

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

OPERE CIVILI

Opere D'Arte Maggiore - risoluzione interferenze idrauliche

Relazione di calcolo impalcato IV04 – IV05

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 5 F 0 1 D 7 8 C L I V 0 0 0 8 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P.MANNI	07/2019	N.MANCUSO <i>N. Mancuso</i>	07/2019	F.GERNONE <i>F. Gernone</i>	07/2019	D. TIBERTI 07/2019 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Scelta UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dorio Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 16878

File: IA5F01D78CLIV0008001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	8
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
3	MATERIALI.....	10
3.1	CALCESTRUZZO SOLETTA	10
3.2	CALCESTRUZZO PER TRAVI E TRASVERSI PREFABBRICATI – TEMPO T_{∞} (FASE FINALE IN ESERCIZIO)	10
3.3	ACCIAIO PER C.A. (ARMATURA ORDINARIA)	11
3.4	ACCIAIO PER ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE	11
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	13
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D’USO	13
4.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	13
5	DESCRIZIONE DELL’OPERA	16
5.1	ESECUZIONE DEL MANUFATTO	18
6	ANALISI DEI CARICHI	19
6.1	PESO PROPRIO (G1)	19
6.2	PERMANENTI PORTATI (G2).....	19
6.2.1	<i>Pavimentazione – G2,1</i>	19
6.2.2	<i>Parapetto e barriere di sicurezza – G2,2</i>	19
6.2.3	<i>Veletta in c.a. – G2,3</i>	20
6.2.4	<i>Marciaipiedi gettati in seconda fase – G2,5</i>	20
6.3	PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO (P).....	20
6.4	RITIRO (E1).....	20
6.4.1	<i>Viscosità (ϵ_4)</i>	22
6.5	AZIONI VARIABILI (Q)	23
6.5.1	<i>Carico mobile stradale (Q1,1 – Q1,2)</i>	23

6.5.2	Entità dei carichi mobili – Schema di carico 1	23
6.5.3	Disposizione trasversale dei carichi mobili	24
6.5.4	Disposizione longitudinale dei carichi mobili.....	25
6.5.5	Carichi sui marciapiedi (Q1)	25
6.5.6	Forza centrifuga (Q3)	25
6.5.7	Frenatura (Q4).....	26
6.5.8	Urto del veicolo in svio sulla barriera sicurvia (Q6).....	26
6.5.9	Azioni parassite dei vincoli (Q7).....	26
6.6	AZIONI CLIMATICHE	26
6.6.1	Variazione termica uniforme ($\varepsilon 3$)	26
6.6.2	Variazione termica differenziale ($\varepsilon 3$).....	26
6.6.3	Vento (Q5).....	27
7	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	30
7.1	UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	30
7.2	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	30
7.3	DATI IMPALCATO.....	32
7.3.1	Dati geometrici.....	32
7.3.2	Traversi in campata	32
7.3.3	Traversi in testata.....	32
7.3.4	Trave prefabbricata h140 - l210	32
7.3.4.1	Sezione in campata.....	33
7.3.4.2	Sezione in testata.....	33
7.3.4.3	Sezione in campata.....	34
7.3.5	Sezione in testata.....	34
7.4	PARAMETRI DEI MATERIALI	34
7.5	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	35
7.5.1	Parametri di Massonnet	35
7.5.2	Coefficienti	35

7.6	ANALISI DEI CARICHI.....	36
7.6.1	Valori caratteristici delle azioni permanenti.....	36
7.6.1.1	Fase 1.....	36
7.6.1.2	Fase 2.....	36
7.6.2	Valori caratteristici delle azioni variabili.....	37
7.7	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	37
7.7.1	Stati Limite Ultimi.....	37
7.7.2	Stati Limite di Esercizio.....	37
7.8	APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET.....	38
7.8.1	peso cordoli.....	38
7.8.2	Lineari per trave.....	38
7.8.3	Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1.....	38
7.8.4	Carichi mobili per calcolo M max su traverso.....	38
7.8.5	Carichi mobili per calcolo M min su traverso.....	38
7.9	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1.....	39
7.9.1	Valori caratteristici sollecitazioni.....	39
7.9.1.1	Al taglio trefoli ed in opera.....	39
7.9.1.2	Seconda fase - carichi permanenti.....	39
7.9.1.3	Seconda fase - carichi da traffico.....	40
7.9.1.4	In fase di sollevamento.....	41
7.9.2	Valori di combinazione.....	42
7.9.2.1	Combinazioni SLU.....	42
7.9.2.2	In fase di sollevamento.....	42
7.9.2.3	Al getto soletta.....	42
7.9.2.4	Seconda fase P/T.....	43
7.9.3	Combinazioni SLE.....	43
7.9.3.1	Al taglio dei trefoli.....	43
7.9.3.2	In fase di sollevamento.....	44
7.9.3.3	Al getto soletta.....	44
7.9.3.4	Seconda fase - S.L.E. Rara 2 ^a fase.....	45
7.9.3.5	Seconda fase - S.L.E. Frequente 2 ^a fase.....	45
7.9.3.6	Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2 ^a fase.....	45
7.10	SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA.....	46
7.10.1	Valori caratteristici M.....	46
7.10.1.1	Carichi permanenti.....	46
7.10.1.2	Carichi da traffico.....	46

7.10.2	Combinazioni SLU	47
7.10.2.1	Persistenti/Transitorie	47
7.10.3	Combinazioni SLE	48
7.10.3.1	Combinazioni Rare	48
7.10.4	Combinazioni Frequenti.....	48
7.10.4.1	Combinazioni Quasi Permanenti.....	48
7.11	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA.....	49
7.11.1	Valori caratteristici	49
7.11.2	Combinazioni SLU	50
7.11.2.1	Persistenti/Transitorie	50
7.11.3	Combinazioni SLE.....	50
7.11.3.1	Combinazioni Rare	50
7.11.3.2	Combinazioni Frequenti.....	50
7.11.3.3	Combinazioni Quasi Permanenti.....	50
7.12	REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI	51
7.12.1	Forze Orizzontali.....	51
7.12.2	Valori caratteristici reazioni verticali.....	51
7.12.2.1	Carichi di 1a fase	51
7.12.2.2	Carichi permanenti di 2a fase.....	51
7.12.2.3	Carichi da traffico	52
7.12.3	Combinazioni	52
7.12.3.1	Combinazioni SLU P/T.....	52
7.12.3.2	SLE Rare	52
7.12.3.3	SLE Frequenti	53
7.12.3.4	SLE Quasi permanenti	53
7.13	DEFORMAZIONI.....	53
7.13.1	Prima fase	54
7.13.2	Seconda fase.....	54
7.13.2.1	Carichi permanenti.....	54
7.13.2.2	Carichi da traffico	54
7.13.2.3	Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase.....	54
8	VERIFICA TRAVE IN C.A.P.	55
8.1	MODELLO DI CALCOLO.....	55
8.2	CODICE DI CALCOLO.....	55
8.3	DATI DI CALCOLO	56

8.3.1	<i>Dati geometrici</i>	56
8.3.1.1	Schemi statici.....	56
8.3.2	<i>Armature trave prefabbricata</i>	56
8.3.2.1	Armature di precompressione pretesate	56
8.3.2.2	Armatura lenta	57
8.3.3	<i>Materiali - resistenze di calcolo</i>	57
8.3.3.1	Calcestruzzo delle travi prefabbricate	57
8.3.3.2	Calcestruzzo gettato in opera	59
8.3.3.3	Acciaio per c.a.p.	59
8.3.3.4	Acciaio per armatura lenta	59
8.3.4	<i>Cadute di tensione</i>	60
8.3.4.1	Rilassamento dell'acciaio da precompressione.....	60
8.3.4.2	Ritiro del calcestruzzo.....	60
8.3.4.3	Viscosità del calcestruzzo	61
8.3.4.4	Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione	61
8.4	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	61
8.4.1	<i>Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo</i>	61
8.4.1.1	Verifica al sollevamento	62
8.4.2	<i>Stato limite di fessurazione travi prefabbricate</i>	62
8.4.3	<i>Stato Limite di deformazione</i>	62
8.4.3.1	Prima fase	62
8.4.3.2	Seconda fase	63
8.5	STATI LIMITE ULTIMI	63
8.5.1	<i>Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti</i>	63
8.5.2	<i>Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti</i>	63
8.5.3	<i>Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti</i>	64
8.6	VERIFICA DELLE SEZIONI.....	65
8.6.1	<i>Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio</i>	65
8.6.1.1	Prima fase: sola trave	65
8.6.1.2	Seconda fase: trave + getto in opera.....	66
8.6.2	<i>Verifica sezione X=1130.00 - Sezione di mezzeria</i>	69
8.6.2.1	Prima fase: sola trave	69
8.6.2.2	Seconda fase: trave + getto in opera.....	71
8.6.3	<i>Diagrammi</i>	74
8.6.3.1	SLU.....	74
8.6.3.2	SLE	75
9	VERIFICA DEL TRAVERSO DI CAMPATA	77



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	7 DI 96

10	VERIFICA DEL TRAVERSO DI TESTATA	82
11	SOLETTA	86
11.1	CAMPO INTERMEDIO.....	86
11.2	SBALZO	89
11.3	VERIFICA AZIONE ECCEZIONALE – URTO DEL VEICOLO IN SVIO	93
11.3.1	<i>Verifica locale del cordolo per azioni d’urto</i>	93
11.3.1.1	Verifica a tenso-flessione della soletta	94
11.3.1.2	Verifica delle staffe disposte all’interno del cordolo.....	95
12	GIUNTO DI DILATAZIONE.....	96



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	8 DI 96

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo delle opere relative alla nuova linea Ferrandina-Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale.

In particolare, ha per oggetto le verifiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) delle sovrastrutture dell'impalcato da ponte di prima categoria dell'IV04 ed IV05.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le disposizioni vigenti in Italia e con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso II ai sensi del D. M. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 1$.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative ed è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18;
- Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- RFI DTC SI MA IFS 001 C del 2018 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- RFI DTC SI SP IFS 001 C del 2018 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- Decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 361 del 26 settembre 2017, Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

3.1 Calcestruzzo soletta

Classe d'esposizione: XC4

C32/40: $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

3.2 Calcestruzzo per travi e trasversi prefabbricati – tempo t_{∞} (fase finale in esercizio)

Classe	C35/45		
$R_{ck} =$	45	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	37,35	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	45,35	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85		coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	21,20	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} =$	3,35	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} =$	4,02	MPa	resistenza media a trazione per flessione

$f_{ctk} =$	2,35	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	34625	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	14427	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto
$c =$	35	mm	Copriferro minimo armatura ordinaria
XC3-XS1			Classe di esposizione
$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck} =$	22,41	MPa	Tensione massima di compressione in esercizio per combinazioni RARE
$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck} =$	16,81	MPa	Tensione massima di compressione in esercizio per combinazioni QUASI PERMANENTI
$\sigma_t < 0.35 \times f_{ctk} =$	0,8225	MPa	Tensione massima di trazione per combinazioni RARE (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A – par. 2.6.2.2.2)
$\sigma_t < 0.045 \times f_{ck} =$	1,6807	MPa	Tensione principale di trazione nella fibra baricentrica per combinazioni RARE (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A – par. 2.6.2.2.2)

3.3 Acciaio per c.a. (armatura ordinaria)

B450C

$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	MPa	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1,15		
$(f_t/f_y)_k <$	1,35		
$\gamma_s =$	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	391,3	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	200000	MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,196%		deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50%		deformazione caratteristica ultima

3.4 Acciaio per armature di precompressione

$f_{ptk} \geq$	1860	MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} \geq$	1670	MPa	tensione caratteristica allo 1% di deformazione
$\gamma_s =$	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$E_s =$	195000	MPa	Modulo elastico di progetto
$\sigma_s < 0.90 \times f_{p(1)k} =$	1503	MPa	Tensione massima trefolo in fase iniziale

$\sigma_s < 0.80 \times f_{ptk} =$	1488	MPa	Tensione massima trefolo in fase iniziale
$\sigma_s < 0.80 \times f_{ptk} =$	1488	MPa	Tensione massima trefolo in fase finale con cadute di tensione

Per il calcestruzzo si adotta il diagramma parabola rettangolo definito da un arco di parabola con la seguente equazione:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \text{per: } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}; \quad \text{per: } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

in cui ε_{c2} e ε_{cu2} assumono i seguenti valori:

deformazione in corrispondenza del valore massimo della tensione	$\varepsilon_{c2} = 2.0\%$
deformazione unitaria a rottura	$\varepsilon_{cu2} = 3.5\%$

Per l'acciaio B450C Si adotta il diagramma elastico perfettamente plastico considerando, in favore di sicurezza, un limite della deformazione unitaria ultima " ε_{ud} " pari a: deformazione unitaria ultima $\varepsilon_{ud} = 0.9 \times \varepsilon_{uk} = 6.75\%$.

Per l'acciaio armonico si adotta il diagramma elasto-plastico incrudente considerando, in favore di sicurezza, un limite della deformazione unitaria ultima " ε_{ud} " pari a:

deformazione unitaria ultima	$\varepsilon_{ud} = 1.0\%$.
------------------------------	------------------------------

La tensione limite del primo tratto è assunta pari a $(0.9 \times f_{ptk}) / \gamma_s = f_{p(1)k} / \gamma_s$ mentre la tensione limite di rottura è assunta pari a f_{ptk} / γ_s .

