



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

S8– SVINCOLO DI RIOTORTO

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10m)
AMPLIAMENTO SOTTOVIA SVINCOLO RIOTORTO
al km. 17+647.78
RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

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

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA:		REVISIONE		
WBS	DIRETTORIO		FILE		FEBBRAIO 2011		n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
ST11	1	2	1	2	0	1	STR1145-	
						SCALA:	-	

 ingegneria europea	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

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

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 ST11 – Sottovia Svincolo Riotorto 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 31.0m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 29.0m, semplicemente appoggiato su due spalle. L'impalcato è costituito da 14 travi prefabbricate e precomprese a T e dalla soletta in cls gettato in opera dello spessore di 23 cm.

Le spalle sono del tipo a setto (con paramento di altezza minima variabile da 0m a circa 0.70m) e fondate su zattera poggiata su pali di grande diametro.

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.

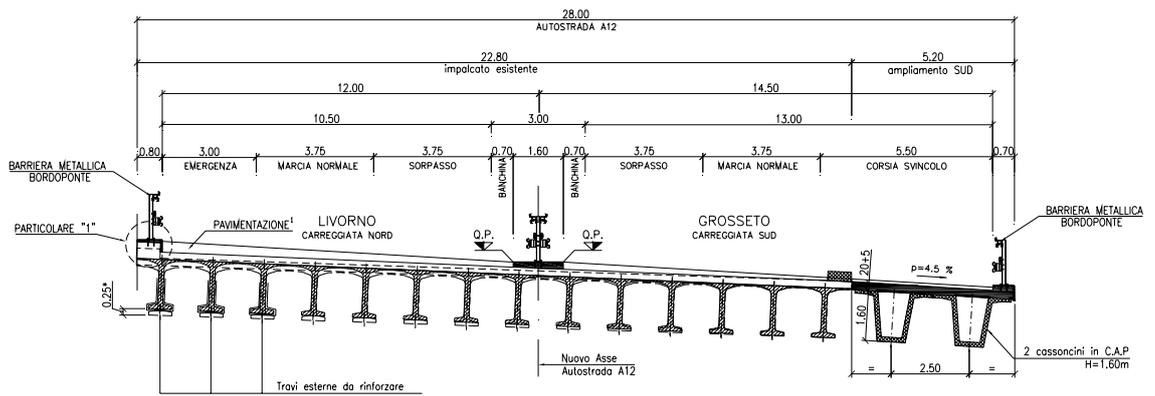
Le verifiche delle travi esistenti, in mancanza di dati specifici, sono state eseguite sulla base di elaborati relativi ad altre opere presenti sul lotto in quanto di caratteristiche geometriche uguali.

01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO

E' previsto sul lato della esistente carreggiata Sud un ampliamento di larghezza pari a circa 5.20m.

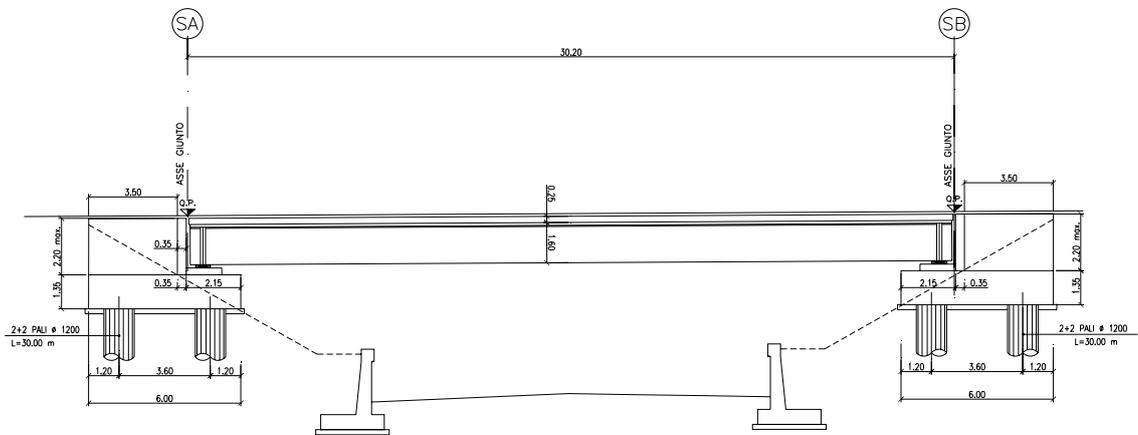
Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito da 2 travi in c.a.p. a cassoncini con sovrastante soletta collaborante in cls.

Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente su 4 pali di diametro Φ 1200 e lunghezza $L = 30$ m.



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

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

03.01.03 CALCESTRUZZO SPALLE

Calcestruzzo spalle CLASSE 25/30

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

03.01.04 CALCESTRUZZO PALI

Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

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

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

03.01.06 ACCIAIO ARMONICO

Acciaio armonico

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

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

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

03.02.03 CALCESTRUZZO SPALLE

Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 28/35

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

03.02.04 CALCESTRUZZO PALI

Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

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

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

03.02.06 ACCIAIO ARMONICO

Acciaio armonico

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

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 [m²]

J_{yy} = momento di inerzia della sezione sul piano verticale [m⁴]

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 _G	0.843	1.012
J _{yy}	0.2218	0.1916

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	1.20	0.89
y _G	1,225	1.281
J _{yy}	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

$$g_{1,2} = 0.25 \times \frac{5.20}{2} \times 25 = 16,25 \text{ kN/m}$$

- Travi esistenti

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

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.63 \times 25 = 10.19 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 17.37 \times 2 + 14.25 \times 14 + 25 \times 28.00 \times 0.25 = 409.3 \text{ KN/m}$$

Il carico gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 430.3 \times 31/2 = 6343 \text{ KN}$$

05.02 CARICHI DI FASE 2

05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g₂)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente $g_{2,1} = 0.80 \times 0.30 \times 25 = 6.00 \text{ kN/m}$
- 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 24.90 m, il carico permanente complessivo di seconda fase è pari a:

$$g_2 = 6.00 + 12.00 + 5.25 + 3 \times 1.50 + 3.00 \times 24.90 = 102.5 \text{ KN/m}$$

Il carico massimo di seconda fase sulle travi risulta:

$$g_2 \text{ (trave esistente)} = 6.00 + 1.50 + 3 \times 1.63/2 = 9.95 \text{ KN/m}$$

$$g_2 \text{ (trave ampliamento)} = 25 \times 0.70 \times 0.3 + (2.60 - 0.7) \times 3 + 1.5 = 12.45 \text{ KN/m}$$

Il carico di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 102.5 \times 31/2 = 1588 \text{ KN}$$

05.02.02 RITIRO SOLETTA AMPLIAMENTO (ϵ_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 :

$$A_c = 20 \times \frac{520}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260 \text{ cm}$$

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

$$k_h = 0,725$$

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

$$A_c = 20 \times \frac{520}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{520}{2} = 5200 \text{ cm}^2$$

$$u = 260 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

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 (q_1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria che, considerata la larghezza della somma delle carreggiate pari a 26.50m (si trascura la presenza del cordolo centrale), consistono in 8 colonne di carico delle seguenti intensità :

posizione	carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
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:

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

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 23.5) \times 31/2 = 1329 \text{ KN}$$

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

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 31/2 = 402 \text{ kN}$$

che si ripartisce tra gli appoggi nel seguente modo:

$$q_3 \text{ (trave esistente)} = 402 \times 22.80 / 28 / 14 = 23.4 \text{ KN}$$

$$q_3 \text{ (trave ampliamento)} = 402 \times 5.2 / 28 / 2 = 37.3 \text{ KN}$$

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 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:

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

$$H_t (\text{vento}) = 1.5 \times 4.95 \times 31/2 = 115 \text{ KN}$$

$$M_t (\text{vento}) = 115 \times 2.83 = 325 \text{ KN} \times \text{m}$$

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

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 115 / (14 + 2) = 7.2 \text{ KN}$$

Ponte scarico

$$q_5 (\text{trave esistente}) = q_5 (\text{trave ampliamento}) = 7.2 \times 1.95 / 4.95 = 2.8 \text{ KN}$$

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 : 42°58' N – 10°40' E).

