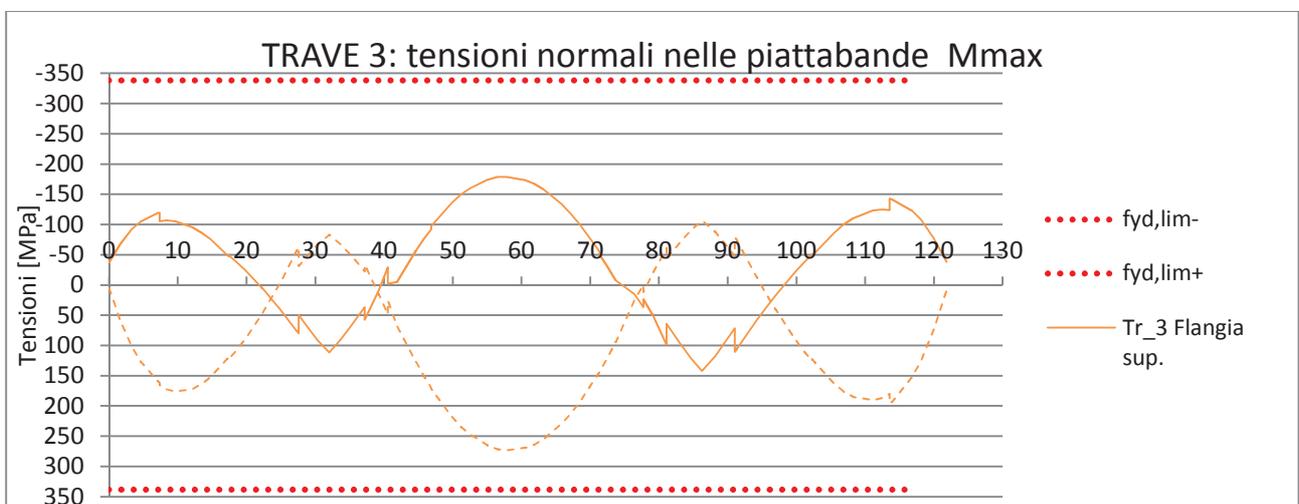
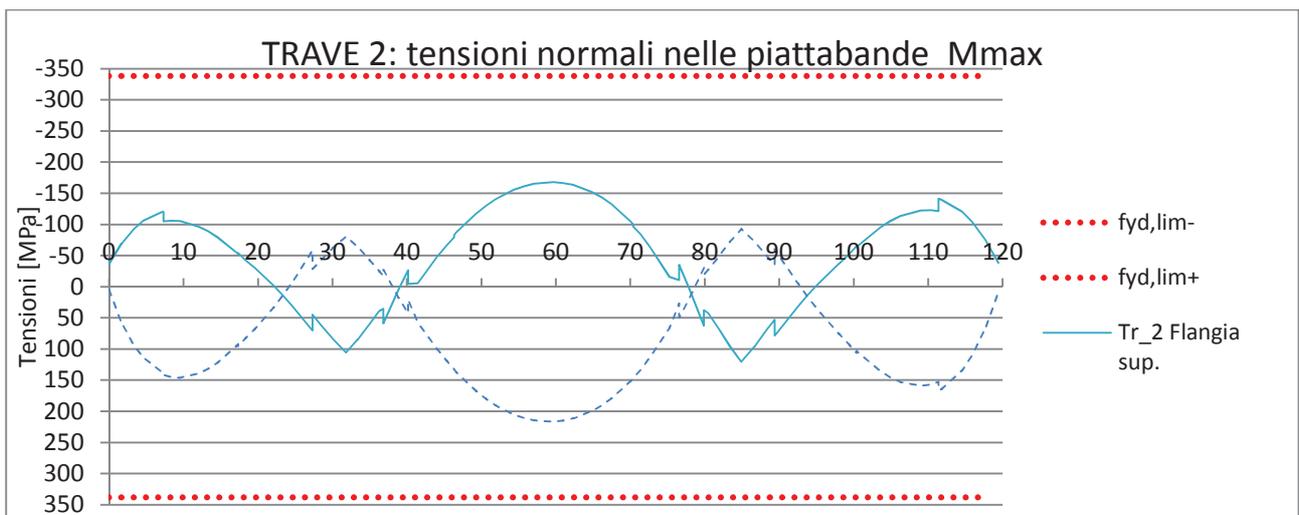
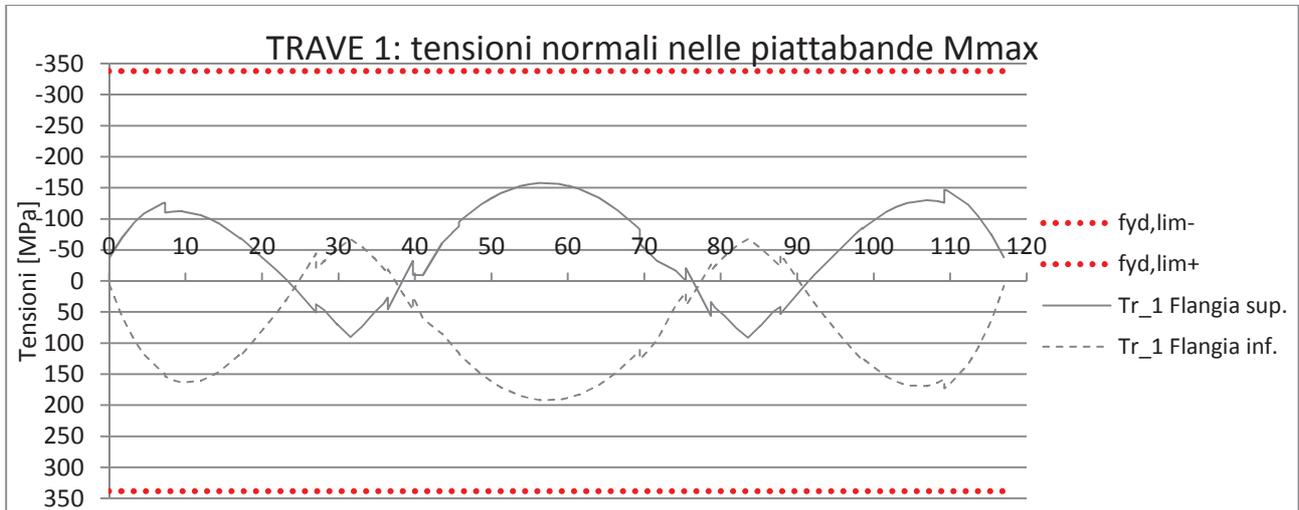


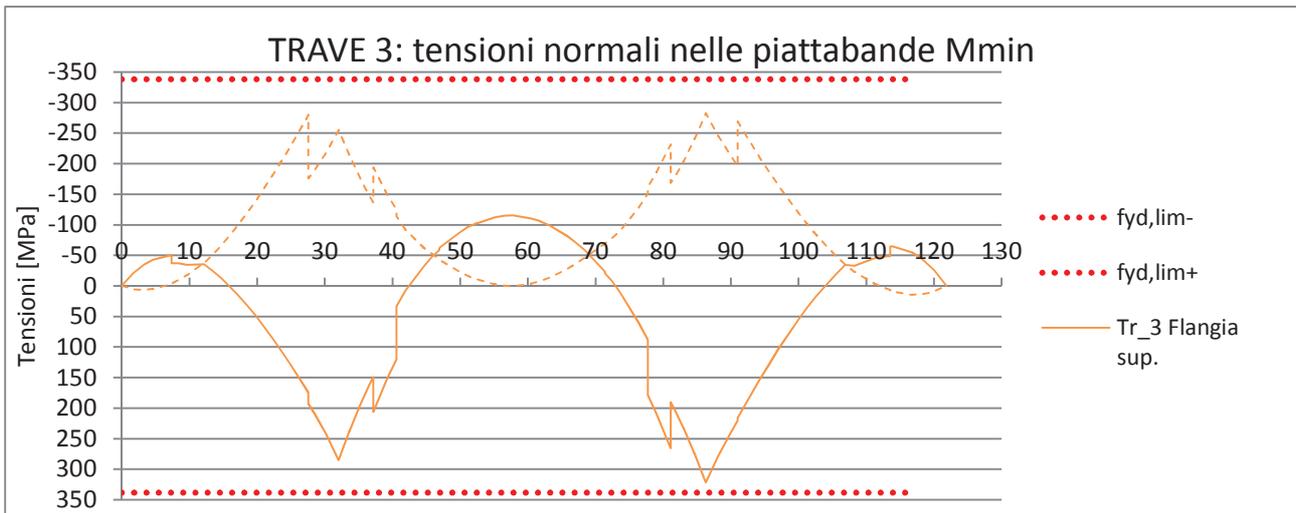
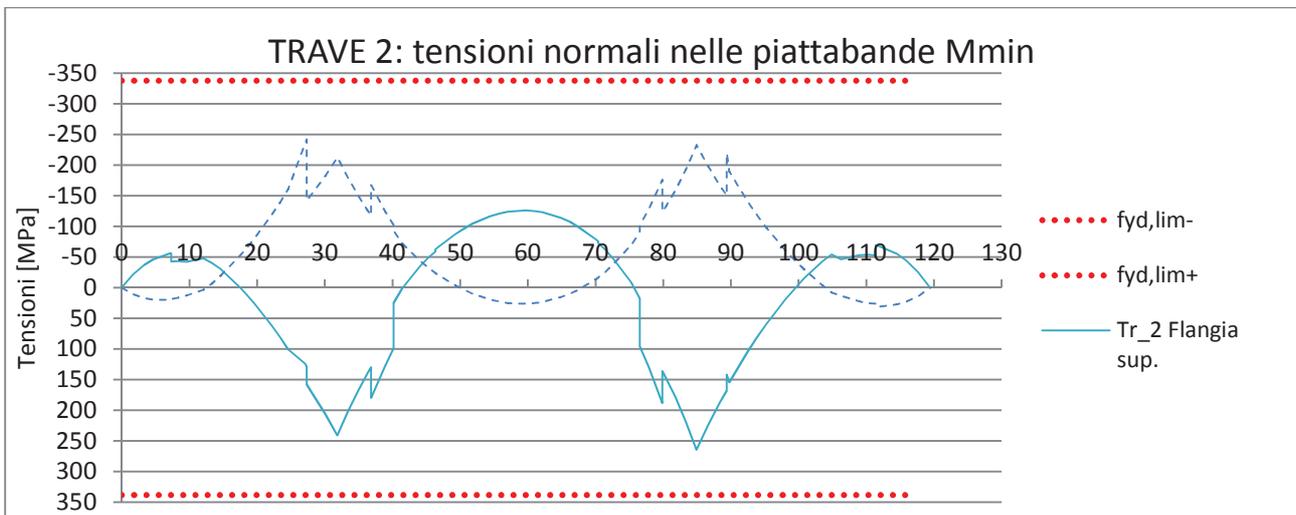
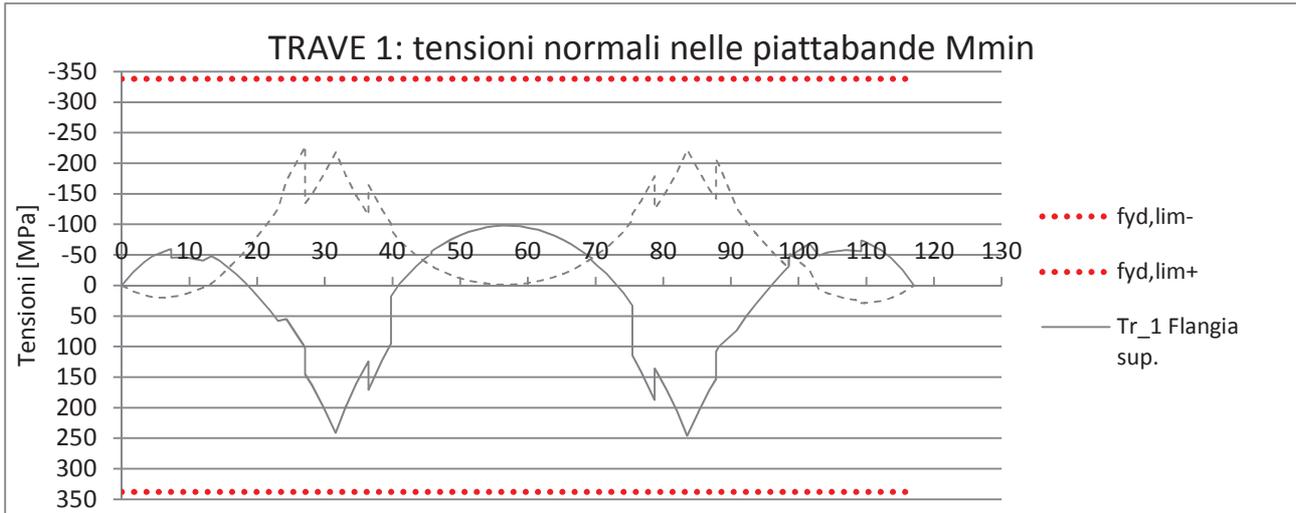