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

4.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $VN = 50$ anni. Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe II a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50 \times 1.0 = 50.0$ anni

4.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **C**

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

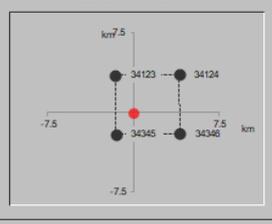
Ricerca per coordinate LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

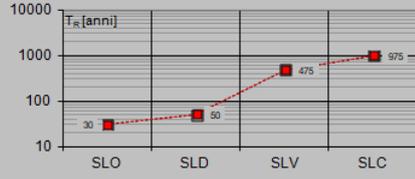
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1.466$
 Categoria topografica: **T1** info $C_C = 1.511$
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	
a_s	0.167 g
F_v	2.480
T_v	0.332 s
S_{a0}	1.466
C_C	1.511
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.466
η	1.000
T_n	0.167 s
T_v	0.502 s
T_n	2.229 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$s = S_1, S_2$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{0.05 - \xi} \geq 0.55; \eta \leq 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)
 $T_n = T_v / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_v = C_C \cdot T_n$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_n = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.3)

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

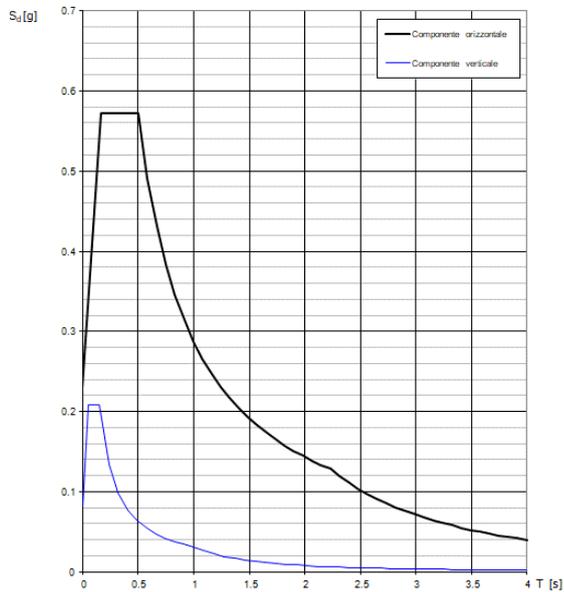
$0 \leq T < T_n$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_n} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_n} \right) \right]$
 $T_n \leq T < T_v$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
 $T_v \leq T < T_n$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_v}{T} \right)$
 $T_n \leq T$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left(\frac{T_v \cdot T_n}{T} \right)$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_d [g]
0.000	0.231
0.167	0.572
0.502	0.572
0.504	0.431
0.666	0.431
0.748	0.383
0.831	0.345
0.913	0.314
0.995	0.288
1.077	0.266
1.160	0.247
1.242	0.231
1.324	0.217
1.406	0.204
1.489	0.193
1.571	0.183
1.653	0.173
1.736	0.165
1.818	0.158
1.900	0.151
1.982	0.145
2.065	0.139
2.147	0.134
2.229	0.129
2.313	0.119
2.398	0.111
2.482	0.104
2.566	0.097
2.651	0.091
2.735	0.085
2.819	0.080
2.904	0.076
2.988	0.072
3.072	0.068
3.157	0.064
3.241	0.061
3.325	0.058
3.410	0.055
3.494	0.052
3.578	0.050
3.663	0.048
3.747	0.046
3.831	0.044
3.916	0.042
4.000	0.040

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'impalcato oggetto della presente relazione, è realizzato con un sistema di travi prefabbricate in cemento armato precompresso. Lo schema statico è quello di una trave semplicemente appoggiata alle estremità di luce netta pari a circa 22.60 m (da appoggio a appoggio). L'impalcato è caratterizzato da una larghezza complessiva pari a 7.00 m (di cui 4.00 m relativi alla carreggiata stradale).

La struttura dell'impalcato si compone con cassoncini prefabbricati in c.a.p., aventi un interasse di 2,10 m e lunghezza pari a 25.00 m. Le travi principali sono solidarizzate da 4 traversi (2 sull'asse-appoggi e 2 in campata) prefabbricati insieme alle travi.

Le travi hanno un'altezza costante pari a 1.40 m, una larghezza superiore di 2.10 m ed inferiore di 1.00 m. Lo spessore minimo della parte inferiore della trave è di 0.23 m mentre quello delle anime è di 0.14 m. La soletta di completamento in cemento armato ha uno spessore variabile tra 0.25÷0.30 m.

La precompressione è data da trefoli con sezione da 0,6" (1,39cmq) , alcuni opportunamente inguainati.

I trasversi saranno armati in opera con barre tipo Diwidag.

I ponti IV04 ed IV05 sono a campata unica poggiante su due spalle classiche a mensole.

Nelle figure seguenti si riportano alcuni stralci di planimetrie e sezioni dell'impalcato.

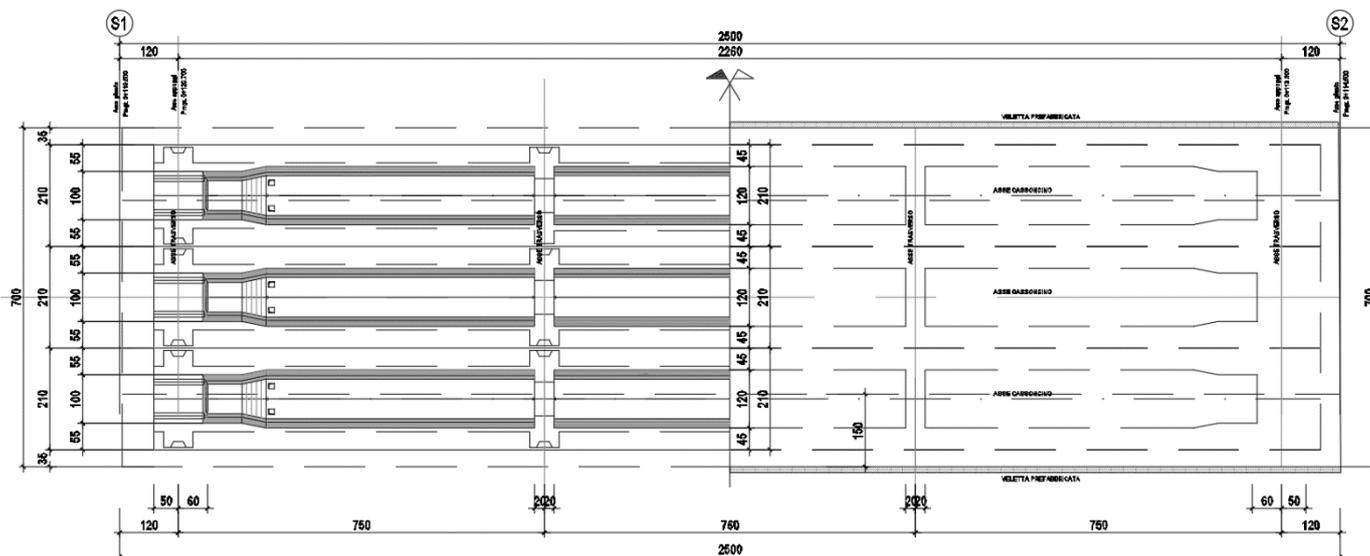
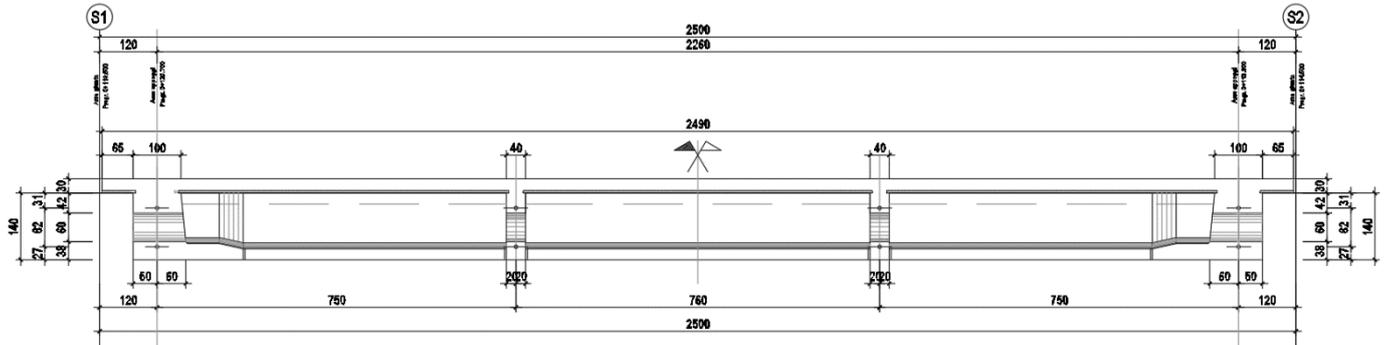
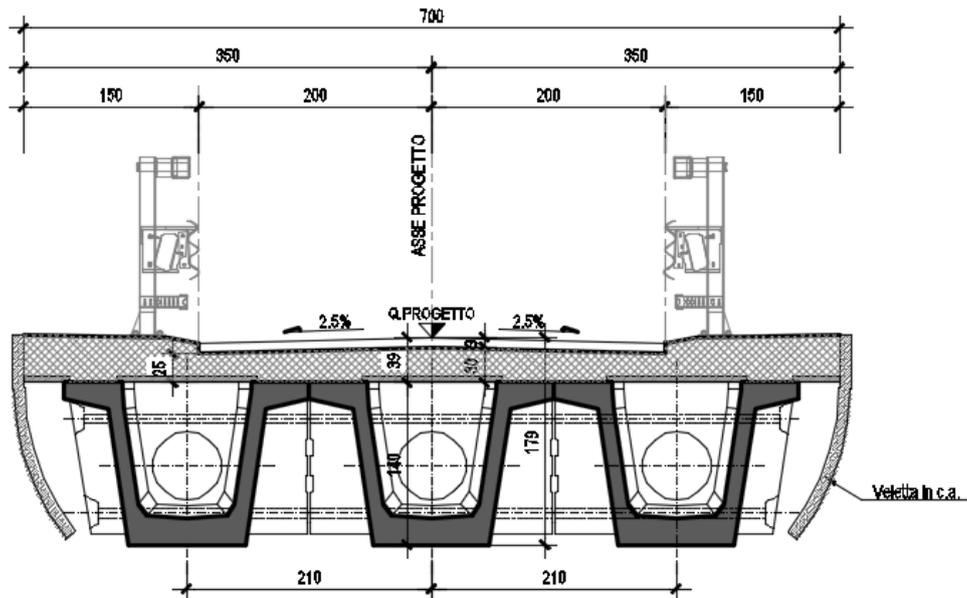
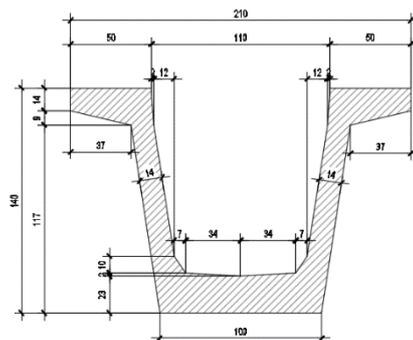
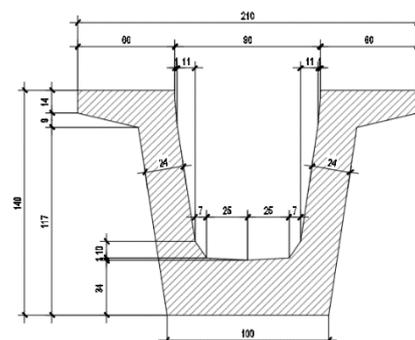


Figura 1 – Pianta dell'impalcato


Figura 2 – Sezione longitudinale

Figura 3 – Sezione tipica trasversale dell'impalcato
SEZIONE TRAVE IN CAMPATA

SEZIONE TRAVE SU APPOGGI

Figura 4 – Sezione della trave in c.a.p.



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	18 DI 96

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede tre apparecchi di appoggio per ognuna delle estremità, con schema globale di tipo fisso — unidirezionale.

5.1 Esecuzione del manufatto

Le travi e i traversi vengono realizzati in stabilimento mediante il getto del calcestruzzo in casseforme metalliche, vibrato ad alta frequenza per la compattazione e trattato con ciclo termico. La precompressione delle travi è realizzata mediante la pretensione di trefoli, a tiro multiplo, sulle piste di confezionamento prevedendo la posa in opera di guaine per la quota parte dei trefoli che verranno in seguito tagliati: si provvederà inoltre a sfilare da apposite cassette i tratti di armatura non aderente, con successiva iniezione dei condotti e sigillatura delle cassette.

I traversi vengono armati in opera con barre tipo diwidag.

La soletta in cemento armato è prevista gettata in opera utilizzando delle predalle in c.a. aventi spessore di 5 cm. Una volta disposte le predalle si provvede alla posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione e quindi si esegue il getto a spessore definitivo.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Peso proprio (G1)

Il carico delle strutture in c.a. e c.a.p. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc.

Il peso delle travi, della soletta e dei trasversi è applicato come carico distribuito sugli elementi “beam” del modello agli elementi finiti dell’impalcato.

Peso trave (a metro lineare-sezione corrente) $P_{tra}=25 \times A_{media-trave}=25 \times 0.7 = 17.5 \text{ KN/m}$

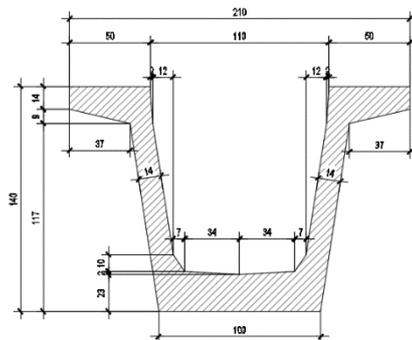
Peso trave (a metro lineare-sezione testata) $P_{tra}=25 \times A_{media-trave}=25 \times 1.0 = 25.0 \text{ KN/m}$

Peso soletta (a metro quadro) $P_{sol}=25 \times S_{soletta}=25 \times 0.30 = 7.50 \text{ KN/m}^2$

Peso trasversi intermedi (a metro lineare) $P_{tra}=25 \times A_{trasverso-campata}=25 \times 1.30 \times 0.40 = 13.0 \text{ KN/m}$

Peso trasversi testata (a metro lineare) $P_{tra}=25 \times A_{trasverso-testata}=25 \times 1.30 \times 1.10 = 32.5 \text{ KN/m}$

SEZIONE TRAVE IN CAMPATA



SEZIONE TRAVE SU APPOGGI

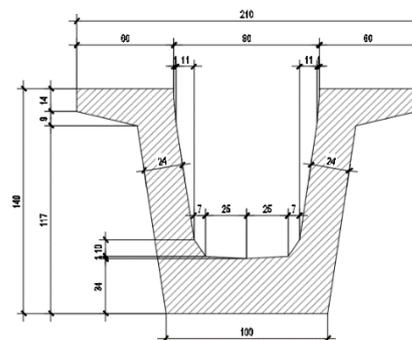


Figura 5 – Sezioni trave in c.a.p.

6.2 Permanenti portati (G2)

Sono stati considerati i seguenti contributi da applicare alle travi di competenza

6.2.1 Pavimentazione – G2,1

Si considera il peso specifico della pavimentazione pari a 20 kN/m³ e uno spessore medio di 13 cm. Il peso al metro quadrato è pari a 20x0.13 = 2.6 ≈ 3.0 kN/m².

6.2.2 Parapetto e barriere di sicurezza – G2,2

Si considera il peso del parapetto pari a 1.0 kN/m.

Si considera il peso della barriera di sicurezza pari a 1.4 kN/m.

6.2.3 Veletta in c.a. – G2,3

Si considera il peso della veletta in c.a pari a $25 \times 0.1894 = 4.74$ kN/m.

6.2.4 Marciapiedi gettati in seconda fase – G2,5

I marciapiedi vengono realizzati con getto di seconda fase sulla soletta. Lo spessore del getto di seconda fase è pari a 13 cm.

