

E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1162</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>coopprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto S. Antonio

Relazione di calcolo impalcato

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p> <p>DTAN245 D 22</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00VIO1STRRE05B.</p> <p>CODICE ELAB. T00VIO1STRRE05</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA</p> <p>-</p>
<p>D</p> <p>C</p> <p>B</p> <p>A</p> <p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p> <p>Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023</p> <p>Emissione</p>	<p>DATA</p> <p>Febbraio '23</p> <p>Ottobre '22</p>	<p>REDATTO</p> <p>Piacentini</p> <p>Piacentini</p> <p>VERIFICATO</p> <p>Crenca</p> <p>Crenca</p> <p>APPROVATO</p> <p>Guiducci</p> <p>Guiducci</p>

E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i> Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotto S. Antonio

Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00VIO1STRRE05B.				
D	D	22	T00VIO1STRRE05			B	-
D							
C							
B	Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023		Febbraio '23	Piacentini	Crenca	Guiducci	
A	Emissione		Ottobre '22	Piacentini	Crenca	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI	5
2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	5
2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	5
2.3. GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1. CALCESTRUZZO.....	7
3.2. ACCIAIO	8
3.2.1. Armature per c.a. – Acciaio B 450 C	8
3.2.2. Carpenteria metallica – CLASSE S355	8
3.2.3. Bulloni	9
3.2.1. Pioli.....	9
4. CODICI DI CALCOLO	10
4.1. CSI BRIDGE	10
4.2. VALIDAZIONE CODICI DI CALCOLO.....	10
5. CRITERI DI CALCOLO.....	11
5.1. FASI DI CALCOLO	11
5.2. COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	11
5.3. CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO.....	14
6. MODALITÀ DI ANALISI	15
6.1. MODALITÀ TRIDIMENSIONALE.....	15
6.1. SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALI.....	15
7. ANALISI DEI CARICHI	17
7.1. CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)	17
7.2. VALORI DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO (ϵ_4).....	17
7.3. RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2).....	18
7.4. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (ϵ_3).....	18
7.5. CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI RESISTENZA).....	18
7.6. CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI FATICA)	19
7.7. FRENATURA (Q3)	19
7.8. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	19
7.9. AZIONE DEL VENTO (Q5).....	19
8. CRITERI DI VERIFICA.....	20

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.	VERIFICHE SLU – RESISTENZA DELLE SEZIONI.....	20
8.2.	VERIFICHE SLE – LIMITAZIONE DELLE TENSIONI.....	23
8.3.	VERIFICHE SLE – WEB BREATHING	24
8.4.	VERIFICHE SLU E SLE – VERIFICA CONNESSIONI TRAVE SOLETTA	24
9.	<u>TRAVI LONGITUDINALI</u>	26
9.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....	26
9.2.	VERIFICHE.....	26
10.	<u>TRAVERSI.....</u>	30
11.	<u>CONNESSIONI.....</u>	33
12.	<u>SOLETTA</u>	33
12.1.	VERIFICHE SLU.....	33
12.1.	VERIFICHE SLE	41
12.1.	VERIFICHE SBALZI SLU URTO	47

PROGETTAZIONE ATI:

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali dell'impalcato del ponte denominato "Sant'Antonio".

Il viadotto, di lunghezza complessiva pari a 120.00m, è continuo e costituito da 3 campate con luci pari a 36.00m, 48.00m e 36.00m. L'asse di progetto sovrappassa il fiume Metauro con la campata P1-P2 di luce 48m.

La viabilità in progetto al di sopra del viadotto è una strada di categoria C1 composta da due corsie di larghezza 3.75m e da banchine di larghezza pari a 1.50m, con andamento planimetrico parzialmente in curva e parzialmente in clotoide nel tratto interessato dal manufatto. È presente in destra un allargamento per la visibilità di larghezza variabile da 1.47m a 1.06m.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 10.50m, dall'allargamento per la visibilità di larghezza variabile da 1.47m a 1.06m e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.75m. L'impalcato risulta quindi di larghezza complessiva variabile da 13.06m a 13.47m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 3 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile poste ad interasse pari a 4.00m e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore pari a 0.25m. Le tre travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena.

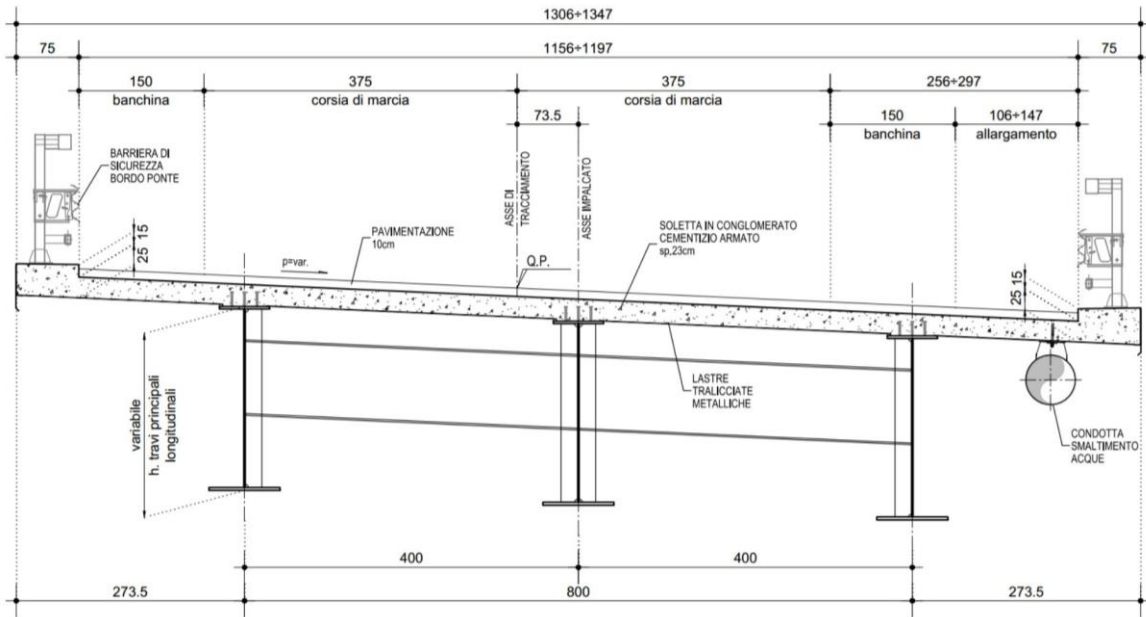
Le travi d'acciaio hanno altezza variabile lungo il loro sviluppo longitudinale da un minimo di 1800mm sulle campate di riva fino ad un massimo di 2800 mm sulle pile e sono attrezzate con elementi di connessione trave/soletta (pioli).

All'intradosso della soletta sono previste lastre tralicciate metalliche, ordite in direzione trasversale e poggianti sulle travi longitudinali principali.

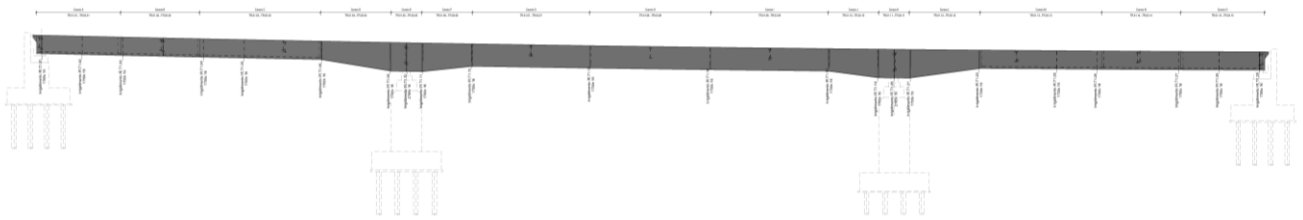
Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre, tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive dell'impalcato oggetto della presente relazione.

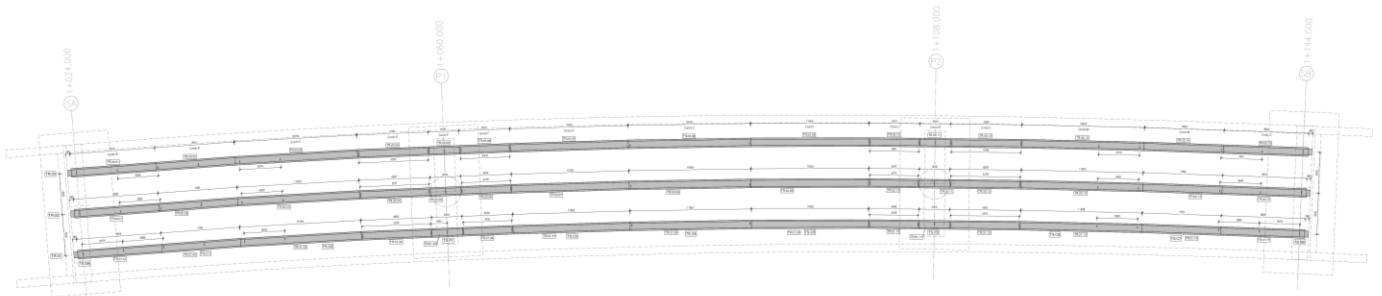
PROGETTAZIONE ATI:



Sezione trasversale impalcato



Sezione longitudinale



Pianta

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI

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

2.1. OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle 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 - Pesì per unità di volume, pesì 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”;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.2. NORMATIVA SPECIFICA PER I 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”;

PROGETTAZIONE ATI:

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”.

