



Società Autostrada Tirrenica p.A.  
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA**  
**LOTTO 2**

TRATTO: SAN PIETRO IN PALAZZI – SCARLINO

**PROGETTO DEFINITIVO**


INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE  
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE  
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

**AU– CORPO AUTOSTRADALE**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**PONTI E SOTTOVIA (L>10m)**  
**AMPLIAMENTO SOTTOVIA SC. BARTOLO**  
**al km. 0+827.80**  
**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Guido Furlanetto Ord. Ingg. Milano N.10984 <b>RESPONSABILE UFFICIO STR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 <b>COORDINATORE GENERALE APS</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</b>
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA:		REVISIONE	
WBS	DIRETTORIO		FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'		n. progressivo	
ST10	1	2	1	2	0	1	STR710--
					SCALA:	-	

 <b>ingegneria europea</b>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Guido Furlanetto O.I. Milano N.10984

<b>RESPONSABILE DI COMMESSA</b> Ing. Michele Parrella Ord. Ingg. Avellino N. 933 <b>COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</b>	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b> 	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b> 
---	---	--

## INDICE

01.	GENERALITA' .....	1
01.01	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	1
01.02	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO.....	1
01.03	FASI REALIZZATIVE .....	3
01.04	SCHEMI DI CALCOLO .....	3
02.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
03.	MATERIALI.....	5
03.01	STRUTTURA ESISTENTE .....	5
03.02	STRUTTURA IN AMPLIAMENTO .....	7
04.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI.....	9
05.	ANALISI DEI CARICHI.....	10
05.01	CARICHI DI FASE 1 .....	10
05.02	CARICHI DI FASE 2 .....	11
05.03	CARICHI DI FASE 3 .....	13
05.04	CARICHI ORIZZONTALI .....	14
05.05	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
06.	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	20
06.01	IMPALCATO .....	20
06.02	REAZIONI SULLE SPALLE.....	25
07.	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	26
07.01	IMPALCATO .....	26
07.02	TRAVI AMPLIAMENTO .....	26
07.03	TRAVI ESISTENTI.....	26
08.	VERIFICA DELLE SPALLE.....	26
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
08.02	GEOMETRIA .....	26
08.03	PARAGHIAIA.....	26
08.04	PARAMENTO VERTICALE.....	26
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE .....	26

## 01. GENERALITA'

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST10 - Sottovia SC Bartolo facente parte del Lotto 2 della A12 Livorno – Civitavecchia.

### 01.01 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

L' opera esistente è costituita da un impalcato in singola campata di luce totale pari a circa 21.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 20.0m, semplicemente appoggiato su due spalle.

L' impalcato è costituito da 17 travi prefabbricate e precomprese a T e dalla soletta in cls. gettato in opera dello spessore di 24 cm.

Le spalle sono del tipo a setto e fondate su zattera poggiata su pali di grande diametro. Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

Per le spalle esistenti si prevede la rimozione e la ricostruzione del paraghiaia al fine di collocare i ritegni sismici longitudinali a ridosso della testata delle travi.

Per quanto riguarda il sottovia esistente, in mancanza di documentazione che consenta la verifica delle travi, in via cautelativa, sono stati previsti rinforzi con fibre di carbonio limitatamente alle travi maggiormente sollecitate.

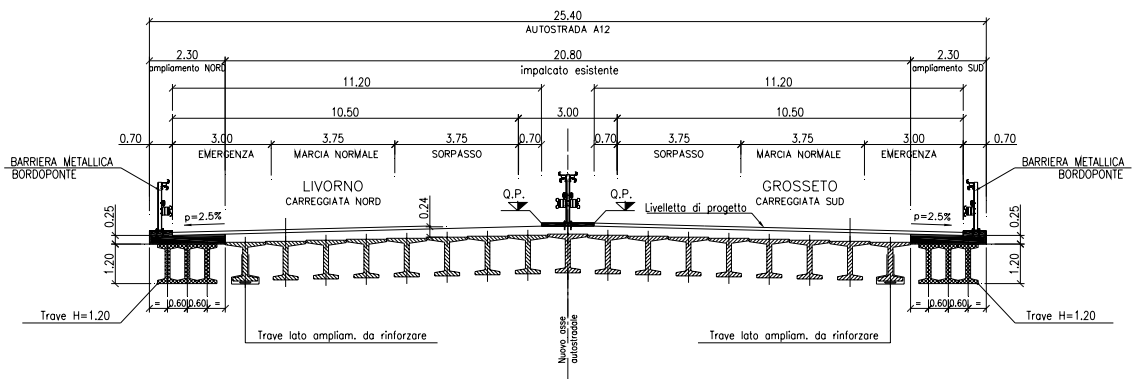
Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