Resistenza delle membrature (verifica condotta in campo elastico)

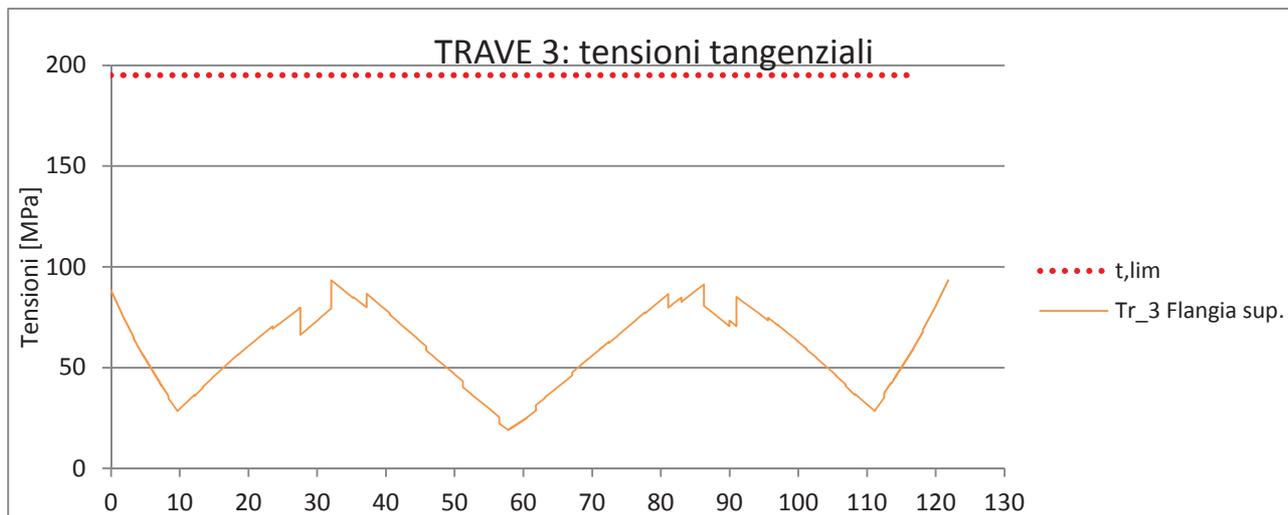
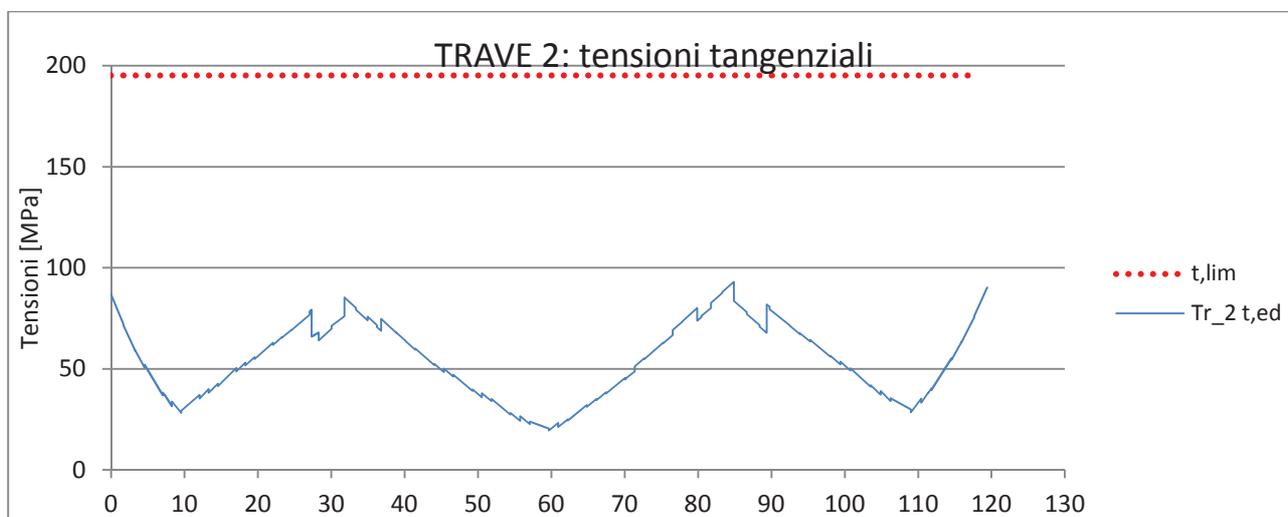
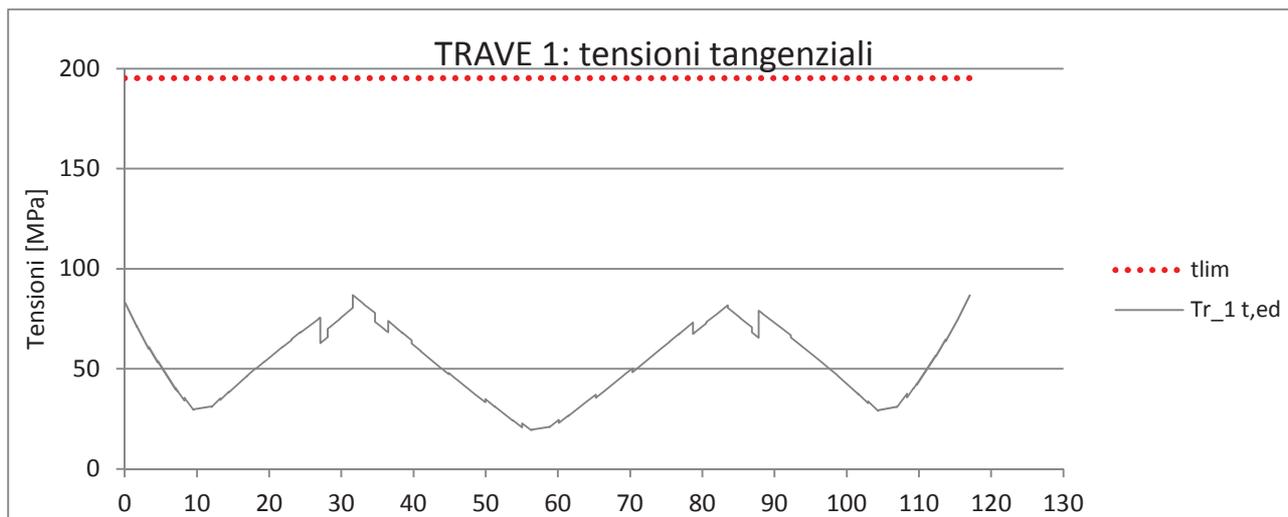
Di seguito si riportano gli involuipi delle tensioni massime e minime ai lembi delle piattabande inferiore e superiore; le verifiche sono condotte in campo elastico tenendo in considerazione l'instabilità locale delle membrature in acciaio attraverso il metodo delle aree efficaci fornito nell'eurocodice 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:

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

Inoltre risultando essa sempre inferiore anche a:

$$0.5 \cdot f_{yk}/((3)^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 0.5 \cdot 355/((3)^{1/2} \cdot 1.05) = 97.6 \text{ MPa}$$

non genera riduzioni della resistenza flessionale.

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

- Trave 3: Campata 2

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2200	[mm]	Altezza trav
bf,sup	700	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2130	[mm]	Altezza anima
tw	20	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1000	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	40	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	3630	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		NO	
ARMATURA			
Aarm,sup	2794	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	2794	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	7892	0	48
N 6	20072	0	-73
N 18	2469	0	-14

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-122	-119	82	85	-	-	-	-
N 6	-43	-41	162	166	-59	-42	-11	-
N 18	-13	-13	21	22	-16	-13	-1	-
TOT	-179	-173	265	273	-74	-54	-11	1
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	905	[mm]	Altezza baricentro
	A	103600	[mm ²]	Area
	I	8.36E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1743	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.42E+05	[mm ²]	Area
	I	2.11E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1381	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.54E+05	[mm ²]	Area
	I	1.56E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE				3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	905	[mm]	Altezza baricentro
	A	103600	[mm ²]	Area
	I	8.36E+10	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1743	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.42E+05	[mm ²]	Area
	I	2.11E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1381	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.54E+05	[mm ²]	Area
	I	1.56E+11	[mm ⁴]	Inerzia

- Trave 3: Appoggio 2

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2200	[mm]	Altezza trav
bf,sup	900	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	40	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2102	[mm]	Altezza anima
tw	22	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1000	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	58	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	3630	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		SI	
ARMATURA			
Aarm,sup	11404	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	11404	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	-17916	0	1633
N 6	-15113	0	1690
N 18	-5390	0	305

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	186	180	-129	-138	-	-	-	-
N 6	100	97	-101	-107	113	96	0	-
N 18	36	34	-36	-38	40	34	0	-
TOT	322	311	-267	-282	153	130	0	78
Limite	338	338	338	338	391	391	18.81	195.2

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	937	[mm]	Altezza baricentro
	A	140244	[mm ²]	Area
	I	1.22E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1689	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.96E+05	[mm ²]	Area
	I	2.73E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1398	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.07E+05	[mm ²]	Area
	I	2.14E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CLASSE SEZIONE				3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	937	[mm]	Altezza baricentro
	A	140244	[mm ²]	Area
	I	1.22E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	1133	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.63E+05	[mm ²]	Area
	I	1.61E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1133	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.63E+05	[mm ²]	Area
	I	1.61E+11	[mm ⁴]	Inerzia

- Trave 3: Campata 3

SEZIONE ACCIAIO			
ha	1808.282	[mm]	Altezza trav
bf,sup	700	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	1738.282	[mm]	Altezza anima
tw	18	[mm]	Spessore anima
bf,inf	900	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	40	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	3630	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	220	[mm]	Spessore soletta
FESSURATO ?		NO	
ARMATURA			
Aarm,sup	2794	[mm ²]	Area ferri superiori
Aarm,inf	2794	[mm ²]	Area ferri inferiori

	Med	Ned	Ved
ACC.	2314	0	-262
N 6	12795	0	256
N 18	1982	-2764	-108

	$\sigma_{fl,sup}$	$\sigma_{w,sup}$	$\sigma_{w,inf}$	$\sigma_{fl,inf}$	$\sigma_{arm,sup}$	$\sigma_{arm,inf}$	σ_{cls}	τ_{acc}
ACC.	-48	-47		33	35	-	-	-
N 6	-30	-27		142	146	-45	-28	-8
N 18	-32	-32		3	4	-36	-32	1
TOT	-110	-105		178	185	-81	-60	-7
Limite	338	338		338	338	391	391	18.81