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si riportano le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

3.1. CALCESTRUZZO

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 Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

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".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/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

Tabella 3.2 - Grandezze meccaniche relative al cls

3.2. ACCIAIO

3.2.1. ARMATURE PER C.A. – ACCIAIO B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo	A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto	f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

3.2.2. CARPENTERIA METALLICA – CLASSE S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio

Elementi in acciaio saldati

Acciaio autoprotetto tipo CORTEN

- EN 10025-2 S355J2W+N (ex Fe510D)
per $t < 40$ mm $f_{yk} = 355$ N/mm²
- EN 10025-2 S355K2W+N (ex Fe510D)
per 40 mm $< t < 80$ mm $f_{yk} = 335$ N/mm²
per 80 mm $< t < 100$ mm $f_{yk} = 315$ N/mm²

PROGETTAZIONE ATI:

Elementi non saldati, angolari, (controventi) e piastre di collegamento (coprigiunti):

- EN 10025-2 S355J0W+N (ex Fe510C)
per $t < 40\text{mm}$ $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
per $40\text{mm} < t < 80\text{mm}$ $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$
per $80\text{mm} < t < 100\text{mm}$ $f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2$

Classe di Esposizione: EXC3 (secondo EN 10902)

3.2.3. BULLONI

Si utilizzano per le unioni delle strutture metalliche del viadotto i seguenti elementi:

Caratteristiche delle (eventuali) giunzioni bullonate

- Viti : Classe 10.9 (UNI EN 14399-4 SISTEMA HV)
- Dadi : Classe 10 (UNI EN 14399-4 SISTEMA HV)
- Rosette : Secondo UNI EN 14399-6 SISTEMA HV

Classe funzionale dei bulloni k1

Trattamento superfici di accoppiamento dei giunti ad attrito con coefficiente di attrito $n = 0.5$ in accordo con UNI EN 1993-1-8 e coppia di serraggio secondo tabella C4.2.XXI di C.M. 02\02-2009

3.2.1. PIOLI

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti pioli:

Pioli Tipo Nelson - Secondo UNI EN ISO 13918

- Acciaio : St 37-3k (S235j2g3+C450)
- Snervamento : $F_y > 350 \text{ Mpa}$
- Rottura : $F_u > 450 \text{ Mpa}$
- Allungamento : $A > 15\%$
- Strizione : $Z > 50\%$

PROGETTAZIONE ATI:

4. CODICI DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi seguenti. Si

4.1. CSI BRIDGE

Il codice di calcolo CSI Bridge v. 24.0.0, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti, è stato utilizzato per la modellazione degli elementi dell'impalcato. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il verificatore interno al programma di calcolo. 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.

4.2. VALIDAZIONE CODICI DI CALCOLO

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2008, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative, come dettagliato meglio nel capitolo apposito della relazione di calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI 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.

5.1. FASI DI CALCOLO

Trattandosi, di un sistema misto acciaio-clc l'analisi delle 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 prefabbricate. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica. A sua volta la fase 1 si suddivide in sei sottofasi (1a, 1b, 1c, 1d, 1e, 1f) come riportato nella figura sottostante e come vedremo in seguito nel dettaglio.

FASE 2: Si considera il getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte e avviene in due fasi distinte e separate:

- 2a, getto in campata;
- 2b, getto sugli appoggi.

FASE 3: Ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, barriere, ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo. Inoltre, si porta in conto anche il 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 C35/45 adottata.

Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per ottenere in ciascuna sezione la condizione di massimo valore di taglio, di momento flettente o di momento torcente.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale e dell'azione del vento.

I calcoli sono stati svolti su una delle tre travi costituenti l'impalcato in quanto trattandosi di impalcato trasversalmente isostatico, è lecito determinare il carico gravante su ciascuna delle due travi, sulla base del posizionamento trasversale di quest'ultimo, semplicemente tramite considerazioni di equilibrio. Per questo motivo si è determinato il carico sulla singola trave, ipotizzando per quest'ultimo la posizione maggiormente sbilanciata e quindi più sfavorevole.

5.2. COMBINAZIONI 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

PROGETTAZIONE ATI:

ε1	Distorsioni e presollecitazioni di progetto
ε2	Ritiro e Viscosità
ε3	Variazioni termiche
ε4	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

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportate:

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

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

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

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

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

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

- **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.

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

PROGETTAZIONE ATI:

		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 frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
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_5	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_5	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

PROGETTAZIONE ATI:

5.3. 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	1.5
	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 $\alpha_{cc}=0.85$.

PROGETTAZIONE ATI:

6. MODALITÀ DI ANALISI

6.1. MODALITÀ TRIDIMENSIONALE

L'analisi della struttura è stata condotta tramite una modellazione numerica agli elementi finiti implementata con l'ausilio del codice di calcolo CSI Bridge v. 24.0.0, riproducendo le reali caratteristiche tridimensionali della struttura.

L'analisi è stata condotta per fasi (cd. "*Stage Constarction*"), applicando i carichi alla modellazione numerica in coerenza con le fasi costruttive descritte al precedente punto **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Di seguito si riportano immagini dell'implementazione numerica

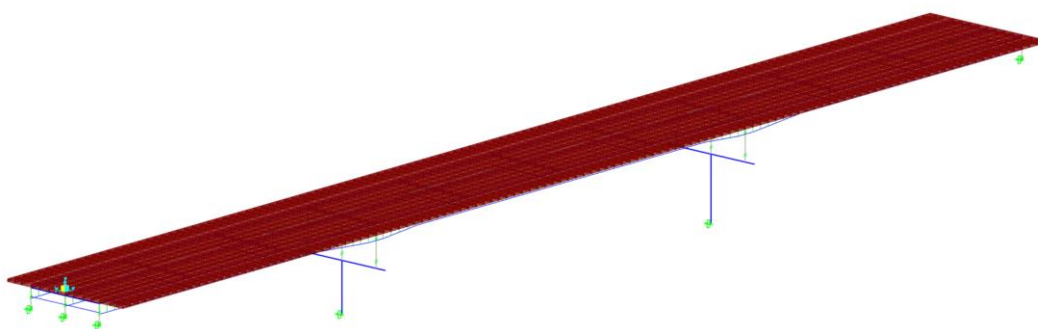


Figura 6-1 Modellazione numerica agli elementi finiti: vista dall'alto

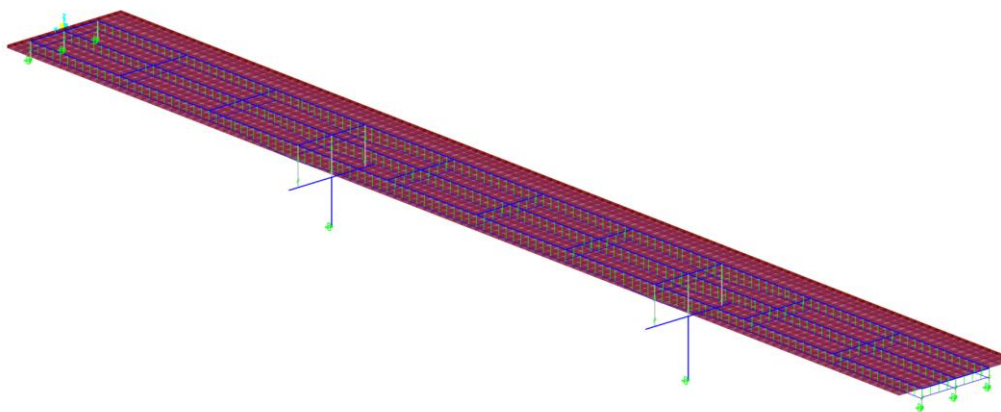


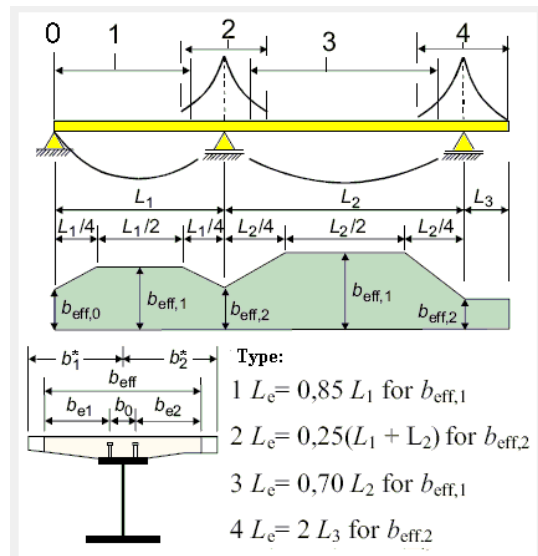
Figura 6-2 Modellazione numerica agli elementi finiti: vista dal basso

6.1. SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALI

La larghezza collaborante di soletta da considerare per l'analisi della trave è definita, secondo il punto 4.3.2.3 del D.M. 2008, in funzione dell'interasse delle travi e delle condizioni di vincolamento. Le larghezza collaborante per le diverse sezioni di verifica è calcolata come segue:

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTO S. ANTONIO – RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



PROGETTAZIONE ATI:

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1. CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)

I pesi propri strutturali sono stati determinati direttamente dal codice di calcolo assumendo un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25kN/m^3 e un peso specifico per gli elementi in carpenetria pari a $78,5\text{kN/m}^3$. Risulta:

Per i carichi permanenti portati si è assunto quanto di seguito:

Permanenti portati:

Pavimentazione: $(2.20 \times 12.00) = 26.40 \text{ kN/m}$

Cordoli: $2 \times (25.00 \times 0.75 \times 0.15) = 5.63 \text{ kN/m}$

Barriere: $2 \times 1.50 = 3.00 \text{ kN/m}$

7.2. VALORI DEI COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO (ϵ_4)

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

La soletta, realizzata in conglomerato cementizio di resistenza caratteristica C32/40, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{\text{cls},0} = 22000 (f_{\text{cm}}/10)^{0.3} = 33345 \text{ N/mm}^2$$

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

$$n = E_s / E_{\text{cls},0} = 210000 / 33345 = 6.30$$

si assume $n = 6$

Il coefficiente finale di viscosità per il conglomerato della soletta, sottoposto a maturazione in ambiente con umidità relativa di circa 55% e avente dimensione fittizia $\alpha = 2A_s/u > 60$ (rapporto tra l'area della sezione della soletta e il perimetro della stessa a contatto con l'atmosfera), risulta: $\phi(t_\infty, t_0) = 2$

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

$$E_{\text{cls},\infty} = E_{\text{cls},0} / [1 + \phi(t_\infty, t_0)] = 11359 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{\text{cls},\infty} = 210000 / 11115 = 18.90$$

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....);

PROGETTAZIONE ATI:

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

7.3. RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2)

L'azione da ritiro è stata determinata secondo il punto 11.2.10.6 delle NTC 08. 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 PontiEC4 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 Lusas di cui si riportano nel seguito dei paragrafi le sollecitazioni.

7.4. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (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 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:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha * \Delta T = 1,2 \text{ E-}5 \times 10 = 1.2 \text{ E-}4$$

7.5. CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI RESISTENZA)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2008, 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 8.50 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico intere di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ciascuna più la restante parte rimanente.