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

$$a_g = 0.063$$

$$S = 1.5$$

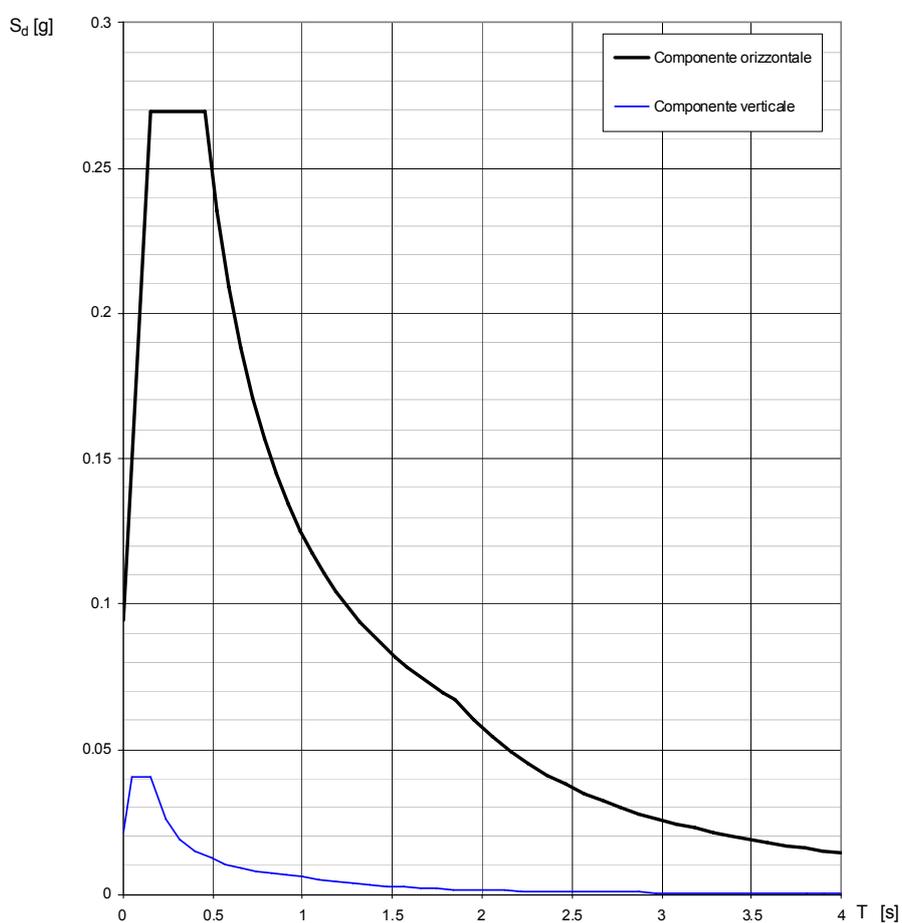
$$F_l (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.063 \times 1.5 \times 7931 = 750 \text{ KN}$$

essendo

$$R(g_1+g_2) = 6343+1588 = 7931 \text{ KN}$$

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	0.063 g
F_0	2.855
T_C^*	0.293 s
S_S	1.500
C_C	1.574
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
\angle	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.461 s
T_D	1.851 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 η 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	0.094
$T_B \leftarrow$	0.154	0.269
$T_C \leftarrow$	0.461	0.269
	0.528	0.235
	0.594	0.209
	0.660	0.188
	0.726	0.171
	0.792	0.157
	0.859	0.145
	0.925	0.134
	0.991	0.125
	1.057	0.117
	1.123	0.111
	1.190	0.104
	1.256	0.099
	1.322	0.094
	1.388	0.089
	1.454	0.085
	1.521	0.082
	1.587	0.078
	1.653	0.075
	1.719	0.072
	1.785	0.070
$T_D \leftarrow$	1.851	0.067
	1.954	0.060
	2.056	0.054
	2.158	0.049
	2.261	0.045
	2.363	0.041
	2.465	0.038
	2.568	0.035
	2.670	0.032
	2.772	0.030
	2.875	0.028
	2.977	0.026
	3.079	0.024
	3.182	0.023
	3.284	0.021
	3.386	0.020
	3.488	0.019
	3.591	0.018
	3.693	0.017
	3.795	0.016
	3.898	0.015
	4.000	0.014

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

	SPALLE	g_1+g_2	ϵ_2	ϵ_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.

