

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

IV28 – CAVALCAFERROVIA TANG. SUD BS – COLLEGAMENTO QBSE/AC - PK 107+055,597

Relazione di calcolo Impalcato

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Data: _____	 Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERAVDISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	I V 2 8 A 5	0 0 1	A

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Franchini <i>ATF</i>	08/05/20	Piacentini <i>Luca</i>	08/05/20	Liani	08/05/20	
B								
C								

CIG. 751447334A File: INOR12EE2CLIV28A5001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 5 001	Rev. A	Foglio 2 di 235
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

INDICE

1.	PREMESSA.....	9
2.	NORME, DECRETI E DOCUMENTI.....	12
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE	12
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI	12
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	13
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR	13
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	14
3.1	CALCESTRUZZO.....	14
3.2	ACCIAIO.....	15
3.2.1	<i>Carpenteria metallica – CLASSE S355</i>	15
3.2.2	<i>Armatore per c.a. - Acciaio B450 C</i>	15
3.2.3	<i>Bulloni</i>	15
3.2.4	<i>Pioli</i>	16
3.2.5	<i>Classe di esecuzione</i>	16
3.3	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA	17
4.	ELABORATI DI RIFERIMENTO	19
5.	SOFTWARE DI CALCOLO.....	20
5.1	STRAUS7.....	20
5.2	PONTIEC4.....	20
5.3	VALIDAZIONE OUTPUT SOFTWARE DI CALCOLO.....	20
6.	CRITERI DI CALCOLO.....	21
6.1	METODO DI CALCOLO	21
6.2	MODELLI DI CALCOLO PER LE TRAVI LONGITUDINALI	22
6.2.1	<i>Modello bidimensionale</i>	22
6.2.2	<i>Modello unifilare</i>	23
6.3	MODELLI DI CALCOLO PER I TRAVERSI.....	24
6.3.1	<i>Modello tridimensionale</i>	24



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 5 001	Rev. A	Foglio 3 di 235
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

6.3.2	Modello unifilare.....	25
6.3.3	Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi.....	25
6.3.3.1	Valutazioni svolte sul traverso tipico.....	25
6.3.3.2	Valutazioni svolte sul traverso di spalla.....	29
6.3.3.3	Riassunto dell'analisi comparativa.....	34
6.4	MODELLO DI CALCOLO PER LA SOLETTA D'IMPALCATO.....	34
6.5	FASI DI CALCOLO.....	35
6.5.1	Travi principali.....	35
6.5.2	Traversi.....	35
6.5.3	Soletta d'impalcato.....	36
6.5.4	Valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo (ϵ_4).....	37
6.6	COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	38
6.7	CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO.....	40
6.8	RIPARTIZIONE TRASVERSALE.....	41
6.8.1	Schema di carico 1.....	41
6.8.2	Schema di carico a fatica.....	44
6.9	SOLETTA COLLABORANTE PER ANALISI STRUTTURALE DEI TRAVERSI.....	45
7.	ANALISI DEI CARICHI.....	47
7.1	CARICHI PERMANENTI (G1 E G2).....	47
7.2	RITIRO DIFFERENZIALE FRA TRAVE E SOLETTA (ϵ_2).....	47
7.3	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (ϵ_3).....	49
7.4	CEDIMENTI DIFFERENZIALI DEGLI APPOGGI (ϵ_5).....	49
7.5	CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI RESISTENZA).....	50
7.5.1	Verifiche locali.....	50
7.6	CARICHI DA TRAFFICO (VERIFICHE DI FATICA).....	50
7.7	INCREMENTO DINAMICO IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ (Q2).....	50
7.8	FRENATURA (Q3).....	51
7.9	AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	51
7.10	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	51

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 5 001	Rev. A	Foglio 4 di 235
---------	------------------	-------------	---	-----------	--------------------

8.	CRITERI DI VERIFICA.....				55
8.1	TRAVI PRINCIPALI.....				55
8.1.1	Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci.....				55
8.1.2	S.L.U. - Verifica flessionale.....				55
8.1.3	S.L.U. - Verifica a taglio.....				56
8.1.3.1	Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi).....				56
8.1.4	S.L.U. - Verifiche di stabilità globale.....				57
8.1.5	S.L.E. - Web breathing.....				58
8.1.6	S.L.U. - Verifica di resistenza e deformabilità degli irrigidenti trasversali.....				59
8.1.7	Verifiche d'inerzia minima degli irrigidenti trasversali.....				61
8.1.7.1	Verifica d'inerzia flessionale minima.....				61
8.1.7.2	Verifiche d'inerzia torsionale minima.....				61
8.1.8	Verifica degli irrigidimenti longitudinali.....				62
8.2	TRAVERSI.....				63
8.2.1	S.L.U. - Resistenza delle sezioni.....				63
8.2.2	S.L.E. - Limitazione delle tensioni.....				64
8.2.3	S.L.E. - Web breathing.....				65
8.2.4	S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta.....				65
8.3	S.L.F. - VERIFICHE A FATICA.....				66
8.3.1.1	Coefficienti λ				66
8.3.1.2	Dettagli e Coefficienti di sicurezza.....				71
9.	TRAVI LONGITUDINALI.....				72
9.1	SEZIONI DI VERIFICA SIGNIFICATIVE.....				72
9.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....				73
9.2.1	Diagrammi di sollecitazione carichi strutturali.....				73
9.2.2	Diagrammi di sollecitazione carichi permanenti portati.....				74
9.2.3	Diagrammi di sollecitazione carichi da vento.....				75
9.2.4	Diagrammi di sollecitazione da ritiro.....				76
9.2.5	Diagrammi di sollecitazione per variazione termica.....				77
9.2.5.1	Contrazione soletta.....				77



9.2.6	Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (traffico)	78
9.2.7	Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica).....	79
9.2.8	Sollecitazioni caratteristiche	80
9.2.9	Sollecitazioni combinate	84
9.2.9.1	SLU.....	85
9.2.9.2	SLE RARE	89
9.2.9.3	SLE FREQUENTI.....	93
9.2.9.4	SL FATICA.....	97
9.3	VERIFICHE STRUTTURALI	101
9.3.1	Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni.....	101
9.3.2	Verifiche Flessionali SLU	104
9.3.3	Verifiche a taglio SLU	105
9.3.3.1	Sezione S1.....	105
9.3.3.2	Sezione S2.....	105
9.3.3.3	Sezione S3-Sx.....	106
9.3.3.4	Sezione S3-Dx.....	106
9.3.3.5	Sezione S4.....	107
9.3.3.6	Sezione S5-Sx.....	107
9.3.3.7	Sezione S5-Dx.....	108
9.3.3.8	Sezione S6.....	108
9.3.3.9	Sezione S7.....	109
9.3.4	SLU – Resistenza delle sezioni – Rapporti di sfruttamento e stato tensionale.....	110
9.3.5	SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento	114
9.3.6	SLE frequente – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento	115
9.3.7	Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma_E$	120
9.3.8	Verifica Stabilità globale (presso-flesso-torsione)	122
9.3.9	Verifica di resistenza del portale rovescio	125
9.3.10	Verifiche di inerzia minima irrigidenti trasversali	126
9.3.11	Verifiche di stabilità flesso torsionale irrigidenti longitudinali.....	130
9.3.12	Calcolo delle contromonte	133
9.3.13	Verifica della freccia legata agli accidentali	135
10.	TRAVERSO TIPICO.....	136

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 5 001	Rev. A	Foglio 6 di 235
10.1	SEZIONI DI VERIFICA SIGNIFICATIVE				136
10.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....				137
10.2.1	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi strutturali.....</i>				137
10.2.2	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi permanenti portati</i>				138
10.2.3	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (traffico)</i>				139
10.2.4	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica).....</i>				140
10.2.5	<i>Sollecitazioni caratteristiche</i>				141
10.2.6	<i>Sollecitazioni combinate</i>				142
10.2.6.1	<i>SLU.....</i>				143
10.2.6.2	<i>SLE RARE.....</i>				144
10.2.6.3	<i>SLE FREQUENTI.....</i>				145
10.2.6.4	<i>SL FATICA.....</i>				146
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI				147
10.3.1	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni.....</i>				147
10.3.2	<i>Verifiche Flessionali SLU</i>				148
10.3.3	<i>Verifiche a taglio SLU</i>				149
10.3.3.1	<i>Sezione S1</i>				149
10.3.3.2	<i>Sezione S2</i>				149
10.3.4	<i>SLU – Resistenza delle sezioni – Rapporti di sfruttamento e stato tensionale.....</i>				150
10.3.5	<i>SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento</i>				154
10.3.6	<i>SLE frequente – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento</i>				155
10.3.7	<i>Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma_E$.....</i>				157
10.3.8	<i>Verifica delle piolature SLU.....</i>				159
10.3.9	<i>Verifica delle piolature SLE.....</i>				160
10.3.10	<i>Verifica delle piolature SL Fatica.....</i>				161
11.	TRAVERSO DI SPALLA.....				162
11.1	SEZIONI DI VERIFICA SIGNIFICATIVE				162
11.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....				163
11.2.1	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi strutturali.....</i>				163
11.2.2	<i>Diagrammi di sollecitazione carichi permanenti portati</i>				164

11.2.3	Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (traffico)	165
11.2.4	Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica).....	166
11.2.5	Sollecitazioni caratteristiche.....	167
11.2.6	Sollecitazioni combinate	168
11.2.6.1	SLU.....	169
11.2.6.2	SLE RARE.....	170
11.2.6.3	SLE FREQUENTI.....	171
11.2.6.4	SL FATICA.....	172
11.3	VERIFICHE STRUTTURALI	173
11.3.1	Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni.....	173
11.3.2	Verifiche Flessionali SLU	174
11.3.3	Verifiche a taglio SLU	175
11.3.3.1	Sezione S1	175
11.3.3.2	Sezione S2	175
11.3.4	SLU – Resistenza delle sezioni – Rapporti di sfruttamento e stato tensionale.....	176
11.3.5	SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento	180
11.3.6	SLE frequente – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento	181
11.3.7	Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma_E$	183
11.3.8	Verifica delle piolature SLU.....	185
11.3.9	Verifica delle piolature SLE.....	186
11.3.10	Verifica delle piolature SL Fatica.....	187
11.3.11	Verifica del traverso in fase di sollevamento.....	188
11.3.11.1	Sezioni di verifica significative	188
11.3.11.2	Sollecitazioni di calcolo	189
11.3.11.3	Tabelle delle sollecitazioni caratteristiche	190
11.3.11.4	Verifiche strutturali.....	191
12.	SOLETTA D'IMPALCATO	196
12.1	SEZIONI SIGNIFICATIVE DI VERIFICA	196
12.2	CARICHI AGENTI.....	196
12.3	CALCOLO DI FASE I	199
12.4	CALCOLO DI FASE II	203

12.4.1	Sforzi assiali.....	204
12.4.2	Momenti flettenti.....	207
12.5	VERIFICHE STRUTTURALI	219
12.5.1	Verifiche a pressoflessione SLU.....	219
12.5.1.1	Sezione 1 – Combo Nmax – Mass	219
12.5.1.2	Sezione 1 – Combo M+max – Nass.....	220
12.5.1.3	Sezione 2 – Combo Nmax – Mass	220
12.5.1.4	Sezione 3 – Combo Nmax – Mass	221
12.5.1.5	Sezione 3 – Combo M+max – Nass.....	221
12.5.1.6	Sezione 4 – Combo M-max – Nass	222
12.5.2	Verifica a taglio SLU.....	223
12.5.3	Verifiche tensionali in esercizio SLE	224
12.5.3.1	Sezione 1 - SLE rara - Combo Nmax – Mass.....	224
12.5.3.2	Sezione 1 - SLE rara - Combo M+max – Nass	225
12.5.3.3	Sezione 2 - SLE rara - Combo Nmax – Mass.....	225
12.5.3.4	Sezione 3 - SLE rara - Combo Nmax – Mass.....	226
12.5.3.5	Sezione 3 - SLE rara - Combo M+max – Nass	226
12.5.3.6	Sezione 4 - SLE rara - Combo M-max – Nass.....	227
12.5.3.7	Sezione 1 - SLE quasi permanente – Combo Unica.....	227
12.5.3.8	Sezione 2 - SLE quasi permanente – Combo Unica.....	228
12.5.3.9	Sezione 3 - SLE quasi permanente – Combo Unica.....	228
12.5.3.10	Sezione 4 - SLE quasi permanente – Combo Unica.....	229
12.5.4	Verifiche a fessurazione.....	230
12.5.4.1	Sezione 2 - SLE Frequente – Combo Nmax - Mass.....	231
12.5.4.2	Sezione 4 - SLE Frequente – Combo Nmax - Mass.....	233
12.5.5	Verifica a scorrimento lastra-soletta.....	235

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali dell'impalcato del cavalcavia denominato "Cavalcaferrovia Tang. Sud BS – Collegamento QBSE/AC" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 107+055,597.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo, la viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo C2. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 9.50m, e da due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 4.25m (2.125m ognuno).

Il cavalcavia è costituito da 1 campata con luce di 54.00m.

L'opera in oggetto è un ponte a via di corsa inferiore. La struttura portante è costituita da due travi a doppia T a sezione variabile ($h=2.20\text{m}$ in corrispondenza dell'estremità della trave e $h=3.80\text{m}$ in mezzera) che corrono longitudinalmente per l'intero sviluppo dell'impalcato. Ciascuna trave è scomposta in 6 conci, di lunghezza variabile.

Le travi principali sono collegate trasversalmente da traversi, posti ad interasse costante di 3.20m e realizzati con sezione a doppio T ad altezza variabile e presentano sulla piattabanda superiore dei pioli tipo Nelson necessari per solidarizzare la soprastante soletta in calcestruzzo armato.

Con lo stesso passo si posizionano gli irrigidimenti trasversali del pannello d'anima della trave longitudinale, posti sul lato interno e aventi sezione a T. Sempre al fine di garantire la stabilità del pannello d'anima si posizionano degli irrigidimenti longitudinali.

La soletta in calcestruzzo armato che costituisce la piattaforma dell'impalcato, ha uno spessore costante di 23cm ed è gettata in opera su lastre tralicciate autoportanti disposte parallelamente all'asse longitudinale del ponte.

Al di sopra della soletta è prevista una pavimentazione stradale di altezza costante di 12cm. Ai margini della piattaforma da entrambi i lati vi è il cordolo al di sopra del quale è posizionata la barriera di sicurezza.

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.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali $\varnothing 1500\text{ mm}$. Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paragliaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Si riportano di seguito alcune immagini descrittive dell'opera in oggetto.