PROGETTAZIONE ATI:

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

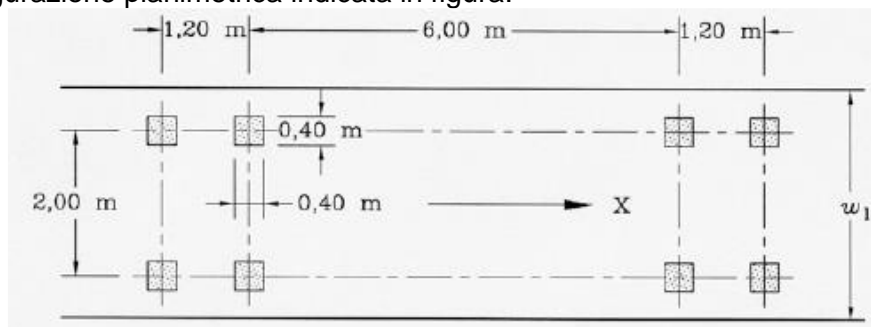
Corsia di carico n. 2 costituita da:

- Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00 m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00 m.

Si valuta infine la porzione di carreggiata restante che viene caricata tramite la parte rimanente di carico, in grado di produrre la massima sollecitazione sulla trave analizzata.

7.6. CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI 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.



L'impalcato oggetto di dimensionamento è a doppio senso con due corsie di marcia e pertanto si considera la presenza di una sola corsia lenta, posizionata nella sua collocazione reale di progetto. La presenza di una sola corsia lenta è tenuta in conto attraverso il coefficiente λ_4 assunto unitario nel caso in oggetto.

7.7. FRENATURA (Q3)

Non presa in considerazione in quanto responsabile di sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

7.8. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

Non presa in considerazione in quanto responsabile di sollecitazioni trascurabili sugli elementi d'impalcato.

7.9. AZIONE DEL VENTO (Q5)

Si considera cautelativamente una pressione cinetica $p_w = 2.50$ kN/m² diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia torcente.

PROGETTAZIONE ATI:

8. CRITERI DI VERIFICA

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 interazione 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 espone in dettaglio i criteri di verifica adottati.

8.1. VERIFICHE SLU – RESISTENZA DELLE SEZIONI

Le verifica 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).

PROGETTAZIONE ATI:

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2008).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

- $N_{abf} = t_{inf} \times b_{inf} \times f_{yinf} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda inferiore;
- $N_{aweb} = t_{web} \times h_{web} \times f_{yweb} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla anima;
- $N_{atf} = t_{sup} \times b_{sup} \times f_{ysup} / \gamma_{m0}$ azione assiale plastica sviluppabile dalla piattabanda superiore;
- $N_{c1} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c1} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c1}) compreso tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta (agente solo a compressione);
- $N_{c2} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c2} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c2}) compreso tra i due layers di armatura (agente solo a compressione);
- $N_{c3} = 0.85 \times f_{ck} \times b_{eff} \times t_{c3} / \gamma_c$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer di cls (di spessore pari a t_{c3}) compreso tra la piattabanda superiore e il layer di armatura inferiore (agente solo a compressione);
- $N_{layer1} = A_{slinf} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer inferiore di armatura (di area complessiva A_{slinf});
- $N_{layer2} = A_{slsup} \times f_{yk} / \gamma_s$ azione assiale plastica sviluppabile dal layer superiore di armatura (di area complessiva A_{slsup});
- N_e azione assiale esterna, agente in corrispondenza del baricentro geometrico della sezione;
- $f_{yinf}, f_{ysup}, f_{yweb}$ resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

La posizione dell'asse neutro plastico, per un dato segno dell'azione flettente, è immediatamente e univocamente determinabile dall'esame di relazioni simili alla seguente, esplicitata per il caso di momento flettente negativo (soletta compressa), e asse neutro plastico disposto nell'anima:

$$Z_{pl} = t_{inf} + (-N_e + N_{layer1} + N_{layer2} + N_{atf} - N_{abf} + N_{aweb}) / (2 t_{web} f_{yweb} \gamma_{m0})$$

Si evidenzia inoltre che:

- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85% (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto d),
- le armature in compressione vengono considerate, al fine di evitare possibili punti di discontinuità nella ricerca di a.n.p. per azione assiale variabile, rinunciando all'ipotesi semplificativa contemplata da EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(1), punto c
- per i medesimi motivi indicati al punto precedente, i layers di armatura vengono modellati con "strisce" di spessore equivalente.

Il tracciamento dei domini viene effettuato per punti, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} sotto l'azione dell'azione assiale N incrementata da 0 (flessione semplice, positiva o negativa) fino a $\pm N_{pl}$ con incrementi pari a $N_{pl}/10$.

L'operazione viene effettuata in automatico dal programma PontiEC4 per tutte le sezioni di verifica, considerando sia la sezione completa, sia la sezione formata dalle sole flange in acciaio e calcestruzzo.

PROGETTAZIONE ATI:

- Classificazione effettiva della sezione

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

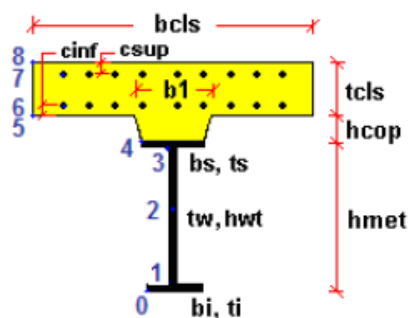
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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.



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

PROGETTAZIONE ATI:

sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad un'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:

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

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

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 ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} \cdot \Sigma \sigma_{x,i} |$).

8.2. VERIFICHE SLE – 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.

PROGETTAZIONE ATI:

8.3. VERIFICHE SLE – 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.

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. VERIFICHE SLU E SLE – 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-08 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

- 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.

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

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

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

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

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

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.

PROGETTAZIONE ATI:

9. TRAVI LONGITUDINALI

9.1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni per le verifiche significative agli SLU e SLE come da NTC2018.

La linea blu rappresenta le sollecitazioni globali sull'intero impalcato; le linee di colore diverso rappresentano le sollecitazioni relative alla singola trave composta oggetto di verifica.

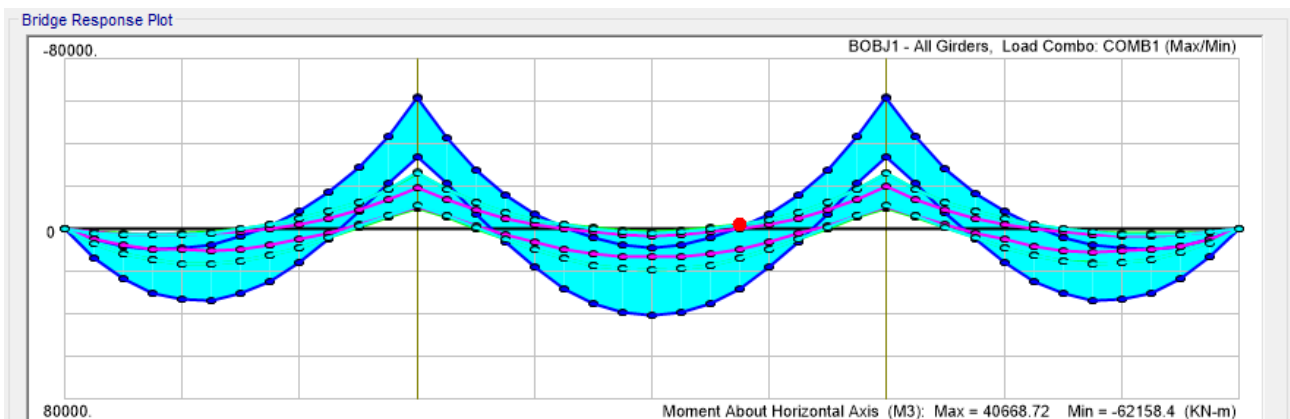


Figura 9-1 Momenti flettenti, involuppo combinazioni SLU

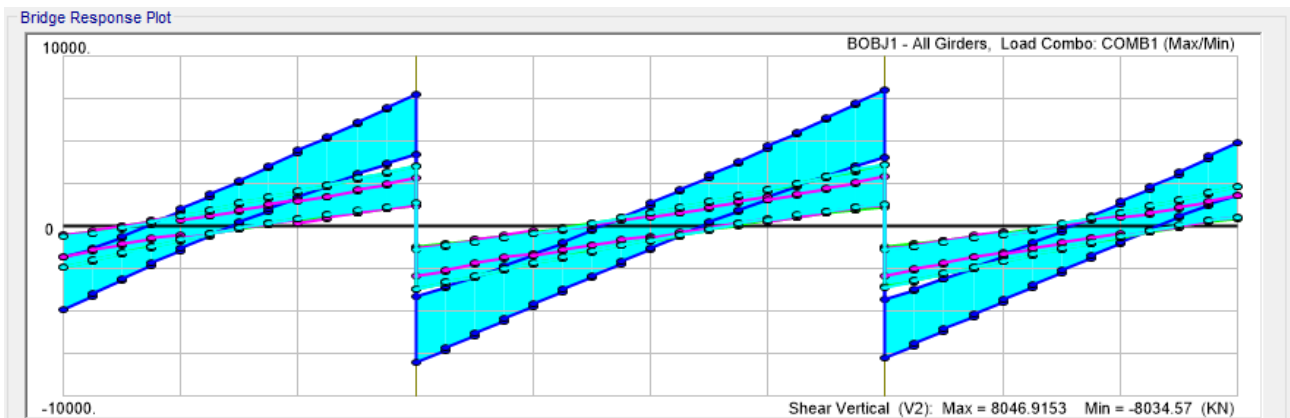


Figura 9-2 Tagli, involuppo combinazioni SLU

9.2. VERIFICHE

Si riportano di seguito i coefficienti di sfruttamento delle sezioni composte secondo l'asse longitudinale dell'opera/trave. Si riportano le verifiche per i casi significativi per gli SLU e SLE.