$EI + 0.3Et$ $0.3EI + Et$

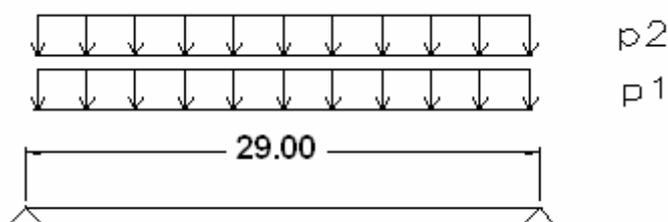
06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

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

$$p_2 = 16.25 \text{ kN/m}$$

$$P = 33.62 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	3534	-	0	487
	SLE (FR)	3534	-	0	487
	SLE (R)	3534	-	0	487
SLU (STR)	STR1	4771	-	0	657
	STR2	4771	-	0	657
	STR3	4771	-	0	657
	STR4	4771	-	0	657

Travi esistenti

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

$$p_2 = 10.19 \text{ kN/m}$$

$$P = 24.44 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	2569	-	0	354
	SLE (FR)	2569	-	0	354
	SLE (R)	2569	-	0	354
SLU (STR)	STR1	3468	-	0	478
	STR2	3468	-	0	478
	STR3	3468	-	0	478
	STR4	3468	-	0	478

06.01.02 FASE 2

Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 12.45 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1309	-	0	180
	SLE (FR)	1309	-	0	180
	SLE (R)	1309	-	0	180
SLU (STR)	STR1	1767	-	0	243
	STR2	1767	-	0	243
	STR3	1767	-	0	243
	STR4	1767	-	0	243

Travi esistenti

$$g_2 = 9,95 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1046	-	0	144
	SLE (FR)	1046	-	0	144
	SLE (R)	1046	-	0	144
SLU (STR)	STR1	1412	-	0	194
	STR2	1412	-	0	194
	STR3	1412	-	0	194
	STR4	1412	-	0	194

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 :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 5200 \text{ cm}^2$$

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

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 5200/10 = - 1442 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1442 \times (1.75 - 1.225) = 757 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 1442 = - 1730 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 757 = 908 \text{ kNm}$$

06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

$$Q_1 = 2 \times (150 + 1.00 \times 150 / 2.50) = 420 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 1.90 = 17.10 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	3028	158	0	414
	SLE (R)	4906	210	0	668
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	6623	284	0	902
	STR3	4088	213	0	559
	STR4	4088	213	0	559

Travi esistenti

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

$$q_1 = 9 \times 1.63 = 14.67 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	2248	113	0	310
	SLE (R)	3717	150	0	513
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	5018	203	0	693
	STR3	3035	152	0	419
	STR4	3035	152	0	419

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

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

$$A_c = 5200 \text{ cm}^2$$

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

-SLE (QP)

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 509 \text{ kN}$$

$$M = \pm 509 \times (1.75 - 1.225) = \pm 267 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 611 \text{ kN}$$

$$M = \pm 611 \times (1.75 - 1.225) = \pm 321 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 5200 / 10 = \pm 733 \text{ kN}$$

$$M = \pm 733 \times (1.75 - 1.225) = \pm 385 \text{ kNm}$$

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	714.0	0.0	0.0	533.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	420.0	0.0	0.0	300.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	265.0	0.0	0.0	227.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	37.3	0.0	0.0	23.4	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	2.8	0.0	0.0	2.8
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	7.2	0.0	0.0	7.2
El+0,3Et (q6)	0.0	86.8	26.0	0.0	64.8	19.4
0,3El+Et (q6)	0.0	26.0	86.8	0.0	19.4	64.8

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	964	0	11	720	0	11
	STR2	1639	0	6	1244	0	6
	STR3	1282	56	6	959	35	6
	STR4	1282	0	6	959	0	6
SLU(GEO)	GEO1	714	0	4	533	0	4
	GEO2	1502	0	6	1139	0	6
	GEO3	1198	48	6	896	30	6
	GEO4	1198	0	6	896	0	6
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	851	87	26	638	65	19
	0,3El+Et (q6)	851	26	87	638	19	65