Le forze da applicare sono:

$$F_{\text{getto}} = (0.13 \times 1.50) \times 25 = 4.88 \text{ kN/m}$$

6.3 Presollecitazioni di progetto (P)

La precompressione è data da 40 trefoli con sezione da 0,6" (1,39cm²), alcuni opportunamente inguainati, tesati alla tensione iniziale di 1375 MPa.

$$\text{trefoli : } 6/10'' \quad \text{area} = 139,000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\text{acciaio : } \text{prec.fpk} = 1860$$

$$\text{tensione di tesatura} = 137500,00 \text{ [N/cm}^2\text{]}$$

$$A_p = 50,400 \quad N_p = 6755400,00 \text{ [N]}$$

6.4 Ritiro (ϵ_1)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro nei cassoncini e nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

I valori di seguito calcolati sono assegnati rispettivamente alla trave e alla soletta ai fini del calcolo sia delle perdite legate al ritiro che agli effetti del ritiro differenziale trave-soletta

Cassoncino(sezione corrente)

Ritiro Cassoncino

Cl_s a t=0

R_{ck}	=	45	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	37.35	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	45.35	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	34625	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	10	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t	=	50000	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	325.08	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cl: sezione dell'elemento
A_c	=	717948	mm ²	
u	=	4417	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	65	%	umidità relativa percentuale

Ritiro da essiccamento

ϵ_{c0}	=	-0.000327	gg	tabella 11,2,Va DM2018
K_{fr}	=	0.743750	gg	tabella 11,2,Vb DM2018
$\epsilon_{cd,\infty}$	=	-0.000243	mm	formula 11,2,7 DM2018
β_{ds}	=	0.995332	mm ²	formula 11,2,9DM2018
ϵ_{cd}	=	-0.00024200	mm	formula 11,2,8 DM2018

Ritiro autogeno

$\epsilon_{ca,\infty}$	=	-0.00006838	gg	formula 11,2,10 DM2018
------------------------	---	-------------	----	------------------------

Ritiro totale

$\epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty}$	=	-0.000310	gg	formula 11,2,6 DM2018
---	---	-----------	----	-----------------------

∞

Soletta

Ritiro Soletta

Cl_s a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	10	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t	=	50000	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	29.050	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	217000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	14940	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	65	%	umidità relativa percentuale

Ritiro da essiccamento

ϵ_{c0}	=	-0.0003326	gg	tabella 11,2,Va DM2018
K_{ft}	=	1.000000	gg	tabella 11,2,Vb DM2018
$\epsilon_{cd,\infty}$	=	-0.000333	mm	formula 11,2,7 DM2018
β_{ds}	=	0.999875	mm ²	formula 11,2,9DM2018
ϵ_{cd}	=	-0.00033256	mm	formula 11,2,8 DM2018

Ritiro autogeno

$\epsilon_{ca,\infty}$	=	-0.00005800	gg	formula 11,2,10 DM2018
------------------------	---	-------------	----	------------------------

Ritiro totale

$\epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty}$	=	-0.000391	gg	formula 11,2,6 DM2018
---	---	-----------	----	-----------------------

6.4.1 Viscosità (ϵ_4)

Il calcolo del coefficiente di viscosità nei cassoncini e nella soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Con riferimento a parametri e valori calcolati nel paragrafo relativo al ritiro si ha:

$$\phi(t_{\infty}, t_0) = 2.7 \text{ Cassoncino}$$

$$\phi(t_{\infty}, t_0) = 3.57 \text{ Soletta}$$

6.5 Azioni variabili (Q)

6.5.1 Carico mobile stradale (Q1,1 – Q1,2)

In accordo con la normativa vigente le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1 ovvero lo schema costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti. Si considera un solo carico tandem (non segmentabile) per corsia disposto in asse alla stessa;

6.5.2 Entità dei carichi mobili – Schema di carico 1

In accordo con la normativa vigente i carichi mobili associati allo schema di carico in esame sono:

- **Corsia 1** ⇒ colonna di carico costituita da un carico tandem “ $2 \times Q_{1k}$ ” da **600 kN** totali su due assi aventi le caratteristiche indicate nella figura sottostante e da uno o più tratti di carico superficiale uniformemente distribuito “ $q_{1,k}$ ” da **9.0 kPa** disposti, ai fini del calcolo delle strutture principali, in asse alla corsia nel modo più sfavorevole;
- **Corsia 2** ⇒ colonna di carico costituita da un carico tandem “ $2 \times Q_{2k}$ ” da **400 kN** totali su due assi aventi le caratteristiche indicate nella figura sottostante e da uno o più tratti di carico superficiale uniformemente distribuito “ $q_{2,k}$ ” da **2.5 kPa** disposti, ai fini del calcolo delle strutture principali, in asse alla corsia nel modo più sfavorevole;
- **Corsia 3** ⇒ colonna di carico costituita da un carico tandem “ $2 \times Q_{3k}$ ” da **200 kN** totali su due assi aventi le caratteristiche indicate nella figura sottostante e da uno o più tratti di carico superficiale uniformemente distribuito “ $q_{3,k}$ ” da **2.5 kPa** disposti, ai fini del calcolo delle strutture principali, in asse alla corsia nel modo più sfavorevole;
- **Corsia 4** ⇒ area rimanente della carreggiata caricata solo con uno o più tratti di carico superficiale uniformemente distribuito “ $q_{4,k}$ ” da **2.5 kPa** disposto, ai fini del calcolo delle strutture principali, in asse all’area caricata nel modo più sfavorevole.

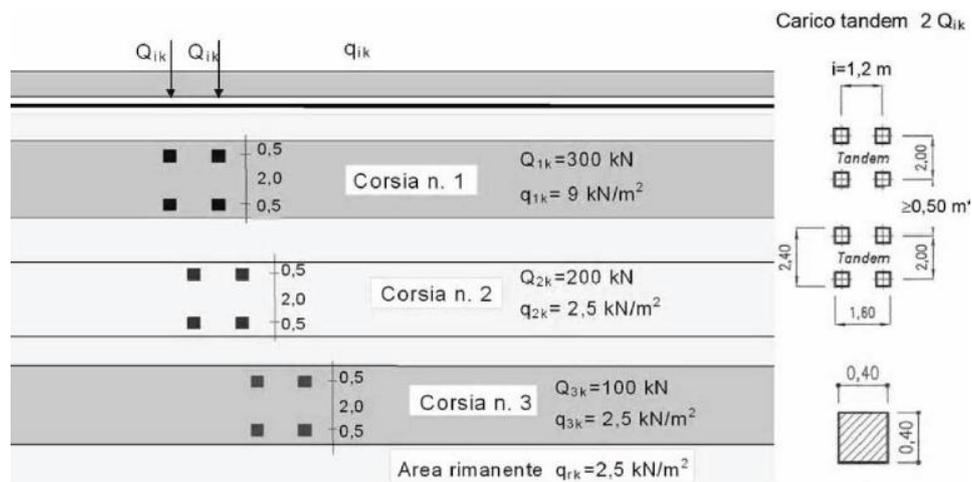


Figura 6 – Corsie: Corsia n°1, corsia n°2 e corsia n°3 – Colonne di carico

Esclusivamente per le verifiche locali, si utilizza lo Schema 2, costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m e di altezza 0,35 m. Nel caso sia più gravoso, si considera il peso di una singola ruota da 200 kN.

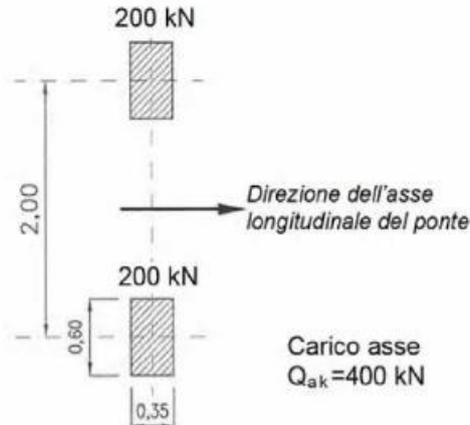


Figura 7: Schema di carico 2 per verifiche locali

6.5.3 Disposizione trasversale dei carichi mobili

Il numero massimo delle colonne di carichi mobili considerato nel calcolo del ponte è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata w secondo le indicazioni della tabella 5.1.I del DM 2008 di seguito riportata.

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile " w "	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La larghezza della carreggiata è pari a 4 metri, la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3.0 m pertanto il numero massimo delle corsie convenzionali è pari a 1.

Si riporta di seguito la disposizione più gravosa per la trave più sollecitata (indicata con una freccia rossa)

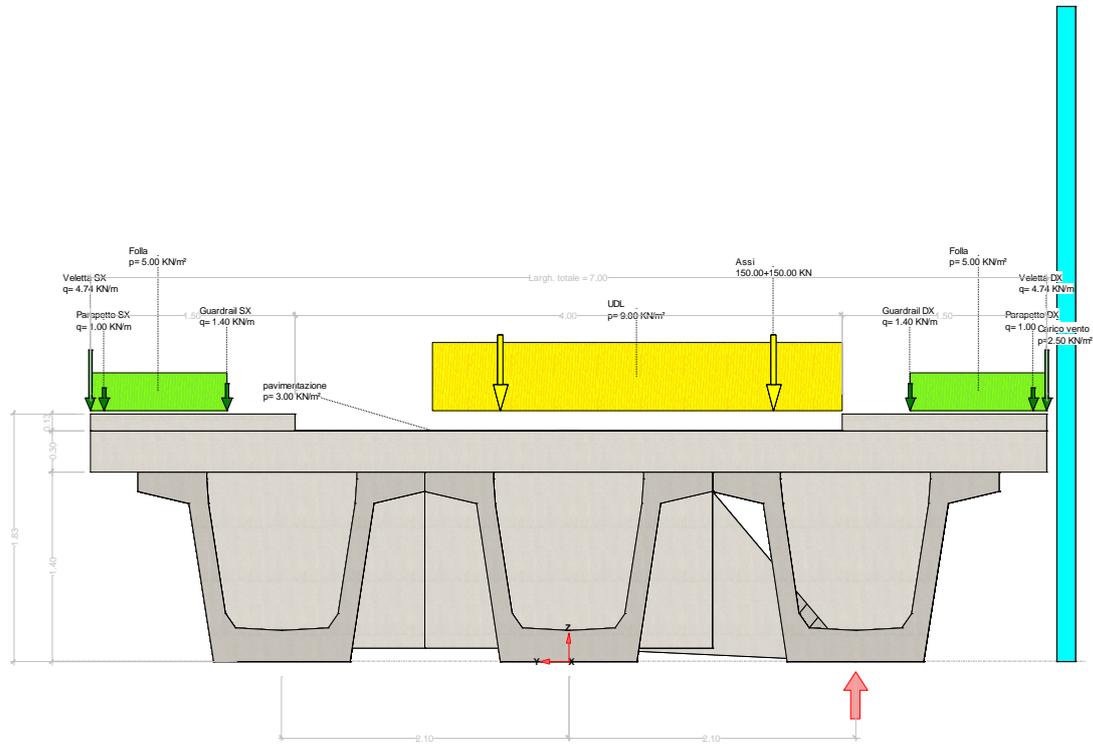


Figura 8 – schema carichi agenti

6.5.4 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

Per il calcolo delle sollecitazioni massime sull'impalcato si considerano i carichi accidentali viaggianti secondo il criterio delle linee d'influenza.

6.5.5 Carichi sui marciapiedi (Q1)

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 5.0 kN/m² con valore di combinazione pari a 2.5 kN/m² (§ 5.1.3.3.3 NTC18).

6.5.6 Forza centrifuga (Q3)

Non si considera la forza centrifuga poiché l'impalcato è in rettilineo.

6.5.7 Frenatura (Q4)

In accordo al DM2018 (p.to 5.1.3.5) la forza di frenatura o accelerazione per i ponti di prima categoria è assumere pari a:

$$180 \text{ kN} \leq F_{\text{fren}} = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.1 \times (q_{1k} \times w_1 \times L) \cong 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times (9 \times 3 \times 25) = 427.5 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

con

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN};$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m};$$

$$q_{1k} = 9.0 \text{ kN/m}^2;$$

$$L = 25.0 \text{ m}.$$

Tale forza applicata in asse all'impalcato e ad estradosso pavimentazione, genera sollecitazioni assolutamente trascurabili sull'impalcato; per tale ragione è considerata solo per il dimensionamento dei dispositivi di appoggio.

6.5.8 Urto del veicolo in svio sulla barriera sicurvia (Q6)

Sulla base delle prescrizioni normative (§ 5.1.3.10 e § 3.6.3.3.2 – NTC18), l'urto di un veicolo stradale sulle barriere sicurvia è stato modellato come un sistema di forze orizzontale applicate in corrispondenza delle barriere ad un'altezza pari alla minore tra:

$$h_1 = \text{altezza della barriera (pari a 1.5 m)} - 0.10 \text{ m} = 1.40 \text{ m};$$

$$h_2 = 1.0 \text{ m};$$

quindi $h = 1.0 \text{ m}$. La forza orizzontale è pari a 100 kN.

6.5.9 Azioni parassite dei vincoli (Q7)

Le azioni parassite dei vincoli sono stimate come forze orizzontali pari allo 3% delle reazioni dovute ai carichi verticali. Non essendo dimensionanti ai fini dell'impalcato le stesse sono calcolate nelle relazioni delle sottostrutture.

6.6 Azioni climatiche

6.6.1 Variazione termica uniforme (ε3)

La variazione termica uniforme è valutata secondo il § 5.2.2.5.2 delle NTC18. Si prevede una variazione termica pari a $\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$. Per il calcolo di escursione giunti e appoggi si utilizza un incremento del 50% di variazione termica.

6.6.2 Variazione termica differenziale (ε3)

È stata considerata un gradiente di temperatura tra intradosso ed estradosso dell'impalcato pari a $\pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$

Tale valore è assegnato direttamente al software ai fini del calcolo.

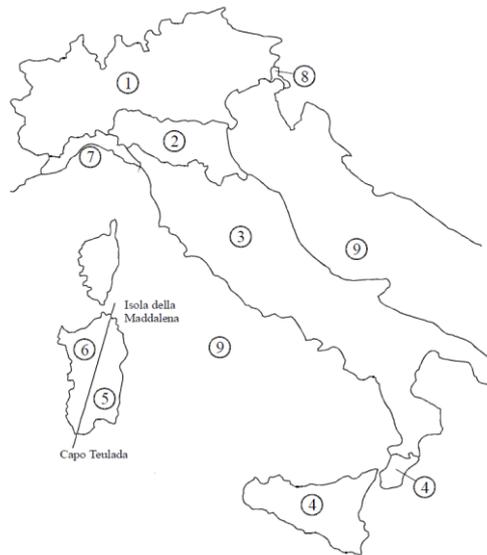
6.6.3 Vento (Q5)

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC2018.

La risposta dinamica alle azioni del vento, le azioni e gli effetti dinamici e aeroelastici dovuti al distacco dei vortici e altri fenomeni aeroelastici non caratterizzano l'opera in esame e sono pertanto ritenuti trascurabili in relazione alla tipologia strutturale in esame di impalcato "standard" con un peso ragguardevole, sagoma "tozza" e staticamente ben vincolata.

