



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 SP 14 DEL PARATINO  
al km. 3+271.70  
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		
<b>WBS</b>	DIRETTORIO			FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
<b>ST02</b>	1	2	12	1	2	0	1	<b>STR640</b>
						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.....	28
08.	VERIFICA DELLE SPALLE.....	30
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
08.02	GEOMETRIA .....	32
08.03	PARAGHIAIA.....	33
08.04	PARAMENTO VERTICALE.....	34
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE .....	35

## 01. GENERALITA'

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST02 – Sottovia SP 14 Del Paratino 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 22.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 20.5m, semplicemente appoggiato su due spalle.

L' impalcato è costituito da 27 travi prefabbricate e precomprese a I e dalla soletta in cls. gettato in opera dello spessore di circa 25 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 viadotto esistente, in mancanza di documentazione probante circa i calcoli specifici delle travi, in via cautelativa, sono stati previsti rinforzi con fibre di carbonio limitatamente alle travi maggiormente sollecitate, pur essendo i risultati della verifica eseguita senza rinforzi compresi nei limiti delle sollecitazioni previste dal regolamento.

In conclusione, le ipotesi progettuali assunte saranno soggette a riscontro mediante ulteriori indagini da effettuarsi nella fase successiva.

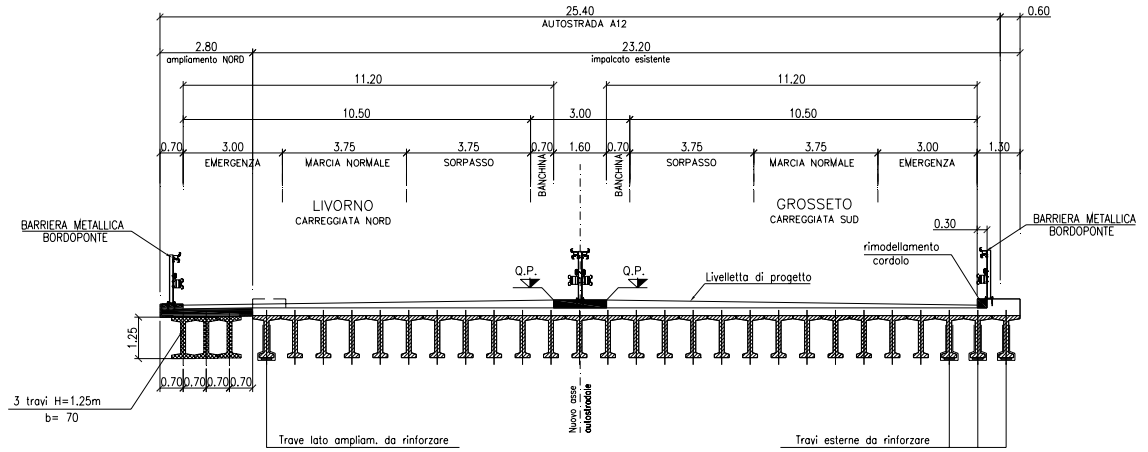
### 01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

E' previsto sul lato della esistente carreggiata Nord un ampliamento di larghezza pari a circa 2.8 m.

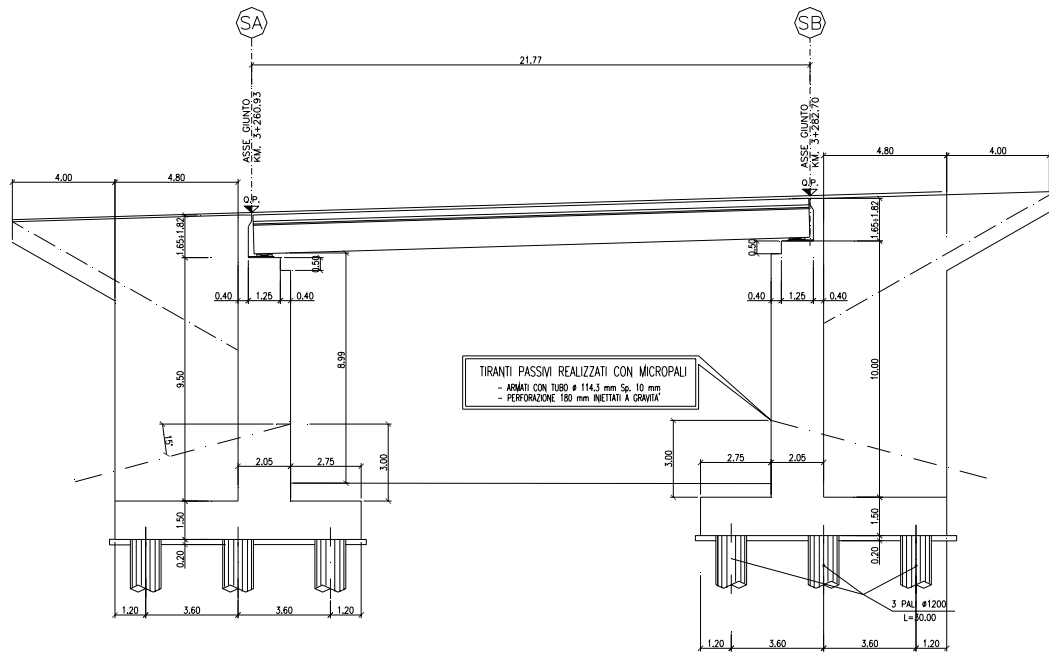
Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito da 3 travi in c.a.p. a I con sovrastante soletta collaborante in cls.

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 3 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	0,3200	0,3142
y <sub>G</sub>	0,625	0,7237
J <sub>yy</sub>	0,0680	0,0637

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0,4583	0,478
y <sub>G</sub>	0,845	0,955
J <sub>yy</sub>	0,1223	0,1134

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

$$g_{1,1} = 0.32 \times 25 = 8,00 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0.70 \times 25 = 4.38 \text{ kN/m} \quad (\text{trave interna})$$

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.05 \times 25 = 6.56 \text{ kN/m} \quad (\text{trave di bordo})$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.3142 \times 25 = 7.86 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 0,86 \times 25 = 5.38 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 8,00 \times 3 + 7.86 \times 27 + 25 \times 25.4 \times 0.25 = 395 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 395 \times 22/2 = 4343 \text{ KN}$$

## 05.02 CARICHI DI FASE 2

### 05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g2)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente  $g_{2,1} = 1,30 \times 0,30 \times 25 = 9,75 \text{ kN/m}$
- 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 21.80 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 9,75 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1,50 + 3,00 \times 21,80 = 96,9 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi esistenti risulta:

$$g_2 \text{ (trave interna esistente)} = 3 \times 0,86 = 2,58 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave di bordo esistente)} = 0,86 \times 0,3 \times 25 + 1,50 = 7,95 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di ampliamento risulta:

$$g_2 \text{ (trave interna ampliamento)} = 3 \times 0,70 = 2,1 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave di bordo ampliamento)} = 5,25 + 3 \times 0,35 + 1,50 = 7,8 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 96,9 \times 22/2 = 1066 \text{ KN}$$

### 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 :

$$A_c = 20 \times \frac{280}{3} = 1867 \text{ cm}^2$$

$$u = 93,3 \text{ cm}$$

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

$$k_h = 0,725$$

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 (ε3)

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

$$A_c = 20 \times \frac{280}{3} = 1867 \text{ cm}^2$$

$$u = 93.3 \text{ cm}$$

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

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

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

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

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{280}{3} = 1867 \text{ cm}^2$$

$$u = 93.3 \text{ cm}$$

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

$t_0 = 60 \text{ gg.}$   
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 23.40m (si trascura la presenza del cordolo centrale), consistono in 7 colonne di carico delle seguenti intensità :

posizione	carico asse Q <sub>ik</sub> [kN]	q <sub>ik</sub> [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:

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

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 23.4) \times 22 / 2 = 940 \text{ KN}$$

## 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 22 m), nell'ipotesi che il carico tandem sia in corrispondenza dell'appoggio, la forza di frenamento su ciascuna spalla risulta:

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 22/2 = 390 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 390 \times (25.4 - 2.8) / 25.4 / 27 = 12.9 \text{ KN}$$
$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 390 \times 2.8 / 25.4 / 3 = 14.3 \text{ KN}$$

### 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 :

$$\begin{aligned}k_r &= 0.19 \\z_0 &= 0.05 \text{ m} \\z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\z &= 11 \text{ m}\end{aligned}$$

il coefficiente di esposizione vale allora :

$$c_e = 0.19^2 \times \ln(11/0.05) \times [7 + 1 \times \ln(11/0.05)] = 2.4$$

Il coefficiente di forma vale :

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

Complessivamente si ha :

$$p = 0.5 \times 1.25 \times 27,00^2 \times 2.40 \times 1.40 \times 1.00 \cong 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Tale pressione 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:

$$\begin{aligned}h &= 1.25 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.60 \text{ m} \\H_t (\text{vento}) &= 1.5 \times 4.60 \times 22.00 / 2 = 76 \text{ KN} \\M_t (\text{vento}) &= 76 \times 2.83 = 215 \text{ KN} \times \text{m}\end{aligned}$$

essendo

$$d = 2.83 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

Tale forza si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

Ponte carico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 76 / (27 + 3) = 2.6 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 2.6 \times 1.60 / 4.60 = 0.9 \text{ KN}$$

#### 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°18' N – 10°32' E).

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

$$a_g = 0.125$$

$$S = 1.5$$

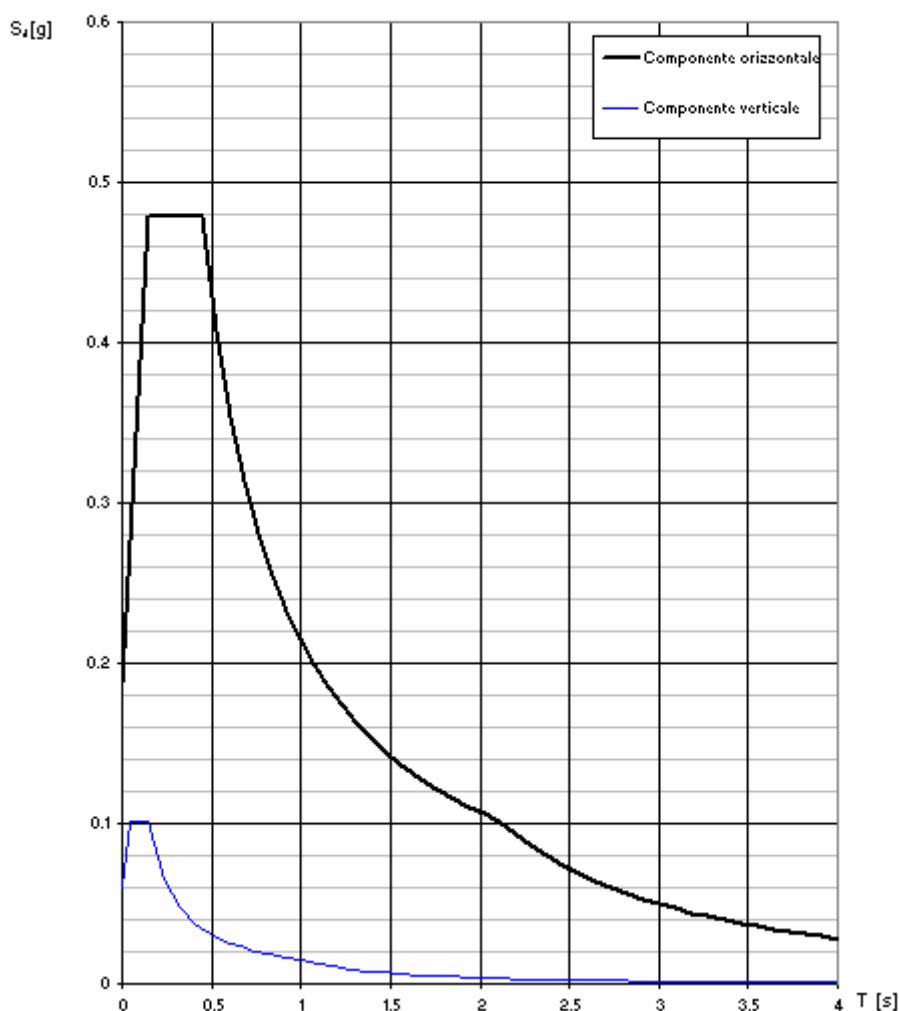
$$F_I (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.125 \times 1.5 \times 5409 = 1014 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 5409 \text{KN}$$

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
$a_g$	0.125 g
$F_0$	2.549
$T_C^*$	0.279 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.600
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\Xi$	1.000
$T_B$	0.149 s
$T_C$	0.447 s
$T_D$	2.101 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	0.188
$T_B \leftarrow$	0.149	0.479
$T_C \leftarrow$	0.447	0.479
	0.525	0.407
	0.604	0.354
	0.683	0.313
	0.762	0.281
	0.841	0.255
	0.919	0.233
	0.998	0.214
	1.077	0.199
	1.156	0.185
	1.235	0.173
	1.313	0.163
	1.392	0.154
	1.471	0.146
	1.550	0.138
	1.629	0.131
	1.707	0.125
	1.786	0.120
	1.865	0.115
	1.944	0.110
	2.023	0.106
$T_D \leftarrow$	2.101	0.102
	2.192	0.094
	2.282	0.086
	2.373	0.080
	2.463	0.074
	2.553	0.069
	2.644	0.064
	2.734	0.060
	2.825	0.056
	2.915	0.053
	3.005	0.050
	3.096	0.047
	3.186	0.044
	3.277	0.042
	3.367	0.040
	3.458	0.038
	3.548	0.036
	3.638	0.034
	3.729	0.032
	3.819	0.031
	3.910	0.029
	4.000	0.028

## 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.

$EI + 0.3Et$        $0.3EI + Et$

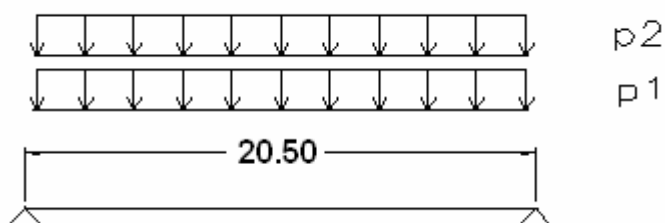
## 06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 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

$$p_1 = 8.00 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 6.56 \text{ kN/m}$$

$$P = 14.56 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	765	-	0	149
	SLE (FR)	765	-	0	149
	SLE (R)	765	-	0	149
SLU (STR)	STR1	1033	-	0	201
	STR2	1033	-	0	201
	STR3	1033	-	0	201
	STR4	1033	-	0	201

### Travi esistenti

$$p_1 = 7.86 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 5.38 \text{ kN/m}$$

$$P = 13.24 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	696	-	0	136
	SLE (FR)	696	-	0	136
	SLE (R)	696	-	0	136
SLU (STR)	STR1	940	-	0	184
	STR2	940	-	0	184
	STR3	940	-	0	184
	STR4	940	-	0	184

#### 06.01.02 FASE 2

### Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 7.80 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	410	-	0	80
	SLE (FR)	410	-	0	80
	SLE (R)	410	-	0	80
SLU (STR)	STR1	554	-	0	108
	STR2	554	-	0	108
	STR3	554	-	0	108
	STR4	554	-	0	108

## Travi esistenti

$$g_2 = 7,95 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	418	-	0	81
	SLE (FR)	418	-	0	81
	SLE (R)	418	-	0	81
SLU (STR)	STR1	564	-	0	109
	STR2	564	-	0	109
	STR3	564	-	0	109
	STR4	564	-	0	109

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 :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 1867 \text{ cm}^2$$

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

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 1867/10 = - 518 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 518 \times (1.40 - 0.845) = 287 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 518 = - 622 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 287 = 344 \text{ kNm}$$



06.01.03 **FASE 3**

Travi dell' ampliamento

$Q_1 = 2 \times 150 = 300 \text{ KN}$   
 $q_1 = 9 \times 0.7 = 6.3 \text{ KN/m}$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1286	113	0	251
	SLE (R)	1869	150	0	365
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2523	203	0	493
	STR3	1736	152	0	339
	STR4	1736	152	0	339

Travi esistenti

$Q_1 = 2 \times 150 = 300 \text{ KN}$   
 $q_1 = 9 \times 0.86 = 7.74 \text{ KN/m}$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1316	113	0	257
	SLE (R)	1945	150	0	379
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2626	203	0	512
	STR3	1777	152	0	346
	STR4	1777	152	0	346

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

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

$$A_c = 1867 \text{ cm}^2$$

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

-SLE (QP )

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 1867 / 10 = \pm 183 \text{ kN}$$

$$M = \pm 183 \times (1.4 - 0.845) = \pm 102 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 1867 / 10 = \pm 219 \text{ kN}$$

$$M = \pm 219 \times (1.4 - 0.845) = \pm 122 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 1867 / 10 = \pm 263 \text{ kN}$$

$$M = \pm 263 \times (1.4 - 0.845) = \pm 146 \text{ kNm}$$

**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	246.0	0.0	0.0	233.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	300.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	69.0	0.0	0.0	85.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	14.3	0.0	0.0	12.9	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.9
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	2.6
El+0,3Et (q6)	0.0	46.1	13.8	0.0	43.7	13.1
0,3El+Et (q6)	0.0	13.8	46.1	0.0	13.1	43.7

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	332	0	4	315	0	4
	STR2	744	0	2	753	0	2
	STR3	587	21	2	583	19	2
	STR4	587	0	2	583	0	2
SLU(GEO)	GEO1	246	0	1	233	0	1
	GEO2	670	0	2	676	0	2
	GEO3	536	19	2	531	17	2
	GEO4	536	0	2	531	0	2
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	320	46	14	310	44	13
	0,3El+Et (q6)	320	14	46	310	13	44

## 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

$$\begin{aligned} M &= 765 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1033 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 518 \text{ kN} \\ M &= 410 + 287 = 697 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 622 \text{ kN} \\ M &= 554 + 344 = 898 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 219 \text{ kN} \\ M &= 1869 + 122 = 1991 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 263 \text{ kN} \\ M &= 2523 + 146 = 2669 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 = 149 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 201 kN

- Fase 2

N = -518 kN  
M = 287 kNm            SLE  
V = 80 kN

N = -622 kN  
M = 344 kNm            SLU  
V = 108 kN

- Fase 3

N = - 219 kN  
M = 122 kNm            SLE  
V = 365 kN

N = - 263 kN  
M = 146 kNm            SLU  
V = 493 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 = 696 kNm                      SLE  
V = 0 kN

M = 940 kNm                      SLU  
V = 0 kN

- Fase 2

M = 418 kNm                      SLE  
V = 0 kN

M = 564 kNm                      SLU  
V = 0 kN

- Fase 3

M = 1945 kNm                      SLE  
V = 0 kN

M = 2626 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 = 136 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 184 kN

- Fase 2

M = 0 kNm            SLE  
V = 81 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 109 kN

- Fase 3

M = 0 kNm            SLE  
V = 379 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 512 kN

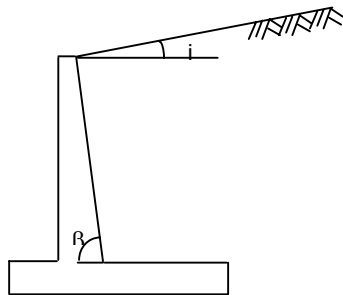
In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

## 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)

$K_h = 0.1875$                       Coefficiente sismico orizzontale ( $ag \times S$ )

$\theta = 0.1853$                       (rad)

.....

$K_s = 0.369$                       (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.123$                       (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	2.05
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.90
Lunghezza suola esterna	2.70
Lunghezza suola interna	1.25
<b>Dimensioni trasversali (m)</b>	
Larghezza esterna spalla	26.00
Larghezza media interna tra i muri andatori	24.80
Larghezza zattera di fondazione	28.00
<b>Dimensioni verticali (m)</b>	
Altezza paraghiaia	1.80
Altezza paramento verticale	9.50
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
<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>
4343	1066	2058

Forze longitudinali (KN)

<b>Frenatura</b>	<b>Sisma L</b>
390	1014

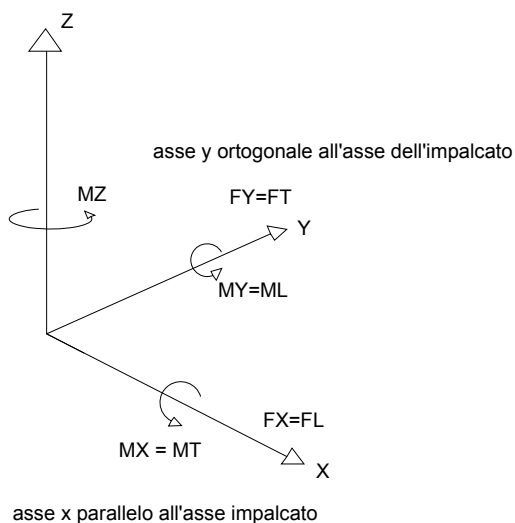
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

<b>Vento</b>	<b>Hv</b>	<b>Sisma T</b>	<b>Hs</b>
82	2.83	1014	1.63

Momenti trasversali (KNxm)

<b>M3 (es)</b>	<b>M3 (amp)</b>	<b>M vento</b>	<b>M sisma T</b>
12452	-12452	231	1653

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 24.80m (larghezza media interna tra i muri andatori):

#### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	45
R2	Peso terreno a tergo	112
R3	Peso sovraccarico a tergo	62
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>45</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	38
S2	Spinta statica terreno	34
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>72</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	34
M2	Momento spinta statica terreno	21
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>55</b>

#### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	60
R2	Peso terreno a tergo	151
R3	Peso sovraccarico a tergo	84
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>60</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	51
S2	Spinta statica terreno	46
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>98</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	46
M2	Momento spinta statica terreno	28
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>74</b>

#### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	45
R2	Peso terreno a tergo	112
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>45</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	34
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	8
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	10
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>53</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	21
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	8
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	12
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>41</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 24.80m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	18.0	24.3	18.0
T (KN/m)	29.2	39.2	21.4
M (KNxm/m)	22.1	29.8	16.4

## 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)	7467	10240	5409
FL (KN)	390	527	1014

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>m</sub>) eseguito su una larghezza di 24.80:

### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	45
R2	Peso proprio paramento	1207
R3	Reazione impalcato	747
R4	Peso terreno a tergo	70.1
R5	Peso sovraccarico a tergo	62
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1999</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	239	5.7
S2	Spinta statica terreno	1350	3.8
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	10.4
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	4.8
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	5.7
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	5.7
S7	Incremento di spinta sismica	0	7.5
S8	Azione longitudinale impalcato	39	9.85
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>1628</b>	<b>4.2</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	1350
M2	Momento spinta statica terreno	5086
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	589
M9	Momento peso paraghiaia	-37
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>6989</b>

### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	60
R2	Peso proprio paramento	1630
R3	Reazione impalcato	1024
R4	Peso terreno a tergo	946
R5	Peso sovraccarico a tergo	84
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>2714</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	323	5.7
S2	Spinta statica terreno	1823	3.8
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	10.4
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	4.8
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	5.7
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	5.7
S7	Incremento di spinta sismica	0	7.5
S8	Azione longitudinale impalcato	53	9.85
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>2198</b>	<b>4.2</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	1823
M2	Momento spinta statica terreno	6867
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	800
M9	Momento peso paraghiaia	-50
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>9440</b>

### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	45
R2	Peso proprio paramento	1207
R3	Reazione impalcato	54.1
R4	Peso terreno a tergo	70.1
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>1793</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	0	5.7
S2	Spinta statica terreno	1350	3.8
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	8	10.4
S4	Forze d'inerzia sul paramento	226	4.8
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	5.7
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	5.7
S7	Incremento di spinta sismica	391	7.5
S8	Azione longitudinale impalcato	101	9.85
<b>S<sub>TOT</sub></b>		<b>2077</b>	<b>4.9</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	5086
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	87
M4	Momento forze d'inerzia paramento	1075
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	2945
M8	Momento impalcato	1148
M9	Momento peso paraghiaia	-37
<b>M<sub>TOT</sub></b>		<b>10305</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 24.80, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	806	1095	723
T (KN/m)	656	886	838
M (KNxm/m)	2818	3806	4155

## 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 :

ST02 - Sottovia Paratino - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	19940			-10956	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m3	7006			-16639	0
PESO SOVRACCARICO - $Q = 2 \times 24.8 \times 1.25 = 62$ t, eccentricità $e_l = -2.375$ , $e_t = 0$	620			-1473	0
SPINTA STATICA TERRENO - $K_o = 0.426$		18165	0	77504	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - $K_o = 0.426$		2707	0	17327	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - $R_1 = 4343$ KN	4343			-1954	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - $R_2 = 1066$ KN	1066			-480	0
CARICHI MOBILI - $R_3 = 2058$ KN, $M_3T = 12452$ KNm	2058			-926	12452
FRENATURA - $F_f L = 390$ KN		390		4423	
VENTO - $F_v T = 82$ KN, $M_v T = 231$ KNm			82		1158
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - $FSL = 1014$ KN		1014		11511	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - $FST = 1014$ KN, $MS T = 1653$ KNm			1014		13164
FORZE D'INERZIA SPALLA - $C = 0.1875g$			3739		17532
FORZE D'INERZIA TERRENO - $C = 0.1875g$			1314		9392
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - $C = 0.1875g$			116		1488
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO $K_{sis} - K_a = 0.123$		5259	253	33658	1618
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO $K_{sis} - K_a = 0.123$		784	40	5016	253

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	34518	21262	49	67057	10034
sle 02	35033	20872	49	62402	13147
slu 01 (A1 STR) - frenatura	46759	28704	74	90322	13650
slu 02 (A1 STR)	47454	28178	74	84171	17853
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	35162	21726	64	69850	11643
slu 02 (A2 GEO)	35754	21278	64	64498	15223
sl	32355	28177	1896	110175	12512
st	32355	21169	6319	66285	41706

Sulla base dei dati ad oggi disponibili non è stato possibile formulare delle ipotesi esaustive circa la tipologia delle fondazioni esistenti (dirette o profonde). Di conseguenza, non è stato possibile condurre verifiche di resistenza in fondazione sulle strutture esistenti. Tuttavia le parti di fondazione in ampliamento sono state definite sulla base della quota parte di carichi agenti su di esse, nonché delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, garantendo i minimi livelli di sicurezza richiesti dalla normativa in vigore. Tali assunzioni saranno oggetto di verifica nelle successive fasi.