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

$$\begin{aligned} M &= 3534 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 4771 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 1442 \text{ kN} \\ M &= 1309 + 757 = 2066 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 1730 \text{ kN} \\ M &= 1767 + 908 = 2675 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 611 \text{ kN} \\ M &= 4906 + 267 = 5173 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 733 \text{ kN} \\ M &= 6623 + 385 = 7008 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 = 487 kN

M = 0 kNm SLU
V = 657 kN

- Fase 2

N = -1442 kN
M = 757 kNm SLE
V = 180 kN

N = -1730 kN
M = 908 kNm SLU
V = 243 kN

- Fase 3

N = - 611 kN
M = 267 kNm SLE
V = 668 kN

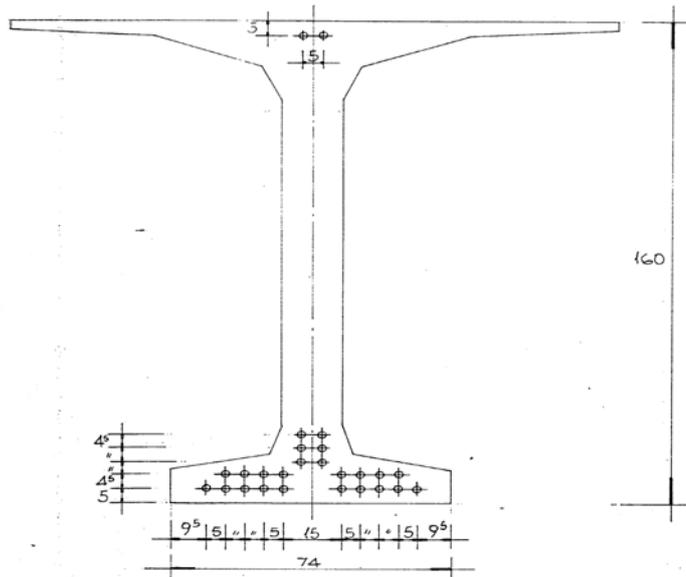
N = - 733 kN
M = 385 kNm SLU
V = 902 kN

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.

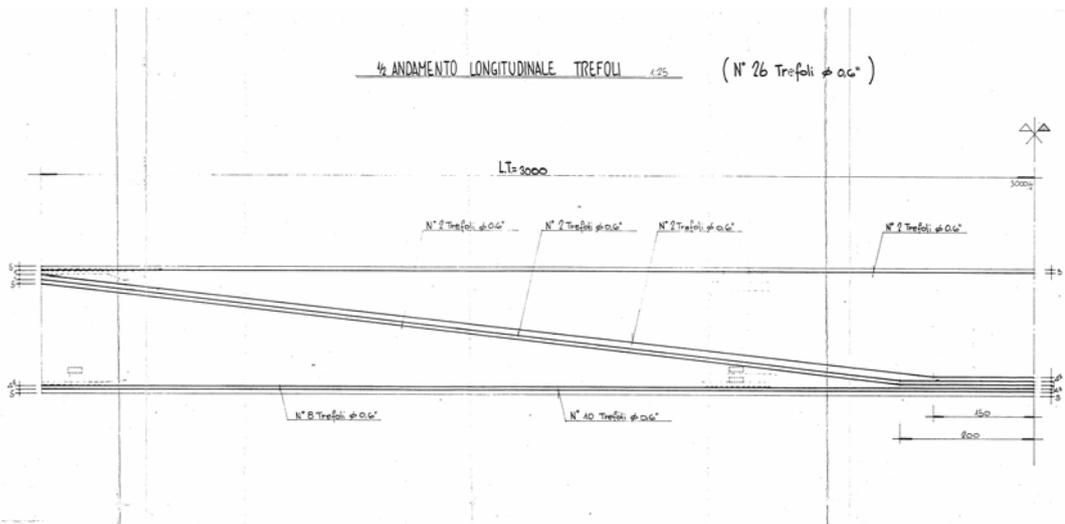
TRAVI ESISTENTI

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 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 SVINCOLO RIORTORTO - TRAVE ESISTENTE - SEZIONE DI MEZZERIA

Htrave (m)	1.6
Hsoletta (m)	0.25
Bsoletta (m)	1.63
ns	0.9
Asol (m ²)	0.36675
na	5.65
Aa (m ²)	0.00364
Aa* (m ²)	0.016926
ya (m)	0.210
To (N/mm ²)	1350
A trefolo (cm ²)	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 ²)	14	11.2	2.8	2.8	2.8	2.8