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente al piano longitudinale del ponte

In accordo con il DM2018 ed in relazione alle seguenti figure tabelle si ha:



Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

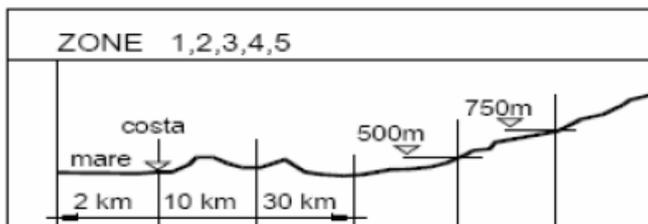
Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

	ZONE 1,2,3,4,5				
					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

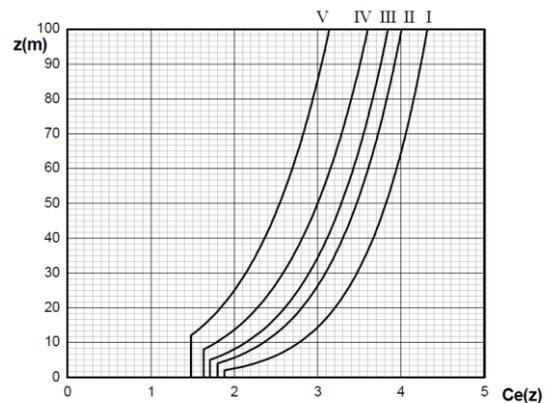


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Azione del Vento - generale - NTC18 (§ 3.3)e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	a_s	200	200	m
Zona	Z	3	3	
Velocità base di riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$	27	27	m/s
Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione	a_0	500	500	m
Parametri	k_s	0.37	0.37	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_s = V_{b,0} + k_s \cdot (a_s/a_0 - 1)$	27.0	27	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	α_R	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	$V_b(TR)$	28.23	28.23	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$	0.50	0.50	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		<30	<30	km
Altitudine sul livello del mare		<500	<500	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	k_r	0.19	0.19	
Parametri	z_0	0.05	0.05	m
Parametri	z_{min}	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	10	10	m
Coefficiente di topografia	c_t	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	$c_e(z)$	2.35	2.35	
Larghezza impalcato	b	7	7	m
Altezza impalcato	h_1	1.93	1.93	m
Altezza carico o parapetto	h_2	1.1	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	d_{tot}	3.03	4.93	m
Rapporto di forma	b/d_{tot}	2.31	1.42	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	c_{fx}	1.81	2.07	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	q_b	0.50	0.50	kN/mq
Coefficiente di esposizione	c_e	2.35	2.35	
Coefficiente di forza	c_{fx}	1.81	2.07	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	3.03	4.93	m
Forza statica equivalente a m/l	$f = \text{prodotto}$	6.4	12.0	kN/m
Pressione statica equivalente	$p = f/d$	2.12	2.43	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	p_{min}	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	6.4	12.0	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

		s_x	d_x	
Forza statica equivalente	f	6.4	6.4	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	$FT = f \cdot L/2$	80	80	kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	12.0	12.0	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	$FT = f \cdot L/2$	150	150	kN/m

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a **2.5 kN/mq**

Il caso di ponte carico, per cui l'altezza della superficie di impatto del vento è pari all'altezza dell'impalcato più tre metri, è evidentemente il più gravoso per gli effetti sulle travi che per le reazioni agli appoggi.

7 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito input/output del software ENG8 commercializzato dalla SIGMA c – vers. 3.1 – specificatamente dedicato al calcolo di impalcati con travi in c.a.p e soletta collaborante.

7.1 UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : m

forza : KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.

Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

7.2 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\square x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\square x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\square x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\square x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

Si assume che l'azione orizzontale del vento produca non generi sollecitazioni flessionali sulle travi ma venga trasferita agli appoggi in termini di azioni orizzontali e incremento/decremento azioni verticali.

Gli effetti di ritiro, ritiro differenziale e variazione termica differenziale sono valutati per singola trave nel capitolo successivo

7.3 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

7.3.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	22.80
Larghezza cordolo sinistro	1.50
Larghezza carreggiata	4.00
Larghezza cordolo destro	1.50
Larghezza fuori tutto impalcato	7.00
Numero travi	3
Tipo trave	h140 - I210
Interasse travi	2.10
Larghezza travi	2.10
Lunghezza retrotrave	0.50
Lunghezza ringrosso	1.80
Lunghezza svasatura	0.50
Eccentricità travi-soletta	0.00
Spessore medio soletta	0.30
Spessore minimo soletta	0.30
Luce di calcolo soletta	1.20
Larghezza marciapiede sinistro	1.00
Dist. marciapiede sinistro	0.50
Larghezza marciapiede destro	1.00
Dist. marciapiede destro	0.50
Spessore medio cordoli	0.13

7.3.2 Traversi in campata

Numero traversi	2
Altezza sezione traversi	1.30
Spessore sezione traversi	0.40
n.	X
1	7.50
2	15.30

7.3.3 Traversi in testata

Altezza sezione traversi	1.30
Spessore sezione traversi	1.00
n.	X
1	0.00
2	22.80

7.3.4 Trave prefabbricata h140 - I210

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

7.3.4.1 Sezione in campata

Vertice n.	x	y
1	-1.050	1.258
2	-1.050	1.400
3	-0.550	1.400
4	-0.550	1.350
5	-0.535	1.170
6	-0.412	0.354
7	-0.340	0.250
8	0.000	0.230
9	0.340	0.250
10	0.412	0.354
11	0.535	1.170
12	0.550	1.350
13	0.550	1.400
14	1.050	1.400
15	1.050	1.258
16	0.676	1.170
17	0.500	0.000
18	-0.500	0.000
19	-0.676	1.170
20	-1.050	1.258
21	0.000	0.000

Altezza della sezione	1.40
Spessore complessivo anime	0.28
Area sezione di calcestruzzo	0.72
Ordinata y baricentro	0.66
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.18
Coefficiente torsionale	0.00

7.3.4.2 Sezione in testata

Vertice n.	x	y
1	-1.050	1.258
2	-1.050	1.400
3	-0.450	1.400
4	-0.450	1.350
5	-0.436	1.187
6	-0.326	0.459
7	-0.255	0.355
8	0.000	0.340
9	0.255	0.355
10	0.326	0.459
11	0.436	1.187
12	0.450	1.350
13	0.450	1.400
14	1.050	1.400
15	1.050	1.258
16	0.676	1.170
17	0.500	0.000
18	-0.500	0.000
19	-0.676	1.170
20	-1.050	1.258
21	0.000	0.000



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	34 DI 96

Altezza della sezione	1.40
Spessore complessivo anime	0.56
Area sezione di calcestruzzo	1.02
Ordinata y baricentro	0.68
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.22
Coefficiente torsionale	0.00

Geometria getto in opera

La descrizione geometrica delle sezioni del getto in opera viene data nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato

7.3.4.3 Sezione in campata

Vertice n.	Y	Z
1	3.500	1.400
2	3.500	1.700
3	0.000	1.700
4	-3.500	1.700
5	-3.500	1.400

X iniziale	1.80
X finale	21.00
Lunghezza in direz. X	19.20
Altezza della sezione	0.30
Area sezione	2.10
Z baricentro	1.55
J baricentrico	0.02

7.3.5 Sezione in testata

Vertice n.	Y	Z
1	3.500	1.400
2	3.500	1.700
3	0.000	1.700
4	-3.500	1.700
5	-3.500	1.400

Lunghezza in direz. X (2 testate)	3.60
Altezza della sezione	0.30
Area sezione	2.10
Z baricentro	1.55
J baricentrico	0.02

7.4 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00007
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	0.97
E trave/soletta (calcolo frecce)	3.4625E7
Peso specifico trave prefabbricata	25.0000
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	25.0000

7.5 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

7.5.1 Parametri di Massonnet

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-2.10
Luce di calcolo travi principali	L	22.80
Interasse traveri	L1	7.60
Semilarghezza teorica impalcato	B	3.15
Interasse travi	B1	2.10

Trave:

$A_p = 1.39$ (area sezione cls trave+soletta)
 $D_p = 1.09$ (quota baricentro)
 $J_p = 0.45$ (momento d'inerzia flessionale)
 $C_p = 0.00$ (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 1.54$ (area sezione traverso/soletta)
 $D_e = 1.18$ (quota baricentro da base sezione)
 $J_e = 0.30$ (momento d'inerzia flessionale)
 $C_e = 0.00$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 3.40

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.97

Teta = 0.213 Radice alfa = 0.000

7.5.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1^a trave che ha una eccentricita' $Y = 2.1$ [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	3.15	2.36	1.58	0.79	0.00	-0.79	-1.58	-2.36	-3.15
K_0	-0.993	-0.497	-0.001	0.497	0.996	1.497	2.000	2.503	3.005
K_1	0.865	0.895	0.927	0.961	0.997	1.035	1.073	1.109	1.143
K_α	-0.993	-0.497	-0.001	0.497	0.996	1.497	2.000	2.503	3.005

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0.00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	3.15	2.36	1.58	0.79	0.00	-0.79	-1.58	-2.36	-3.15
μ_α	-0.248	-0.124	0.000	0.124	0.249	0.124	0.000	-0.124	-0.248

7.6 ANALISI DEI CARICHI

7.6.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

7.6.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	23.80	[m]
Peso trave (sezione filante)	17.95	[KN/m]
Peso trave (sezione ringrossata)	25.44	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	457.89	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	18.37	[KN/m]
Peso trasverso in testata	33.37	[KN]
Peso trasverso in campata	15.74	[KN]

7.6.1.2 Fase 2

7.6.1.2.1 Pavimentazione

Peso pavimentazione (3.00 [KN/m²]) gravante sulla trave: 3.99 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{α} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

7.6.1.2.2 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	4.88	2.75	111.15
cordolo destro	4.88	-2.75	111.15

Peso totale cordoli = 222.30

7.6.1.2.3 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Veletta DX	4.74	-3.50	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
2	Veletta SX	4.74	3.50	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
3	Parapetto DX	1.00	-3.40	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
4	Parapetto SX	1.00	3.40	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
5	Guardrail DX	1.40	-2.50	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
6	Guardrail SX	1.40	2.50	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale

7.6.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	p	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300.00	9.00	1.00	1.00
2	Corsia 2	200.00	2.50	1.00	1.00
3	Corsia 3	100.00	2.50	1.00	1.00

Carico folla sui marciapiedi= 5.00 [KN/m²]

7.7 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

7.7.1 Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1.50	0.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi vento	1.50	0.00

7.7.2 Stati Limite di Esercizio

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1/UDL	0.40	0.40	0.00
LM1/TS	0.75	0.75	0.00
forze orizzontali	0.00	0.00	0.00
carico pedonale	0.00	0.00	0.00
LM4 folla	0.00	0.75	0.00
LM3	0.00	0.00	0.00
asse singolo LM2	0.00	0.75	0.00
vento	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

7.8 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

7.8.1 peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	4.88	2.75	-0.741	-0.185
cordolo destro	4.88	-2.75	2.750	-0.185

7.8.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	Veletta DX	4.74	-3.50	3.228	-0.303
2	Veletta SX	4.74	3.50	-1.214	-0.303
3	Parapetto DX	1.00	-3.40	3.164	-0.288
4	Parapetto SX	1.00	3.40	-1.151	-0.288
5	Guardrail DX	1.40	-2.50	2.591	-0.146
6	Guardrail SX	1.40	2.50	-0.584	-0.146

7.8.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	-0.50	3.00	1.314
Zona Rimanente	0.00	2.50	1.50	1.00	0.047

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Folla marc. dx	5.00	-3.00	1.00	2.909

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

7.8.4 Carichi mobili per calcolo M max su traverso

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	0.00	3.00	0.249

7.8.5 Carichi mobili per calcolo M min su traverso

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
-------------	-----------------------	-------------------------	--------	-----------	-------

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Folla SX	5.00	3.00	1.00	-0.225
Folla DX	5.00	-3.00	1.00	-0.225

7.9 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1

7.9.1 Valori caratteristici sollecitazioni

7.9.1.1 Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0.00	appoggio	0.00	216.23	0.00	225.21
2.00		382.00	168.72	413.26	188.46
4.00		683.48	132.82	753.38	151.71
6.00		913.51	96.92	1020.34	114.96
8.00		1071.34	61.03	1205.53	62.47
10.00		1157.31	25.13	1293.54	25.72
11.40	mezzeria	1175.38	0.00	1312.05	0.00
12.00		1171.83	-10.77	1308.41	-11.02
14.00		1114.56	-46.67	1249.78	-47.77
16.00		985.03	-82.56	1106.15	-100.26
18.00		784.04	-118.46	868.92	-137.01
20.00		511.61	-154.36	558.53	-173.76
22.00		164.28	-195.87	173.89	-210.51
22.80	appoggio	0.00	-216.23	0.00	-225.21

7.9.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	37.20	0.00
2.00		67.81	30.68	0.00
4.00		122.63	24.15	0.00
6.00		164.45	17.62	0.00
8.00		193.15	11.10	0.00
10.00		208.78	4.57	0.00
11.40	mezzeria	212.07	0.00	0.00
12.00		211.42	-1.96	0.00
14.00		201.01	-8.49	0.00
16.00		177.46	-15.01	0.00
18.00		140.91	-21.54	0.00
20.00		91.37	-28.07	0.00
22.00		28.65	-34.59	0.00
22.80	appoggio	0.00	-37.20	0.00

Sez.X	Descrizione	permanentemente portati		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	100.10	0.00
2.00		182.44	82.54	0.00
4.00		329.93	64.98	0.00
6.00		442.47	47.42	0.00
8.00		519.68	29.85	0.00
10.00		561.74	12.29	0.00
11.40	mezzeria	570.58	0.00	0.00
12.00		568.84	-5.27	0.00

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
14.00		540.82	-22.83	0.00
16.00		477.45	-40.39	0.00
18.00		379.13	-57.95	0.00
20.00		245.85	-75.52	0.00
22.00		77.08	-93.08	0.00
22.80	appoggio	0.00	-100.10	0.00

7.9.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	255.89	0.00
2.00		465.16	232.84	0.00
4.00		838.54	209.79	0.00
6.00		1120.16	186.73	0.00
8.00		1309.05	163.68	0.00
10.00		1405.64	140.63	0.00
11.40	mezzeria	1419.17	-124.49	0.00
12.00		1418.76	-131.40	0.00
14.00		1359.03	-154.46	0.00
16.00		1206.49	-177.51	0.00
18.00		962.17	-200.56	0.00
20.00		626.09	-223.62	0.00
22.00		196.83	-246.67	0.00
22.80	appoggio	0.00	-255.89	0.00