Si dimostra che tutte le verifiche sono soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

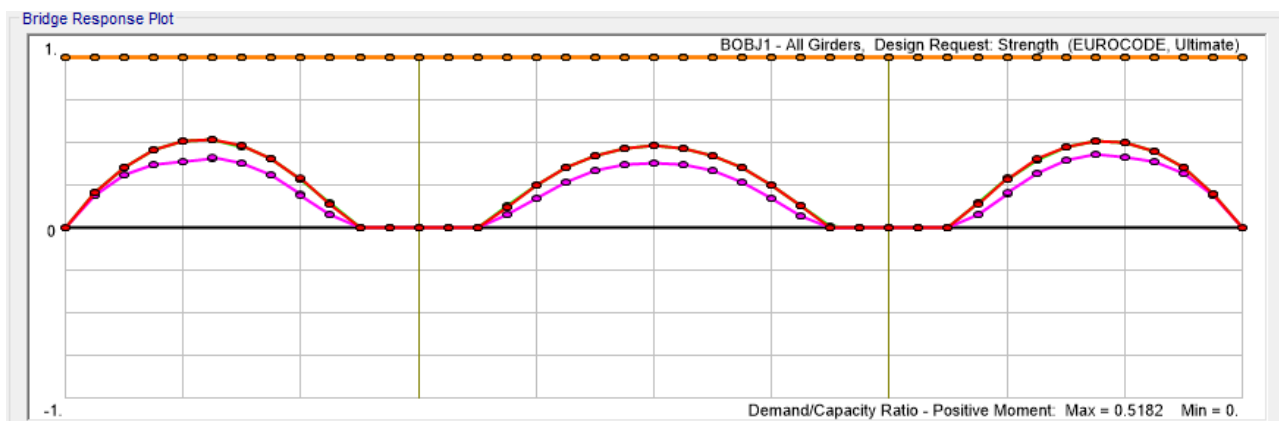


Figura 9-3 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti positivi, involucro combinazioni SLU

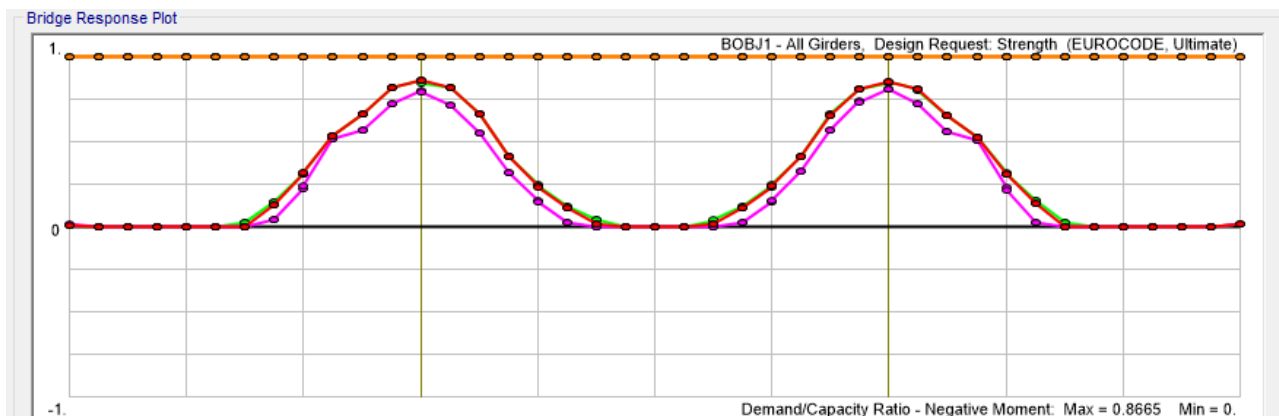


Figura 9-4 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti negativi, involucro combinazioni SLU

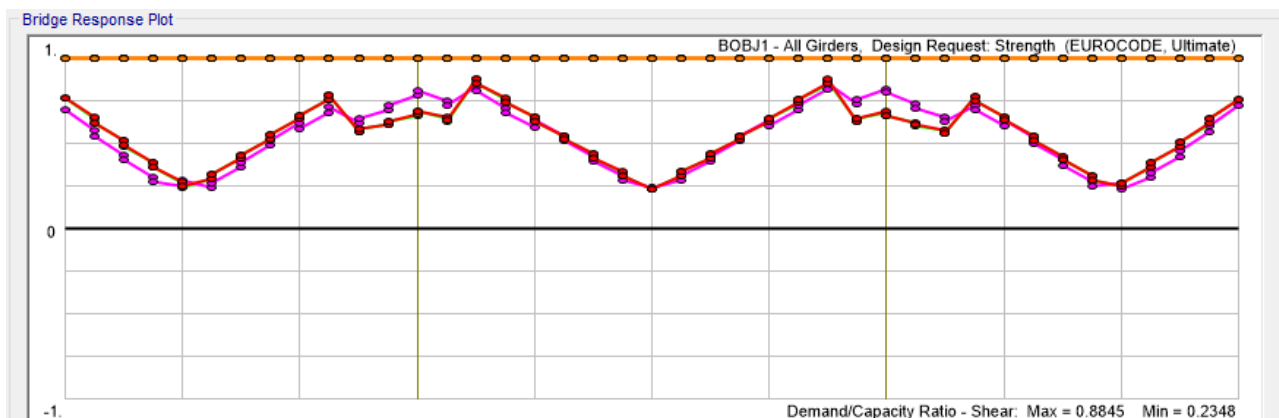


Figura 9-5 Rapporti di sfruttamento tagli, involucro combinazioni SLU

PROGETTAZIONE ATI:

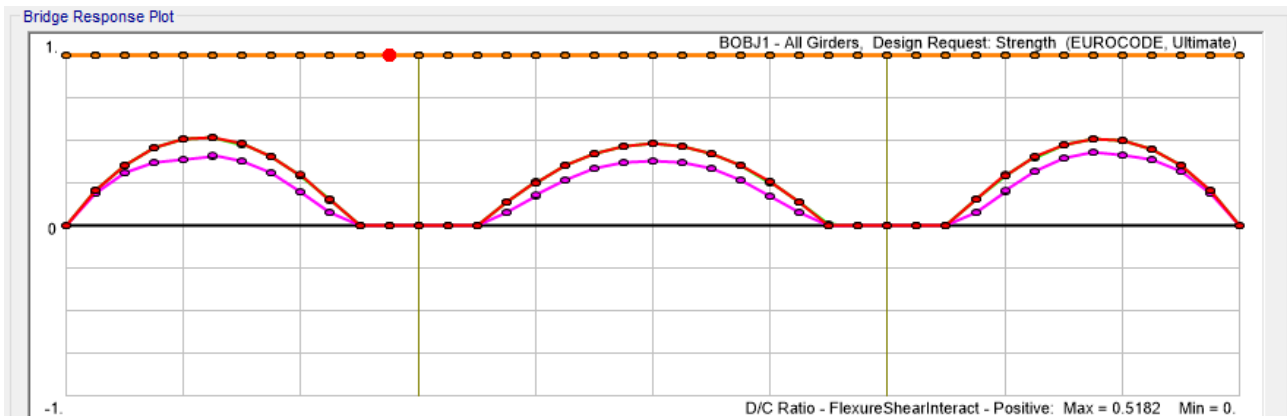


Figura 9-6 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti positivi - tagli, involucro combinazioni SLU

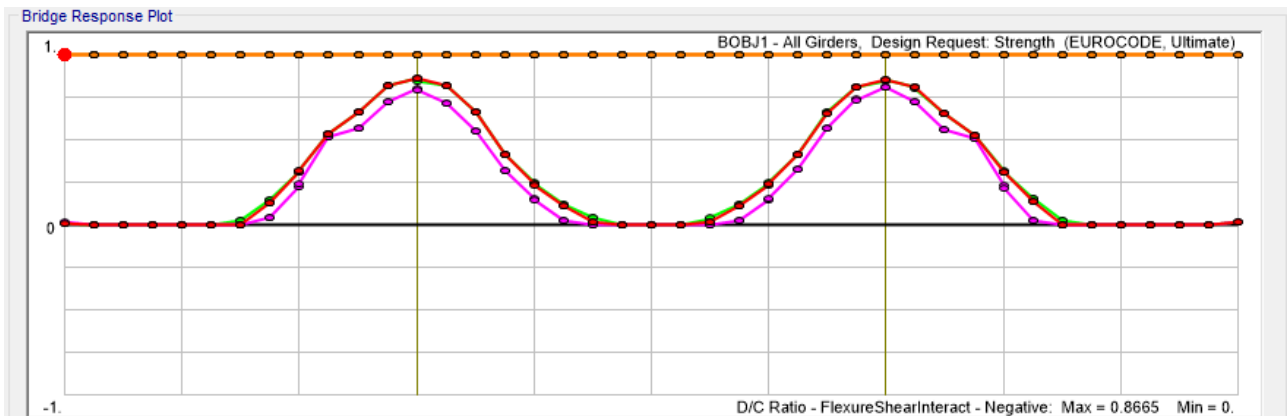


Figura 9-7 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti positivi - tagli, involucro combinazioni SLU

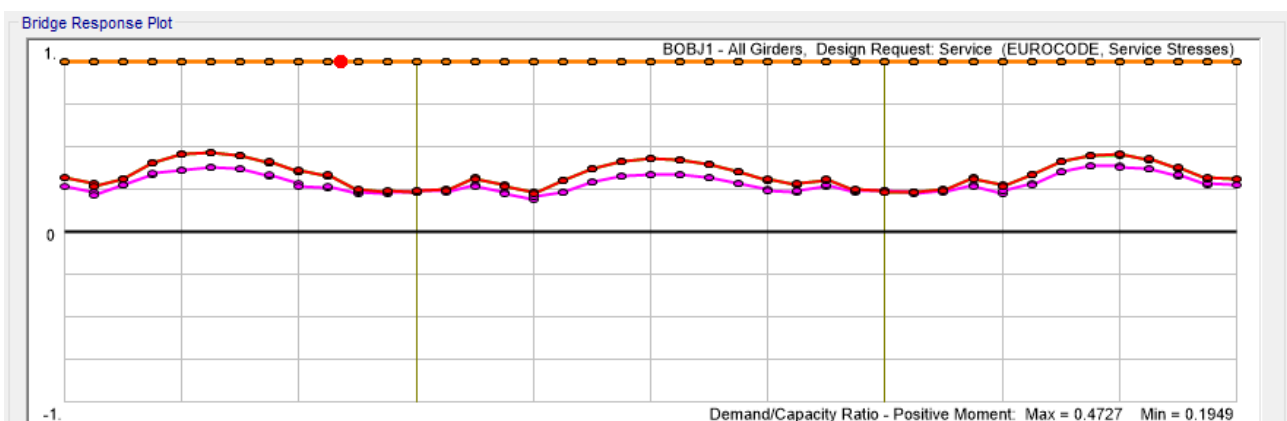


Figura 9-8 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti positivi, involucro combinazioni SLE