### 01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

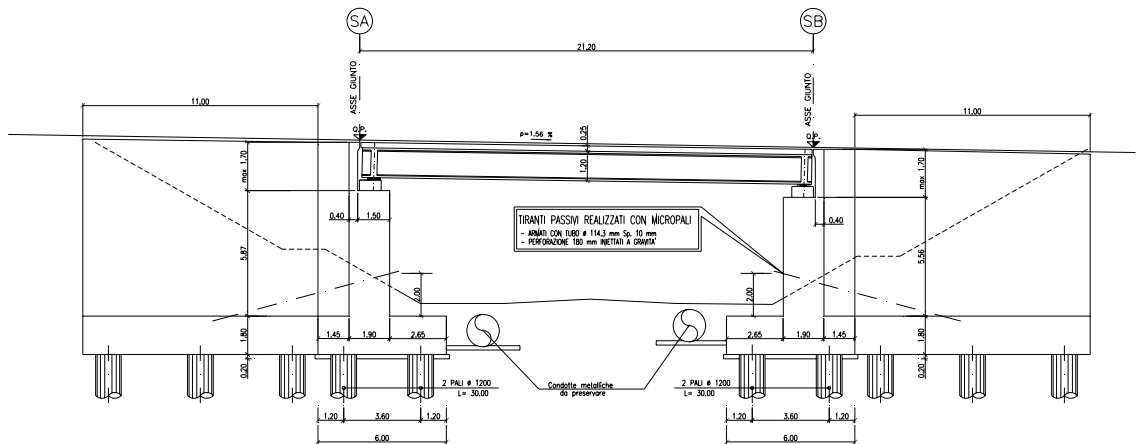
Su entrambi i lati dell'impalcato è previsto un ampliamento di larghezza pari a circa 2.30m. Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito da 3+3 travi in c.a.p. a I con sovrastante soletta collaborante in cls.

Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente. Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

I nuovi plinti, dello stesso spessore di quelli esistenti, saranno realizzati ciascuno su 2 pali di diametro  $\Phi$  1200 e lunghezza L = 30 m.



SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO AMPLIATO



SEZIONE LONGITUDINALE SULL'AMPLIAMENTO

### 01.03 **FASI REALIZZATIVE**

Per l'opera in oggetto si prevedono in sintesi le seguenti fasi realizzative :

1. Realizzazione delle sottostrutture in affiancamento ad eccezione delle zone di collegamento ; realizzazione dei rilevati in ampliamento a tergo spalle ;
2. Montaggio travi in c.a.p. di ampliamento;
3. Getto delle solette ad eccezione delle zone comprese fra le parti nuove e l'esistente;
4. Collegamento delle sottostrutture,
5. Completamento getto solette;
6. Realizzazione manto e finiture.

Contemporaneamente alle operazioni di cui ai punti 1,2,3 e comunque prima delle fasi successive sarà effettuata la realizzazione delle apparecchiature di fine corsa.

Ad opera ampliata e solidarizzata verrà eseguita la sostituzione degli apparecchi di appoggio originali e la regolarizzazione dei baggioli.

### 01.04 **SCHEMI DI CALCOLO**

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle travi è stato considerato uno schema di calcolo di trave in semplice appoggio.

I carichi agenti in terza fase verranno determinati sulla base della corrispondente area d'influenza nelle condizioni di carico più gravose.

Per la determinazione delle sollecitazioni in testa alle spalle è stato utilizzato un foglio di calcolo.

## **02.       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Tutti i calcoli sono stati eseguiti nel rispetto delle normative nazionali vigenti, con particolare riferimento a:

- Legge 5/1/1971 n° 1086 : “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/1974 n° 64 : “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 14/1/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2/2/2009 n° 617 :”Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D:M: 14 gennaio 2008”.

### 03. MATERIALI

#### 03.01 STRUTTURA ESISTENTE

##### 03.01.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

###### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.02 CALCESTRUZZO SOLETTE E TRASVERSI

###### Calcestruzzo solette e trasversi CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.03 CALCESTRUZZO SPALLE

###### Calcestruzzo spalle CLASSE 25/30

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,75	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,63	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

FeB44 k controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	373,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1800,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1600,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1440,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>



## 03.02 STRUTTURA IN AMPLIAMENTO

### 03.02.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

#### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.02 CALCESTRUZZO SOLETTA E COPPELLE PREFABBRICATE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 35/45

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	45,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	37,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,27	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,29	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	21,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,53	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,44	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	34625	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.03 CALCESTRUZZO SPALLE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1860,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1670,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1488,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

## 04. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI

Nelle seguenti tabelle sono riassunte le caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi.

Si adotta la seguente simbologia :

A = Area della sezione [ m<sup>2</sup> ]

J<sub>yy</sub> = momento di inerzia della sezione sul piano verticale [ m<sup>4</sup> ]

Si indica inoltre con :

T1: trave principale in c.a.p. in ampliamento

T2: trave principale in c.a.p. esistente

Si terrà conto delle seguenti fasi costruttive :

Fase 1 : posizionamento delle travi in ampliamento e getto della soletta

Fase 2 : solidarizzazione della struttura dell' ampliamento all' esistente e posa in opera dei sovraccarichi permanenti ; ritiro e viscosità

Fase 3 : effetto dei sovraccarichi accidentali

fase 1	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0.2625	0.3065
y <sub>G</sub>	0.600	0.6469
J <sub>yy</sub>	0.0542	0.0727

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0.4085	0.5405
y <sub>G</sub>	0.868	0.934
J <sub>yy</sub>	0.1074	0.1318

Ai fini delle verifiche dell' impalcato non si considera l' effetto sismico perché non significativo.

## 05. ANALISI DEI CARICHI

Sono state considerate per le varie fasi di carico le seguenti condizioni di carico.