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	135.26	0.00
2.00		246.53	112.59	0.00
4.00		445.82	91.98	0.00
6.00		597.88	73.44	0.00
8.00		702.22	57.00	0.00
10.00		759.05	42.65	0.00
11.40	mezzeria	771.00	30.14	0.00
12.00		768.65	-37.48	0.00
14.00		730.79	-51.00	0.00
16.00		645.16	-66.62	0.00
18.00		512.30	-84.32	0.00
20.00		332.20	-104.08	0.00
22.00		104.15	-125.95	0.00
22.80	appoggio	0.00	-135.26	0.00

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	55.27	0.00
2.00		100.74	45.58	0.00
4.00		182.18	35.88	0.00
6.00		244.31	26.18	0.00
8.00		286.95	16.48	0.00
10.00		310.17	6.79	0.00

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
11.40	mezzeria	315.05	0.00	0.00
12.00		314.09	-2.91	0.00
14.00		298.62	-12.61	0.00
16.00		263.63	-22.30	0.00
18.00		209.34	-32.00	0.00
20.00		135.75	-41.70	0.00
22.00		42.56	-51.39	0.00
22.80	appoggio	0.00	-55.27	0.00

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	418.79	0.00
2.00		762.05	368.21	0.00
4.00		1375.45	319.70	0.00
6.00		1840.20	273.27	0.00
8.00		2154.74	228.93	0.00
10.00		2319.77	186.67	0.00
11.40	mezzeria	2347.70	-94.35	0.00
12.00		2344.45	-170.34	0.00
14.00		2239.13	-211.77	0.00
16.00		1983.46	-255.29	0.00
18.00		1579.14	-300.88	0.00
20.00		1026.17	-348.55	0.00
22.00		322.27	-398.32	0.00
22.80	appoggio	0.00	-418.79	0.00

7.9.1.4 In fase di sollevamento

Coefficiente di incremento dinamico 0.15

Sez.X	Descrizione	M max	M min
-0.50		0.00	0.00
0.10	aggancio	-3.89	-5.27
1.50		309.66	228.88
3.50		677.05	500.42
5.50		962.12	711.13
7.50		1164.73	860.89
9.50		1283.91	948.97
11.50		1321.47	976.74
13.50		1276.16	943.25
15.50		1147.74	848.33
17.50		937.15	692.67
19.50		644.39	476.29
21.50		267.89	198.00
22.70	aggancio	-3.89	-5.27
23.30		0.00	0.00

7.9.2 Valori di combinazione

7.9.2.1 Combinazioni SLU

7.9.2.1.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	291.91
2.00		515.70	227.77
4.00		922.70	179.31
6.00		1233.24	130.85
8.00		1446.31	82.38
10.00		1562.37	33.92
11.40	mezzeria	1586.77	0.00
12.00		1581.97	-14.54
14.00		1504.66	-63.00
16.00		1329.78	-111.46
18.00		1058.46	-159.92
20.00		690.67	-208.38
22.00		221.78	-264.43
22.80	appoggio	0.00	-291.91

7.9.2.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \cdot \Phi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.70	-4.94
2.00		552.58	302.54
4.00		1020.62	558.79
6.00		1377.74	754.32
8.00		1622.77	888.47
10.00		1756.24	961.55
11.40	mezzeria	1784.30	976.91
12.00		1778.78	973.89
14.00		1689.88	925.21
16.00		1488.77	815.11
18.00		1176.74	644.27
20.00		753.79	412.70
22.00		214.57	117.48
22.80	appoggio	-2.70	-4.94

7.9.2.3 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	595.94
2.00		1073.61	482.19
4.00		1939.76	384.12
6.00		2610.70	286.05
8.00		3073.77	166.73
10.00		3308.65	68.65
11.40	mezzeria	3358.03	0.00
12.00		3348.32	-29.42
14.00		3191.86	-127.50
16.00		2823.09	-246.82
18.00		2231.49	-344.89
20.00		1444.69	-442.97
22.00		456.53	-548.62
22.80	appoggio	0.00	-595.94

7.9.2.4 Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	1339.31	0.00
2.00		2426.79	1126.05	0.00
4.00		4383.28	931.26	0.00
6.00		5881.74	739.27	0.00
8.00		6906.73	528.86	0.00
10.00		7439.18	342.51	0.00
11.40	mezzeria	7541.99	-127.37	0.00
12.00		7524.81	-268.75	0.00
14.00		7176.35	-453.97	0.00
16.00		6349.74	-663.28	0.00
18.00		5037.47	-854.13	0.00
20.00		3267.16	-1047.78	0.00
22.00		1028.65	-1251.86	0.00
22.80	appoggio	0.00	-1339.31	0.00

7.9.3 Combinazioni SLE

7.9.3.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	216.23
2.00		382.00	168.72
4.00		683.48	132.82
6.00		913.51	96.92
8.00		1071.34	61.03
10.00		1157.31	25.13
11.40	mezzeria	1175.38	0.00
12.00		1171.83	-10.77
14.00		1114.56	-46.67
16.00		985.03	-82.56
18.00		784.04	-118.46
20.00		511.61	-154.36
22.00		164.28	-195.87
22.80	appoggio	0.00	-216.23

7.9.3.2 In fase di sollevamento

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax	Mmin
0.00	appoggio	-2.70	-3.66
2.00		409.32	302.54
4.00		756.02	558.79
6.00		1020.55	754.32
8.00		1202.05	888.47
10.00		1300.92	961.55
11.40	mezzeria	1321.71	976.91
12.00		1317.62	973.89
14.00		1251.76	925.21
16.00		1102.79	815.11
18.00		871.66	644.27
20.00		558.36	412.70
22.00		158.94	117.48
22.80	appoggio	-2.70	-3.66

7.9.3.3 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	441.44
2.00		795.26	357.18
4.00		1436.86	284.53
6.00		1933.85	211.89
8.00		2276.87	123.50
10.00		2450.85	50.85
11.40	mezzeria	2487.43	0.00
12.00		2480.24	-21.79
14.00		2364.34	-94.44

Sez.X	Descrizione	M	V
16.00		2091.18	-182.83
18.00		1652.96	-255.48
20.00		1070.14	-328.12
22.00		338.17	-406.39
22.80	appoggio	0.00	-441.44

7.9.3.4 Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	539.52	0.00
2.00		982.08	467.76	0.00
4.00		1773.36	398.07	0.00
6.00		2373.83	330.45	0.00
8.00		2781.48	264.93	0.00
10.00		2997.24	201.49	0.00
11.40	mezzeria	3035.83	-94.35	0.00
12.00		3030.49	-176.69	0.00
14.00		2891.38	-239.30	0.00
16.00		2559.28	-304.00	0.00
18.00		2036.38	-370.78	0.00
20.00		1322.66	-439.62	0.00
22.00		415.23	-510.57	0.00
22.80	appoggio	0.00	-539.52	0.00

7.9.3.5 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	394.39	0.00
2.00		717.88	342.00	0.00
4.00		1296.23	290.44	0.00
6.00		1735.06	239.70	0.00
8.00		2032.89	189.81	0.00
10.00		2190.40	140.75	0.00
11.40	mezzeria	2218.44	-81.31	0.00
12.00		2214.61	-121.35	0.00
14.00		2113.15	-170.08	0.00
16.00		1870.56	-219.65	0.00
18.00		1488.46	-270.04	0.00
20.00		966.82	-321.27	0.00
22.00		303.53	-373.33	0.00
22.80	appoggio	0.00	-394.39	0.00

7.9.3.6 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \Psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	148.36	0.00
2.00		270.40	122.33	0.00
4.00		488.99	96.30	0.00
6.00		655.78	70.28	0.00
8.00		770.22	44.25	0.00
10.00		832.55	18.22	0.00
11.40	mezzeria	845.66	0.00	0.00
12.00		843.08	-7.81	0.00
14.00		801.56	-33.84	0.00
16.00		707.64	-59.87	0.00
18.00		561.91	-85.89	0.00
20.00		364.37	-111.92	0.00
22.00		114.24	-137.95	0.00
22.80	appoggio	0.00	-148.36	0.00

7.10 SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

7.10.1 Valori caratteristici M

7.10.1.1 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli	Perm Portati
-3.15	estremità dx	0.00	-15.87
-3.00		0.16	-22.59
-2.00		-21.76	-53.42
-1.00		-40.92	-67.78
0.00	asse travi	-47.29	-72.55
1.00		-40.92	-67.78
2.00		-21.76	-53.42
3.00		0.16	-22.59
3.15	estremità sx	0.00	-15.87

7.10.1.2 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		0.85	0.00
-2.00		43.74	0.00
-1.00		105.24	0.00
0.00	asse travi	84.11	0.00
1.00		73.80	0.00
2.00		43.74	0.00
3.00		0.85	0.00
3.15	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	0.00	-0.01
-3.00		0.65	-0.04
-2.00		33.20	-0.63
-1.00		85.14	-0.74
0.00	asse travi	175.96	0.00
1.00		112.06	-0.80
2.00		33.20	-0.55
3.00		0.65	-0.01
3.15	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Folla Marciapiedi	
		Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	0.00	-0.09
-3.00		0.16	-3.81
-2.00		0.00	-35.49
-1.00		0.00	-53.74
0.00	asse travi	0.00	-58.70
1.00		0.00	-52.19
2.00		0.00	-32.27
3.00		0.16	-0.09
3.15	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	0.00	0.00
-3.00		1.58	-0.42
-2.00		76.94	-16.90
-1.00		190.38	-26.94
0.00	asse travi	260.07	-29.40
1.00		185.86	-26.94
2.00		76.94	-16.90
3.00		1.58	-0.42
3.15	estremità sx	0.00	0.00

7.10.2 Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

7.10.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	0.00	-23.80
-3.00		2.23	-33.90
-2.00		82.10	-119.10
-1.00		216.10	-172.10
0.00	asse travi	303.80	-188.54
1.00		209.99	-172.10
2.00		82.10	-119.10
3.00		2.23	-33.90
3.15	estremità sx	0.00	-23.80

7.10.3 Combinazioni SLE

7.10.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	-15.87	-15.87
-3.00		-20.90	-22.60
-2.00		1.75	-82.28
-1.00		81.68	-119.95
0.00	asse travi	140.23	-131.60
1.00		77.16	-119.95
2.00		1.75	-82.28
3.00		-20.90	-22.60
3.15	estremità sx	-15.87	-15.87

7.10.4 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	-15.87	-15.87
-3.00		-21.50	-22.59
-2.00		-29.10	-81.95
-1.00		4.29	-119.47
0.00	asse travi	13.63	-131.60
1.00		-8.53	-119.47
2.00		-29.10	-81.95
3.00		-21.50	-22.59
3.15	estremità sx	-15.87	-15.87

7.10.4.1 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-3.15	estremità dx	-15.87	-15.87
-3.00		-22.39	-22.59
-2.00		-75.19	-81.72
-1.00		-108.70	-119.15
0.00	asse travi	-119.83	-131.60
1.00		-108.70	-119.15
2.00		-75.19	-81.72
3.00		-22.39	-22.59
3.15	estremità sx	-15.87	-15.87

7.11 SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

7.11.1 Valori caratteristici

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m]; il carico totale asse è pari a 400.00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	1.20
Carico per ruota - schema 2	200.00
Interasse ruote	2.00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0.35x0.60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	0.90
Lunghezza influenza	2.00

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	1.35	-0.90
effetto locale permanenti non strutturali	0.54	-0.36
effetto locale LM2	12.66	-12.19
M tot. effetto locale	14.55	-13.45

7.11.2 Combinazioni SLU

7.11.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 19.72$$

$$M_{min} = -18.21$$

7.11.3 Combinazioni SLE

7.11.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 14.55$$

$$M_{min} = -13.45$$

7.11.3.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 11.38$$

$$M_{min} = -10.40$$

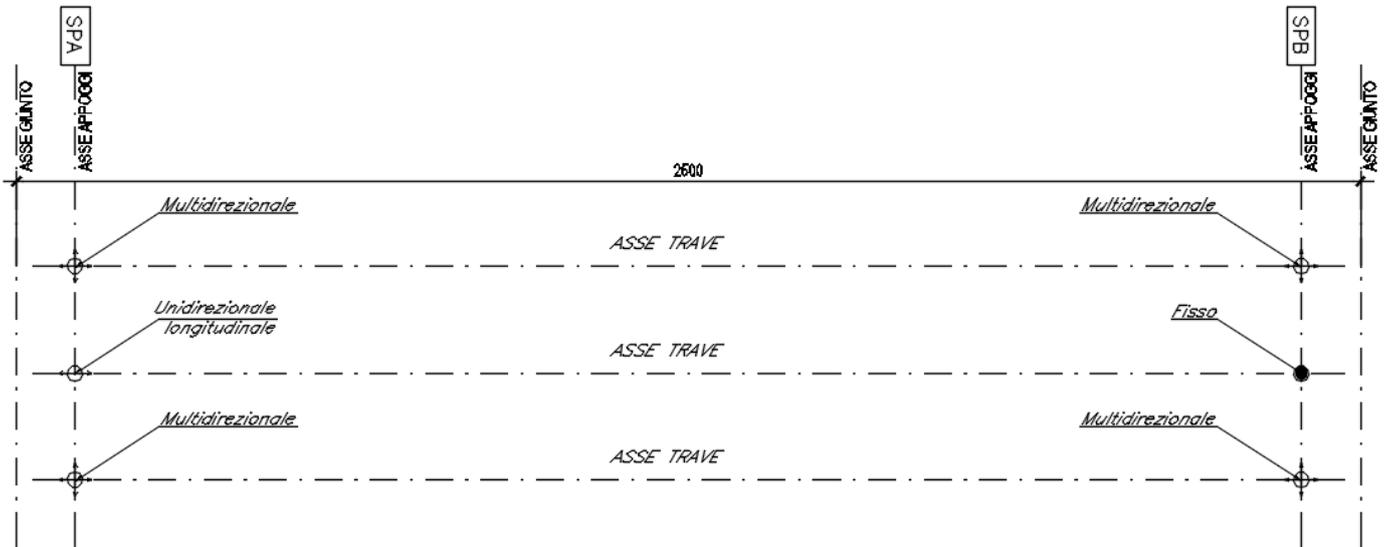
7.11.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M_{max} = 1.89$$

$$M_{min} = -1.26$$

7.12 REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI



7.12.1 Forze Orizzontali

Azione del vento :		
Altezza barriera	3.00	[m]
Pressione cinetica	2.50	[KN/m ²]
Forza totale sull'impalcato Fyw	287.38	[KN]
Azione longitudinale di frenamento q3 :		
Forza totale sull'impalcato Fxq	421.56	[KN]
Azione centrifuga Q4 :		
Raggio di curvatura	0.00	[m]
Forza totale sull'impalcato Fyq	0.00	[KN]

7.12.2 Valori caratteristici reazioni verticali

7.12.2.1 Carichi di 1a fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi
1	228.95	259.90
2	228.95	228.66
3	228.95	259.90

7.12.2.2 Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli	permanenti portati+extra2
1	38.84	104.49

Trave	peso cordoli	permanenti portati+extra2
2	38.26	103.55
3	38.84	104.49

7.12.2.3 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	255.89	135.26	39.87
2	196.47	113.03	39.13
3	132.18	88.19	39.87

7.12.3 Combinazioni

7.12.3.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_w \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_w \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1424.08	869.11
2	1268.99	824.75
3	1193.51	869.11

Reazione laterale su spalla $R_y = 215.54$

Reazione longitudinale totale $R_x = 569.11$

7.12.3.2 SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1043.26	632.17
2	928.49	599.42
3	872.47	632.17

Reazione laterale su spalla $R_y = 143.69$

Reazione longitudinale totale $R_x = 421.56$

7.12.3.3 SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	886.17	632.17
2	799.81	599.42
3	774.56	632.17

Reazione laterale su spalla $R_y = 28.74$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0.00$

7.12.3.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	632.17	632.17
2	599.42	599.42
3	632.17	632.17

Reazione laterale su spalla $R_y = 0.00$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0.00$

7.13 DEFORMAZIONI

Si calcolano gli abbassamenti in mezzera delle travi per effetto del peso proprio e dei carichi; i valori sono concordi all'asse Z, cioè valori negativi indicano abbassamenti.