CADUTE DI TENSIONE

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED INERZIALI

	solo cls	con armatura	trave+soletta
A (m ²)	0.5700	0.5869	0.9537
Yss (m)	/	/	0.578
Ys (m)	0.588	0.611	0.328
Yi (m)	1.012	0.989	1.272
ec (m)	/	0.778	1.062
J (m ⁴)	0.1916	0.2047	0.3290
Wss (m ³)	/	/	0.5691
Ws (m ³)	0.3259	0.3350	1.0028
Wi (m ³)	0.1893	0.2070	0.2586
Wa (m ³)	/	0.2630	0.3099

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 :

$$M = 1498 + 1071 = 2569 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0$$

$$M = 3468 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0$$

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 N/mm^2 (rilassamento pari al 5.2%)
- 61.8 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 σ_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 :

$$M = 1046 \text{ kNm} \quad \text{SLE}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 1412 \text{ kNm} \quad \text{SLU}$$
$$V = 0 \text{ kN}$$

CARICHI DI FASE 3

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

$$M = 3717 \text{ kNm} \quad \text{SLE} \\ V = 0 \text{ kN}$$

$$M = 5018 \text{ kNm} \quad \text{SLU} \\ V = 0 \text{ kN}$$

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	/	1498	/	4.5	-7.2	-5.7
3) PR. QUOTA CADUTA TENSIONE	-567	442	/	0.4	-3.1	-2.6
4) PESO SOLETTA	/	1071	/	3.2	-5.2	-4.1
5) SECONDA QUOTA CADUTA TENSIONE	-217	169	/	0.1	-1.2	-1.0
6) SOVRACCARICO PERMANENTE	/	1046	1.7	1.0	-4.0	-3.4
7) TERZA QUOTA CADUTA TENSIONE	-206	218	0.2	0.0	-1.1	-0.9
8) SOVRACC. ACCIDENTALE	/	3717	5.9	3.7	-14.4	-12.0

TENSIONI RISULTANTI NELLE VARIE FASI	sigma (N/mm2)				
	ss	s	i	a	s
FASE 1 (1+2)	/	1.43	19.61	17.22	-1096.8
FASE 2 (1+2+3+4)	/	4.97	11.34	10.50	-1075.3
FASE 3 (1+2+3+4+5+6)	1.65	6.15	6.11	6.12	-1043.5
FASE 4 (1+2+3+4+5+6+7+8)	7.68	9.86	-9.32	-6.80	-1116.5

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

$$\sigma_c \text{ max (soletta)} = 7.68 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{29/35} = 13.07 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_c \text{ max (trave)} = 9.86 \text{ N/mm}^2 < 0.45 f_{ck} C_{45/55} = 20.54 \text{ N/mm}^2$$

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:

$$M_d = 3468 + 1412 + 5018 = 9898 \text{ KNxm}$$

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:

$$x = 5258000 / (16.46 \times 1630) = 196 \text{ mm} = 19.6 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 10.0 - 19.6/2 = 165.2 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 5258 \times 1.652 = 8686 \text{ KNxm}$$

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

$$M_d = 9898 \text{ KNxm} > 8686 \text{ KNxm}$$

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

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:

$$x = 6370000 / (16.46 \times 1630) = 237 \text{ mm} = 23.7 \text{ cm}$$

Il braccio della coppia di rottura risulta pari a:

$$z = 160 + 25.0 - 8.25 - 23.7/2 = 164.90 \text{ cm}$$

Il momento di rottura della sezione risulta pertanto pari a:

$$M_u = T_u \times z = 6370 \times 1.649 = 10504 \text{ KNxm}$$

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

$$M_d = 9898 \text{ KNxm} < 10504 \text{ KNxm}$$

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

07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 354 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 478 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 144 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 194 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLE} \\ V &= 513 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 0 \text{ kNm} & \text{SLU} \\ V &= 693 \text{ kN} \end{aligned}$$

SLE

Il taglio massimo risulta pertanto pari a:

$$T_{\max} = 1011 \text{ KN}$$

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

$$\tau = 1011000 / (0.9 \times 540 \times 1550) = 1.34 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{st} = 1.34 \times 540 \times 1000 / (12 \times 2 \times 113) = 267 \text{ N/mm}^2$$