PROGETTAZIONE ATI:

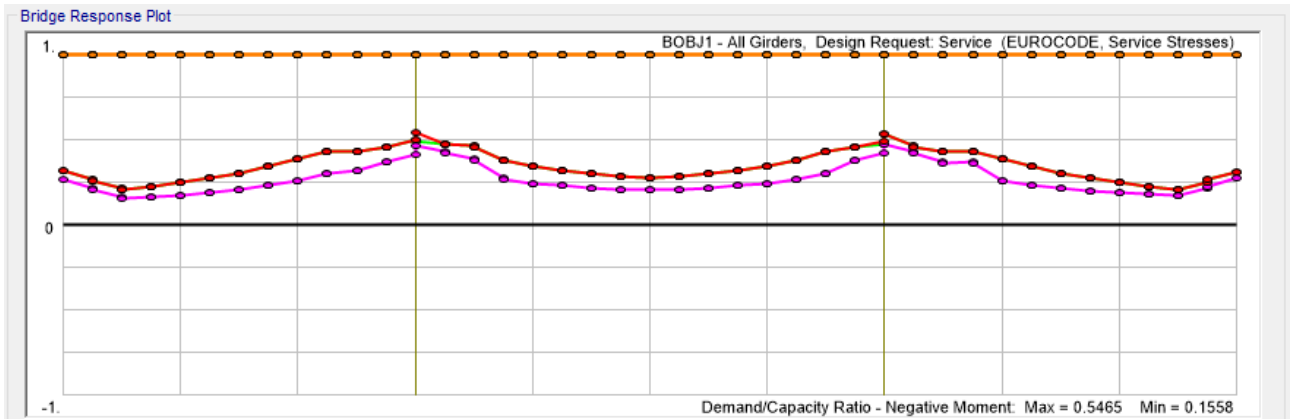


Figura 9-9 Rapporti di sfruttamento momenti flettenti negativi, involucro combinazioni SLE

PROGETTAZIONE ATI:

10. TRAVERSI

I traversi hanno funzione di conferire adeguata rigidità trasversale all'impalcato. Nella loro analisi si assume l'ipotesi di rigidità flessionale dei traversi infinita rispetto alla rigidità flessionale delle travi. Tale ipotesi è certamente ragionevole per la tipologia e le geometrie dell'impalcato in oggetto (e peraltro confermata dai risultati della modellazione tridimensionale agli elementi finiti, che ha evidenziato un comportamento strutturale del tutto assimilabile ad un comportamento alla Courbon puro), e comunque conservativa nella finalità di determinare le sollecitazioni attinenti ai traversi.

La configurazione massimizzante le sollecitazioni flessionali e taglianti sul traverso generico è quella rappresentata dalla presenza della sola corsia convenzionale di carico centrata sulla trave centrale, e pertanto affidando al generico traverso la funzione di ripartizione delle sollecitazioni conseguenti in maniera uniforme fra tutte le travi principali. Per quanto riguarda la quota parte di carico tandem sollecitante il singolo traverso generico, si è fatto riferimento al comportamento globale della struttura, come evidenziata dalla modellazione tridimensionale agli elementi finiti precedentemente descritta.

Si seguito si riportano le calcolazioni atte a determinare le sollecitazioni sul traverso generico ed i relativi stati tensionali nella sezione massimamente sollecitata.

Caratteristiche geometriche della sezione dell'opera

Interasse travi	i_{tr}	4.00 m
Numero travi	n_{tr}	3.00
Interasse traversi	i_{trv}	12.50 m
Larghezza sede carrabile	b_p	13.50 m
Larghezza corsia di marcia lenta	b_c	3.75 m

Caratteristiche geometrico-inerziali della sezione del traverso

Spessore piattabande	s_{pb}	25.00 mm
Larghezza piattabande	b_{pb}	300.00 mm
Spessore anima	s_w	16.00 mm
Altezza (sola) anima	h_w	950.00 mm
Area sezione	A_{trv}	302.00 cmq
Area sezione resistente a taglio	$A_{v,trv}$	160.00 cmq
Momento di inerzia della sezione	J_{trv}	464 328.29 cm ⁴
Modulo di resistenza della sezione	W_{trv}	9 286.57 cm ³

Caratteristiche dei materiali

Tensione caratteristica dell'acciaio di carpenteria	f_{yk}	355.00 MPa
Coefficiente parziale del materiale per verifiche SLU	γ_M	1.05

PROGETTAZIONE ATI:

Tensione di calcolo dell'acciaio di carpenteria	f_{yd}	338.10 MPa
Dettaglio costruttivo collegamento saldato a giunzione d'angolo	$\Delta\sigma$	80.00 MPa
Coefficiente parziale del materiale per verifiche a fatica	γ_{Mf}	1.35
Tensione di calcolo del dettaglio costruttivo	$\Delta\sigma_d$	59.26 MPa

Carichi sollecitanti da normativa

Quota parte carico tandem su singolo traverso	ρ_{Q1}	0.80
Quota parte mezzo da fatica su singolo traverso	ρ_{FLM3}	0.70
Coefficiente parziale per carichi variabili SLU	γ_{SLU}	1.35
Coefficiente parziale per carichi variabili Fatica	γ_{FAT}	1.00
larghezza prima corsia convenzionale	b_1	3.00 m
Carico tandem prima corsia convenzionale	Q_1	600.00 kN
Carico distribuito prima corsia convenzionale	q_1	9.00 kN/mq
Carico mezzo fatica FLM3	Q_{FLM3}	480.00 kN

Sollecitazioni per verifiche strutturali SLU

Distanza ruota asse tandem da trave centrale	d_{Q1}	1.00 m
Distanza baricentro semicorsia da trave centrale	d_{q1}	0.75 m
Quota parte carico tandem scaricante su trave centrale	$Q_{1,cent}$	360.00 kN
Quota parte carico tandem scaricante su singola trave laterale	$Q_{1,lat}$	60.00 kN
Quota parte carico distribuito scaricante su trave centrale	$q_{1,cent}$	274.22 kN
Quota parte carico distribuito scaricante su singola trave laterale	$q_{1,lat}$	31.64 kN
Azione da trasferire da trave centrale a travi laterali	$\Delta(Q_1+q_1)$	361.72 kN
Taglio sollecitante sul traverso	V_{trv}	244.16 kN
Tensione tangenziale sulla sezione di attacco all'anima della trave	τ_{Ed}	15.26 MPa <math><f_{yd}/3^{0,5}</math>
Momento sollecitante sul traverso	M_{trv}	976.64 kNm
Tensione normale sulla sezione di attacco all'anima della trave	σ_{Ed}	105.17 MPa <math><f_{yd}</math>

Sollecitazioni per verifiche a fatica

Distanza ruota mezzo FLM3 da trave centrale	d_{FLM3}	1.00 m
Quota parte carico tandem scaricante su trave centrale	$Q_{FLM3,cent}$	252.00 kN
Quota parte carico tandem scaricante su singola trave laterale	$Q_{FLM3,lat}$	42.00 kN

PROGETTAZIONE ATI:

Azione da trasferire da trave centrale a travi laterali	$\Delta(Q_{FLM3})$	140.00	kN	
Taglio sollecitante sul traverso	V_{trv}	70.00	kN	
Tensione tangenziale sulla sezione di attacco all'anima della trave	τ_{Ed}	4.38	MPa	<Dsd/3 ^{0,5} /2
Momento sollecitante sul traverso	M_{trv}	280.00	kNm	
Tensione normale sulla sezione di attacco all'anima della trave	σ_{Ed}	30.15	MPa	<Dsd

PROGETTAZIONE ATI:

11. CONNESSIONI

Le connessioni fra gli elementi in carpenteria metallica sono tutte realizzate tramite collegamenti saldati.

Le connessioni dei giunti di continuità delle travi principali sono previste con saldature a completa penetrazione e pertanto la loro verifica di resistenza risulta implicitamente soddisfatta.

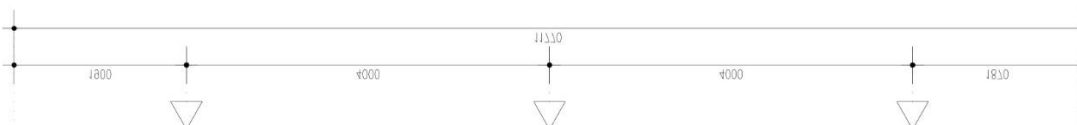
Per le rimanenti connessioni previste a cordone d'angolo, si è prescritta una sezione di gola del cordolo di saldatura tale da conferire alla sezione resistente della saldatura un'area non inferiore a quella del minore dei due elementi collegati. Anche in questo caso, pertanto, la verifica di resistenza della saldatura risulta implicitamente soddisfatta.

12. SOLETTA

La verifica della soletta in senso longitudinale viene svolta simultaneamente a quella delle travi, mentre quella in direzione trasversale viene svolta a parte per gli stati limite ultimo e di esercizio in fase definitiva.

12.1. VERIFICHE SLU

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave su tre appoggi con sbalzi esterni. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.