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	757	[mm] Altezza baricentro
	A	88289.08	[mm ²] Area
	I	5.07E+10	[mm ⁴] Inerzia
n=6	Yg	1502	[mm] Altezza baricentro
	A	2.27E+05	[mm ²] Area
	I	1.32E+11	[mm ⁴] Inerzia
n=18	Yg	1197	[mm] Altezza baricentro
	A	1.38E+05	[mm ²] Area
	I	9.83E+10	[mm ⁴] Inerzia
CLASSE SEZIONE			3
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	757	[mm] Altezza baricentro
	A	88289.08	[mm ²] Area
	I	5.07E+10	[mm ⁴] Inerzia
n=6	Yg	1502	[mm] Altezza baricentro
	A	2.27E+05	[mm ²] Area
	I	1.32E+11	[mm ⁴] Inerzia
n=18	Yg	1197	[mm] Altezza baricentro
	A	1.38E+05	[mm ²] Area
	I	9.83E+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:

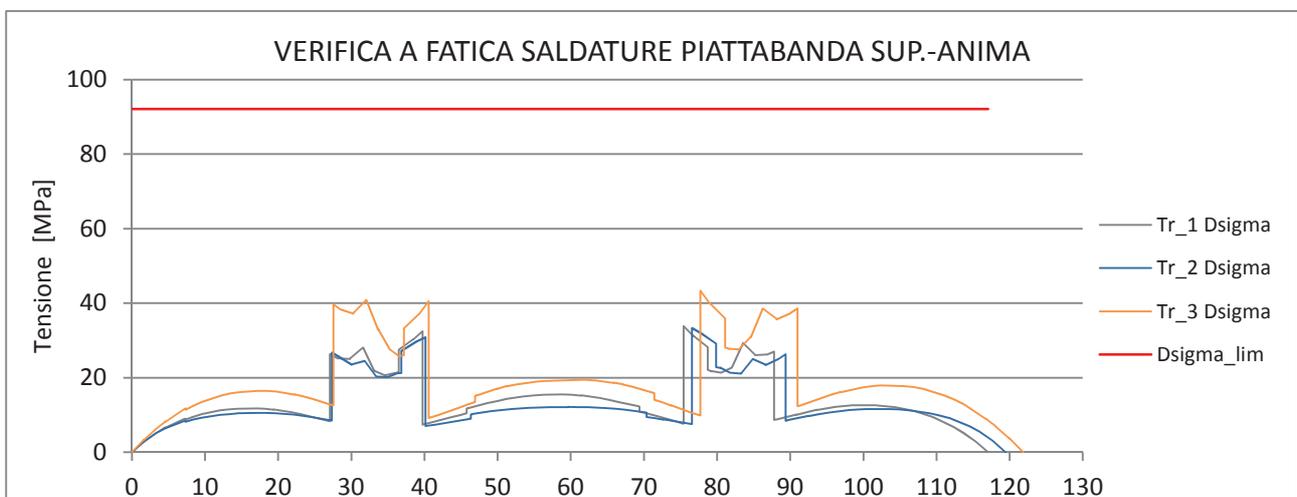
$\Delta\sigma_D$ limite di fatica ad ampiezza costante

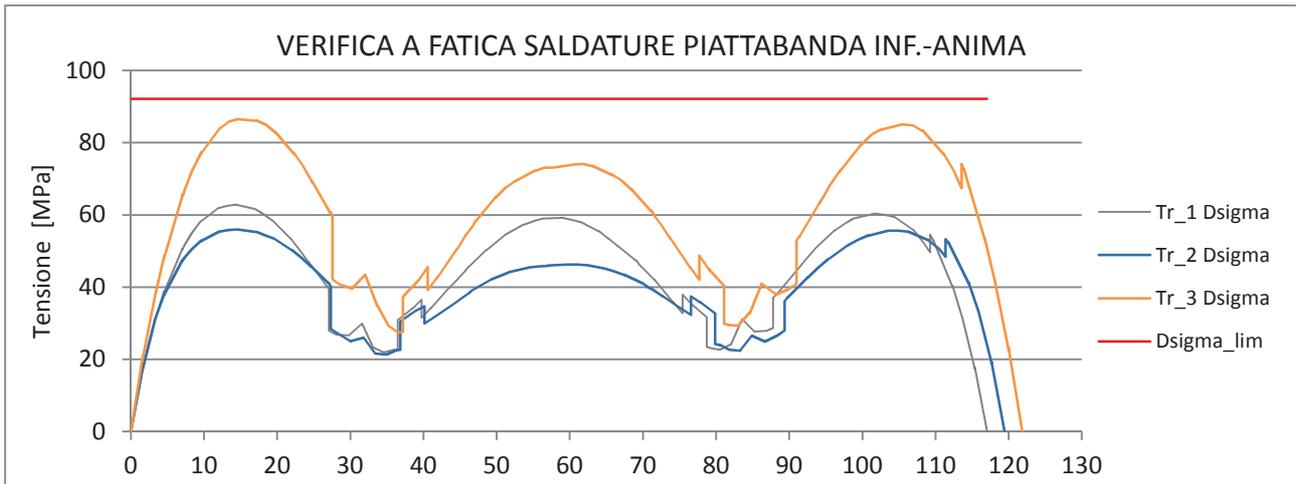
γ_{Mf} coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.15 per strutture sensibili alla rottura per fatica.

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.





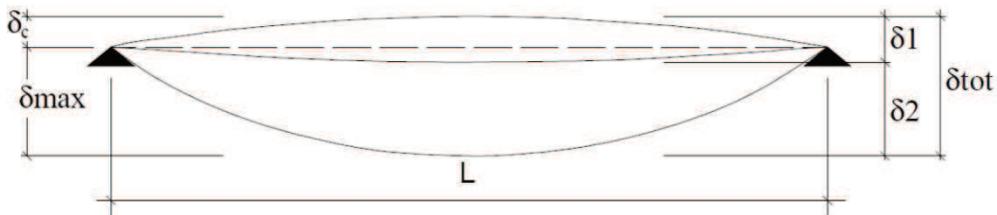
6.3 Trasversi

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} [m]	δ_{acc} [mm]	L/700 [mm]
CAMPATA 1	32.00	20.2	45.7
CAMPATA 2	53.50	49.5	76.4
CAMPATA 3	35.00	26.1	50.0

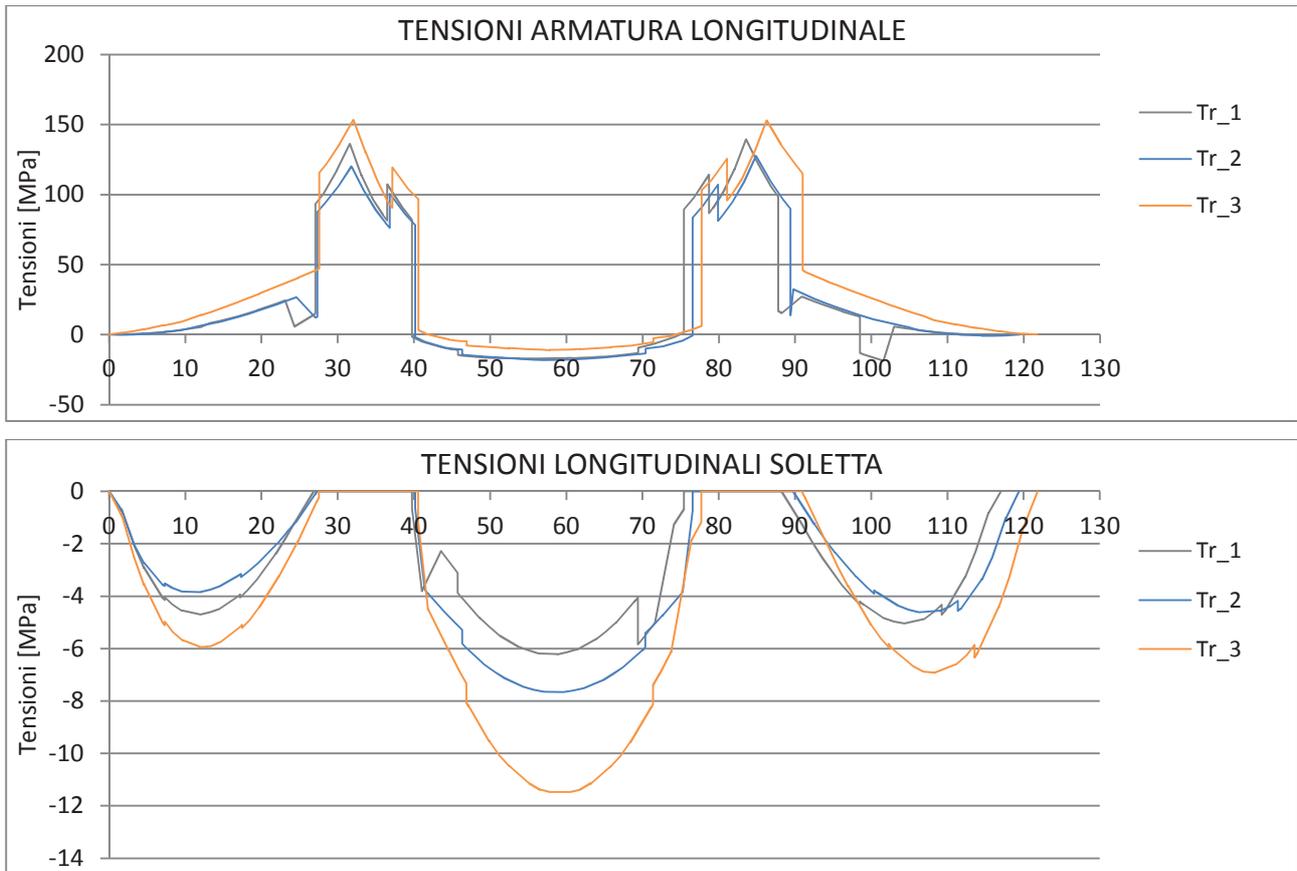
Tabella 9 - Abbassamenti carichi accidentali

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>	Φ 20 / 10
		<i>Inferiore</i>	Φ 20 / 10
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	Φ 14 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 20
<u>Trasversale</u>	<i>Sbalzo</i>	<i>Superiore</i>	Φ 20 / 10 + Φ 16 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 20
	<i>Campata</i>	<i>Superiore</i>	Φ 16 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 14 / 10
	<i>Appoggio centrale</i>	<i>Superiore</i>	Φ 16 / 20 + Φ 20 / 20
		<i>Inferiore</i>	Φ 16 / 20

Di seguito i diagrammi delle tensioni nelle armature longitudinali:



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:** $M = ql^2/2 = 28.10 \text{ kNm/m}$ 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	fyk	450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk	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:

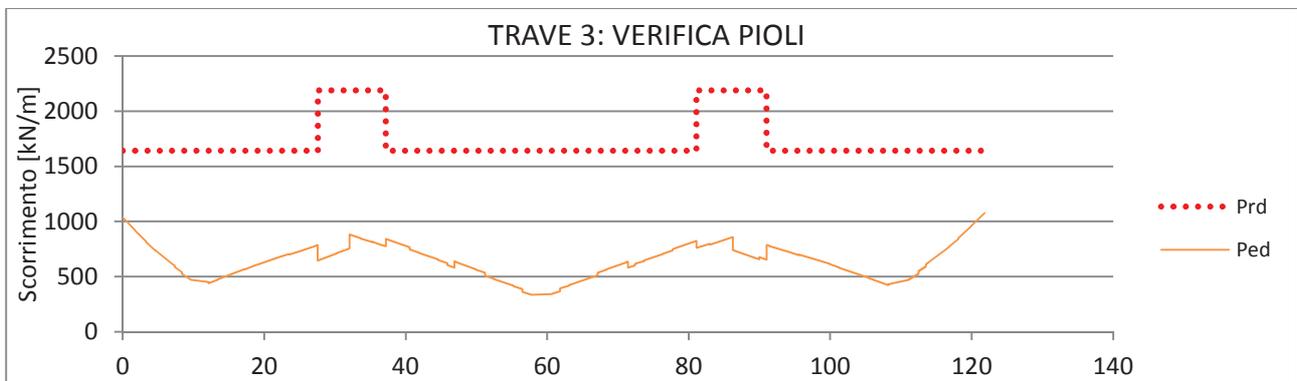
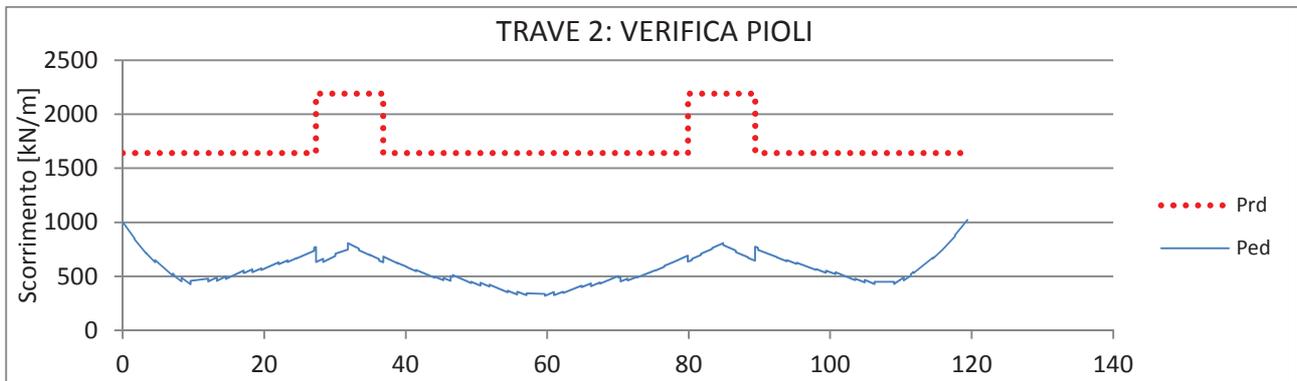
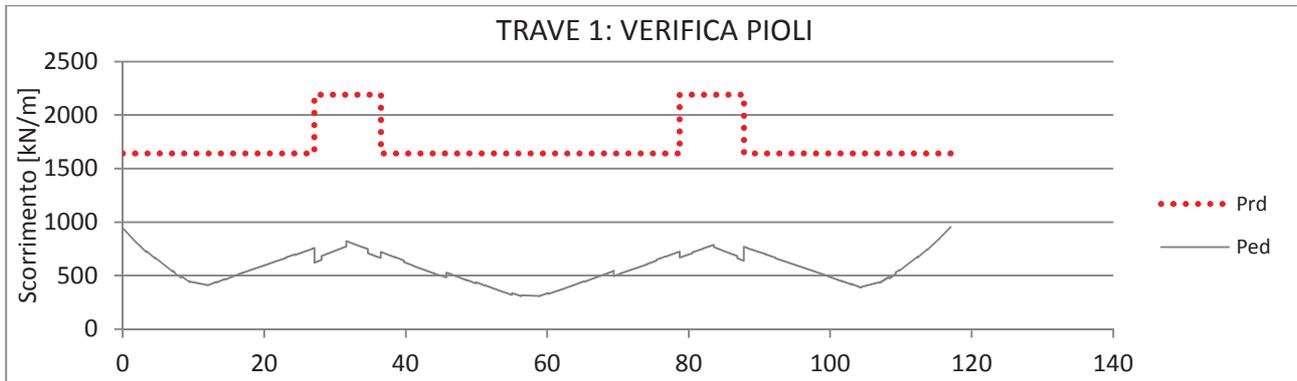
$$P_{Rd,a} = 0,8f_t(\pi d^2/4)/\gamma_V$$

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

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 18.00m e 7.30m. Di seguito sono riportate la vista longitudinale, trasversale e la sezione trasversale alla base delle due pile.

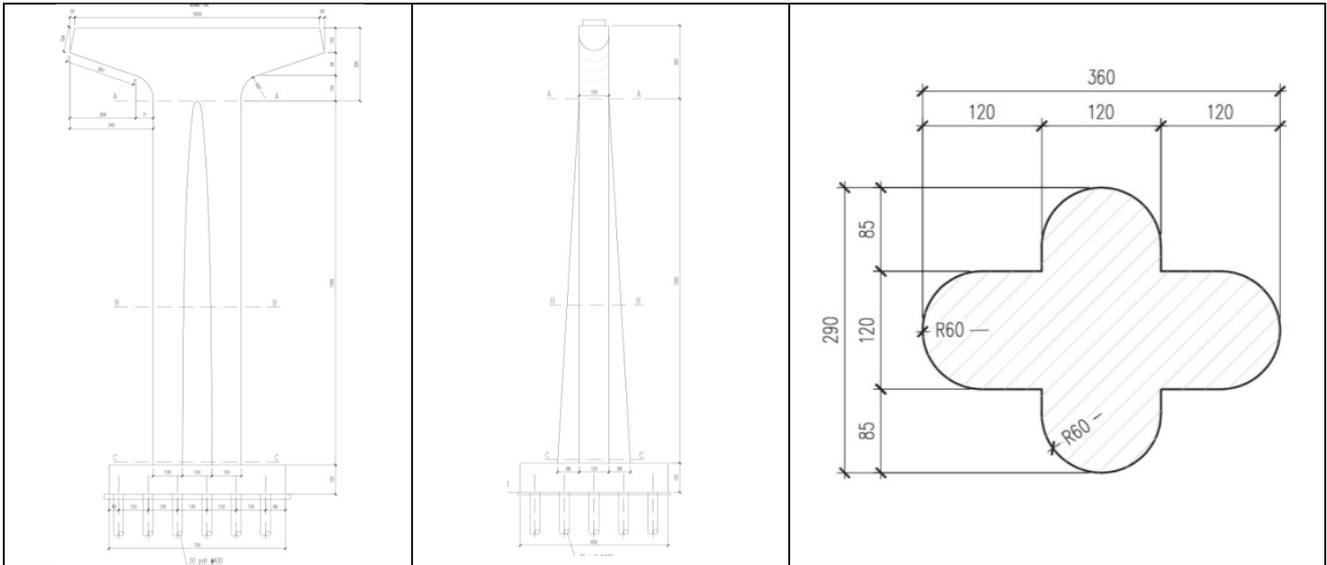


Figura 12 - Pila 1: Vista trasversale, vista longitudinale, sezione trasversale alla base

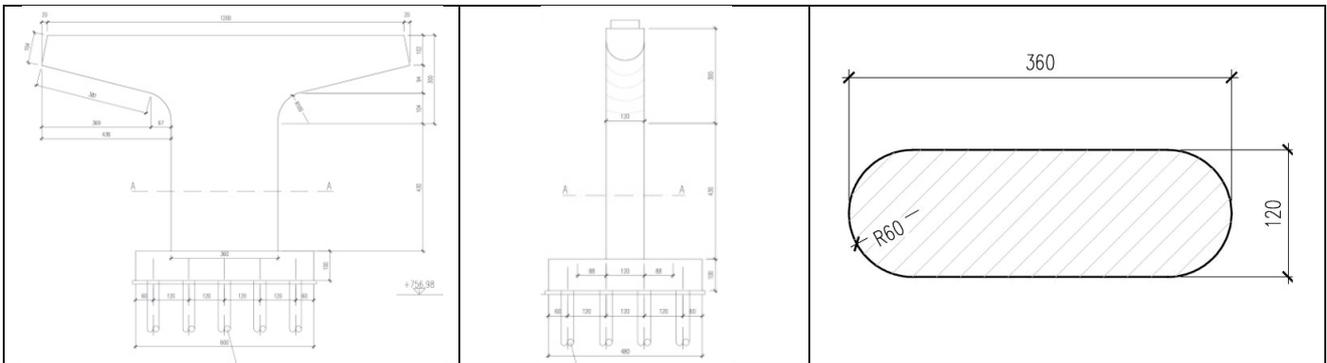


Figura 13 - Pila 2: Vista trasversale, vista longitudinale, sezione trasversale alla base

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

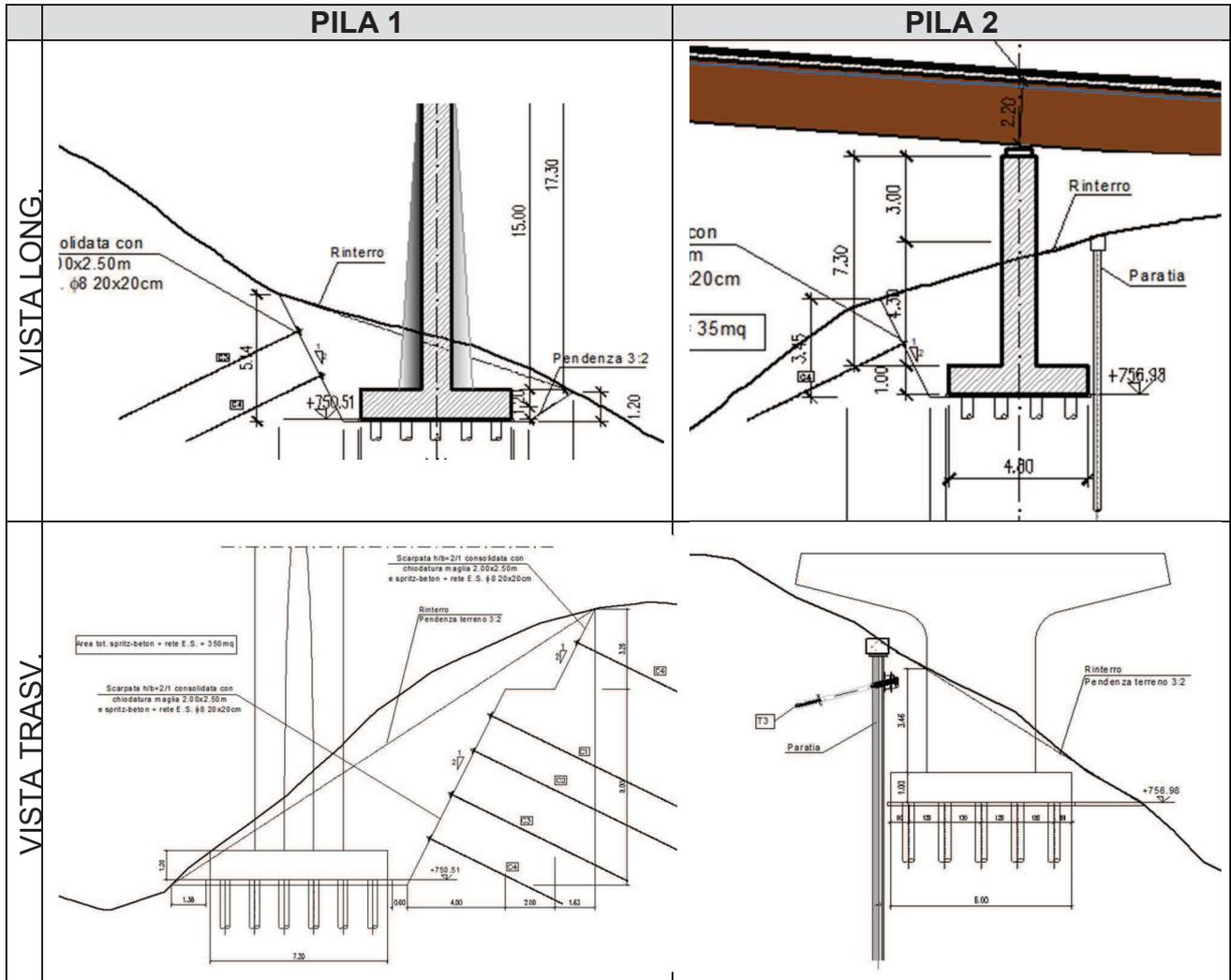


Figura 14 - Reinterro scavi per la realizzazione delle pile

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	8420	-17	375	-29	32
G2	1510	0	-197	0	0
TS _{Nmax}	1227	0	2770	0	0
UDL _{Nmax}	2583	0	4211	0	0
TS _{Nmin}	-127	0	-294	0	0
UDL _{Nmin}	-119	0	-226	0	0
TS _{Mmax}	1003	0	3050	0	0
UDL _{Mmax}	1774	0	6140	0	0
TS _{Mmin}	761	0	-2663	0	0
UDL _{Mmin}	1652	0	-5478	0	0
ACC/FREN	684	0	0	0	12312
CENTRIFUGA	0	240	0	4320	0
VENTO TRASV.	-108	-223	1	3560	-2105
ATTRITO	303	0	0	0	5457
TEMP	0	0	-228	-1201	0
RITIRO	0	0	206	1047	0
VENTO LONG.	61	0	0	0	550
SISMA_X+	201	11566	3370	606	186
SISMA_X-	-201	-11566	-3370	-606	-186
SISMA_Y+	205	4316	7382	228	414
SISMA_Y-	-205	-4316	-7382	-228	-414
SISMA_Z+	658	3666	2541	193	143
SISMA_Z-	-658	-3666	-2541	-193	-143
SOVRA SPINTA (+)	0	-24	30	-28	30
SOVRA SPINTA (-)	0	-28	35	-32	35

