

Committenti:



Comune di
Reggio Emilia



Comune di
Casalgrande

Provincia di Reggio Emilia

Livello di progettazione:

PROGETTO DEFINITIVO

Progetto:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC. SAN DONNINO



Progettista:

ing. Luca Piacentini



via Belvedere 6, 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

Titolo elaborato:

PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Scala:

-

RIFERIMENTI DOCUMENTO						
STR-101		CODICE PROG.	CODICE DOCUMENTO	REV.		
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDDATO	CONTROLLATO	APPROVATO	
A	17/07/2020	EMISSIONE	AFR	LPI	LPI	

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

INDICE

1.	OGGETTO	4
2.	NORMATIVA.....	9
	2.1. <i>Opere in c.a.</i>	9
	2.2. <i>Normativa specifica per ponti stradali</i>	11
	2.3. <i>Geotecnica, fondazioni e geologia</i>	11
3.	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	12
	3.1. <i>Acciaio per carpenterie metalliche</i>	12
	3.2. <i>Acciaio per laminati, profilati e piastre</i>	12
	3.3. <i>Acciaio per pioli di connessione trave-soletta</i>	12
	3.4. <i>Bulloni</i>	13
	3.5. <i>Calcestruzzo strutturale</i>	13
	3.6. <i>Acciaio per armature</i>	14
4.	SOFTWARE DI CALCOLO	16
	4.1. <i>Straus7</i>	16
	4.2. <i>ParatiePlus</i>	16
	4.3. <i>PontiEC4</i>	16
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
6.	MODELLO DI CALCOLO.....	21
	6.1. <i>Modellazione della struttura</i>	21
	6.2. <i>Modello in ParatiePlus</i>	23
	6.3. <i>Modello in Straus7</i>	33
	6.4. <i>Ripartizione trasversale per le travi principali</i>	39
7.	Criteri di calcolo	42

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7.1.	<i>7.1. Criteri di definizione delle azioni di calcolo</i>	42
7.2.	<i>7.2. Criteri e definizione dell'azione sismica</i>	45
7.3.	<i>7.3. Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica</i>	46
1.1.1.	<i>Analisi sismica delle spalle</i>	48
7.4.	<i>7.4. Spinta delle terre</i>	50
7.5.	<i>7.5. Criteri di definizione delle resistenze di calcolo</i>	51
8.	<i>Criteri di verifica dell'impalcato</i>	52
8.1.	<i>8.1. S.L.U. - Resistenza delle sezioni</i>	53
8.2.	<i>8.2. S.L.E. - Limitazione delle tensioni</i>	55
8.3.	<i>8.3. S.L.E. - Web breathing</i>	55
8.4.	<i>8.4. S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta</i>	56
8.5.	<i>8.5. S.L.F. - Verifiche a fatica</i>	58
1.1.2.	<i>Coefficienti λ</i>	58
1.1.3.	<i>Dettagli e Coefficienti di sicurezza</i>	64
9.	<i>Analisi dei carichi</i>	66
9.1.	<i>9.1. Carichi permanenti (g_1 e g_2) – Ponte Stradale</i>	66
9.2.	<i>9.2. Carichi permanenti (g_1 e g_2) – Passerella Pedonale</i>	66
9.3.	<i>9.3. Ritiro differenziale fra trave e soletta (ϵ_2)</i>	68
9.4.	<i>9.4. Variazione termica differenziale (ϵ_3)</i>	68
9.5.	<i>9.5. Variazione termica uniforme (ϵ_3)</i>	69
9.6.	<i>9.6. Cedimenti differenziali delle spalle (ϵ_4)</i>	70
9.7.	<i>9.7. Carichi da traffico (verifiche di resistenza) (q_1)</i>	70
9.8.	<i>9.8. Verifiche a fatica</i>	71
9.9.	<i>9.9. Azione di frenamento dei veicoli (q_3)</i>	71
9.10.	<i>9.10. Azione centrifuga (q_4)</i>	71
9.11.	<i>9.11. Azione sismica (q_6)</i>	72
9.12.	<i>9.12. Spinta delle terre e del sovraccarico a tergo</i>	72
9.13.	<i>9.13. Effetto dell'attrito terreno/struttura</i>	72

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

	<i>9.14. Coefficienti di spinta in condizioni statiche.....</i>	<i>72</i>
10.	Travi longitudinali – Ponte Stradale	75
	<i>10.1. Proprietà geometrico-statiche delle travi longitudinali.....</i>	<i>75</i>
	<i>10.2. Sezioni di verifica significative</i>	<i>79</i>
	<i>10.3. Sollecitazioni di calcolo</i>	<i>81</i>
	<i>10.4. Verifiche strutturali.....</i>	<i>85</i>
	<i>10.5. Contromonte di progetto.....</i>	<i>98</i>
11.	Travi longitudinali – Passerella Pedonale	100
	<i>11.1. Proprietà geometrico-statiche delle travi longitudinali.....</i>	<i>100</i>
	<i>11.2. Sezioni di verifica significative</i>	<i>104</i>
	<i>11.3. Sollecitazioni di calcolo</i>	<i>105</i>
	<i>11.4. Verifiche strutturali.....</i>	<i>109</i>
	<i>11.5. Contromonte di progetto.....</i>	<i>120</i>

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

1. OGGETTO

La presente relazione costituisce parte integrante del progetto definitivo del rifacimento del ponte sul torrente Tresinaro in località San Donnino di Liguria e il collegamento alle arginature a quota adeguata.

Tale intervento nasce dall'esigenza di dare risposta alle criticità idrauliche emerse in corrispondenza degli eccezionali eventi meteorologici che hanno interessato diverse regioni, tra le quali anche l'Emilia-Romagna, a partire dall'ottobre 2018.

Il progetto consiste nel rifacimento del ponte che collega San Donnino di Liguria (frazione del comune di Casalgrande) a Corticella (frazione del comune di Reggio Emilia).

Si presenta in questo elaborato la relazione di calcolo strutturale sia del ponte stradale che della passerella pedonale, che comprende il calcolo e il dimensionamento dell'impalcato, delle spalle e delle fondazioni.

La sezione trasversale del ponte stradale, di larghezza complessiva pari a 8.30m, è costituita da una sede carrabile di 7.00m e due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 1.30m. Il manufatto è un ponte a campata unica di luce di calcolo complessiva di 44.00m.

La sezione trasversale della passerella pedonale, di larghezza complessiva pari a 2.675m, è costituita da una sede carrabile di 2.50m (non sono previsti cordoli laterali). Il manufatto è un ponte a campata unica di luce di calcolo complessiva di 43.55m.

Il ponte presenta un impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo in continuità strutturale con le spalle secondo lo schema di ponte integrale. Tale soluzione consente di evitare l'installazione di apparecchi di appoggio (o di isolamento sismico) e di giunti di dilatazione sulle spalle, garantendo così una sensibile diminuzione della richiesta di manutenzione insieme ad un'ottima risposta della struttura alle azioni sismiche.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

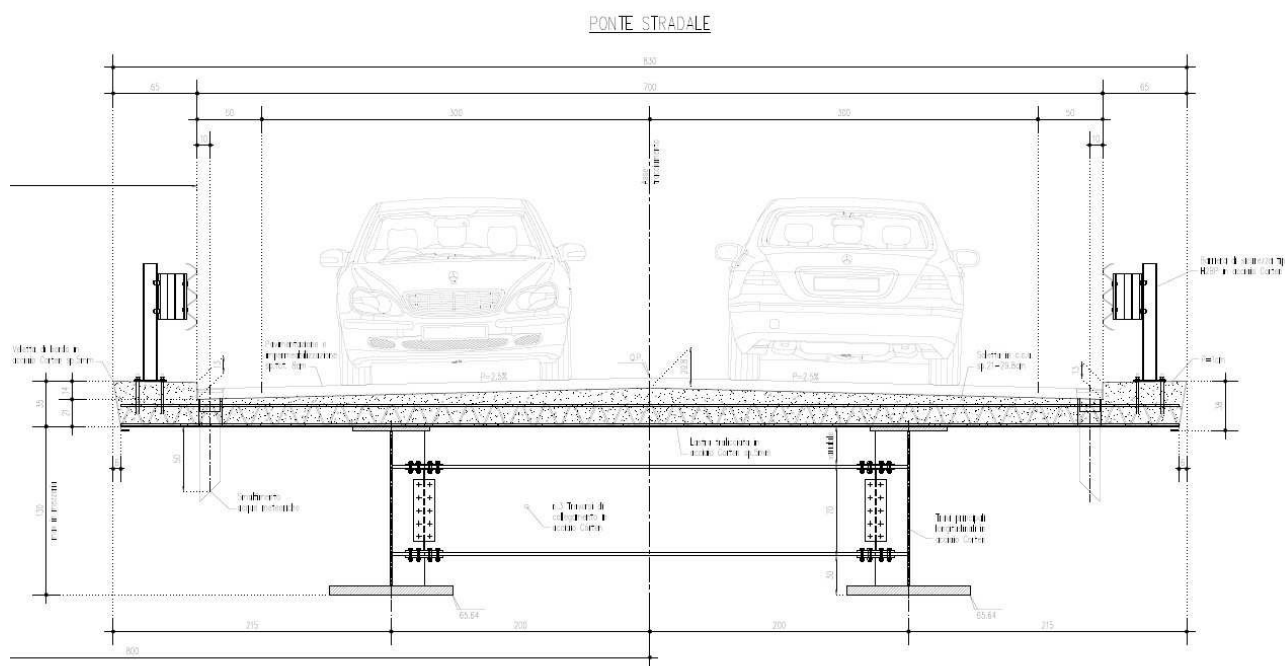
Documento

Relazione di calcolo strutturale

L'impalcato del ponte stradale è costituito quindi da 2 travi a "doppio T" in acciaio di interasse 4.00m, di altezza variabile da 1.10m circa in corrispondenza delle spalle a 1.30m in mezzera e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore variabile da 0.21m a 0.2975m. Ciascuna trave è scomposta in 5 conci di lunghezza variabile. Le travi principali sono collegate trasversalmente da 3 traversi intermedi. La piattabanda superiore ha larghezza costante pari a 600mm e la piattabanda inferiore, invece, ha larghezza tipica pari a 950mm.

Si riporta di seguito una sezione trasversale del ponte stradale ed un prospetto longitudinale:

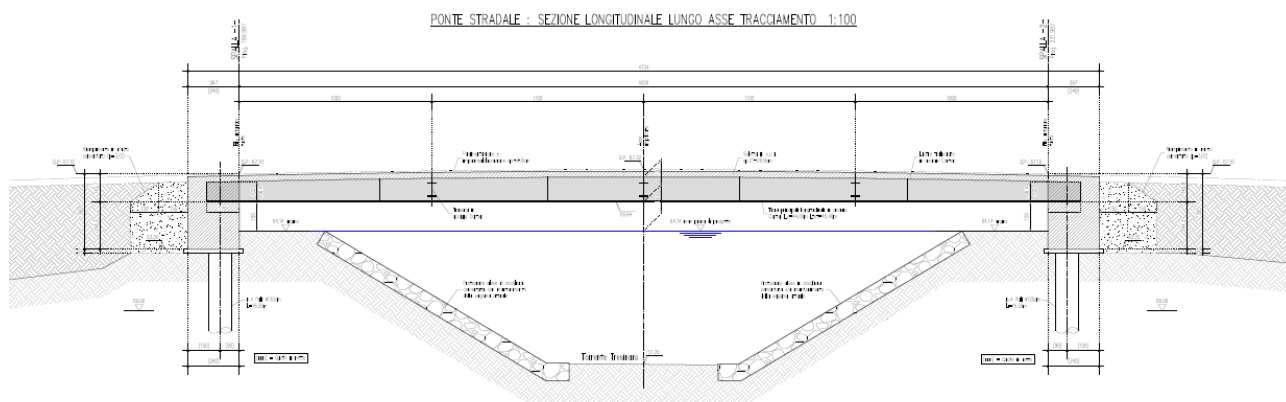
SEZIONE TRASVERSALE TIPO IMPALCATI 1:25



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale



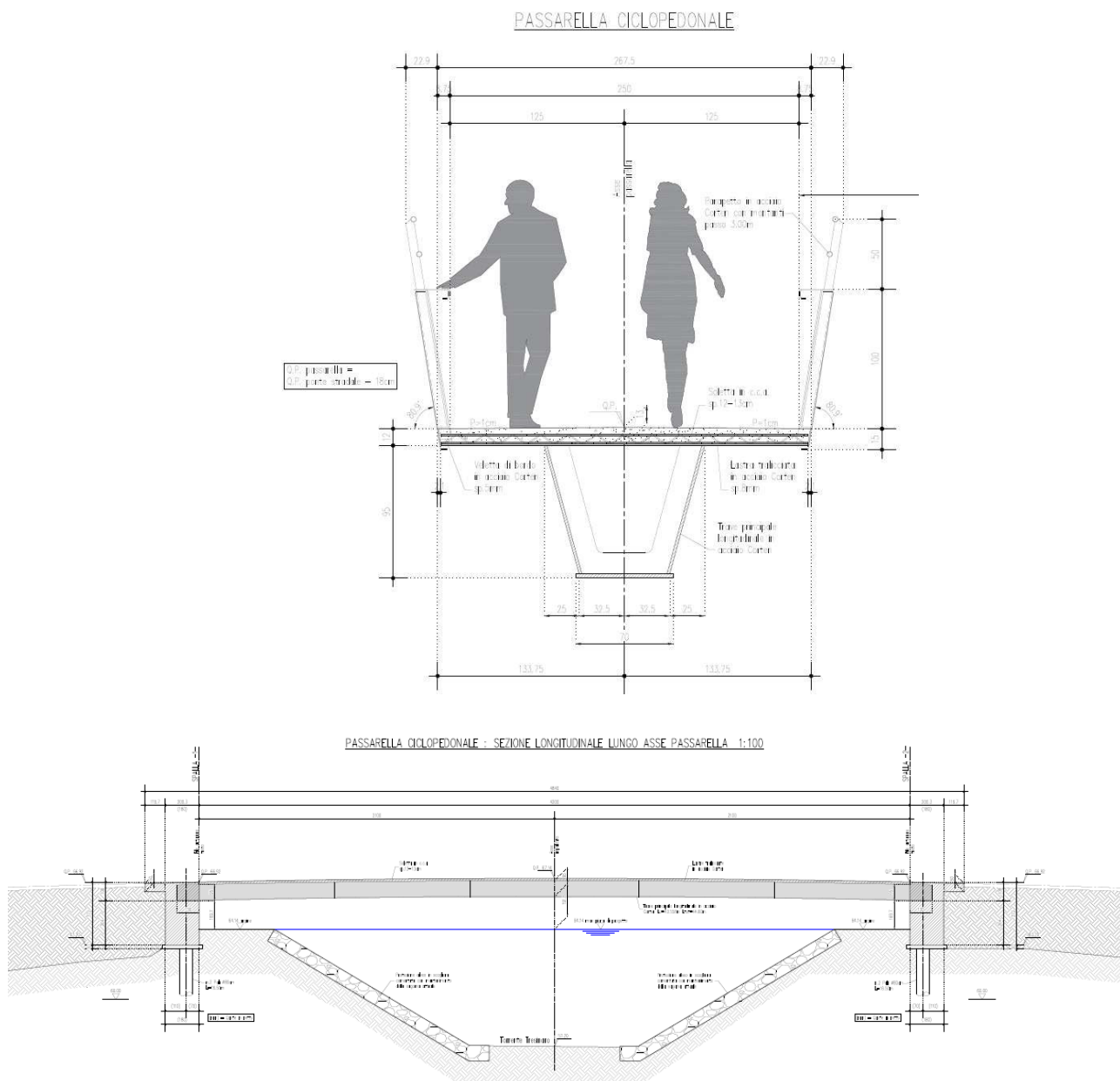
L'impalcato della passerella pedonale è costituito da 1 cassone con travi a "doppio T" in acciaio, di altezza costante pari a 0.95m e soletta in calcestruzzo armato di spessore 13cm. Ciascuna trave è scomposta in 5 conci di lunghezza variabile. Le travi principali sono collegate trasversalmente da irrigidenti intermedi di passo 3.00m. La piattabanda superiore è costituita da un piatto di acciaio di spessore 8mm e la piattabanda inferiore, invece, ha larghezza totale pari a 700mm.

Si riporta di seguito una sezione trasversale del ponte stradale ed un prospetto longitudinale:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale



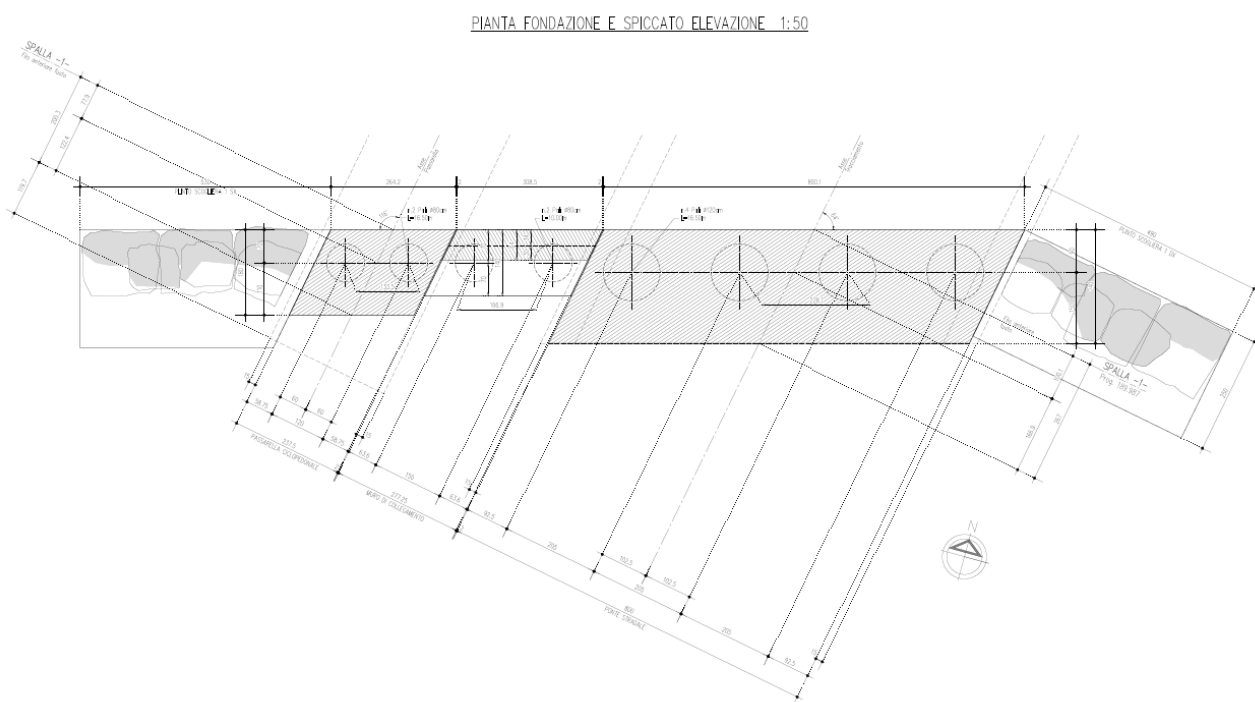
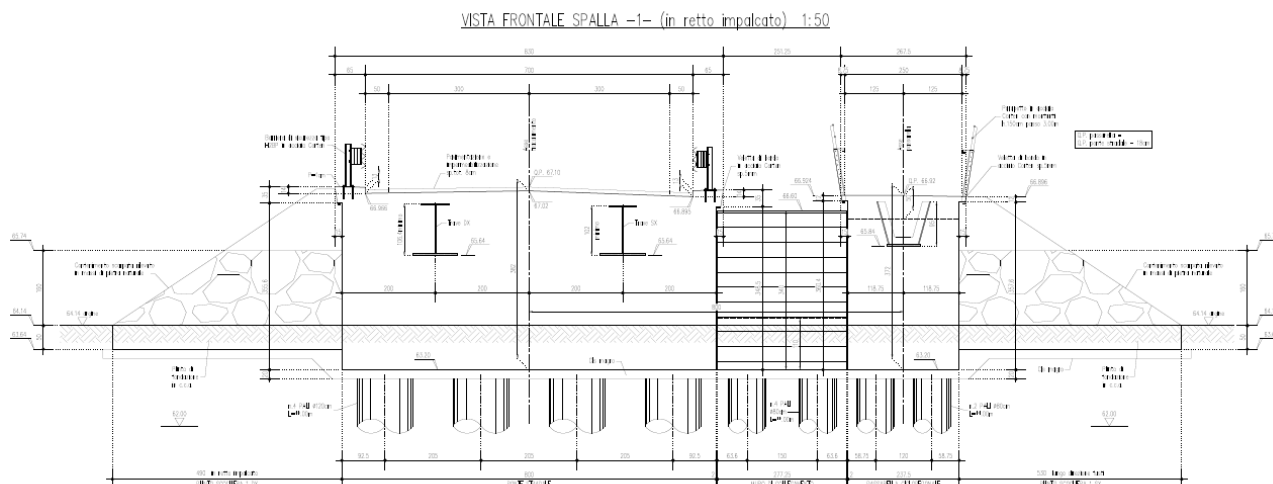
Le spalle del ponte stradale, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano uno sviluppo di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da una fila di pali Ø1200 mm.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Le spalle della passerella, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano uno sviluppo di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da una fila di pali $\varnothing 800$ mm.



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

2. NORMATIVA

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

2.1. Opere in c.a.

- D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1337 Novembre 2001 – “Appoggi Strutturali”.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

2.2. Normativa specifica per ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

2.3. Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sotto elencati materiali.

3.1. Acciaio per carpenterie metalliche

Per spessori $t \leq 40$ mm

Tipo: S355J2+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

Per spessori $t > 40$ mm

Tipo: S355K2+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura $f_t > 470$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 335$ N/mm²

3.2. Acciaio per laminati, profilati e piastre

Tipo: S355J0+W

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t > 510$ N/mm²

Tensione di snervamento $f_y > 355$ N/mm²

3.3. Acciaio per pioli di connessione trave-soletta

Per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il CLS si prescrivono i seguenti pioli tipo "Nelson" (SECONDO LE UNI EN ISO 13918)

Tipo acciaio: S235J2G3+C450

Avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di rottura a trazione $f_t > 450$ N/mm²

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Tensione di snervamento

$f_y > 350 \text{ N/mm}^2$

3.4. Bulloni

Secondo UNI EN 14399: 2005 part1 3, 4, 5 e 6

Viti classe 10.9 (UNI EN ISO 898 - 1: 2001)

Dadi classe 10.9 (UNI EN 20898-2: 1994)

Rosette acciaio C50 UNI EN 10083 - 2: 2006 (HRC 32-40)

3.5. Calcestruzzo strutturale

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle NTC 2018, in EN 1992-1-1, nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

CORDOLI PONTE STRADALE

(sopralavoro e spalle)

- CLASSE DI RESISTENZA	: C35/45
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC4-XC3-XF3
- CLASSE DI CONSISTENZA	: S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 360 kg/m ³
- CONTENUTO MINIMO DI ARA	: 3%
- COPRIFERRO NOMINALE	: 45 mm

Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/sgelo

CORDOLI INPILATO con conglomerato cementizio a **UMO** **CONTROLLATO** con determinazione max 0,0001

NODO DI CONTINUITA' IMPALCATI-SPALLE

(parte sovrapposta e passarella)

- CLASSE DI RESISTENZA	: C32/40
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC4-XC3
- CLASSE DI CONSISTENZA	: SCC
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 20 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 340 kg/m ³
- COPRIFERRO NOMINALE	: 40 mm
- SLUMP FLOW TEST	: tra 600 e 700mm

STRUTTURE DI FONDAZIONE E PALI

(pali di fondazione, pile di man e solette coromente alligati)

- CLASSE DI RESISTENZA	: C25/30
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC2
- CLASSE DI CONSISTENZA	: S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 32 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,60
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 300 kg/m ³
- COPRIFERRO NOMINALE (fondazione)	: C = 40 mm
- COPRIFERRO NOMINALE (pali)	: C = 60 mm

SOLETTA PONTE STRADALE

- CLASSE DI RESISTENZA	: C32/40
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC4
- CLASSE DI CONSISTENZA	: S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,50
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 340 kg/m ³
- COPRIFERRO NOMINALE	: 35 mm

Condizionato cementizio a **UMO** **CONTROLLATO** con determinazione max 0,0001

SOLETTA PASSARELLA

- CLASSE DI RESISTENZA	: C32/40
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC4-XF3
- CLASSE DI CONSISTENZA	: S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 360 kg/m ³
- CONTENUTO MINIMO DI ARA	: 3%
- COPRIFERRO NOMINALE	: 35 mm

Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/sgelo

SOLETTA con conglomerato cementizio a **UMO** **CONTROLLATO** con determinazione max 0,0001

STRUTTURE IN ELEVAZIONE

(torre pilati ed infissi in man)

- CLASSE DI RESISTENZA	: C32/40
- CLASSE DI ESPOSIZIONE	: XC4-XC3
- CLASSE DI CONSISTENZA	: S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO	: 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C	: 0,40
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO	: 340 kg/m ³
- COPRIFERRO NOMINALE	: 40 mm

In accordo con quanto riportato nelle tabelle precedenti, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nelle analisi strutturali e nelle verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	30,00	32,00	35,00
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
Tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
Tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
Tensione massima di compressione (comb. q.p.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
Modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	31476	32836	33346	34077

3.6. Acciaio per armature

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Tensione di rottura ftk ≥ 540 N/mm²

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

4. SOFTWARE DI CALCOLO

4.1. Straus7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

4.2. ParatiePlus

Il software ParatiePlus è stato utilizzato per studiare i fenomeni di interazione suolo-struttura al fine di determinare lo scambio di sollecitazioni tra la pali, spalla ed impalcato.

4.3. PontiEC4

Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il programma Ponti EC4, software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte, sviluppato da Alhambra s.r.l. Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

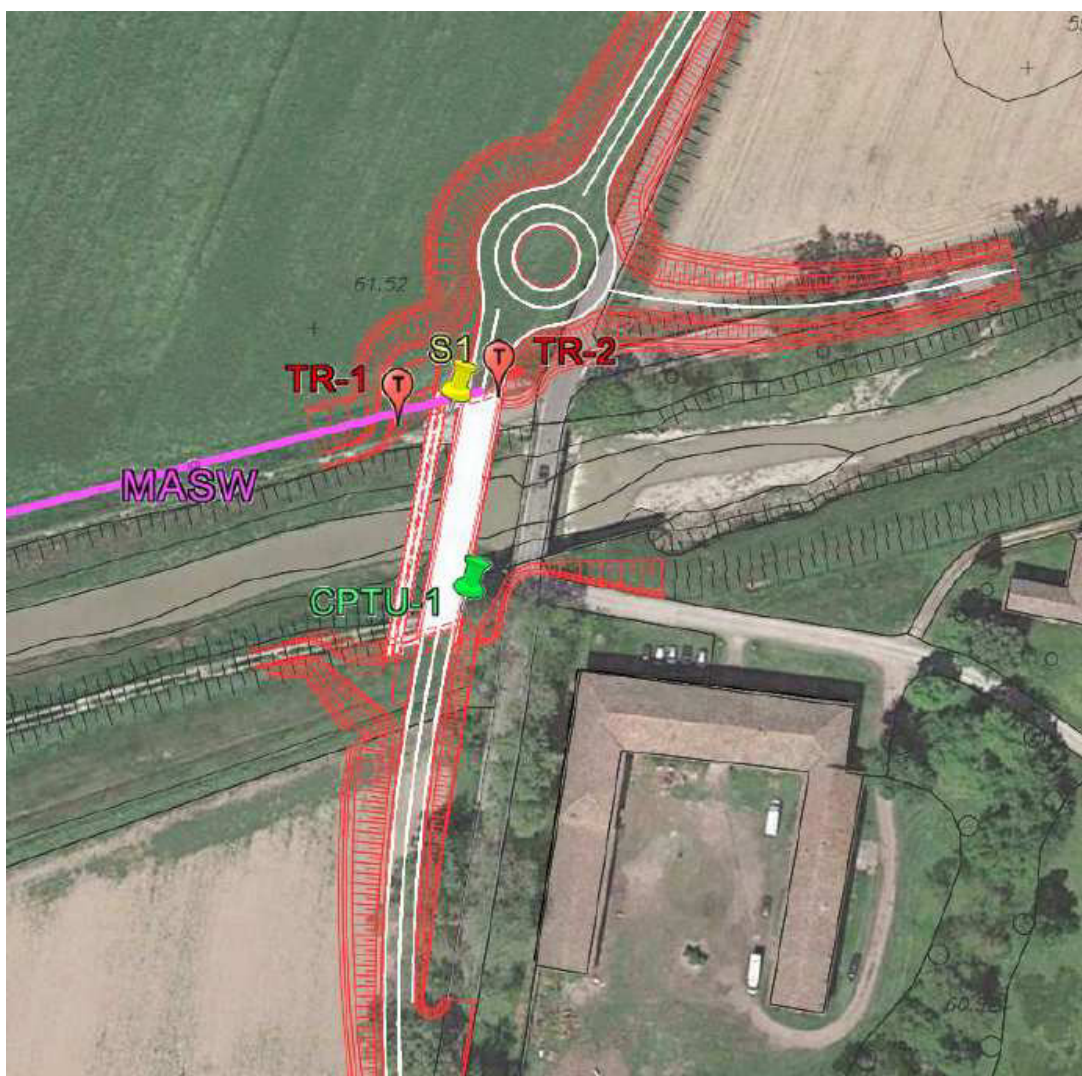
Documento

Relazione di calcolo strutturale

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle indagini geognostiche e della sezione geologica è stata redatta la caratterizzazione geotecnica di progetto (vedi Relazione Geotecnica). Si riporta quindi di seguito la stratigrafia e la caratterizzazione geotecnica di progetto in termini di parametri caratteristici.

Si riporta di seguito la pianta con indicazione delle prove geognostiche:



Sono state quindi svolte le seguenti indagini geognostiche:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

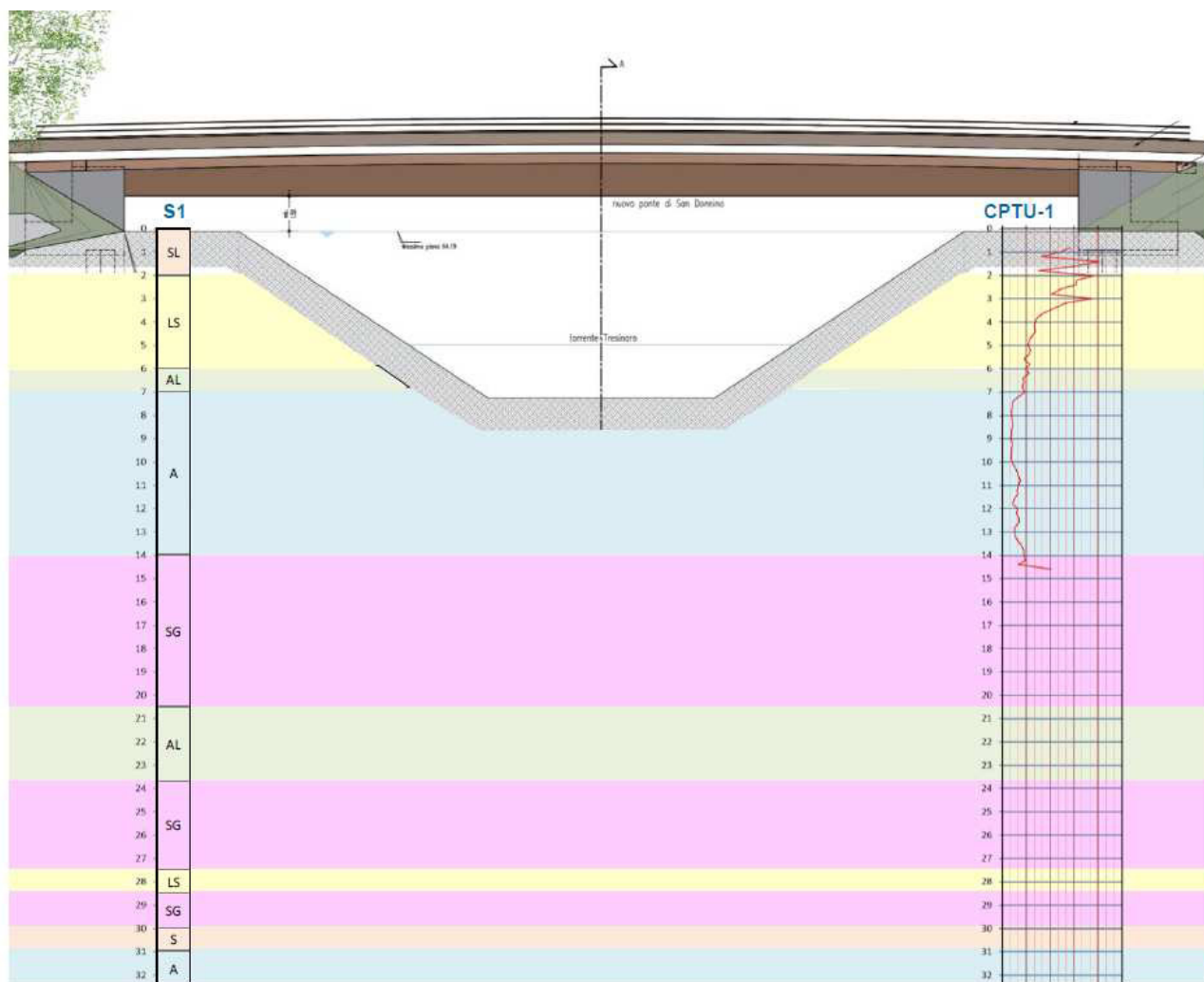
1 Sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di campioni;

1 Prova penetrometrica statica CPTU

1 Registrazione sismica con stendimenti MASW

2 Registrosioni a stazione singola HVSR

Si riporta di seguito la sezione trasversale con indicazione degli strati del terreno:



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

LEGENDA

G	Terreni prevalentemente Ghiaiosi
SG	Sabbie con Ghiaie
S	Litologie prevalentemente Sabbiose
SL	Sabbie Limose
LS	Limi Sabbiosi
L	Litologie prevalentemente Limose
LA	Limi Argillosi
AL	Argille Limose
A	Litologie prevalentemente Argillose

Si riporta di seguito la parametrizzazione geotecnica dei vari strati:

Profondità		S	Descrizione Litologica	Laboratorio					Nspt		CPTU ⁽¹⁾			
da [m]	a [m]			CAMP	γ KN/m ³	Cu [KPa]	ϕ^* [°]	C' [KPa]	Num Colpi	ϕ^* [°]	Cu [KPa]	ϕ^* [°]	Ed [KPa]	Mo [KPa]
0.0	2.0	SL	Terreno di Riporto. Sabbie e sabbie limose	20 ⁽²⁾							31		23500	
2.0	6.0	LS	Limi e Limi sabbiosi	C1, C2	20 ⁽²⁾						100	26	7200	
6.0	7.0	AL	Argille Limose		20 ⁽²⁾						100	22	7900	
7.0	14.0	A	Argille e Argille limose	C3, C4	19 ⁽²⁾						70	20 ⁽²⁾	6000	
14.0	20.5	SG	Ghiaie in matriche limo sabbiosa		20 ⁽²⁾			>50 [14.6] 44 [17.4] 55 [19.5]	45 43 40					
20.5	23.7	AL	Argille limose	C5	19 ⁽²⁾									
23.7	27.5	SG	Ghiaie in abbondante matrice limo sabbiosa		20 ⁽²⁾			41 [24.0]	40					
27.5	28.5	LS		C6	19 ⁽²⁾									
28.5	30.0	SG	Sabbie con Ghiaie		20 ⁽²⁾									
30.0	31.0	S	Sabbie		19 ⁽²⁾				23	34				
31.0	32.5	A			19 ⁽²⁾									

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

dove:

γ = peso specifico totale

Φ' = angolo di attrito efficace

c' = coesione efficace

c_u = coesione non drenata

E_{dr} = modulo di Young in condizioni drenate

E_{udr} = modulo di Young in condizioni non drenate

Per il terreno da rilevato si sono utilizzati i seguenti parametri:

$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$

$\Phi' = 35^\circ$

$c' = 0 \text{ kPa}$

$E_{dr} = 40 \text{ MPa}$

La falda presenta profondità variabile con un minimo pari a 14,0 m al di sotto di piano campagna (corrispondente alla quota delle ghiaie) ad un massimo pari a 7,8 m al di sotto di piano campagna.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

6. MODELLO DI CALCOLO

6.1. Modellazione della struttura

Vengono definiti Integrali i ponti che presentano una spalla fondata su pali solidarizzata all'impalcato mediante un collegamento rigido che può essere realizzato con varie tecnologie. Il risultato di tale connessione è una struttura dotata di nodi in cui si ha trasmissione delle sollecitazioni normali, taglianti e flettenti dall'impalcato alla spalla e viceversa.

La struttura risulta quindi essere assimilabile ad un portale al quale sono contemporaneamente applicati i carichi tipici degli impalcati da ponte e delle spinte del terreno.

Si ha quindi trasmissione delle sollecitazioni tra spalla ed impalcato secondo lo schema seguente:

Impalcato	Spalla
Momento flettente↔	Momento flettente
Sforzo normale↔	Taglio
Taglio↔	Sforzo normale

L'analisi della struttura in esame deve tenere conto delle peculiarità dell'interazione struttura-terreno:

- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;
- Falda introdotta definendo le quote piezometriche di valle e di monte (che possono essere modificate nel corso dell'analisi);
- Spinta del terreno a monte della spalla calcolata tenendo conto del detensionamento del cuneo di spinta, cioè variabilità della spinta in funzione della deformazione del paramento;
- Deformazione e sollecitazione residua in casi di scaricamento della struttura nell'ambito delle storie di carico.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Le esigenze di interpretazione del comportamento del terreno a tergo spalla-pali richiede l'adozione di un metodo di calcolo che sia in grado di modellare l'interazione terreno-struttura e che tenga in conto della non linearità di tale interazione.

Impalcato e spalla sono stati studiati sulla base di due modelli di calcolo differenti, uno in ParatiePlus e l'altro in Straus7. In quest'ultimo modello il contributo in termini di vincolamento offerto dall'elemento complementare viene introdotto sottoforma di molla di opportuna rigidità traslazionale e rotazionale. Considerando che il vincolo offerto dal terreno è tipicamente non lineare, si andrà a controllare una range di rigidità attorno al valore di sollecitazione/spostamento tipico imposto dal carico in oggetto (esempio carichi da traffico). Se il campo di variabilità della rigidità offerta dalla sottostruttura, intesa come spalla e terreno a tergo, risulta contenuto si ritiene accettabile introdurre un unico valore di rigidità lineare.

Il metodo di calcolo si basa quindi sullo sviluppo di un modello di calcolo costruito su Straus7 che modella solo l'impalcato, e risulta vincolato al bordo tramite molle lineari, sollecitato con casi di carico che per ragioni proprie del software risultano complicate da inserire direttamente nel software Paratie.

Per il calcolo delle azioni agenti nei pali e della rigidità offerta dalle sottostrutture all'impalcato è stato utilizzato il software Paratie che permette di analizzare compiutamente il comportamento della fondazione, includendo gli effetti di non linearità dovuti sia all'anisotropia e disomogeneità del mezzo terreno, sia alla fasistica di costruzione che prevede modifiche di schema statico della struttura. Di seguito si dettagliano le fasi considerate nel modello, che rispecchiano la reale fasistica di realizzazione del cavalcavia:

- Situazione geostatica.
- Scavo a tergo delle spalle.
- Realizzazione dei pali di fondazione.
- Realizzazione degli elementi di elevazione delle spalle, fino alla quota di "fine primo getto".
- Varo dell'impalcato.
- Getto della soletta seguendo le fasi definite negli elaborati grafici.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- Getto del nodo di connessione tra travi e paratia.
- Riempimento a tergo delle spalle.
- Realizzazione della pavimentazione e delle finiture.
- Apertura al traffico ed altri carichi variabili agenti.

Il modello creato in Paratie è stato quindi utilizzato per un triplice scopo:

- Quantificare il grado di vincolo offerto dalle sottostrutture all'impalcato in termini di rigidità rotazionale nel nodo di connessione spalla-impalcato.
- Valutare le sollecitazioni sui pali;
- Ricavare le sollecitazioni sismiche sulla struttura, ottenute applicando all'interno modello solamente l'accelerazione massima.

L'approccio di calcolo risulta lo stesso per il ponte stradale e ciclopedonale, naturalmente cambieranno le quantità e dimensioni in gioco.

6.2. Modello in ParatiePlus

Il modello realizzato tramite il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D ha lo scopo di ottenere le sollecitazioni sui pali di fondazione e spalle e le sollecitazioni agenti nell'impalcato. Non tutti i casi di carico riguardanti l'impalcato vengono trattati nel modello in ParatiePlus.

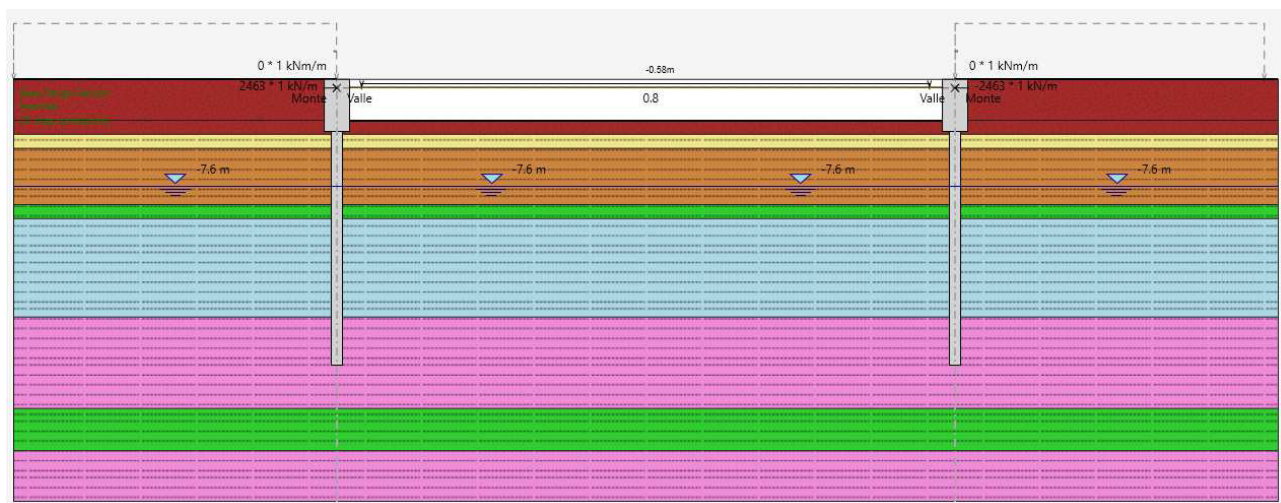
Il modello implementato su ParatiePlus è un modello piano realizzato per un metro di profondità. In esso tutti gli elementi strutturali (impalcato, spalle, pali di fondazione) sono modellati con le relative caratteristiche meccaniche e tutti gli strati di terreno sono modellati con i relativi spessori e le proprie caratteristiche geotecniche, descritte nel capitolo 4.

Di seguito viene riportata un'immagine globale del modello, al fine di mostrarne le principali geometrie e l'impostazione dello stesso.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale



Di seguito vengono riportate delle tabelle che descrivono le principali caratteristiche dei terreni e degli elementi strutturali nei due diversi modelli di calcolo.

Caratteristiche dei terreni:

Terreno	Modello costitutivo	E' [MPa]	c' [kPa] (D) / c _u [kPa] (ND)	φ' [°]	Y [kN/m ³]
Rilevato	Mohr-Coulomb D	40	0	35	19.0
Sabbie limose	Mohr-Coulomb D	35	0	34	18.0
Limo sabbioso	Mohr-Coulomb D	23.5	0	31	20.0
Argille limose	Mohr-Coulomb D	7.9	5	22	20.0
Argille	Mohr-Coulomb D	6.0	5	20	19.0
Ghiaia	Mohr-Coulomb D	40.0	0	40	20.0

* D: drenato

La falda è stata introdotta alla quota più elevata ovvero a -7.60m nel modello di calcolo.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Caratteristiche degli elementi strutturali:

Gli elementi strutturali sono stati modellati come segue:

- **Impalcato:** modellato su Paratie tramite elementi slab. I cambi di caratteristiche delle sezioni lungo l'estensione dell'impalcato sono stati modellati creando plate con caratteristiche differenti, analogamente alla stessa procedura sul modello strutturale implementato nel programma Straus7. Questo è visibile anche nell'immagine del modello soprariportata, nella quale i tratti differenti di impalcato sono caratterizzati da colori differenti
- **Spalle:** modellate su ParatiePlus tramite elementi parete.
- **Pali di fondazione:** modellati su ParatiePlus tramite elementi parete.

Si specifica che per quanto riguarda l'impalcato sono stati introdotti i valori di rigidezza EA ed EI sia a breve termine (n=6) per i carichi istantanei, sia a lungo termine (n=18) per i carichi di lunga durata. Infine per l'impalcato non avendo la possibilità di distinguere la rigidezza lungo lo sviluppo longitudinale del ponte, è stato introdotto un unico valore ottenuto dalla media delle rigidezze dei 5 conci, considerando il primo concio avente soletta fessurata. L'omogenizzazione della sezione composta è da considerarsi lato acciaio, quindi avente $E=210000$ MPa.

Caratteristiche degli elementi strutturali modello Ponte stradale

Elemento	A [m ² /m]	I [m ⁴ /m]
<i>Impalcato (n=6)</i>	0.044	0.015
<i>Impalcato (n=18)</i>	0.06	0.02
<i>Spalla tk 2.40m</i>	2.40	1.152
<i>Pali ϕ1200 i=2.05m</i>	0.55	0.05

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Caratteristiche degli elementi strutturali modello Passerella ciclopedonale

Elemento	A [m ² /m]	I [m ⁴ /m]
<i>Impalcato (n=6)</i>	0.06	0.01
<i>Impalcato (n=18)</i>	0.045	0.0085
<i>Spalla tk 1.80m</i>	1.80	0.486
<i>Pali ϕ800 i=1.20m</i>	0.42	0.017

Queste caratteristiche degli elementi strutturali sono calcolate dividendo per l'afferenza delle travi (4.15m); questo perché il modello di ParatiePlus considera esclusivamente un metro di profondità nella propria modellazione. Con lo stesso ragionamento sono stati calcolati gli interassi tra i pali da inserire nel modello, in modo che esso considerasse il numero giusto di pali sull'afferenza della trave.

Descrizione dei carichi:

Di seguito viene descritta la metodologia di applicazione di tutti i carichi considerati sul modello di Paratie. Per quanto riguarda i valori dei carichi applicati si veda nel seguito il capitolo di Analisi dei carichi.

- **Pesi propri:** i pesi propri degli elementi strutturali spalle e pali vengono determinati manualmente.

I pesi propri dell'impalcato non vengono inseriti direttamente nella descrizione degli elementi corrispondenti, ma come forze concentrate sui due setti delle spalle. Questo è fatto per differenziare le diverse fasi realizzative della struttura, che prevedono prima una fase nella quale l'impalcato risulta appoggiato (in questa fase sono stati quindi scaricati solamente i pesi senza rendere la struttura continua con l'impalcato) e quindi una fase nella quale si realizza la continuità tra l'impalcato e il resto della struttura (in questa fase la continuità strutturale è modellata su Paratie tramite l'attivazione di tutti gli elementi plate dell'impalcato e continuando a mantenere attive le forze che ne rappresentano i pesi propri).

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- **Spinta delle terre:** la spinta delle terre è presa direttamente in considerazione dal programma di calcolo, una volta inserite la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche di ciascuno strato.
- **Carichi permanenti portati:** i carichi permanenti portati sono modellati come un carico uniformemente distribuito su tutto l'impalcato.
- **Carico dovuto all'azione termica stagionale:** il carico dovuto all'azione termica stagionale è applicato come due forze concentrate alle due estremità dell'impalcato. Esse sono state applicate in modo da modellare sia una condizione di espansione che una condizione di contrazione. Tenendo in considerazione un parametro α pari a 1.15×10^{-5} e DT stagionale = 30°C . Questo carico agisce a lungo termine con $n=18$.
- **Sovraccarico a tergo spalla:** il sovraccarico a tergo spalla è stato applicato come un carico uniformemente distribuito pari a 25 kN/mq per il ponte stradale e 5 kN/mq per la passerella ciclopedonale.
- **Carichi da traffico:** le azioni flettenti nell'impalcato indotte dai carichi da traffico vengono estratte dal modello Straus7, nel quale vi è la possibilità di inserire distintamente il carico distribuito e il carico tandem, azione che in Paratie non è consentita. Per questo motivo si è proceduto estraendo dal modello Straus7 il valore di momento flettente massimo negativo in spalla e noto questo valore, si è determinato un carico equivalente fittizio nel modello Paratie che generasse lo stesso momento negativo. In questo motivo si è quindi risalito dal modello Paratie alle azioni assiali, flettenti e taglianti trasferite dall'impalcato alle sottostrutture.
- **Azione sismica:** l'azione sismica è applicata su Paratie imponendo alla sua analisi pseudo-statica l'accelerazione massima ricavata da analisi di Risposta Sismica Locale pari a $0.266g$. Per considerare il contributo inerziale degli elementi strutturali

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

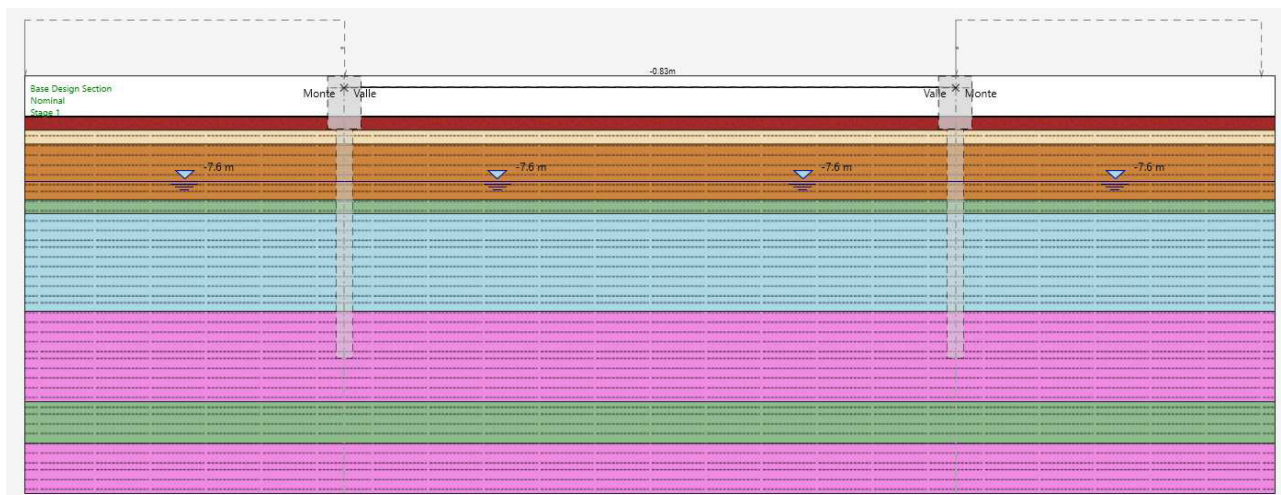
Relazione di calcolo strutturale

e dei carichi permanenti portati, sono state inoltre inserite in questa fase le forze inerziali corrispondenti.

Descrizione delle fasi:

Il modello implementato sul programma di calcolo Paratie è descritto tramite le fasi realizzative della struttura e le successive fasi di applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le fasi principali.

Fase 1: Fase iniziale caratterizzata dalla sola presenza del terreno naturale indisturbato.

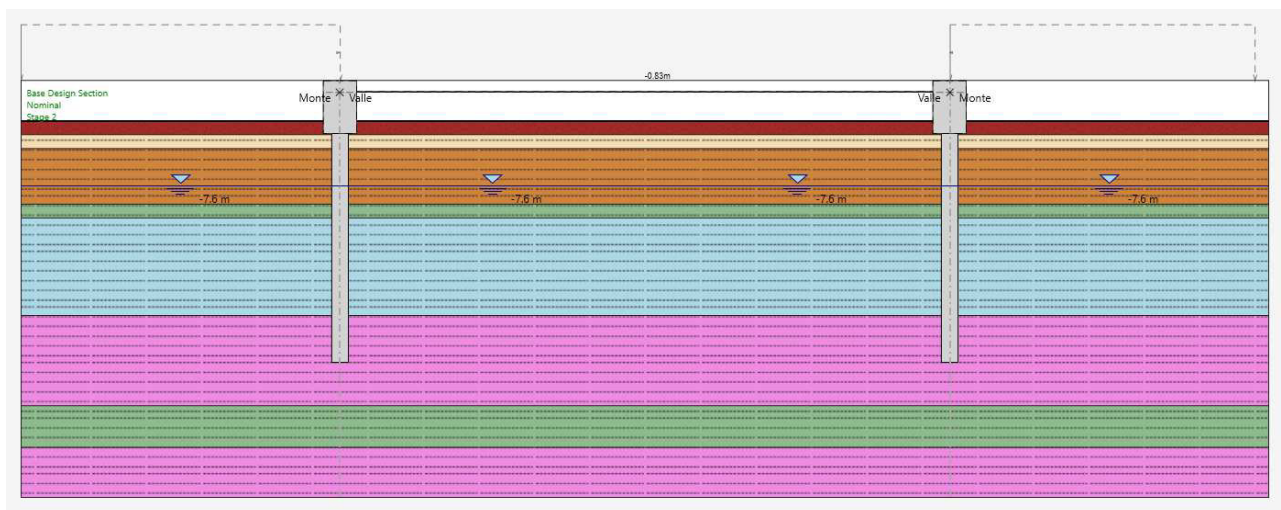


INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

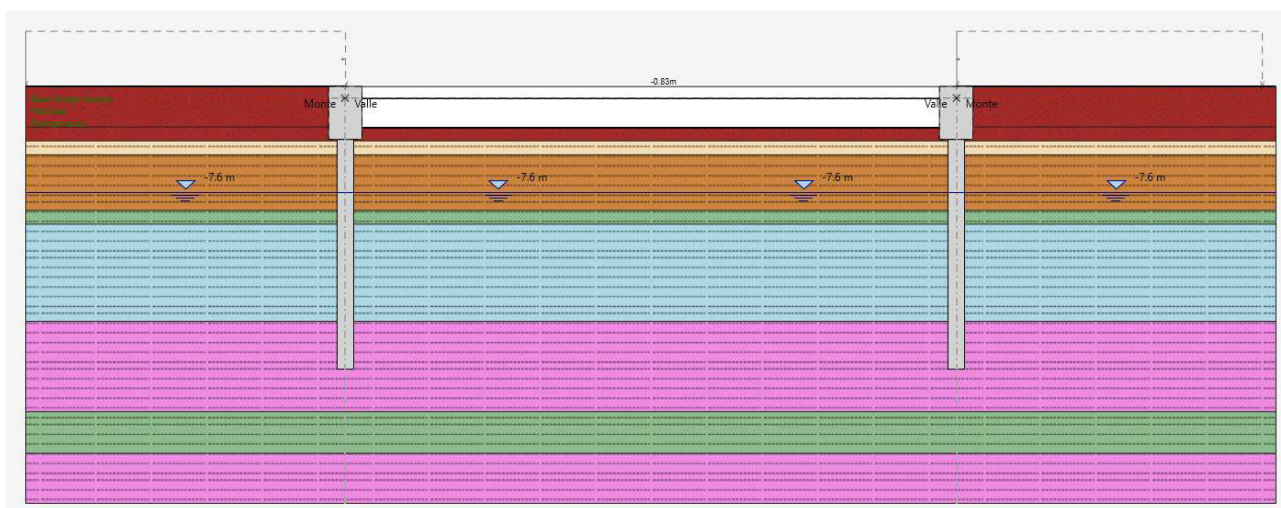
Documento

Relazione di calcolo strutturale

Fase 2: Fase di realizzazione dei pali di fondazione della struttura e spalle e della continuità con l'impalcato.



Fase 3: Fase di messa in opera del riporto a tergo spalla. Un'immagine della fase 7 viene riportata di seguito. In essa è attivato il terreno di riporto.

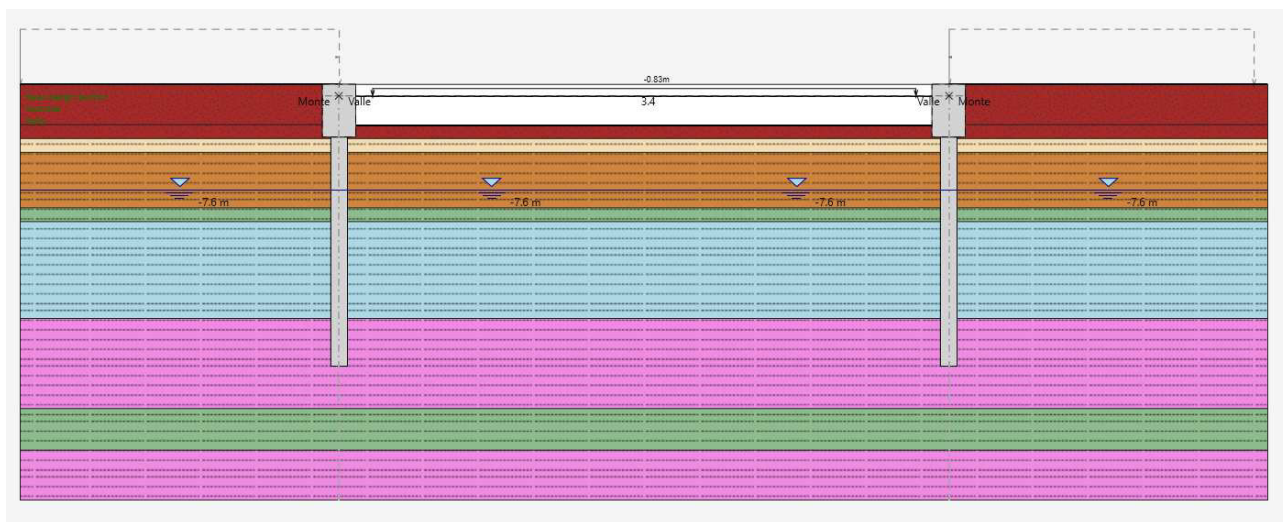


INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

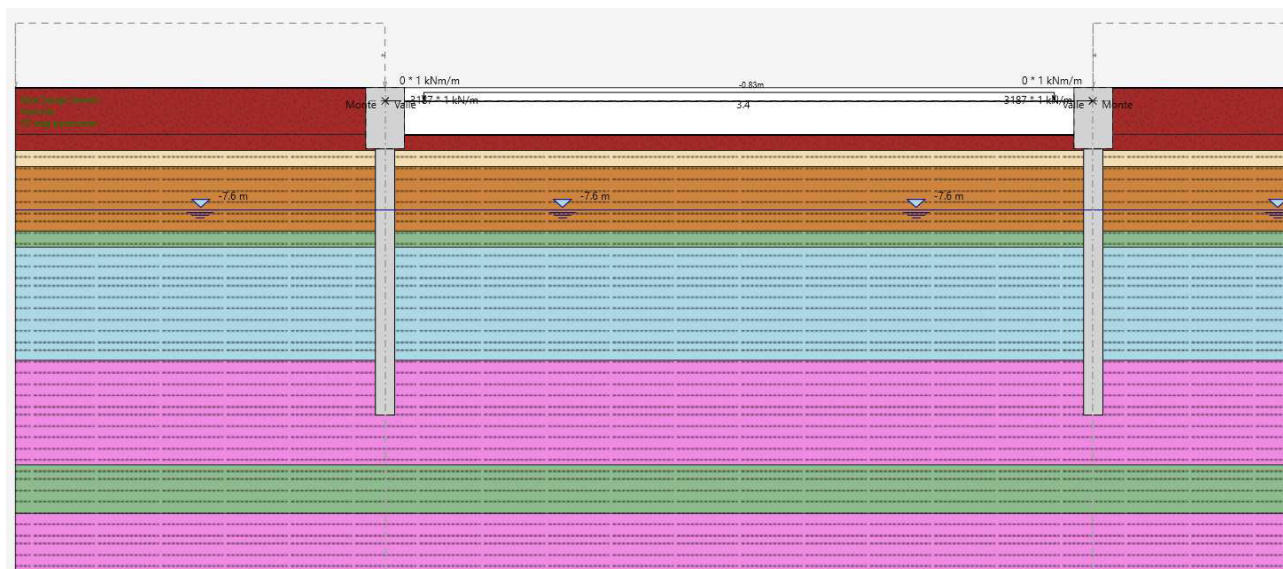
Documento

Relazione di calcolo strutturale

Fase 4: Fase di applicazione nel modello dei carichi permanenti portati. Un'immagine della fase 8 viene riportata di seguito. In essa è attivato il carico uniformemente distribuito che descrive i carichi permanenti portati.



Fase 5: Fase di applicazione della variazione termica stagionale come forze concentrate in testa spalla.

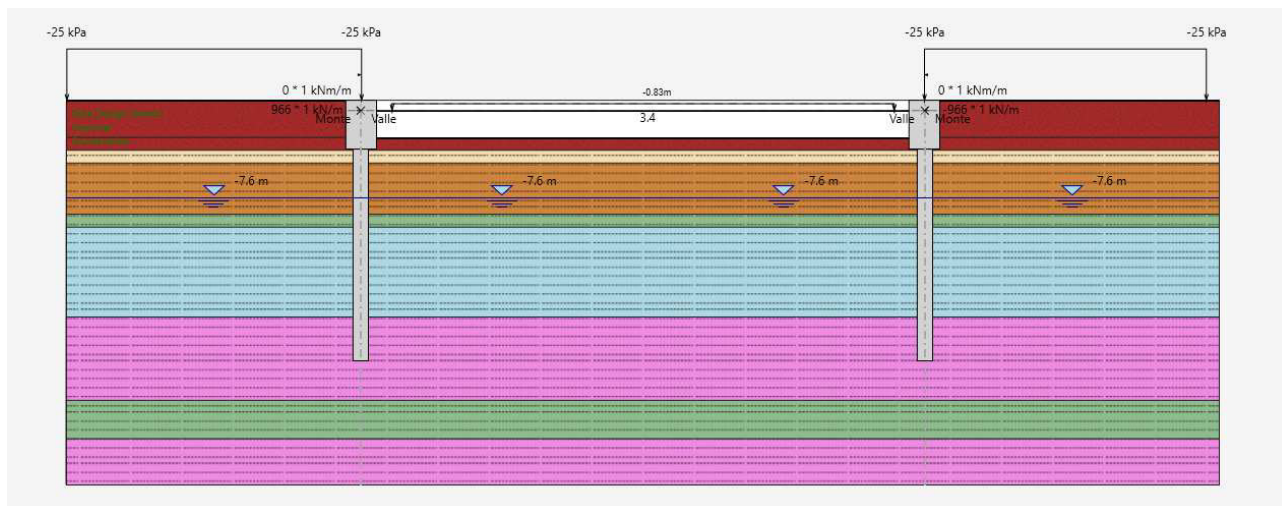


INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

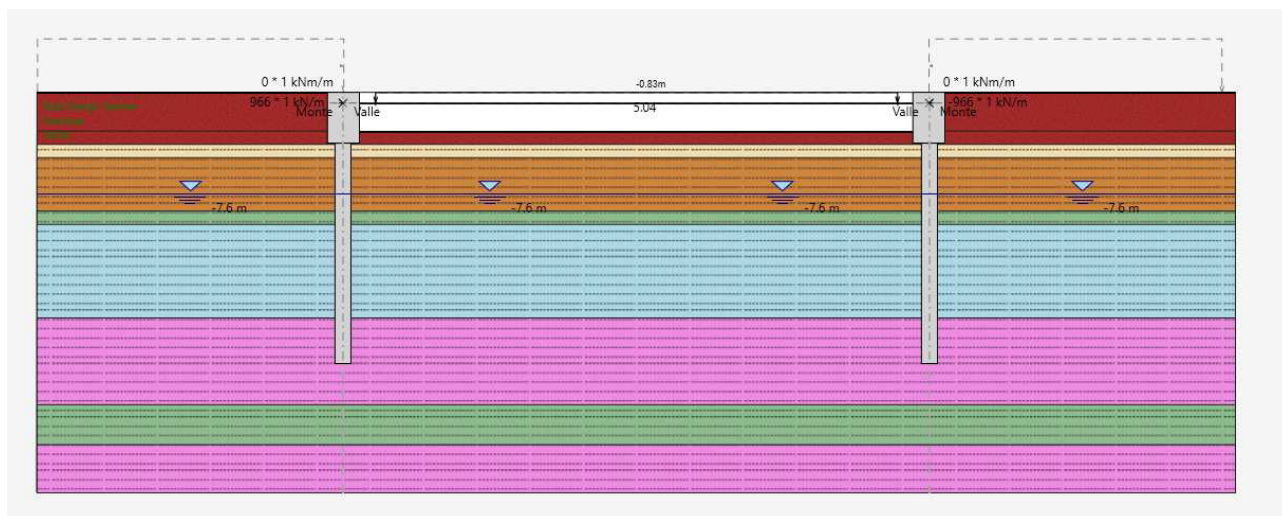
Documento

Relazione di calcolo strutturale

Fase 6: Fase di applicazione del sovraccarico a tergo opera:



Fase 7: Fase di applicazione del carico verticale sulla trave dovuto al vento:

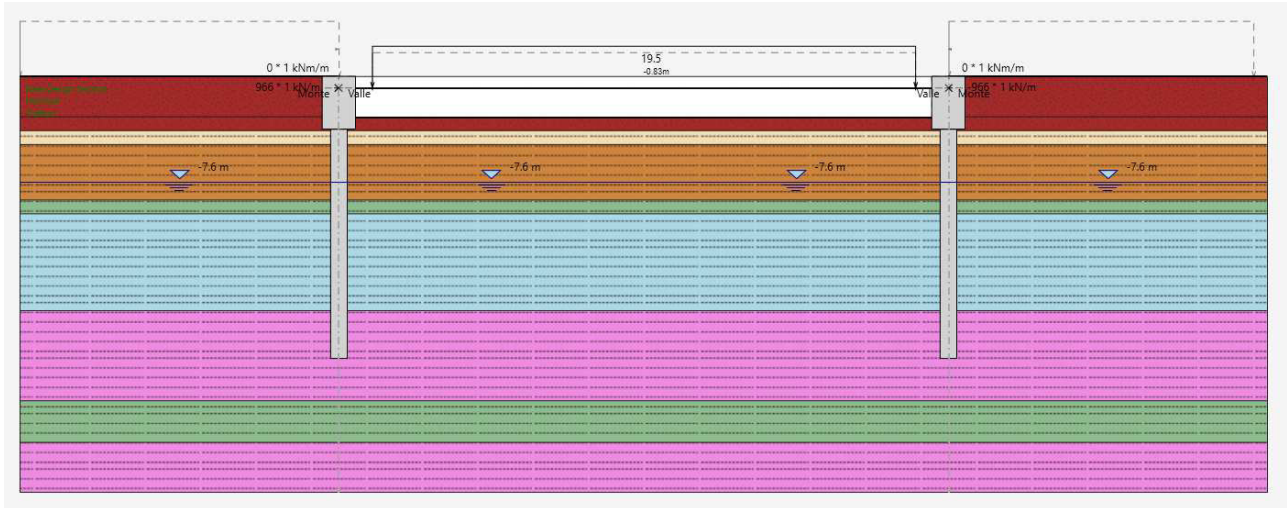


INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

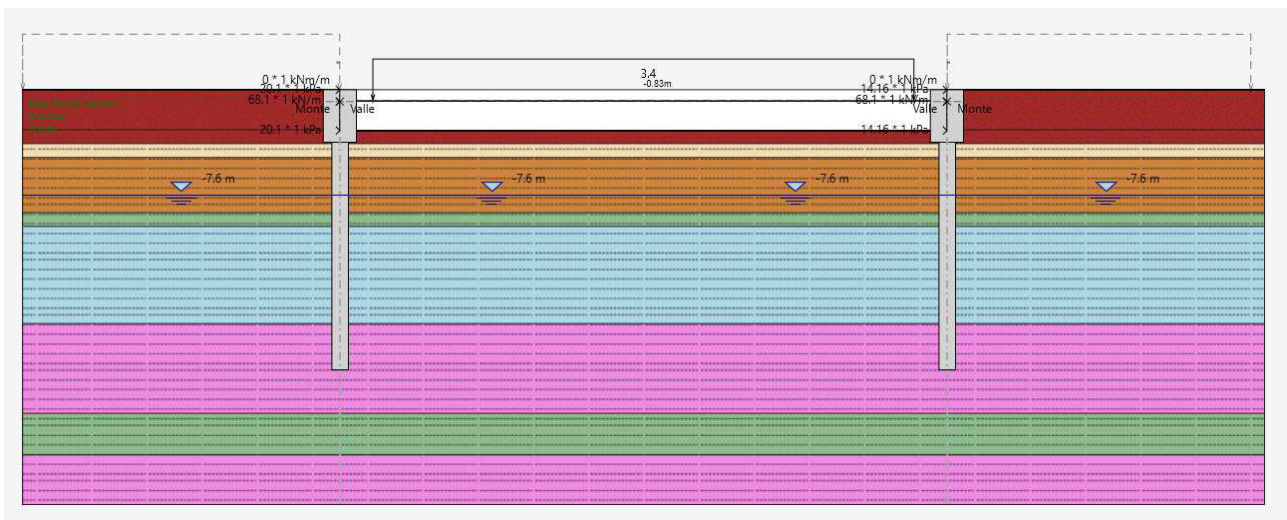
Documento

Relazione di calcolo strutturale

Fase 8: Fase di applicazione dei carichi verticali da traffico:



Fase 9: Azione sismica al modello, nel modo spiegato in precedenza nel presente capitolo. Un'immagine di tale fase viene riportata nel seguito. Esse sono quelle relative al peso proprio dell'impalcato e ai carichi permanenti portati. Essendo infatti descritti entrambi come carichi e non attraverso le proprietà degli elementi strutturali propri dei modelli, è necessario applicare manualmente le forze inerziali perché il programma non può farlo automaticamente.



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Tra le fasi successive si è proceduto o annullando il carico scaricando la struttura oppure sommando il nuovo carico variabile a quello precedente già agente. Ovviamente le sollecitazioni del singolo carico sono state ottenute come differenza tra la fase precedente e quella successiva.

6.3. Modello in Straus7

Il modello creato attraverso il software di calcolo Straus7 è monodimensionale ed è realizzato mediante uno schema monofilare agli elementi finiti costituito da elementi tipo "beam" di altezza variabile.

Il calcolo è stato svolto sulla singola trave longitudinale in sezione mista e lo studio dello stato di sollecitazione della trave è stato svolto per fasi costruttive come segue.

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-clt, l'analisi le azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione in tre fasi del comportamento dell'impalcato, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1 : Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre predalles e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

FASE 2 : Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, che interagiscono con la viscosità del calcestruzzo, si adotta per il calcestruzzo un valore del modulo elastico effettivo corrispondente a quello ottenuto adottando un coefficiente di viscosità come suggerito dalla normativa, che si traduce, in fase di verifica, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n pari a 18.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti con quelli viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Si è inoltre tenuto conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento (ma considerando la presenza dell'armatura lenta) nelle zone adiacenti alla spalla per una lunghezza pari a circa il 15% della luce del ponte da ciascun lato dell'impalcato.

In questa fase pertanto vengono applicati:

- Ritiro della soletta.

Le molle rotazionali in questo modello schematizzano il comportamento del terreno in condizioni drenate. I valori di tali molle sono stati dedotti da opportune considerazioni fatte sul modello Paratie realizzato e descritto compiutamente come visto.

FASE 3 : Corrisponde al transito dei carichi accidentali. Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale circa 6, per la classe di resistenza del calcestruzzo C32/40 adottata.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

In questa fase pertanto vengono applicati:

- Variazione termica differenziale tra soletta e struttura in acciaio;
- Carico accidentale da traffico.

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili da traffico è stato utilizzato lo strumento per i carichi mobili implementato in Straus7, basato sullo studio delle linee d'influenza, in modo da ottenere direttamente l'involuppo di tutte le sollecitazioni associate al traffico veicolare nelle sezioni di verifica.

La ripartizione trasversale è stata condotta secondo il metodo di impiegato il metodo di Courbon-Albenga.

Si vuole sottolineare che i calcoli sono stati svolti sulla trave dell'impalcato più sollecitata. Nel dettaglio, da considerazioni fatte sull'analisi dei carichi, come si vedrà in seguito in questa relazione, si evince che la trave più caricata per carichi strutturali, permanenti portati e variabili da traffico è quella lato pista ciclabile (trave di sinistra, spalle all'origine).

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

In ciascuno dei modelli realizzati, oltre che variare i carichi agenti coerentemente con la fase considerata, sono state opportunamente modificate le caratteristiche inerziali dei differenti conci, così da tenere conto correttamente della variazione di rigidità della travata lungo lo sviluppo longitudinale del cavalcavia.

Il primo modello rappresenta il cavalcavia nella fase 1 e dunque le sezioni sono state valutate con $n=\infty$. Non essendo stata ancora gettata la soletta, non vi è continuità materiale nel nodo tra impalcato e spalla, di conseguenza l'impalcato è modellato come una semplice trave appoggio-appoggio.

Il secondo modello rappresenta le fasi 2 e 3 e dunque le sezioni sono state valutate rispettivamente con $n=18$ ed $n=6$. Il getto della soletta è avvenuto e trattandosi di un ponte integrale si ha continuità materiale tra la soletta che caratterizza l'impalcato e la spalla. Le parti terminali dell'impalcato sono viste come degli incastri, di conseguenza alla porzione di conio ad essi adiacenti, per una estensione pari a circa il 15% della luce, sono state attribuite le proprietà geometriche fessurate.

Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Con riferimento all'intero impalcato vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifiche di resistenza e stabilità delle travi;
- verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nelle barre di armatura della soletta;
- verifica a fatica dei dettagli strutturali;
- verifica della connessione trave-soletta;
- verifica di stabilità flessione-torsionale delle travi;
- verifiche di resistenza e stabilità dei traversi;
- verifica delle giunzioni saldate;
- verifica di deformabilità;
- verifiche locali di dettagli costruttivi (irrigidenti trasversali, irrigidimenti di appoggio, etc.);

Per maggiore chiarezza nel capitolo relativo alle verifiche delle travi si preciseranno in dettaglio le metodologie di verifica impiegate. In generale comunque si precisa che, per

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

quanto riguarda le verifiche di resistenza delle sezioni di impalcato in acciaio-calcestruzzo, la resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico in funzione della classe della sezione stessa: se la sezione risulta appartenere alle classi 1 o 2 ("sezione compatta") è possibile adottare uno qualsiasi dei metodi citati, mentre per le sezioni di classe 3 o 4 ("sezioni snelle") risulta necessario riferirsi al metodo elastico o tutt'al più a quello elasto-plastico. Nel seguito, pertanto, si eseguirà innanzitutto la classificazione della sezione in esame in funzione del suo reale stato di sollecitazione e si provvederà a valutare la sua capacità resistente secondo il seguente criterio:

Classe 1 o 2: si adotterà il metodo plastico;

Classe 3 o 4: si adotterà il metodo elastico.

Si precisa inoltre che per le sezioni ricadenti in classe 4 verranno valutate le caratteristiche resistenti efficaci ricorrendo al "Hole-in-web method" come richiesto dalle norme EN 1993-1-1.

Valori coefficiente di omogeneizzazione:

Si determinano i valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio - calcestruzzo in accordo con i punti con le NTC 08 come evidenziato nel seguito.

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica $f_{ck}=32$ N/mm², ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 33345 \text{ N/mm}^2$$

Secondo la 11.2.5 delle NTC.

Il coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata risulta pertanto:

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 33345 = 6.3$$

si assume n = 6

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 75% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

$$\phi(t^\infty, t_0) = 2$$

in cui è stato assunto t_0 , tempo di applicazione dei carichi permanenti responsabili di effetti viscosi, tra 8 e 60 giorni. Noto il valore del coefficiente di viscosità si ricava il modulo elastico del conglomerato a tempo infinito:

$$E_{cls, \infty} = E / [1 + \phi(t^\infty, t_0)] = 11115 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls, \infty} = 210000 / 11115 = 18.89 \quad \text{si assume } n = 18$$

In sintesi si ha:

$n = \infty$: reagente solo la trave in acciaio sotto l'azione dei pesi strutturali;

$n = 18$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi differiti (permanentemente portati, ritiro, cedimenti...);

$n = 6$: reagenti trave e soletta collaborante sotto l'azione di carichi istantanei (carichi accidentali, variazioni termiche, vento....).

Soletta collaborante:

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2018, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. La larghezza collaborante per le diverse sezioni di verifica è calcolata come segue:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- Ponte stradale:

Dati per lo shear lag della soletta e delle flange (EN1994-2 5.4.1.2, EN 1993-1-5 3.2.1)

Type:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Elenco luci (m) es. 36,50,60... -->

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	b _{eff} (mm)	L _e (m)	b _{e1} (mm)	b _{e2} (mm)	beta1	beta2
0	2,000	2,150	400	0	4,150	44,00	1,800	1,950	1,000	1,000
11	2,000	2,150	400	1	4,150	44,00	1,800	1,950	1,000	1,000
33	2,000	2,150	400	1	4,150	44,00	1,800	1,950	1,000	1,000
44	2,000	2,150	400	0	4,150	44,00	1,800	1,950	1,000	1,000

- Passerella pedonale:

Type:

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ for $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ for $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ for $b_{eff,2}$

Elenco luci (m) es. 36,50,60... -->

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	b _{eff} (mm)	L _e (m)	b _{e1} (mm)	b _{e2} (mm)	beta1	beta2
0	685	565	400	0	1,250	43,55	485	365	1,000	1,000
9	685	565	400	1	1,250	43,55	485	365	1,000	1,000
17	685	565	400	1	1,250	43,55	485	365	1,000	1,000
22	685	565	400	0	1,250	43,55	485	365	1,000	1,000

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

6.4. Ripartizione trasversale per le travi principali

La ripartizione trasversale dei carichi accidentali è stata operata secondo la teoria di Courbon-Albenga. Per una posizione eccentrica dei carichi si avrà una rotazione rigida della sezione trasversale dell'impalcato che comporterà un aumento delle sollecitazioni nella trave longitudinale posta dalla parte dell'eccentricità stessa, in accordo con quanto indicato al capitolo 6. Il carico sulla trave i-esima dovuto ad una colonna di carico posta ad eccentricità e dal centro dell'impalcato, sarà valutato secondo la seguente relazione.

$$P_i = P \cdot \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

Dove:

- P_i = Porzione di carico accidentale sulla trave considerata
- n = numero di travi
- e = eccentricità del carico rispetto a centro dell'impalcato
- d_i = distanza della trave i-esima dal centro dell'impalcato

Si riportano di seguito le ripartizioni trasversali dei carichi da traffico per il ponte stradale. Per il ponte pedonale si è considerato una folla compatta corrispondente ad un carico distribuito di 5 kPa su tutta la larghezza trasversale dell'impalcato./

Ripartizione per Schema di carico 1:

Per valutare tali effetti si operano considerazioni d'equilibrio sulla sezione trasversale, per la quale è stata riportata nella seguente figura la posizione delle colonne di carico agenti e la rispettiva risultante.

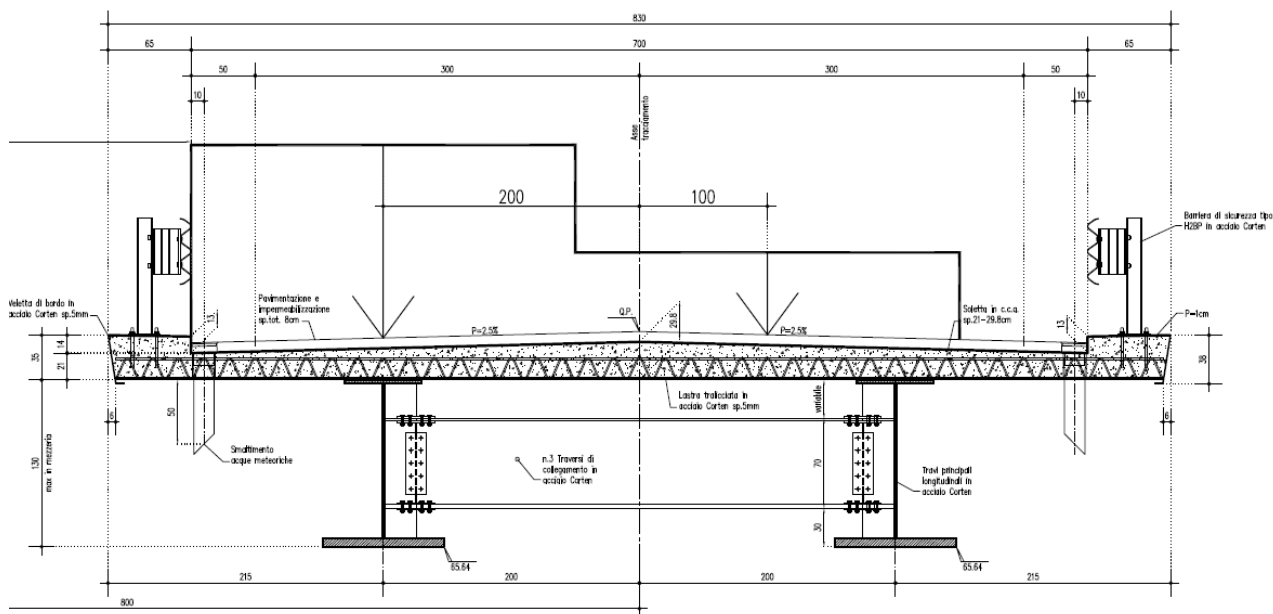
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

SEZIONE TRASVERSALE TIPO IMPALCATI 1:25

PONTE STRADALE



Con questo schema di carico viene sollecitata maggiormente la trave di sinistra. La prima colonna di carico è posizionata sulla parte destra della carreggiata.

Indicando con $\rho_1 = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_1}{d_1^2 + d_2^2}$ il coefficiente di ripartizione trasversale per la trave di riva, si

ottiene:

- Carichi distribuiti:

N°Travi	2	APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	27 kN	Carico_F	7.5 kN	Carico_F	0 kN
			eccentricità	-2 m	eccentricità	1 m	eccentricità	2 m
d_trave 1	-2 m	SI	k1	1.0000	27.00	k1	0.2500	1.88
d_trave 2	2 m	SI	k2	0.0000	0.00	k2	0.7500	5.63
							k2	1.0000
								0.00

$q_{tot} = 28.88$ kN/m a trave

- Carichi tandem:

N°Travi	2	APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	300 kN	Carico_F	200 kN	Carico_F	0 kN
			eccentricità	-2 m	eccentricità	1 m	eccentricità	1.15 m
d_trave 1	-2 m	SI	k1	1.0000	300.00	k1	0.2500	50.00
d_trave 2	2 m	SI	k2	0.0000	0.00	k2	0.7500	150.00
							k2	0.7875
								0.00

$Q_{tot} = 350$ kN a trave

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

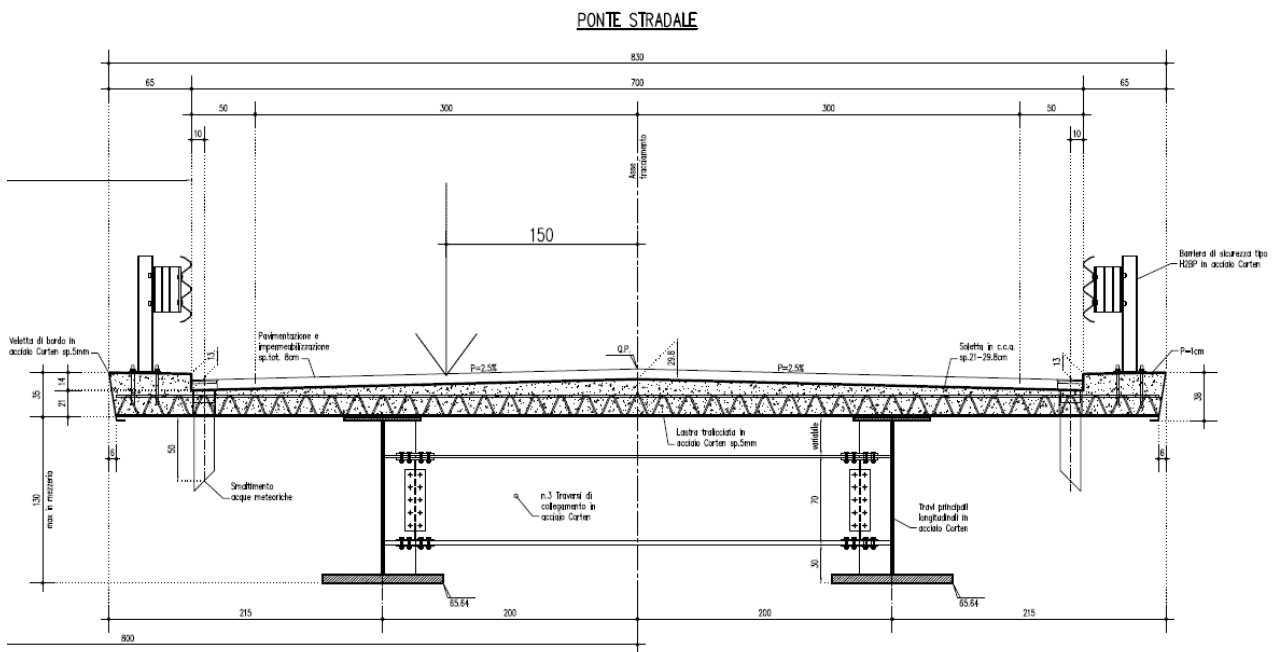
Ripartizione trasversale per lo schema di carico a fatica 1:

In accordo con il capitolo 5 della normativa NTC2018, le verifiche devono essere condotte considerando spettri di carico differenziati a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento.

Applicando le formule descritte in precedenza per il modello di fatica FML3 costituito dalle impronte di carico previste dalla normativa applicate sulla corsia fisica, si ottiene il relativo coefficiente di ripartizione trasversale.

Si ipotizza, per questo schema di carico, il treno di carico centrato nella corsia di sinistra:

SEZIONE TRASVERSALE TIPO IMPALCATI 1:25



Si ottiene:

N°Travi	2	APPOGGIO	Carico_F	120	kN
		ESISTENTE	eccentricità	-1.5	m
d_trave 1	-2	m	k1	0.8750	105.00
d_trave 2	2	m	k2	0.1250	15.00

$Q_{FLM03} = 105 \text{ kN a trave.}$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7. Criteri di calcolo

7.1. Criteri di definizione delle azioni di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi considerati nelle verifiche sono nominati, come suggerito dalla norma, con la nomenclatura di seguito riportata

- g1 Peso proprio degli elementi strutturali
- g2 Peso proprio dei carichi permanenti portati (pavimentazioni, parapetti ecc...)
- g3 Altre azioni permanenti
- ϵ 1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto
- ϵ 2 Ritiro e Viscosità
- ϵ 3 Variazioni termiche
- ϵ 4 Cedimenti vincolari
- q1 Carichi variabili da traffico
- q2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità
- q3 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione
- q4 Azione centrifuga
- q5 Azioni di Neve e Vento
- q6 Azioni Sismiche
- q7 Resistenze passive dei vincoli
- q8 Urto di veicolo in svio

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.14 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

– **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{g_i} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{\varepsilon_i} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{q_i} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione frequente** (SLE),, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

Nelle quali:

Le azioni eccezionali connesse agli urti sono prese singolarmente per ogni combinazione.

L'azione sismica verticale non è significativa nel dimensionamento dell'impalcato in quanto non contemporanea al traffico.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7.2. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli Stati Limite di Esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli Stati Limite Ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di Esercizio sia Ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche allo SLV.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7.3. Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica

Ai sensi del D.M. 17/02/2018 si esegue la determinazione dei parametri sismici che caratterizzano il sito di riferimento. I dati sismici del sito di costruzione, di seguito riportati, sono relativi alla sismicità propria del sito di ubicazione.

I parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, vengono determinati conformemente a quanto previsto nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018 e sulla base delle caratteristiche dell'opera progettata.

Trattandosi di un ponte di importanza strategica, si assume quale valore di vita nominale $V_N=100$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera si colloca in Classe d'uso II. Alla suddetta classe d'uso è associato un valore del coefficiente d'uso $C_U=1,0$.

Si determina quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

La classificazione del terreno di fondazione è determinata sulla base delle risultanze della relazione geotecnica allegata alla documentazione.

Le condizioni topografiche del sito, come dichiarato in relazione geotecnica, sono riconducibili a quelle della categoria T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$). La normativa vigente associa alla suddetta categoria un coefficiente di amplificazione topografica $ST=1$.

Nella tabella seguente si riassumono i dati di base di caratterizzazione sismica:

Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso (C_U)	1.0
Periodo di riferimento (V_R)	50 anni
Categoria topografica	T1
Terreno	C

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

I valori dei parametri sismici, caratterizzanti la sismicità del sito, sono costituiti da:

- accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g);
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0);
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (T_C^*).

I dati relativi alle caratteristiche spettrali, per il sito oggetto del presente progetto, sono i seguenti:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.161 g
F_0	2.368
T_C	0.291 s
S_S	1.471
C_C	1.579
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.471
η	1.000
T_B	0.153 s
T_C	0.459 s
T_D	2.245 s

Facendo riferimento all'indagine di sismica, il terreno risulta di categoria C.

$$a_{\max}(\text{SLV}) = 0.161 \times 1.471 = 0.237\text{g}$$

In realtà, come si evince dalla relazione geologica a disposizione, a valle di una analisi di Risposta Sismica Locale si è rideterminato il valore di a_{\max} che risulta:

$$a_{\max}(\text{SLV}) = 0.258\text{g}$$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

1.1.1. Analisi sismica delle spalle

Con riferimento al § 7.9.2 NCT2019, le spalle rientrano tra le opere alle quali non è richiesta capacità dissipativa. Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico (fattore di struttura assunto unitario). Queste strutture, muovendosi con il terreno, non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo: le forze di inerzia di progetto possono pertanto essere determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \cdot S$ (§ 7.9.5.6.2 NTC2019).

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici di seguito definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso in quanto di pertinenza, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Il calcolo dell'azione sismica verticale e dell'azione sismica orizzontale dovuta alla massa inerziale attinente alla struttura della spalla ed al terreno imbarcato viene eseguito con analisi pseudostatica (NTC § 7.11.6) mediante metodi di equilibrio limite. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità;

L'accelerazione massima è valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Essendo la spalla una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume valore unitario (NTC § 7.11.6.2.1).

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Le spinte delle terre, per quanto riguarda i muri di risvolto, e quindi in direzione trasversale al ponte, sono calcolate in regime di spinta attiva, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con la formula di Mononobe-Okabe:

$$\Delta P_d = 1/2 \cdot S \cdot (1 + k_v) \cdot (K - k_a) \cdot g \cdot h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione della sovraspinta che interessa la spalla sui muri di risvolto è posto $h/2$.

In direzione longitudinale invece, il contributo dato dall'azione sismica, è tenuto in conto con l'ausilio del programma di calcolo Paratie. In esso è infatti implementata un'analisi pseudo-statica dipendente solamente dall'accelerazione massima, che restituisce direttamente le sollecitazioni elementari dovute all'azione sismica sugli elementi strutturali della struttura. Quanto detto è riportato nel capitolo 6 relativo all'analisi su Plaxis 2D.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7.4. Spinta delle terre

In condizioni statiche, la spinta del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo. Le caratteristiche geomeccaniche assunte per il terreno utilizzato per il terrapieno della spalla sono valutate in uniformità a quanto previsto dal capitolato d'appalto in materia di materiale da rilevato e riportati in sede di analisi della struttura, quali dati di base nella definizione delle azioni di spinta delle terre.

L'andamento delle tensioni orizzontali efficaci assume forma triangolare con valore massimo alla base:

$$\sigma = K \gamma H \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta statica è pari a:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad $H/3$.

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $q_{es}=25.00 \text{ kN/m}^2$ per il ponte stradale e $q_{es}=5.00 \text{ kN/m}^2$ per il ponte pedonale.

Il diagramma delle tensioni orizzontali che ne scaturiscono ha andamento costante con modulo pari a:

$$\sigma_q = q_{es} \cdot k \quad [\text{kN/m}^2]$$

La risultante di spinta è pari a:

$$S_q = q_{es} \cdot H \cdot k \quad [\text{kN/ m}]$$

La risultante di spinta è applicata a $1/2$ dell'altezza dalla base.

Le considerazioni appena viste valgono per la modellazione realizzata con il modello unifilare di Straus7. Il calcolo delle spinte del terreno sul modello Plaxis 2D è invece effettuato direttamente dal software.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

7.5. Criteri di definizione delle resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

Carpenteria metallica	Resistenza delle sezioni	γ_{M0}	1.05
	Resistenza all'instabilità	γ_{M1}	1.10
	Resistenza alla rottura	γ_{M2}	1.25
	Resistenza dei pioli	γ_v	1.25
	Resistenza alla fatica	γ_f	1.35
	Resistenza a scorrimento SLE delle bullonature	γ_{M3}	1.10
Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.50
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

8. Criteri di verifica dell'impalcato

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-08 cap. 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti Eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica (quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica
 - Shear Buckling
 - Controllo intenzione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

8.1. S.L.U. - Resistenza delle sezioni

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti.

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

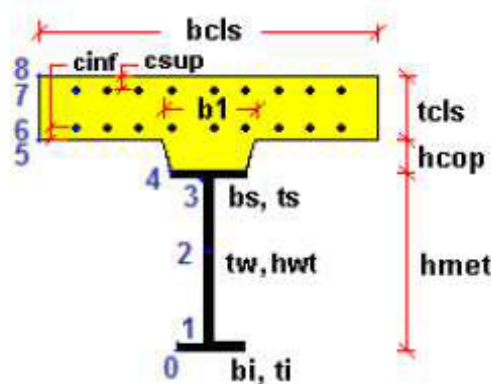
Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame

- Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico η_1 ; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro. Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre, in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$ (sezione intera)

$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$ (sezione costituita dalle sole flange)

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{x,i} |$).

8.2. S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

8.3. S.L.E. - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr.1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_{σ}, k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

8.4. S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-18 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_U \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_V}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$V_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$V_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata.

- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n pioli è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

8.5. S.L.F. - Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (istruzioni NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del transito di uno specifico modello di carico (FLM3). L'azione oscillante del singolo automezzo, opportunamente calibrata mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, fornisce l'impatto del traffico reale sul dettaglio considerato.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ escursione tensionale, valutata in combinazione di progetto a fatica.

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per $2e6$ cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

Verifica a fatica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza alla norma e nell'ottica del concetto di vita illimitata si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (dettagli secondari)

1.1.2. Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 § 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

carico, si fa riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-08 § 5.1.4.3. La strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 4.

Tabella 5.1.X – *Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta*

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

- **Coefficiente λ_1 - λ_{v1}**

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona in prossimità degli appoggi interni, con riferimento alla luce L calcolata secondo lo schema di cui alla EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2).

λ_1 , 9.5.2 (2) EN 1993-2, 2006(E)

			Bending moment	Shear force
at midspan		$2.55 - 0.7 (L-10) / 70$	$L = \text{length of span under consideration}$	$L = 0.4 * \text{span under consideration}$
at support	$L < 30 \text{ m}$	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	$L = \text{the mean of two adjacent spans}$	$L = \text{length of span under consideration}$
	$L \geq 30 \text{ m}$	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

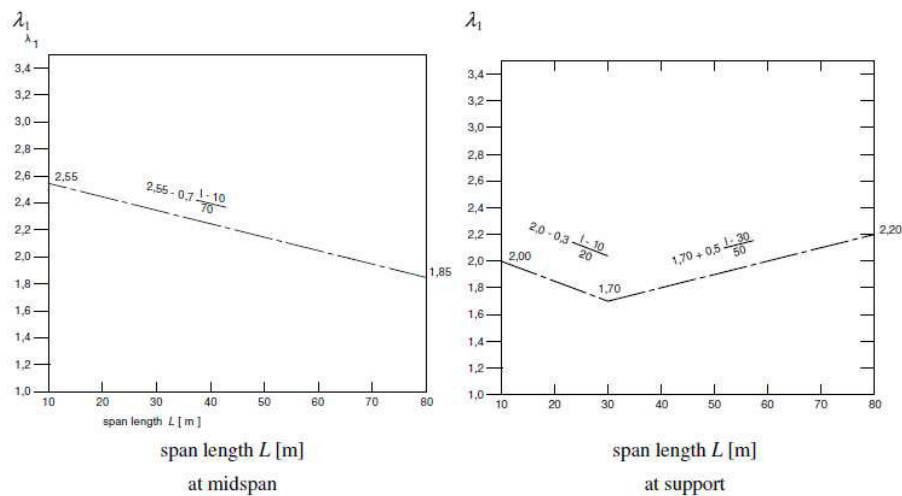


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

- Coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per la valutazione dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 § 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 1.25e5$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. prec.)

$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei veicoli frequenti per la tipologia di strada considerata, e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-18 cap. 5, e di seguito riportati.

Fattore equivalente di danno LAMBDA2 per ponti stradali
— □ ×

Calcolo

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

$$\lambda_{v2} = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/8} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^8}{\sum n_i} \right)^{1/8}$$

$\lambda_2 = 0.643$ $\lambda_{v2} = 0.753$

Qo = 480 kN (peso dell'FML3)
 No = 0.5E6
 Nobs = 1.25E+5 (Cfr. Tab. 4.5)
 Qm1 = 407 kN (Cfr. Tab. 4.7)
 Qm1v = 430.1 kN (Cfr. Tab. 4.7)

Numero di osservazioni

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane. EN 1991-2:2003 (E)

Traffic categories		N _{obs} per year and per slow lane
<input type="radio"/>	1 Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	2,0 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	2 Roads and motorways with medium flow rates of lorries	0,5 × 10 ⁶
<input checked="" type="radio"/>	3 Main roads with low flow rates of lorries	0,125 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	4 Local roads with low flow rates of lorries	0,05 × 10 ⁶
<input type="radio"/>	User	

Distribuzioni del carico pesante

Table 4.7 - Set of equivalent lorries. EN 1991-2:2003 (E)

	Q ₁ = 200 kN	Q ₂ = 310 kN	Q ₃ = 490 kN	Q ₄ = 390 kN	Q ₅ = 450 kN	
<input type="radio"/>	20%	5%	50%	15%	10%	Long distance
<input checked="" type="radio"/>	40%	10%	30%	15%	5%	Medium distance
<input type="radio"/>	80%	5%	5%	5%	5%	Local traffic
<input type="radio"/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	User <input type="button" value="Calcola"/>

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

- coefficiente λ_3 - λ_{v3}

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 §9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

dove t_{Ld} è vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la verifica dei connettori si opera la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 come nel caso precedente.

- coefficiente λ_4 - λ_{v4}

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 § 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si ha:

e = eccentricità FLM3 rispetto all'asse dell'impalcato

b = interasse fra le travi principali

$$\eta_1 = 1/2 + e/b$$

$$\eta_2 = 1/2 - e/b$$

$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\lambda_4 = 1.15$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.12$ per i connettori

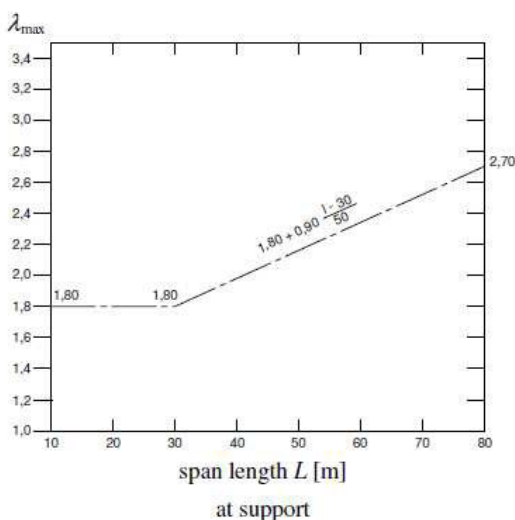
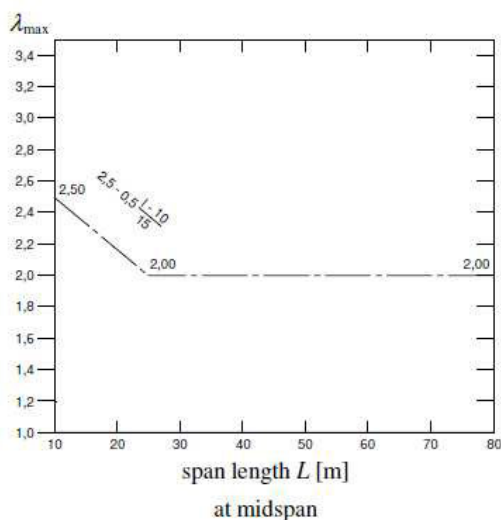
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno (per il momento flettente) è limitato superiormente dal fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 §9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

1.1.3. Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabanda sup. - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Piattabanda inf. - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6 (5)	tab.8.1 EN 1993-1-9
Giunz. di testa piattabande (1)	categoria/dettaglio:	90/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa piattabande (2)	categoria/dettaglio:	112/1 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa anime (1)	categoria/dettaglio:	90/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunz. di testa anime (2)	categoria/dettaglio:	112/1 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab.8.2 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

per giunzioni fra piatti di spessore diverso

per giunzioni fra piatti di spessore uguale

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. EN 1993-1-9	categoria/dettaglio:	80/9 (*)	tab.8.4
Saldatura piolo - rottura piolo 1-9	categoria/dettaglio:	90/10	tab.8.5 EN 1993-

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Per le piattabande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$
$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

9. Analisi dei carichi

Si riportano i carichi utilizzati nel dimensionamento dell'impalcato.

9.1. Carichi permanenti (g_1 e g_2) – Ponte Stradale

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta, per la trave sinistra (le unità di misura utilizzate sono kN e m):

	Peso a m ²	Peso per trave a ml
PESO ACCIAIO	3.00 kN/m ²	12.45 kN/m
SOLETTA e LASTRA METALLICA	6.40 kN/m ²	26.50 kN/m
PAVIMENTAZIONE	3.00 kN/m ²	10.50 kN/m
CORDOLO		2.12 kN/m
BARRIERE		1.50 kN/m

Pesi strutturali:

Peso strutturale a trave: 38.95 kN/m

Permanenti portati:

Peso a trave: 14.12 kN/m

9.2. Carichi permanenti (g_1 e g_2) – Passerella Pedonale

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta, per la trave sinistra (le unità di misura utilizzate sono kN e m):

	Peso a m ²	Peso per trave a ml
PESO ACCIAIO	2.50 kN/m ²	3.34 kN/m
SOLETTA e LASTRA METALLICA	3.88 kN/m ²	5.19 kN/m
PAVIMENTAZIONE	0 kN/m ²	0 kN/m

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

CORDOLO		0 kN/m
BARRIERE		1.00 kN/m

Pesi strutturali:

Peso strutturale a trave: 8.53 kN/m

Permanenti portati:

Peso a trave: 1.00 kN/m

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

9.3. Ritiro differenziale fra trave e soletta (ϵ_2)

L'azione da ritiro è stata determinata secondo il punto 11.2.10.6 delle NTC 2018. Si è considerato un **calcestruzzo a ritiro compensato**.

La dilatazione lineare specifica finale da ritiro per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 55% e avente dimensione fittizia $h_0=2A_c/u \cong 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta:

$$\epsilon_{sh} = 0.00012$$

in cui è stato assunto t_0 , età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, compreso tra 8 e 60 giorni.

Per le travi, essendo elementi composti acciaio-calcestruzzo, si sono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{sh} * E_s / n_{f2b} * b_{eff} * t_{cls}$$
$$M_r = N_r * e$$

In particolare con "e" si è indicata l'eccentricità fra il baricentro della soletta e il baricentro della sezione composta omogeneizzata. In sede di verifica tensionale, nella soletta, alle tensioni indotte da N_r e M_r si aggiunge lo stato di coazione locale di trazione $\sigma_{sh} = \epsilon_{sh} * E_s / n_{f2b}$.

Gli effetti del ritiro primario nelle verifiche sono calcolati automaticamente dal software Ponti EC4 sezione per sezione, e sono ignorati nelle zone fessurate in accordo a EN1994-2, 5.4.2.2 (8); gli effetti secondari sono presi in conto dalla modellazione globale effettuata con Straus7 di cui si riportano nel seguito dei paragrafi le sollecitazioni tramite opportuni gradienti termici forniti da PontiEC4.

9.4. Variazione termica differenziale (ϵ_3)

Nelle strutture miste, vista la differente inerzia termica dei materiali che costituiscono l'impalcato, si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di $\pm 10^\circ\text{C}$, come da

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

indicazioni in EC1 Parte 5 Cap 6.1 previsto dall'Approccio 2 per impalcati misti acciaio-calcestruzzo.

Questa coazione è stata trattata in termini analoghi al ritiro: si sono cioè implementati gli effetti iperstatici nel modello Straus7, e gli effetti isostatici sono calcolati sezione per sezione in Ponti EC4 così come descritto per il ritiro.

La dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha * \Delta T = 1,15 \text{ E-5} \times 10 = 1.15 \text{ E-4}$$

9.5. Variazione termica uniforme (ε_3)

Negli impalcati integrali riveste un ruolo di grande importanza anche la variazione termica uniforme o stagionale. Tale effetto produce un complessivo allungamento, nel caso di variazione termica positiva, o accorciamento, nel caso di variazione termica negativa, dell'impalcato. Allungamento o l'accorciamento producono quindi spinte o trazioni sulle spalle. Prendendo ad esempio il caso della variazione termica positiva e quindi dell'allungamento, l'impalcato sentirà un'azione di compressione tanto maggiore, maggiore è la rigidità alla traslazione della spalla e del terreno che sta dietro ad essa. Inoltre, a seguito dell'allungamento dell'impalcato e del conseguente spostamento della spalla, quest'ultima ruoterà anche. Tale rotazione genererà un momento che andrà ad aggiungersi a quello prodotto dai carichi verticali. Come detto in precedenza le azioni sopra citate saranno tanto maggiori, maggiori sono le rigidità di spalla e terreno, di conseguenza, questi effetti saranno più rilevanti nel caso in cui l'impalcato voglia allungarsi e allo spostamento si oppongano sia la spalla che il terreno, piuttosto che nel caso in cui l'impalcato voglia accorciarsi e quindi rimanga la resistenza della spalla ma venga meno quella del terreno. Per questa ragione sono state prese in considerazione solo le azioni prodotte da variazione termica positiva generante allungamento.

Si considera una variazione termica uniforme sulla soletta di +30°C, come da indicazioni in EC1 Parte 5 Cap 6.1, la dilatazione termica differenziale considerata nei calcoli è la seguente:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha * \Delta T = 1,15 \text{ E-5} \times 30 = 3.45 \text{ E-4}$$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

9.6. Cedimenti differenziali delle spalle (ϵ_A)

Non sono significativi per lo stato tensionale della struttura.

9.7. Carichi da traffico (verifiche di resistenza) (q_1)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 5 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale;
- Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m² su una larghezza di 3.00m
- Schema di carico 5 con carico distribuito di 5.00 kPa.

Dai carichi descritti si sono individuati diversi schemi di carico, mirati a massimizzare gli effetti sulle travate.

Secondo quanto riportato nel capitolo 6.4: "Ripartizione trasversale per le travi principali", i carichi sollecitanti le travi non saranno quelli sopra citati nella loro totalità ma una loro percentuale. Nello specifico i carichi utilizzati nel modello sono i seguenti.

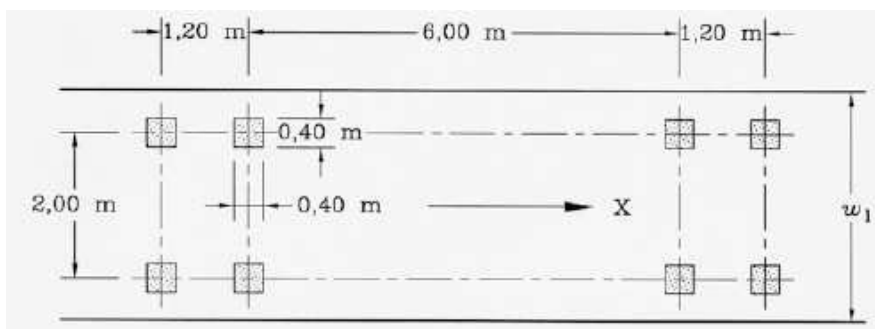
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

9.8. Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ . Pertanto si considera il transito sulla corsia lenta del veicolo FLM3, formato da 4 assi da 120.0 kN ciascuno, ed avente la configurazione planimetrica indicata in figura.



La struttura in esame è a carreggiata unica con doppio senso di marcia e pertanto si considera la presenza di due corsie lente, posizionate nella loro collocazione reale di progetto. La presenza della doppia corsia lenta e delle rispettive posizioni, è tenuta in conto attraverso il coefficiente λ_4 .

Per la valutazione degli effetti dei carichi variabili da fatica è stato utilizzato lo strumento per i carichi mobili implementato in Straus7, basato sullo studio delle linee d'influenza, in modo da ottenere direttamente l'involuppo di tutte le sollecitazioni associate alla fatica nelle sezioni di verifica.

9.9. Azione di frenamento dei veicoli (q_3)

Tale sollecitazione non è presa in considerazione poiché nel nostro caso produce sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

9.10. Azione centrifuga (q_4)

Essendo l'opera in rettilineo, l'azione centrifuga non è presente.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

9.11. Azione sismica (q_6)

L'azione sismica sulla costruzione è stata calcolata in accordo col paragrafo 3.2 delle NTC 2018.

9.12. Spinta delle terre e del sovraccarico a tergo

La spinta delle terre e la spinta generata dalla presenza del sovraccarico a tergo, per quanto riguarda le spalle e l'impalcato, è stata calcolata come descritto in precedenza. Lo stesso contributo sui pali di fondazione è invece preso direttamente in considerazione all'interno del modello di Paratie.

9.13. Effetto dell'attrito terreno/struttura

Nella valutazione dei coefficienti di spinta (attiva e passiva) è necessario tenere in conto che l'angolo di attrito tra manufatto e terreno (δ) risulta inferiore all'angolo di attrito interno del terreno. Nel caso in studio si assume quanto segue:

- $\delta/\phi = 0.50$; sia lato passivo che attivo.

9.14. Coefficienti di spinta in condizioni statiche

• Spinta a riposo

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$k_o = 1 - \tan(\phi') \text{OCR}^\alpha$$

con :

$$\alpha = 0.5$$

OCR = grado di sovraconsolidazione

Per pendio inclinato (β) si può considerare che la spinta a riposo sia parallela al p.c. e che il coefficiente k_o valga:

$$k_{o\beta} = k_o (1 + \tan\beta)$$

• Spinta attiva

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) viene valutato ricorrendo alla correlazione generale di Mueller-Breslau basata sulla teoria di Coulomb e riferita a superfici di rottura piane. In questo caso l'approssimazione (rispetto a quanto si sarebbe ottenuto considerando superfici di rottura di geometria complessa) risulta molto contenuta e a favore di sicurezza.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

φ = angolo d'attrito del terreno

α = angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale)

δ = angolo d'attrito terreno-parete

β = inclinazione del terreno a monte rispetto all'orizzontale

- **Spinta passiva**

Per il calcolo del coefficiente di spinta passiva si fa riferimento a superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) come suggerito da Caquot & Kerisel (1948).

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• Spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (contributo statico + sismico) viene calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \vartheta - \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \vartheta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$$\vartheta = \arctan k_h / (1 \pm k_v)$$

Definito il coefficiente di spinta attiva (K_{as}) come sopra indicato (contributo statico + contributo del sisma) è possibile risalire all'incremento di spinta dovuto al solo sisma operando come segue:

- Si calcola la spinta attiva in condizioni statiche: $S_a = [(1/2 \cdot \sigma'_v \cdot H^*) + q \cdot H^*] \cdot K_a$
- Si calcola la spinta attiva in presenza di sisma: $S_{as} = [(1/2 \cdot \sigma'_v \cdot H^*) + q \cdot H^*] \cdot (1 + k_v) \cdot K_{as}$
- Si calcola l'incremento dovuto al solo sisma: $\Delta S_{as} = S_{as} - S_a$

La forza così calcolata viene applicata all'opera di sostegno in termini di pressione omogenea su tutta l'altezza di calcolo H^* :

$$\Delta P_s = \Delta S_{as} / H^*$$

Come altezza di calcolo si considera l'altezza di scavo.

• Spinta passiva

Il coefficiente di spinta passiva in condizioni sismiche è valutato secondo il metodo di Mononobe & Okabe.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

10. Travi longitudinali – Ponte Stradale

10.1. Proprietà geometrico-statiche delle travi longitudinali

L'impalcato risulta suddiviso in 3 tipologie di conci ad altezza variabile, essendo l'impalcato simmetrico, che si differenziano per i differenti spessori delle lamiere componenti la sezione, selezionate in funzione del relativo impegno statico.

La tabella seguente restituisce la lunghezza dei vari conci, unitamente all'ubicazione lungo la campata.

Scansione conci:

L _{tot trave}	45.40 m	
Concio A	9.00 m	Concio di spalla
Concio B	8.70 m	Concio intermedio
Concio C	10.00 m	Concio di mezzeria

	Concio A-E	Concio B-D	Concio C
Piattabanda superiore	600x45	600x60	600x65
h anima	var. 1059-1220	var. 1193-1283	Var. 1283-1300
Spessore anima	22	18	16
Piattabanda inferiore	950x45	950x65	950x75

Le proprietà geometrico-statiche delle sezioni di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4. Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda e alla figura sottostante:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

	Legenda	
A	Area sezione	
Z_G	Distanza baricentro da intradosso	
J_y	Inerzia verticale	
J_z	Inerzia orizzontale	
$W_{y,0}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore	
$W_{y,1}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. inferiore	
$W_{y,3}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore	
$W_{y,4}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore	
$W_{y,5}$	Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.	
$W_{y,6}$	Modulo resistenza layer inferiore armatura	
$W_{y,7}$	Modulo resistenza layer superiore armatura	
$W_{y,8}$	Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.	
$S_{y,1}$	Momento statico attacco anima/piatt. inferiore	
$S_{y,2}$	Momento statico rispetto baricentro	
$S_{y,3}$	Momento statico attacco anima/piatt. superiore	
$S_{y,4}$	Momento statico interfaccia trave/soletta	
e	Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N	

I pioli, diametro 22mm h=200mm, risultano:

- Concio A-E: 5 pioli/200mm
- Concio B-D: 3 pioli/200mm
- Concio C: 3 pioli/200mm

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni di travi, è stato tenuto in conto del contributo resistente offerto dalle predalles. Tali elementi sono saldati alle travi e tra di loro, di conseguenza non entrano in carico per azioni dei soli pesi propri. Esse darebbero un contributo resistente una volta che il calcestruzzo avrà fatto presa, esattamente come se fossero armature lente presenti in soletta.

Di seguito si riportano le caratteristiche delle sezioni per ogni fase di calcolo.

Fase 1 Peso proprio

Fase 2a Permanenti

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- Fase 2b Ritiro
- Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni
- Fase 3a Variazione termica + Traffico
- Cracked Condizione di fessurazione della soletta

- **Concio A**

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked	
A	9.109E+4	1.997E+5	1.997E+5	1.997E+5	3.103E+5	1.443E+5	^
zG	442.25	822.46	822.46	822.46	949.96	685.41	
DeltazG	--	--	--	--	--	--	
Jy	1.895E+10	4.39E+10	4.39E+10	4.39E+10	5.354E+10	3.385E+10	
Wy,0	-4.284E+7	-5.338E+7	-5.338E+7	-5.338E+7	-5.636E+7	-4.939E+7	
Wy,1	-4.77E+7	-5.647E+7	-5.647E+7	-5.647E+7	-5.916E+7	-5.286E+7	
Wy,3	3.308E+7	2.28E+8	2.28E+8	2.28E+8	8.231E+8	1.027E+8	
Wy,4	3.067E+7	1.848E+8	1.848E+8	1.848E+8	4.865E+8	9.037E+7	
Wy,5	--	1.848E+8	1.848E+8	1.848E+8	4.865E+8	9.037E+7	
Wy,6	--	1.829E+8	1.829E+8	1.829E+8	4.757E+8	8.977E+7	
Wy,7	--	1.027E+8	1.027E+8	1.027E+8	1.784E+8	5.996E+7	
Wy,8	--	9.194E+7	9.194E+7	9.194E+7	1.529E+8	5.508E+7	
Sy,1	1.794E+7	3.42E+7	3.42E+7	3.42E+7	3.965E+7	2.834E+7	
Sy,2	1.968E+7	4.085E+7	4.085E+7	4.085E+7	4.866E+7	3.285E+7	
Sy,3	1.607E+7	4.044E+7	4.044E+7	4.044E+7	4.861E+7	3.166E+7	
Sy,4	0E+00	3.463E+7	3.463E+7	3.463E+7	4.625E+7	2.215E+7	
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300	v

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

- Concio B**

Caratteristiche geometriche lordo

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	1.169E+5	1.985E+5	1.985E+5	1.985E+5	3.091E+5	1.431E+5
zG	472.3	804.62	804.62	804.62	985.55	609.24
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.111E+10	6.308E+10	6.308E+10	6.308E+10	8.176E+10	4.322E+10
Wy,0	-6.588E+7	-7.84E+7	-7.84E+7	-7.84E+7	-8.295E+7	-7.094E+7
Wy,1	-7.639E+7	-8.528E+7	-8.528E+7	-8.528E+7	-8.881E+7	-7.941E+7
Wy,3	4.731E+7	1.939E+8	1.939E+8	1.939E+8	5.66E+8	8.299E+7
Wy,4	4.335E+7	1.637E+8	1.637E+8	1.637E+8	3.999E+8	7.442E+7
Wy,5	--	1.637E+8	1.637E+8	1.637E+8	3.999E+8	7.442E+7
Wy,6	--	1.637E+8	1.637E+8	1.637E+8	3.999E+8	7.442E+7
Wy,7	--	1.096E+8	1.096E+8	1.096E+8	2.073E+8	5.607E+7
Wy,8	--	1.009E+8	1.009E+8	1.009E+8	1.839E+8	5.266E+7
Sy,1	2.716E+7	4.768E+7	4.768E+7	4.768E+7	5.885E+7	3.561E+7
Sy,2	2.865E+7	5.26E+7	5.26E+7	5.26E+7	6.648E+7	3.828E+7
Sy,3	2.476E+7	5.165E+7	5.165E+7	5.165E+7	6.629E+7	3.584E+7
Sy,4	7.451E-9	3.886E+7	3.886E+7	3.886E+7	6.001E+7	1.601E+7
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

- Concio C**

Caratteristiche geometriche lordo

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	1.288E+5	2.103E+5	2.103E+5	2.103E+5	3.21E+5	1.55E+5
zG	498.88	844.76	844.76	844.76	1043.07	639.43
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	4.079E+10	8.108E+10	8.108E+10	8.108E+10	1.056E+11	5.597E+10
Wy,0	-8.176E+7	-9.598E+7	-9.598E+7	-9.598E+7	-1.012E+8	-8.752E+7
Wy,1	-9.622E+7	-1.053E+8	-1.053E+8	-1.053E+8	-1.091E+8	-9.915E+7
Wy,3	5.541E+7	2.078E+8	2.078E+8	2.078E+8	5.502E+8	9.397E+7
Wy,4	5.091E+7	1.781E+8	1.781E+8	1.781E+8	4.11E+8	8.472E+7
Wy,5	--	1.781E+8	1.781E+8	1.781E+8	4.11E+8	8.472E+7
Wy,6	--	1.781E+8	1.781E+8	1.781E+8	4.11E+8	8.472E+7
Wy,7	--	1.257E+8	1.257E+8	1.257E+8	2.363E+8	6.58E+7
Wy,8	--	1.166E+8	1.166E+8	1.166E+8	2.125E+8	6.214E+7
Sy,1	3.287E+7	5.752E+7	5.752E+7	5.752E+7	7.165E+7	4.289E+7
Sy,2	3.431E+7	6.226E+7	6.226E+7	6.226E+7	7.914E+7	4.544E+7
Sy,3	2.998E+7	6.104E+7	6.104E+7	6.104E+7	7.885E+7	4.26E+7
Sy,4	-3.725E-9	4.455E+7	4.455E+7	4.455E+7	7.01E+7	1.81E+7
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

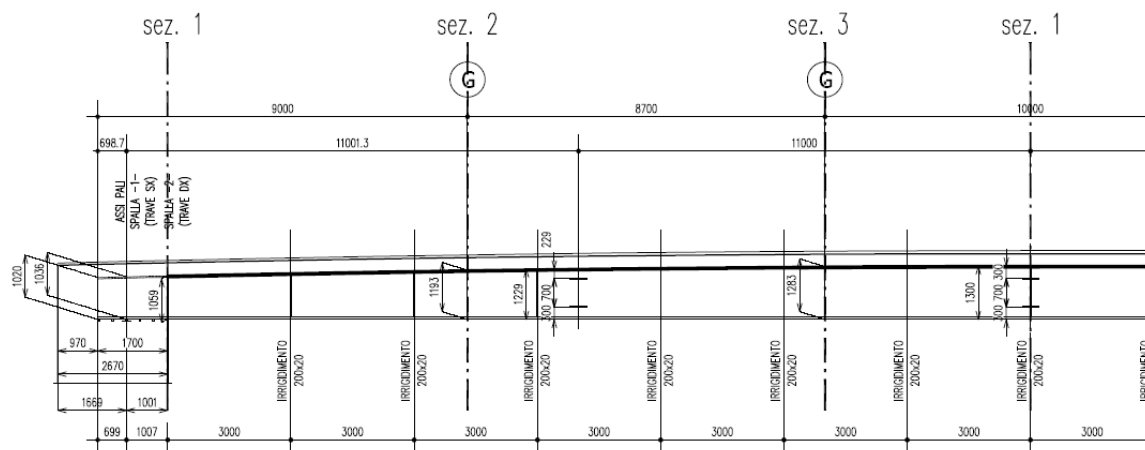
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

10.2. Sezioni di verifica significative

Le sezioni significative per le verifiche strutturali delle travi principali sono evidenziate nel seguito:



PICILATURA (#22 - h=200)	5/200				3/200				3/200			
TIPOLOGIA SEZIONE	SEZIONE TIPO A				SEZIONE TIPO B				SEZIONE TIPO C			
PIATTABANDA SUPERIORE (mm)	600x45				600x60				600x65			
SALDATURA P. SUP. - ANIMA (mm)	16x16				13x13				12x12			
h TRAVE / SP. ANIMA (mm)	var. 1020-1193 / 22				var. 1193-1283 / 18				var. 1283-1292 / 16			
SALDATURA P. INF. - ANIMA (mm)	16x16				13x13				12x12			
PIATTABANDA INFERIORE (mm)	950x45				950x65				950x75			
ELEMENTO DI BORDO (mm)	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	L=2400	
TRAVERSI IN CAMPATA	piattabanda superiore	400x20				400x20						
	h traverso / sp anima	h.700x12				h.700x12						
	piattabanda inferiore	400x20				400x20						
- CONTROMONTE - 1:100/1:500	+0mm				+220mm				+340mm			

Definendo un ipotetico sistema di riferimento con asse "x" in direzione dello sviluppo longitudinale dell'impalcato, posizionato in asse tracciamento, con origine sull'asse appoggio della spalla A, le sezioni di verifica prese in considerazione per la trave longitudinale sono le seguenti:

- Sez. 1 in asse spalla (x=0.00m);
- Sez. 2a e 2b di cambio concio (x=9.00m);
- Sez. 3a e 3b di cambio concio (x=17.70m);
- Sez. 4 di mezzeria (x=22.70m).

Le sezioni di verifica sono state scelte in funzione delle massime sollecitazioni riscontrate dal modello di calcolo e risultano essere le più significative tra tutte quelle analizzate. Sono

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

state considerate la sezione in asse spalla, quella di cambio concio e la sezione di momento massimo positivo in campata.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

10.3. Sollecitazioni di calcolo

Si riporta una tabella sintetica con le sollecitazioni elementari agenti nelle varie sezioni:

Sez. 1			
X = 0.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		883.95	
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	310.42	-2,506.60
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	1,315.55	-8,632.00
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	149.40	-1,004.30
Fatica+		394.25	0.00
Fatica-		0.00	-2,394.55

Sez. 2a			
X = 9.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		531.20	6,374.40
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	186.75	-323.70
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	867.35	2,340.60
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Cedim.			
Vento	186.75	99.60	-29.05
Fatica+		323.70	618.35
Fatica-		-24.90	-290.50

Sez. 2b			
X = 9.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali	0.00	531.20	6,374.40
Distorsione	0.00	0.00	0.00
Perm. Portati e spinte	747.00	186.75	-323.70
Ritiro iper	0.00	0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	867.35	2,340.60
ΔT Diff iper	0.00	0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0.00	-664.00
Cedim.	0.00	0.00	0.00
Vento	186.75	99.60	-29.05
Fatica+		323.70	618.35
Fatica-		-24.90	-290.50

Sez. 3a			
X = 17.70m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		195.05	9,540.85
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	74.70	709.65
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	651.55	6,378.55

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	37.35	838.30
Fatica+		153.55	1,813.55
Fatica-		-95.45	0.00

Sez. 3b			
X = 17.70m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali	0.00	195.05	9,540.85
Distorsione	0.00	0.00	0.00
Perm. Portati e spinte	747.00	74.70	709.65
Ritiro iper	0.00	0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	651.55	6,378.55
ΔT Diff iper	0.00	0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0.00	-664.00
Cedim.	0.00	0.00	0.00
Vento	186.75	37.35	838.30
Fatica+	0.00	153.55	1,813.55
Fatica-	0.00	-95.45	0.00

Sez. 4			
X = 22.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali			10,026.40
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	0.00	904.70

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	460.65	7,133.85
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	0.00	639.10
Fatica+		153.55	1,967.10
Fatica-		153.55	0.00

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

10.4. Verifiche strutturali

Di seguito sono riportate le classificazioni delle sezioni in accordo a quanto espresso in EN 1994-2_5.5.1, eseguite al termine della fase 3 in funzione delle sollecitazioni globali N_{Ed} ed M_{Ed} .

Tendenzialmente le sezioni a momento positivo risultano avere l'asse neutro che ricade circa all'altezza dell'interfaccia tra piattabanda superiore e soletta, essendo che la soletta risulta non fessurata e quindi interamente reagente, per cui l'intera trave in acciaio risulta tesa (ad esclusione eventualmente della piattabanda superiore che comunque è piolata alla soletta e quindi stabile) e quindi non soggetta a fenomeni di instabilità locale; mentre al contrario le sezioni a momento negativo sono caratterizzate da un asse neutro posizionato circa a metà altezza della trave in acciaio, per cui parte dell'anima e la piattabanda inferiore risultano compresse e quindi potenzialmente ricadenti in classe 4.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Risultati verifiche flessionali

- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

Tensioni su sezione lorda
 Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	2.3	0.0	1.2	0.0	0.5	0.0	0.0	1.4	0.0	12.4	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	36.9	61.6	-8.1	10.4	9.4	14.3	86.3	-10.3	11.6	64.7	187.7	285.5	0.73	σ 7
σ 6	0.0	22.9	43.4	-8.2	6.9	7.7	12.1	62.4	-10.2	7.7	27.9	129.5	199.7	0.51	σ 6
σ 5	0.0	1.3	0.0	1.2	0.0	0.4	0.0	0.0	1.5	0.0	4.6	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	0.0	22.7	43.2	-8.2	6.9	7.7	12.0	62.1	-10.2	7.7	27.4	128.7	198.5	0.59	σ 4
σ 3	0.0	19.3	38.8	-8.3	6.1	7.3	11.5	56.4	-10.1	6.8	18.6	114.8	177.9	0.53	σ 3
σ 2	0.0	4.9	6.8	-8.4	0.0	5.5	7.6	14.5	-10.1	0.0	5.8	12.5	27.0	0.08	σ 2
σ 1	0.0	-53.2	-55.3	-8.8	-11.8	-1.6	0.0	-67.0	-9.7	-13.1	-171.8	-186.2	-266.4	0.83	σ 1
σ 0	0.0	-56.6	-59.6	-8.8	-12.6	-2.0	-0.5	-72.7	-9.6	-14.1	-180.6	-200.2	-287.0	0.90	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 4.03
 Totale, intradosso = 2.91
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):
 Totale, estradosso = 17.89
 Totale, intradosso = 8.93
 => Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

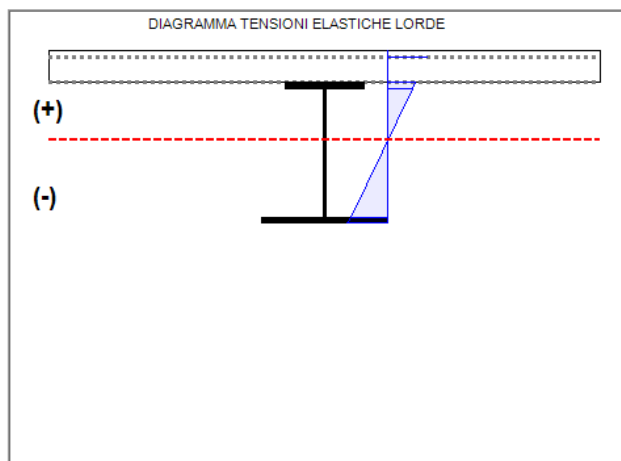
**=> Ver. el. in Fase 3 SODDISFATTA
eta1= 0.899**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	44.09	1040	1.03	-0.67	3
Piattabanda superiore	6.42				1
Piattabanda inferiore	10.31				3
Classe della sezione					3

=> Verifica plastica NON APPLICABILE

	Azione assiale N	Flessione M	Interazione N-M	
NEd	-9.2E+5	MEd	1.42E+7	NEd
NRd	-7.49E+7	MRd	1.89E+7	MEd
			MRd	1.89E+7
NEd/NRd	0.012	MEd/MRd	0.749	MEd/MR
				0.752



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 2 di cambio concio (x=9.00m)**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

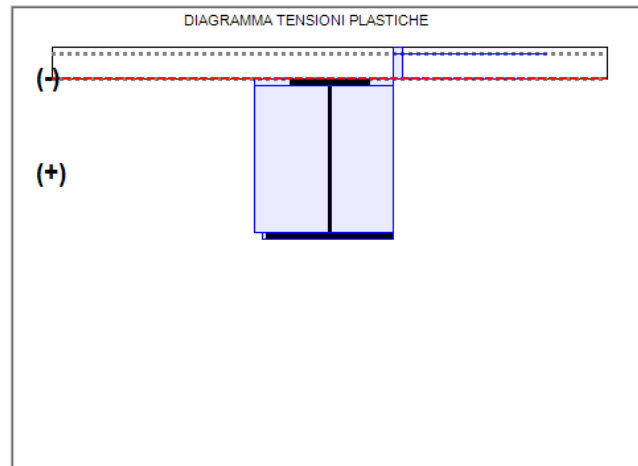
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	50	1188	-0.04	-1.02	1
Piattabanda superiore	6.42				1
Piattabanda inferiore	10.31				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica **APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-9.2E+5	MEd	-1.22E+7	NEd	-9.2E+5
NRd	-6.59E+7	MRd	-2.43E+7	MEd	-1.22E+7
				MRd	-2.45E+7
NEd/NRd	0.014	MEd/MRd	0.5	MEd/MR	0.497

=> Verifica plastica **SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 3, Piatt. Inf. in Cl. 1



Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ 8	0.0	0.5	0.0	1.1	0.0	0.6	0.0	0.0	1.2	0.0	-2.9	0.0	0.0	0.00	σ 8
σ 7	0.0	9.0	15.1	-10.8	12.8	10.3	17.3	45.3	-11.8	14.3	-14.6	-67.2	-7.6	0.02	σ 7
σ 6	0.0	7.8	13.3	-10.3	9.4	8.8	15.2	37.9	-11.4	10.5	-3.1	-45.6	2.9	0.01	σ 6
σ 5	0.0	0.4	0.0	1.1	0.0	0.5	0.0	0.0	1.3	0.0	-0.5	0.0	0.0	0.00	σ 5
σ 4	-24...	7.8	13.3	-10.3	9.4	8.8	15.2	-205.3	-11.4	10.5	-3.1	-45.6	-240.3	0.71	σ 4
σ 3	-22...	7.5	12.9	-10.2	8.6	8.4	14.7	-191.2	-11.2	9.6	-0.3	-40.5	-222.0	0.66	σ 3
σ 2	0.0	5.6	8.2	-9.5	0.0	6.3	9.1	17.4	-11.0	0.0	6.3	15.0	32.4	0.10	σ 2
σ 1	159.8	0.3	2.4	-7.5	-10.8	-0.1	2.2	153.6	-8.5	-12.1	66.5	84.4	226.0	0.71	σ 1
σ 0	175.7	0.0	2.0	-7.4	-11.6	-0.4	1.7	167.7	-8.3	-12.9	69.2	89.5	244.3	0.77	σ 0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 2.18

Totale, intradosso = 2.03

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.39

Totale, intradosso = 2.77

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 **NON SIGNIFICATIVA**

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 3 di cambio concio (x=17.70m)**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

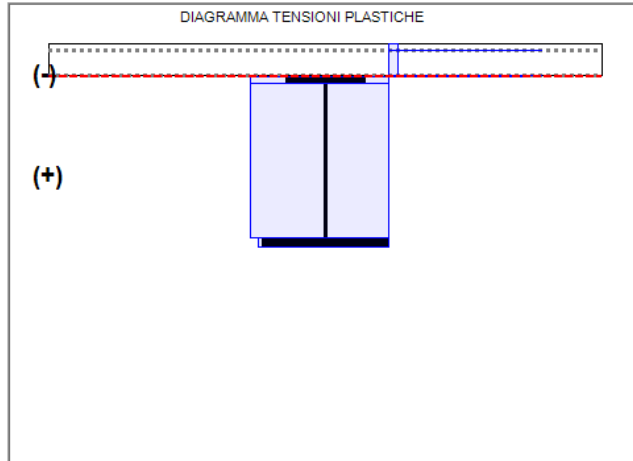
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	64.17	1268	-0.04	-0.98	1
Piattabanda superiore	4.85				1
Piattabanda inferiore	7.17				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica **APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-9.2E+5	MEd	-2.38E+7	NEd	-9.2E+5
NRd	-7.39E+7	MRd	-3.27E+7	MEd	-2.38E+7
				MRd	-3.29E+7
NEd/NRd	0.012	MEd/MRd	0.725	MEd/MR	0.721

=> Verifica plastica **SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1



Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
$\sigma 8$	0.0	-0.3	0.0	1.1	0.0	0.5	0.0	0.0	1.1	0.0	-6.8	0.0	-4.4	0.17	$\sigma 8$
$\sigma 7$	0.0	-4.6	-11.7	-10.7	10.1	8.8	14.0	12.4	-11.8	11.2	-36.1	-140.5	-54.4	0.14	$\sigma 7$
$\sigma 6$	0.0	-1.6	-7.4	-10.0	7.7	7.8	12.5	12.9	-11.1	8.6	-17.0	-104.9	-31.9	0.08	$\sigma 6$
$\sigma 5$	0.0	-0.1	0.0	1.1	0.0	0.4	0.0	0.0	1.3	0.0	-2.8	0.0	-0.1	0.00	$\sigma 5$
$\sigma 4$	-27...	-1.6	-7.4	-10.0	7.7	7.8	12.5	-259.1	-11.1	8.6	-17.0	-104.9	-303.9	0.90	$\sigma 4$
$\sigma 3$	-25...	-0.7	-6.0	-9.7	7.0	7.4	12.0	-237.8	-10.8	7.8	-11.0	-93.6	-275.6	0.82	$\sigma 3$
$\sigma 2$	0.0	4.9	6.8	-8.4	0.0	5.5	7.6	14.4	-10.1	0.0	5.8	12.5	-2.2	0.01	$\sigma 2$
$\sigma 1$	156.8	17.4	20.2	-5.3	-7.3	1.2	3.0	172.6	-6.0	-8.1	104.9	123.0	269.0	0.84	$\sigma 1$
$\sigma 0$	179.7	18.4	21.7	-5.1	-8.1	0.8	2.4	195.7	-5.7	-9.0	111.4	135.2	299.6	0.94	$\sigma 0$

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 1.28

Totale, intradosso = 1.47

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -4.43

Totale, intradosso = -0.06

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 4 di mezzeria (x=22.00m)**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

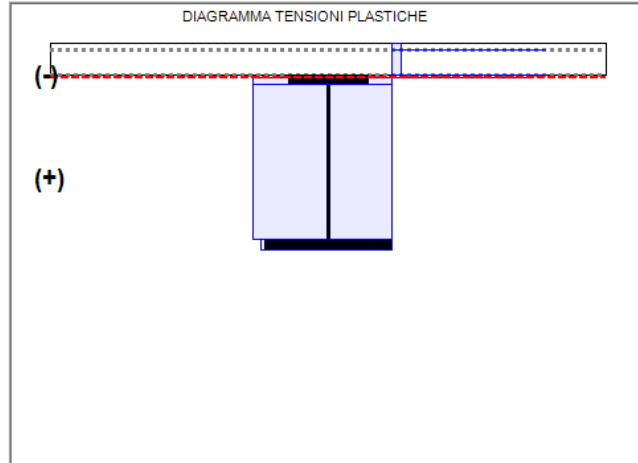
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	72.5	1280	-0.04	-0.93	1
Plattabanda superiore	4.49				1
Plattabanda inferiore	6.23				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-9.2E+5	MEd	-2.6E+7	NEd	-9.2E+5
NRd	-7.72E+7	MRd	-3.64E+7	MEd	-2.6E+7
				MRd	-3.67E+7
NEd/NRd	0.012	MEd/MRd	0.713	MEd/MR	0.709

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Platt. Sup in Cl. 1, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1



Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ_8	0.0	-0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	-1.1	0.0	-9.2	0.0	-11.0	0.43	σ_8
σ_7	0.0	-10.5	-20.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-10.5	11.8	-10.6	-49.8	-178.7	-48.4	0.12	σ_7
σ_6	0.0	-7.4	-15.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-7.4	11.0	-8.2	-28.6	-138.8	-25.1	0.06	σ_6
σ_5	0.0	-0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.4	-1.3	0.0	-4.8	0.0	-6.5	0.26	σ_5
σ_4	-26...	-7.4	-15.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-273.3	11.0	-8.2	-28.6	-138.8	-290.9	0.86	σ_4
σ_3	-24...	-6.4	-14.1	0.0	0.0	0.0	0.0	-250.6	10.7	-7.4	-21.4	-125.1	-261.4	0.77	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.8	0.0	0.0	0.0	9.8	0.03	σ_2
σ_1	140.7	12.6	13.3	0.0	0.0	0.0	0.0	153.2	5.3	7.0	107.8	118.6	266.3	0.83	σ_1
σ_0	165.6	13.8	15.1	0.0	0.0	0.0	0.0	179.3	5.0	7.9	116.1	134.3	300.4	0.94	σ_0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = -0.63

Totale, intradosso = -0.41

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -10.99

Totale, intradosso = -6.5

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

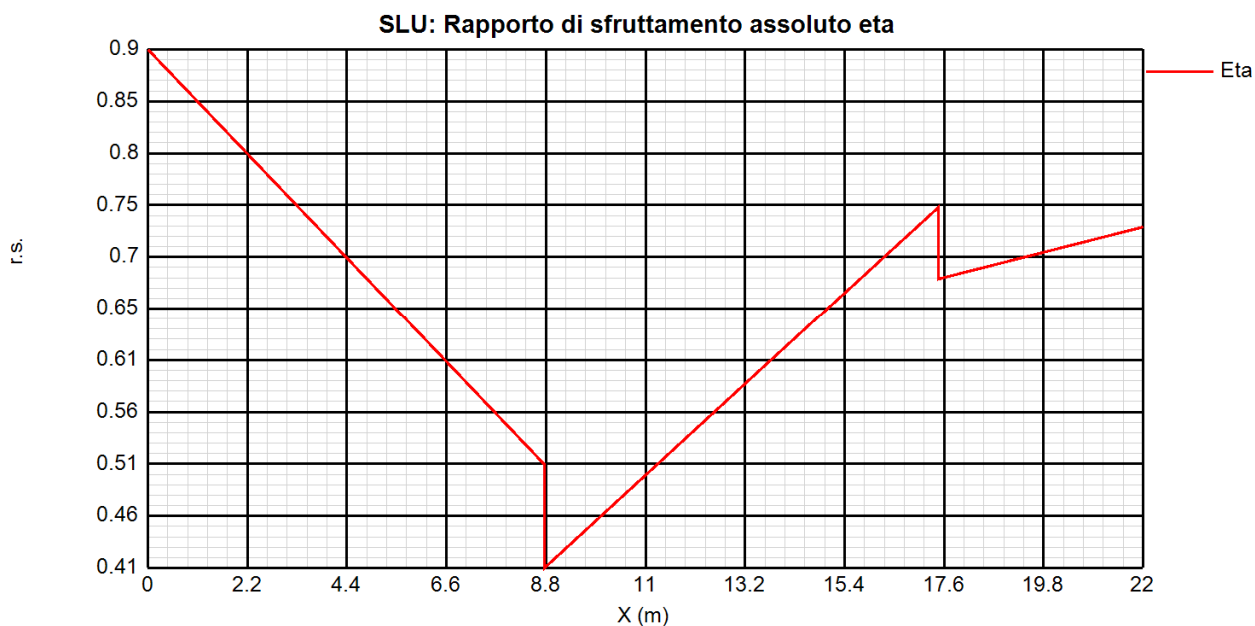
Relazione di calcolo strutturale

SLU – Resistenza delle sezioni – Rapporti di sfruttamento e stato tensionale

Si riportano di seguito i diagrammi dei seguenti rapporti di sfruttamento:

Max η assoluto

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .



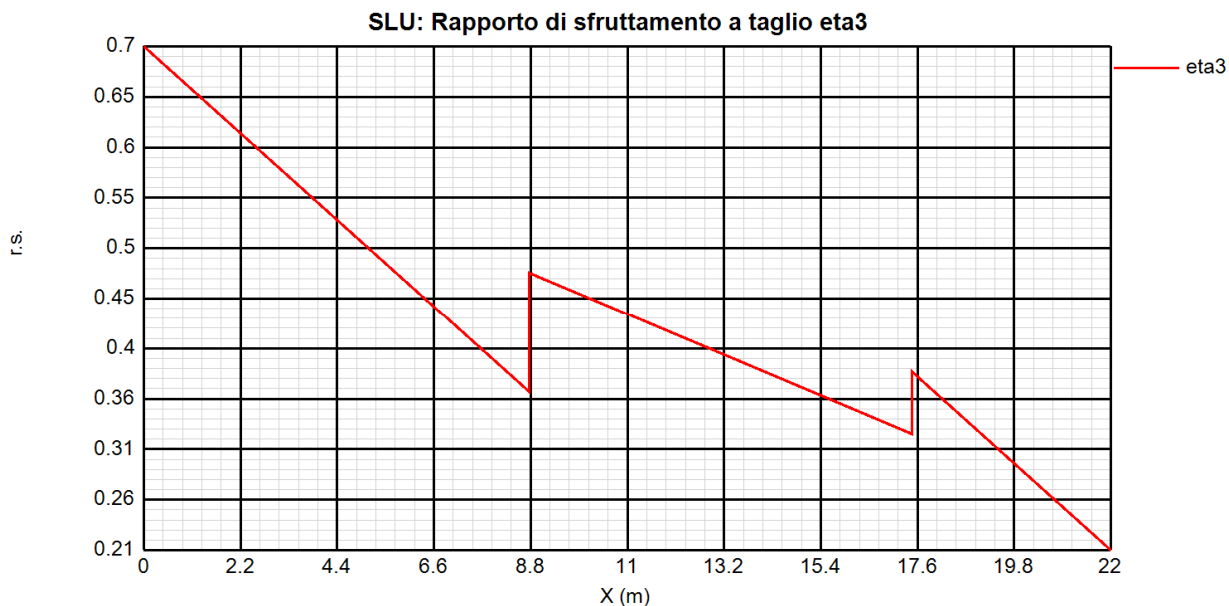
Max η_3

Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

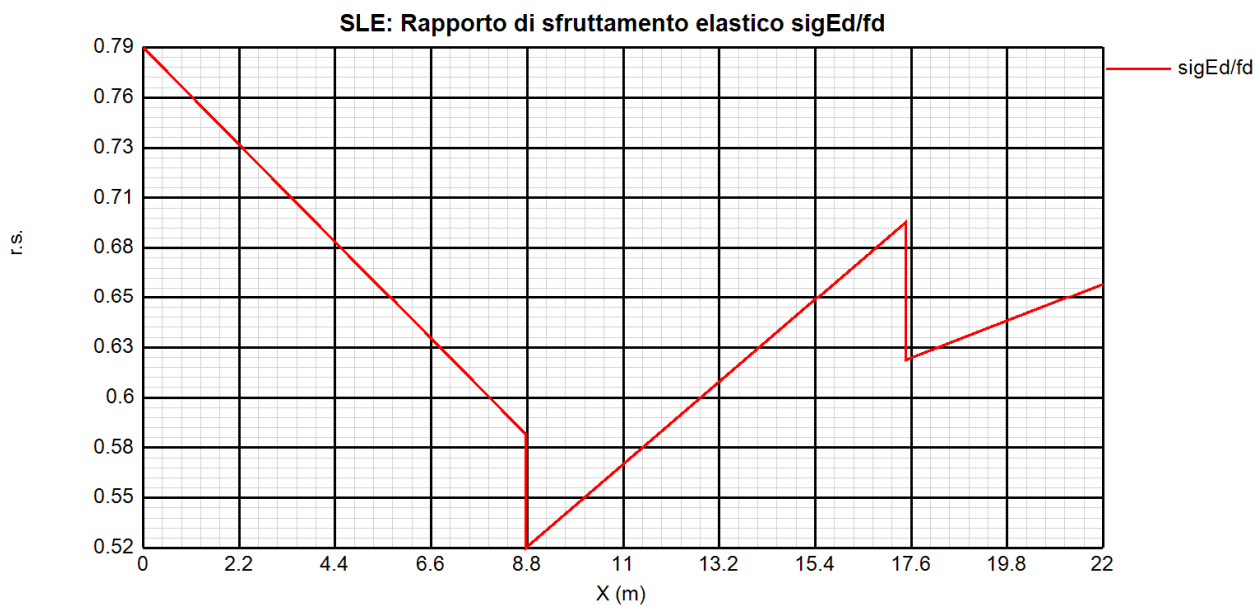
Documento

Relazione di calcolo strutturale



SLE – Limitazione delle tensioni – Rapporto di sfruttamento

Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



La verifica risulta essere soddisfatta.

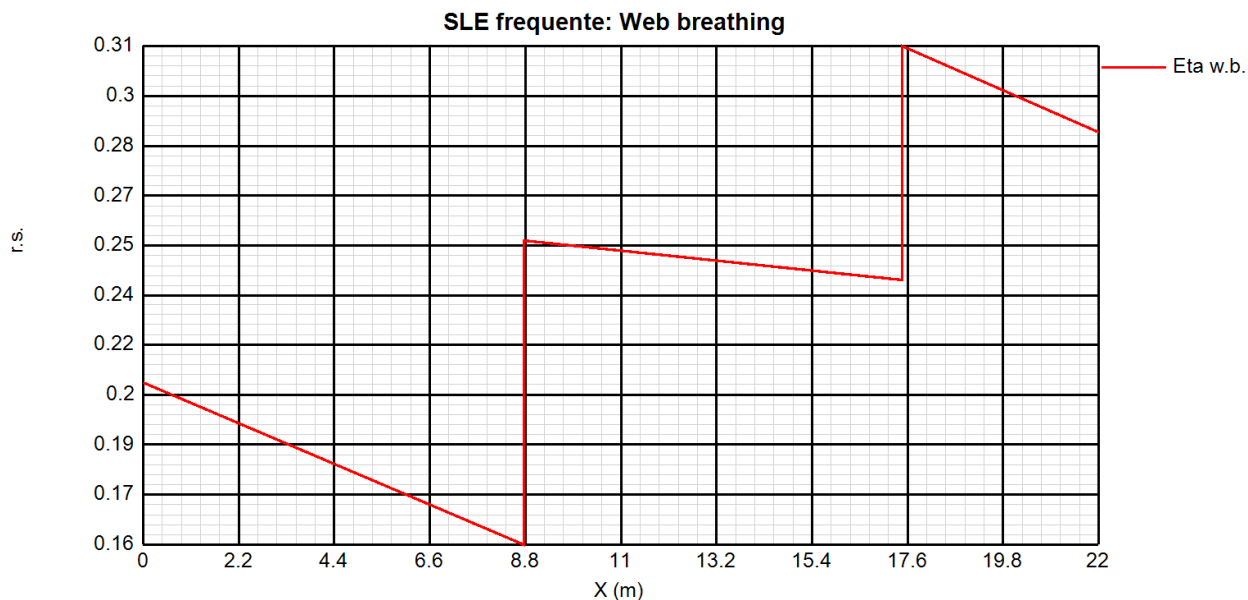
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

SLE – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento.



Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Verifica a taglio SLU

Di seguito si riportano le verifiche relative alle sezioni caratterizzate da una sollecitazione tagliante significativa.

- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.999E+6 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.771E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.771E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 6.033E+4 \text{ N}$ <p>chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO lambda_w= 0.604 MEd,eq= 1.417E+7 Nm c= 1170.959 Mf,Rd= 1.511E+7 Nm taucr= 562.78 N/mm² MEd/MfRd= 0.938</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.7 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$ <p>Interazione Taglio-Momento</p> $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.94 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.74 > 0.5$ <p style="text-align: center;">NON C'E' INTERAZIONE</p>						
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td><</td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$</td> </tr> <tr> <td>44.091</td> <td></td> <td>50.436</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">=> Verifica NON NECESSARIA</p> <p>a/hw= 3.093 Isl= 0E+00 mm⁴ eta= 1.2 Ktausl= 0 Epsw= 0.814 Ktau= 5.758</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$	44.091		50.436		
$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$						
44.091		50.436						

- **Sezione 2 di cambio concio (x=9.00m)**

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.49E+6 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.271E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.687E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 5.84E+5 \text{ N}$ <p>chiw= 1.032 Appoggio: NON RIGIDO lambda_w= 0.804 MEd= -1.242E+7 Nm c= 1640.505 Mf,Rd= -2.67E+7 Nm taucr= 317.19 N/mm² MEd/MfRd= 0.465</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.48 < 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$ <p>Interazione Taglio-Momento</p> $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.47 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.56 > 0.5$ <p style="text-align: center;">NON C'E' INTERAZIONE</p>						
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$</td> </tr> <tr> <td>59.167</td> <td></td> <td>50.811</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw= 2.817 Isl= 0E+00 mm⁴ eta= 1.2 Ktausl= 0 Epsw= 0.814 Ktau= 5.844</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$	59.167		50.811		
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$						
59.167		50.811						

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 3 di cambio concio (x=17.70m)**

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.273E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
71.25		51.13

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 2.632 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.918

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.316E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.932E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.839E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.863 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaw= 0.962 MEd= -2.388E+7 Nm
 c= 1914.057 Mf,Rd= -3.224E+7 Nm
 taucr= 221.48 N/mm² MEd/MfRd= 0.741

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.36 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.74 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.41 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

• **Sezione 4 di mezzeria (x=22.00m)**

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.347E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
72.5		51.218

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 2.586 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.938

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.256E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.937E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.191E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.849 Appoggio: NON RIGIDO
 lambdaw= 0.977 MEd= -2.601E+7 Nm
 c= 1874.263 Mf,Rd= -3.27E+7 Nm
 taucr= 214.65 N/mm² MEd/MfRd= 0.795

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.2 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.8 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.23 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

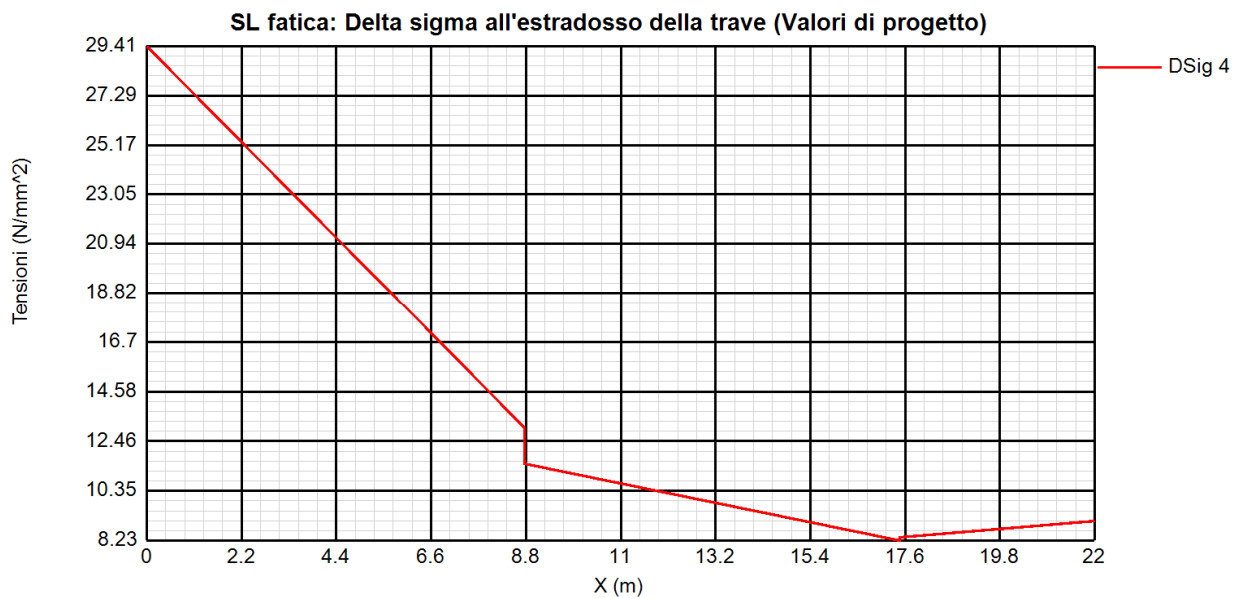
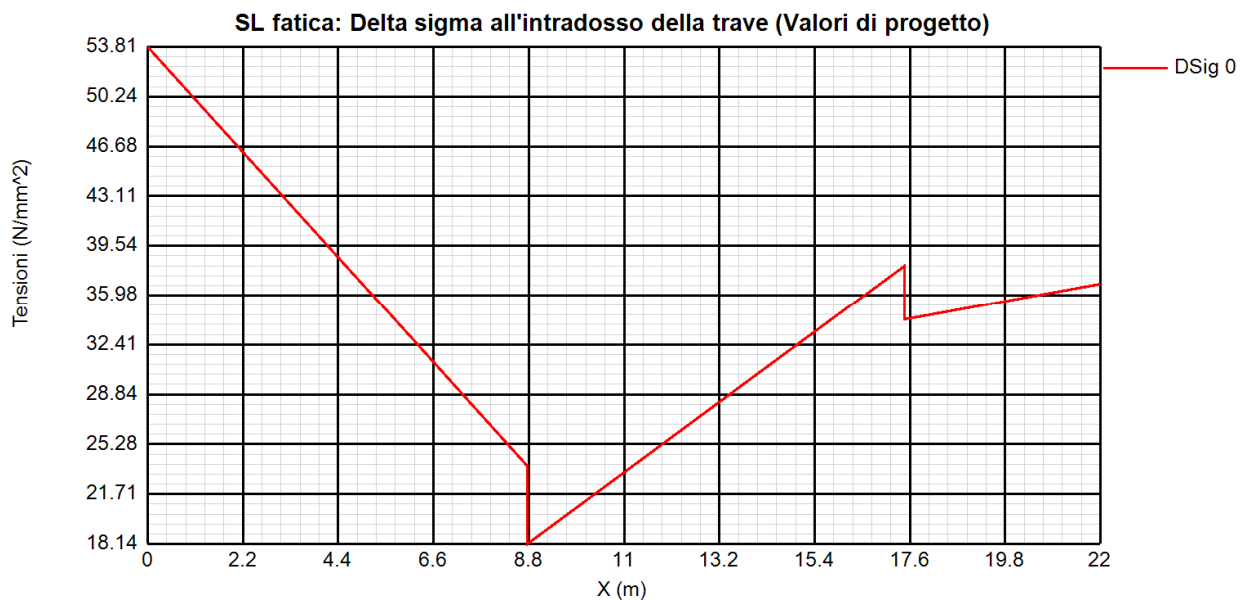
Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma E$

I grafici sottostanti rappresentano l'andamento dell'ampiezza $\Delta\sigma E$, rilevata in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

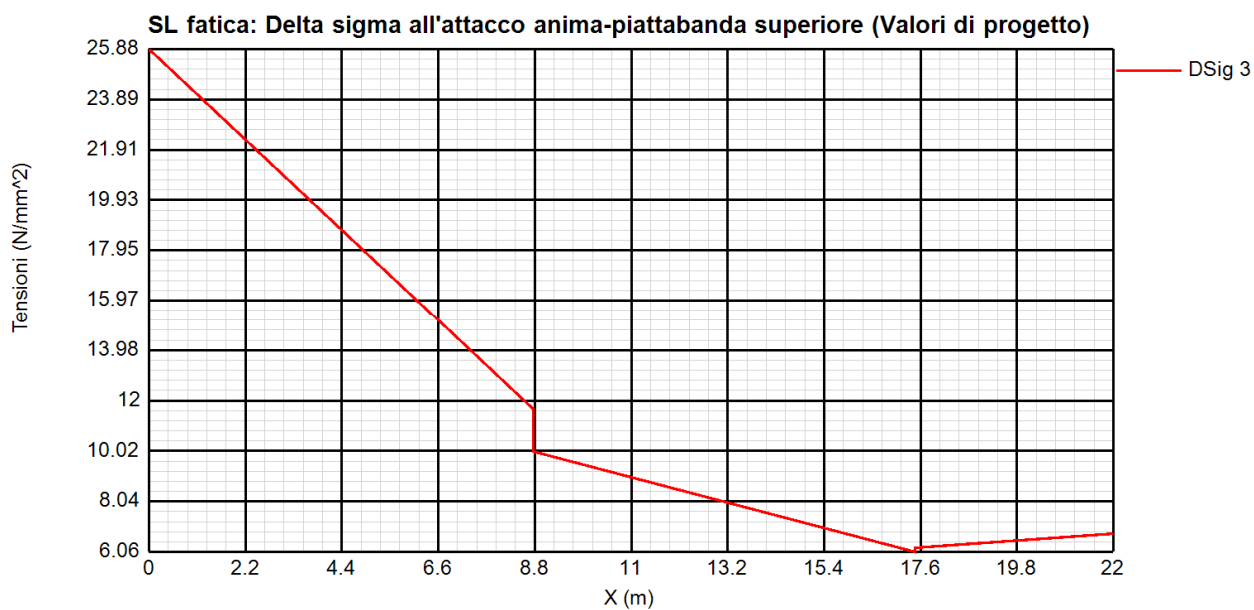
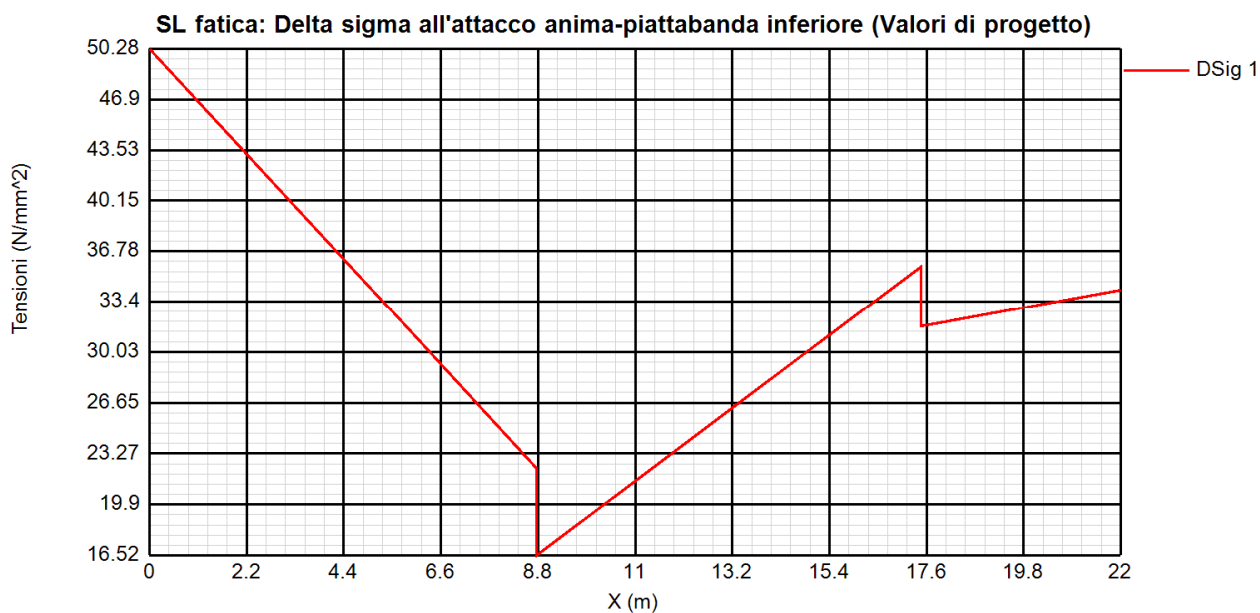
Relazione di calcolo strutturale



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale



Di seguito si riporta nel dettaglio la verifica a fatica.

- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Acciaio strutturale

Detail	gF ² DSigE	DSigRs/gM	c.s.
Plattabanda superiore	29.41	92.59	0.318
Plattabanda inferiore	53.81	92.59	0.581
Anima	22.15	74.07	0.299
Giunzione plattabanda superiore	--	--	--
Giunzione plattabanda inferiore	--	--	--
Attacco anima-plattabanda superiore	25.88	92.59	0.279
Attacco anima-plattabanda inferiore	50.28	92.59	0.543
Attacco imigidente verticale - anima	50.28	59.26	0.848

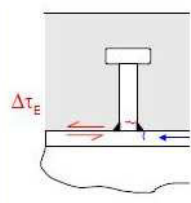
$\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.84 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.36 < 2.052$ (Appoggio) (Momento)
 $1.84 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.36$ (Appoggio) (Taglio)
 $\Delta\sigma_{Rs} = \Delta\sigma_{Rsk} \cdot k_s = 0 \times 0.839 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia inf.)
 $0 \times 0.91 = 0 \text{ N/mm}^2$ (Giunzione flangia sup.)

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	45.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	29.4 < 59.3 N/mm ²
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.5 + 0.51 = 1 < 1.3

VERIFICA SODDISFATTA

$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \Delta\sigma_p = 29.41 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_p = 21.63 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_E = \lambda_v \Delta\tau_p = 45.62 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\tau_p = 35.84 \text{ N/mm}^2$
 $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 1.84 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.36 < 2.052$ (Appoggio)
 $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.753 \times 1 \times 1.09 = 1.273$
 Pioli: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$
 Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$



Verifiche connessioni trave-soletta

Di seguito sono riportate rispettivamente le verifiche SLU e SLE.

• Sezione 1 di spalla (x=0.00m)

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 143480 N

$v_{L,Ed}$	= 1455	<	$K_s \cdot n \cdot P_{Rd}$	= 1642 N/mm
------------	--------	---	----------------------------	-------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 25 N²pioli/m E_{cm}= 36283 N/mm²
 h= 200 mm f_u= 450 N/mm² K_s= 0.6
 Alfa= 1 f_{ck}= 45 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	3.104E+5	3.463E+7	4.39E+10	244.9
2b	0E+00	3.463E+7	4.39E+10	0
2c	0E+00	3.463E+7	4.39E+10	0
3a	0E+00	4.625E+7	5.354E+10	0
3b	1.401E+6	4.625E+7	5.354E+10	1210.3
Tot				1455.2

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v$	= 109478 N
$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$	= 143480 N

$v_{L,Ed}$	= 1976	<	$1.1 \cdot n \cdot P_{Rd}$	= 3011 N/mm
------------	--------	---	----------------------------	-------------

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 25 N²pioli/m E_{cm}= 36283 N/mm²
 h= 200 mm f_u= 450 N/mm² K_s= 0.6
 Alfa= 1 f_{ck}= 45 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	4.191E+5	3.463E+7	4.39E+10	330.6
2b	0E+00	3.463E+7	4.39E+10	0
2c	0E+00	3.463E+7	4.39E+10	0
3a	0E+00	4.625E+7	5.354E+10	0
3b	1.905E+6	4.625E+7	5.354E+10	1645.5
Tot				1976.1

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

10.5. Contromonte di progetto

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato in condizioni di esercizio.

Quadro fessurativo di progetto relativo alle travi principali

Di seguito si riportano i principali risultati inerenti la deformabilità dell'impalcato.

Viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti e spinta delle terre (fase 2a);
- Carichi mobili (fase 3b) (combinati al 25%)

Nel seguito, relativamente alle travi principali, vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato (espresso in m) in corrispondenza dei cambi concio della spalla e della mezzera.

Contromonte di progetto

La controfreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi strutturali e ai permanenti portati, sommato il 25% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico. Di seguito sono riportati i valori di contromonte adottati (espressi in mm) ed il grafico delle controfrecce da assegnare ai vari conci.

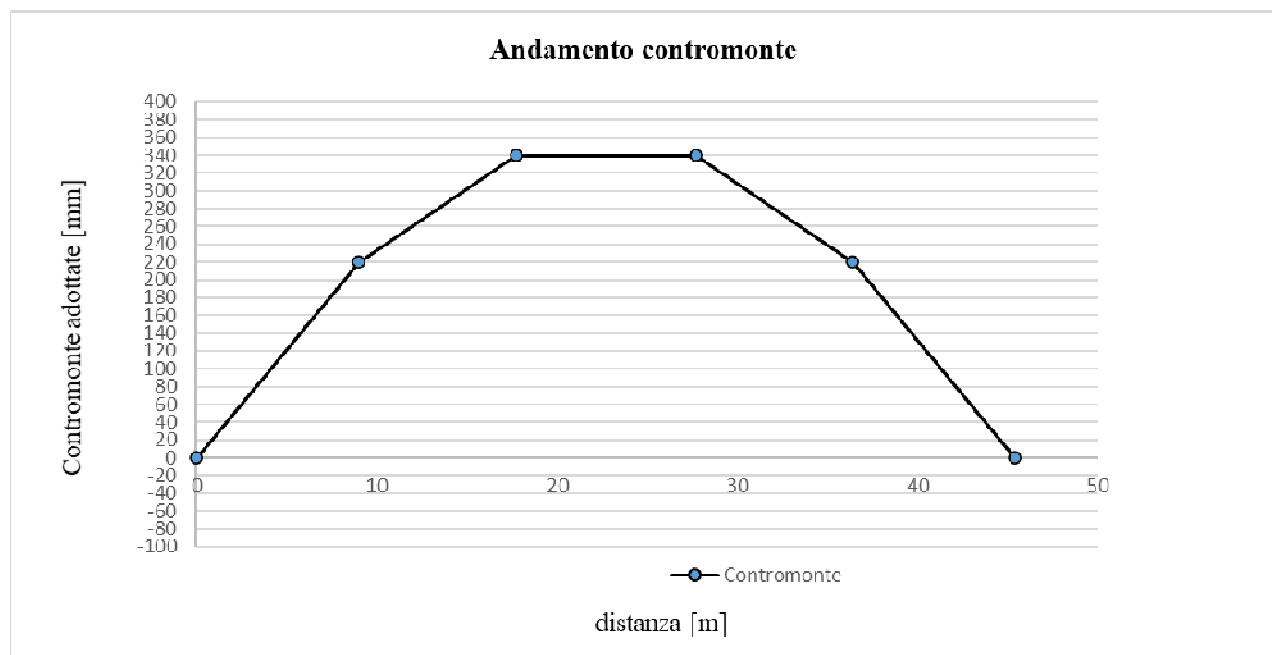
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

	DEFORMAZIONI VERTICALI IN FASE DI ESERCIZIO						
	Spalla A	Concio A-B	Concio B-C	Mezzeria	Concio C-D	Concio D-E	Spalla B
Strutt [m]	0.000	0.210	0.320	0.330	0.320	0.210	0.000
PP [m]	0.000	0.005	0.010	0.011	0.010	0.005	0.000
traffico [m]	0.000	0.024	0.046	0.049	0.046	0.024	0.000
TOT [m]	0.000	0.221	0.342	0.353	0.342	0.221	0.000
TOT [mm]	0	221	342	353	342	221	0
Progr. Long. [m]	0	9	17.7	22.7	27.7	36.4	45.4

	spalla A	Concio A-B	Concio B-C	Mezzeria	Concio B-C	Concio C-D	Concio E-F
Contromonte adottate [mm]	0	220	340	340	340	220	0
Progr. Long. [m]	0	9	17.7		27.7	36.4	45.4



INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

11. Travi longitudinali – Passerella Pedonale

11.1. Proprietà geometrico-statiche delle travi longitudinali

L'impalcato risulta suddiviso in 3 tipologie di conci ad altezza variabile, essendo l'impalcato simmetrico, che si differenziano per i differenti spessori delle lamiere componenti la sezione, selezionate in funzione del relativo impegno statico.

La tabella seguente restituisce la lunghezza dei vari conci, unitamente all'ubicazione lungo la campata.

Scansione conci:

L _{tot trave}	44.60 m	
Concio A	9.30 m	Concio di spalla
Concio B	8.00 m	Concio intermedio
Concio C	10.00 m	Concio di mezzeria

	Concio A-E	Concio B-D	Concio C
Piattabanda superiore	1250x8	1250x6	1250x6
h anima	var. 950	var. 950	Var. 950
Spessore anima	12	10	10
Piattabanda inferiore	350x25	350x35	350x40

Le proprietà geometrico-statiche delle sezioni di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4. Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda e alla figura sottostante:

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

	Legenda	
A	Area sezione	
Z_G	Distanza baricentro da intradosso	
J_y	Inerzia verticale	
J_z	Inerzia orizzontale	
$W_{y,0}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore	
$W_{y,1}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. inferiore	
$W_{y,3}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore	
$W_{y,4}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore	
$W_{y,5}$	Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.	
$W_{y,6}$	Modulo resistenza layer inferiore armatura	
$W_{y,7}$	Modulo resistenza layer superiore armatura	
$W_{y,8}$	Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.	
$S_{y,1}$	Momento statico attacco anima/piatt. inferiore	
$S_{y,2}$	Momento statico rispetto baricentro	
$S_{y,3}$	Momento statico attacco anima/piatt. superiore	
$S_{y,4}$	Momento statico interfaccia trave/soletta	
e	Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N	

I pioli, diametro 22mm h=200mm, risultano:

- Concio A-E: 5 pioli/200mm
- Concio B-D: 3 pioli/200mm
- Concio C: 3 pioli/200mm

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni di travi, è stato tenuto in conto del contributo resistente offerto dalle predalles. Tali elementi sono saldati alle travi e tra di loro, di conseguenza non entrano in carico per azioni dei soli pesi propri. Esse darebbero un contributo resistente una volta che il calcestruzzo avrà fatto presa, esattamente come se fossero armature lente presenti in soletta.

Di seguito si riportano le caratteristiche delle sezioni per ogni fase di calcolo.

Fase 1 Peso proprio

Fase 2a Permanenti

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Fase 2b Ritiro

Fase 2c Coazioni e/o presollecitazioni

Fase 3a Variazione termica + Traffico

Cracked Condizione di fessurazione della soletta

- **Concio 1**

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	2.446E+4	3.807E+4	3.807E+4	3.807E+4	5.704E+4	2.859E+4
zG	396.7	617.71	617.71	617.71	749.82	485.92
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	3.48E+9	6.836E+9	6.836E+9	6.836E+9	8.861E+9	4.829E+9
Wy,0	-8.771E+6	-1.107E+7	-1.107E+7	-1.107E+7	-1.182E+7	-9.938E+6
Wy,1	-9.361E+6	-1.153E+7	-1.153E+7	-1.153E+7	-1.222E+7	-1.048E+7
Wy,3	6.381E+6	2.108E+7	2.108E+7	2.108E+7	4.61E+7	1.059E+7
Wy,4	6.289E+6	2.057E+7	2.057E+7	2.057E+7	4.426E+7	1.041E+7
Wy,5	--	2.057E+7	2.057E+7	2.057E+7	4.426E+7	1.041E+7
Wy,6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7	--	1.721E+7	1.721E+7	1.721E+7	3.341E+7	9.127E+6
Wy,8	--	1.479E+7	1.479E+7	1.479E+7	2.684E+7	8.129E+6
Sy,1	3.362E+6	5.296E+6	5.296E+6	5.296E+6	6.452E+6	4.142E+6
Sy,2	4.22E+6	7.478E+6	7.478E+6	7.478E+6	9.715E+6	5.462E+6
Sy,3	2.373E+6	6.824E+6	6.824E+6	6.824E+6	9.485E+6	4.17E+6
Sy,4	-4.657E-10	5.406E+6	5.406E+6	5.406E+6	8.638E+6	2.182E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Concio 2**

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	3.164E+4	4.319E+4	4.319E+4	4.319E+4	6.215E+4	3.37E+4
zG	450.74	601.59	601.59	601.59	727.74	485.27
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	5.411E+9	8.117E+9	8.117E+9	8.117E+9	1.04E+10	6.027E+9
Wy.0	-1.2E+7	-1.349E+7	-1.349E+7	-1.349E+7	-1.429E+7	-1.242E+7
Wy.1	-1.301E+7	-1.433E+7	-1.433E+7	-1.433E+7	-1.501E+7	-1.339E+7
Wy.3	1.101E+7	2.384E+7	2.384E+7	2.384E+7	4.852E+7	1.32E+7
Wy.4	1.084E+7	2.33E+7	2.33E+7	2.33E+7	4.677E+7	1.297E+7
Wy.5	--	2.33E+7	2.33E+7	2.33E+7	4.677E+7	1.297E+7
Wy.6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy.7	--	1.963E+7	1.963E+7	1.963E+7	3.619E+7	1.138E+7
Wy.8	--	1.697E+7	1.697E+7	1.697E+7	2.951E+7	1.013E+7
Sy.1	5.307E+6	7.155E+6	7.155E+6	7.155E+6	8.7E+6	5.73E+6
Sy.2	6.202E+6	8.817E+6	8.817E+6	8.817E+6	1.118E+7	6.78E+6
Sy.3	4.953E+6	8.217E+6	8.217E+6	8.217E+6	1.095E+7	5.7E+6
Sy.4	9.313E-10	4.773E+6	4.773E+6	4.773E+6	8.764E+6	1.093E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

• **Concio 3**

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	3.334E+4	4.383E+4	4.383E+4	4.383E+4	6.28E+4	3.435E+4
zG	429.69	569.81	569.81	569.81	704.27	446.91
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	5.686E+9	8.433E+9	8.433E+9	8.433E+9	1.108E+10	6.022E+9
Wy.0	-1.323E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.48E+7	-1.574E+7	-1.347E+7
Wy.1	-1.459E+7	-1.592E+7	-1.592E+7	-1.592E+7	-1.669E+7	-1.48E+7
Wy.3	1.11E+7	2.266E+7	2.266E+7	2.266E+7	4.662E+7	1.216E+7
Wy.4	1.093E+7	2.218E+7	2.218E+7	2.218E+7	4.51E+7	1.197E+7
Wy.5	--	2.218E+7	2.218E+7	2.218E+7	4.51E+7	1.197E+7
Wy.6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy.7	--	1.894E+7	1.894E+7	1.894E+7	3.567E+7	1.06E+7
Wy.8	--	1.653E+7	1.653E+7	1.653E+7	2.95E+7	9.512E+6
Sy.1	5.736E+6	7.697E+6	7.697E+6	7.697E+6	9.58E+6	5.977E+6
Sy.2	6.522E+6	9.15E+6	9.15E+6	9.15E+6	1.186E+7	6.834E+6
Sy.3	5.163E+6	8.433E+6	8.433E+6	8.433E+6	1.157E+7	5.565E+6
Sy.4	1.863E-9	4.672E+6	4.672E+6	4.672E+6	9.154E+6	5.741E+5
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Caratt. Lorde
 Caratt. Efficaci

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

11.2. Sezioni di verifica significative

Le sezioni significative per le verifiche strutturali delle travi principali sono evidenziate nel seguito:

Definendo un ipotetico sistema di riferimento con asse "x" in direzione dello sviluppo longitudinale dell'impalcato, posizionato in asse tracciamento, con origine sull'asse appoggio della spalla A, le sezioni di verifica prese in considerazione per la trave longitudinale sono le seguenti:

- Sez. 1 in asse spalla ($x=0.00\text{m}$);
- Sez. 2a e 2b di cambio concio ($x=9.30\text{m}$);
- Sez. 3a e 3b di cambio concio ($x=17.30\text{m}$);
- Sez. 4 di mezzeria ($x=22.30\text{m}$).

Le sezioni di verifica sono state scelte in funzione delle massime sollecitazioni riscontrate dal modello di calcolo e risultano essere le più significative tra tutte quelle analizzate. Sono state considerate la sezione in asse spalla, quella di cambio concio e la sezione di momento massimo positivo in campata.

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

11.3. Sollecitazioni di calcolo

Si riporta una tabella sintetica con le sollecitazioni elementari agenti nelle varie sezioni:

Sez. 1			
X = 0.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		883.95	
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	310.42	-2,506.60
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	1,315.55	-8,632.00
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	149.40	-1,004.30
Fatica+		394.25	0.00
Fatica-		0.00	-2,394.55

Sez. 2a			
X = 9.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		531.20	6,374.40
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	186.75	-323.70
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	867.35	2,340.60
ΔT Diff iper		0.00	-942.05

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	99.60	-29.05
Fatica+		323.70	618.35
Fatica-		-24.90	-290.50

Sez. 2b			
X = 9.00m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali	0.00	531.20	6,374.40
Distorsione	0.00	0.00	0.00
Perm. Portati e spinte	747.00	186.75	-323.70
Ritiro iper	0.00	0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	867.35	2,340.60
ΔT Diff iper	0.00	0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0.00	-664.00
Cedim.	0.00	0.00	0.00
Vento	186.75	99.60	-29.05
Fatica+		323.70	618.35
Fatica-		-24.90	-290.50

Sez. 3a			
X = 17.30m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		195.05	9,540.85
Distorsione			
Perm. Portati e spinte	747.00	74.70	709.65
Ritiro iper		0.00	-813.40

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Traffico	1,518.90	651.55	6,378.55
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	37.35	838.30
Fatica+		153.55	1,813.55
Fatica-		-95.45	0.00

Sez. 3b			
X = 17.30m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali	0.00	195.05	9,540.85
Distorsione	0.00	0.00	0.00
Perm. Portati e spinte	747.00	74.70	709.65
Ritiro iper	0.00	0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	651.55	6,378.55
ΔT Diff iper	0.00	0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0.00	-664.00
Cedim.	0.00	0.00	0.00
Vento	186.75	37.35	838.30
Fatica+	0.00	153.55	1,813.55
Fatica-	0.00	-95.45	0.00

Sez. 4			
X = 22.30m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali			10,026.40
Distorsione			

**INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE
ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO**

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Perm. Portati e spinte	747.00	0.00	904.70
Ritiro iper		0.00	-813.40
Traffico	1,518.90	460.65	7,133.85
ΔT Diff iper		0.00	-942.05
ΔT Uniforme	1,286.50	0	-664
Cedim.			
Vento	186.75	0.00	639.10
Fatica+		153.55	1,967.10
Fatica-		153.55	0.00

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

11.4. Verifiche strutturali

Di seguito sono riportate le classificazioni delle sezioni in accordo a quanto espresso in EN 1994-2_5.5.1, eseguite al termine della fase 3 in funzione delle sollecitazioni globali N_{Ed} ed M_{Ed} .

Tendenzialmente le sezioni a momento positivo risultano avere l'asse neutro che ricade circa all'altezza dell'interfaccia tra piattabanda superiore e soletta, essendo che la soletta risulta non fessurata e quindi interamente reagente, per cui l'intera trave in acciaio risulta tesa (ad esclusione eventualmente della piattabanda superiore che comunque è piolata alla soletta e quindi stabile) e quindi non soggetta a fenomeni di instabilità locale; mentre al contrario le sezioni a momento negativo sono caratterizzate da un asse neutro posizionato circa a metà altezza della trave in acciaio, per cui parte dell'anima e la piattabanda inferiore risultano compresse e quindi potenzialmente ricadenti in classe 4.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Risultati verifiche flessionali

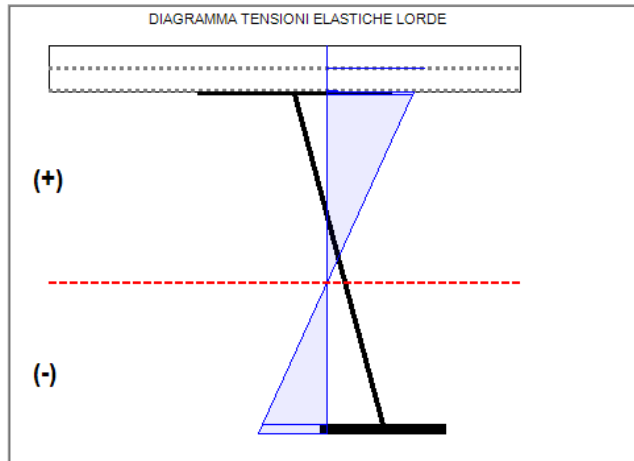
- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/A	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	79.11	478	0.49	-1.33	3
Piattabanda superiore	32.97				1
Piattabanda inferiore	6.75				1
Classe della sezione					3

=> Verifica plastica **NON APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	1.65E+5	MEd	2.21E+6	NEd	1.65E+5
NRd	9.88E+6	MRd	3.81E+6	MEd	2.21E+6
				MRd	3.77E+6
NEd/NRd	0.017	MEd/MRd	0.581	MEd/MR	0.588



Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
$\sigma 8$	0.0	1.4	0.0	1.3	0.0	1.1	0.0	0.0	1.7	0.0	12.0	0.0	0.0	0.00	$\sigma 8$
$\sigma 7$	0.0	22.0	39.3	-7.0	13.5	18.8	28.6	81.4	-8.8	17.7	59.2	206.1	305.2	0.78	$\sigma 7$
$\sigma 6$	0.0	4.0	5.3	-7.5	0.0	12.4	16.5	21.8	-9.4	0.0	6.4	12.8	34.6	0.09	$\sigma 6$
$\sigma 5$	0.0	1.1	0.0	1.3	0.0	1.0	0.0	0.0	1.7	0.0	7.7	0.0	0.0	0.00	$\sigma 5$
$\sigma 4$	0.0	19.1	35.2	-7.1	11.8	17.7	27.1	74.1	-9.0	15.6	46.3	182.3	272.0	0.80	$\sigma 4$
$\sigma 3$	0.0	18.7	34.6	-7.1	11.6	17.6	26.9	73.2	-9.0	15.3	44.7	179.4	267.9	0.79	$\sigma 3$
$\sigma 2$	0.0	4.0	5.3	-7.5	0.0	12.4	16.5	21.8	-9.4	0.0	6.4	12.8	34.6	0.10	$\sigma 2$
$\sigma 1$	0.0	-22.9	-24.3	-8.3	-11.7	2.8	6.0	-30.1	-11.0	-15.5	-137.9	-155.6	-201.1	0.59	$\sigma 1$
$\sigma 0$	0.0	-24.1	-25.9	-8.4	-12.4	2.4	5.4	-32.9	-11.1	-16.3	-142.9	-164.7	-213.9	0.63	$\sigma 0$

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 3.79

Totale, intradosso = 3.33

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = 17.51

Totale, intradosso = 12.7

=> Sezione a fine fase 3: FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 **SODDISFATTA**
eta1= **0.804**

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 2 di cambio concio (x=9.00m)**

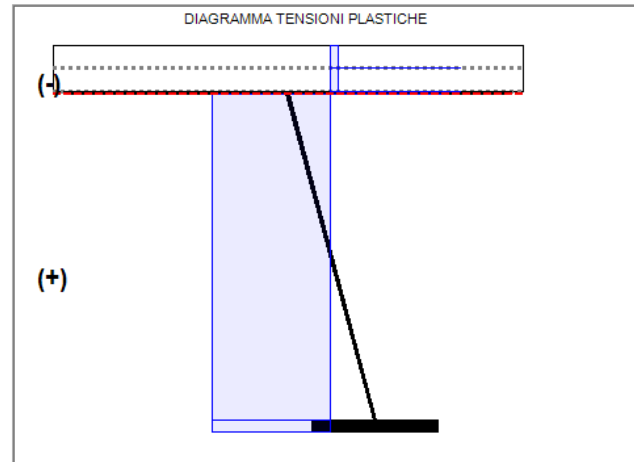
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	93.9	943	0	-0.93	1
Piattabanda superiore	77.48				1
Piattabanda inferiore	4.85				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.38E+5	MEd	-1.72E+6	NEd	5.38E+5
NRd	1.15E+7	MRd	-5.62E+6	MEd	-1.72E+6
				MRd	-5.5E+6
NEd/NRd	0.047	MEd/MRd	0.306	MEd/MR	0.312

=> Verifica plastica SODDISFATTA



Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ_8	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	0.0	0.0	-1.4	0.06	σ_8
σ_7	0.0	5.2	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	8.9	8.4	-14.2	0.0	0.0	13.6	0.03	σ_7
σ_6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	0.0	0.0	0.0	8.7	0.02	σ_6
σ_5	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	0.0	0.0	-1.5	0.07	σ_5
σ_4	-16...	4.3	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-159.4	8.5	-12.5	0.0	0.0	-154.4	0.46	σ_4
σ_3	-16...	4.2	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	-156.9	8.5	-12.3	0.0	0.0	-151.8	0.45	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	0.0	0.0	0.0	8.7	0.03	σ_2
σ_1	139.3	-7.1	-7.6	0.0	0.0	0.0	0.0	131.7	9.2	12.1	0.0	0.0	141.3	0.42	σ_1
σ_0	151.0	-7.5	-8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	142.8	9.2	13.0	0.0	0.0	152.7	0.45	σ_0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0.33

Totale, intradosso = 0.24

=> Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -1.42

Totale, intradosso = -1.49

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 3 di cambio concio (x=17.70m)**

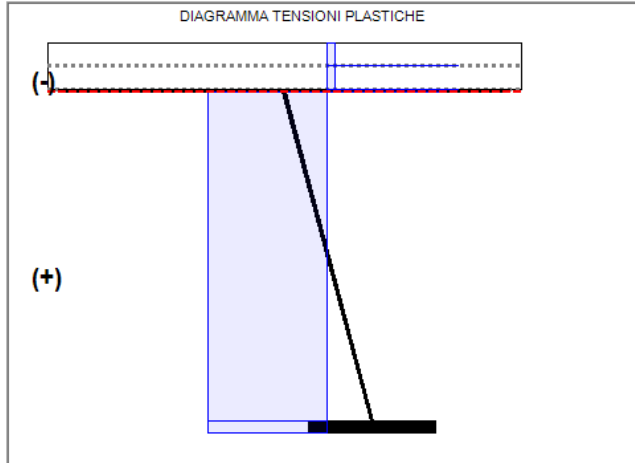
Classificazione e verifica plastica in Fase 3

	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	93.9	943	0	-1.08	1
Plattabanda superiore	77.48				1
Plattabanda inferiore	4.85				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.38E+5	MEd	-3.5E+6	NEd	5.38E+5
NRd	1.11E+7	MRd	-5.59E+6	MEd	-3.5E+6
				MRd	-5.47E+6
NEd/NRd	0.048	MEd/MRd	0.627	MEd/MR	0.64

=> Verifica plastica SODDISFATTA



Fase 1: Platt. Sup in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Platt. Inf. in Cl. 1

Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
σ_8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	-5.0	0.0	-6.7	0.29	σ_8
σ_7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	-15.5	-24.3	-82.1	-15.7	0.04	σ_7
σ_6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	0.0	0.0	0.0	8.8	0.02	σ_6
σ_5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	-3.2	0.0	-4.9	0.21	σ_5
σ_4	-24...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-243.7	8.7	-13.6	-18.9	-72.3	-253.9	0.75	σ_4
σ_3	-23...	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-239.8	8.7	-13.4	-18.3	-71.1	-249.4	0.74	σ_3
σ_2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	0.0	0.0	0.0	8.8	0.03	σ_2
σ_1	202.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	202.9	9.1	12.3	57.3	65.0	269.4	0.80	σ_1
σ_0	220.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	220.0	9.1	13.3	60.2	70.3	289.4	0.86	σ_0

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = 0
 Totale, intradosso = 0
 => Sezione a fine fase 2: FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -6.67
 Totale, intradosso = -4.86
 => Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. eL in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 4 di mezzeria (x=22.30m)**

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

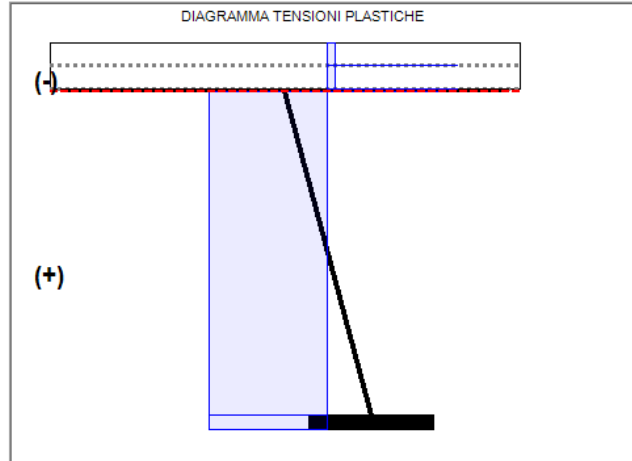
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	93.38	942	0	-0.99	1
Piattabanda superiore	77.48				1
Piattabanda inferiore	4.25				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica APPLICABILE

	Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	5.38E+5	MEd	-3.81E+6	NEd	5.38E+5	
NRd	1.17E+7	MRd	-6.11E+6	MEd	-3.81E+6	
				MRd	-5.98E+6	
NEd/NRd	0.046	MEd/MRd	0.625	MEd/MR	0.637	

=> Verifica plastica SODDISFATTA

Fase 1: Piatt. Sup. in Cl. 4, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1



Tensioni su sezione lorda Tensioni su sezione efficace

id	F1	F2a N.F.	F2a F.	F2b N.F.	F2b F.	F2c N.F.	F2c F.	F2 tot	F3a N.F.	F3a F.	F3b N.F.	F3b F.	F3 tot	eta1	id
$\sigma 8$	0.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	-1.7	0.0	-5.8	0.0	-7.5	0.33	$\sigma 8$
$\sigma 7$	0.0	-0.9	-1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.9	8.7	-15.3	-28.5	-96.0	-20.7	0.05	$\sigma 7$
$\sigma 6$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0	0.0	8.6	0.02	$\sigma 6$
$\sigma 5$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	-3.8	0.0	-5.5	0.24	$\sigma 5$
$\sigma 4$	-25...	-0.8	-1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-255.6	8.7	-13.5	-22.6	-85.1	-269.5	0.80	$\sigma 4$
$\sigma 3$	-25...	-0.7	-1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-251.6	8.7	-13.3	-21.8	-83.7	-264.8	0.78	$\sigma 3$
$\sigma 2$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0	0.0	8.6	0.03	$\sigma 2$
$\sigma 1$	190.8	1.1	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	191.9	8.3	10.9	61.0	68.8	261.2	0.77	$\sigma 1$
$\sigma 0$	210.4	1.1	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	211.6	8.2	12.0	64.7	75.6	284.5	0.84	$\sigma 0$

Tensioni nella soletta a fine fase 2 (N/mm²):

Totale, estradosso = -0.06

Totale, intradosso = -0.04

=> Sezione a fine fase 2: NON FESSURATA (m.)

Tensioni nella soletta a fine fase 3 (N/mm²):

Totale, estradosso = -7.5

Totale, intradosso = -5.51

=> Sezione a fine fase 3: NON FESSURATA (m.)

=> Ver. el. in Fase 3 NON SIGNIFICATIVA

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

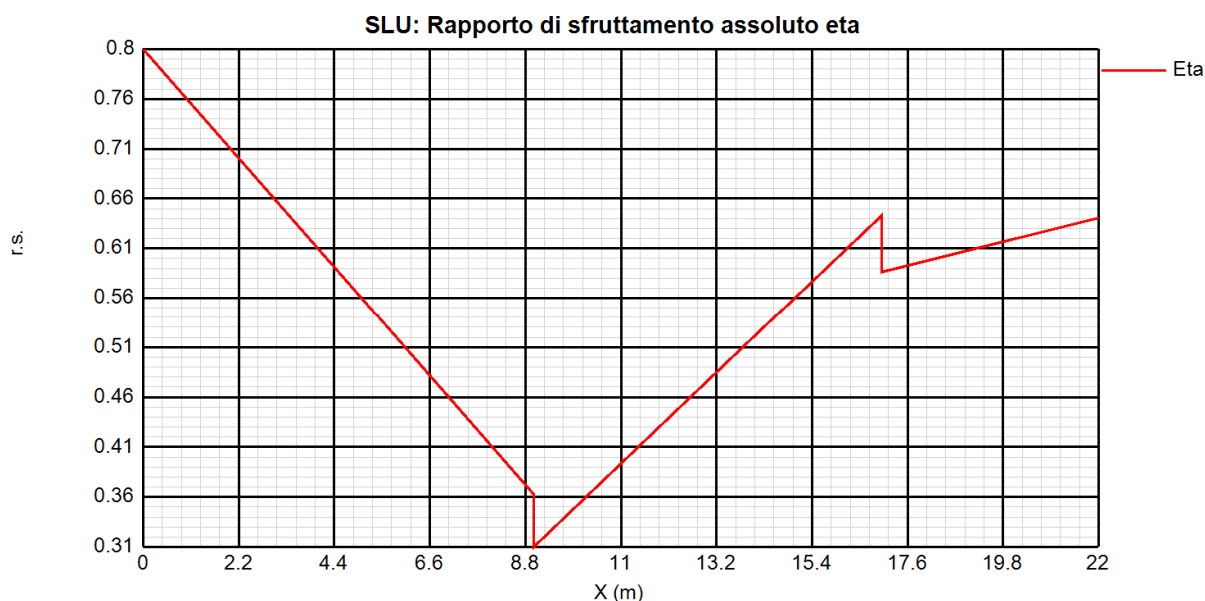
Relazione di calcolo strutturale

SLU – Resistenza delle sezioni – Rapporti di sfruttamento e stato tensionale

Si riportano di seguito i diagrammi dei seguenti rapporti di sfruttamento:

Max η assoluto

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .



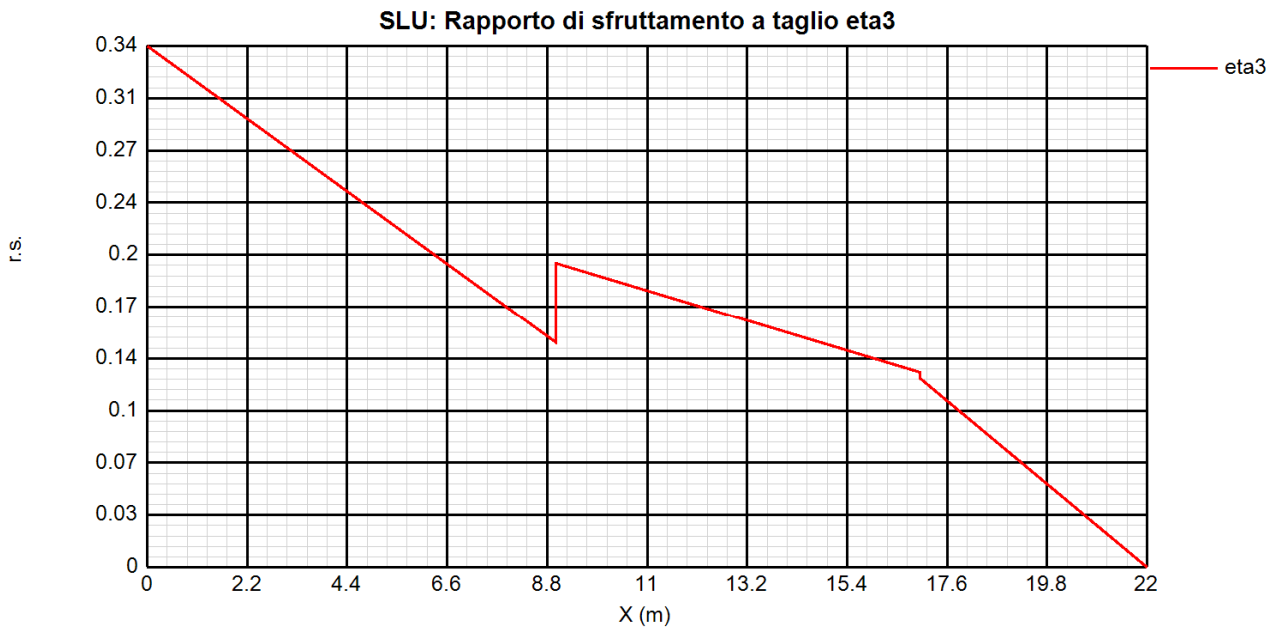
Max η_3

Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

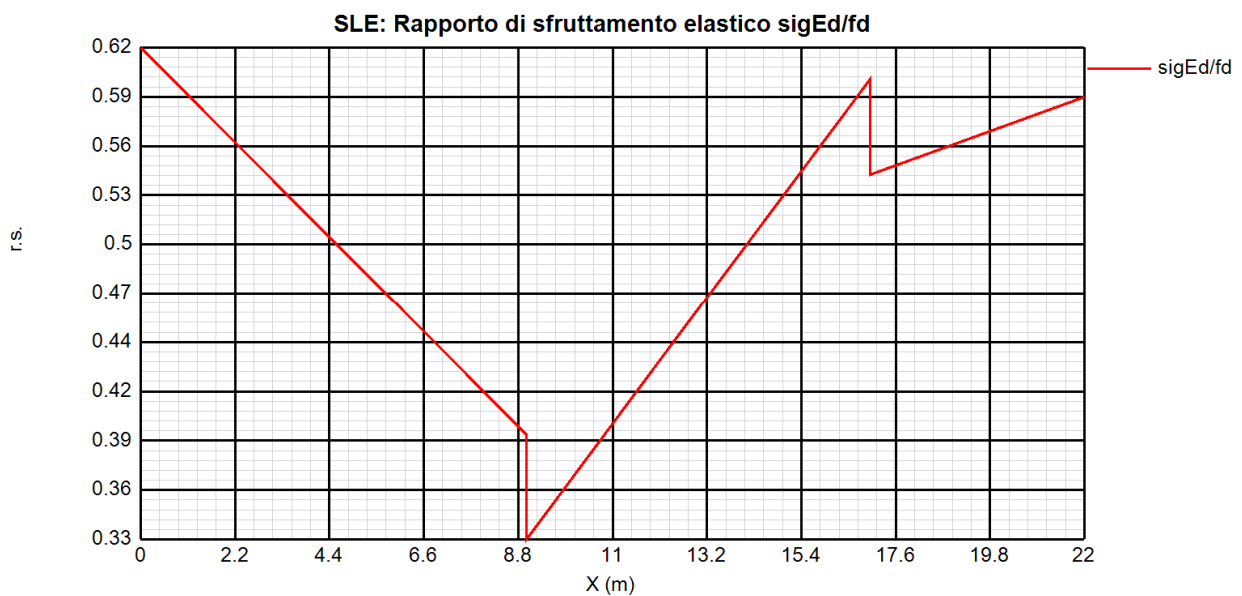
Documento

Relazione di calcolo strutturale



SLE – Limitazione delle tensioni – Rapporto di sfruttamento

Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



La verifica risulta essere soddisfatta.

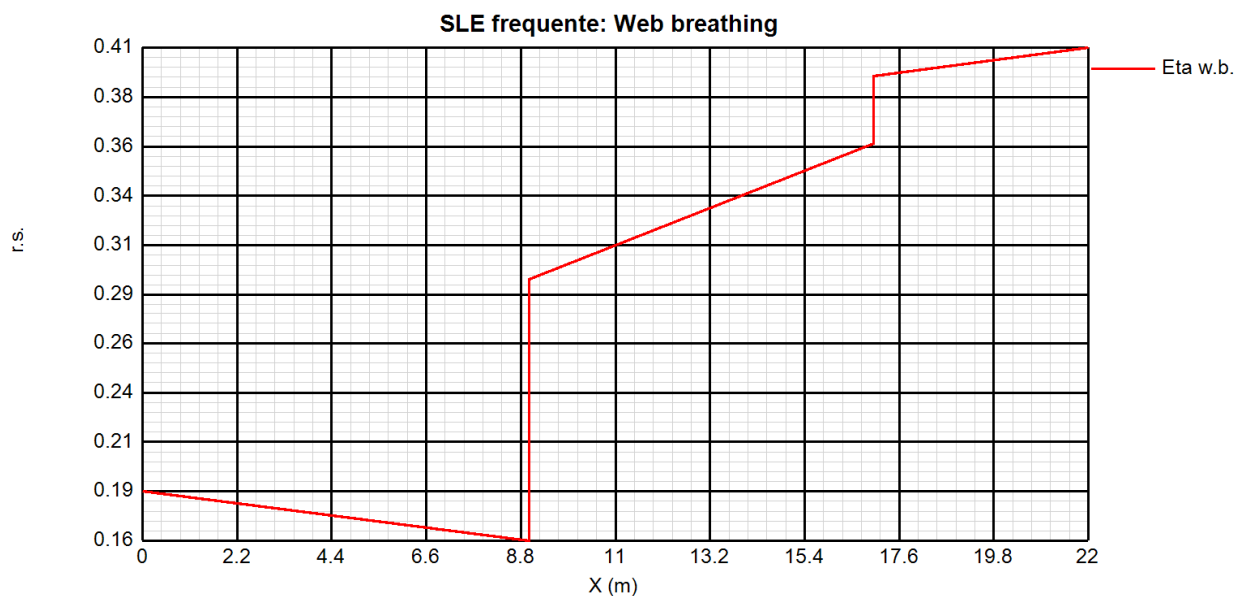
INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

SLE – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento.



Anche in questo caso la verifica risulta essere soddisfatta.

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Verifica a taglio SLU

Di seguito si riportano le verifiche relative alle sezioni caratterizzate da una sollecitazione tagliante significativa.

- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.668E+6 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.624E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.624E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.774E+3 \text{ N}$ <p>chiw= 0.765 Appoggio: NON RIGIDO lambda_w= 1.085 MEd,eq= 2.83E+6 Nm c= 847.086 Mf,Rd= 2.861E+6 Nm taucr= 174.27 N/mm² MEd/MfRd= 0.989</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.34 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$ <p>Interazione Taglio-Momento</p> $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.99 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.34 \leq 0.5$ <p style="text-align: center;">NON C'E' INTERAZIONE</p>						
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$</td> </tr> <tr> <td>79.112</td> <td>></td> <td>50.359</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw= 3.16 Isl= 0E+00 mm⁴ eta= 1.2 Ktausl= 0 Epsw= 0.814 Ktau= 5.741</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$	79.112	>	50.359		
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$						
79.112	>	50.359						

- **Sezione 2 di cambio concio (x=9.30m)**

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.199E+6 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.247E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.127E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.199E+5 \text{ N}$ <p>chiw= 0.644 Appoggio: NON RIGIDO lambda_w= 1.288 MEd= -1.589E+6 Nm c= 983.409 Mf,Rd= -4.135E+6 Nm taucr= 123.52 N/mm² MEd/MfRd= 0.384</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.2 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$ <p>Interazione Taglio-Momento</p> $\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.38 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.22 \leq 0.5$ <p style="text-align: center;">NON C'E' INTERAZIONE</p>						
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$</td> </tr> <tr> <td>93.9</td> <td>></td> <td>50.321</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw= 3.195 Isl= 0E+00 mm⁴ eta= 1.2 Ktausl= 0 Epsw= 0.814 Ktau= 5.732</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$	93.9	>	50.321		
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$						
93.9	>	50.321						

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

• **Sezione 3 di cambio concio (x=17.30m)**

Taglio plastico

$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.187E+6 \text{ N}$
gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm ²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_\tau}$
93.382		50.302

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 3.213 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.728

Resistenza Shear Buckling

$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.229E+6 \text{ N}$
$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.127E+6 \text{ N}$
$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.02E+5 \text{ N}$

chiw= 0.648 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w= 1.282 MEd= -2.947E+6 Nm
 c= 1058.25 Mf,Rd= -4.643E+6 Nm
 taucr= 124.8 N/mm² MEd/MfRd= 0.635

Verifica a taglio

$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.09 \leq 1$ (VERIFICA SODDISFATTA)

Interazione Taglio-Momento

$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.63 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.1 < 0.5$
--------------------------------------	---

NON C'E' INTERAZIONE

• **Sezione 4 di mezzeria (x=22.30m)**

Taglio plastico

$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.187E+6 \text{ N}$
gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm ²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \epsilon_w \sqrt{K_\tau}$
93.382		50.302

=> Verifica NECESSARIA

a/hw= 3.213 Isl= 0E+00 mm⁴
 eta= 1.2 Ktausl= 0
 Epsw= 0.814 Ktau= 5.728

Resistenza Shear Buckling

$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.217E+6 \text{ N}$
$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1.127E+6 \text{ N}$
$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 9.06E+4 \text{ N}$

chiw= 0.648 Appoggio: NON RIGIDO
 lambda_w= 1.282 MEd= -3.181E+6 Nm
 c= 1058.25 Mf,Rd= -4.643E+6 Nm
 taucr= 124.8 N/mm² MEd/MfRd= 0.685

Verifica a taglio

$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0 \leq 1$ (VERIFICA SODDISFATTA)
--

Interazione Taglio-Momento

$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.69 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0 \leq 0.5$
--------------------------------------	--

NON C'E' INTERAZIONE

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

Verifiche connessioni trave-soletta

Di seguito sono riportate rispettivamente le verifiche SLU e SLE.

- **Sezione 1 di spalla (x=0.00m)**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 57906 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 70495 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 268 < 1.1 * n * P_{Rd} = 955 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 16 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 35220 N/mm²
 h= 75 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 40 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2.869E+4	5.406E+6	6.836E+9	22.7
2b	0E+00	5.406E+6	6.836E+9	0
2c	0E+00	5.406E+6	6.836E+9	0
3a	0E+00	8.638E+6	8.861E+9	0
3b	2.52E+5	8.638E+6	8.861E+9	245.7
Tot				268.4

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 57906 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 70495 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 194 < K_s * n * P_{Rd} = 521 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 16 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 35220 N/mm²
 h= 75 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 40 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	2.125E+4	5.406E+6	6.836E+9	16.8
2b	0E+00	5.406E+6	6.836E+9	0
2c	0E+00	5.406E+6	6.836E+9	0
3a	0E+00	8.638E+6	8.861E+9	0
3b	1.818E+5	8.638E+6	8.861E+9	177.2
Tot				194

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

11.5. Contromonte di progetto

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato in condizioni di esercizio.

Quadro fessurativo di progetto relativo alle travi principali

Di seguito si riportano i principali risultati inerenti la deformabilità dell'impalcato.

Viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti e spinta delle terre (fase 2a);
- Carichi mobili (fase 3b) (combinati al 25%)

Nel seguito, relativamente alle travi principali, vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato (espresso in m) in corrispondenza dei cambi concio della spalla e della mezzeria.

Contromonte di progetto

La controfreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi strutturali e ai permanenti portati, sommato il 25% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico. Di seguito sono riportati i valori di contromonte adottati (espressi in mm) ed il grafico delle controfrecce da assegnare ai vari conci.

	DEFORMAZIONI VERTICALI IN FASE DI ESERCIZIO						
	Spalla A	Concio A-B	Concio B-C	Mezzeria	Concio C-D	Concio D-E	Spalla B
Strutt [m]	0.000	0.210	0.320	0.330	0.320	0.210	0.000
PP [m]	0.000	0.005	0.010	0.011	0.010	0.005	0.000
traffico [m]	0.000	0.024	0.046	0.049	0.046	0.024	0.000
TOT [m]	0.000	0.221	0.342	0.353	0.342	0.221	0.000
TOT [mm]	0	221	342	353	342	221	0
Progr. Long. [m]	0	9	17.7	22.7	27.7	36.4	45.4

INTERVENTO DI RIFACIMENTO PONTE E COLLEGAMENTO ALLE ARGINATURE ESISTENTI A QUOTA ADEGUATA DEL NODO LOC.S. DONNINO

Documento

Relazione di calcolo strutturale

	spalla A	Concio A-B	Concio B-C	Mezzeria	Concio B-C	Concio C-D	Concio E-F
Contromonte adottate [mm]	0	220	340	340	340	220	0
Progr. Long. [m]	0	9	17.7		27.7	36.4	45.4