Schema Statico per Verifiche SLU

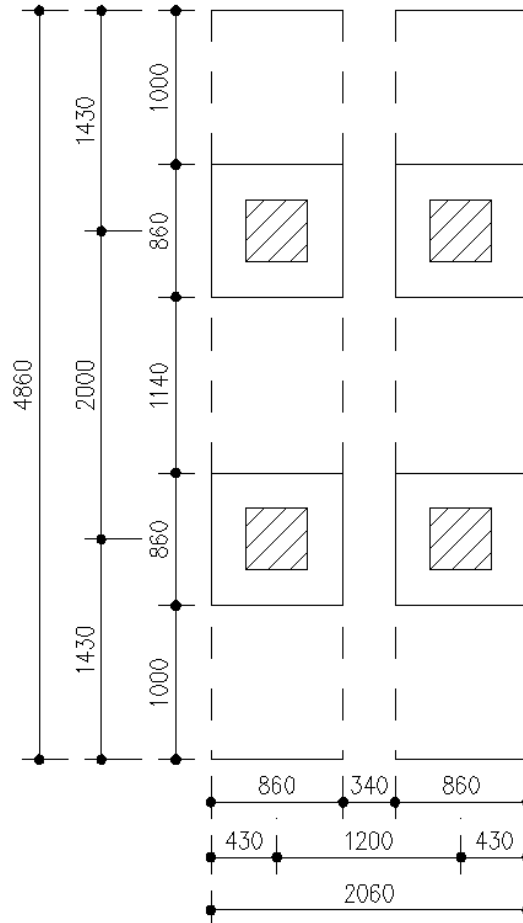
Analisi dei carichi

- | | |
|---------------------------|--|
| 1) Peso proprio prédalles | $g_{1,p} = 1.35 * 0.006 * 78.5 = 0.64 \text{ kN/m}^2$ |
| 2) Getto integrativo | $g_{1,s} = 1.35 * 0.25 * 25.00 = 8.44 \text{ kN/m}^2$ |
| 3) Cordoli | $g_{2,c} = 1.35 * 0.41 * 25.00 = 13.84 \text{ kN/m}^2$ |
| 4) Velette e parapetto | $g_3 = 1.35 * 2 = 2.7 \text{ kN/m}$ |
| 5) Barriera di sicurezza | $g_4 = 1.35 * 1.5 = 2.03 \text{ kN/m}$ |
| 6) Pavimentazione | $g_5 = 1.35 * 3 = 4.05 \text{ kN/m}^2$ |
| 7) Carichi mobili | |

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q1k e da un carico distribuito q1k. Per le zone di campata si assume come base resistente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta). I

PROGETTAZIONE ATI:

carichi concentrati verranno quindi assegnati al modello di calcolo non nella loro interezza ma divisi per la lunghezza di ripartizione sotto riportata e pari a $l = 4.86$ m.
 Nella seguente figura è riportata la diffusione dei carichi concentrati forniti in normativa quando si ci trova in una zona di campata.



Ripartizione dei carichi dovuta al benefico comportamento bidimensionale della soletta in campata

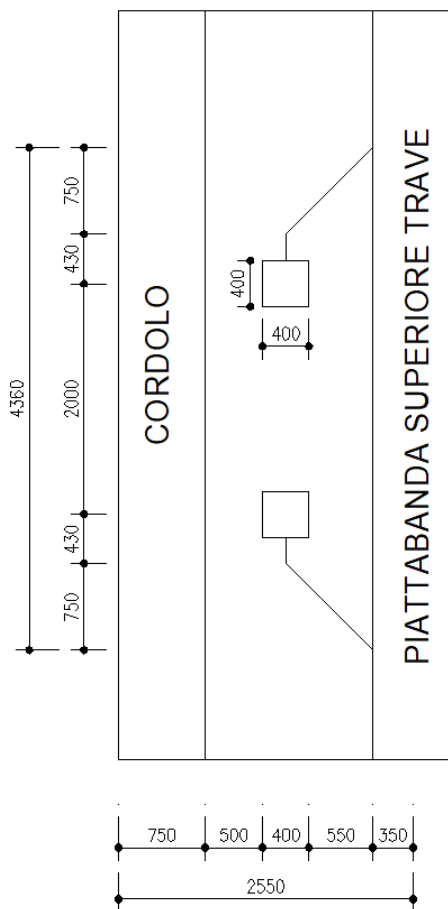
Nella seguente tabella invece sono riportati i carichi divisi per la lunghezza di ripartizione:

Q_1 [kN]	Q_1 / L [kN/m]	Q_2 [kN]	Q_2 / L [kN/m]	Q_3 [kN]	Q_3 / L [kN/m]
300	61.73	200	41.15	100	20.58

Per le zone degli sbalzi si assume come base resistente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta e poi diffuso ancora a 45° in direzione delle travi e fino al bordo superiore della piattabanda.

Nella seguente figura è riportata la diffusione dei carichi concentrati forniti in normativa quando si ci trova di sbalzo.

PROGETTAZIONE ATI:

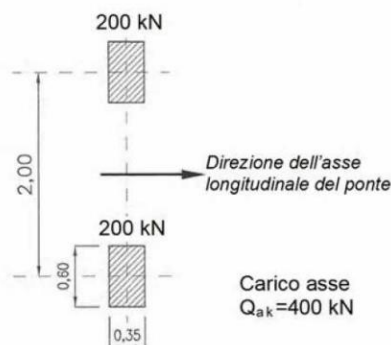


Ripartizione dei carichi dovuta al beneficio bidimensionale della soletta sullo sbalzo

Il carico Q_1 diviso per la lunghezza di ripartizione che si ottiene in zona di sbalzo risulta:

$$Q_{1distr} = Q_1/L = 300 \text{ kN}/4.36 \text{ m} = 68.81 \text{ kNm}$$

Per lo sbalzo è stato considerato anche lo schema di carico 2:



Schema di carico 2
(dimensioni in [m])

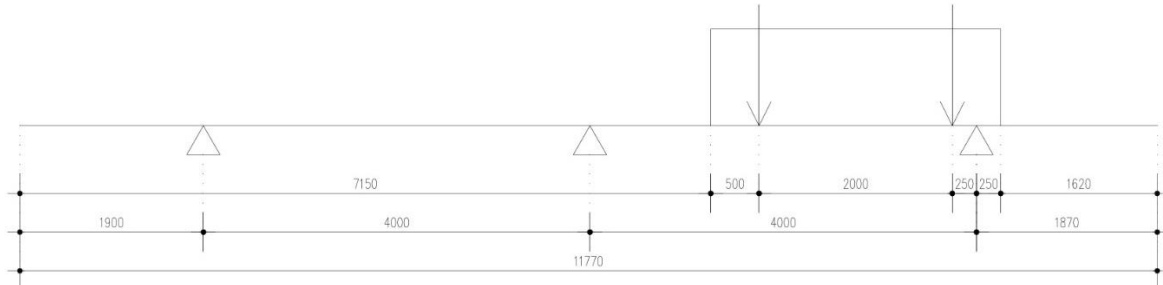
Schema di Carico 2

ma essendo risultato meno gravoso non è stato considerato per il calcolo delle sollecitazioni.

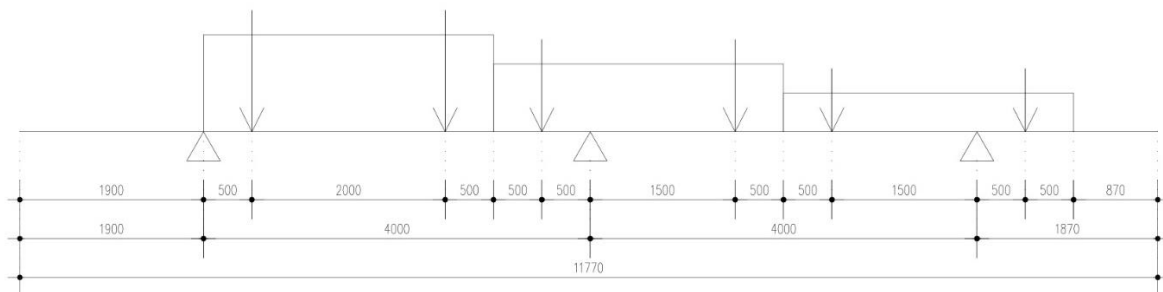
PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni

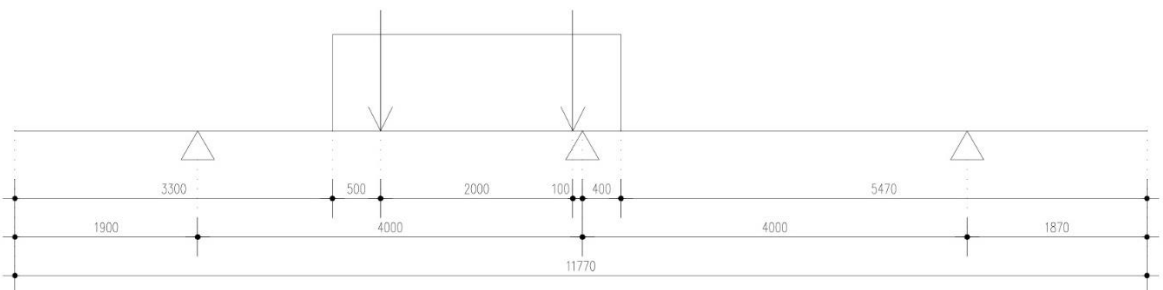
In questo capitolo si riportano gli schemi di carico considerati per ottenere le massime sollecitazioni per la soletta e gli involucri di queste ultime.



Schema di Carico Massimo Momento in Campata



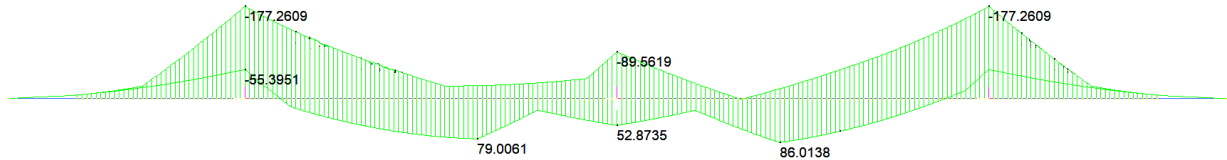
Schema di Carico Massimo Momento Negativo all'Appoggio



Schema di Carico Taglio Massimo all'Appoggio

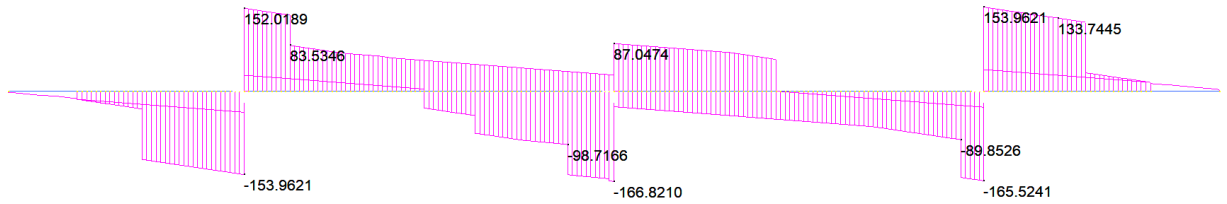
PROGETTAZIONE ATI:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-177.2609	86.0138
	[Bm:200]	[Bm:155]