### 05.01 CARICHI DI FASE 1

#### 05.01.01 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo (travi e soletta) è stato calcolato considerando un peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

- Travi dell' ampliamento

$$g_{1,1} = 0.2625 \times 25 = 6,56 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0.60 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m} \quad (\text{travi interne})$$

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0.85 \times 25 = 5,31 \text{ kN/m} \quad (\text{trave di bordo})$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.3065 \times 25 = 7.66 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.23 \times 25 = 7.69 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 6.56 \times 6 + 7.66 \times 17 + 25 \times 25.4 \times 0.25 = 328.3 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 328.3 \times 21/2 = 3448 \text{ KN}$$

## 05.02 CARICHI DI FASE 2

### 05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g2)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente  $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Cordolo centrale esistente  $g_{2,1} = 1,60 \times 0,30 \times 25 = 12,00 \text{ kN/m}$
- Cordolo esterno ampliamento  $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Guard rail  $g_{2,2} = 1.50 \text{ kN/m}$
- Asfalto  $g_{2,3} = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Considerando che la larghezza della sede stradale è pari a 22.40 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 5,25 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1,50 + 3,00 \times 22,40 = 94,2 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi esistenti risulta:

$$g_2 \text{ (trave esistente)} = 3 \times 1,23 = 3,69 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di ampliamento risulta:

$$g_2 \text{ (trave interna ampliamento)} = 3 \times 0,60 = 1,8 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave di bordo ampliamento)} = 5,25 + 3 \times 0,15 + 1,50 = 7,2 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 94,2 \times 21/2 = 989 \text{ KN}$$

### 05.02.02 RITIRO SOLETTA AMPLIAMENTO ( $\epsilon_2$ )

Il calcolo delle deformazioni da ritiro soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.6).

Risulta :

$$A_c = 20 \times \frac{230}{3} = 1533 \text{ cm}^2$$

$$u = 76,66 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$$k_h = 0,725$$

U.R. 75 %

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \times \epsilon_{c0} = -0,725 \times 0,000285 = -0,000207$$

$$\epsilon_{ca} = -2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0,0000683$$

Complessivamente risulta :

$$\epsilon_{cs} = -0,000275$$

### 05.02.03 VISCOSITA' SOLETTA AMPLIAMENTO ( $\epsilon_3$ )

Il calcolo del coefficiente di viscosità per il cls della soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.7).

Risulta :

- Carichi di 2 fase

$$A_c = 20 \times \frac{230}{3} = 1533 \text{ cm}^2$$

$$u = 76.66 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$t_0 = 7 \text{ gg.}$   
U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,7)} = 2.433$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 2.433) = 10085 \text{ MPa}$$

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{230}{3} = 1533 \text{ cm}^2$$

$$u = 76.66 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$t_0 = 60 \text{ gg.}$   
U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,60)} = 1.653$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 1.653) = 13051 \text{ MPa}$$

### 05.03 CARICHI DI FASE 3

#### 05.03.01 VARIAZIONI TERMICHE

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$  a tutta la struttura.

#### 05.03.02 CARICHI MOBILI (q1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che, considerata la larghezza della somma delle carreggiate pari a 24,00m (si trascura la presenza del cordolo centrale), consistono in 8 colonne di carico delle seguenti intensità :

posizione	carico asse Qik [kN]	qik [kN/m <sup>2</sup> ]
corsia numero 1	300	9,00
corsia numero 2	200	2,50
corsia numero 3	100	2,50
Corsie numeri 4/8	-	2,50

Le diverse disposizioni dei sovraccarichi si differenziano in base allo studio qualitativo delle superfici di influenza della struttura per le diverse caratteristiche di sollecitazione che di volta in volta vengono massimizzate/minimizzate. In particolare si è fissata l'attenzione sulla sezione di mezzeria e di appoggio.

Il carico massimo di terza fase che l'impalcato trasferisce alle spalle risulta pari a:

$$R(Q_k) = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ KN}$$

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 21) \times 21/2 = 835 \text{ KN}$$

## 05.04 CARICHI ORIZZONTALI

I seguenti contributi, agenti tutti in terza fase, vengono considerati in aggiunta ai precedenti esclusivamente per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture in quanto i loro effetti non sono significativi sull' impalcato.

### 05.04.01 AZIONE DI FRENAMENTO (q3)

La forza di frenamento/accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a :

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame (lunghezza dell' impalcato pari a 21 m), nell'ipotesi che il carico tandem sia in corrispondenza dell'appoggio, la forza di frenamento su ciascuna spalla risulta:

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 21/2 = 388 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 388 \times (25.4 - 5.2) / 25.4 / 17 = 18.1 \text{ KN}$$
$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 388 \times 5.2 / 25.4 / 6 = 13.2 \text{ KN}$$

### 05.04.02 FORZA CENTRIFUGA (q4)

Essendo il raggio di curvatura della strada maggiore di 1500 m il valore della forza centrifuga è nullo.

### 05.04.03 VENTO (q5)

La pressione del vento è pari a :

$$p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

dove :

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$C_e$  è il coefficiente di esposizione

$C_p$  è il coefficiente di forma

$C_d$  è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento espressa in  $\text{N/m}^2$  è data dalla seguente espressione :

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

Nel caso in esame :

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{densità dell' aria}$$
$$v_b = 27 \text{ m/sec} \quad \text{essendo l' opera ubicata in zona 3}$$



l' opera inoltre risulta ubicata in categoria II per cui risulta :

$$\begin{aligned}k_r &= 0.19 \\z_0 &= 0.05 \text{ m} \\z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\z &= 6.70 \text{ m}\end{aligned}$$

il coefficiente di esposizione vale allora :

$$c_e = 0.19^2 \times \ln(6.70/0.05) \times [7 + 1 \times \ln(6.70/0.05)] = 2.10$$

Il coefficiente di forma vale :

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4$$

Complessivamente si ha :

$$p = 0.5 \times 1.25 \times 27,00^2 \times 2.10 \times 1.40 \times 1.00 = 1.34 \text{ kN/m}^2$$

Tale pressione (considerata a favore di sicurezza pari a 1.50KN/m<sup>2</sup>) è stata applicata sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua di altezza pari a 3.00 m a partire dal piano stradale.