Tabella 10 - Pila 1: Azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	7599	0	-291	132	-18
G2	1553	0	-7	0	0
TS _{Nmax}	1208	0	3433	0	0
UDL _{Nmax}	2619	0	5167	0	0
TS _{Nmin}	-102	0	-267	0	0
UDL _{Nmin}	-88	0	-166	0	0
TS _{Mmax}	986	0	3762	0	0
UDL _{Mmax}	1800	0	7812	0	0
TS _{Mmin}	769	0	-3553	0	0
UDL _{Mmin}	1694	0	-7511	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	0	1752	0	240
VENTO TRASV.	6	0	6468	0	-691
ATTRITO	0	-2004	0	-275	0
TEMP	-254	0	-1871	0	0
RITIRO	208	0	1587	0	0
VENTO LONG.	0	90	0	25	0
SISMA_X+	164	449	4977	61	528
SISMA_X-	-164	-449	-4977	-61	-528
SISMA_Y+	169	296	12601	41	1338
SISMA_Y-	-169	-296	-12601	-41	-1338
SISMA_Z+	537	175	4205	24	445
SISMA_Z-	-537	-175	-4205	-24	-445
SOVRA SPINTA (+)	0	0	-20	0	-17
SOVRA SPINTA (-)	0	0	-23	0	-19

Tabella 11 - 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	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_002	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0.9
SLU_003	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_004	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_005	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	0	1.35	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_006	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0.9	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_007	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0.72	0.72	1.2	0
SLU_008	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.5	0.72	-0.72	1.2	0
SLU_009	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_010	1	1	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	0.72	-0.72	0	0
SLU_011	1.35	1.35	0.54	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_012	1	1	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.72	-0.72	0	0
SLU_013	1	1.35	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	0	0
SLU_014	1.35	1	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_015	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	1.35	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_016	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	-1.35	0	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_017	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	0	1.35	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_018	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	0	-1.35	-0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_019	1.35	1.35	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	0	0	1.5	0.72	0.72	1.2	0
SLU_020	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	-1.5	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_021	1	1	0	0	0	0	0.54	1.01	0	0	1.35	0	-0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_022	1	1	0	0	0	0	0	0	0.54	1.01	-1.35	0	0.9	-0.72	-0.72	1.2	0
SLU_023	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0
SLU_024	1	1	0	0	0	0	1.35	1	0	0	0	0	0.9	0.72	0.72	1.2	0.9

	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

Figura 15 - 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_001	18631	2012	13260	82	-158
	SLU_010	9763	-5841	3546	-345	-169
	SLU_017	15825	2012	17318	82	190
	SLU_018	12425	-2052	-13506	-150	-115
	SLU_021	12349	22428	5445	1210	209
	SLU_022	12426	-22462	-1695	-1268	-145
	SLU_021	12349	22428	5445	1210	209
	SLU_022	12426	-22462	-1695	-1268	-145
	SLU_020	12424	-789	-9667	-86	327
	SLU_008	10154	-7104	7253	-409	-303
<u>SLV</u>	SLV_011	10702	3625	3351	474	718
	SLV_006	9157	-3712	-2929	888	268
	SLV_009	10248	4275	8192	600	1666
	SLV_004	9610	-4361	-7770	1014	1215
	SLV_001	10016	11525	2979	1920	868
	SLV_002	9614	-11611	-3758	1843	417

Tabella 12- Pila 1: Azioni combinate

COMB. PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	18830	-7588	-3463	-182	-171
	SLU_010	10235	3733	3894	268	-171
	SLU_023	16117	-7589	18330	-182	127
	SLU_014	13025	7589	-20448	419	-127
	SLU_020	10634	26224	2410	1163	-171
	SLU_007	13019	-18756	-4423	-626	-197
	SLU_014	10634	26224	2410	1163	-171
	SLU_013	13019	-18756	-4423	-626	-197
	SLU_020	13027	8874	-15725	470	328
	SLU_007	16115	-8874	13606	-232	-328
<u>SLV</u>	SLV_011	9816	175	4823	547	1439
	SLV_006	8489	-175	-5461	379	1687
	SLV_009	9448	296	13219	605	4563
	SLV_004	8856	-296	-13858	321	4811
	SLV_001	9189	449	3724	678	1729
	SLV_002	8861	-449	-6234	248	1978

Tabella 13 - 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]
32225	18.00	1.4	476	1.25	2506	3133

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
28738	7.30	1.4	1375	1.25	5511	6889

- Direzione longitudinale:

PILA 1						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
23691	18.00	1.4	667	1.00	1843	1843

PILA 2						
M_{rd}	I_p	γ_{rd}	V_e	γ_{Bd}	V_{prc}	V_{Ed}
[kNm]	[m]	-	[kN]	-	[kN]	[kN]
10806	7.3	1.4	194	1.25	2072	2590

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.

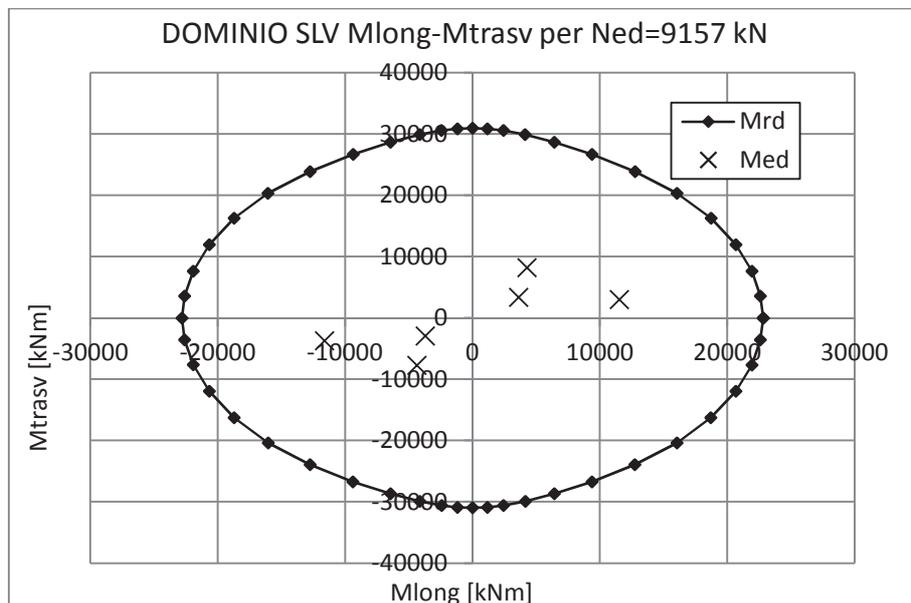
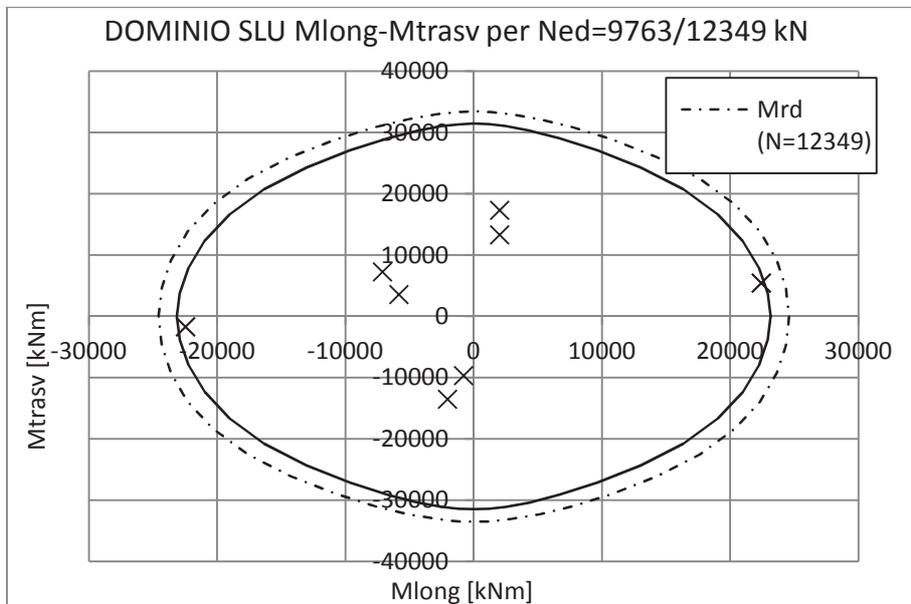
7.3 Verifiche allo SLU e SLV

7.3.1 Pressoflessione deviata

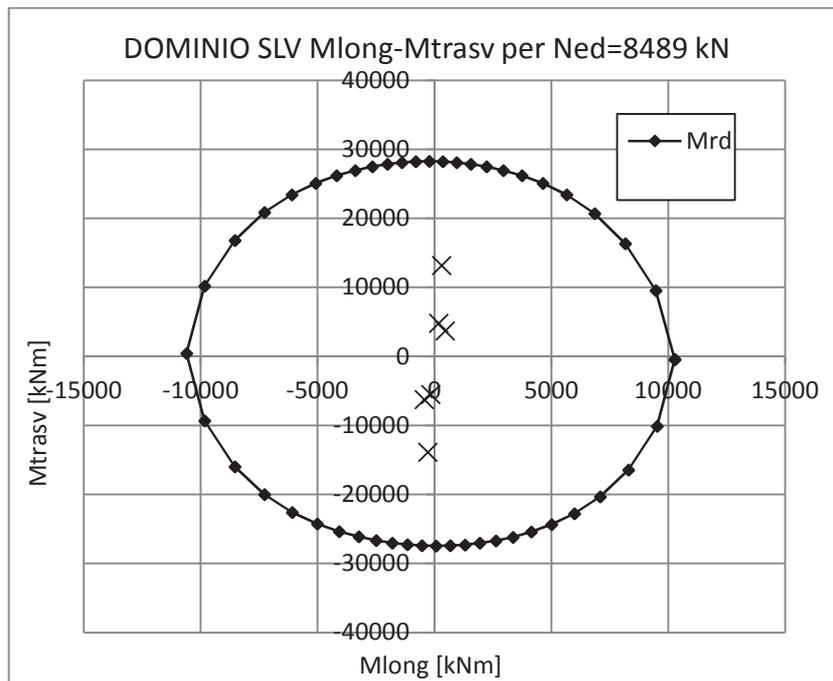
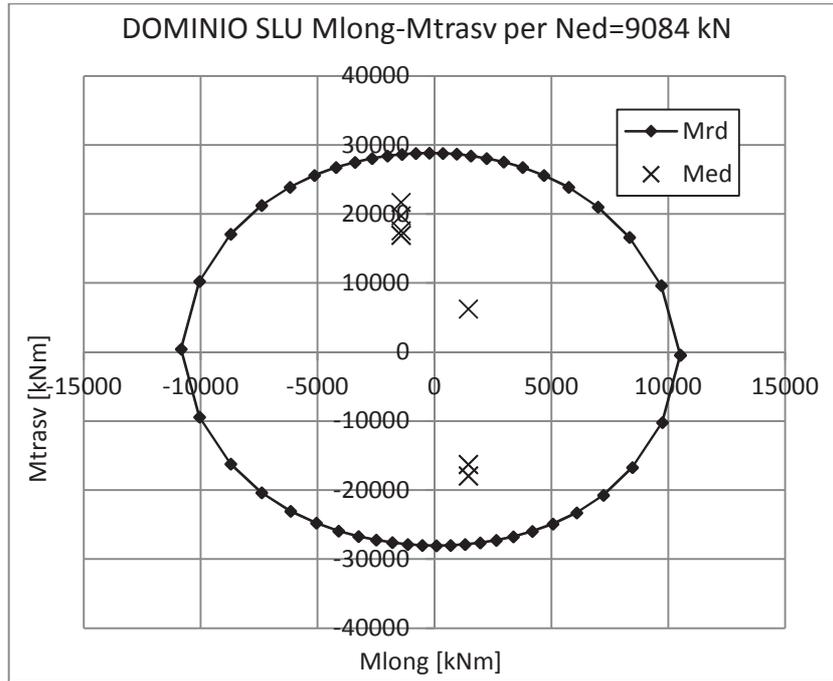
Per le verifiche si fa uso di uno specifico codice di calcolo che permette il calcolo di sezioni soggette a pressoflessione deviata. Si riporta nella figura seguente il dominio di resistenza ad N costante della sezione. Si precisa che, a favore di sicurezza, è quello corrispondente al valore dello sforzo normale N minimo tra tutte le combinazioni considerate. Nel caso in cui con il valore minimo di N per una combinazione di carico la verifica non risulta soddisfatta, è stato riportato il dominio di resistenza con il valore N della combinazione maggiormente critica.

Le armature disposte nelle pile sono $\varnothing 26/15$.

- **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° bracci	4	
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}	1666	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	y_c	1.5	
larghezza membratura resistente a V	b_w	1200	mm
altezza membratura resistente 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)	ø _w	16	mm
Area staffa (spilla)	A _{ø_w}	201	mm ²
0.9 d	z	2430	mm
passo delle staffe (spille)	s _w	150	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	As _w / s _w	5.36	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	5098	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	13715	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	4811	kN
taglio resistente	V_{Rd}	5098	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}	1920	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	3000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1080	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	972	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	200	mm
	n° bracci	10	
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	10.05	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}	678	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.

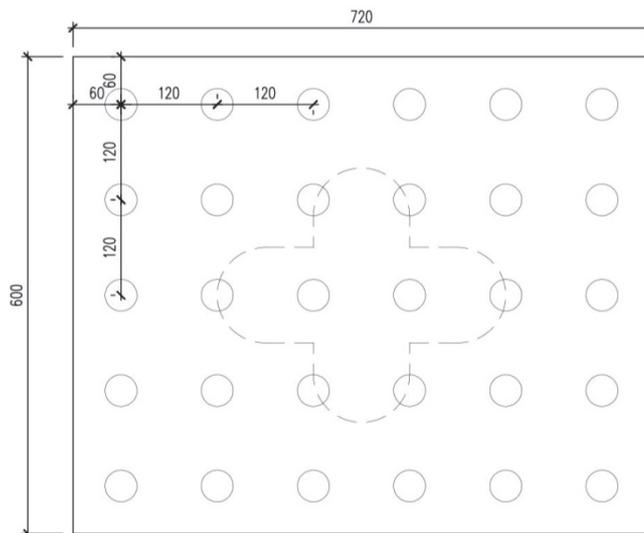


Figura 16 - Pianta fondazione Pila 1

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 1.9m.

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.

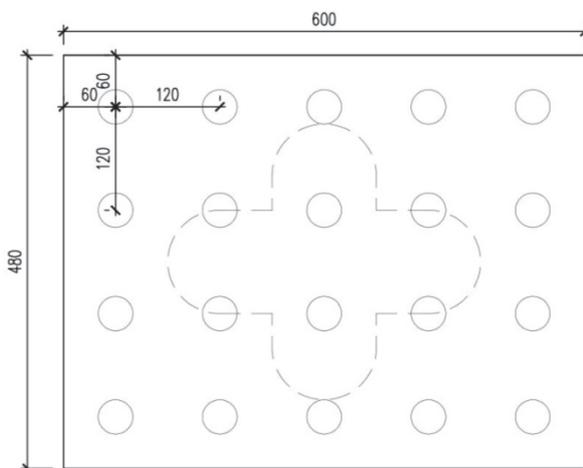


Figura 17 - Pianta fondazione Pila 2

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 3.0m.

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	10955	-52	413	-29	32
G2	1510	0	-197	0	0
TS _{Nmax}	1227	0	2770	0	0
UDL _{Nmax}	2583	0	4211	0	0
TS _{Nmin}	-127	0	-294	0	0
UDL _{Nmin}	-119	0	-226	0	0
TS _{Mmax}	1003	0	3050	0	0
UDL _{Mmax}	1774	0	6140	0	0
TS _{Mmin}	761	0	-2663	0	0
UDL _{Mmin}	1652	0	-5478	0	0
ACC/FREN	684	0	0	0	12312
CENTRIFUGA	0	240	0	4320	0
VENTO TRASV.	-108	-223	1	3560	-2105
ATTRITO	365	0	0	0	6568
TEMP	0	0	-228	-1201	0
RITIRO	0	0	206	1047	0
VENTO LONG.	61	0	0	0	550
SISMA_X+	235	12607	3688	867	264
SISMA_X-	-235	-12607	-3688	-867	-264
SISMA_Y+	239	4621	8193	255	676
SISMA_Y-	-239	-4621	-8193	-255	-676
SISMA_Z+	771	3992	2808	271	222
SISMA_Z-	-771	-3992	-2808	-271	-222
SOVRA SPINTA (+)	0	-58	66	-28	30
SOVRA SPINTA (-)	0	-66	77	-32	35

Tabella 14 - Plinto 1: Azioni elementari

PILA 2	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	9657	132	-309	132	-18
G2	1553	0	-7	0	0
TS _{Nmax}	1208	0	3433	0	0
UDL _{Nmax}	2619	0	5167	0	0
TS _{Nmin}	-102	0	-267	0	0
UDL _{Nmin}	-88	0	-166	0	0
TS _{Mmax}	986	0	3762	0	0
UDL _{Mmax}	1800	0	7812	0	0
TS _{Mmin}	769	0	-3553	0	0
UDL _{Mmin}	1694	0	-7511	0	0
ACC/FREN	0	0	0	0	0
CENTRIFUGA	0	0	1992	0	240
VENTO TRASV.	6	0	5777	0	-691
ATTRITO	0	-2791	0	-336	0
TEMP	-254	0	-1871	0	0
RITIRO	208	0	1587	0	0
VENTO LONG.	0	115	0	25	0
SISMA_X+	183	655	5549	207	572
SISMA_X-	-183	-655	-5549	-207	-572
SISMA_Y+	187	352	14085	55	1483
SISMA_Y-	-187	-352	-14085	-55	-1483
SISMA_Z+	599	243	4694	68	489
SISMA_Z-	-599	-243	-4694	-68	-489
SOVRA SPINTA (+)	0	0	-36	0	-17
SOVRA SPINTA (-)	0	0	-42	0	-19

Tabella 15 - 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	22054	2963	13070	126	-158
	SLU_010	12299	-7108	3343	-389	-169
	SLU_013	19248	2963	17546	126	190
	SLU_016	14960	-3086	-13644	-195	-115
	SLU_021	14884	24733	5696	1254	209
	SLU_022	14961	-24837	-1869	-1313	-145
	SLU_021	14884	24733	5696	1254	209
	SLU_022	14961	-24837	-1869	-1313	-145
	SLU_004	14960	-1745	-9274	-130	327
	SLU_016	12689	-8448	6889	-454	-303
<u>SLV</u>	SLV_011	13581	5080	4534	295	350
	SLV_006	11348	-5308	-3957	-414	-222
	SLV_001	12889	5898	11535	274	940
	SLV_008	12040	-6127	-10958	-392	-812
	SLV_001	12656	16279	4477	1071	406
	SLV_002	12045	-16507	-5101	-1189	-277

PILA 2		N	Mlong	Mtrasv	Vlong	Vtrasv
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
<u>SLU</u>	SLU_001	20372	-1844	16811	-64	-645
	SLU_010	11141	2216	5518	374	-639
	SLU_023	15043	-1899	20938	-110	-639
	SLU_014	18343	2272	-17190	421	598
	SLU_020	13765	2217	-15051	374	1018
	SLU_007	18513	-1844	15670	-64	-1060
	SLU_014	18343	2272	-17190	421	598
	SLU_013	15336	-1899	19031	-110	-639
	SLU_020	13765	2217	-15051	374	1018
	SLU_007	18513	-1844	15670	-64	-1060
<u>SLV</u>	SLV_011	12116	448	6685	220	601
	SLV_006	10303	-184	-7395	44	-672
	SLV_009	11580	589	18894	204	1894
	SLV_004	10839	-325	-19603	60	-1965
	SLV_001	11320	984	5926	401	709
	SLV_002	10844	-720	-8507	-137	-780

Tabella 16 - 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	1319	-326	44
SLV	769	12	25
	kN	kN	kN