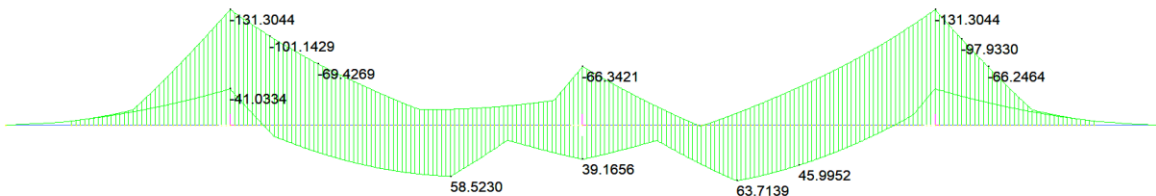
Inviluppo Momenti Flettenti SLU

	MIN	MAX
SF2(kN)	-166.8210	153.9621
	[Bm:3]	[Bm:200]



Inviluppo Tagli SLU

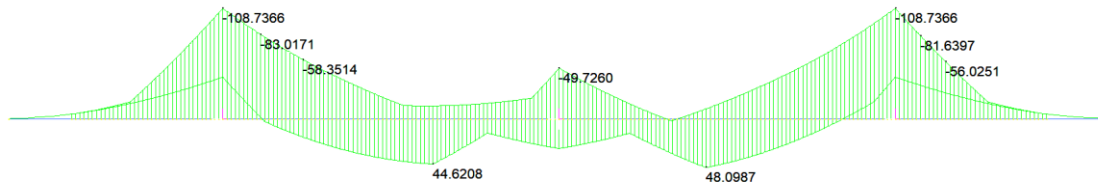
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-131.3044	63.7139
	[Bm:200]	[Bm:155]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Rara

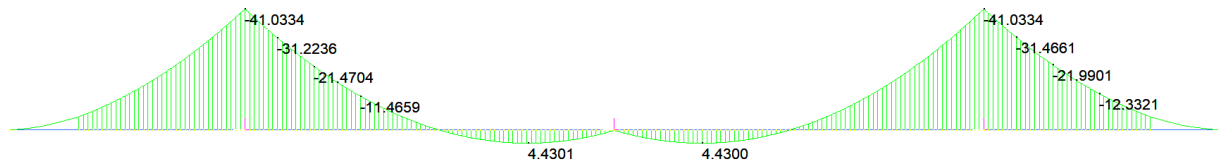
PROGETTAZIONE ATI:

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-108.7366	48.0987
	[Bm:200]	[Bm:155]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Frequente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-41.0334	4.4301
	[Bm:2]	[Bm:103]



Inviluppo Momenti Flettenti SLE Quasi Permanente

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche flessionali

La soletta viene armata superiormente con ferri $\phi 24$ a passo 15, inferiormente si considera agente la lastra di acciaio. La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro. A favore di sicurezza non sono stati considerati i ferri di armatura presenti nel traliccio della predalles.

Verifiche a Momento Positivo in Campata

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 335.7 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 9.235 ‰
 d 25 cm
 x 6.871 x/d 0.2748
 δ 0.7835

La verifica a momento positivo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (177.26 kNm) è minore del momento resistente (335.7 kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche a Momento Negativo all'Appoggio dello Sbalzo

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

La verifica a momento negativo risulta soddisfatta dato che il momento sollecitante (-177.26 kNm) è minore del momento resistente (-210.2 kNm).

PROGETTAZIONE ATI:

▪ **Verifiche a taglio**

Il taglio massimo risulta pari a $V_{sd} = 166.82$ kN.

Di seguito si riporta la verifica In direzione trasversale.

V_{sdu}	166.82	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
$g_{c=}$	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	19.80	cm
Asl	30.16	cm ²
c	5.20	cm
a	90	gradi
α	1.57	rad
q	21.80	gradi
$ctgq$	2.50	
$q_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	0.00	cm ²
passo staffe	0.00	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
S_{cp}	0.0000	N/mm ²
Verifica senza armatura resistenza a taglio		
V_{Rd}	173.585	kN
$V_{Rd,min}$	110.880	kN
$r_{sw,min}$	0.001006	
$S_{l,max}$	14.85	cm
$A_{sw,min}$	1.493	cm ² / $S_{l,max}$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta anche senza specifica armatura a taglio.

12.1. VERIFICHE SLE

In questo capitolo vengono riportate le verifiche tensionali svolte in combinazione Rara e Quasi Permanente e quelle a fessurazione svolte in combinazione Frequente e Quasi Permanente.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica tensionale rara e quasi permanente

Come prescritto nel capitolo 4.1.2.2.5 delle NTC-18 bisogna osservare che in condizione rara e quasi permanente le tensioni sui materiali non superino i seguenti valori:

4.1.2.2.5.1 *Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 *Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}. \quad (4.1.42)$$

Con i materiali utilizzati risulta:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 35.00 = 21.00 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 35.00 = 15.75 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 0.80 \times 450 = 360 \text{ MPa} \text{ per combinazione rara}$$

Verifica Rara

Si riportano di seguito le tensioni calcolate con Gelfi attraverso il metodo n sull'acciaio e sul calcestruzzo della sezione per la combinazione rara, esse verranno poi confrontate con quelle sopra riportate.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	25
2	27.14	5.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Tensioni in Combinazione Rara dovute al M⁺

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	25
2	27.14	5.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali
B450C **C35/45**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Tensioni in Combinazione Rara dovute al M

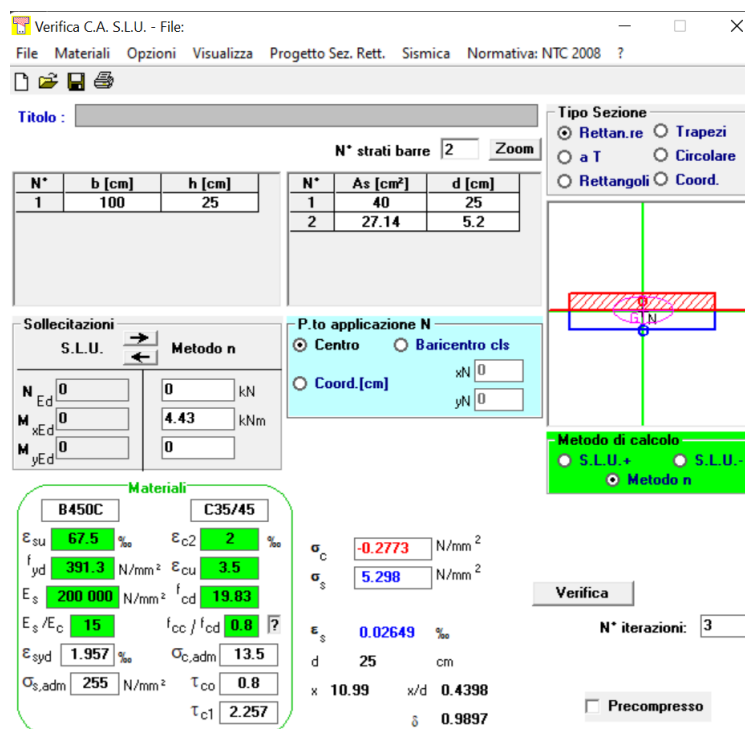
PROGETTAZIONE ATI:

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Rara per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -3.988$ MPa e $\sigma_c = -7.578$ MPa. Entrambe sono minori di quella limite, che risulta essere 21 MPa come indicato a inizio del presente capitolo, quindi la verifica tensionale per il cls può dirsi soddisfatta.

Per quanto riguarda l'acciaio invece risultano: $\sigma_s = 76.19$ MPa e $\sigma_s = 253.2$ MPa. Entrambe sono minori di 360 MPa quindi anche la verifica riguardante l'acciaio può dirsi soddisfatta.

Verifica Quasi Permanente

Si riportano di seguito le tensioni calcolate con Gelfi attraverso il metodo n sull'acciaio e sul calcestruzzo della sezione per la combinazione quasi permanente, esse verranno poi confrontate con quelle a riportate inizio capitolo.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali:

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c : -0.2773 N/mm²
 σ_s : 5.298 N/mm²

ϵ_s : 0.02649 ‰
 d: 25 cm
 x: 10.99 x/d: 0.4398
 δ : 0.9897

Verifica: N° iterazioni: 3

Precompresso

Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M⁺

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	40	25
			2	27.14	5.2

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -41.03 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.
 Metodo n

Materiali:
 B450C C35/45

E _{su} 67.5 ‰	E _{c2} 2 ‰	σ _c -2.368 N/mm ²
f _{yd} 391.3 N/mm ²	E _{cu} 3.5	σ _s 79.12 N/mm ²
E _s 200 000 N/mm ²	f _{cd} 19.83	ε _s 0.3956 ‰
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8	d 19.8 cm
E _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 13.5	x 6.135 x/d 0.3099
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.8	δ 0.8273
	τ _{c1} 2.257	

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Tensioni in Combinazione Quasi Permanente dovute al M

Le tensioni sul calcestruzzo allo SLE in combinazione Quasi Permanente per il momento positivo e per quello negativo risultano essere rispettivamente: $\sigma_c = -0.2773$ MPa e $\sigma_c = -2.368$ MPa. Entrambe sono minori di quella limite, che risulta essere 15.75 MPa come indicato a inizio del presente capitolo, quindi la verifica tensionale per il cls può dirsi soddisfatta. Come prescritto da normativa le tensioni sull'acciaio in tale combinazione non vengono considerate.

Verifica a fessurazione

Le verifiche di apertura delle fessure sono state condotte in corrispondenza della sezione dell'asse della trave di bordo in quanto risulta quella che presenta il massimo momento negativo. Le verifiche a momento positivo non vengono condotte in quanto esso tende le fibre inferiori della soletta che sono quelle della lastra metallica nello spazio fra le travi, e quindi non possono fessurare, e sulle travi stesse, dove le fibre inferiori sono quelle di cls ma la soletta è piolata alle travi.

Verifica Frequente

Per la verifica a fessurazione in combinazione Frequente è stato considerato un momento sollecitante paria -108.74 kNm.