Il carico complessivo dovuto al vento trasferito a ciascuna spalla risulta pari a:

$$\begin{aligned}h &= 1.20+0.25 + 3.00 = 4.45\text{m} \\H_t (\text{vento}) &= 1.5 \times 4.45 \times 21.00/2 = 69 \text{ KN} \\M_t (\text{vento}) &= 69 \times 2.53 = 173 \text{ KN x m}\end{aligned}$$

essendo

$$d = 2.53 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

Tale forza si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

Ponte carico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 69/(17+6) = 3.0 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 3.0 \times 1.45/4.45 = 1.0 \text{ KN}$$

#### 05.04.04 **SISMA (q6)**

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell' azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14/01/2008.

I parametri assunti alla base del calcolo sono i seguenti :

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| - Vita nominale dell' opera                   | $V_N = 50$ anni                   |
| - Classe d' uso dell' opera                   | IV quindi $C_U = 2$               |
| - Periodo di riferimento dell' azione sismica | $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni |
| - Categoria sottosuolo                        | Categoria C                       |
| - Amplificazione topografica                  | $S_T = 1$                         |
| - Stato limite considerato                    | SLV                               |
| - Fattore di struttura                        | $q = 1$                           |

Dal programma 'Spettri NTC – ver. 1.0.3' del Consiglio Superiore LL PP, si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito in esame (Coordinate : 43°05' N – 10°33' E).

La forza sismica orizzontale trasferita dall'impalcato a ciascuna spalla in condizioni sismiche (si considera assente il sovraccarico accidentale) risulta pari a:

$$a_g = 0.067$$

$$S = 1.5$$

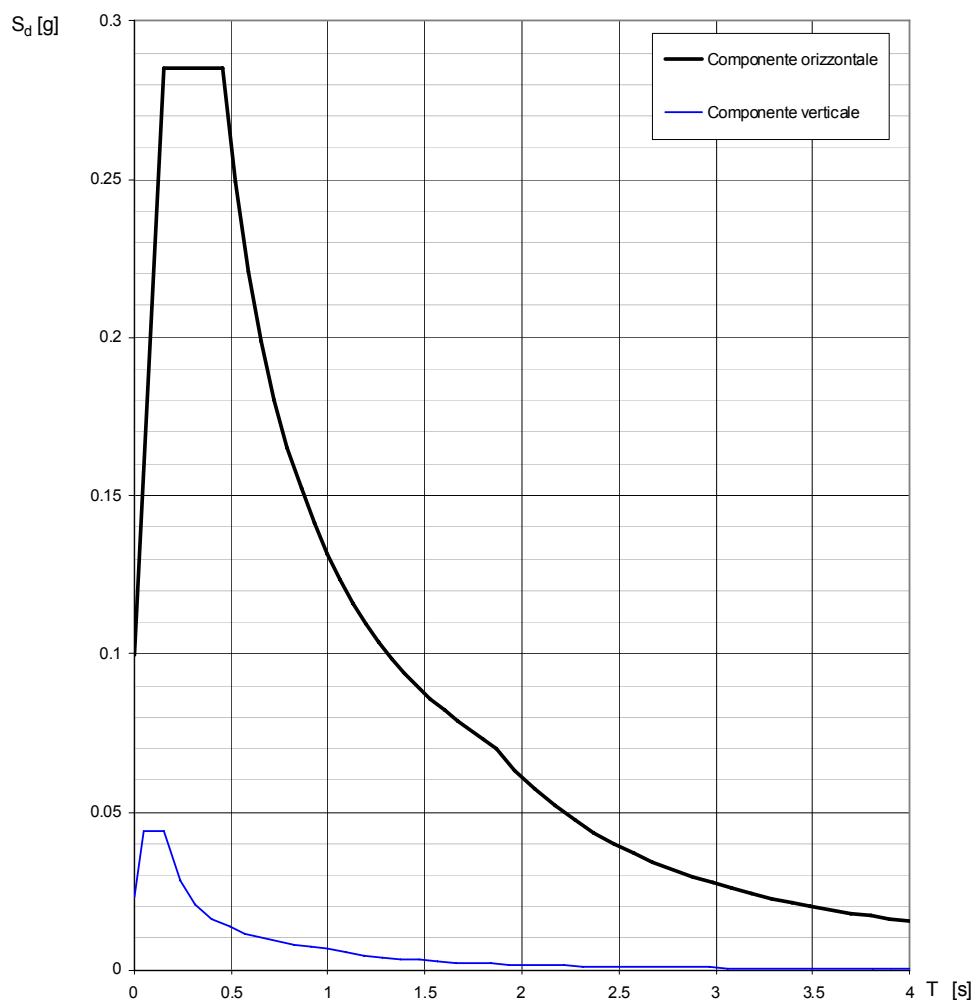
$$F_i (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.067 \times 1.5 \times 4437 = 446 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 4437 \text{KN}$$

Si riportano di seguito gli spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita, utilizzando i parametri sopra elencati.