Tabella 17 - Sollecitazioni massime palo Plinto 1

PLINTO 2	Nmax	Nmin	Tmax
SLU	1804	-202	54
SLV	1212	-107	76
	kN	kN	kN

Tabella 18 - - Sollecitazioni massime palo Plinto 2

8.4 Verifiche 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.

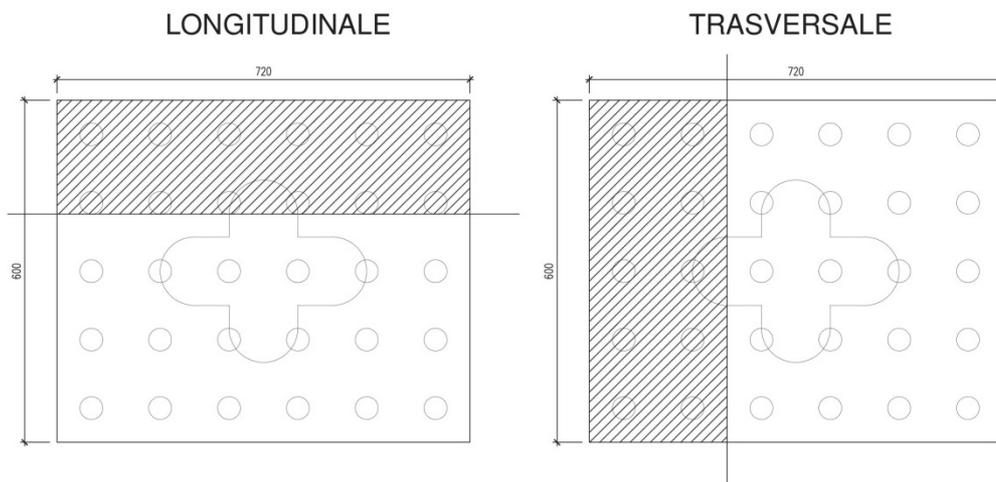


Figura 18 - Sezioni di verifica Pila 1

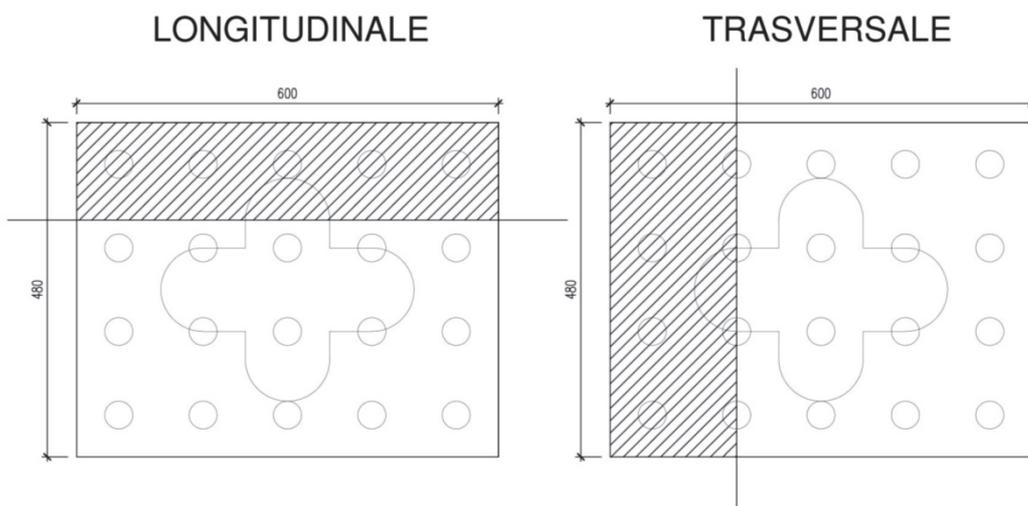


Figura 19 - Pila 2 sezioni di verifica

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 1.0 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	2011	2239	OK	0	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1746	1872	OK	-463	-742	OK
SLV	Trasversale	1571	5309	1243	2239	OK	0	-737	OK
	Longitudinale	1571	4524	1228	1872	OK	-224	-742	OK

Tabella 19 - Verifica armature Plinto 1

8.4.2 Verifica armatura Plinto 2

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	6786	2144	2318	OK	-286	-617	OK
	Longitudinale	1571	3142	744	1095	OK	0	-600	OK
SLV	Trasversale	1571	6786	1654	2318	OK	-502	-617	OK
	Longitudinale	1571	3142	382	1095	OK	0	-600	OK

Tabella 20 - Verifica armature Plinto 2

8.4.3 Verifica a taglio

Di seguito si mostra la verifica a taglio allo 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, vengono calcolati i tagli agenti massimi.

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1314 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 935 \text{ kN/m} \end{cases}$$

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 resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene a V	H	1200	mm
altezza utile	d	1080	mm
area della sezione	A _{TOT}	1080000	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	972	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	
	As _w / s _w	1.96	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	V _{Rsd}	1867	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V _{Rcd}	2759	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	1314	kN
taglio resistente	V_{Rd}	1867	kN

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

verifica

Di seguito si mostra la verifica a taglio allo della fondazione della pila 2. Si considera per la verifica una striscia di fondazione larga 1 m ed alta 1.0 m. Depurando i valori delle reazioni dei pali del peso del plinto e del terreno di rinterro, vengono calcolati i tagli agenti massimi.

$$\begin{cases} V_{ed,max,SLU} = 1836 \text{ kN/m} \\ V_{ed,max,SLV} = 1377 \text{ kN/m} \end{cases}$$

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 resistene a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene 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)	Aø _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 _s w / 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}	1836	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:

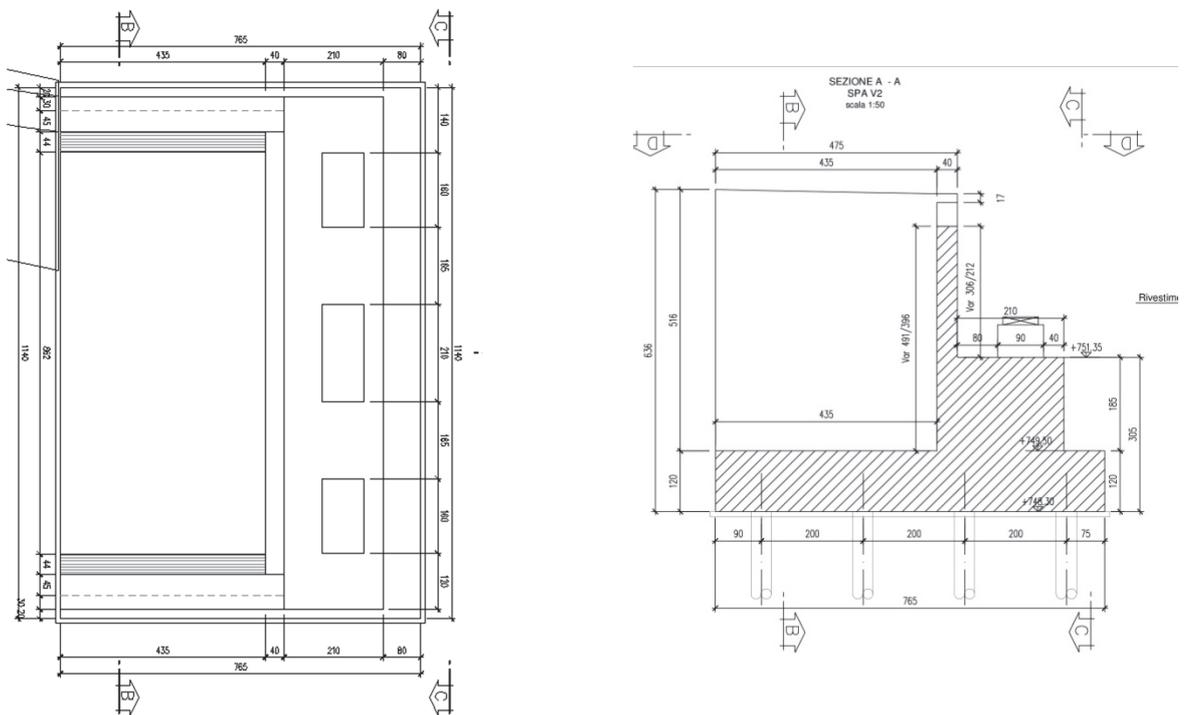


Figura 20 - Spalla A: sezione longitudinale e pianta

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	9.50	8.9	222
Muro andatore Inf	0.67	4.35	4.60	13.4	335
Muro andatore Sup	0.67	4.35	4.60	13.4	335
Fondazione	7.65	11.40	1.20	104.7	2616
Cordolo Inf	0.80	0.75	4.75	2.9	71
Cordolo Sup	0.80	0.75	4.75	2.9	71
Muro frontale	2.50	10.40	2.80	72.8	1820
Azione totale in fondazione				219	5471

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	9.06	5.35	210.8	3795

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico permanente	4.35	9.06	2.20	87

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Sovraccarico accidentale	4.35	9.06	20	788

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 $k_0 = 1 - \tan(\varphi') = 0.455$.

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

$$F_{qterr} = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B = 1913 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qperm} = k_0 q_a B H = 70 \text{ kN}$$

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:

$$F_{qa} = k_0 q_a B H = 635 \text{ kN}$$

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	1519	3296	-125	0	0
Attrito	0	122	0	46	0
Ritiro	-211	-458	31	0	0
Carichi mobili_ Nmax_I	1924	4175	-3897	0	0
Carichi mobili_ Mmax_I	1415	3072	-4811	0	0
Carichi mobili_ Nmax_E	1130	2452	4412	0	0
termica TU	241	522	-36	0	0
termica GT	0	0	129	0	24
Vento	0	0	-1953	0	-358
frenatura	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1308	0	-240

9.1.2 Condizione sismica

9.1.2.1.1 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	6554	0	2297	0
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	5575	0	2005	0
Forza di inerzia trasversale	0	0	5124	0	1870
Forza di inerzia vert. (+)	935	-422	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-935	422	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	100	218	1348	0	247
Sisma trasv	105	228	3395	0	623

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	5471	2078	0	0	0
	Peso rinterro	3795	-6262	0	0	0
	peso portati	87	-143	0	0	0
	peso accidentali traffico	788	-1301	0	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	4273	0	1913	0
	Spinta portati (K0)	0	234	0	70	0
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	2126	0	635	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	6554	0	2297	0
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	5575	0	2005	0
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	5124	0	1870
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	935	-422	0	0	0
	<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-935	422	0	0	0
IMPALCATO	Peso proprio	1519	3296	-125	0	0
	Attrito	0	122	0	46	0
	Ritiro	-211	-458	31	0	0
	Carichi mobili_ Nmax	1924	4175	-3897	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1415	3072	-4811	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	1130	2452	4412	0	0
	termica TU	241	522	-36	0	0
	termica GT	0	0	129	0	24
	Vento	0	0	-1953	0	-358
	frenatura	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1308	0	-240
	<i>Sisma long</i>	100	218	1348	0	247
	<i>Sisma trasv</i>	105	228	3395	0	623

9.3 Azioni combinate

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

	perm	SLE1	SLE2	SLE3	SLE4	SLE5	SLE6	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
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
Carichi mobili_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
Carichi mobili_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
Carichi mobili_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
termica TV	0.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.72	0.72	0.72	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
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
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
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
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
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	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00
1.01	1.15	1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
1.01	1.15	1.15	1.15	0.86	0.86	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
1.20	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50
1.01	0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	1.15	0.00	0.00	0.86	0.00	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
1.20	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	0.72	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	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	0.00	0.30	0.00	0.30
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	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	1.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.30
1.35	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	0.00	0.00	0.00	0.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	long (+)	long (-)	trasv (+)	trasv (-)
							SISMA			

Tabella 21 - 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	10661	3091	94	2010	0
SLE	SLE1	13518	8405	6414	2645	-441
	SLE2	13009	7301	7329	2645	-441
	SLE3	12724	6682	-1894	2645	-441
	SLE4	13133	7570	5076	2645	-371
	SLE5	12752	6742	5762	2645	-371
	SLE6	12538	6277	-1155	2645	-371
SLU A1	SLU1	18259	11357	8848	3567	-629
	SLU2	17573	9867	10082	3567	-629
	SLU3	17187	9031	-2368	3567	-629
	SLU4	17726	10199	7047	3567	-537
	SLU5	17211	9081	7973	3567	-537
	SLU6	16922	8454	-1365	3567	-537
	SLU7	13925	9169	7547	2746	-541
	SLU8	13340	7900	8598	2746	-541
	SLU9	13012	7188	-2008	2746	-541
	SLU10	13468	8178	6013	2746	-463
	SLU11	13029	7226	6802	2746	-463
	SLU12	12783	6692	-1153	2746	-463
SISMA	long (+)	11163	10046	-2838	4326	820
	long (-)	10401	8884	-141	4033	326
	trasv (+)	10957	5012	-1682	2718	1259
	trasv (-)	10396	5266	-1682	2718	1259

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	717	89	89
A1	972	157	121
SISMA	622	100	147
	kN	kN	kN

Tabella 22 - Sollecitazioni massime pali spalla A

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 SPALLA B

Nel presente capitolo si analizza l'analisi globale della spalla B 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;
- è gradonata.