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione cls teso-compr.	n' =	0.6	
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	n =	18	
Classe cls	R _{ck} =	45	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls	E _{cm} =	34077	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	25	cm

PROGETTAZIONE ATI:

Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	30.16	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	5.20	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm ²
Copriferro acciaio compresso	c's =	0	cm
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	c+S =	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	2.4	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	Mes =	108.74	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	Nes =	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm ²
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_{ct} =$	2.79	N/mm ²
Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	$\sigma_c =$	5.81	N/mm ²
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	108.74	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	5.15	cm
Tensione cls compresso	$s_c =$	-4.84	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$s_s =$	206.30	N/mm ²
Distanza media fra due fessure attigue			
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	6.6	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	661.6	cm ²
Diametro equivalente	$F_{eq} =$	2.4	cm
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	30.13	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	22.56	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	8.03E-04	
Ampiezza fessura	$w_d =$	0.181	mm
Apertura massima fessura	$w_{amm} = w_1$	0.2	mm

Verifica a Fessurazione Combinazione Frequente

L'ampiezza della fessura, $w_d = 0.181$ mm, è minore di quella massima ammissibile, $w_1 = 0.2$, pertanto la verifica può ritenersi soddisfatta

Verifica Quasi Permanente

Per la verifica a fessurazione in combinazione Quasi Permanente è stato considerato un momento sollecitante paria -41.03 kNm.

PROGETTAZIONE ATI:

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm^2
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm^2
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34077	N/mm^2
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	25	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	30.16	cm^2
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.20	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	60	cm^2
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\square =$	2.4	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	41.03	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm^2
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\square_{ct} =$	2.79	N/mm^2
Tensione al lembo teso cls (cls reagente a traz.)	$\square_c =$	2.19	N/mm^2

Verifica a Fessurazione Combinazione Quasi Permanente

La trazione prodotta nel cls dalla combinazione Quasi Permanente, $\square_{ct} = 2.19$ MPa risulta minore della tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata stabilita da normativa, $f_{ctk} = 2.79$ MPa; pertanto, non si verifica l'apertura delle fessure.

12.1. VERIFICHE SBALZI SLU URTO

Si riportano di seguito le verifiche agli SLU per combinazione eccezionale da urto secondo NTC18. Ai fini della progettazione, quale sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza si fa riferimento a quanto indicato nella Figura 3, di seguito riportata, del Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

PROGETTAZIONE ATI:

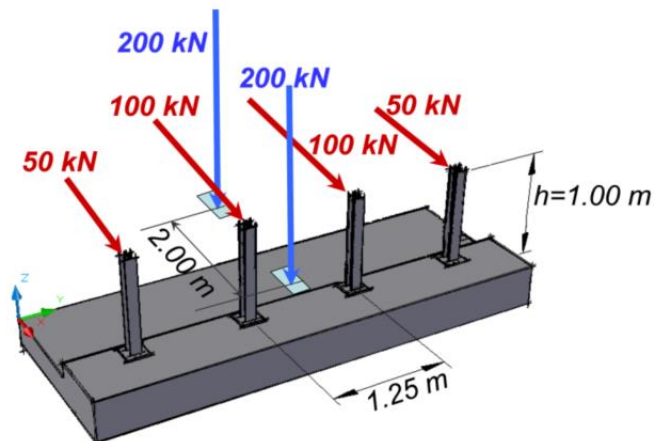


Figura 3 – Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti)

Figura 12-1 Schema di carico per urto da Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

Quindi si svolgono le verifiche a taglio-torsione per il cordolo e a taglio e a tenso-flessione per le sezioni significative della soletta a sbalzo secondo lo schema di Figura 17 del Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

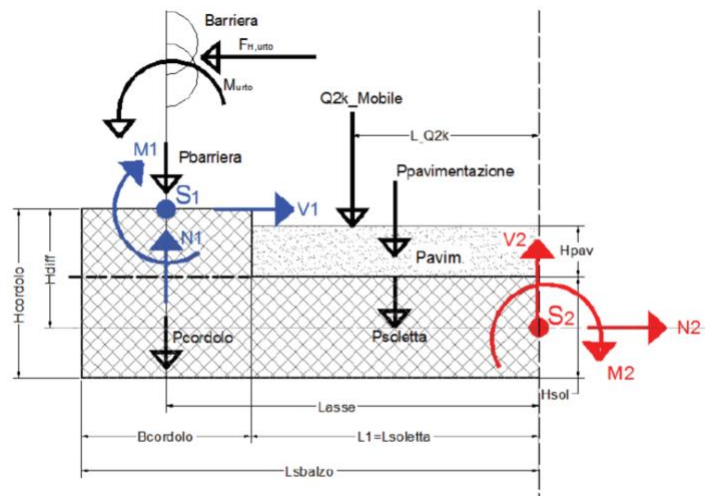


Figura 17 – Schema di carico globale

Figura 12-2 Schema di azioni/sollecitazioni per verifiche da urto da Volume II de "I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture" di Anas S.p.A.

Si riporta nella tabella seguente il calcolo delle sollecitazioni agenti nel cordolo, nella sez.1-1 di soletta di collegamento al cordolo e nella sez.2-2 di soletta in asse trave. Quindi si riporta i valori resistenti verificando che siano maggiori dei sollecitanti. Successivamente si riportano per esteso il calcolo dei valori resistenti e/o le verifiche a taglio-torsione del cordolo, a tenso-flessione e a taglio della soletta.

PROGETTAZIONE ATI:

Dimensioni geometriche

h_soletta	0.25 m
h_cordolo	0.4 m
h_pavimentazione	0.1 m
l_cordolo	0.75 m
l_sbalzo	1.99 m

Azioni

peso barriera	1.5 kN/m
Impronta Sc2	200 kN

Sistema di ritegno (Figura 3 - Volume 2 dei Quaderni Tecnici Anas)

i_montanti	1.25 m
h_applicazione F	1 m
F max	100 kN

Per ulteriori approfondimenti si faccia riferimento ai relativi elaborati grafici.

Cordolo

b	0.25 m		
T _{Ed}	115 kNm		
V _{Ed}	100 kN		
T _{Rd}	121 kNm	> T _{Ed}	armatura staffe $\phi 12/100\text{mm}$ 2br armatura long. 12 $\phi 16$
V _{Rd}	460 kN	> V _{Ed}	

Sezione 1-1

b	1.25 m		
N _{Ed}	100 kN		
M _{Ed}	127 kNm		
V _{Ed}	11 kN		
M _{Rd}	275 kNm	> M _{Ed}	armatura $\phi 24/200\text{mm}$
V _{Rd}	290 kN	> V _{Ed}	

Sezione 2-2

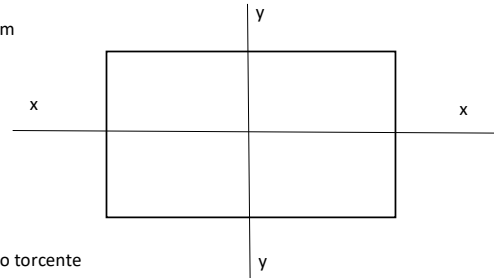
b	1.25 m		
b _{Sc2}	5.28 m		
N _{Ed}	100 kN		
M _{Ed}	250.04 kNm		
V _{Ed}	79.62 kN		
M _{Rd}	275 kNm	> M _{Ed}	armatura $\phi 24/200\text{mm}$
V _{Rd}	290 kN	> V _{Ed}	

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a taglio-torsione del cordolo

Base	75	cm
Altezza	40	cm
As long	24.13	cm ²
Φ staffe	12	
Passo per T	20	cm
Passo per V	20	cm
copriferro	4.6	cm
f _{ck}	32	MPa
f _{yk}	450	MPa
ρ staffe	1.00	

Sforzo Assiale	0.00	kN
Momento torc	115.00	kNm
Taglio lungo x	100.00	kN
Taglio lungo y	0.00	kN



Quota parte area staffe utilizzata per Momento torcente

Torsione

Base	75.00	cm
Altezza	40.00	cm
As	24.13	cm ²
C	4.60	cm
f _{ck}	32.00	Mpa
A _{sw}	1.13	cm ²
passo	20.00	cm
f _{yk}	450.00	N/mm ²
Ac	3000.00	cm ²
u	230.00	cm
t	13.04	cm
A	1670.13	cm ²
u _m	177.83	cm
θ	35.00	gradi
ctg θ	1.43	
f _{cd}	27.20	MPa
f' _{cd}	13.60	MPa
f _{yd}	450	MPa
<i>verifica A torsione secondo i tre meccanismi</i>		
T _{Rcd}	278.40	kNm
T _{Rsd}	121.33	kNm
T _{Rld}	142.80	kNm

Taglio lungo x

Sforzo Assiale	0	kN
f _{ck}	32	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
γ _c =	1	
γ _s =	1	
b _w	40	cm
d	70.40	cm
Asl	24.12743158	cm ²
c	4.60	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	35.00	gradi
ctgθ	1.43	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	27.20	N/mm ²
f _{ctd0,05}	2.12	N/mm ²
f _{yd}	450.00	N/mm ²
σ _{cp}	0.00	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1619.459	kN
V _{Rsd}	460.292	kN
V _{Rd}	460.292	kN

Taglio lungo y

Sforzo Assiale	0	kN
f _{ck}	32	N/mm ²
f _{yk}	450	N/mm ²
γ _c =	1	
γ _s =	1	
b _w	75	cm
d	35.40	cm
Asl	24.12743158	cm ²
c	4.60	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	35.00	gradi
ctgθ	1.43	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	27.20	N/mm ²
f _{ctd0,05}	2.12	N/mm ²
f _{yd}	450.00	N/mm ²
σ _{cp}	0.00	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1526.869	kN
V _{Rsd}	231.453	kN
V _{Rd}	231.453	kN

TRD	121.33	kNm
TSD	115.00	kNm

VRD	460.29	kN
VSD	100.00	kN

VRD	231.45	kN
VSD	0.00	kN

TSD/TRD 0.95 VERIFICATO

VSD/VRD 0.22 VERIFICATO

VSD/VRD 0.00 VERIFICATO

Verifica a taglio-torsione

$$\frac{T_{sd}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rcd}} < 1$$

Taglio -Torsione lungo X	0.47	VERIFICATO
Taglio -Torsione lungo y	0.41	VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica a tenso-flessione della soletta

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	36.19	5.2

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{cl}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a taglio della soletta (elemento non armato a taglio)

N _{Ed}	-100	kN
R _{ck}	40	N/mm²
f _{ck}	32	N/mm²
γ _c	1	
α _c	0.85	
f _{yk}	450	N/mm²
γ _s	1	
bw	125	cm
d	18.00	cm
Asl	36.19	cm²
c	7.00	cm
f _{cd}	27.200	N/mm²
f _{ctd,0,05}	1.356	N/mm²
f _{yd}	450.000	N/mm²
σ _{cp}	-0.3237	N/mm²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V _{Rd}	290.377	kN
V _{Rd,min}	115.073	kN

PROGETTAZIONE ATI: