



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 VIA CAMPIGLIESE  
al km. 12+405,83  
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>ST06</b>	1	2	12	1	2	0	1	<b>STR680</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.....	35
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO.....	36
08.02	GEOMETRIA .....	37
08.03	PARAGHIAIA.....	38
08.04	PARAMENTO VERTICALE.....	39
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE .....	40

## 01. GENERALITA'

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST06 – Sottovia Via Campigliese 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 30.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 28.6m, semplicemente appoggiato su due spalle. L'impalcato è costituito da 12 travi prefabbricate e precomprese a T e dalla soletta in cls gettato in opera dello spessore di 25 cm.

Le spalle hanno una struttura di tipo passante con trave cuscino di altezza 2,00 m e spessore 1,90 m realizzata sopra pilastri rettangolari di dimensioni 1,00x1,90 m.

Immediatamente sotto tale trave, sono previsti dei tiranti passivi realizzati con micropali inclinati. 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. Le fondazioni delle spalle sono considerate costituite da plinti di spessore pari a 1,50 m.

Per quanto riguarda il sottovia 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.

Le verifiche delle travi esistenti, in mancanza di dati specifici, sono state eseguite sulla base di elaborati relativi ad altre opere presenti sul lotto in quanto di caratteristiche geometriche uguali.

### 01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

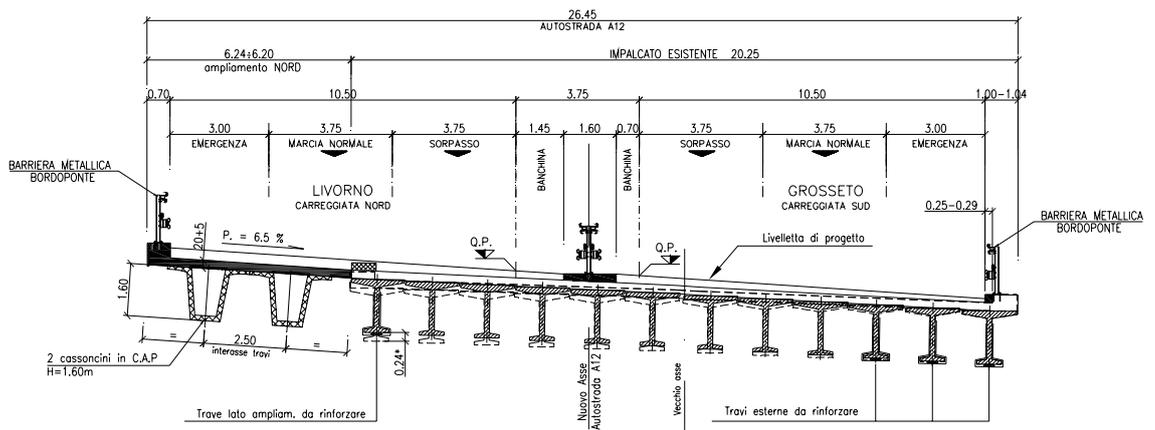
E' previsto sul lato della esistente carreggiata Nord un ampliamento di larghezza 6,20 m.

Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito da 2 travi in c.a.p. a cassoncini con sovrastante soletta collaborante in cls.

Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente, ovvero con una trave cuscino di altezza 2,00 m e spessore 1,90 m, realizzata su due pilastri rettangolari di dimensioni 1,00x1,90 m.

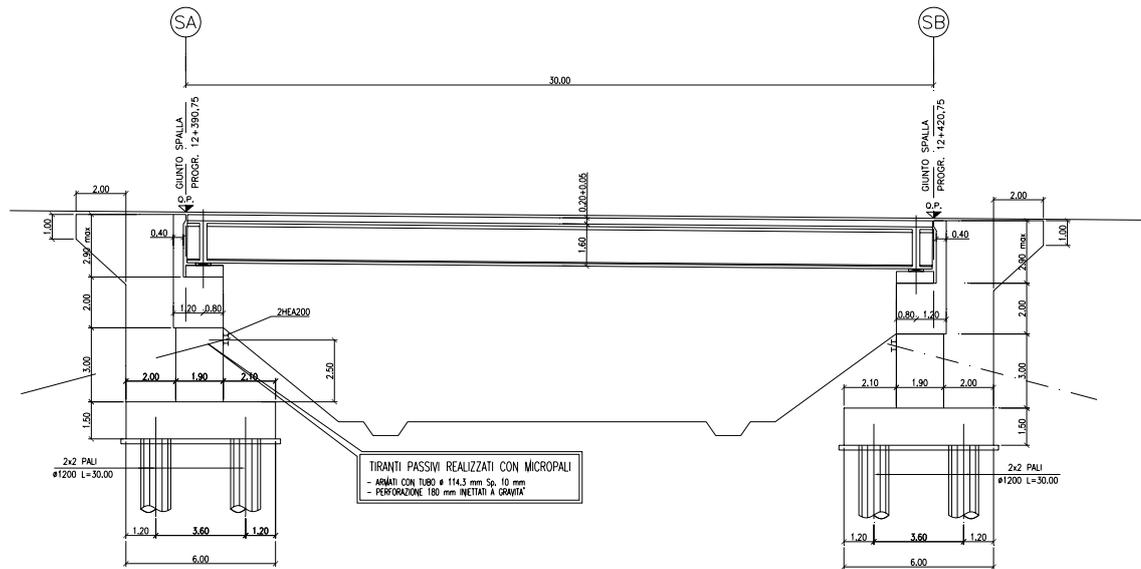
Immediatamente sotto tale trave, sono previsti dei tiranti passivi realizzati con micropali inclinati. I nuovi plinti, dello stesso spessore di quelli esistenti, saranno realizzati ciascuno su 4 pali di diametro  $\Phi$  1200 e lunghezza  $L = 30$  m.