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

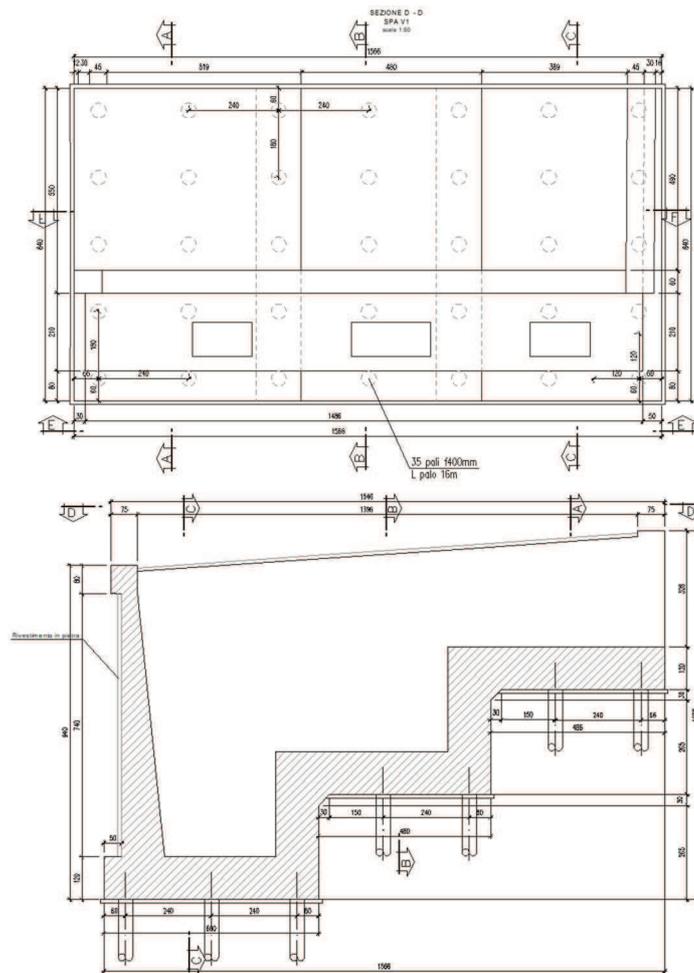


Figura 21 - Spalla A: sezione trasversale e pianta

Al fine di modellare correttamente il comportamento della struttura, la spalla, per il calcolo delle sollecitazioni, è stata suddivisa nei tre gradoni. Le eccentricità verticali dei diversi elementi, in cui è stata suddivisa la spalla, sono calcolate rispetto al gradone di riferimento. Ad esempio il muro frontale è stato suddiviso in 3 elementi. Inoltre data la diversa quota del terreno a monte è stato considerato il momento torcente generato da questa asimmetria.

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	2.64	15.15	16.0	400
Muro andatore Inf	0.83	1.15	7.40	7.0	176
Muro andatore Sup	0.00	0.00	0.00	0.0	0
Fondazione 1	8.40	6.93	1.20	69.8	1745
Fondazione 2	8.40	7.75	1.20	78.1	1953
Fondazione 3	8.40	6.88	1.20	69.3	1733
Cordolo Inf	0.80	0.75	5.50	3.3	83
Cordolo Sup	0.00	0.00	0.00	0.0	0
Muro frontale 1	2.50	0.00	0.00	0.0	0
Muro frontale 2	2.50	4.80	2.95	35.4	885
Muro frontale 3	2.50	4.30	5.90	63.4	1586
Azione totale in fondazione				342	8559

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

Riempimento terreno posteriore	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Terreno 1	5.10	6.05	2.95	91.0	1638
Terreno 2	5.10	4.80	5.52	135.1	2432
Terreno 3	5.10	3.48	8.19	145.4	2616

Sovraccarico permanente	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/m ²]	P [kN]
Pavimentazione 1	5.10	6.05	2.20	68
Pavimentazione 2	5.10	4.80	2.20	54
Pavimentazione 3	5.10	3.48	2.20	39

	b _i [m]	b _t [m]	q _p [kN/m ²]	P [kN]
Accidentali	5.10	14.33	20	1462

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.

	γ [kN/m ³]	φ' [°]	K ₀	H [m]	b [m]	E ₀ [kN]	e _v [m]	m _i [kN m]	e _t [m]	mz [kN m]
Spinta del terreno 1	18.0	33.0	0.455	4.15	4.85	342	1.38	474	5.43	1859
Spinta del terreno 2	18.0	33.0	0.455	6.80	4.80	910	2.27	2062	0.60	546
Spinta del terreno 3	18.0	33.0	0.455	9.39	5.50	1987	3.13	6221	-4.55	-9043

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 _i [kN m]	m _t [kN m]	e _t [m]	mz [kN m]
Spinta dei sovraccarichi permanenti 1	6.60	0.455	4.15	4.85	60	2.08	126	0	5.43	328
Spinta dei sovraccarichi permanenti 2	6.60	0.46	6.80	4.80	98	3.40	334	0	0.60	59
Spinta dei sovraccarichi permanenti 3	6.60	0.46	9.39	5.50	155	4.70	729	0	-4.55	-706
Spinta dei sovraccarichi accidentali 1	20.00	0.455	4.15	4.85	183	2.08	380	0	5.43	995
Spinta dei sovraccarichi accidentali 2	20.00	0.46	6.80	4.80	297	3.40	1011	0	0.60	178
Spinta dei sovraccarichi accidentali 3	20.00	0.46	9.39	5.50	470	4.70	2208	0	-4.55	-2140

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]	Mz[kNm]
Peso proprio	1714	4370	1	0	1714	0
Attrito	0	152	0	51	0	0
Ritiro	-203	-518	-12	0	-203	0
Carichi mobili_ Nmax_I	1976	5039	2842	0	1976	0
Carichi mobili_ Mtmax_I	1458	3719	6606	0	1458	0
Carichi mobili_ Nmax_E	52	133	3	0	52	0
termica TU	242	617	22	0	242	0
termica GT	0	0	242	0	0	0
Vento	0	0	-671	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0
centrifuga	0	0	-1104	0	0	0

10.1.2 Condizione sismica

10.1.2.1 Forze inerziali

Si è assunto:

$a_g/g=0.145$;

$S_S=1.20$;

$S_T=1.16$;

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.

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

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

$K_h=0.202$; $K_v=0.101$; $K_{s+}=0.503$; $K_{s-}=0.541$

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	Mz[kNm]
Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))	0	9771	0	3381	0	-2815
Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))	0	9143	0	3173	0	-3169
Forza di inerzia trasversale	0	0	8854	0	3077	0
Forza di inerzia vert. (+)	1539	608	0	0	0	0
Forza di inerzia vert. (-)	-1539	-608	0	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	69	176	561	0	121
Sisma trasv	78	199	1114	0	241

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	8559	5343	-10513	0	0	0
	Peso rinterro	6687	-11368	-5997	0	0	0
	peso portati	161	-273	108	0	0	0
	peso accidentali traffico	1462	-2485	1302	0	0	0
	Spinta terreno (K0)	0	8756	0	3239	0	-6638
	Spinta portati (K0)	0	1188	0	314	0	-319
	Spinta acc. Traffico (K0)	0	3599	0	951	0	-966
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(+))</i>	0	9771	0	3381	0	-2815
	<i>Incremento spinta dinamica long. (DEd(-))</i>	0	9143	0	3173	0	-3169
	<i>Forza di inerzia trasversale</i>	0	0	8854	0	3077	0
	<i>Forza di inerzia vert. (+)</i>	1539	608	0	0	0	0
<i>Forza di inerzia vert. (-)</i>	-1539	-608	0	0	0	0	
IMPALCATO	Peso proprio	1714	4370	1	0	0	0
	Attrito	0	152	0	51	0	0
	Ritiro	-203	-518	-12	0	0	0
	Carichi mobili_ Nmax	1976	5039	2842	0	0	0
	Carichi mobili_ Mtmax	1458	3719	6606	0	0	0
	Carichi mobili_ Mtmin	52	133	3	0	0	0
	termica TU	242	617	22	0	0	0
	termica GT	0	0	242	0	53	0
	Vento	0	0	-671	0	-146	0
	frenatura	0	0	0	0	0	0
	centrifuga	0	0	-1104	0	-240	0
	<i>Sisma long</i>	69	176	561	0	121	0
	<i>Sisma trasv</i>	78	199	1114	0	241	0

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 [kN]
	perm	16918	7587	16412	3584	0	-6957
SLE	SLE1	20500	14111	13616	4535	-296	-7923
	SLE2	19983	12791	9853	4535	-296	-7923
	SLE3	18576	9205	16456	4535	-296	-7923
	SLE4	20103	13098	13945	4535	-215	-7923
	SLE5	19715	12108	11123	4535	-215	-7923
	SLE6	18660	9418	16075	4535	-215	-7923
SLU A1	SLU1	27684	19058	18465	6118	-418	-10697
	SLU2	26985	17276	13384	6118	-418	-10697
	SLU3	25087	12435	22298	6118	-418	-10697
	SLU4	27133	17654	18925	6118	-311	-10697
	SLU5	26609	16317	15114	6118	-311	-10697
	SLU6	25185	12687	21800	6118	-311	-10697
	SLU7	21016	15052	13281	4684	-358	-8068
	SLU8	20421	13534	8953	4684	-358	-8068
	SLU9	18804	9410	16547	4684	-358	-8068
	SLU10	20545	13850	13675	4684	-268	-8068
	SLU11	20098	12711	10429	4684	-268	-8068
	SLU12	18885	9619	16125	4684	-268	-8068
SISMA	long (+)	17569	18086	13063	6986	1071	-9772
	long (-)	16508	16741	14185	6778	828	-10126
	trasv (+)	17422	10871	8540	4619	2862	-7802
	trasv (-)	16499	10506	8540	4619	2862	-7802

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	931	191	192
A1	1258	240	259
SISMA	906	79	278
	kN	kN	kN

Tabella 23 - 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 B	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>	-	

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 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.

11 Appoggi e giunti

11.1 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	2311	0	0
	2	Uni	2381	0	554
	1	Multi	2180	0	0
PILA 1	3	Multi	6892	0	0
	2	Uni	6285	827	461
	1	Multi	6845	0	0
PILA 2	3	Multi	6500	0	0
	2	Fisso	7224	0	1072
	1	Multi	6963	0	0
SPALLA B	3	Multi	2436	0	0
	2	Uni	2431	0	493
	1	Multi	2252	0	0

APPOGGI: SLV			N_{VERT}	F_{LONG}	F_{TRASV}
n° Tipologia			kN	kN	kN
SPALLA A	3	Multi	635	0	0
	2	Uni	657	0	635
	1	Multi	673	0	0
PILA 1	3	Multi	3037	0	0
	2	Uni	2779	585	323
	1	Multi	2995	0	0
PILA 2	3	Multi	2870	0	0
	2	Fisso	3327	0	1353
	1	Multi	3008	0	0
SPALLA B	3	Multi	678	0	0
	2	Uni	679	0	268
	1	Multi	693	0	0

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

APPOGGI			NVERT	F _{LONG}	F _{TRASV}	ΔI _{TRASV}	ΔI _{LONG}
n° Tipologia			kN	kN	kN	mm	mm
SPALLA A	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 200
	2	Uni	2500	-	700	-	± 200
	1	Multi	2500	-	-	± 5	± 200
PILA 1	3	Multi	7000	-	-	± 5	± 5
	2	Uni	7000	900	500	-	-
	1	Multi	7000	-	-	± 5	± 5
PILA 2	3	Multi	7500	-	-	± 5	± 200
	2	Fisso	7500	-	1400	-	± 200
	1	Multi	7500	-	-	± 5	± 200
SPALLA B	3	Multi	2500	-	-	± 5	± 200
	2	Uni	2500	-	500	-	-
	1	Multi	2500	-	-	± 5	± 200

Tabella 24 - Tabella appoggi

11.2 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 = ± 160 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 11 mm.
- SPALLA B:
spostamento provocato dal sisma allo SLV = ± 166 mm;
spostamento massimo per variazioni termiche uniformi = ± 31 mm.

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