I carichi mobili sono disposti come riportato al paragrafo *Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1*.

Le deformazioni sono calcolate in base ad un valore del modulo elastico del calcestruzzo pari a 34625000.000 [KN/m²].

I carichi permanenti portati di seconda fase comprendono:

- pavimentazione stradale;
- lineare di 2a fase: Veletta DX;
- lineare di 2a fase: Veletta SX;
- lineare di 2a fase: Parapetto DX;
- lineare di 2a fase: Parapetto SX;
- lineare di 2a fase: Guardrail DX;
- lineare di 2a fase: Guardrail SX;

7.13.1 Prima fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi	carichi aggiuntivi
1	-0.0103	-0.0116	0.0000
2	-0.0103	-0.0101	0.0000
3	-0.0103	-0.0116	0.0000

7.13.2 Seconda fase

7.13.2.1 Carichi permanenti

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	-0.0007	-0.0020
2	-0.0007	-0.0020
3	-0.0007	-0.0020

7.13.2.2 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi	gruppo 1 (tab.5.1.IV)
1	-0.0041	-0.0027	-0.0008	-0.0072
2	-0.0032	-0.0022	-0.0007	-0.0058
3	-0.0021	-0.0017	-0.0008	-0.0042

7.13.2.3 Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Trave	F max	F min
1	-0.0027	-0.0096
2	-0.0027	-0.0082
3	-0.0027	-0.0067

Freccia massima dovuta ai carichi da traffico $F_{\max,gr1} = -0.0072$ [m] (= L/3182)



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	55 DI 96

8 VERIFICA TRAVE IN C.A.P.

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[cm]
forza	[N]
angolo	[rad]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

8.1 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

8.2 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.31 - 12/2012 sviluppato da SIGMAcSOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

8.3 Dati di calcolo

8.3.1 Dati geometrici

8.3.1.1 Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

8.3.1.1.1 Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 50.00

Sbalzo destro = 50.00

In fase di sollevamento:

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo sinistro = 60.00

8.3.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0.00	
2	Spalla finale	2280.00	2280.00

8.3.2 Armature trave prefabbricata

8.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 6/10" area = 139.000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 135000.00 [N/cm²]

$A_p = 50.040$ $N_p = 6755400.00$ [N] $Z_{g,p} = 24.06$ [cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
5.50	12		
10.50	10	4	241.00
15.50	10	4	241.00
20.50			
25.50			

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
31.50			
37.50			
43.60			
60.00			
80.00			
123.00			
129.00			
135.00	4		
N. trefoli=	36	L tot guaine=	1928.00

8.3.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.	armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
T1L1	6Ø14	0.00	6.00	6.00	2274.00
T1L2	6Ø14	0.00	134.00	6.00	2274.00
T1L3	6Ø14	0.00	129.00	6.00	2274.00

Armatura trasversale :

pos.	armatura	X iniziale	X finale	
T1S1	4Ø14/20.00	-50.00	2330.00	trave+colleg. con soletta
T1S2	4Ø14/10.00	-50.00	450.00	anima trave
T1S2 (simmetrica)		1830.00	2330.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
4	16	192	3

8.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

8.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C35/45
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	4500.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	3462548.52
peso specifico	0.0250
ritiro totale	-0.00036
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.400
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4500.00 = 3735.00$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 3850.00 = 3195.50$	N/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3735.00 / 1.5 = 2116.50$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3195.50 / 1.5 = 1810.78$	N/cm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 2116.50 \text{ N/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 335.21 / 1.2 = 279.34$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 302.10 / 1.2 = 251.75$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2236.85$	N/cm ²
---------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2241.00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1680.75$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

8.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4000.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.5
peso specifico	0.0250

8.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400.00
Modulo elastico	20600000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 184140.00 = 147312.00$	N/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 167400.00 = 150660.00$	N/cm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920.00	N/cm ²
---------------	-----------------------------	-----------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 167400.00 / 1.15 = 145565.22$	N/cm ²
-----------	--------------------------	----------------------------------	-------------------

8.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	45000.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	21000000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 17/01/2018) nella combinazione rara deve rispettare la seguente

limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000.00 = 36000.00$	N/cm ²
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 45000.00/1.15 = 39130.43$	N/cm ²
----------	---------------------	------------------------------	-------------------

8.3.4 Cadute di tensione

8.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	treccie e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.733	0.045	4.52%

8.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0.00036$

getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0.00032$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00036 \cdot 20600000.00 =$	-7333.60	5.43%

8.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.17/01/2018), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2.4 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

8.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

8.4 Stati limite di esercizio

8.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- al manifestarsi della precompressione
- prima del getto in opera
- subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- impalcato scarico
- impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

8.4.1.1 Verifica al sollevamento

La verifica al sollevamento della trave viene eseguita in fase a).

Incremento dinamico = 0.15

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo destro = 60.00

8.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

8.4.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 3462548.52$$

$$E_{soletta} = 3258810.78$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2.4$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

8.4.3.1 Prima fase

h140 - I210 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.5232	0.00316	-0.00316	1.8477

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al getto soletta	-0.8931	0.00246	-0.00246	1.3210
dopo maturazione	-0.8963	0.00246	-0.00246	1.3232

8.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.2661

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00298
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00298

Freccie in mezzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	1140.00	1.3232	1.3232	2.1438	1.1795

8.5 Stati limite ultimi

8.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma σ - ϵ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ϵ_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

8.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan\alpha + \cotan\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

8.5.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0

- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2^a fase

- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i/b_w	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	283.50	[N/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	14.00	[N/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile>	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	1646.17	[N/cm ²]

8.6 Verifica delle sezioni

8.6.1 Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

8.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-105.00	125.80
2	-105.00	140.00
3	-45.00	140.00
4	-45.00	135.00
5	-43.60	118.70
6	-32.60	45.90
7	-25.50	35.50
8	0.00	34.00
9	25.50	35.50
10	32.60	45.90
11	43.60	118.70
12	45.00	135.00
13	45.00	140.00
14	105.00	140.00
15	105.00	125.80
16	67.60	117.00
17	50.00	0.00
18	-50.00	0.00
19	-67.60	117.00
20	-105.00	125.80

$$A = 10176.050$$

$$J_f = 21608292.2391$$

$$Z_g = 67.69$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	8.042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15.000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	10296.690	2.210719E7	66.93

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
prima del getto	0.00
dopo getto 2a fase	0.00

8.6.1.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
prima del getto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
prima del getto	127153.65	0.00
dopo getto 2a fase	127153.65	0.00

8.6.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

8.6.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	Asw
	0.785	56.00		0.92363

d	K	Asl	ρ_l	σ_{ep}	α_c
137.00	1.382	8.042	0.0010	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
266637.90	4456305.00	3653502.00

$$V_{Ed,max} = 595944.75 < 3653502.30$$

8.6.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0.00	0.00
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	3583.36	2.7%
rilassamento acciaio	23.5%	1989.53	1.5%
viscosità cls	100.0%	8350.59	6.2%

8.6.1.2.1 Verifiche in esercizio

8.6.1.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-105.00	125.80	
2	-105.00	140.00	
3	-45.00	140.00	
4	-45.00	135.00	
5	-43.60	118.70	
6	-32.60	45.90	
7	-25.50	35.50	
8	0.00	34.00	
9	25.50	35.50	
10	32.60	45.90	
11	43.60	118.70	
12	45.00	135.00	
13	45.00	140.00	
14	105.00	140.00	
15	105.00	125.80	
16	67.60	117.00	
17	50.00	0.00	
18	-50.00	0.00	
19	-67.60	117.00	fine prefabb.
20	-105.00	125.80	
21	-140.00	170.00	getto in opera
22	105.00	170.00	(m=1.000)
23	105.00	140.00	
24	-140.00	140.00	
25	-140.00	170.00	

$$A = 17526.050$$

$$J_f = 54693083.8458$$

$$Z_g = 104.30$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	8.042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{r, id}	Z _{g, id}
	17646.690	5.592267E7	103.61

Tensioni sul cls - h140 - l210 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00
t=inf.-SLE Frequenti	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00

8.6.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

8.6.1.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.785	56.00		0.92363

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
167.00	1.346	8.042	0.0009	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Red}
312404.00	5432139.00	4453539.00

$$V_{Ed,max} = 1339308.52 < 4453539.30$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=1339308.52) = 669654.26 \text{ [N]}$$

8.6.1.2.1.4 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 56.000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	4945.87	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±569.62	[N/cm]
staffe di collegamento	0.3079	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±7798.02	[N/cm]



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	69 DI 96

8.6.2 Verifica sezione $X=1130.00$ - Sezione di mezzeria

8.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-105.00	125.80
2	-105.00	140.00
3	-55.00	140.00
4	-55.00	135.00
5	-53.50	117.00
6	-41.20	35.40
7	-34.00	25.00
8	0.00	23.00
9	34.00	25.00
10	41.20	35.40
11	53.50	117.00
12	55.00	135.00
13	55.00	140.00
14	105.00	140.00
15	105.00	125.80
16	67.60	117.00
17	50.00	0.00
18	-50.00	0.00
19	-67.60	117.00
20	-105.00	125.80

$$A = 7179.480$$

$$J_f = 17593172.0538$$

$$Z_g = 66.38$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	5.50	16.680
2	10.50	13.900
3	15.50	13.900
4	135.00	5.560

$$A_p = 50.040$$

$$Z_{g,p} = 24.06$$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	6.00	9.236	6Ø14
2	134.00	9.236	6Ø14

n.	Z	area	
3	129.00	9.236	6Ø14

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	7645.973	1.926005E7	65.22

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	1870.07	1.4%
rilassamento acciaio	29.9%	2525.96	1.9%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	117517484.50	-6535422.61	-276609871.71
prima del getto	117517484.50	-6082491.34	-257439686.97
dopo getto 2a fase	248700859.50	-6080620.13	-257360488.61

8.6.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-266.41	-1367.95
prima del getto	-279.57	-1245.56
dopo getto 2a fase	-788.88	-801.31

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=0 dopo taglio trefoli	123531.92	-7924.43	-1881.74
prima del getto	115075.11	-7224.97	-1925.82
dopo getto 2a fase	116757.57	-4804.64	-4736.47

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	1870.07	1.4%
rilassamento acciaio	18.7%	1580.25	1.2%
viscosità cls	40.1%	5601.06	4.1%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	10.10	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	5.61	0.0%
viscosità cls	0.2%	21.68	0.0%

8.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=24.06}=0.00590$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z ε_{sup}	ε_{inf}	Z ε_{inf}
(+)	66.54	7.485101E8	-0.00350	140.00	0.00291	5.50
(-)	29.73	-1.857144E8	0.01000	135.00	-0.00282	0.00

$M_{d,max} = 335746160.32 < 748510090.73$

8.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	Asw
	0.381	28.40		0.30788

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
135.00	1.385	24.033	0.0063	-847.20	1.250

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
669504.40	3659368.00	1573966.00

$V_{Ed,max} = 4903.70 < 1573966.48$

8.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-788.93	-800.80
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	3583.36	2.7%
rilassamento acciaio	23.5%	1989.53	1.5%
viscosità cls	59.8%	8350.59	6.2%

8.6.2.2.1 Verifiche in esercizio

8.6.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-105.00	125.80
2	-105.00	140.00
3	-55.00	140.00
4	-55.00	135.00
5	-53.50	117.00

n.	Y	Z	
6	-41.20	35.40	
7	-34.00	25.00	
8	0.00	23.00	
9	34.00	25.00	
10	41.20	35.40	
11	53.50	117.00	
12	55.00	135.00	
13	55.00	140.00	
14	105.00	140.00	
15	105.00	125.80	
16	67.60	117.00	
17	50.00	0.00	
18	-50.00	0.00	
19	-67.60	117.00	fine prefabb.
20	-105.00	125.80	
21	-140.00	170.00	getto in opera
22	105.00	170.00	(m=0.941)
23	105.00	140.00	
24	-140.00	140.00	
25	-140.00	170.00	

$$A = 14097.003$$

$$J_f = 45779981.5216$$

$$Z_g = 109.87$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	5.50	16.680
2	10.50	13.900
3	15.50	13.900
4	135.00	5.560

$$A_p = 50.040$$

$$Z_{g,p} = 24.06$$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	6.00	9.236	6Ø14
2	134.00	9.236	6Ø14
3	129.00	9.236	6Ø14
4	145.00	13.854	9Ø14
5	165.00	13.854	9Ø14

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	14729.750	4.94313E7	108.40

Tensioni sul cls - h140 - I210 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-777.41	-777.41	-626.80	-626.80
t=inf.-SLE Rare	-777.41	-972.69	39.08	-626.80
t=inf.-SLE Frequenti	-777.41	-920.43	-140.17	-626.80
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-777.41	-832.65	-441.27	-626.80

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-21.93	-21.93	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-21.93	-379.39	0.00	-172.94
t=inf.-SLE Frequenti	-21.93	-283.51	0.00	-123.76
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-21.93	-122.47	0.00	-41.15

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	120706.58	4776.05	-104.96
t=inf.-SLE Frequenti	119869.74	3760.06	-104.96
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	118464.07	2053.48	-104.96

8.6.2.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.
presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	24.06	0.00571

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _g ^{sup}	ϵ_{inf}	Z _g ^{inf}
(+)	142.69	1.052167E9	-0.00199	170.00	0.01000	5.50
(-)	37.11	-3.328494E8	0.01000	165.00	-0.00290	0.00

$$M_{d,max} = 754158189.85 < 1052167434.90$$

8.6.2.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	Asw
	0.381	28.40		0.30788