La solidarizzazione fra le spalle esistenti e quelle dell'ampliamento sarà realizzata a livello della trave cuscino.



\* Sollevamento massimo dell'impalcato per adeguamento alla pendenza di progetto  
 (1) Nuova pavimentazione - sp. max 30 cm (imbottitura da 20 cm max con binder)

### 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	0.6949	0.57
y <sub>G</sub>	0.843	1.012
J <sub>yy</sub>	0.2218	0.1916

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	1.20	0.89
y <sub>G</sub>	1,225	1.281
J <sub>yy</sub>	0,4639	0.3035

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

$$g_{1,1} = 0.6949 \times 25 = 17,37 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times \frac{6.20}{2} \times 25 = 19,375 \text{ kN/m}$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.57 \times 25 = 14.25 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.675 \times 25 = 10.47 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 17.37 \times 2 + 14.25 \times 12 + 25 \times 26.45 \times 0.25 = 371.0 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 371.0 \times 30 / 2 = 5566 \text{ KN}$$

## 05.02 CARICHI DI FASE 2

### 05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g<sub>2</sub>)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente  $g_{2,1} = 1,00 \times 0,30 \times 25 = 7,50 \text{ kN/m}$
- 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 23.15 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 7,50 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1,50 + 3,00 \times 23,15 = 98,7 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di bordo risulta:

$$g_2 \text{ (trave esistente)} = 25 \times 1,00 \times 0,3 + 3 \times 0,68 + 1,50 = 11,04 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave ampliamento)} = 25 \times 0,70 \times 0,3 + (3,10 - 0,7) \times 3 + 1,5 = 13,95 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 98,7 \times 30 / 2 = 1481 \text{ KN}$$

### 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 :

$$A_c = 20 \times \frac{620}{2} = 6200 \text{ cm}^2$$

$$u = 310 \text{ cm}$$

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

$$k_h = 0,725$$

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

$$A_c = 20 \times \frac{620}{2} = 6200 \text{ cm}^2$$

$$u = 310 \text{ cm}$$

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

$$t_0 = 7 \text{ gg.}$$

$$\text{U.R. } 75 \%$$

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

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

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{620}{2} = 6200 \text{ cm}^2$$

$$u = 310 \text{ cm}$$

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

$$t_0 = 60 \text{ gg.}$$

$$\text{U.R. } 75 \%$$

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

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

### 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 24.75m (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:

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

$$R (q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 21.75) \times 30 / 2 = 1221 \text{ KN}$$

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

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 30/2 = 401 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 401 \times (26.45 - 6.2) / 26.45 / 2 = 25.6 \text{ KN}$$

$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 401 \times 6.2 / 26.45 / 2 = 47.0 \text{ KN}$$

### 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 :

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

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:

$$h = 1.60 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.95 \text{ m}$$

$$H_t (\text{vento}) = 1.5 \times 4.95 \times 30 / 2 = 111 \text{ KN}$$

$$M_t (\text{vento}) = 111 \times 2.83 = 315 \text{ KN} \times \text{m}$$

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

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 111 / (12 + 2) = 7.9 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 7.9 \times 1.95 / 4.95 = 3.1 \text{ KN}$$

#### 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°14' 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:

$$a_g = 0.100$$

$$S = 1.5$$

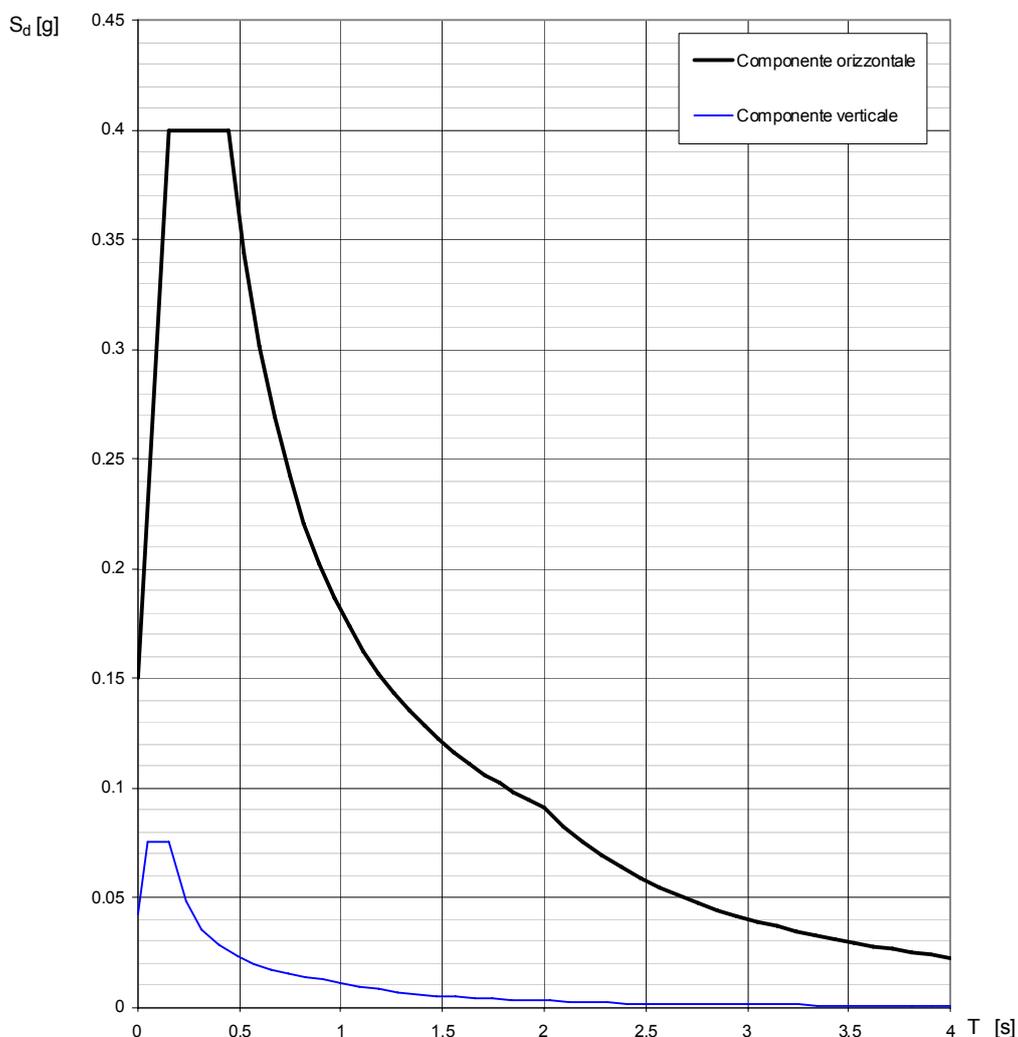
$$F_l (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.100 \times 1.5 \times 7047 = 1057 \text{KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 7047 \text{KN}$$