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



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.067 g
$F_0$	2.860
$T_C^*$	0.291 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.578
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\xi$	1.000
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.459 s
$T_D$	1.866 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.100
$T_B \leftarrow$	0.153	0.285
$T_C \leftarrow$	0.459	0.285
	0.526	0.249
	0.593	0.221
	0.660	0.198
	0.727	0.180
	0.794	0.165
	0.861	0.152
	0.928	0.141
	0.995	0.132
	1.062	0.123
	1.129	0.116
	1.196	0.109
	1.263	0.104
	1.330	0.098
	1.397	0.094
	1.464	0.089
	1.531	0.086
	1.598	0.082
	1.665	0.079
	1.732	0.076
	1.799	0.073
$T_D \leftarrow$	1.866	0.070
	1.968	0.063
	2.069	0.057
	2.171	0.052
	2.272	0.047
	2.374	0.043
	2.476	0.040
	2.577	0.037
	2.679	0.034
	2.781	0.032
	2.882	0.029
	2.984	0.027
	3.085	0.026
	3.187	0.024
	3.289	0.023
	3.390	0.021
	3.492	0.020
	3.594	0.019
	3.695	0.018
	3.797	0.017
	3.898	0.016
	4.000	0.015

## 05.05 COMBINAZIONI DI CARICO

In osservanza ai punti 5.1.3.12 e 5.2.3 del D.M. 14/01/2008 le condizioni elementari di carico sono state combinate considerando gli stati limite di esercizio, ultimi e di salvaguardia della vita (sisma).

### 05.05.01 COMBINAZIONI DI CARICO PER L' IMPALCATO

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate.

	IMPALCATO	g1+g2	ε2	ε3	q1	q3	q4	q5	q6
SLE	SLE (QP)	1	1	0,5	0	0	0	0	0
	SLE (FR)	1	1	0,6	0,75 Qik 0,4 qik	0	0	0	0
	SLE (R)	1	1	0,6	1 Qik 1 qik	0	0	0	0
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0

Ognuno dei precedenti stati limite è costituito da quattro combinazioni in relazione alle diverse posizioni dei sovraccarichi sull' impalcato.

Come già enunciato al par. 5.3.2 per l'impalcato si possono considerare fino a otto colonne di carico.

Ai fini del calcolo delle travi, per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione, si sono considerate quattro colonne di carico nella posizione eccentrica più gravosa in cui i carichi tandem sono stati disposti in asse alla mezzeria negli schemi di carico 1 ( $M_{max}$  impalcato ampliamento) e 3 ( $M_{max}$  impalcato esistente), e in prossimità degli appoggi di una spalla per gli schemi di carico 2 ( $V_{max}$  impalcato ampliamento), 4 ( $V_{max}$  impalcato esistente).

In particolare, negli schemi di carico 1 e 2, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata NORD; mentre negli schemi di carico 3 e 4, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata SUD.

**05.05.02 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE SOTTOSTRUTTURE**

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate

	<b>SPALLE</b>	$g_1+g_2$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$q_1$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0
SLU (GEO)	GEO1	1	1	0,6	0	0	0	1,3	0
	GEO2	1	1	0,6	1,15	0	0	0,78	0
	GEO3	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	1,3	0	0,78	0
	GEO4	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	0	1,3	0,78	0
SLV	SLV	1	1	0	0	0	0	0	1

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia SLV che comprende due combinazioni in cui il sisma nelle due direzioni (longitudinale, trasversale) è combinato come segue.

$EI + 0.3Et$        $0.3EI + Et$

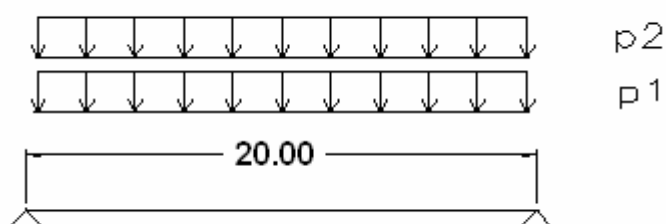
## 06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 06.01 IMPALCATO

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle caratteristiche di sollecitazioni massime nei vari elementi strutturali per le combinazioni di carico di cui al par. 5.5.1.

#### 06.01.01 FASE 1

Per la prima fase lo schema di calcolo è il seguente :



dove, con riferimento al par. 5.1.1 i carichi valgono (valori caratteristici) :

#### Travi dell' ampliamento

$$p_1 = 6,56 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 5,31 \text{ kN/m}$$

$$P = 11,87 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	594	-	0	119
	SLE (FR)	594	-	0	119
	SLE (R)	594	-	0	119
SLU (STR)	STR1	802	-	0	161
	STR2	802	-	0	161
	STR3	802	-	0	161
	STR4	802	-	0	161

### Travi esistenti

$$p_1 = 7.66 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 7.69 \text{ kN/m}$$

$$P = 15.35 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	768	-	0	154
	SLE (FR)	768	-	0	154
	SLE (R)	768	-	0	154
SLU (STR)	STR1	1037	-	0	208
	STR2	1037	-	0	208
	STR3	1037	-	0	208
	STR4	1037	-	0	208

#### 06.01.02 FASE 2

### Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 7,20 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	360	-	0	72
	SLE (FR)	360	-	0	72
	SLE (R)	360	-	0	72
SLU (STR)	STR1	486	-	0	97
	STR2	486	-	0	97
	STR3	486	-	0	97
	STR4	486	-	0	97

## Travi esistenti

$$g_2 = 3.69 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	185	-	0	37
	SLE (FR)	185	-	0	37
	SLE (R)	185	-	0	37
SLU (STR)	STR1	250	-	0	50
	STR2	250	-	0	50
	STR3	250	-	0	50
	STR4	250	-	0	50

Per effetto del ritiro e della viscosità, con riferimento ai par. 5.2.2 e 5.2.3 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 1533 \text{ cm}^2$$

$$E = 10085 \text{ MPa}$$

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 1533/10 = - 425 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 425 \times (1.35 - 0.868) = 205 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 425 = 510 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 205 = 246 \text{ kNm}$$



06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

$$Q_1 = 2 \times 150 = 300 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 0.85 = 7.65 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1278	113	0	256
	SLE (R)	1883	150	0	377
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2542	203	0	509
	STR3	1726	152	0	345
	STR4	1726	152	0	345

Travi esistenti

$$Q_1 = 2 \times 150 = 300 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 1.23 = 11.07 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1347	113	0	269
	SLE (R)	2054	150	0	411
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2773	203	0	555
	STR3	1818	152	0	364
	STR4	1818	152	0	364

Per effetto delle variazioni termiche, con riferimento al par. 5.3.1 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\varepsilon = \pm 0.00001 \times 15 = \pm 0.00015$$

$$A_c = 1533 \text{ cm}^2$$

$$E = 13051 \text{ MPa}$$

-SLE (QP )

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 1533 / 10 = \pm 150 \text{ kN}$$

$$M = \pm 150 \times (1.35 - 0.868) = \pm 72 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 1533 / 10 = \pm 180 \text{ kN}$$

$$M = \pm 180 \times (1.35 - 0.868) = \pm 87 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 1533 / 10 = \pm 216 \text{ kN}$$

$$M = \pm 216 \times (1.35 - 0.868) = \pm 104 \text{ kNm}$$

**REAZIONI SULLE SPALLE**

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle reazioni agli appoggi sulle singole travi per le condizioni di carico elementari e per combinate secondo i coefficienti di cui al par. 5.5.1.

Azione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
	N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
g1+g2	201.0	0.0	0.0	200.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	300.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	80.0	0.0	0.0	116.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	13.2	0.0	0.0	18.1	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.0
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	3.0
El+0,3Et (q6)	0.0	20.2	6.1	0.0	20.1	6.0
0,3El+Et (q6)	0.0	6.1	20.2	0.0	6.0	20.1

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	271	0	5	270	0	5
	STR2	714	0	3	762	0	3
	STR3	548	20	3	566	27	3
	STR4	548	0	3	566	0	3
SLU(GEO)	GEO1	201	0	1	200	0	1
	GEO2	638	0	2	678	0	2
	GEO3	497	17	2	512	24	2
	GEO4	497	0	2	512	0	2
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	277	20	6	283	20	6
	0,3El+Et (q6)	277	6	20	283	6	20

## 07. VERIFICHE DI RESISTENZA

### 07.01 IMPALCATO

### 07.02 TRAVI AMPLIAMENTO

#### 07.02.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 594 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 802 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 425 \text{ kN} \\ M &= 360 + 205 = 565 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 510 \text{ kN} \\ M &= 486 + 246 = 732 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 180 \text{ kN} \\ M &= 1883 + 87 = 1970 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 216 \text{ kN} \\ M &= 2542 + 104 = 2646 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.02.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 119 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 161 kN

- Fase 2

N = - 425 kN  
M = 205 kNm            SLE  
V = 72 kN

N = - 510 kN  
M = 246 kNm            SLU  
V = 97 kN

- Fase 3

N = - 180 kN  
M = 87 kNm            SLE  
V = 377 kN

N = - 216 kN  
M = 104 kNm            SLU  
V = 509 kN

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.03 TRAVI ESISTENTI

### 07.03.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 768 kNm                      SLE  
V = 0 kN

M = 1037 kNm                    SLU  
V = 0 kN

- Fase 2

M = 185 kNm                    SLE  
V = 0 kN

M = 250 kNm                    SLU  
V = 0 kN

- Fase 3

M = 2054 kNm                  SLE  
V = 0 kN

M = 2773 kNm                  SLU  
V = 0 kN

In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

### 07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 154 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 208 kN

- Fase 2

M = 0 kNm            SLE  
V = 37 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 50 kN

- Fase 3

M = 0 kNm            SLE  
V = 411 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 555 kN

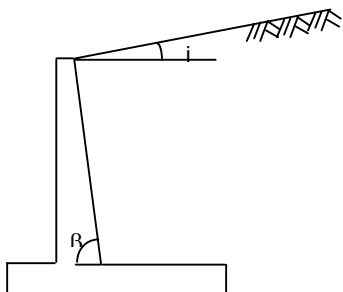
In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

## 08. VERIFICA DELLE SPALLE

Con riferimento alle indicazioni del DM-2008, l'effetto delle spinte è valutato con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Nel caso particolare (spalla su pali), la spinta statica è calcolata utilizzando il coefficiente di spinta a riposo, la sovraspinta sismica è valutata con il metodo di Mononobe-Okabe ed applicata ad  $h/2$ , il coefficiente  $\beta$  è assunto pari a 1. Si riporta nel seguito il calcolo dei coefficienti di spinta sismica secondo Mononobe-Okabe.

### Calcolo K statico

		[RAD]	[DEG]
Angolo di attrito del terreno	$\phi =$	0.6109	35
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	0.3054	17.5
Inclinazione dell'intradosso del muro con l'orizzontale	$\beta =$	1.5708	90
Inclinazione superficie libera del terrapieno con l'orizzontale	$i =$	0.0000	0



$$\beta' = 1.3995$$

$$i' = 0.1713$$

$K_a = 0.246$                       Coefficiente di spinta attiva

$K_o = 0.426$                       Coefficiente di spinta a riposo

### Calcolo K sismico (Mononobe-Okabe)

$K_h = 0.1005$                       Coefficiente sismico orizzontale ( $ag \times S$ )

$\theta = 0.1001$                       (rad)

.....

$K_s = 0.306$                       (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.060$                       (incremento di spinta sismica)

Il calcolo delle sollecitazioni globali è condotto attraverso un foglio di calcolo, riportato di seguito, dove sono indicati la geometria, i parametri di calcolo, le sollecitazioni di ingresso e le azioni elementari, per ogni combinazione di carico considerata. A tergo della spalla si è considerato un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m<sup>2</sup> in condizioni statiche e nullo in condizioni sismiche, mentre per il terreno si è considerato un peso di volume di 20KN/m<sup>3</sup>.



## 08.01 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate per l'analisi delle spalle:

### 08.01.01 Stato Limite di esercizio - SLE (combinazione rara)

	$\gamma_i$ (SLE1)	$\gamma_i$ (SLE2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00	1.00
<b>Carichi mobili (+)</b>	0.75	1.00
<b>Frenatura</b>	1.00	0
<b>Vento</b>	0.60	0.60

### 08.01.02 Stato Limite Ultimo Statico – SLU

A1-STR

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.35	1.35
<b>Permanenti</b>	1.50	1.50
<b>Carichi mobili</b>	1.01	1.35
<b>Frenatura</b>	1.35	0
<b>Vento</b>	0.90	0.90

A2-GEO

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.30	1.30
<b>Carichi mobili</b>	0.86	1.15
<b>Frenatura</b>	1.15	0
<b>Vento</b>	0.78	0.78

### 08.01.03 Stato Limite Ultimo Sismico – SLV

Sisma Longitudinale SL

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	1.00
<b>Sisma Trasv.</b>	0.30

Sisma Trasversale ST

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	0.30
<b>Sisma Trasv.</b>	1.00

**GEOMETRIA**

Si riportano di seguito i dati di input relativi alla geometria delle spalle in oggetto:

<b>Caratteristiche geometriche della spalla</b>	
<b>Dimensioni longitudinali (m)</b>	
Spessore paraghiaia	0.40
Spessore paramento verticale	1.90
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.60
Lunghezza suola esterna	2.40
Lunghezza suola interna	1.70
<b>Dimensioni trasversali (m)</b>	
Larghezza esterna spalla	25.40
Larghezza media interna tra i muri andatori	24.40
Larghezza zattera di fondazione	27.60
<b>Dimensioni verticali (m)</b>	
Altezza paraghiaia	1.70
Altezza paramento verticale	5.80
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.80
<b>Ulteriori informazioni</b>	
Inclinazione in pianta del paramento	90
Presenza di un solo muro (si, no)	no

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato considerati per il calcolo:

Carichi verticali (KN)

<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
3448	989	2035

Forze longitudinali (KN)

<b>Frenatura</b>	<b>Sisma L</b>
388	446

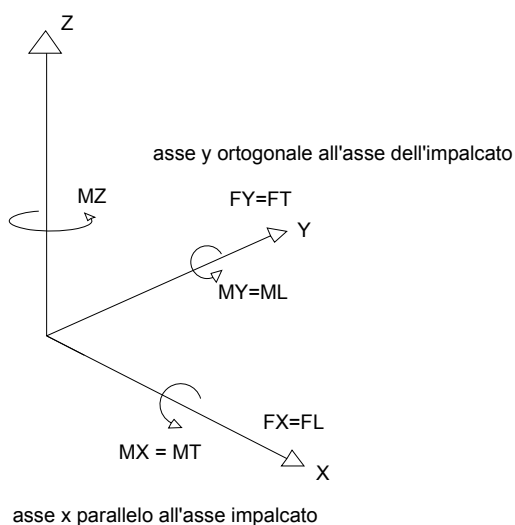
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

<b>Vento</b>	<b>Hv</b>	<b>Sisma T</b>	<b>Hs</b>
69	2.53	446	1.15

Momenti trasversali (KNxm)

<b>M3 (es)</b>	<b>M3 (amp)</b>	<b>M vento</b>	<b>M sisma T</b>
12350	-12350	173	513

I carichi di seguito riportati vengono espressi sulla base del seguente sistema di riferimento:



### 08.03 PARAGHIAIA

Si riporta di seguito alla base del paraghiaia il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 24.40m (larghezza media interna tra i muri andatori):

#### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	41
R2	Peso terreno a tergo	141
R3	Peso sovraccarico a tergo	83
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>41</b>

Carichi orizzontali longitudinali F <sub>x</sub>		
S1	Spinta statica sovraccarico	35
S2	Spinta statica terreno	30
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>65</b>

Momenti flettenti longitudinali M <sub>y</sub>		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	30
M2	Momento spinta statica terreno	17
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>47</b>

#### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso terreno a tergo	190
R3	Peso sovraccarico a tergo	112
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>56</b>

Carichi orizzontali longitudinali F <sub>x</sub>		
S1	Spinta statica sovraccarico	48
S2	Spinta statica terreno	41
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>88</b>

Momenti flettenti longitudinali M <sub>y</sub>		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	41
M2	Momento spinta statica terreno	23
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>64</b>

#### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	41
R2	Peso terreno a tergo	141
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>41</b>

Carichi orizzontali longitudinali F <sub>x</sub>		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	30
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	4
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	4
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>39</b>

Momenti flettenti longitudinali M <sub>y</sub>		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	17
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	4
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	5
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>26</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 24.40m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	17.0	23.0	17.0
T (KN/m)	26.8	36.2	15.8
M (KNxm/m)	19.3	26.1	10.5

## PARAMENTO VERTICALE

Le caratteristiche di sollecitazione alla base del paramento, vengono determinate con riferimento ai seguenti carichi trasmessi in testa dall'impalcato:

	SLE	SLU	SLV
N (KN)	6472	8886	4437
FL (KN)	388	524	446

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 24.20:

### SLE

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>	Momenti flettenti longitudinali My			
R1	Peso proprio paraghiaia	41	S1 Spinta statica sovraccarico	156	3.8	M1 Momento spinta statica sovraccarico	585	
R2	Peso proprio paramento	672	S2 Spinta statica terreno	585	2.5	M2 Momento spinta statica terreno	1463	
R3	Reazione impalcato	647	S3 Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	6.7	M3 Momento forze d'inerzia paraghiaia	0	
R4	Peso terreno a tergo	622	S4 Forze d'inerzia sul paramento	0	2.9	M4 Momento forze d'inerzia paramento	0	
R5	Peso sovraccarico a tergo	83	S5 Forze d'inerzia sul terreno	0	3.8	M5 Momento forze d'inerzia terreno	0	
			S6 Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.8	M6 Momento forze d'inerzia sovraccarico	0	
			S7 Incremento di spinta sismica	0	5.0	M7 Momento incremento spinta	0	
			S8 Azione longitudinale impalcato	39	6.15	M8 Momento impalcato	271	
						M9 Momento peso paraghiaia	-31	
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1361</b>	<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>780</b>	<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>2288</b>

### SLU

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>	Momenti flettenti longitudinali My			
R1	Peso proprio paraghiaia	56	S1 Spinta statica sovraccarico	211	3.8	M1 Momento spinta statica sovraccarico	790	
R2	Peso proprio paramento	907	S2 Spinta statica terreno	790	2.5	M2 Momento spinta statica terreno	1975	
R3	Reazione impalcato	889	S3 Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	6.7	M3 Momento forze d'inerzia paraghiaia	0	
R4	Peso terreno a tergo	840	S4 Forze d'inerzia sul paramento	0	2.9	M4 Momento forze d'inerzia paramento	0	
R5	Peso sovraccarico a tergo	112	S5 Forze d'inerzia sul terreno	0	3.8	M5 Momento forze d'inerzia terreno	0	
			S6 Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.8	M6 Momento forze d'inerzia sovraccarico	0	
			S7 Incremento di spinta sismica	0	5.0	M7 Momento incremento spinta	0	
			S8 Azione longitudinale impalcato	52	6.15	M8 Momento impalcato	367	
						M9 Momento peso paraghiaia	-42	
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1852</b>	<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>1053</b>	<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>3090</b>

### SLV

Carichi verticali		Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>	Momenti flettenti longitudinali My			
R1	Peso proprio paraghiaia	41	S1 Spinta statica sovraccarico	0	3.8	M1 Momento spinta statica sovraccarico	0	
R2	Peso proprio paramento	672	S2 Spinta statica terreno	585	2.5	M2 Momento spinta statica terreno	1463	
R3	Reazione impalcato	444	S3 Forze d'inerzia sul paraghiaia	4	6.7	M3 Momento forze d'inerzia paraghiaia	28	
R4	Peso terreno a tergo	622	S4 Forze d'inerzia sul paramento	68	2.9	M4 Momento forze d'inerzia paramento	196	
R5	Peso sovraccarico a tergo	0	S5 Forze d'inerzia sul terreno	0	3.8	M5 Momento forze d'inerzia terreno	0	
			S6 Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	3.8	M6 Momento forze d'inerzia sovraccarico	0	
			S7 Incremento di spinta sismica	82	5.0	M7 Momento incremento spinta	410	
			S8 Azione longitudinale impalcato	45	6.15	M8 Momento impalcato	296	
						M9 Momento peso paraghiaia	-31	
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1157</b>	<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>784</b>	<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>2363</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 29.20, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	558	759	474
T (KN/m)	320	432	321
M (KNxm/m)	938	1266	968

## CARICHI IN FONDAZIONE

Si riportano di seguito per ogni fase di carico analizzata i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione calcolati all'intradosso della fondazione nel baricentro della sezione :

ST10 - Sottovia SC Bartolo - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	15264			-3619	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m <sup>3</sup>	6222			-13377	0
PESO SOVRACCARICO - Q = 2x24,4x1,7 = 83 t, eccentricità e <sub>l</sub> = -2,15, e <sub>t</sub> = 0	830			-1784	0
SPINTA STATICA TERRENO - K <sub>o</sub> = 0,426		9368	0	29040	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - K <sub>o</sub> = 0,426		1935	0	8999	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - R1 = 3448 KN	3448			-1034	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - R2 = 989 KN	989			-297	0
CARICHI MOBILI - R3 = 2035 KN, M3T = 12350 KNm	2035			-610	12350
FRENATURA - F <sub>f</sub> L = 388 KN		388		3087	
VENTO - F <sub>v</sub> T = 69 KN, M <sub>v</sub> T = 173 KNm			69		718
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - FSL = 446 KN		446		3545	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - FST = 446 KN, M <sub>S</sub> T = 513 KNm			446		4058
FORZE D'INERZIA SPALLA - C = 0,1005g			1534		4578
FORZE D'INERZIA TERRENO - C = 0,1005g			625		3470
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - C = 0,1005g			83		775
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO K <sub>sis</sub> - K <sub>a</sub> = 0,06		1314	88	6111	409
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO K <sub>sis</sub> - K <sub>a</sub> = 0,06		271	19	1262	88

Dalla combinazione di tali valori si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione massime in fondazione:

	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
sle 01 - frenatura	28279	11691	41	20558	9693
sle 02	28788	11303	41	17318	12780
slu 01 (A1 STR) - frenatura	38325	15784	62	27614	13150
slu 02 (A1 STR)	39012	15259	62	23335	17318
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	28929	12040	53	21946	11212
slu 02 (A2 GEO)	29514	11593	53	18220	14762
sl	25923	12662	808	24947	3755
st	25923	10356	2693	14983	12515