SLU

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

$$T_d = 1365 \text{ KN}$$

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

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

dove

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

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

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:

$$T_d = 1365 \text{ KN} < 1414 \text{ KNxm}$$

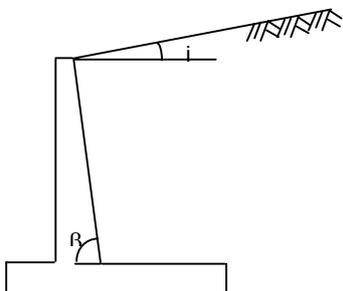
$$\gamma_s = T_r / T_d = \mathbf{1.04} > \mathbf{1.00}$$

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 β 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)

$K_h = 0.0945$ Coefficiente sismico orizzontale ($ag \times S$)

$\theta = 0.0942$ (rad)

.....

$K_s = 0.302$ (spinta sismica)

$K_s - K_a = 0.095$ (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/m² in condizioni statiche e nullo in condizioni sismiche, mentre per il terreno si è considerato un peso di volume di 20KN/m³.

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)

	γ_i (SLE1)	γ_i (SLE2)
Peso proprio	1.00	1.00
Permanenti	1.00	1.00
Carichi mobili (+)	0.75	1.00
Frenatura	1.00	0
Vento	0.60	0.60

08.01.02 Stato Limite Ultimo Statico – SLU

A1-STR

	γ_i (SLU1)	γ_i (SLU2)
Peso proprio	1.35	1.35
Permanenti	1.50	1.50
Carichi mobili	1.01	1.35
Frenatura	1.35	0
Vento	0.90	0.90

A2-GEO

	γ_i (SLU1)	γ_i (SLU2)
Peso proprio	1.00	1.00
Permanenti	1.30	1.30
Carichi mobili	0.86	1.15
Frenatura	1.15	0
Vento	0.78	0.78

08.01.03 Stato Limite Ultimo Sismico – SLV

Sisma Longitudinale SL

	γ_i
Peso proprio	1.00
Permanenti	1.00
Sisma Long.	1.00
Sisma Trasv.	0.30

Sisma Trasversale ST

	γ_i
Peso proprio	1.00
Permanenti	1.00
Sisma Long.	0.30
Sisma Trasv.	1.00

GEOMETRIA

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

Caratteristiche geometriche della spalla	
Dimensioni longitudinali (m)	
Spessore paraghiaia	0.35
Spessore paramento verticale	2.50
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.65
Lunghezza suola esterna	0.10
Lunghezza suola interna	3.40
Dimensioni trasversali (m)	
Larghezza esterna spalla	28.00
Larghezza media interna tra i muri andatori	27.00
Larghezza zattera di fondazione	30.20
Dimensioni verticali (m)	
Altezza paraghiaia	2.35
Altezza paramento verticale	0.30
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
Ulteriori informazioni	
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)

P1	P2	P3
6343	1588	2529

Forze longitudinali (KN)

Frenatura	Sisma L
402	750

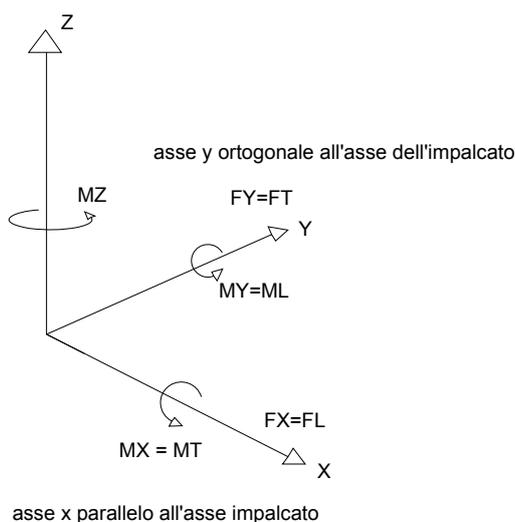
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

Vento	Hv	Sisma T	Hs
115	2.83	750	1.63

Momenti trasversali (KNxm)

M3 (es)	M3 (amp)	M vento	M sisma T
15176	-15327	325	1222

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_{xm}) eseguito su una larghezza di 27.00m (larghezza media interna tra i muri andatori):

SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso terreno a tergo	431
R3	Peso sovraccarico a tergo	184
N_{tot}		56

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	54
S2	Spinta statica terreno	64
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
S_{tot}		118

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	64
M2	Momento spinta statica terreno	50
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
M_{tot}		113

SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	75
R2	Peso terreno a tergo	582
R3	Peso sovraccarico a tergo	248
N_{tot}		75

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	73
S2	Spinta statica terreno	86
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
S_{tot}		159

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	86
M2	Momento spinta statica terreno	67
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
M_{tot}		153

SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso terreno a tergo	431
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
N_{tot}		56

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	64
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	5
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	9
S_{tot}		77

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	50
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	6
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	14
M_{tot}		70

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 27.00m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	20.6	27.8	20.6
T (KN/m)	43.6	58.8	28.7
M (KNxm/m)	42.0	56.7	25.7

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)	10460	14359	7931
FL (KN)	402	543	750

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t_{xm}) eseguito su una larghezza di 27.00 (larghezza media interna tra i muri andatori):

SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso proprio paramento	51
R3	Reazione impalcato	1046
R4	Peso terreno a tergo	487
R5	Peso sovraccarico a tergo	184
N_{tot}		1152

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	61
S2	Spinta statica terreno	81
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	0
S8	Azione longitudinale impalcato	40
S_{tot}		182

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	81
M2	Momento spinta statica terreno	71
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	-235
M9	Momento peso paraghiaia	-60
M_{tot}		-143

SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	75
R2	Peso proprio paramento	68
R3	Reazione impalcato	1436
R4	Peso terreno a tergo	657
R5	Peso sovraccarico a tergo	248
N_{tot}		1579

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	82
S2	Spinta statica terreno	109
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	0
S8	Azione longitudinale impalcato	54
S_{tot}		246

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	109
M2	Momento spinta statica terreno	96
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	-324
M9	Momento peso paraghiaia	-81
M_{tot}		-199

SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	56
R2	Peso proprio paramento	51
R3	Reazione impalcato	793
R4	Peso terreno a tergo	487
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
N_{tot}		899

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	81
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	5
S4	Forze d'inerzia sul paramento	5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S7	Incremento di spinta sismica	11
S8	Azione longitudinale impalcato	75
S_{tot}		176

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	71
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	8
M4	Momento forze d'inerzia paramento	1
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	19
M8	Momento impalcato	-150
M9	Momento peso paraghiaia	-60
M_{tot}		-111

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 27.00, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	427	585	333
T (KN/m)	67	91	65
M (KNxm/m)	-53	-74	-41

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 :

ST11 - Sottovia Svincolo Riotorto - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	8247			1135	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m ³	4865			-6325	0
PESO SOVRACCARICO - Q = 2x27x3,4 = 184 t, eccentricità el = -1,3, et = 0	1836			-2387	0
SPINTA STATICA TERRENO - Ko = 0,426		2056	0	2845	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - Ko = 0,426		956	0	1983	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - R1 = 6343 KN	6343			8881	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - R2 = 1588 KN	1588			2223	0
CARICHI MOBILI - R3 = 2529 KN, M3T = 15176 KNm	2529			3541	15176
FRENATURA - Ff L = 402 KN		402		864	
VENTO - Fv T = 115 KN, MvT = 325 KNm			115		573
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - FSL = 750 KN		750		1611	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - FST = 750 KN, MS T = 1222 KNm			750		2833
FORZE D'INERZIA SPALLA - C = 0,0945g			779		821
FORZE D'INERZIA TERRENO - C = 0,0945g			460		1299
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - C = 0,0945g			174		720
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO Ksis - Ka = 0,056		269	33	559	68
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO Ksis - Ka = 0,056		125	16	260	33

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	24777	3414	69	11874	11726
sle 02	25409	3012	69	11895	15520
slu 01 (A1 STR) - frenatura	33687	4609	104	16725	15881
slu 02 (A1 STR)	34540	4066	104	16392	21003
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	25813	3617	90	13008	13536
slu 02 (A2 GEO)	26540	3155	90	13033	17899
sl	21044	3855	606	11750	1506
st	21044	2596	2021	9656	5021