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
165.00	1.348	77.749	0.0166	-381.92	1.180

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Red}
568447.10	4472569.00	1816694.00

$$V_{Ed,max} = 101015.67 < 1816693.97$$

Trazione per taglio (V=101015.67) = 217048.82 [N]

8.6.2.2.1.4 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1130.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	647.22	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-489.05	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±337.78	[N/cm]
staffe di collegamento	0.3079	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±7566.18	[N/cm]

8.6.3 Diagrammi

8.6.3.1 SLU

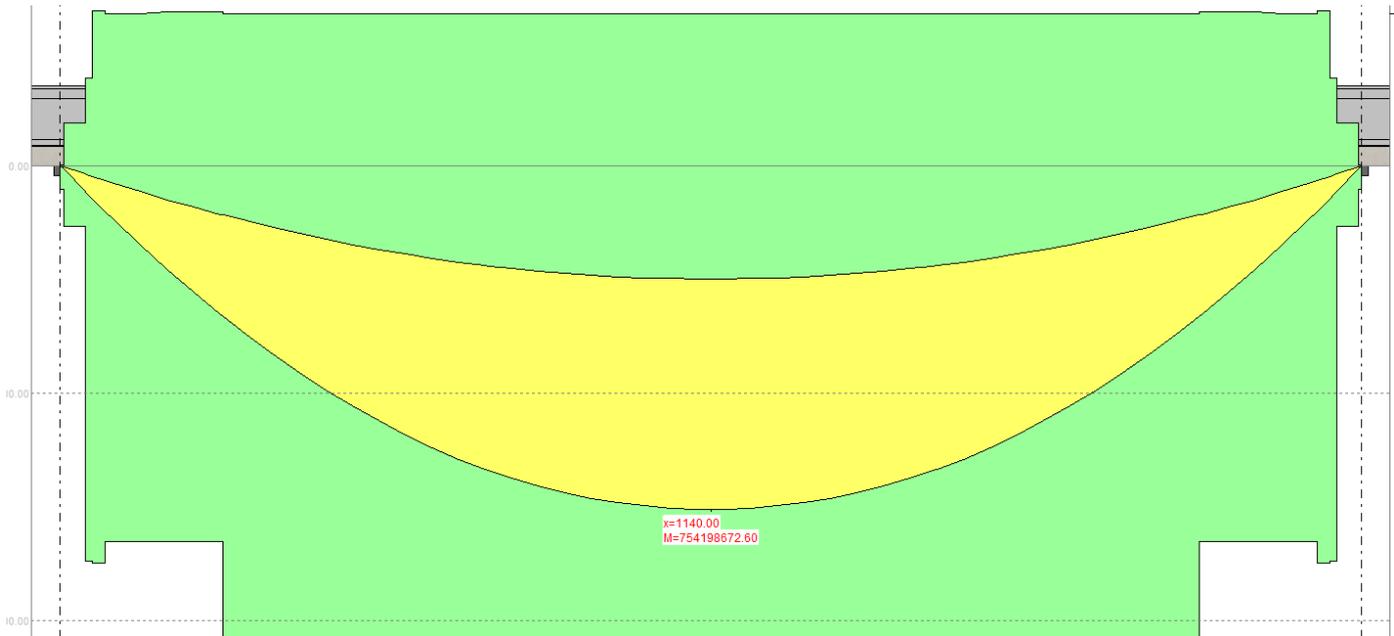


Figura 9 - Momento flettente a t inf.



Figura 10 - Taglio a t inf.

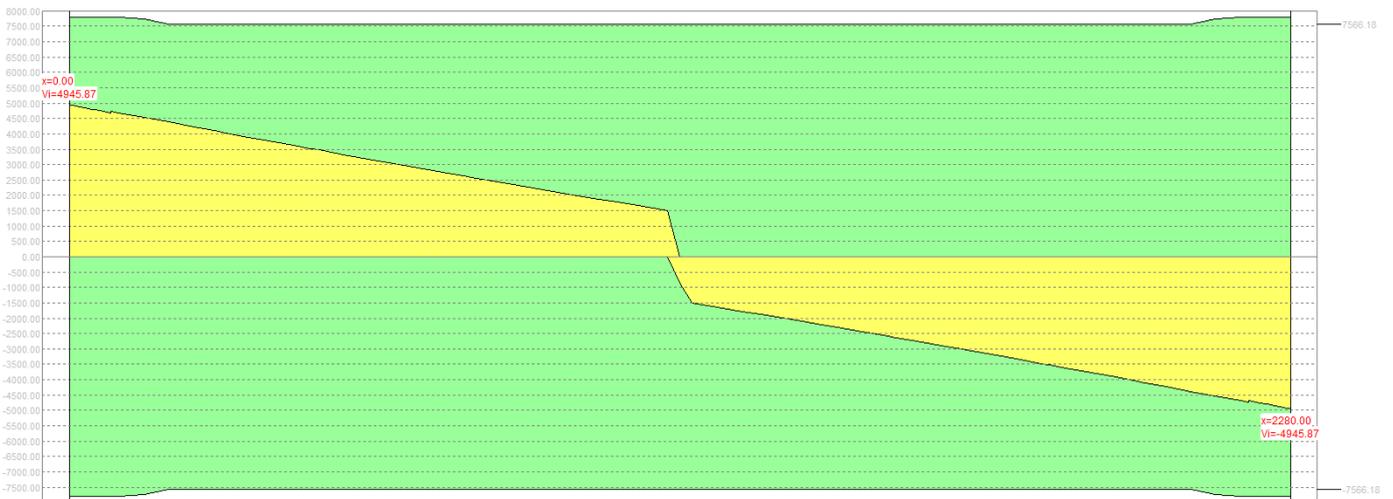


Figura 11 - Scorrimento interfaccia trave-soletta

8.6.3.2 SLE

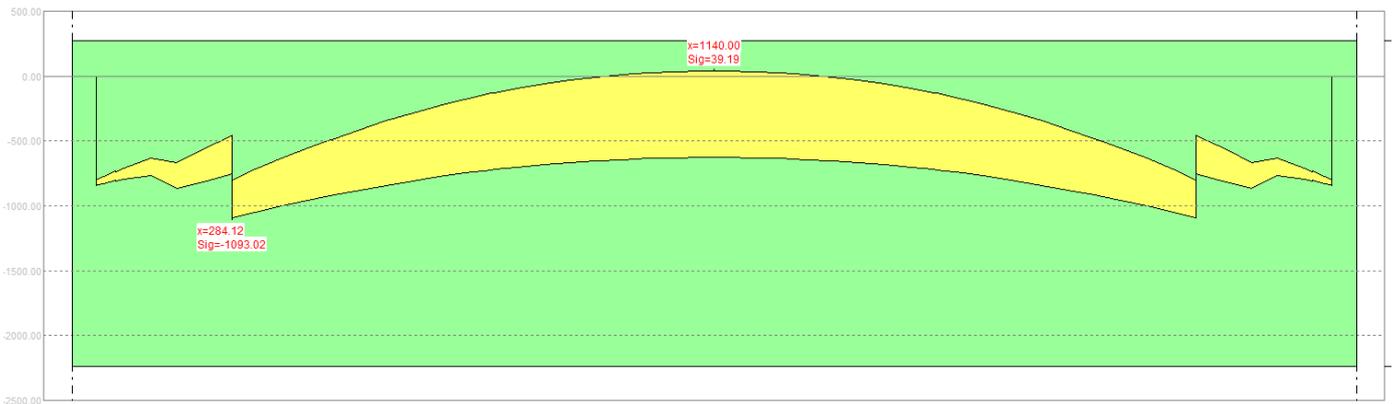


Figura 12 - Momento flettente - RARA - t inf.

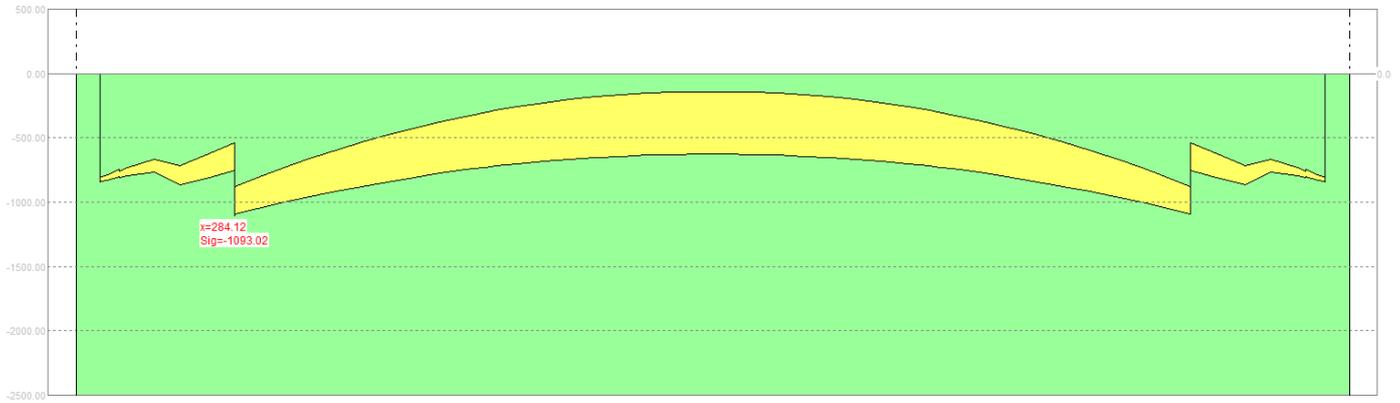


Figura 13 - Momento flettente - FREQUENTE - t inf.

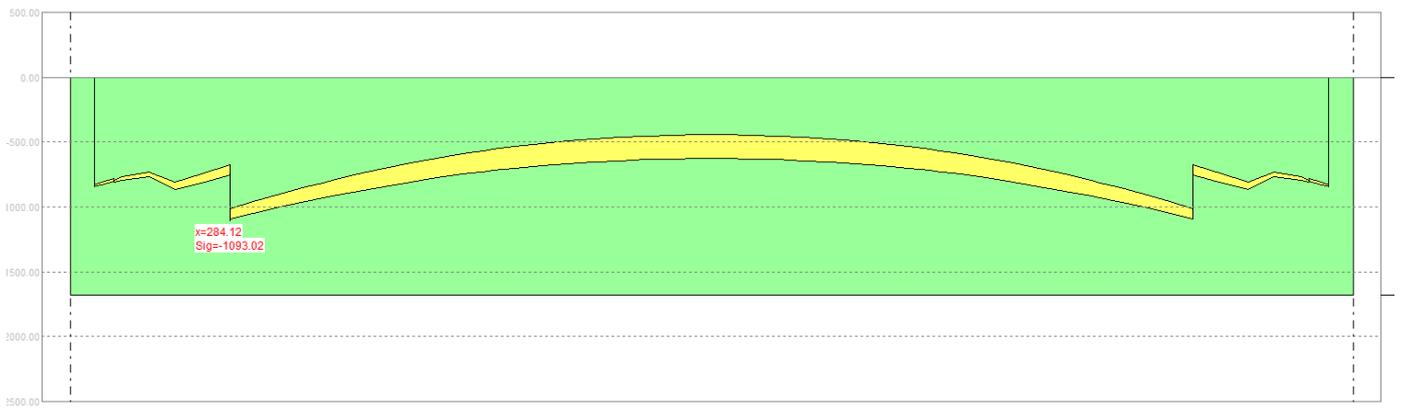


Figura 14 – Momento flettente – QUASI PERMANENTE - t inf.

9 VERIFICA DEL TRAVERSO DI CAMPATA

Le sollecitazioni agenti sono desunte dal capitolo 7.10 sono di seguito sintetizzate:

SLU

$$M_{\max} = 304 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -189 \text{ KNm}$$

SLE – Rare

$$M_{\max} = 140 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -132 \text{ KNm}$$

SLE – Frequenti

$$M_{\max} = -14 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -132 \text{ KNm}$$

SLE – Quasi permanenti

$$M_{\max} = -120 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -132 \text{ KNm}$$

Si verifica la sezione composta a T trasverso+soletta collaborante.

Si dispongono 4 Ø 24 barre diwidad per asola mentre in soletta sono presenti 1+1 Ø 12 /20

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45	
	Resis. compr. di progetto fcd:	212.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	346250	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	33.50	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	223.80	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	223.80	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	167.85	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. snerv. di progetto fyd:		3913.0	daN/cm ²



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	78 DI 96

Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-145.0	0.0
2	-145.0	25.0
3	-20.0	25.0
4	-20.0	165.0
5	20.0	165.0
6	20.0	25.0
7	145.0	25.0
8	145.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-141.0	4.0	12
2	-141.0	21.0	12
3	141.0	21.0	12
4	141.0	4.0	12
5	-15.0	52.0	24
6	15.0	52.0	24
7	15.0	135.0	24
8	-15.0	135.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	12	12
2	2	3	12	12
3	5	6	2	24
4	7	8	2	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
---------	---	----	----

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	79 DI 96

1	0	30400	0
2	0	-18900	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	14000	0
2	0	-13200	0

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	1400 (230535)	0 (0)
2	0	-13200 (-97339)	0 (0)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	12000 (230535)	0 (0)
2	0	-13200 (-97339)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente momento flettente assegnato [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	30400	0	246246	8.10	49.8
2	S	0	-18900	0	-141731	7.50	52.0

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.180	-20.0	165.0	-0.00012	15.0	135.0	-0.01593	-141.0	4.0
2	0.00231	0.033	-145.0	0.0	0.00024	-141.0	4.0	-0.06750	15.0	135.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000120700	-0.016415528	0.180	0.700
2	0.000000000	-0.000517123	0.002311539	0.033	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.5	-20.0	165.0	-288	-119.3	4.0	4851	31.7
2	S	4.7	-145.0	0.0	-506	-5.0	135.0	1328	18.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.0	-20.0	165.0	-29	-141.0	4.0	4851	31.7
2	S	4.7	-145.0	0.0	-506	-5.0	135.0	1328	18.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [daNm]



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 -
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	81 DI 96

My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [daNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0	0.500	12.0	34	0.00001 (0.00001)	428	0.004 (0.40)	230535	0
2	S	-0.00032	0	0.500	24.0	138	0.00015 (0.00015)	769	0.117 (0.40)	-97339	0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.2	-20.0	165.0	-247	-119.3	4.0	4851	31.7
2	S	4.7	-145.0	0.0	-506	-5.0	135.0	1328	18.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00013	0	0.500	12.0	34	0.00007 (0.00007)	428	0.032 (0.30)	230535	0
2	S	-0.00032	0	0.500	24.0	138	0.00015 (0.00015)	769	0.117 (0.30)	-97339	0

10 VERIFICA DEL TRAVERSO DI TESTATA

Il trasverso di testata è dimensionato per il sollevamento dell'impalcato.

L'ipotesi è di utilizzare n 2 martinetti nella posizione indicata.