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
$a_g$	0.100 g
$F_0$	2.668
$T_C^*$	0.285 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.588
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\diamond$	1.000
$T_B$	0.151 s
$T_C$	0.453 s
$T_D$	2.000 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	0.150
$T_B \leftarrow$	0.151	0.400
$T_C \leftarrow$	0.453	0.400
	0.527	0.344
	0.600	0.302
	0.674	0.269
	0.748	0.242
	0.821	0.221
	0.895	0.202
	0.969	0.187
	1.042	0.174
	1.116	0.162
	1.190	0.152
	1.263	0.143
	1.337	0.136
	1.411	0.128
	1.484	0.122
	1.558	0.116
	1.632	0.111
	1.705	0.106
	1.779	0.102
	1.852	0.098
	1.926	0.094
$T_D \leftarrow$	2.000	0.091
	2.095	0.083
	2.190	0.076
	2.286	0.069
	2.381	0.064
	2.476	0.059
	2.571	0.055
	2.667	0.051
	2.762	0.048
	2.857	0.044
	2.952	0.042
	3.048	0.039
	3.143	0.037
	3.238	0.035
	3.333	0.033
	3.429	0.031
	3.524	0.029
	3.619	0.028
	3.714	0.026
	3.810	0.025
	3.905	0.024
	4.000	0.023

## 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>	$g1+g2$	$\epsilon 2$	$\epsilon 3$	$q1$	$q3$	$q4$	$q5$	$q6$
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.

$EI + 0.3Et$        $0.3EI + Et$

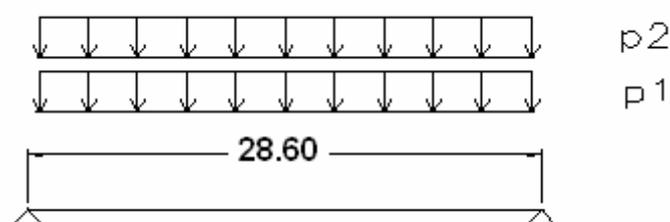
## 06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 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

$$p_1 = 17.37 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 19.37 \text{ kN/m}$$

$$P = 36.74 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	3756	-	0	525
	SLE (FR)	3756	-	0	525
	SLE (R)	3756	-	0	525
SLU (STR)	STR1	5071	-	0	709
	STR2	5071	-	0	709
	STR3	5071	-	0	709
	STR4	5071	-	0	709

### Travi esistenti

$$p_1 = 14.25 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 10.47 \text{ kN/m}$$

$$P = 24.72 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	2527	-	0	353
	SLE (FR)	2527	-	0	353
	SLE (R)	2527	-	0	353
SLU (STR)	STR1	3411	-	0	477
	STR2	3411	-	0	477
	STR3	3411	-	0	477
	STR4	3411	-	0	477

#### 06.01.02 FASE 2

### Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 13.95 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1426	-	0	200
	SLE (FR)	1426	-	0	200
	SLE (R)	1426	-	0	200
SLU (STR)	STR1	1925	-	0	270
	STR2	1925	-	0	270
	STR3	1925	-	0	270
	STR4	1925	-	0	270

## Travi esistenti

$$g_2 = 11,04 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1129	-	0	158
	SLE (FR)	1129	-	0	158
	SLE (R)	1129	-	0	158
SLU (STR)	STR1	1524	-	0	213
	STR2	1524	-	0	213
	STR3	1524	-	0	213
	STR4	1524	-	0	213

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 :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 6200 \text{ cm}^2$$

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

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 6200/10 = - 1719 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1719 \times (1.75 - 1.225) = 903 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 1719 = - 2063 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 903 = 1084 \text{ kNm}$$

06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

$$Q_1 = 2 \times (150 + 1.55 \times 150 / 2.50) = 486 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 2.40 = 21.60 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	3489	182	0	488
	SLE (R)	5683	243	0	795
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	7672	328	0	1073
	STR3	4711	246	0	659
	STR4	4711	246	0	659

Travi esistenti

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

$$q_1 = 9 \times 1.68 = 15.12 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	2227	113	0	311
	SLE (R)	3691	150	0	516
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	4983	203	0	697
	STR3	3007	152	0	420
	STR4	3007	152	0	420

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

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

$$A_c = 6200 \text{ cm}^2$$

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

-SLE (QP )

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 6200 / 10 = \pm 607 \text{ kN}$$

$$M = \pm 607 \times (1.75 - 1.225) = \pm 319 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 6200 / 10 = \pm 728 \text{ kN}$$

$$M = \pm 728 \times (1.75 - 1.225) = \pm 382 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 6200 / 10 = \pm 874 \text{ kN}$$

$$M = \pm 874 \times (1.75 - 1.225) = \pm 459 \text{ kNm}$$

**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	760.0	0.0	0.0	537.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	486.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	324.0	0.0	0.0	227.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	47.0	0.0	0.0	25.6	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	3.1	0.0	0.0	3.1
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	7.9	0.0	0.0	7.9
El+0,3Et (q6)	0.0	114.0	34.2	0.0	80.6	24.2
0,3El+Et (q6)	0.0	34.2	114.0	0.0	24.2	80.6

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	1026	0	12	725	0	12
	STR2	1854	0	7	1248	0	7
	STR3	1427	71	7	963	38	7
	STR4	1427	0	7	963	0	7
SLU(GEO)	GEO1	760	0	4	537	0	4
	GEO2	1692	0	6	1143	0	6
	GEO3	1328	61	6	900	33	6
	GEO4	1328	0	6	900	0	6
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	922	114	34	642	81	24
	0,3El+Et (q6)	922	34	114	642	24	81

## 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

$$\begin{aligned} M &= 3756 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 5071 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 1719 \text{ kN} \\ M &= 1426 + 903 = 2329 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 2063 \text{ kN} \\ M &= 1925 + 1084 = 3009 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 728 \text{ kN} \\ M &= 5683 + 382 = 6065 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 874 \text{ kN} \\ M &= 7672 + 459 = 8131 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 = 525 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 709 kN

- Fase 2

N = -1719 kN  
M = 903 kNm            SLE  
V = 200 kN

N = -2063kN  
M = 1084 kNm            SLU  
V = 270 kN

- Fase 3

N = - 728 kN  
M = 382 kNm            SLE  
V = 795 kN

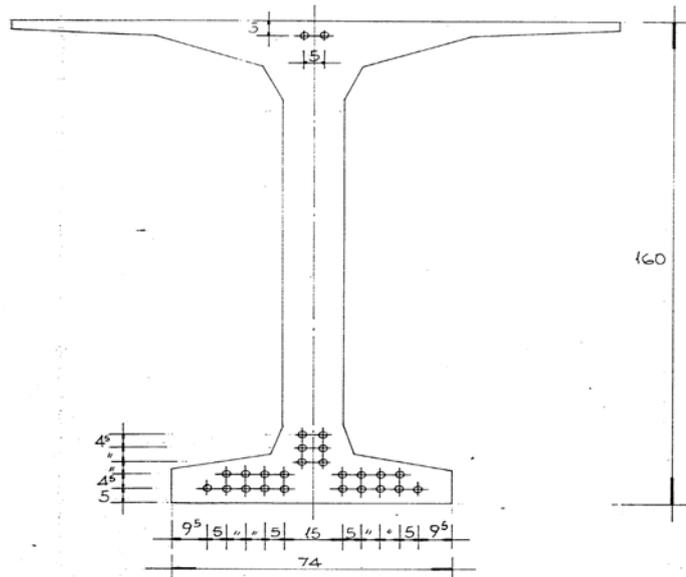
N = - 874 kN  
M = 459 kNm            SLU  
V = 1073 kN

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.

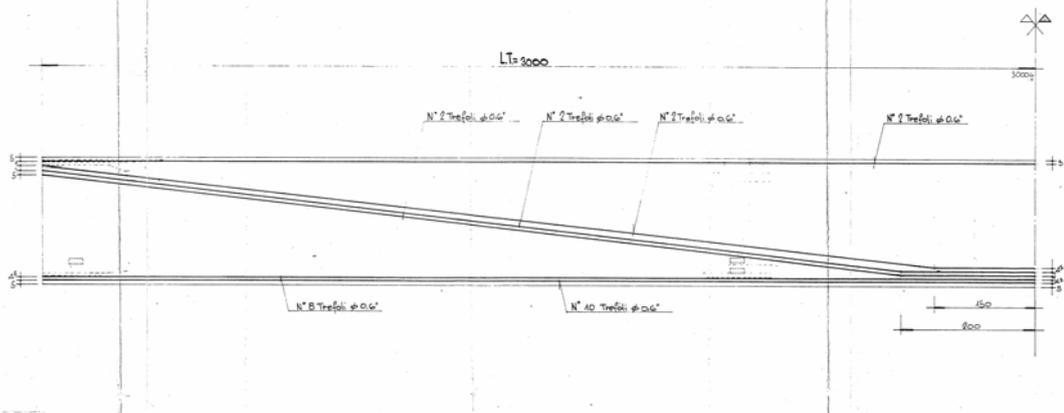
## TRAVI ESISTENTI

La trave in oggetto, per analogia con altri viadotti della stessa luce presenti nello stesso progetto viene precompressa con 26 trefoli  $\Phi 0.6''$  tesati a  $1350 \text{ N/mm}^2$  così disposti:

SEZIONE IN MEZZERIA 1:10



1/2 ANDAMENTO LONGITUDINALE TREFOLI 1/25 (N° 26 Trefoli  $\Phi 0.6''$ )



L'effetto della precompressione non viene considerato nella sezione all'appoggio.

L'analisi per i carichi di seconda e terza fase (sovraccarichi permanenti e accidentali), viene eseguito omogeneizzando la sezione della soletta (C29/35) al calcestruzzo delle travi prefabbricate (C45/55) attraverso un coefficiente di omogeneizzazione che risulta pari al rapporto tra i moduli elastici dei due materiali:

$$n_s = E_c \text{ C29/35} / E_c \text{ C45/55} = 32588/36416 = 0.90$$

L'area dei trefoli anch'essa omogeneizzata al calcestruzzo della trave verrà moltiplicata per un fattore di omogeneizzazione pari a:

$$n_a = E_a / E_c \text{ C45/55} = 206000/36416 = 5.65$$

## 07.03.01 SEZIONE DI MEZZERIA

### SOTTOVIA VIA CAMPIGLIESE - TRAVE ESISTENTE - SEZIONE DI MEZZERIA

Htrave (m)	1.6
Hsoletta (m)	0.25
Bsoletta (m)	1.675
ns	0.9
Asol (m <sup>2</sup> )	0.376875
na	5.65
Aa (m <sup>2</sup> )	0.00364
Aa* (m <sup>2</sup> )	0.016926
ya (m)	0.210
To (N/mm <sup>2</sup> )	1350
A trefolo (cm <sup>2</sup> )	1.4

num. fila	FILA 1	FILA 2	FILA 3	FILA 4	FILA 5	FILA 6
num. trefoli	10	8	2	2	2	2
y fila (m)	0.05	0.095	0.14	0.185	0.23	1.55
A trefoli (cm <sup>2</sup> )	14	11.2	2.8	2.8	2.8	2.8

### CADUTE DI TENSIONE

Rilassamento		(N/mm <sup>2</sup> )	70.2
Ritiro (‰)	0.3	(N/mm <sup>2</sup> )	61.8
Fluage	2.3		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED INERZIALI

	solo cls	con armatura	trave+soletta
A (m <sup>2</sup> )	0.5700	0.5869	0.9638
Yss (m)	/	/	0.573
Ys (m)	0.588	0.611	0.323
Yi (m)	1.012	0.989	1.277
ec (m)	/	0.778	1.066
J (m <sup>4</sup> )	0.1916	0.2047	0.3311
Wss (m <sup>3</sup> )	/	/	0.5775
Ws (m <sup>3</sup> )	0.3259	0.3350	1.0241
Wi (m <sup>3</sup> )	0.1893	0.2070	0.2593
Wa (m <sup>3</sup> )	/	0.2630	0.3105

## PRECOMPRESSIONE

Data l'eccentricità dei trefoli rispetto al baricentro della trave:

$$e = 0.989 - 0.210 = 0.778 \text{ m}$$

per effetto della precompressione si verificano le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

$$N = 26 \times 140 \times 1350 / 1000 = 4914 \text{ KN}$$

$$M = - 4914 \times 0.778 = - 3824 \text{ KNxm}$$

## CARICHI DI FASE 1

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 1 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 1457 + 1070 = 2527 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0$$

$$M = 3411 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0$$

## CADUTE DI TENSIONE

Lo stato di sollecitazione della trave è influenzato dalle seguenti cadute di tensione:

- Rilassamento dell'acciaio
- Ritiro
- Fluage

che, per tener conto della durata dei fenomeni e dell'interferenza con le fasi costruttive, sono state suddivise in tre quote:

	RILASSAMENTO ACCIAIO	RITIRO CLS.	FLUAGE CLS.
PRIMA QUOTA	100%	30%	30%
SECONDA QUOTA		30%	30%
TERZA QUOTA		40%	40%

Secondo quanto riportato nelle relazioni di calcolo dei viadotti della tratta in oggetto, le cadute di tensione risultano rispettivamente pari a:

- $70.2 \text{ N/mm}^2$  (rilassamento pari al 5.2%)
- $61.8 \text{ N/mm}^2$  (ritiro pari a 0.3%)
- $2.3 \times \sigma_a \times n_a$  (fluage con coefficiente di viscosità  $\Phi=2.3$ )

dove  $\sigma_a$  è la compressione del calcestruzzo in corrispondenza del baricentro dei trefoli e  $n_a$  è il coefficiente di omogenizzazione dei trefoli, pari a 5.65.

## CARICHI DI FASE 2

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 2 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 1129 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 1524 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

### CARICHI DI FASE 3

Con riferimento ai paragrafi precedenti in fase 3 le caratteristiche di sollecitazione massime in mezzeria risultano :

$$M = 3691 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 4983 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

SOLLECITAZIONI E TENSIONI	N(KN)	M (KNxm)	sigma (N/mm2)			
			ss	s	i	a
1) PRECOMPRESSIONE to	4914	-3826	/	-3.0	26.8	22.9
2) PESO PROPRIO	/	1457	/	4.3	-7.0	-5.5
3) PR. QUOTA CADUTA TENSIONE	-570	443	/	0.4	-3.1	-2.7
4) PESO SOLETTA	/	1070	/	3.2	-5.2	-4.1
5) SECONDA QUOTA CADUTA TENSIONE	-219	170	/	0.1	-1.2	-1.0
6) SOVRACCARICO PERMANENTE	/	1129	1.8	1.1	-4.4	-3.6
7) TERZA QUOTA CADUTA TENSIONE	-203	217	0.1	0.0	-1.0	-0.9
8) SOVRACC. ACCIDENTALE	/	3691	5.8	3.6	-14.2	-11.9

TENSIONI RISULTANTI NELLE VARIE FASI	sigma (N/mm2)				
	ss	s	i	a	s
FASE 1 (1+2)	/	1.30	19.81	17.38	-1095.3
FASE 2 (1+2+3+4)	/	4.85	11.53	10.65	-1073.2
FASE 3 (1+2+3+4+5+6)	1.76	6.09	5.98	6.00	-1043.7
FASE 4 (1+2+3+4+5+6+7+8)	7.66	9.69	-9.30	-6.80	-1116.0

Le massime tensioni di compressione risultano inferiori al valore limite di normativa (vedi par. 4.1.2.2.5.1) pari a:

$$\sigma_c \text{ max (soletta) } = 7.66 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{29/35} = 13.07 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_c \text{ max (trave) } = 9.69 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{45/55} = 20.54 \text{ N/mm}^2$$

La massima tensione di trazione dei trefoli a perdite avvenute risulta anch'essa inferiore al limite di normativa (vedi par. 4.1.2.2.5.2) pari a:

$$\sigma_s \text{ max (trefoli) } = 1116 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{p(1)k} = 1280 \text{ N/mm}^2$$

### SLU

Il momento di calcolo massimo per la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria risulta pari a:

$$M_d = 3411 + 1524 + 4983 = 9918 \text{ KNxm}$$

Il momento di rottura della sezione viene calcolato a partire dalle seguenti tensioni di calcolo:

$$f_{sd} = 1800 / 1.15 = 1565 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{cd} = 0.83 \times 0.85 \times 35 / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza dei 24 trefoli localizzati nella metà inferiore della trave è pari a:

$$T_u = 24 \times 140 \times 1565 / 1000 = 5258 \text{ KN}$$

$$y \text{ (trefoli) } = [14 \times 5 + 11.2 \times 9.5 + 2.8 \times (14 + 18.5 + 23.0)] / 33.6 \cong 10 \text{ cm}$$

L'altezza della zona compressa alla rottura della trave è pari a:

$$x = 5258000 / (16.46 \times 1680) = 190 \text{ mm} = 19.0 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 10.0 - 19.0/2 = 165.5 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 5258 \times 1.655 = 8702 \text{ KNxm}$$

La verifica a rottura per flessione in mezzzeria non risulta soddisfatta essendo:

$$M_d = 9918 \text{ KNxm} > 8702 \text{ KNxm}$$

$$\gamma_s = M_u / M_d = \mathbf{0.88} < \mathbf{1.00}$$

### VERIFICA TRAVE RINFORZATA

Si ripete la verifica considerando il contributo delle lamine di rinforzo (6x100x1.2mm)

$$f_{sd} = 2000 / 1.1 / 1 * 0.85 = 1545 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza lamine carbonio})$$

$$T_u (\text{lamine}) = 6 \times 100 \times 1.2 \times 1545 / 1000 = 1112 \text{ KN}$$

La forza resistente a trazione (trefoli+lamine) risulta:

$$T_u \text{ tot} = 5258 + 1112 = 6370 \text{ KN}$$

$$z = 5258 \times 10 / 6370 = 8.25 \text{ m}$$

L'altezza della zona compressa alla rottura della trave è pari a:

$$x = 6370000 / (16.46 \times 1680) = 230 \text{ mm} = 23.0 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 8.25 - 23.0/2 = 165.25 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 6370 \times 1.6525 = 10526 \text{ KNxm}$$

La verifica a rottura per flessione in mezzzeria risulta pertanto soddisfatta essendo:

$$M_d = 9918 \text{ KNxm} < 10526 \text{ KNxm}$$

$$\gamma_s = M_u / M_d = \mathbf{1.06} > \mathbf{1.00}$$

## 07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 353 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 477 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 158 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 213 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 516 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 697 \text{ kN} \end{aligned}$$

### SLE

Il taglio massimo risulta pertanto pari a:

$$T_{\max} = 1027 \text{ KN}$$

Considerando lo spessore minimo dell'anima della trave pari a 54cm, la sollecitazione massima di taglio risulta pari a:

$$\tau = 1027000 / (0.9 \times 540 \times 1550) = 1.36 \text{ N/mm}^2$$

Dalla verifica delle staffe (st $\Phi$ 12/12.5/2bracci+ st $\Phi$ 12/25/2bracci) risulta:

$$\sigma_{st} = 1.36 \times 540 \times 1000 / (12 \times 2 \times 113) = 270 \text{ N/mm}^2$$

## SLU

Il taglio di calcolo massimo per la verifica allo stato limite ultimo risulta pari a:

$$T_d = 1387 \text{ KN}$$

Il taglio resistente della sezione viene calcolato assumendo per l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo un valore di calcolo pari a:

$$\cotg\theta = 1.0$$

Si ha pertanto il seguente valore

$$T_r = \min (V_{rzd}, V_{rcd}) = 1414 \text{ KN}$$

dove

$$V_{rzd} = 0.9d \times A_{sw}/s \times f_{yd} \times \cotg\theta / 1000 = 1414 \text{ KN}$$

$$V_{rcd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times \cotg\theta / (1 + \cotg\theta^2) / 1000 = 4870 \text{ KN}$$

Essendo:

$$d = 1550 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 2 \times 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$s = 1000/12 = 83.33 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 373.9 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 540 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

$$f_{cd} = 0.5f_{cd} = 12.93 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a taglio allo SLU della sezione in asse appoggi risulta pertanto soddisfatta essendo:

$$T_d = 1387 \text{ KN} < 1414 \text{ KNxm}$$

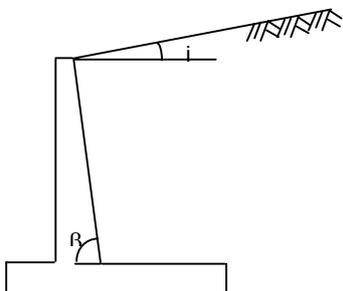
$$\gamma_s = T_r / T_d = \mathbf{1.02} > \mathbf{1.00}$$

## 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)

$K_h = 0.15$                       Coefficiente sismico orizzontale ( $ag \times S$ )

$\theta = 0.1488$                       (rad)

.....

$K_s = 0.341$                       (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.094$                       (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	0.80
Lunghezza suola esterna	2.10
Lunghezza suola interna	2.00
<b>Dimensioni trasversali (m)</b>	
Larghezza esterna spalla	26.80
Larghezza media interna tra i muri andatori	26.80
Larghezza zattera di fondazione	27.15
<b>Dimensioni verticali (m)</b>	
Altezza paraghiaia	2.50
Altezza paramento verticale	4.75
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
<b>Ulteriori informazioni</b>	
Inclinazione in pianta del paramento	75
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>
5566	1481	2421

Forze longitudinali (KN)

<b>Frenatura</b>	<b>Sisma L</b>
401	1057

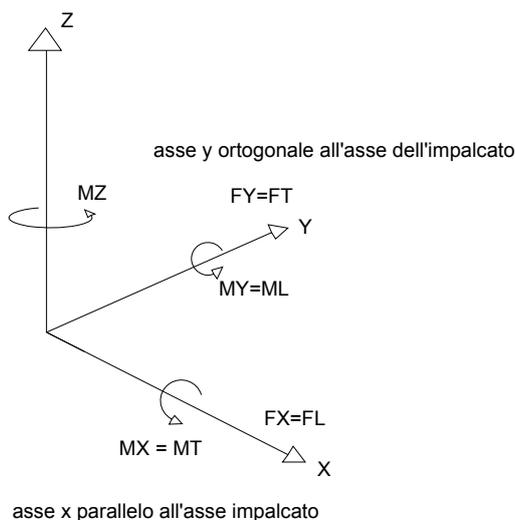
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

<b>Vento</b>	<b>Hv</b>	<b>Sisma T</b>	<b>Hs</b>
111	2.83	1057	1.63

Momenti trasversali (KNxm)

<b>M3 (es)</b>	<b>M3 (amp)</b>	<b>M vento</b>	<b>M sisma T</b>
13607	-14055	315	1723

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 26.80m:

### SLE

Carichi verticali			Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>g</sub>	Momenti flettenti longitudinali My		
R1	Peso proprio paraghiaia	67	S1	Spinta statica sovraccarico	57	1.3	M1	Momento spinta statica sovraccarico	71
R2	Peso terreno a tergo	268	S2	Spinta statica terreno	71	0.8	M2	Momento spinta statica terreno	60
R3	Peso sovraccarico a tergo	107	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	1.3	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
			S4	Forze d'inerzia sul terreno	0	1.3	M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
			S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	1.3	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
			S6	Incremento di spinta sismica	0	1.7	M6	Momento incremento spinta sismica	0
N <sub>tot</sub>		67	S <sub>tot</sub>		129	1.0	M <sub>tot</sub>		131

### SLU

Carichi verticali			Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>g</sub>	Momenti flettenti longitudinali My		
R1	Peso proprio paraghiaia	90	S1	Spinta statica sovraccarico	77	1.3	M1	Momento spinta statica sovraccarico	96
R2	Peso terreno a tergo	362	S2	Spinta statica terreno	96	0.8	M2	Momento spinta statica terreno	80
R3	Peso sovraccarico a tergo	145	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	1.3	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
			S4	Forze d'inerzia sul terreno	0	1.3	M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
			S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	1.3	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
			S6	Incremento di spinta sismica	0	1.7	M6	Momento incremento spinta sismica	0
N <sub>tot</sub>		90	S <sub>tot</sub>		174	1.0	M <sub>tot</sub>		177

### SLV

Carichi verticali			Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>g</sub>	Momenti flettenti longitudinali My		
R1	Peso proprio paraghiaia	67	S1	Spinta statica sovraccarico	0	1.3	M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
R2	Peso terreno a tergo	268	S2	Spinta statica terreno	71	0.8	M2	Momento spinta statica terreno	60
R3	Peso sovraccarico a tergo	0	S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	10	1.3	M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	13
			S4	Forze d'inerzia sul terreno	0	1.3	M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
			S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	1.3	M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
			S6	Incremento di spinta sismica	16	1.7	M6	Momento incremento spinta sismica	26
N <sub>tot</sub>		67	S <sub>tot</sub>		97	1.0	M <sub>tot</sub>		98

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 26.80m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	25.0	33.8	25.0
T (KN/m)	48.0	64.8	36.3
M (KNxm/m)	48.9	66.0	36.7

## 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)	9468	13004	7047
FL (KN)	401	541	1057

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (espresse in t e t<sub>m</sub>) eseguito su una larghezza di 26.80:

### SLE

Carichi verticali	
R1	Peso proprio paraghiaia 67
R2	Peso proprio paramento 605
R3	Reazione impalcato 947
R4	Peso terreno a tergo 777
R5	Peso sovraccarico a tergo 107
<b>N<sub>tot</sub> 1618</b>	

Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico 166	3.6
S2	Spinta statica terreno 601	2.4
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia 0	6.0
S4	Forze d'inerzia sul paramento 0	2.4
S5	Forze d'inerzia sul terreno 0	3.6
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico 0	3.6
S7	Incremento di spinta sismica 0	4.8
S8	Azione longitudinale impalcato 40	5.10
<b>S<sub>tot</sub> 807</b>		2.8

Momenti flettenti longitudinali My	
M1	Momento spinta statica sovraccarico 601
M2	Momento spinta statica terreno 1452
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 441
M9	Momento peso paraghiaia -50
<b>M<sub>tot</sub> 2443</b>	

### SLU

Carichi verticali	
R1	Peso proprio paraghiaia 90
R2	Peso proprio paramento 816
R3	Reazione impalcato 1300
R4	Peso terreno a tergo 1049
R5	Peso sovraccarico a tergo 145
<b>N<sub>tot</sub> 2207</b>	

Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico 224	3.6
S2	Spinta statica terreno 811	2.4
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia 0	6.0
S4	Forze d'inerzia sul paramento 0	2.4
S5	Forze d'inerzia sul terreno 0	3.6
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico 0	3.6
S7	Incremento di spinta sismica 0	4.8
S8	Azione longitudinale impalcato 54	5.10
<b>S<sub>tot</sub> 1089</b>		2.8

Momenti flettenti longitudinali My	
M1	Momento spinta statica sovraccarico 811
M2	Momento spinta statica terreno 1960
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 601
M9	Momento peso paraghiaia -68
<b>M<sub>tot</sub> 3304</b>	

### SLV

Carichi verticali	
R1	Peso proprio paraghiaia 67
R2	Peso proprio paramento 605
R3	Reazione impalcato 705
R4	Peso terreno a tergo 777
R5	Peso sovraccarico a tergo 0
<b>N<sub>tot</sub> 1376</b>	

Carichi orizzontali longitudinali Fx		Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico 0	3.6
S2	Spinta statica terreno 601	2.4
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia 10	6.0
S4	Forze d'inerzia sul paramento 91	2.4
S5	Forze d'inerzia sul terreno 0	3.6
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico 0	3.6
S7	Incremento di spinta sismica 133	4.8
S8	Azione longitudinale impalcato 106	5.10
<b>S<sub>tot</sub> 940</b>		3.1

Momenti flettenti longitudinali My	
M1	Momento spinta statica sovraccarico 0
M2	Momento spinta statica terreno 1452
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia 60
M4	Momento forze d'inerzia paramento 215
M5	Momento forze d'inerzia terreno 0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico 0
M7	Momento incremento spinta 643
M8	Momento impalcato 715
M9	Momento peso paraghiaia -50
<b>M<sub>tot</sub> 3036</b>	

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 26.80, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	604	824	514
T (KN/m)	301	406	351
M (KNxm/m)	912	1233	1133

Data l'inclinazione del paramento rispetto al viadotto è necessario incrementare i momenti flettenti della proiezione sull'ortogonale del momento torcente agente sull'impalcato:

$$M_t \perp = M_t \times \cos 75$$

ottenendo

	SLE	SLU	SLV
M <sub>t</sub> (KNxm)	14055	18974	1723
M <sub>t</sub> ⊥ (KNxm)	3638	4911	446
ΔM (KNxm/m)	136	183	17
M <sub>d</sub> (KNxm/m)	1048	1416	1150

## 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 :

ST06 - Sottovia Via Campigliese - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	12826			-838	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m3	7772			-15544	0
PESO SOVRACCARICO - $Q = 2 \times 26.8 \times 2 = 107$ t, eccentricità $e_l = -2$ , $e_t = 0$	1072			-2144	0
SPINTA STATICA TERRENO - $K_o = 0.426$		8750	2344	25520	6838
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - $K_o = 0.426$		2000	536	8750	2344
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - $R_1 = 5566$ KN	5566			1113	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - $R_2 = 1481$ KN	1481			296	0
CARICHI MOBILI - $R_3 = 2421$ KN, $M_3T = 13607$ KNm	2421			484	13607
FRENATURA - $F_f L = 401$ KN		401		2643	
VENTO - $F_v T = 111$ KN, $M_v T = 315$ KNm			111		1050
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - $F_{SL} = 1057$ KN		1057		6976	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - $F_{ST} = 1057$ KN, $M_S T = 1723$ KNm			1057		8699
FORZE D'INERZIA SPALLA - $C = 0.15g$			1924		4956
FORZE D'INERZIA TERRENO - $C = 0.15g$			1166		5975
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - $C = 0.15g$			161		1407
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO $K_{sis} - K_a = 0.094$		1938	664	8480	2905
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO $K_{sis} - K_a = 0.094$		443	152	1938	664

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	30531	11150	2947	20159	20018
sle 02	31136	10750	2947	17637	23419
slu 01 (A1 STR) - frenatura	41439	15053	3989	27311	27118
slu 02 (A1 STR)	42256	14512	3989	23854	31711
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	31409	11510	3048	21690	22089
slu 02 (A2 GEO)	32105	11050	3048	18789	26001
sl	27644	13669	3788	30958	13598
st	27644	10225	7155	16670	29372

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.