Le azioni agenti sono desunte dalle reazioni di cui al par. 7.12.2

Per la valutazione delle sollecitazioni in tale fase si è realizzato un modello di calcolo monodimensionale in cui il trasverso risulta appoggiato in corrispondenza dei martinetti e sollecitato da azioni concentrate rappresentanti i carichi trasmessi dalle travi.

Le sollecitazioni ottenute, dovute ai soli permanenti, sono moltiplicate per il fattore 1.35.

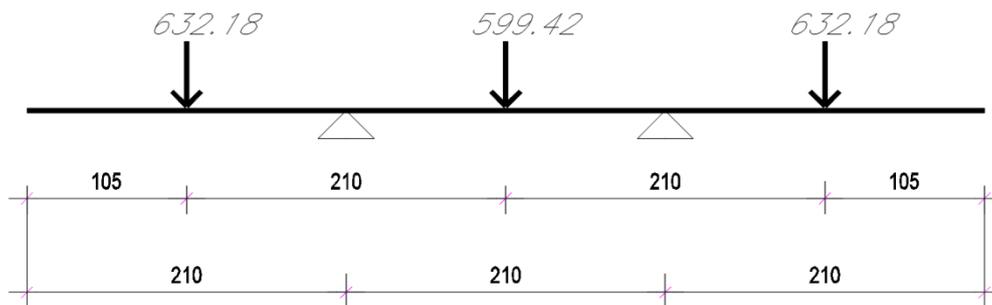


Figura 15 - Schema per il sollevamento

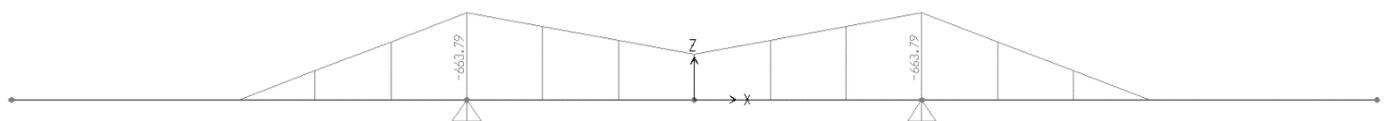


Figura 16 - Momento flettente

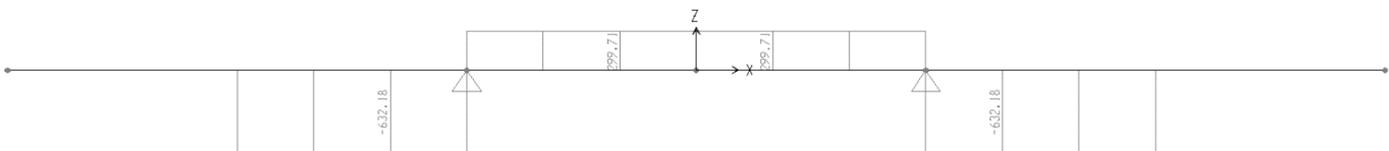


Figura 17 - Taglio

SLU

$$M_{\max} = -663.79 \cdot 1.35 = -896 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = 632.18 \cdot 1.35 = 853 \text{ KN}$$

Si dispongono 4 Ø 24 barre diwidag per asola mentre in soletta sono presenti 1+1 Ø 12 /20



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	83 DI 96

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45	
	Resis. compr. di progetto fcd:	212.00	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	106.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	346250	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	33.50	daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-92.5
2	-50.0	47.5
3	-105.0	47.5
4	-105.0	72.5
5	105.0	72.5
6	105.0	47.5
7	50.0	47.5
8	50.0	-92.5

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-25.0	-65.5	24
2	25.0	-65.5	24
3	-25.0	16.5	24
4	25.0	16.5	24
5	-100.0	52.5	12
6	100.0	52.5	12
7	-100.0	67.5	12
8	100.0	67.5	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	2	24
2	3	4	2	24
3	5	6	9	12
4	7	8	10	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0	-89600	0
2	0	10	85300

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Componente momento flettente assegnato [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0	-89600	0	-237515	2.65	62.2
2	S	0	10	0	142776	999.00	48.6

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.089	-50.0	-92.5	-0.00316	-25.0	-65.5	-0.03597	100.0	67.5
2	0.00277	0.039	-105.0	72.5	0.00022	-100.0	67.5	-0.06750	-25.0	-65.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	85 DI 96

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000246717	-0.019321318	0.089	0.700
2	0.000000000	0.000509209	-0.034146788	0.039	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [daN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0	658260	73404	138.0	100.0	1.000	1.000	0.0	15.1(0.0)
2	S	85300	453972	183509	138.0	100.0	2.500	1.000	7.0	15.1(0.0)

11 SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta è stata sviluppata considerando una striscia di soletta di larghezza unitaria.

Si dispone armatura trasversale costituita da $\varnothing 12/20$ in zona tesa ed in zona compressa.

11.1 Campo intermedio

La soletta è interamente posizionata sul martello superiore delle travi, tuttavia per un calcolo degli effetti locali nel campo intermedio si considera uno schema semplificato di trave semi incastrata.

La verifica è condotta con riferimento alle sollecitazioni già calcolate al paragrafo 7.11 e di seguito riportate.

Combinazioni SLU

$$M_{\max} = 19.72 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -18,21 \text{ KNm}$$

Combinazioni SLE

Rare

$$M_{\max} = 14.55$$

$$M_{\min} = -13.45$$

Frequenti

$$M_{\max} = 11.38$$

$$M_{\min} = -10,40$$

Quasi Permanenti

$$M_{\max} = 1.89$$

$$M_{\min} = -1.26$$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²

Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

ACCIAIO -

Tipo: B450C
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. a rottura ftk: 4500.0 daN/cm²
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di progetto ftd: 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Comb.Rare - Sf Limite: 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 25.0 cm
 Barre inferiori: 5Ø12 (5.7 cm²)
 Barre superiori: 5Ø12 (5.7 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre): 5.0 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.0 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 4.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
 MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	1972	0	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	1455

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	1138 (3340)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	1138 (3340)



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

Relazione di calcolo impalcato IV04 -
IV05

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	88 DI 96

1 0 189 (3340)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
 As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	1972	25	5419	2.748	22.0	0.15	0.70	11.3

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	25.0	-0.00466	18.0	-0.01981	5.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	32.7	25.0	0.0	19.7	-1365	18.0	6.6	657	5.7	22.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
 K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2

e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
 srm Distanza massima in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00091	0.00024	0.50	0.60	0.000409 (0.000409)	387	0.158 (990.00)	3340

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	25.5	25.0	0.0	19.7	-1068	18.0	6.6	657	5.7	22.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00072	0.00019	0.50	0.60	0.000320 (0.000320)	387	0.124 (0.40)	3340

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.2	25.0	0.0	19.7	-177	18.0	6.6	657	5.7	22.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00003	0.50	0.40	0.000053 (0.000053)	387	0.021 (0.30)	3340

11.2 Sbalzo

Per la verifica sullo sbalzo laterale si considerano lo schema di trave incastrata in corrispondenza dell'ala superiore della trave di bordo.

Luce L=0,45 m

Permanenti:

- Peso proprio $25 \times 0.4 \times 1.0 = 10.0$ KN/m
- Recinzione e veletta $1.00 + 5.74 = 6.74$ KN

Accidentali

- Folla $5.0 \times 1.0 = 5.0$ KN/m

In ragione della geometria dell'impalcato si può assumere che l'urto del veicolo in svio non interessi lo sbalzo laterale.

A favore di sicurezza si considerano i carichi puntuali applicati all'estremità dello sbalzo e la folla distribuita su tutta la luce.

SLU

$$M = 1.35 * (-6.74 * 0.45 - 10.0 * 0.45 * 0.45 / 2) + 1.5 * (-5.0 * 0.45 * 0.45 / 2) = -6.3 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 * (6.74 + 10.0 * 0.45) + 1.5 * 5.0 * 0.45 = 18.5 \text{ KN}$$

SLE

$$M = (-6.74 * 0.45 - 10.0 * 0.45 * 0.45 / 2) + (-5.0 * 0.45 * 0.45 / 2) = -4.6 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 * (6.74 + 10.0 * 0.45) + 1.5 * 5.0 * 0.45 = 13.5 \text{ KN}$$

Si dispone armatura trasversale costituita da $\varnothing 12/20$ in zona tesa ed in zona compressa.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	181.30	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	333460	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	30.20	daN/cm ²
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	192.00	daN/cm ²
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di progetto ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	5 $\varnothing 16$	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	4 $\varnothing 16$	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm

Coprif.Sup.(dal baric. barre): 7.0 cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre): 4.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	630	0	0
2	0	1	1850	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	460

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	460 (3484)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0	460 (3484)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: deve essere < 0.45



**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale**

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	92 DI 96

C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0	630	-6	8563	13.592	20.4	0.23	0.73	18.1
2	S	0	1	-6	8563	8562.774	20.4	0.23	0.73	18.1

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	25.0	-0.00179	18.0	-0.01160	5.0
2	0.00350	25.0	-0.00179	18.0	-0.01160	5.0

VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d Altezza utile sezione [cm]
bw Larghezza minima sezione [cm]
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm²]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	14739	20.0	100.0	0.0090	0.0
2	S	1850	14739	20.0	100.0	0.0090	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm²)
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.2	25.0	0.0	18.4	-254	18.0	6.2	617	10.1	22.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata

e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.60	0.000076 (0.000076)	310	0.024 (990.00)	3484

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.2	25.0	0.0	18.4	-254	18.0	6.2	617	10.1	22.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.60	0.000076 (0.000076)	310	0.024 (0.40)	3484

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.2	25.0	0.0	18.4	-254	18.0	6.2	617	10.1	22.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00017	0.00006	0.50	0.40	0.000076 (0.000076)	310	0.024 (0.30)	3484

11.3 Verifica azione eccezionale – urto del veicolo in svio

11.3.1 Verifica locale del cordolo per azioni d'urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Le azioni di progetto sono state definite secondo le indicazioni del paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC08. Il carico di progetto è costituito da una forza orizzontale di $F=100$ KN, applicata alla quota minima fra 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d=0.90$ m dalla base della barriera. Lo spessore della soletta è pari ad $s=0.30$, quello del cordolo a 0.50 m per cui l'estradosso del cordolo si trova ad una distanza sopra l'estradosso di soletta pari a $c=0.20$ m.

11.3.1.1 Verifica a tenso-flessione della soletta

Il momento sollecitante a quota piano medio della soletta, che nasce in caso di urto di un veicolo sulla barriera, vale:

$$\Delta M = F \cdot (d + c + 0.5s) = F \cdot 1.25 = 125.0 \text{ kNm}$$

Tali sollecitazioni si applicano ipotizzando una diffusione a 45° delle azioni dalla piastra metallica di base della barriera (che si ipotizza larga 30cm) al piano medio della soletta. La larghezza collaborante nel meccanismo di tenso-flessione vale pertanto:

$$B = 0.3 \text{ m} + 2(c + 0.5s) = 1.00 \text{ m}$$

La variazione di momento calcolata va a sommarsi al momento dovuto ai carichi permanenti, ricavato dal modello di calcolo precedentemente mostrato in corrispondenza dell'attacco del sicurvia.

Tale momento, con riferimento al paragrafo precedente, vale

$$M = -8.14 \cdot 2.55 - 10.0 \cdot 2.55 \cdot 2.55 / 2 = -53.3 \text{ kNm}$$

Il momento totale, dunque, vale:

$$M = 127.0 + 53.3 \approx 180 \text{ KNm}$$

Nell'ipotesi in cui la variazione del momento calcolata sia assorbita completamente dalle armature poste al lembo inferiore della soletta, la trazione agente nell'armatura superiore tesa vale:

$$T_d = M / (0.9s) = 667 \text{ kN}$$

Tale trazione è equilibrata dalle barre $\Phi 16/10$, disposte in estradosso soletta, che riescono a fornire una trazione resistente pari a:

$$T_r = 201.1 \cdot (1.00 / 0.10) \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 787 \text{ KN} > T_d.$$

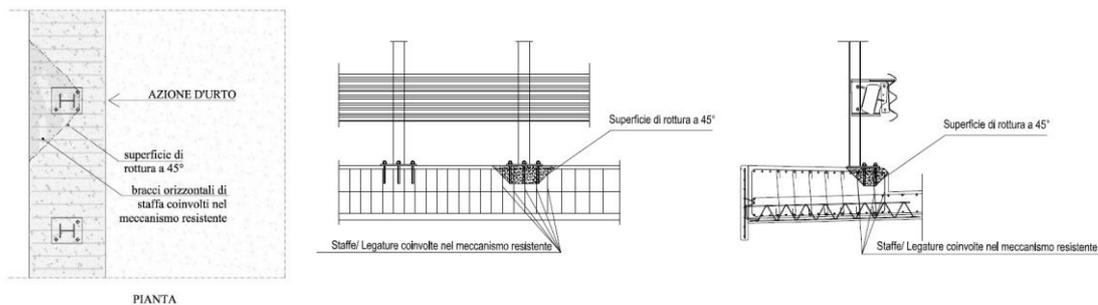
Tale armatura potrà essere convenientemente ridotta nelle sezioni di impalcato non interessato dagli allargamenti.

11.3.1.2 Verifica delle staffe disposte all'interno del cordolo

La funzione di tali staffe è duplice:

- Equilibrare l'azione orizzontale F;
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre $\Phi 12/20$ che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.



Meccanismi di rottura locali per azioni d'urto

La trazione Td dei tirafondi della barriera è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e dalle legature di cui alla figura precedente.

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a 0.21 m e un'altezza della forza d'urto sopra tale piastra di 0.90 m, si stima Td come:

$$T_d = 0.90m \cdot F / 0.21m = 428.5 \text{ kN}$$

Avendo disposto le staffe e legature $\Phi 12/20$ ed ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse longitudinale tra i due tirafondi tesi di 0.15 m), risulta che i bracci verticali compresi nel cono di rottura sono disposti su 3 filari per un numero complessivo pari a:

$$n = 3 \cdot (2 \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 0.19 \text{ m}) / 20 \text{ cm} = 10.2 \text{ bracci}$$

che corrisponde ad una trazione resistente pari a :

$$T_r = n \cdot 113.1 \cdot f_{yd} \cdot 10^{-3} = 451 \text{ kN} > T_d$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

**Relazione di calcolo impalcato IV04 –
IV05**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	IV0008 001	A	96 DI 96

12 GIUNTO DI DILATAZIONE

In riferimento ad un $\Delta t_{unif} = \pm 30$ °C e ad un coefficiente di dilatazione termica $\alpha t = 10 \cdot 10^{-6}$ °C⁻¹, per una lunghezza dell'impalcato di 24.90 m risulta un movimento del giunto pari a:

$$\delta = 10 \cdot 10^{-6} \cdot (\pm 30) \cdot 24.90 = \pm 0.0075 \text{ m}$$