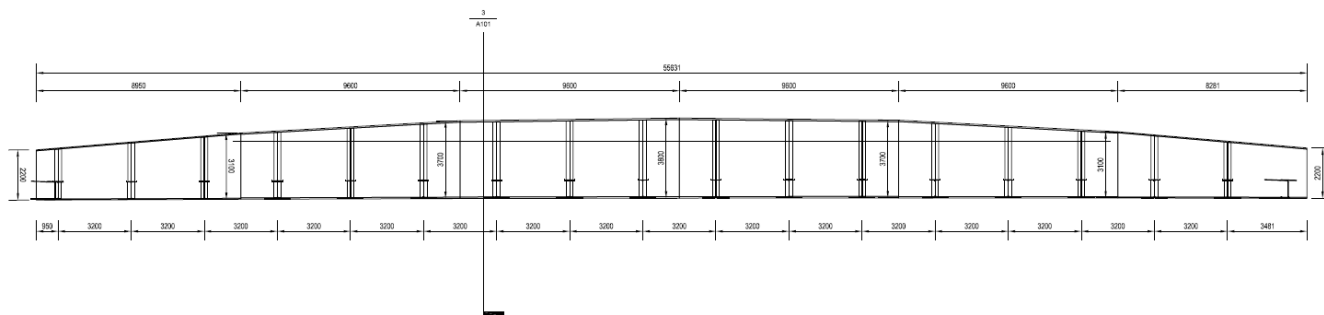


Figura 1-1 - Sezione longitudinale trave

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
10 di 235

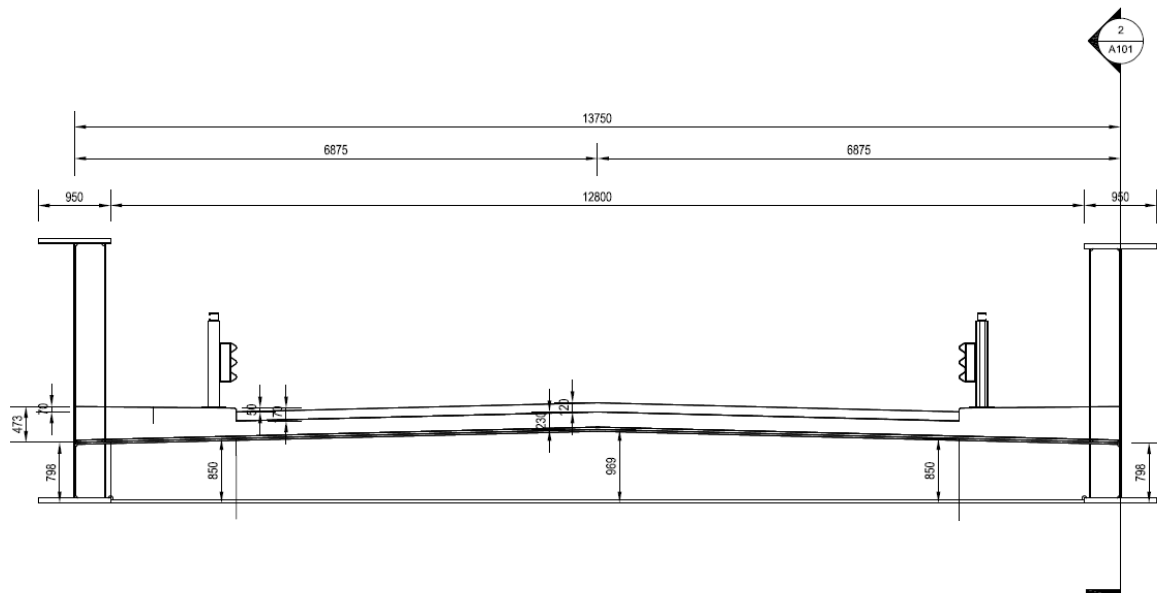


Figura 1-2 - Sezione trasversale impalcato

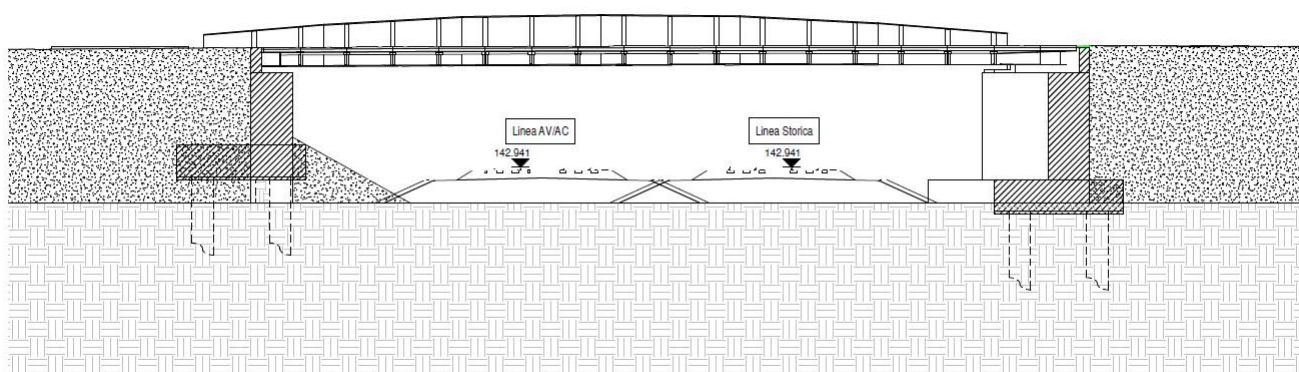


Figura 1-3 - Sezione longitudinale impalcato

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
11 di 235

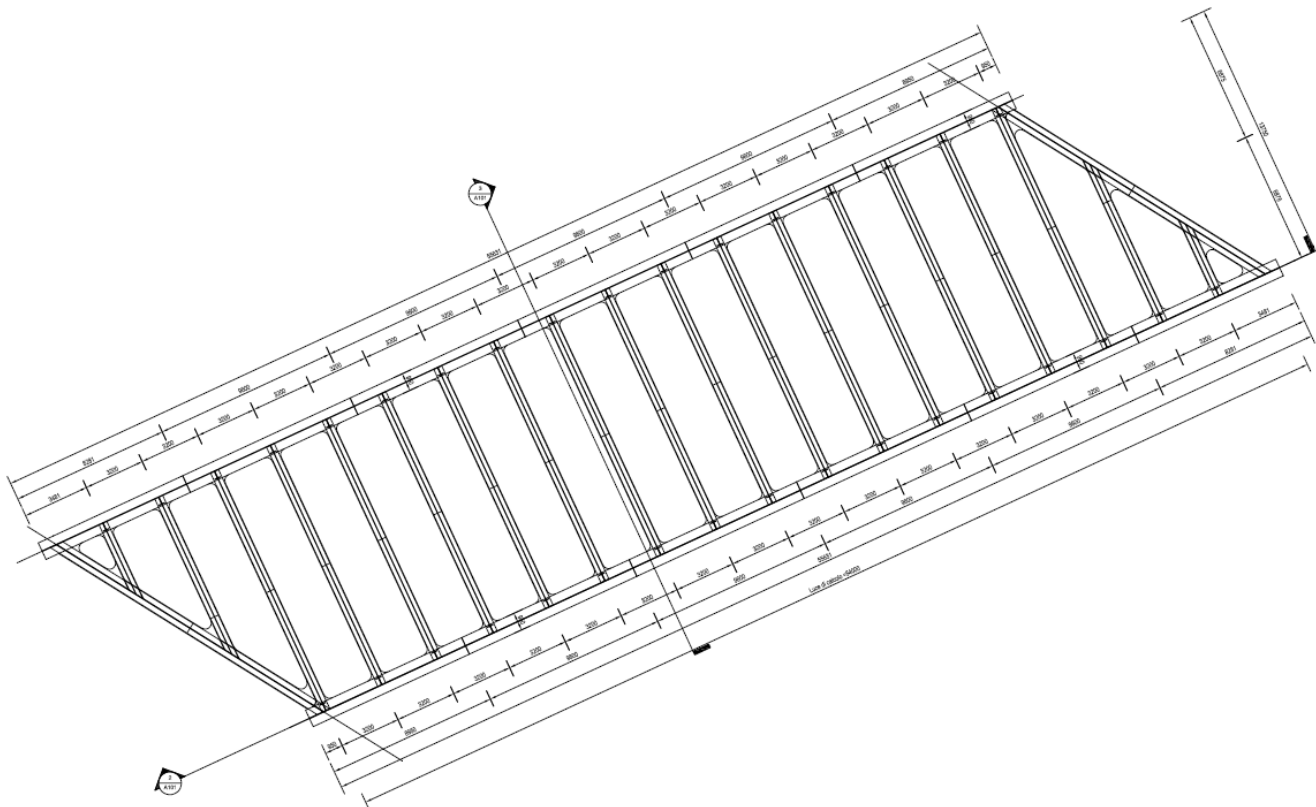


Figura 1-4 - Planimetria opera

2. NORME, DECRETI E DOCUMENTI

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- 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;
- 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”.

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”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
13 di 235

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”.

2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di RFI e Italferr

- RFI DTC SI MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A: “Capitolato generale Tecnico di appalto delle Opere civili”.

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.

CAMPI DI IMPIEGO	Classe di esposizione ambientale	Classe resistenza minima [MPa]	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C 12/15	-	C 12/15
Pali di fondazione gettati in opera	XC2	C 25/30	60 (1)	C 25/30
Fondazione spalle	XC2	C 25/30	40	C 25/30
Elevazione spalle	XC4 XF1	C 32/40	50	C 32/40
Fondazione pile	XC2	C 25/30	40	C 25/30
Elevazione pile	XC4 XF1	C 32/40	50	C 35/45
Baggioli e ritegni su spalle e pile	XC4	C 32/40	50	C 35/45
Soletta impalcato	XC3	C 30/37	40	C 35/45
Cordoli laterali soletta impalcato	XC4 XD3 XF4	C 35/45	60	C 35/45

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 Carpenteria metallica – CLASSE S355

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

Elementi saldati di spessore fino a 40mm	S355J2G3
Elementi saldati di spessore superiore a 40mm	S355K2G3
Elementi non saldati	S355JO

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

Resistenza di calcolo ($t \leq 40\text{mm}$)	f_y	= 355 N/mm ²
Resistenza di calcolo ($t > 40\text{mm}$)	f_y	= 335 N/mm ²
Modulo elastico	E_s	= 210000 N/mm ²

3.2.2 Armature per c.a. - Acciaio B450 C

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

- B450 C Saldabile controllato in stabilimento

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	$f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tabella 3.3 - Grandezze meccaniche relative all'acciaio per cemento armato

3.2.3 Bulloni

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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
16 di 235

Giunzioni a taglio: Viti Classe 8.8
Dadi Classe 10
Rosette Classe C50

Giunzioni ad attrito: Viti Classe 10.9
Dadi Classe 10
Rosette Classe C50

3.2.4 Pioli

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

Pioli tipo "NELSON" Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
 $f_y > 350$ MPa
 $f_u > 450$ MPa
Allungamento $< 15\%$
Strizione $> 50\%$

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 350$ N/mm²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali $\gamma_M = 1.25$

3.2.5 Classe di esecuzione

La classe generale di esecuzione dell'opera è EXC3 secondo EN 1090-2.

3.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ff}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
EN 1993-2
EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
NTC 08 cap. 4.3.3
EN 1992-1-1 2.4.2.4

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
18 di 235

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3

NTC 08 cap. 4.3.3

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
19 di 235

4. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

<i>DESCRIZIONE</i>	<i>CODICE</i>
<i>IV28 - CAVALCAFERROVIA TANG. SUD BS - COLLEGAMENTO QBSE/AG km 107+055,597</i>	
<i>RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA</i>	<i>INOR12EE2R0IV28A0001</i>
<i>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A</i>	<i>INOR12EE2CLIV28A6001</i>
<i>RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B</i>	<i>INOR12EE2CLIV28A6002</i>
<i>RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE</i>	<i>INOR12EE2CLIV28A0001</i>
<i>RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO</i>	<i>INOR12EE2CLIV28A5001</i>
<i>PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO</i>	<i>INOR12EE2P9IV28A0001</i>
<i>SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE</i>	<i>INOR12EE2PZIV28A0001</i>
<i>PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE</i>	<i>INOR12EE2P9IV28A3001</i>
<i>PIANTA SCAVI</i>	<i>INOR12EE2P9IV2801001</i>
<i>CARPENTERIA SPALLA A - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6001</i>
<i>CARPENTERIA SPALLA A - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6002</i>
<i>CARPENTERIA SPALLA B - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6003</i>
<i>CARPENTERIA SPALLA B - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6004</i>
<i>ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A3001</i>
<i>ARMATURA SPALLA A - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6005</i>
<i>ARMATURA SPALLA A - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6006</i>
<i>ARMATURA SPALLA B - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6007</i>
<i>ARMATURA SPALLA B - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6008</i>
<i>ARMATURA SPALLA A PROVVISORIA - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6009</i>
<i>ARMATURA SPALLA A PROVVISORIA - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BBIV28A6001</i>
<i>ARMATURA SPALLA B PROVVISORIA - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BBIV28A6002</i>
<i>ARMATURA SPALLA B PROVVISORIA - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A6010</i>
<i>ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE</i>	<i>INOR12EE2BCIV28A6001</i>
<i>DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5001</i>
<i>CARPENTERIA IMPALCATO - DETTAGLI ED ARREDO</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5002</i>
<i>CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5003</i>
<i>CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - SEZIONI TRASVERSALI E DETTAGLI</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5004</i>
<i>CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5005</i>
<i>LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 1/2</i>	<i>INOR12EE2BBIV28A5001</i>
<i>LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - TAVOLA 2/2</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5007</i>
<i>ARMATURA SOLETTA IMPALCATO</i>	<i>INOR12EE2BZIV28A5008</i>

5. SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 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.

5.2 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.

5.3 Validazione output software 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.

6. CRITERI DI CALCOLO

6.1 Metodo di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni gravanti sulle travi longitudinali e sulle travi trasversali dell'impalcato viene svolto mediante la realizzazione di diversi modelli agli elementi finiti realizzati con il software di calcolo Straus7.

Per determinare le sollecitazioni agenti sulle **travi principali** sono stati implementati due modelli agli elementi finiti:

- modello bidimensionale: mediante il quale viene valutata la quota parte di sforzo normale dovuto a ritiro e variazione termica trasferita direttamente sulla trave di acciaio. Le azioni così ricavate sono state poi implementate in un secondo modello monofilare rappresentante la trave stessa.
- modello monofilare: nel quale viene modellata la trave di acciaio appoggiata in corrispondenza delle spalle e vengono assegnati tutti i carichi da normativa descritti nell'analisi dei carichi, nonché la quota parte di ritiro e variazione termica ricavate dal modello bidimensionale. Si ottengono in tal modo le sollecitazioni agenti sulle travi principali dovute al comportamento globale.

Per determinare le sollecitazioni in corrispondenza dei traversi (tipici e di spalla) sono stati realizzati i seguenti modelli agli elementi finiti:

- modello tridimensionale: per la valutazione dell'effettiva ripartizione dei carichi da traffico. Con l'ausilio di questo modello spaziale è stato possibile determinare la quota parte di sollecitazione agente sui traversi, tali azioni sono state poi applicate ad un più semplice modello monofilare rappresentante il traverso stesso.
- modello monofilare: è stato realizzato un modello del singolo traverso sul quale sono stati assegnati i carichi permanenti e le distorsioni proporzionalmente all'area d'influenza e le azioni da traffico in funzione della ripartizione ottenuta dal modello tridimensionale. Da questo modello si sono estratte le sollecitazioni utilizzate nel dimensionamento dei traversi.

Le sollecitazioni in corrispondenza dei traversi sono state calcolate tenendo in considerazione l'incremento dinamico dovuto alla presenza della discontinuità del giunto.

La soletta d'impalcato è stata studiata in due fasi:

- Una fase provvisoria in cui il getto di calcestruzzo è stato considerato solamente come peso, e la sezione resistente è stata attribuita alla sola lastra tralicciata con funzione di cassero.
- Una fase definitiva in cui si è considerato come reagente l'intero getto di calcestruzzo collaborante con le predalles.

La prima fase è stata studiata manualmente con schema di trave in semplice appoggio (predalles non continue sui traversi). La seconda fase è stata analizzata mediante modello tridimensionale dell'impalcato per cogliere sia gli effetti locali d'inflexione della soletta che quelli globali che nascono per congruenza con le travi.

6.2 Modelli di calcolo per le travi longitudinali

6.2.1 Modello bidimensionale

Il modello bidimensionale rappresentante la trave appoggiata e la soletta afferente, è costituito dai seguenti elementi:

1. **piattabande travi** modellate con elementi tipo **beam**
2. **anime travi** modellati con elementi tipo **shell**
3. **soletta** modellata con elementi tipo **beam**

Per valutare le sollecitazioni derivanti dal ritiro, al frame rappresentante la soletta è stato assegnata direttamente la deformazione da ritiro pari a $\epsilon_{cs} = 0.00012$. Per la valutazione delle sollecitazioni dovute alla variazione termica differenziale (escursione giornaliera) è stato sufficiente assegnare una variazione uniforme sulla soletta pari a $\pm 10^\circ\text{C}$.

Attraverso tale modello è stato possibile rappresentare con accuratezza il comportamento della struttura composta sottoposta all'azione delle distorsioni (ritiro e variazione termica) ed in modo particolare è stato possibile stimare la quota parte di sforzo normale da ritiro e da variazione termica trasferita direttamente alla trave di acciaio.

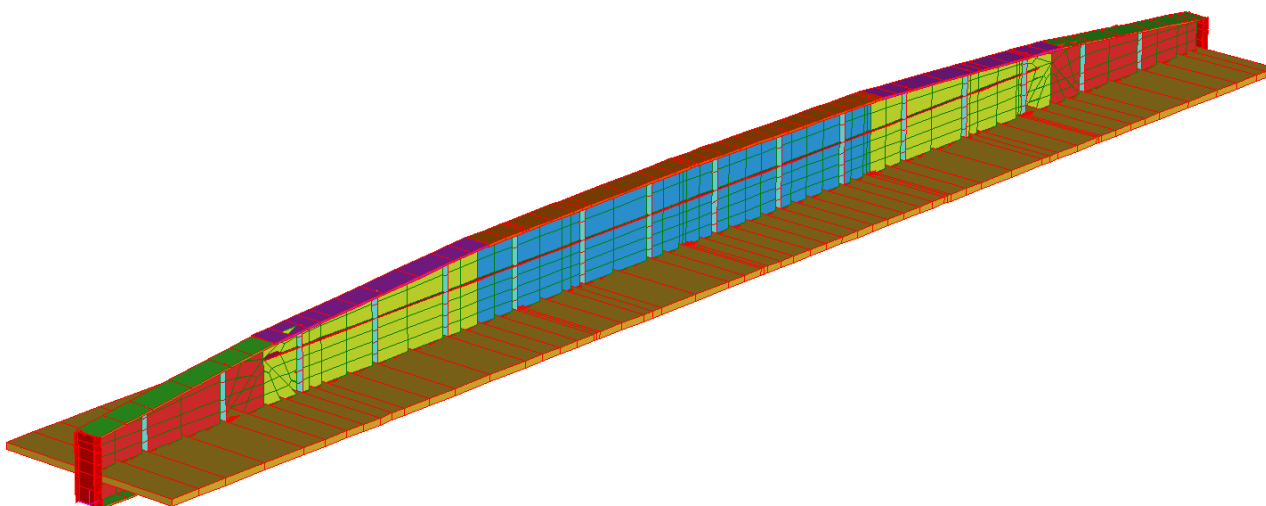


Figura 6-1 - Modello bidimensionale trave longitudinale

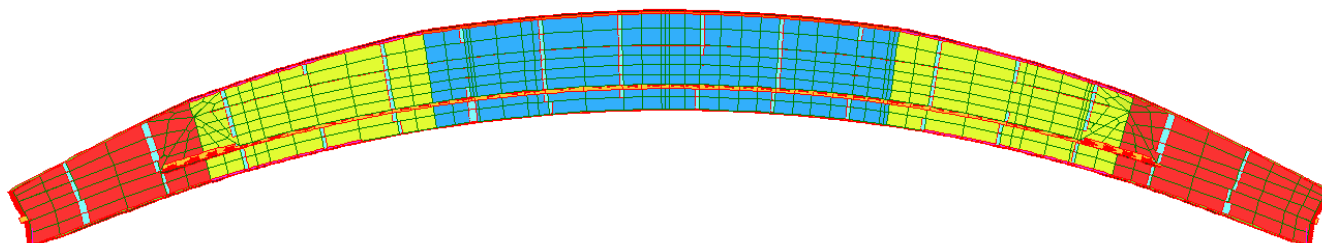


Figura 6-2 - Modello bidimensionale trave longitudinale. Deformata per ritiro e variazione termica ΔT

6.2.2 Modello unifilare

Per determinare le sollecitazioni dovute al comportamento globale, è stata eseguita un'analisi tramite il software di calcolo Straus7, realizzando un modello monofilare agli elementi finiti costituito da elementi beam.

E' stata studiata la singola trave longitudinale metallica più caricata e sono state determinate le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), e distorsioni (ritiro del conglomerato, stati coattivi).

Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, sono state utilizzate le linee d'influenza implementate nel programma di calcolo Straus7. In particolare, è stata definita una corsia sull'intero sviluppo della travata; in seguito sono state definite le colonne di carico così come prescritto dalla normativa al punto 5.1. Ai diagrammi ottenuti sono stati poi applicati coefficienti moltiplicatori che tengono conto dell'influenza, sulla trave in oggetto, delle stese di carico nella loro collocazione trasversale al ponte tenendo così in conto l'effetto della "ripartizione trasversale" descritta al punto successivo.

Figura 6-3 - Modello monofilare trave longitudinale

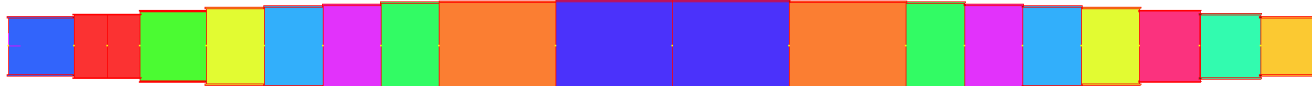


Figura 6-4 - Modello monofilare trave longitudinale. Vista solida

6.3 Modelli di calcolo per i traversi

6.3.1 Modello tridimensionale

Il modello tridimensionale realizzato è stato costruito mediante i seguenti elementi

- | | |
|------------------------------|--|
| 1. piattabande traverso | modellata con elemento tipo beam |
| 2. anima traverso | modellata con elementi tipo shell |
| 3. soletta | modellata con elementi tipo shell |
| 4. irrigidimenti trasversali | modellato con elementi tipo shell |
| 5. piattabande travi | modellata con elemento tipo frame |
| 6. anima travi | modellata con elementi tipo shell |

Attraverso tale modello è stato possibile rappresentare con accuratezza il comportamento locale dell'impalcato, nonché la reale ripartizione dei carichi sui traversi non apprezzabile dal semplice modello monofilare.

Nel modello tridimensionale, sono state determinate le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti e dalle altre azioni prescritte dalla normativa vigente. Per quanto riguarda lo studio delle azioni da traffico si fa riferimento a quanto prescritto dal NTC 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" al punto 5.1.3.3. Sono state definite delle corsie di traffico relative alla folla ed alle colonne di carico, disposte in modo da poter valutare tutte le disposizioni da traffico più sfavorevoli per la soletta e per i traversi, in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti positive e negative.

Il programma esegue un calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili per ottenere le sollecitazioni massime che si possono verificare per caricamento da traffico, fornendo il diagramma di involuppo delle sollecitazioni di interesse dovute alle colonne di carico transittanti.

Si riporta nel seguito l'immagine del modello tridimensionale completo.

I risultati ottenuti mediante il modello di calcolo tridimensionale, sono stati comprovati e validati mediante un calcolo manuale. Tali confronti hanno riportato risultati positivi e confortanti riguardo l'accuratezza del modello tridimensionale.

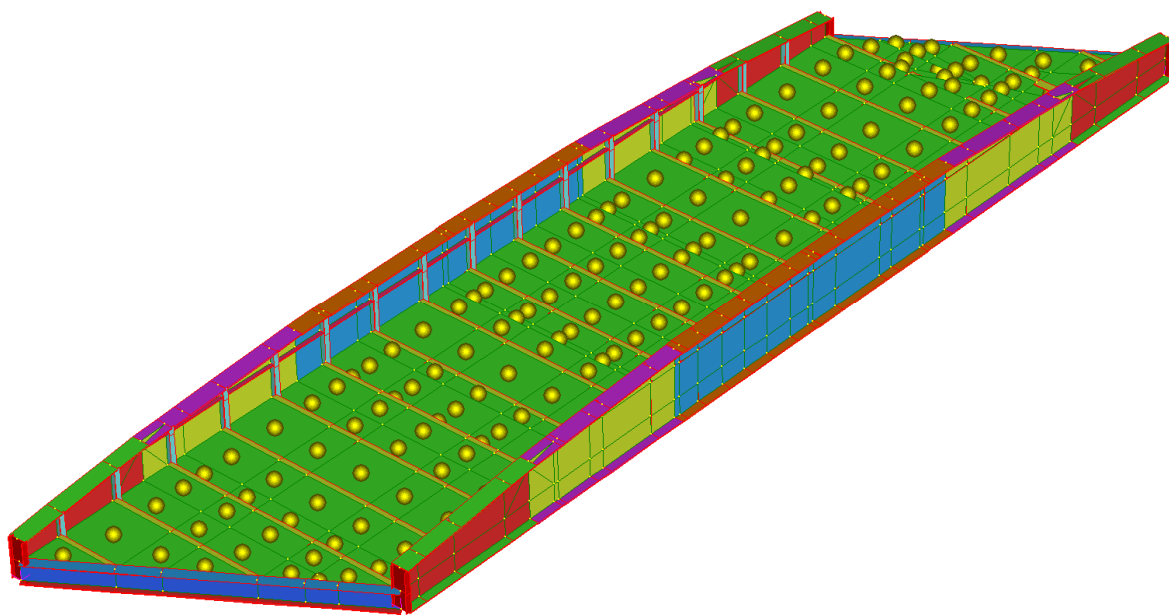


Figura 6-5 – Modello tridimensionale dell'impalcato.



6.3.2 *Modello unifilare*

Il modello monofilare agli elementi finiti del traverso è stato realizzato utilizzando elementi tipo beam. Si è analizzato il singolo traverso e sono state determinate le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), e dalle distorsioni (ritiro del conglomerato, variazioni termica uniforme, ecc.). Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, sono stati usati gli strumenti di studio delle azioni da traffico presenti nel programma di calcolo Straus7 in modo analogo a quanto visto per la trave. L'aliquota di carico concentrato tipo tandem afferente al singolo traverso è stata valutata mediante un modello spaziale tridimensionale, rappresentato in seguito.



Figura 6-6 – Modello monofilare traverso

6.3.3 *Valutazione della ripartizione dei carichi da traffico sui traversi*

Per la valutazione dell'effettiva quota parte di carico che grava sui traversi si è proceduto al confronto tra il modello tridimensionale ed un modello composto da un singolo traverso con la porzione di soletta afferente estratto dal modello tridimensionale stesso. I due modelli presentano pertanto la medesima geometria del traverso, della soletta e condizioni di carico.

La ripartizione dei carichi tra i traversi interessa solo i carichi concentrati, pertanto le due condizioni di carico che andranno analizzate sono i concentrati dello schema di carico 1 e il modello da fatica FLM3. I valori e le geometrie dei suddetti modelli di carico sono riportati nell'analisi dei carichi.

6.3.3.1 *Valutazioni svolte sul traverso tipico*

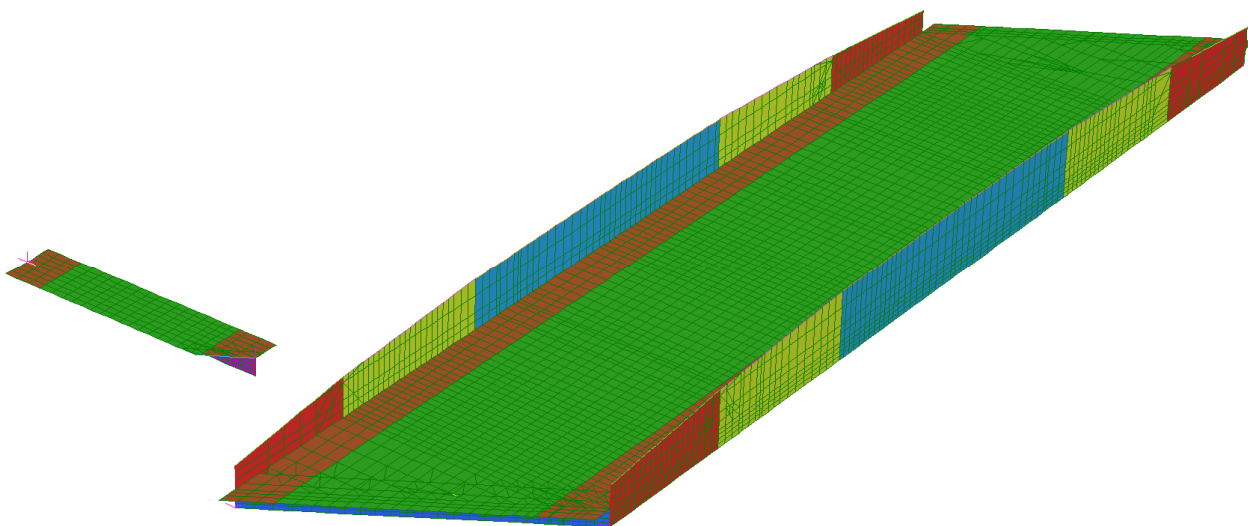


Figura 6-7 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso tipico isolato



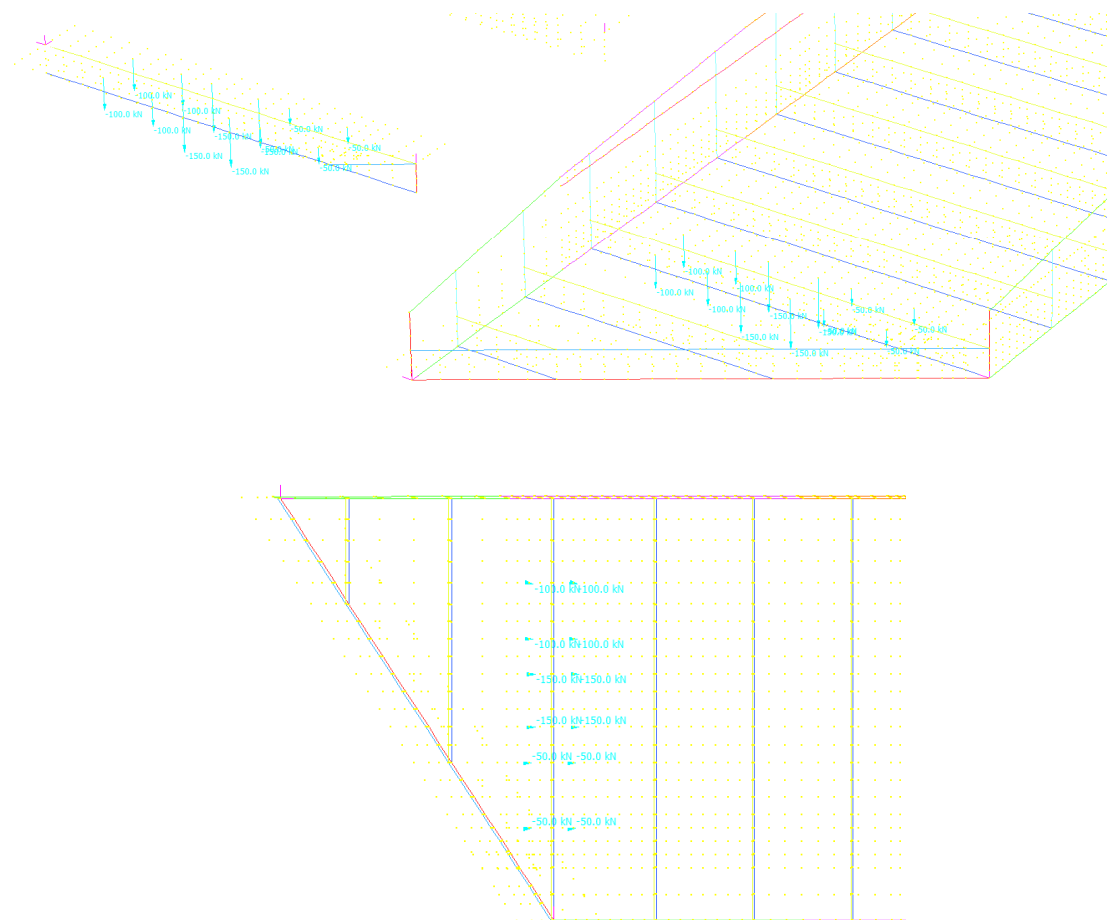


Figura 6-8 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato. Vista 3D e planimetria della disposizione dei carichi

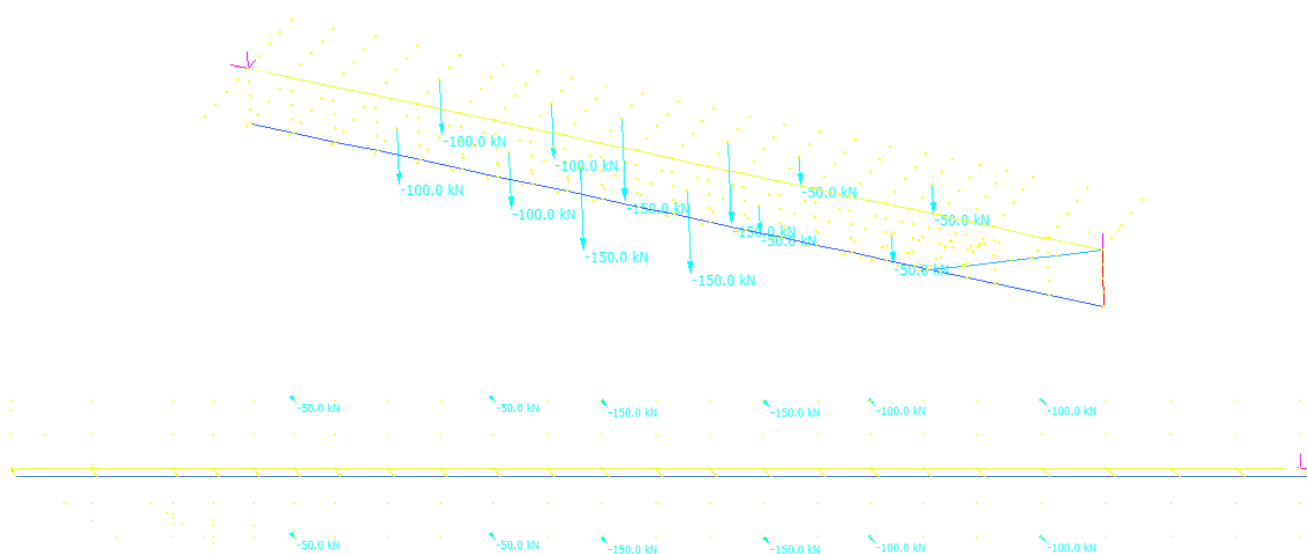


Figura 6-9 – Modello tridimensionale del traverso tipico isolato. Vista 3D e planimetria della disposizione dei carichi

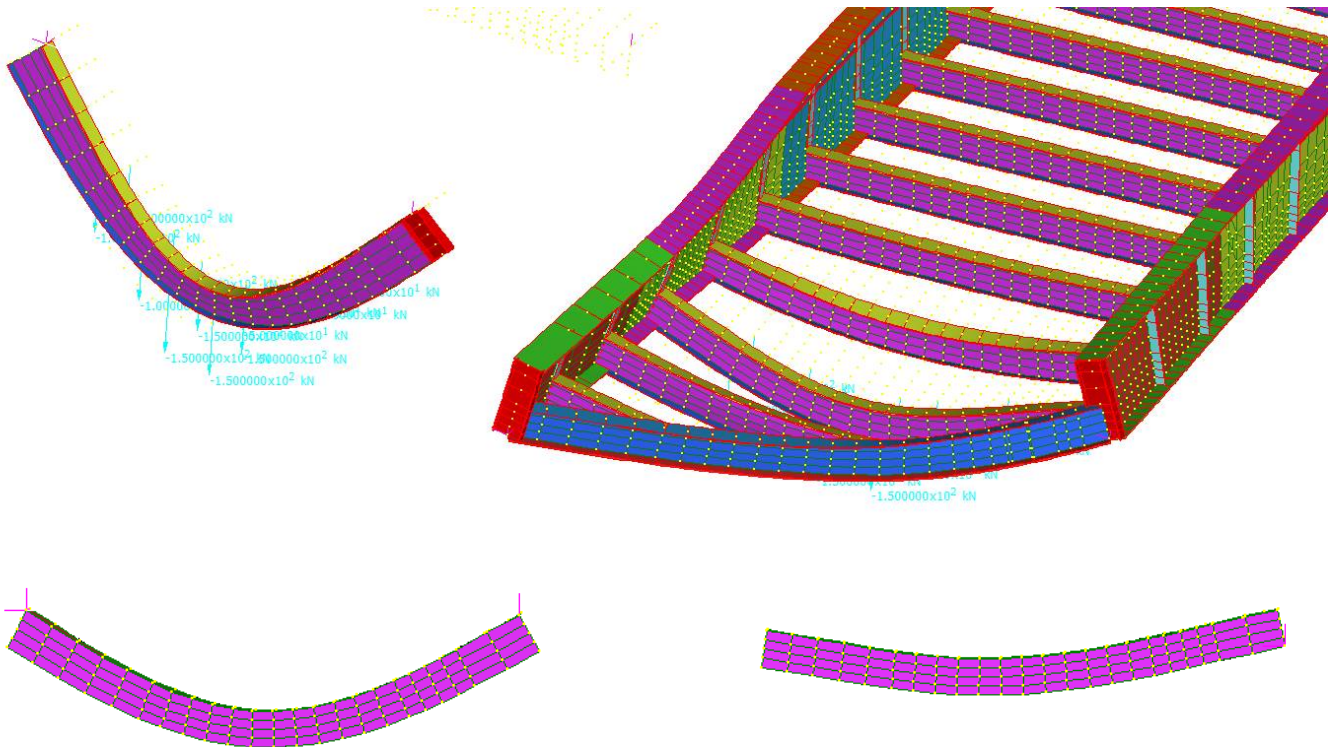


Figura 6-10 – Modello tridimensionale dell’intero impalcato e del traverso tipico isolato. Comparazione delle deformate

Il modello di traverso singolo ed il modello tridimensionale sono stati caricati esattamente allo stesso modo in quanto il traverso singolo è “estratto” dal modello 3D e vincolato in semplice appoggio.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-2.009169x10 ³	2.162431x10 ³
	[Bm:1754]	[Bm:1753]

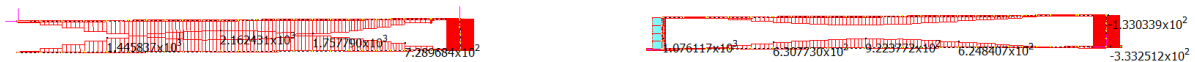


Figura 6-11 – Modello tridimensionale dell’intero impalcato e del traverso tipico isolato. Comparazione delle sollecitazioni sulle piattabande dei traversi.

Dalle sollecitazioni ricavate dai due modelli si evince che:

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso isolato vale 2162kN

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso inserito nel modello 3D vale 922kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 42% dei carichi tandem.

La medesima analisi è stata svolta anche per lo schema di carico da fatica FLM3 e di seguito riportata

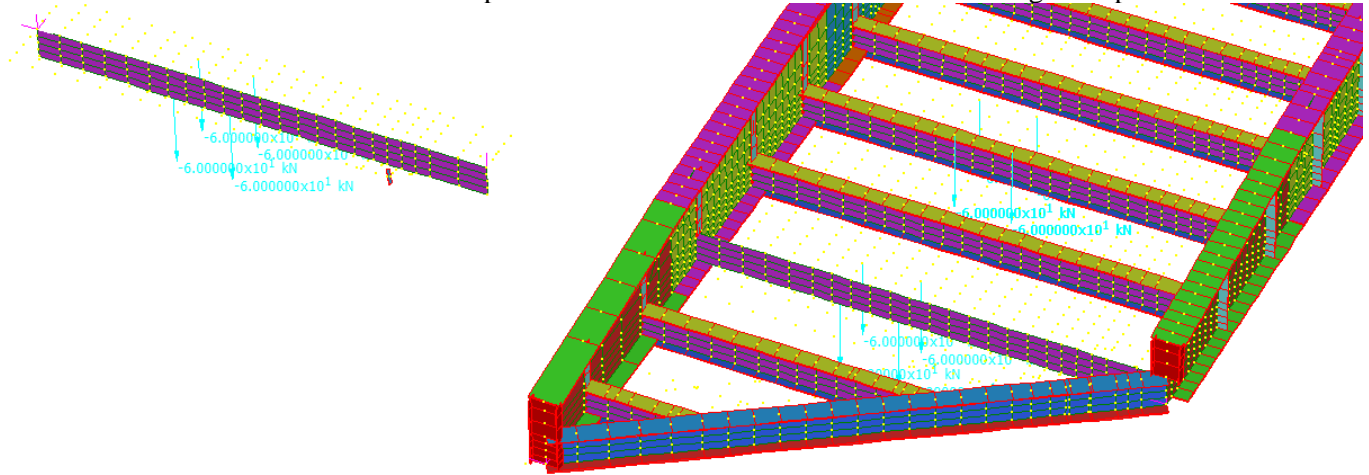


Figura 6-12 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso tipico isolato. Disposizione dei carichi

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-4.725670×10^2	5.049585×10^2
	[Bm:1756]	[Bm:1755]



Figura 6-13 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso tipico isolato. Comparazione delle sollecitazioni sulle piattabande dei traversi.

Dalle sollecitazioni ricavate dai due modelli si evince che:

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso isolato vale 505kN

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso inserito nel modello 3D vale 244kN

Pertanto sul singolo traverso tipico afferrisce il 48% del modello FLM3 (120kN per asse).

6.3.3.2 Valutazioni svolte sul traverso di spalla

Lo stesso metodo è stato utilizzato per stabilire la quota parte di sollecitazione agente sul traverso di spalla. Nel seguito si riportano i risultati.

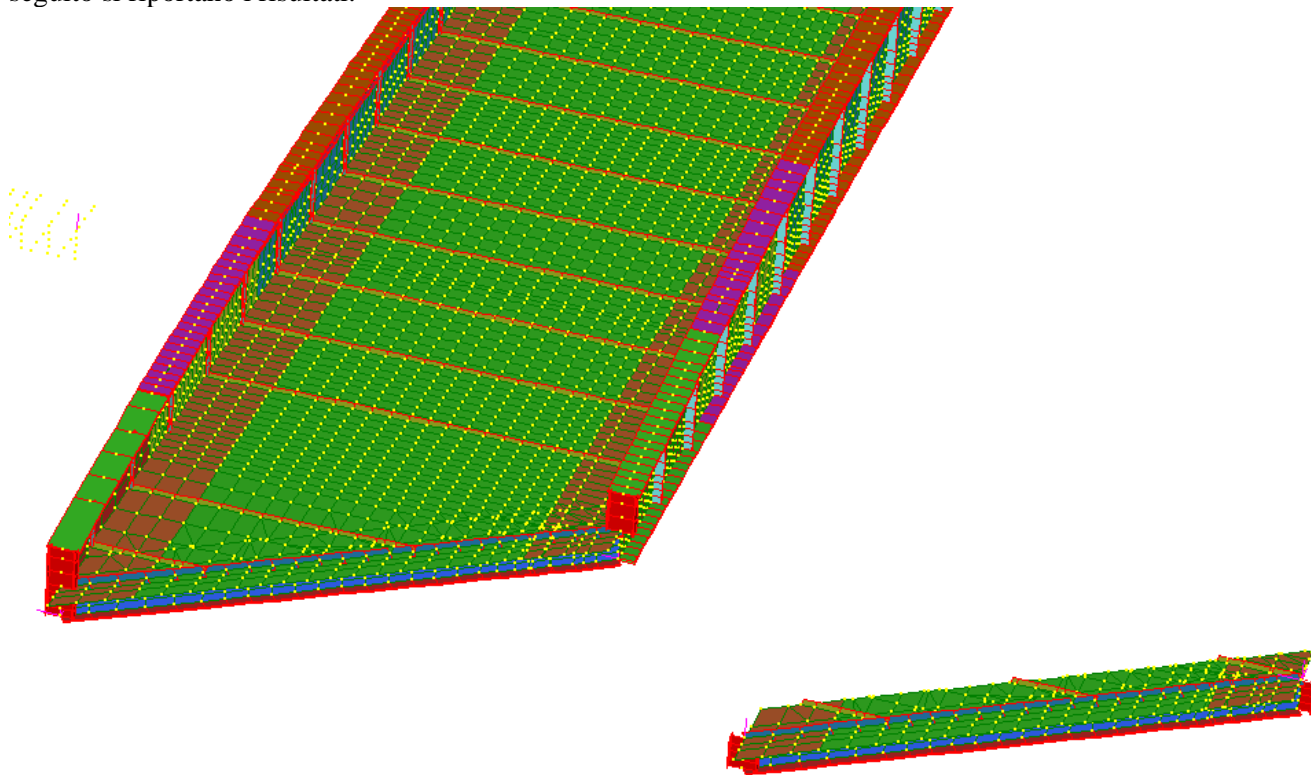
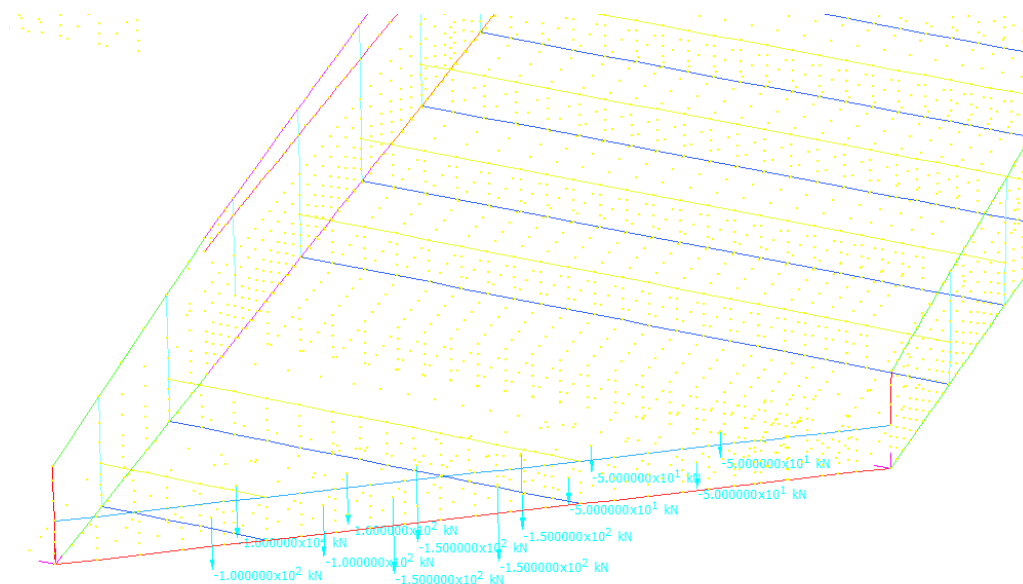


Figura 6-14 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso di spalla isolato



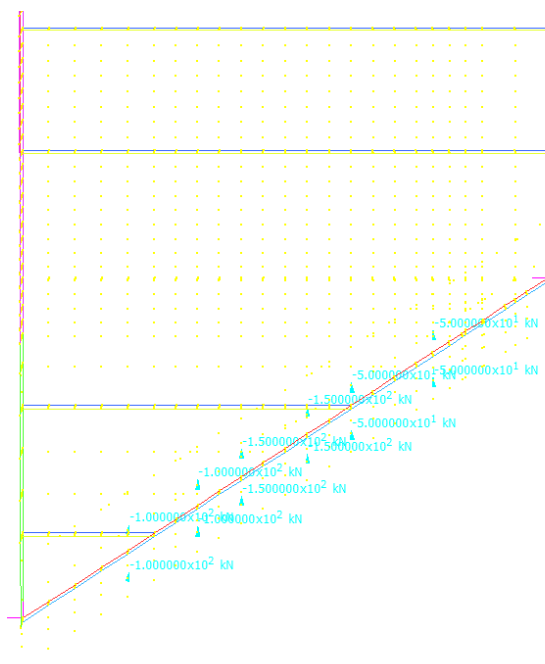


Figura 6-15 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato. Vista 3D e planimetria della disposizione dei carichi

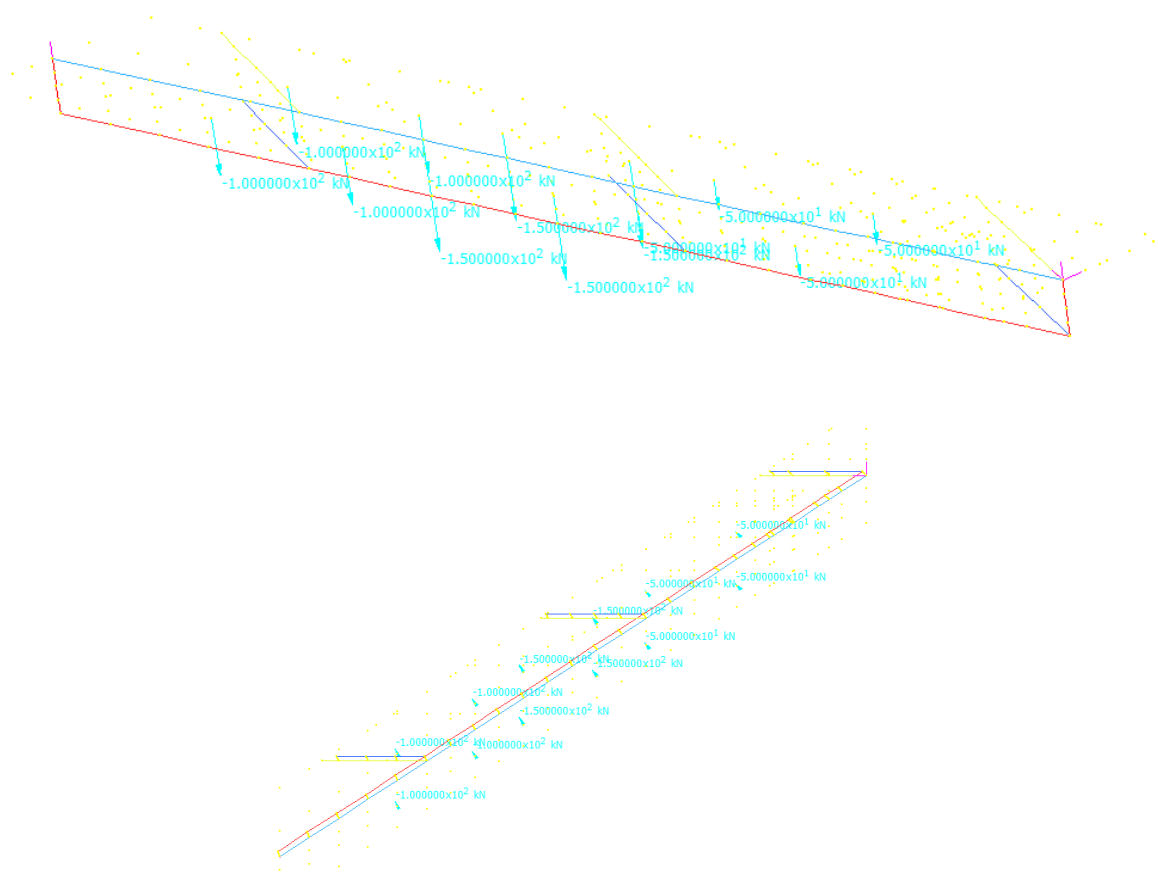


Figura 6-16 – Modello tridimensionale del traverso di spalla isolato. Vista 3D e planimetria della disposizione dei carichi



Figura 6-17 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso di spalla isolato. Comparazione delle deformate

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1.866978×10^3	3.350535×10^3
	[Bm:1891]	[Bm:1890]

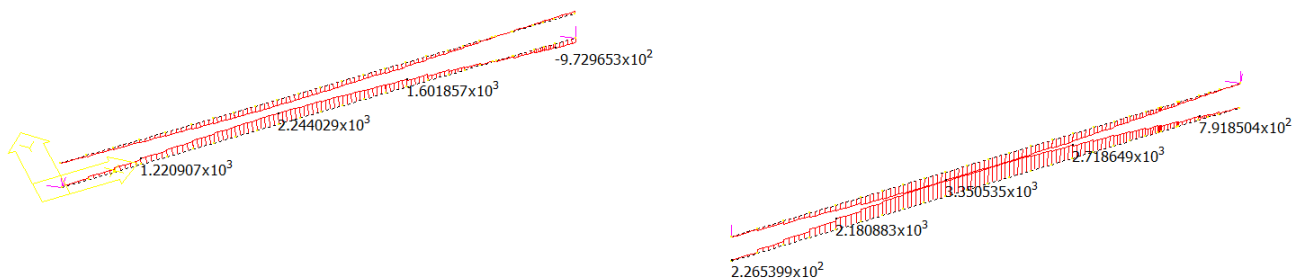


Figura 6-18 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso di spalla isolato. Comparazione delle sollecitazioni sulle piattabande dei traversi.

Dalle sollecitazioni ricavate dai due modelli si evince che:

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso isolato vale 3350kN

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso inserito nel modello 3D vale 2244kN

Pertanto sul singolo traverso di spalla afferrisce il 67% dei carichi tandem.

Analogamente per il modello da fatica FLM3:

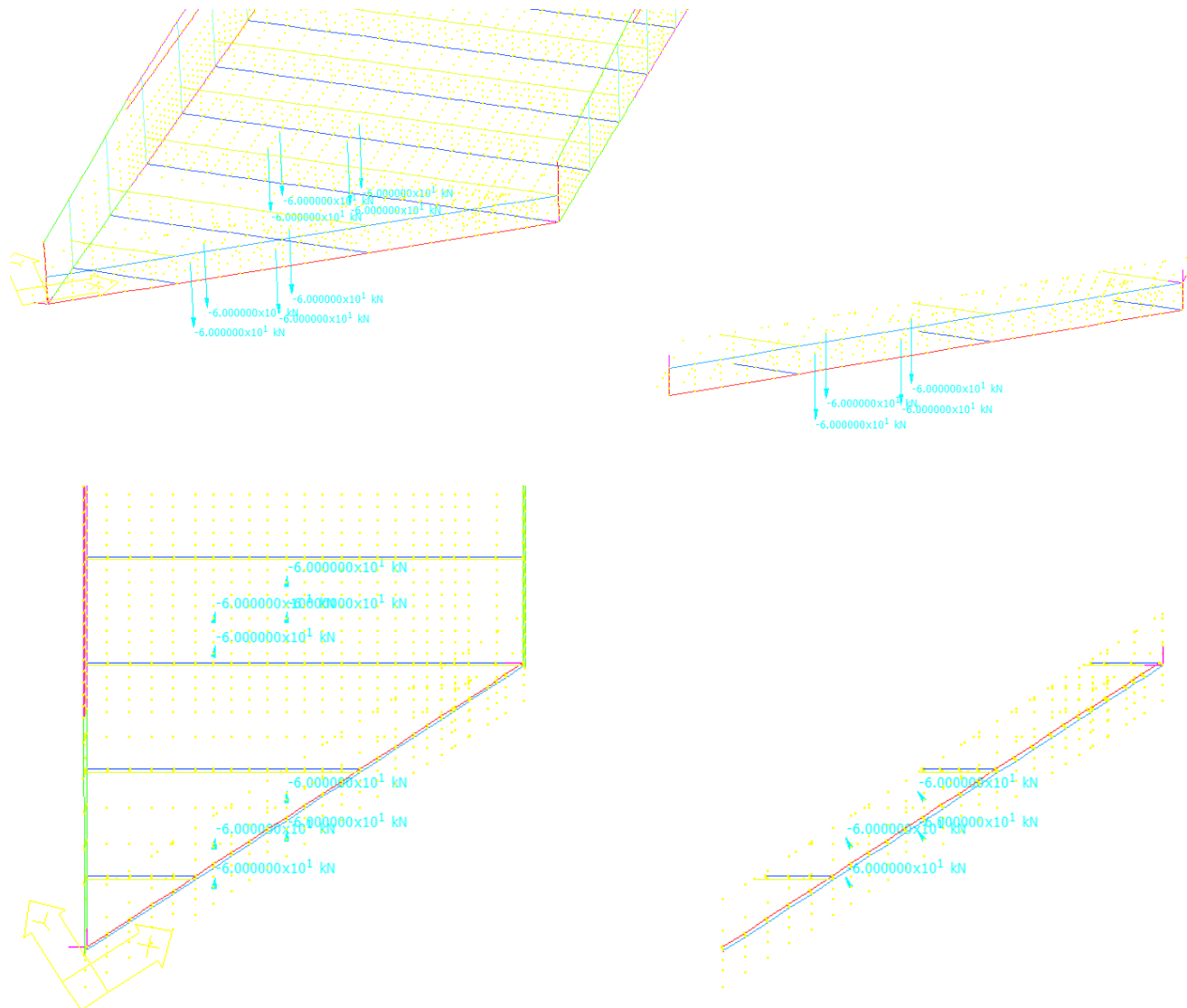


Figura 6-19 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso isolato. Vista 3D e planimetria della disposizione dei carichi

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-4.139421×10^2	7.400703×10^2
	[Bm:1891]	[Bm:1890]

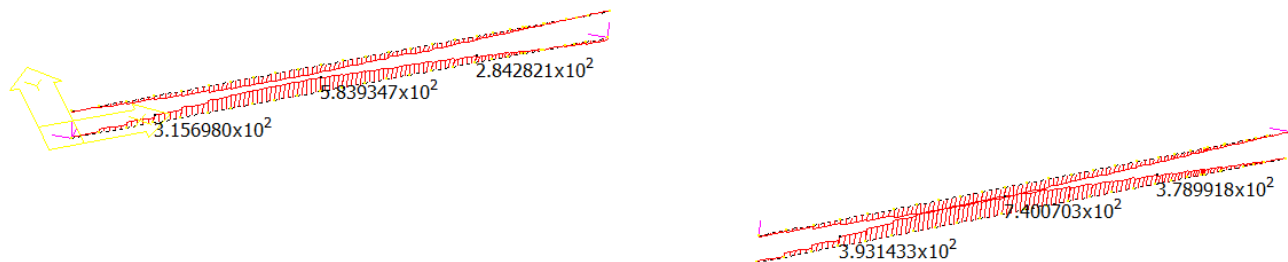


Figura 6-20 – Modello tridimensionale dell'intero impalcato e del traverso di spalla isolato. Comparazione delle sollecitazioni sulle piattabande dei traversi.

Dalle sollecitazioni ricavate dai due modelli si evince che:

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso isolato vale 740kN

Lo sforzo assiale sulla piattabanda inferiore del traverso inserito nel modello 3D vale 583kN

Pertanto sul singolo traverso di spalla afferrisce il 78% del modello FLM3 (120kN per asse).

6.3.3.3 Riassunto dell'analisi comparativa

Confrontando le sollecitazioni da traffico su un traverso tipico e di spalla estratti dal modello tridimensionale e quelle lette sul modello tridimensionale stesso, si evince che l'effettiva ripartizione dei carichi dovuta al comportamento tridimensionale della struttura consente di considerare sul traverso singolo delle forze concentrate da traffico ridotte rispetto al caso in cui si considerino gli assi dei carichi da traffico totalmente gravanti su un unico traverso. Le riduzioni assunte nei successivi calcoli sono riportate nella seguente tabella:

	Schema di Carico	Afferenza Calcolata	Afferenza assunta
Traverso tipico	Tandem	42%	50%
	FLM3	48%	50%
Traverso di spalla	Tandem	67%	70%
	FLM3	78%	80%

Nel seguito della relazione, si farà riferimento alle sollecitazioni ottenute dal modello monofilare.

6.4 Modello di calcolo per la soletta d'impalcato.

La fase definitiva della soletta d'impalcato è stata studiata sul modello tridimensionale nel quale sono stati implementati gli schemi di traffico più significativi (schema di carico 1 e schema di carico 2) oltre ai pesi propri e permanenti portati. Il modello utilizzato per quest'analisi è stato descritto al punto 6.3.1 del presente documento.

6.5 Fasi di calcolo

6.5.1 Travi principali

Lo studio delle travi principali in acciaio non è stato suddiviso in fasi poiché lo stato tensionale di questi elementi strutturali non è influenzato dalla fasistica di costruzione.

6.5.2 Traversi

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 rigidezza e caratteristiche statiche delle sezioni.

FASE 1 : Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate 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. In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle strutture di appoggio.

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 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.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
36 di 235

6.5.3 Soletta d'impalcato

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte.

FASE I: PROVVISORIALE

Nella prima fase il getto non è ancora giunto a maturazione, non può quindi essere considerato efficace ai fini della resistenza, in questa fase risultano quindi efficaci le sole armature delle prédalle e la predalle in acciaio stessa. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto e da un sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio.

FASE II: DEFINITIVA

Nella seconda fase si fa riferimento alla sezione completa, composta cioè sia dal calcestruzzo e sia dalle lastre delle prédalles che le armature inserite in opera. Le sollecitazioni (Permanenti portati e variabili) indotte dai carichi, sono ricavate dal modello tridimensionale.

Riassumendo:

Fase I: Peso proprio predalles e getto → sollecitazioni da schema di trave schema appoggio-appoggio e resistente la sola lastra tralicciata.

Fase II: Pesi portati e traffico → sollecitazioni da modello tridimensionale (schema definitivo) e resistente l'intera sezione.

6.5.4 Valori dei coefficienti di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo (ϵ_1)

FASE DI ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA

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 C35/45, ha modulo elastico istantaneo pari a:

$$E_{cls,0} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625 \text{ N/mm}^2$$

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

$$n = E_s / E_{cls,0} = 210000 / 34625 = 6.06 \quad \text{si assume } n = 6$$

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 $\alpha = 2A_c/u > 60$ (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:

$$E_{cls,\infty} = E_{cls,0} / [1 + \phi(t_\infty, t_0)] = 11541 \text{ N/mm}^2$$

Pertanto il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito risulta:

$$n = E_s / E_{cls,\infty} = 210000 / 11541 = 18.2 \quad \text{si assume } n = 18$$

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....).

6.6 Combinazioni di calcolo

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (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
- 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. 14/01/2008 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:

		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	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	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 6.2.1 – 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_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 6.2.1 – Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

6.7 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 08 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 $\alpha_{cc}=0.85$.

6.8 Ripartizione trasversale

6.8.1 Schema di carico 1

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. 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.

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

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 indica con:

d1 = -6875 mm

d2 = 6875 mm

n = 2 numero di travi

Per quanto riguarda i carichi tandem si riporta il calcolo riferito ad un solo asse (200 kN o 300 kN). Nei calcoli poi svolti verranno considerati entrambi i carichi concentrati, distanziati longitudinalmente a 1.20m, e ciascuno di intensità pari a quanto determinato nel seguito, sulla base del singolo asse.

Risulta:

- Corsia di carico 1:

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	27	kN
				eccentricità	-3.25	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.7364	19.88
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.2636	7.12

Carico tandem :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	300	kN
				eccentricità	-3.25	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.7364	220.91
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.2636	79.09

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
42 di 235- **Corsia di carico 2:**

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	7.5	kN
				eccentricità	-0.25	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.5182	3.89
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.4818	3.61

Carico tandem :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	200	kN
				eccentricità	-0.25	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.5182	103.64
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.4818	96.36

- **Corsia di carico 3:**

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	7.5	kN
				eccentricità	2.75	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.3000	2.25
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.7000	5.25

Carico tandem :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	100	kN
				eccentricità	2.75	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.3000	30.00
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.7000	70.00

- **Folla su marciapiede sx:**

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	3.375	kN
				eccentricità	-5.79	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.9211	3.11
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.0789	0.27

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
43 di 235- **Folla su marciapiede dx:**

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	3.375	kN
				eccentricità	5.79	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.0789	0.27
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.9211	3.11

- **Parte rimanente:**

E' stata valutata una parte rimanente di larghezza pari a 0.50m.

Carico distribuito :

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	1.25	kN
				eccentricità	4.5	m
d_trave 1	-6.875	m	SI	k1	0.1727	0.22
d_trave 2	6.875	m	SI	k2	0.8273	1.03

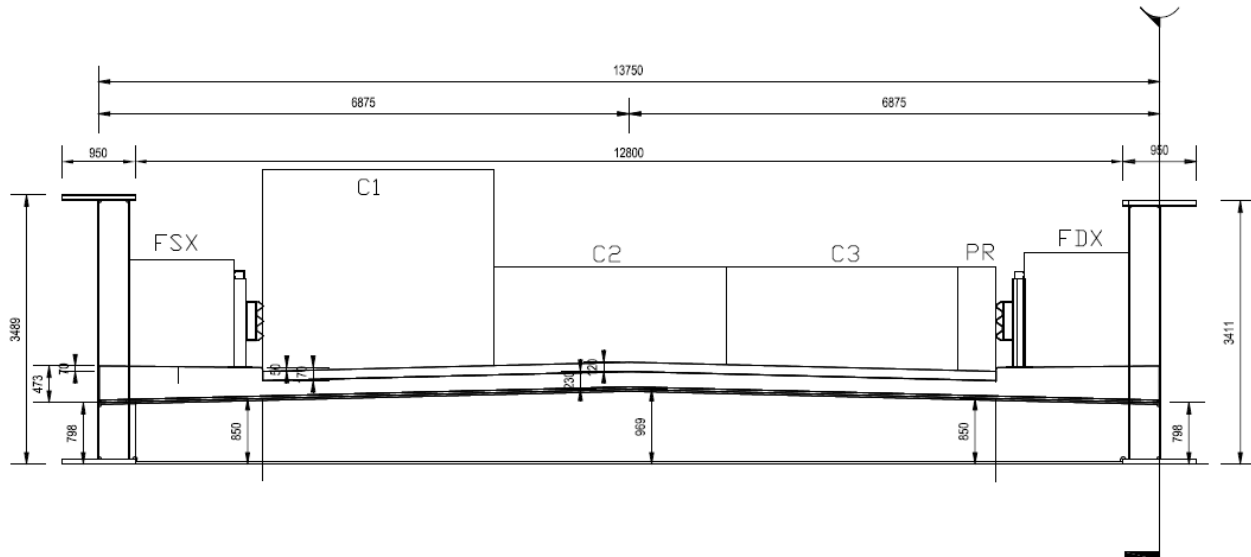


Figura 6-21 Distribuzione di carico adottata per massimizzare le sollecitazioni sulla trave

Il carico totale distribuito risulta: $q = 19.88 + 3.89 + 2.25 + 3.11 + 0.27 + 0.22 = 29.62$ kN/m

Il carico totale concentrato risulta: $Q = 220.91 + 103.64 + 30 = 354.55$ kN

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
44 di 235

6.8.2 Schema di carico a fatica

Applicando le formule descritte in precedenza per il modello di fatica FML3 costituito dalle impronte di carico previste dalla normativa applicate sulla corsia lenta, si ottiene il relativo coefficiente di ripartizione trasversale. Si ipotizza il treno di carico centrato nella corsia lenta di marcia.

Carico concentrato:

N°Travi	2		APPOGGIO ESISTENTE	Carico_F	120	kN
				eccentricità	-1.875	m
d_trave 1	-6.88	m	SI	k1	0.6364	76.36
d_trave 2	6.88	m	SI	k2	0.3636	43.64

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

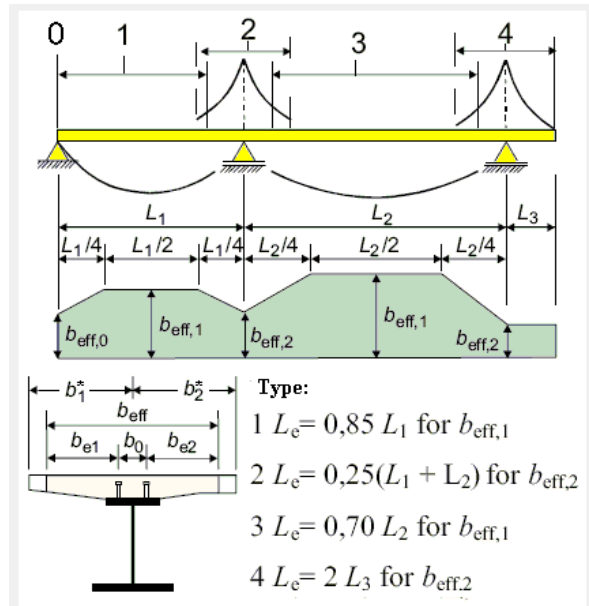
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
45 di 235

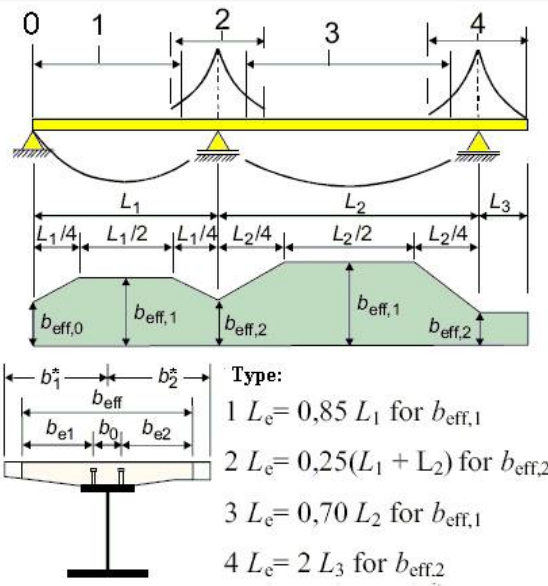
6.9 Soletta collaborante per analisi strutturale dei traversti

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:



Nella tabella sottostante vengono riassunti i parametri di calcolo delle larghezze collaboranti relative ai traversti:
- Traverso tipico

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 $b_{eff,2}$

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	b_eff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1	beta2
0	1.600	1.600	250	0	2.560	13.75	1.475	1.475	0.783	0.783
3.4375	1.600	1.600	250	1	3.200	13.75	1.475	1.475	1.000	1.000
10.31...	1.600	1.600	250	1	3.200	13.75	1.475	1.475	1.000	1.000
13.75	1.600	1.600	250	0	2.560	13.75	1.475	1.475	0.783	0.783

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

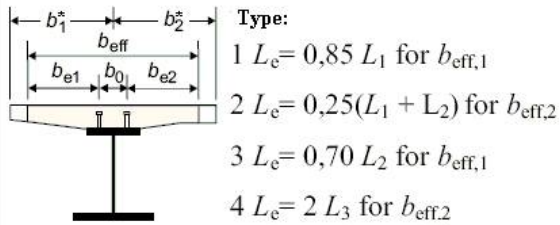
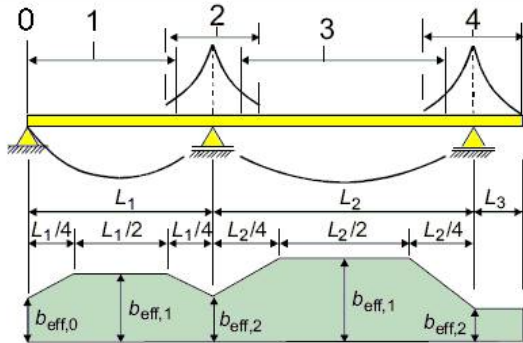
Rev.
A

Foglio
46 di 235

- Traverso di spalla

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

— □ ×



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	1.600	1.600	250	0	2.693	16.40	1.475	1.475	0.828	0.828
4.1	1.600	1.600	250	1	3.200	16.40	1.475	1.475	1.000	1.000
12.3	1.600	1.600	250	1	3.200	16.40	1.475	1.475	1.000	1.000
16.4	1.600	1.600	250	0	2.693	16.40	1.475	1.475	0.828	0.828

Calcola Esci

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 Carichi permanenti (g1 e g2)

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta:

Pesi strutturali:

Struttura in acciaio: (4.00 x 13.75) = 55.00 kN/m	si assume	55.00 kN/m
Soletta in calcestruzzo: (25 x 13.75 x 0.23) = 79.06 kN/m	si assume	79.06 kN/m

Totale pesi strutturali	134.06 kN/m
Pesi strutturali su ogni trave	67.03 kN/m

Permanenti portati:

Pavimentazione: (2.40 x 9.50) = 22.80 kN/m	si assume	22.80 kN/m
Cordoli: 2 x 25.00 x 0.436 = 21.80 kN/m	si assume	21.80 kN/m
Barriere: 2 x 3.00 = 6.00 kN/m	si assume	6.00 kN/m

Totale finiture	50.60 kN/m
Finiture su ogni trave	25.30 kN/m

7.2 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.

Al fine di determinare la quota parte di sollecitazione legata alla distorsione che mette in carico la trave, l'effetto del ritiro è stato implementato nel modello bidimensionale descritto in precedenza.

La forza conseguente al ritiro, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità è la seguente

$$N_{rit} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,\infty} \cdot A_{c,rit} = 0.00012 \cdot 11541 \cdot 2 \cdot 230 \cdot 6875 = 4380 \text{ kN} \rightarrow 2190 \text{ kN per trave}$$

$A_{c,rit}$ è l'area di soletta soggetta al ritiro, ovvero la porzione di getto in opera. Quindi per uno spessore soletta di 23cm.

Dal modello piano, imponendo una dilatazione alla soletta pari al ritiro, si ottiene lo stato tensionale finale della struttura conseguente alla distorsione imposta. Se in una prima fase la soletta presenta una trazione di 2190kN, al rilascio dei vincoli ausiliari è tesa al massimo 1413 kN (dedotto dal modello), quindi l'azione da ritiro da applicare alla trave metallica sarà 1413kN di compressione.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-8.037585×10^2	1.413265×10^3
	[Bm:22]	[Bm:341]

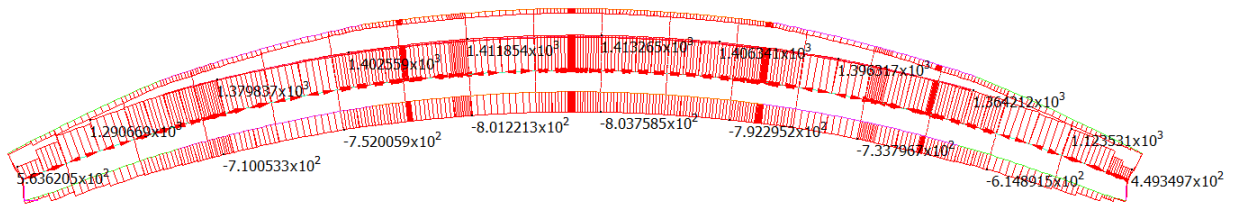


Figura 7-1 - Deformata della trave e sforzi assiali conseguenti al ritiro

Per i traversi, 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:

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

$$M_r = N_r * e$$

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 $\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh} * E_s / n_{f2b}$. 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 Straus7 di cui si riportano nel seguito dei paragrafi le sollecitazioni.

7.3 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 impalcato 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:

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

La forza conseguente alla variazione termica, immaginando la soletta bloccata con vincoli ausiliari alle estremità è

$$N_{\Delta T} = \epsilon_{cs} \cdot E_{cls,t0} \cdot A_{soletta} = 0,00012 \cdot 34625 \cdot 13750 \cdot 230 = 13140 \text{ kN} \rightarrow 6570 \text{ kN per trave}$$

Dal modello piano, imponendo una dilatazione alla soletta pari alla variazione termica, si ottiene lo stato tensionale finale della struttura conseguente alla distorsione imposta. Se in una prima fase la soletta presenta una trazione di 6570 kN, al rilascio dei vincoli ausiliari è tesa al massimo 2477 kN (dedotto dal modello), quindi l'azione da variazione termica da applicare alla trave metallica sarà 2477 kN.

	MIN	MAX
AxForce(kN)	$-1,408070 \times 10^3$	$2,477769 \times 10^3$
	[Bm:396]	[Bm:715]

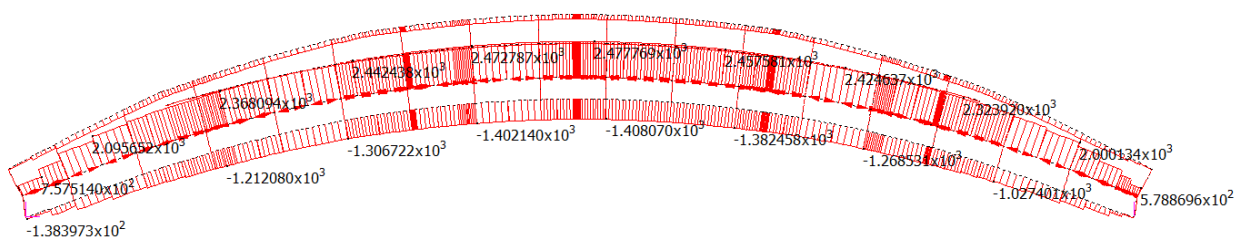


Figura 7-2 - Deformata della trave e sforzi assiali conseguenti al ΔT di contrazione

7.4 Cedimenti differenziali degli appoggi (ϵ_5)

La struttura è isostatica, pertanto i cedimenti differenziali non inducono stati di sollecitazione.

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.

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/m^2 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/m^2 su una larghezza di 3.00 m.

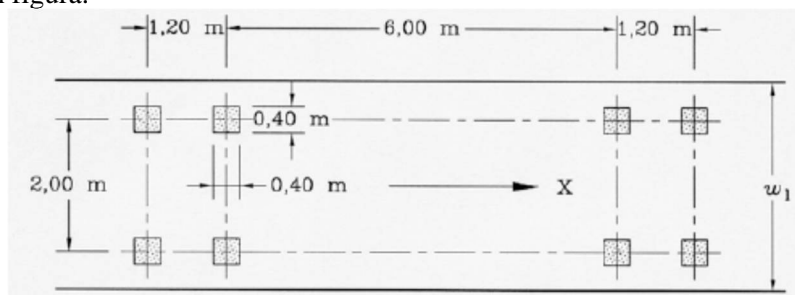
Si valuta infine la porzione di carreggiata restante che viene caricata tramite la parte rimanente di carico, in grado di produrre la massima sollecitazione sulla trave analizzata.

7.5.1 Verifiche locali

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato si ricorre allo schema di carico globale oltre al "Modello di carico 2" (LM2), composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

7.6 Carichi da traffico (Verifiche di fatica)

Le verifiche a fatica sono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti \square . 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 Incremento dinamico in presenza di discontinuità (Q2)

Per le verifiche allo stato limite di fatica si è fatto riferimento al fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\phi_{fat}$ come indicato al paragrafo C5.1.4.3 della circolare del 02/02/2009:

$$\Delta\phi_{fat} = 1.3(1-d/26)$$

Dove d è la distanza in metri della sezione considerata dalla sezione di giunto. In particolare si assume:

- Traverso tipico ($d=5.73\text{m}$):

$$\Delta\phi_{fat,tipico} = 1.013$$

- Traverso di spalla ($d=1.027\text{m}$):

$$\Delta\phi_{fat,tipico} = 1.249$$

7.8 Frenatura (q₃)

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

7.9 Azione centrifuga (q₄)

L'azione non è significativa in quanto il ponte è rettilineo.

7.10 Azione del vento (q₅)

L'azione si considera convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione verticale delle superfici direttamente investite. Oltre alla sagoma dell'impalcato, si considerano investiti dal vento i carichi transitori assimilati ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Per il calcolo della pressione che il vento esercita sull'impalcato si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e alle indicazioni contenute nella sezione 8 dell'EN 1991-1-4. La velocità di riferimento del vento è stato determinato a partire dai seguenti valori tabellati:

Zona	Descrizione	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

La pressione cinetica di riferimento è pari a:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

La pressione del vento si determina a partire dal valore di pressione cinetica di riferimento:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente di forma funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento, c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Si riportano le tabelle riassuntive del calcolo della pressione del vento:

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

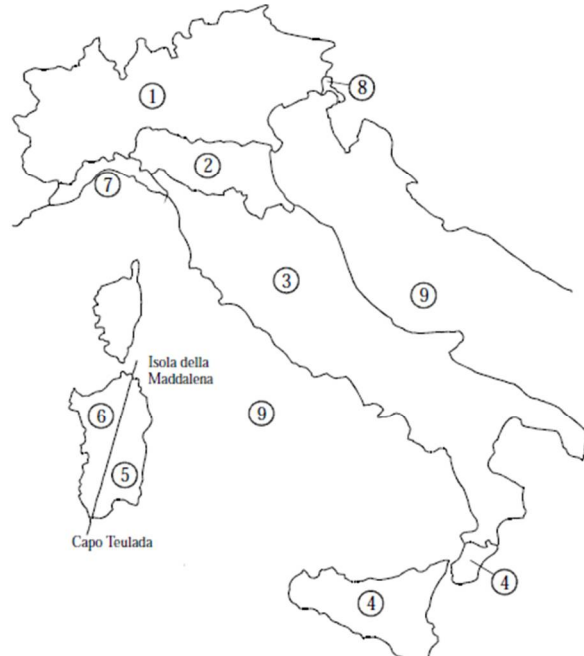
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
52 di 235

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			50
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			25
$\alpha_R (T_R)$			1.00
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.00



p (pressione [kN/m ²] con c_p unitario) = $q_b \cdot c_e \cdot c_d$	1.191
q_b (pressione cinetica di riferimento [KN/m ²])	0.391
c_e (coefficiente di esposizione)	3.048
c_t (coefficiente di topografia)	1.26
c_d (coefficiente dinamico)	1.00

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Quota del punto considerato rispetto al suolo
Distanza media dalla costa in linea d'aria

7.5 m
130 km

(distanze negative per costruzioni in mare)

ZONE 1,2,3,4,5

	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

SONA 6

	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8

	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

SONA 9

A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Categoria di esposizione	Classe di rugosità	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
II	D	0.19	0.05	4

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

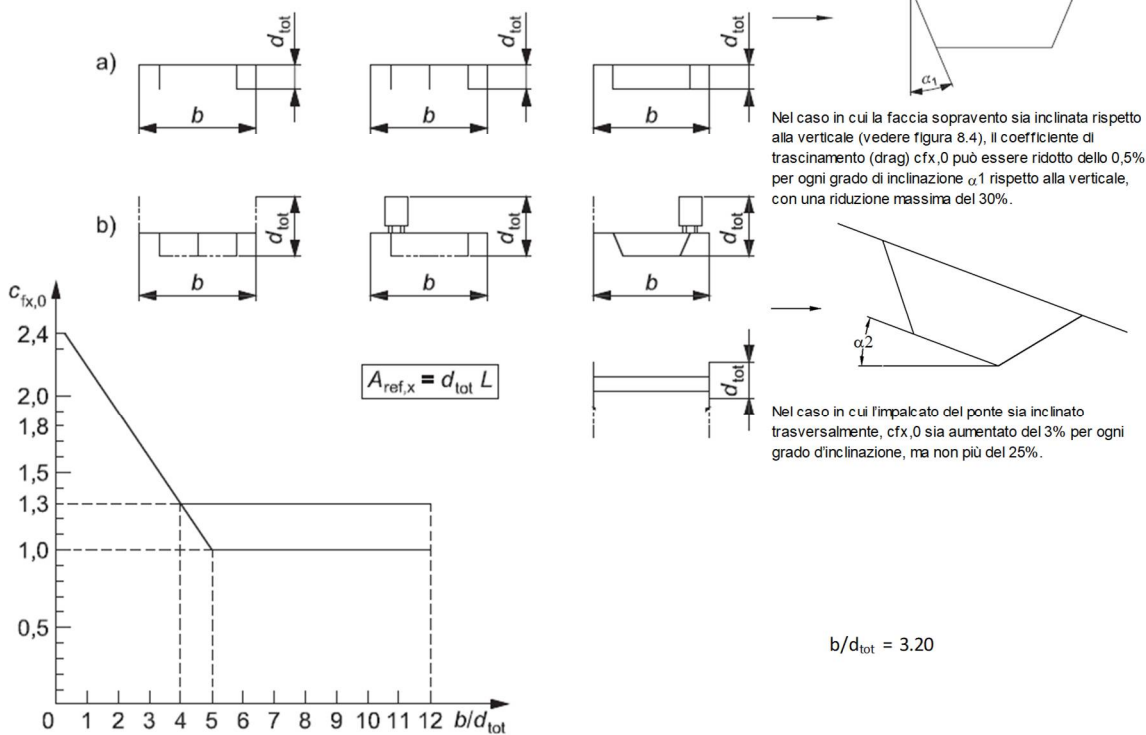
Rev.
A

Foglio
53 di 235

b [m]	d _{tot} [m]	C _{fx,0}	α ₁ [°]	K α ₁	α ₂ [°]	K α ₂	C _r	p [kN/m ²]
13.75	4.30	1.52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.5	1.80
Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico:							Curva b)	

a) Fase di costruzione, parapetti aperti (aperti più del 50%) e barriere di sicurezza aperte

b) Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico



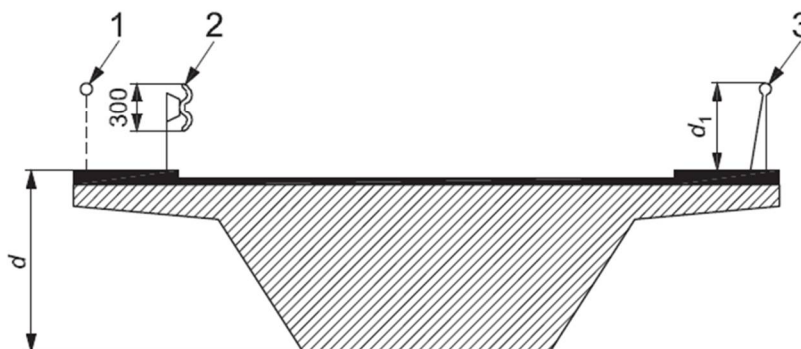
prospetto 8.1 Altezza d_{tot} da impiegarsi per il calcolo di $A_{ref,x}$

Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Legenda

- 1 Parapetti aperti
- 2 Barriere di sicurezza aperte
- 3 Parapetti, barriere antirumore o barriere di sicurezza a parete piena

Dimensioni in millimetri



Si considera una pressione cinetica $p_w = 1.75 \text{ kN/m}^2$ diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

Sull'impalcato, oltre al carico trasversale uniformemente distribuito, viene associata anche una coppia torcente. La torsione viene applicata mediante due carichi verticali uniformemente distribuiti, uno per ogni trave, equivalenti al momento di trasporto della risultante della azione del vento sull'impalcato fino alla quota che rappresenta l'asse della trave.

L'azione orizzontale distribuita all'altezza dell'asse baricentrico risulta:

$$q_v = p_v * H = 1.8 * 4.30 = 7.74 \text{ kN/m}$$

dove:

H = 4.30 m altezza investita dal vento (ingombro impalcato e ingombro veicolo standard)

Il momento che ne consegue risulta:

$$m_v = q_v * (H/2) = 7.74 * (4.30/2) = 16.64 \text{ kNm/m.}$$

Il carico verticale generato dal vento sulla trave è:

$$q_{\text{vert}} = 16.64/13.75 = 1.21 \text{ kN/m}$$

Dove 13.75m indica l'interasse delle travi espresso in m.

Si assume cautelativamente $q_v=1.5\text{kN/m}$ per la singola trave.

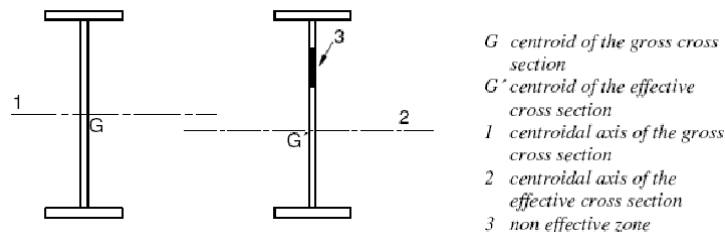
8. CRITERI DI VERIFICA

8.1 Travi principali

8.1.1 Classificazione delle sezioni e calcolo delle sezioni efficaci

Nelle tabelle di verifica esposte nel seguito, sono riportate la classificazione delle sezioni trasversali in accordo a EN 1994-2,5.5.1, nonché in riferimento a quanto indicato nella normativa tecnica al punto 4.2.3.1 tabelle 4.2.I e 4.2.II.

Ove le sezioni ricadano in classe 1 o 2 è applicabile la verifica plastica, mentre per le sezioni in classe 3 è lecito effettuare la verifica di resistenza della sezione facendo riferimento allo stato limite elastico della sezione completa. Qualora la sezione venga classificata in classe 4 la sezione resistente efficace è stata determinata secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5 , 4.3, 4.4, 4.5



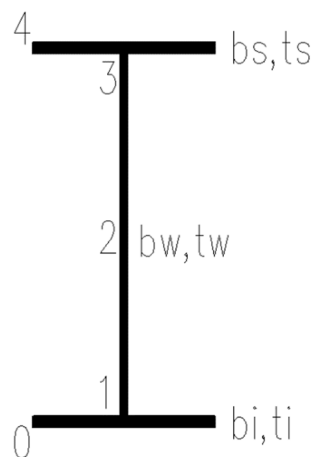
L'approccio basato sulla riduzione della sezione trasversale è articolato nei seguenti passi:

- Determinazione della distribuzione delle tensioni normali sulla sezione lorda
- Riduzione delle piattebande in classe 4
- Calcolo della distribuzione delle tensioni normali sulla sezione efficace
- A partire da questa distribuzione, determinazione della sezione con anima ridotta
- Determinazione della distribuzione di tensioni normali sulla sezione efficace calcolata al punto d
- Confronto fra la distribuzione di tensioni del punto c) e quella di cui al punto e): se queste risultano molto diverse si ripetono gli step d) ed e).

8.1.2 S.L.U. - Verifica flessionale

Si è valutato il massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde o efficaci seconda della classe della sezione (3 o 4). Le caratteristiche geometriche efficaci sono 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 sono valutate in corrispondenza delle 5 fibre indicate nello schema seguente.



8.1.3 S.L.U. - Verifica a taglio

Per sezioni non soggette a "shear buckling" viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

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

8.1.3.1 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:

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

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

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

8.1.4 S.L.U. - Verifiche di stabilità globale

Le strutture da ponte a via inferiore necessitano il controllo della stabilità della piattabanda superiore della trave la quale, dove compressa, necessita di accorgimenti che impediscano sbandamenti laterali. Nel caso in esame gli unici elementi che svolgono la funzione di ritegno trasversale delle piattabande superiori sono gli irrigidimenti trasversali i quali congiuntamente ai traversi vanno a formare una serie di portali rovesci a passo regolare. I portali svolgono quindi un lavoro di ritegno orizzontale cedevole sulle piattabande superiori e necessitano di rigidità flessionale sufficiente per impedire fenomeni di instabilità.

La verifica di tali elementi viene svolta secondo quanto indicato nelle UNI EN 1993-2: 2006 § 6.3.4.2 ed UNI EN 1993-1-1 §§ 6.3.1/6.3.2/6.3.3.

In particolare la norma prescrive una verifica combinata di instabilità assiale e flesso-torsionale dell'intera trave. La verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \right)} \leq 1.00$$

Dove:

N_{Ed} , M_{Ed} : Valori di progetto delle sollecitazioni sulla trave

$N_{b,Rd}$, $M_{b,Rd}$: Sforzo normale e momento flettente resistenti ridotti per effetti di instabilità.

In particolare $N_{b,Rd}$ può essere espresso come segue:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Per sezioni in classe 1, 2, 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Per sezioni in classe 4}$$

Mentre $M_{b,Rd}$ può essere espresso come segue:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Dove:

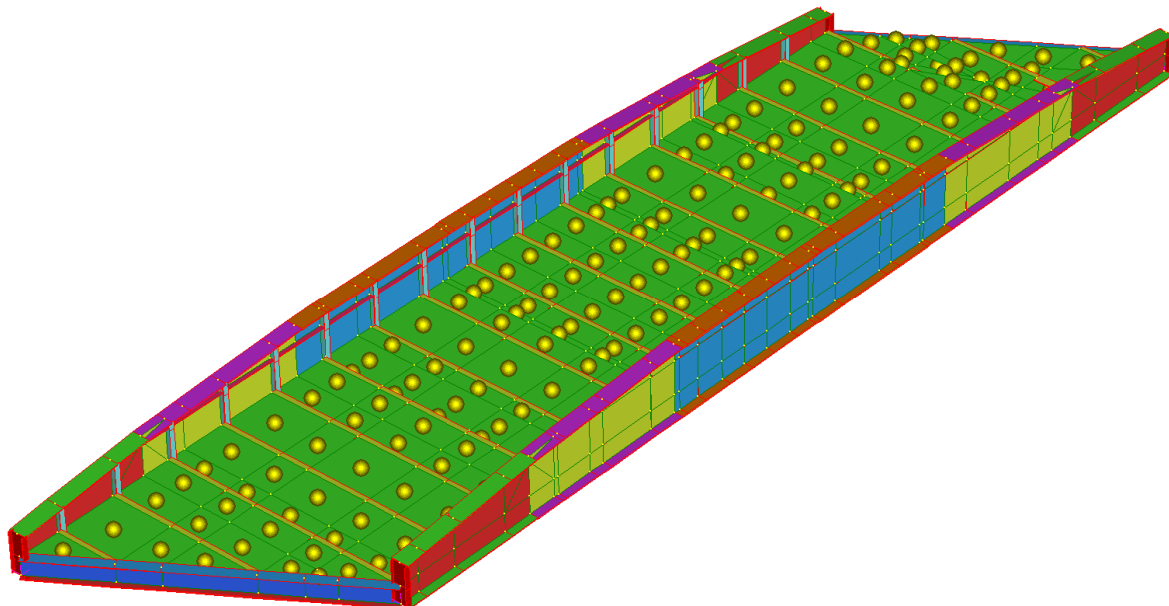
$W = W_{pl,y}$ Per sezioni in classe 1 o 2

$W = W_{el,y}$ Per sezioni in classe 3

$W = W_{eff,y}$ Per sezioni in classe 4

Per ulteriori dettagli sul significato dei termini riportati si rimanda alle normative citate.

Secondo quanto indicato nella UNI EN 1993-2: 2006 § 6.3.4.2 (4) il valore di χ_{LT} viene calcolato in funzione di N_{crit} , sforzo normale critico della piattabanda compressa. Il valore di N_{crit} è stato calcolato mediante un'analisi di buckling della struttura tridimensionale implementata in Straus7, rappresentata nella figura seguente:



8.1.5 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. 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 rappresentata 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.

8.1.6 S.L.U. - Verifica di resistenza e deformabilità degli irrigidenti trasversali

Nella tipologia d'impalcato in esame, gli irrigidenti trasversali hanno una duplice funzione:

- Fungono da stabilizzatori della piattabanda superiore compressa come montati verticali di un portale rovescio formato col traverso.
- Fungono da stabilizzatori dell'anima fuori dal suo piano, assorbendo anche la quota parte di taglio che eccede il carico critico del pannello d'anima.

Le azioni sugli irrigidenti correlati alla prima funzione sono calcolate facendo riferimento alla UNI EN 1993-2: 2006 § 6.3.4.2 (5), per la quale nelle membrature compresse gli effetti dati da imperfezioni iniziali e di secondo ordine, sui portali rovesci di supporto, possono essere messe in conto applicando una forza laterale F_{Ed} in corrispondenza della connessione della membratura con l'irrigidente.

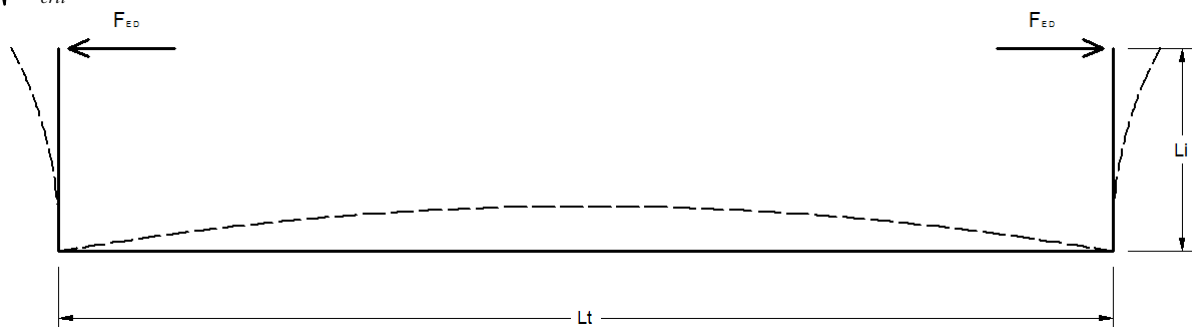
La forza F_{Ed} è calcolata come segue:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} \quad \text{per } l_k \leq 1.2 l$$

$$F_{Ed} = \frac{l}{l_k} \frac{N_{Ed}}{80} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} \quad \text{per } l_k > 1.2 l$$

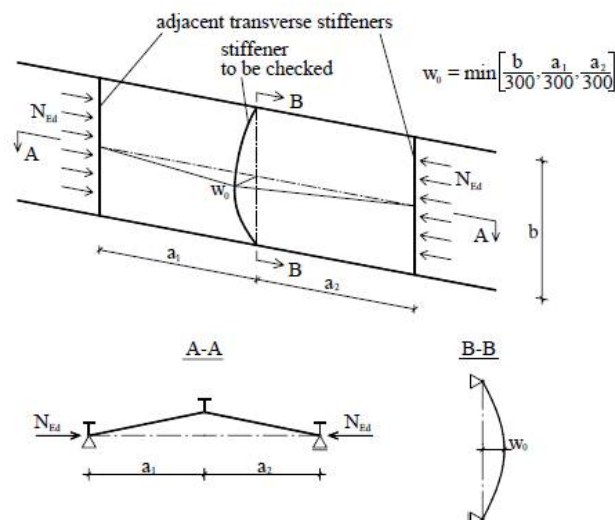
Dove:

$$l_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}}$$



Concomitante all'azione F_{ED} legata alla stabilità della piattabanda, si è considerata l'azione concentrata del traffico che per effetto tridimensionale, legato alla rigidità dei portali adiacenti, incrementa il momento sull'irrigidente.

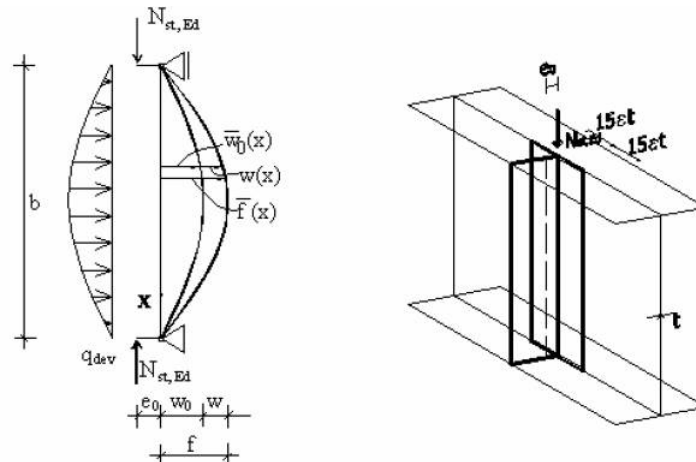
Per quanto riguarda invece le azioni correlate alla seconda funzione, in accordo a quanto indicato nella UNI EN 1993-1-5: 2006



La verifica dell'irrigidente dev'esser condotta in termini di resistenza e deformabilità, in particolare:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} ; w \leq \frac{b}{300}$$

Lo schema di calcolo utilizzato è il seguente:



In cui q_{dev} è funzione dello sforzo di compressione nel piano dell'anima, e $N_{st,ED}$ è calcolato come indicato al punto 9.3.3 della norma UNI EN 1993 1-5 e nella circolare applicativa delle NTC al punto C.4.2.4.1.3.4, secondo la seguente relazione:

$$N_{st,ED} = V_{ED} - V_{cr}$$

$$V_{cr} = \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}}$$

Per gli irrigidenti che presentano asimmetrie rispetto al piano dell'anima, l'eccentricità tra il baricentro dell'irrigidente e il piano dell'anima stesso è stata tenuta in conto nelle verifiche strutturali.

Introducendo le seguenti espressioni

$$\Delta N_{st,ED} = \frac{\sigma_m b^2}{\pi^2}$$

$$\Sigma N_{st,ED} = N_{st,ED} + \Delta N_{st,ED}$$

$$q_m = \frac{N_{st,ED} e_0}{\Sigma N_{st,ED} w_0}$$

Le verifiche sono condotte secondo le seguenti relazioni dedotte dallo studio di Bege e Dujc

(D. Beg, J. Dujc, Eccentric loading on single sided transverse stiffeners, background document DB-C008 to EN 1993-1-5, 2005.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,ED}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st,ED} \cdot e_{\max} \cdot w_0}{I_{st}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,ED}}{N_{cr,st}}} (1 + 1.11 \cdot q_m) \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w = w_0 \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,ED}} - 1} (1 + 1.25 \cdot q_m) \leq \frac{b}{300}$$

8.1.7 Verifiche d'inerzia minima degli irrigidenti trasversali

Le verifiche d'inerzia minima degli irrigidenti garantiscono che questi elementi, considerati come ritegni efficaci e reagenti nelle verifiche Slu e Sle descritte in precedenza, siano effettivamente adeguati a questo scopo. Le verifiche si svolgono in accordo con quanto indicato nelle UNI EN 1993-1-5: 2006 al punto 9.3.3 e nella circolare applicativa delle NTC al punto C.4.2.4.1.3.4.

8.1.7.1 Verifica d'inerzia flessionale minima

Un irrigidimento trasversale si ritiene efficace se la sua inerzia flessionale rispetta le seguenti limitazioni.

$$I_{st} \geq 1.5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 \quad \text{per } a^2 / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0.75 \cdot h_w \cdot t^3 \quad \text{per } a^2 / h_w \geq \sqrt{2}$$

Dove:

I_{st} = Momento d'inerzia della sezione retta della nervatura

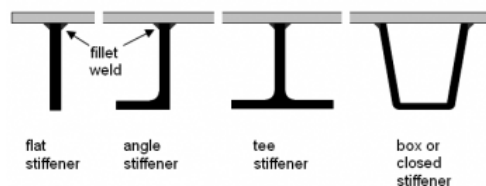
h_w = altezza dell'anima tra le piattabande

t = spessore dell'anima

a = distanza tra gli irrigidimenti

8.1.7.2 Verifiche d'inerzia torsionale minima

Le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella UNI EN 1993-1-5: 2006 al punto 9.2.1



Per quanto riguarda irrigidenti privi di rigidità all'ingobbimento (flat stiffeners), la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E} \quad \text{Valida per irrigidenti piatti}$$

Dove:

I_p = Momento d'inerzia polare del solo irrigidimento attorno al punto di collegamento con l'anima

Per elementi con rigidità all'ingobbimento non trascurabile (angle, tee and box stiffeners) la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\sigma_{cr} \geq \theta \cdot f_y \quad \text{Valida per irrigidenti a T}$$

Dove:

σ_{cr} = Tensione elastica critica per instabilità torsionale non considerando il vincolo rotazionale dovuto alla connessione con l'anima della trave

$\theta = 6$ E' un parametro che assicura il comportamento della sezione dell'irrigidente in classe 3

La verifica può inoltre essere condotta prendendo in conto il vincolo rotazionale dovuto alla connessione con l'anima della trave e l'effettivo stato sollecitativo dell'irrigidimento oggetto di verifica secondo la seguente formulazione:

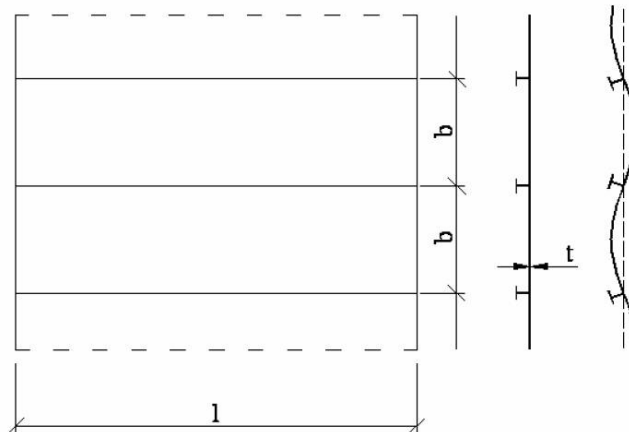
$$\sigma_{cr} = \frac{1}{I_p} \left(2\sqrt{C_\theta EI_W} + GI_t \right)$$

$$C_\theta = \frac{Et^3}{3b}$$

Se si trascura il vincolo rotazionale dovuto alla connessione con l'anima della trave, la verifica è più conservativa e può essere condotta con la seguente relazione:

$$\sigma_{cr} = \frac{I}{I_p} \left(\frac{\pi^2 \cdot EI_W}{l^2} + GI_t \right)$$

Il contributo alla rigidità torsionale legato al vincolo rotazionale che l'anima della trave fornisce all'irrigidente, è rappresentato nella seguente figura:



8.1.8 Verifica degli irrigidimenti longitudinali

Gli irrigidimenti longitudinali devono soddisfare i criteri di rigidità minima torsionale esposti per gli irrigidimenti trasversali §C4.2.4.1.3.4.9 e UNI EN 1993 1-5 §9.2.2.

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E} \quad \text{Valida per irrigidimenti piatti}$$

I_p = Momento d'inerzia polare del solo irrigidimento attorno al punto di collegamento con l'anima.

8.2 Traversi

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
 - o Verifica Plastica (quando applicabile)
 - o Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - o Verifica Plastica
 - o Shear Buckling
 - o 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.

8.2.1 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

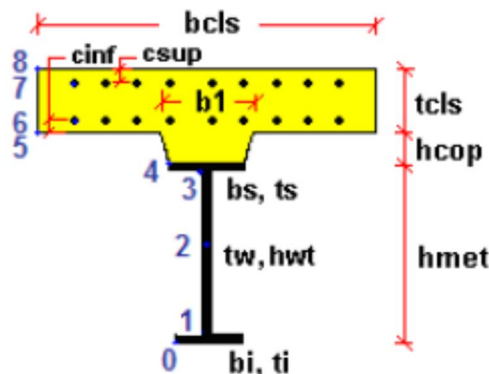
- Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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.



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

8.2.2 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.

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

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.

8.2.3 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.

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.

8.2.4 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-08 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.

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.

8.3 S.L.F. - Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte con gli stessi criteri sia per le travi principali che per i traversi.

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 cap9).

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

$$\Phi_2$$

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:

$$\gamma_{FF} = 1$$

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

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

8.3.1.1 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. Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di 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 3.

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**

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

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), è 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	$L < 30 \text{ m}$	$2.00 - 0.3 (L-10) / 20$	$L = \text{the mean of two adjacent spans}$	$L = \text{length of span under consideration}$
	$L \geq 30 \text{ m}$	$1.70 + 0.5 (L-30) / 50$		

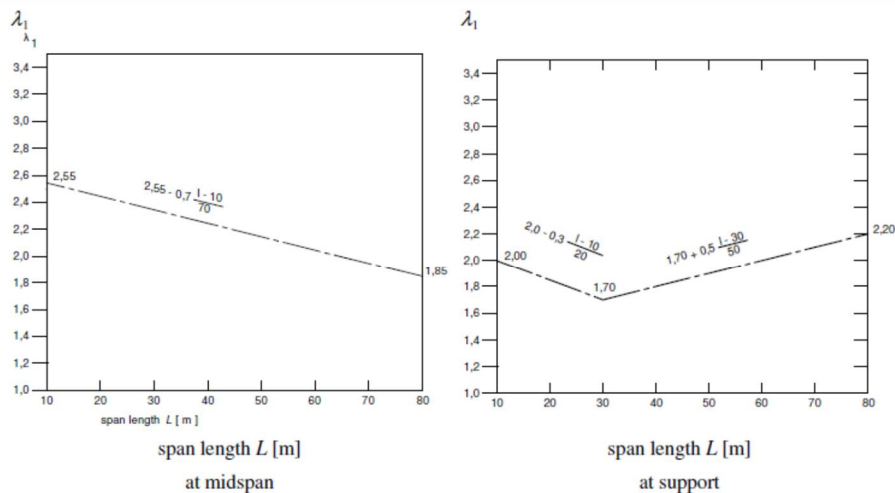
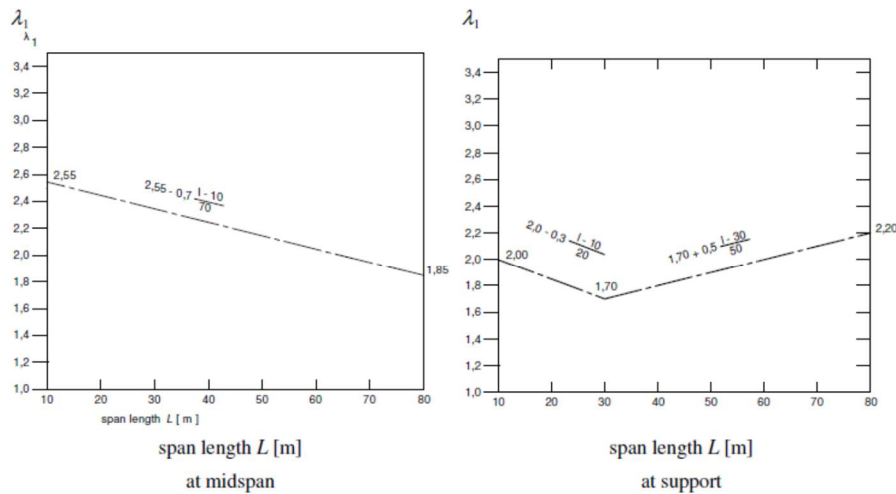


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

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 λ_2**

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.)

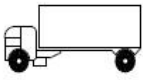
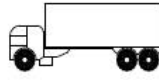
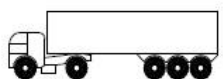
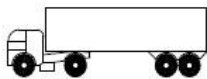
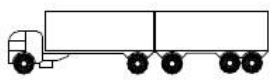
$N_0 = 0.5e6$ flusso di riferimento

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:

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

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-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Fattore equivalente di danno LAMBDA2 per ponti stradali

Calcolo

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

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

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

Q₀ = 480 kN (peso dell'FML3)

N₀ = 0.5E6

N_{obs} = 1.25E+5 (Cfr. Tab. 4.5)

Q_{ml} = 407 kN (Cfr. Tab. 4.7)

Q_{mlv} = 430.1 kN (Cfr. Tab. 4.7)


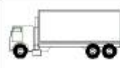


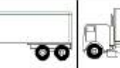
Numero di osservazioni

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"/>

- **coefficiente λ_3**

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:

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

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

- **coefficiente λ_4**

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

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

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

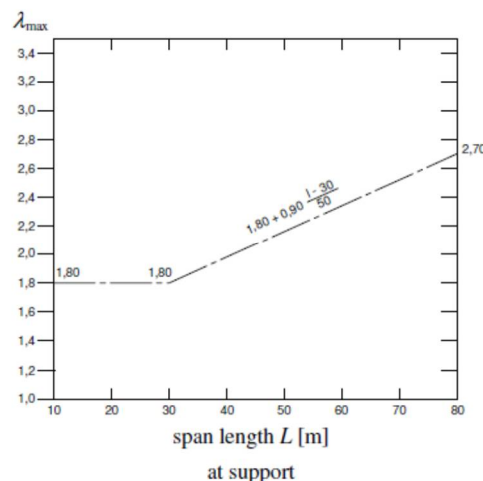
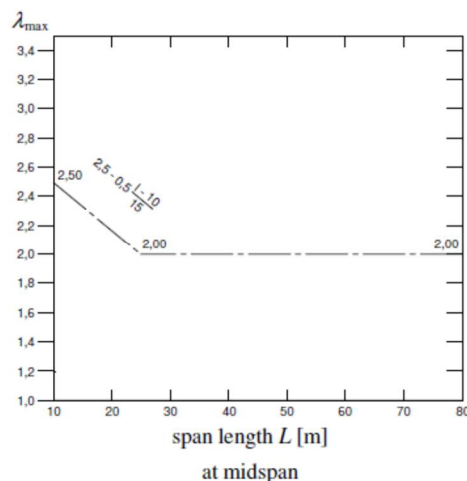
$$N_1 = N_2 \text{ e } Q_{m1} = Q_{m2}$$

$\lambda_4 = 1.15$ per i dettagli di carpenteria

$\lambda_4 = 1.12$ per i connettori

Coefficiente λ - λ_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.



8.3.1.2 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:

Piattebande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab.8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	100/6	tab.8.1 EN 1993-1-9
Saldatura comp. anima-piatt.	categoria/dettaglio:	100/7	tab.8.2 EN 1993-1-9
Giunzione di testa piattebande (1)	categoria/dettaglio:	90/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Giunzione di testa piattebande (2)	categoria/dettaglio:	112/7 (*)	tab.8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattebande	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
Attacco irr. long. - anima	categoria/dettaglio:	56/1(**)	tab.8.4 EN 1993-1-9

(1) per giunzioni fra piatti di spessore diverso

(2) per giunzioni fra piatti di spessore uguale

(3)

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

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

La scelta dei dettagli a fatica delle bullonature è conseguente all'ipotesi di funzionamento ad attrito allo SLE.

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

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 piattebanda.

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

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{MF}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{MF}} \leq 1 \quad \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{MF,s}} \leq 1$$

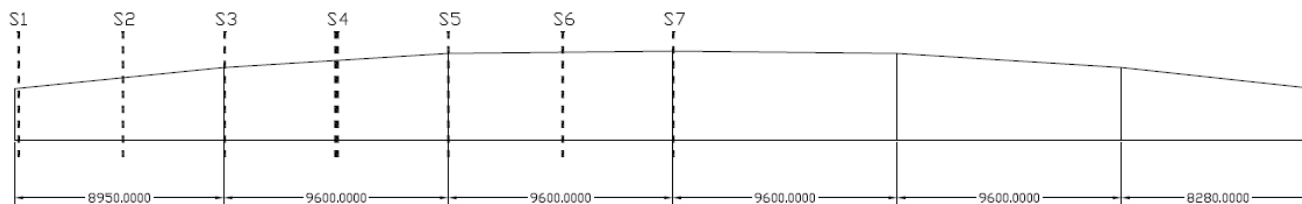
Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "vita illimitata", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

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

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

9. TRAVI LONGITUDINALI

9.1 Sezioni di verifica significative



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

- Sez 1 - $x = 0.00$ m (sezione di spalla)
- Sez 2 - $x = 4.065$ m (sezione di mezzeria concio 1)
- Sez 3 - $x = 8.13$ m (sezione di fine concio 1/inizio concio 2)
- Sez 4 - $x = 12.93$ m (sezione di mezzeria concio 2)
- Sez 5 - $x = 17.73$ m (sezione di fine concio 2/inizio concio 3)
- Sez 6 - $x = 22.53$ m (sezione di mezzeria concio 3)
- Sez 7 - $x = 27.33$ m (sezione di fine concio 3)

Per la sezione 3 e sezione 5 la verifica è svota sia a sinistra che a destra del giunto, ovvero con le caratteristiche di entrambi i conci adiacenti.

Doc. N.

Progetto
INOR

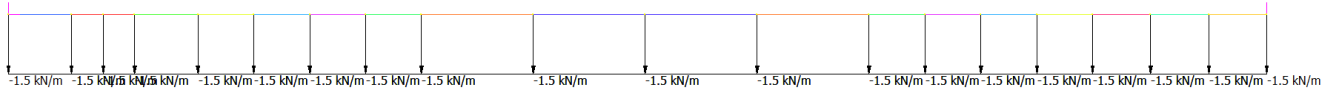
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

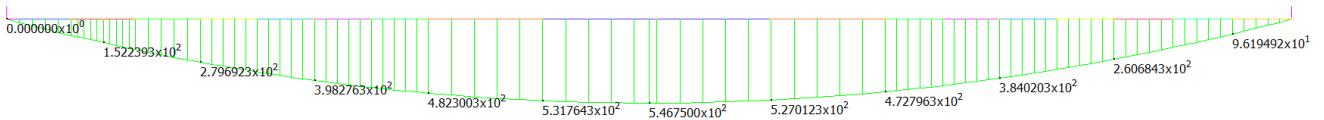
Foglio
75 di 235

9.2.3 Diagrammi di sollecitazione carichi da vento



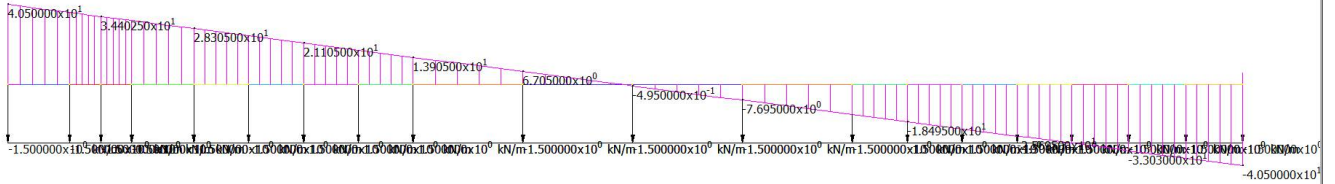
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.000000x10 ⁰	5.467500x10 ²
	[Bm:16]	[Bm:3]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-4.050000x10 ¹	4.050000x10 ¹
	[Bm:16]	[Bm:4]



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

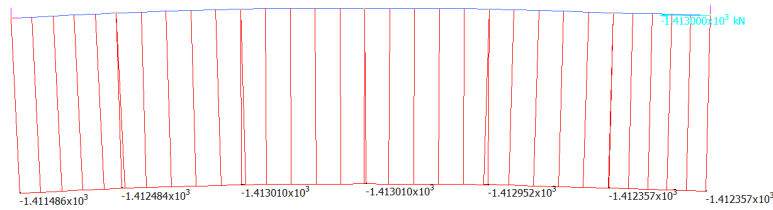
Foglio
76 di 235

9.2.4 Diagrammi di sollecitazione da ritiro



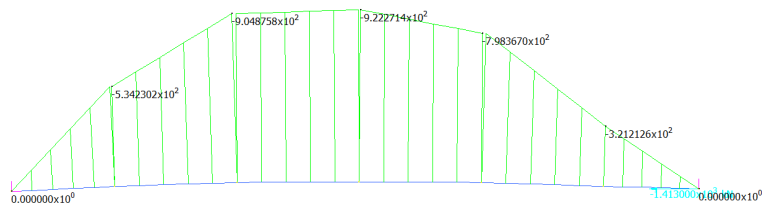
Sforzo assiale [kN]

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1.413010x10 ³	-1.411486x10 ³
	[Bm:3]	[Bm:1]



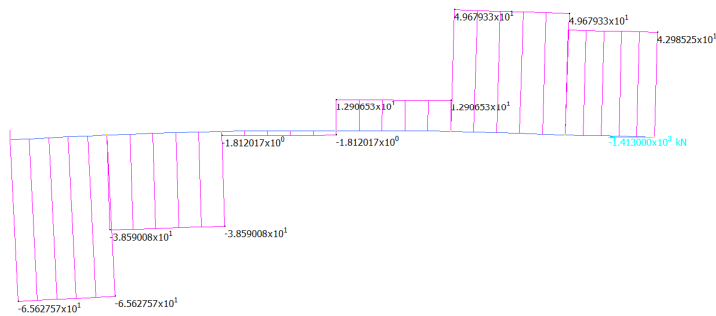
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
Bm2(kN.m)	-9.222714x10 ²	0.000000x10 ⁰
	[Bm:5]	[Bm:1]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-6.562757x10 ¹	4.967933x10 ¹
	[Bm:1]	[Bm:4]



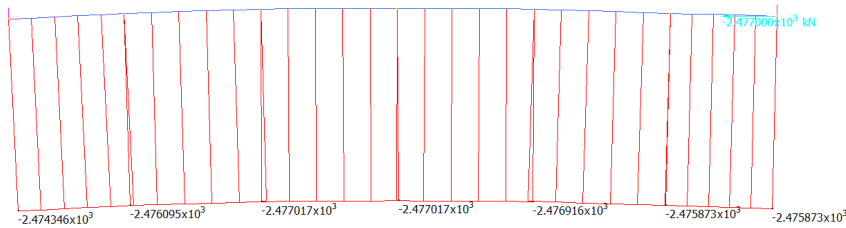
9.2.5 Diagrammi di sollecitazione per variazione termica

9.2.5.1 Contrazione soletta

Per il caso di dilatazione soletta (delta T positivo rispetto trave metallica) i risultati espressi di seguito mantengono lo stesso valore assoluto e segno inverso.

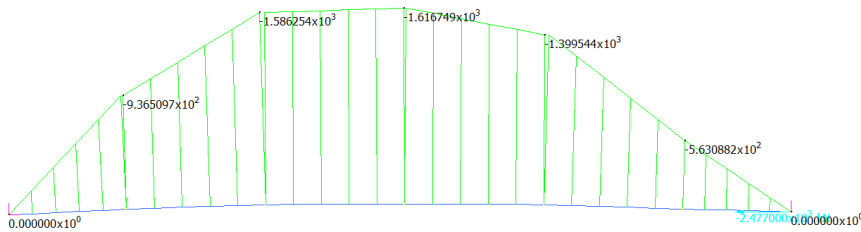
Sforzo assiale [kN]

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-2.477017x10 ³	-2.474346x10 ³
	[Bm:3]	[Bm:1]



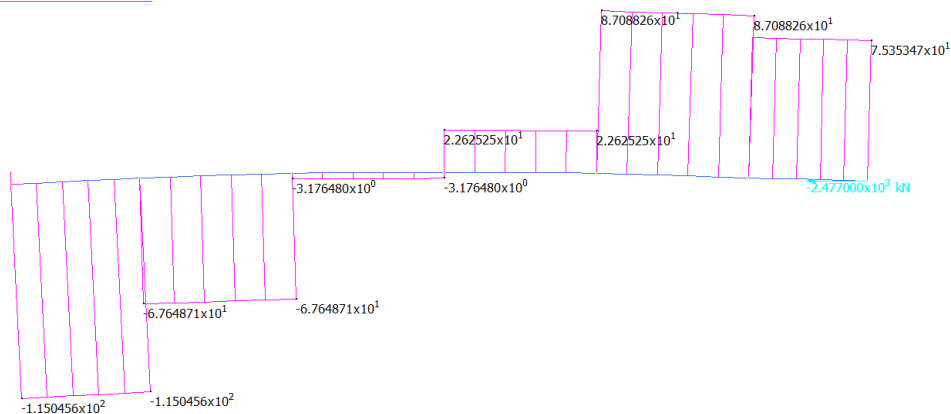
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
Bm2(kN.m)	-1.616749x10 ³	0.000000x10 ⁰
	[Bm:3]	[Bm:6]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1.150456x10 ²	8.708826x10 ¹
	[Bm:1]	[Bm:4]

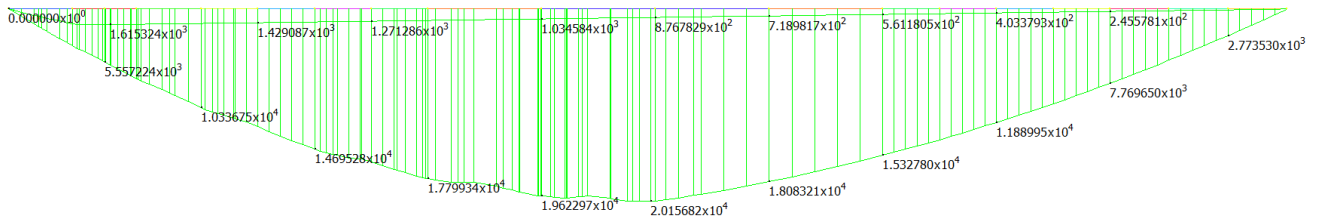


9.2.6 Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (traffico)

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni dovute ai carichi da traffico, disposti nelle posizioni maggiormente sfavorevoli per massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni di calcolo.

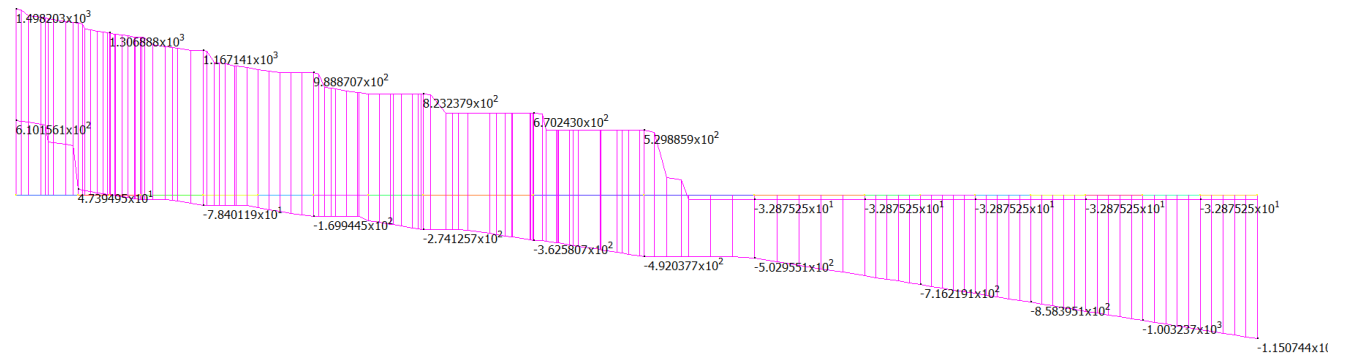
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.000000×10^0	2.015682×10^4
	[Bm:4]	[Bm:3]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1.150744×10^3	1.498203×10^3
	[Bm:16]	[Bm:4]

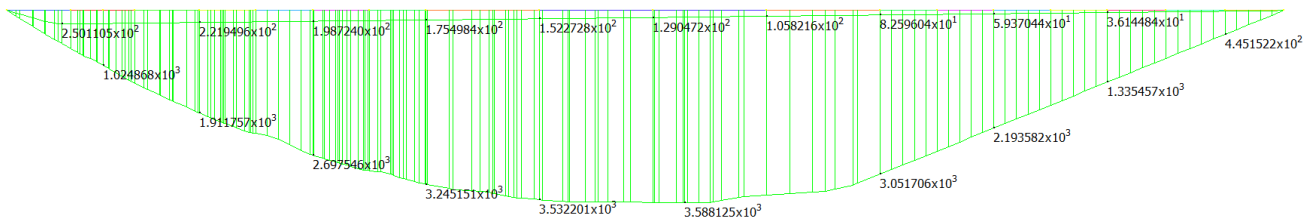


9.2.7 Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica)

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni dovute ai carichi da traffico, disposti nelle posizioni maggiormente sfavorevoli per massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni di calcolo.

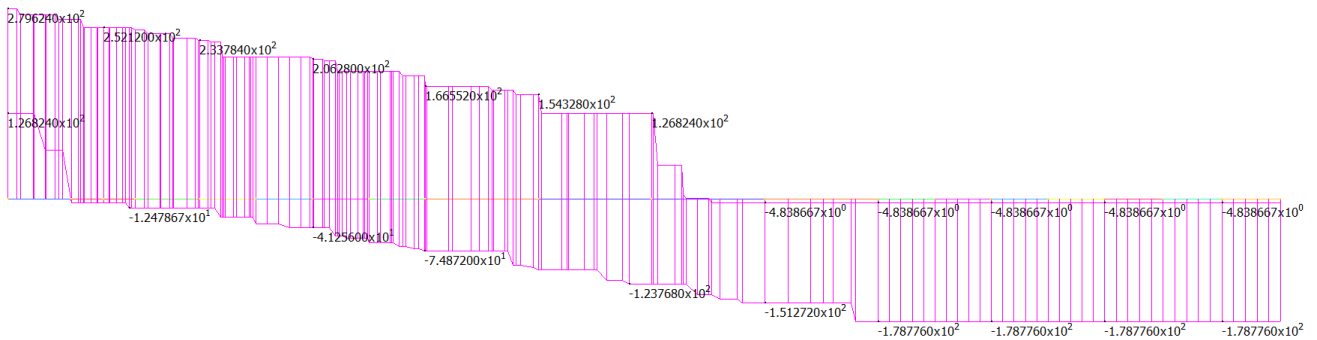
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.000000x10 ⁰	3.588125x10 ³
	[Bm:4]	[Bm:11]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1.787760x10 ²	2.796240x10 ²
	[Bm:10]	[Bm:4]



9.2.8 Sollecitazioni caratteristiche

Di seguito si riportano le sollecitazioni caratteristiche relative alle varie sezioni.

Sez. 1

X=0.00m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		1,810.00	0.00
Distorsione		0.00	0.00
Perm. Portati		683.00	0.00
Ritiro iper	-1,413.00	-65.00	0.00
Traffico		1,498.00	0.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-115.00	0.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		41.00	0.00
Fatica+		280.00	0.00
Fatica-		0.00	0.00

Sez. 2

X=4.065m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		1,537.00	6,803.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		580.00	2,568.00
Ritiro iper	-1,413.00	-65.00	-267.00
Traffico		1,307.00	5,557.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-115.00	-468.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		34.00	152.00
Fatica+		252.00	1,025.00
Fatica-		-5.00	0.00

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
81 di 235**Sez. 3**

X=8.13m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		1,264.00	12,498.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		477.00	4,717.00
Ritiro iper	-1,413.00	-65.00	-534.00
Traffico		1,167.00	10,336.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-115.00	-936.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		28.00	279.00
Fatica+		233.00	1,911.00
Fatica-		-12.00	0.00

Sez. 4

X=12.93m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		943.00	17,797.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		356.00	6,717.00
Ritiro iper	-1,413.00	-39.00	-719.00
Traffico		995.00	14,695.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-67.00	-1,261.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		21.00	398.00
Fatica+		206.00	2,697.00
Fatica-		-41.00	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
82 di 235**Sez. 5**

X=17.73m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		621.00	21,552.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		234.00	8,134.00
Ritiro iper	-1,413.00	-39.00	-904.00
Traffico		823.00	17,799.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-67.00	-1,586.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		14.00	482.00
Fatica+		166.00	3,245.00
Fatica-		-75.00	0.00

Sez. 6

X=22.53m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		299.00	23,762.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		113.00	8,969.00
Ritiro iper	-1,413.00	-2.00	-913.00
Traffico		670.00	19,622.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-2.00	-1,600.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		6.00	531.00
Fatica+		154.00	3,532.00
Fatica-		-102.00	0.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
83 di 235**Sez. 7**

X=27.33m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		0.00	24,432.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		0.00	9,222.00
Ritiro iper	-1,413.00	-3.00	-922.00
Traffico		530.00	20,156.00
ΔT Diff iper	-2,477.00	-3.00	-1,617.00
Cedim.		0.00	0.00
Vento		0.00	546.00
Fatica+		126.00	3,580.00
Fatica-		-123.00	0.00

9.2.9 Sollecitazioni combinate

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni. La combinazione di massima compressione è dimensionante per la piattabanda superiore e la stabilità delle anime mentre la massima trazione è dimensionante per la piattabanda inferiore. Nelle combinazioni il delta termico differenziale è considerato di contrazione concorde con il ritiro oppure in caso di ritiro assente, di segno opposto.

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+1.2 ritiro+(1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLU di massima trazione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+0 ritiro - (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLE rara di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE rara di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE frequente di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Combinazione SLE frequente di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Nella prima colonna è riportata la fase di calcolo, nella seconda lo sforzo assiale sulla trave, nella terza il taglio sulla trave e nella quarta il momento flettente sulla trave. Nell'ultima colonna sono indicati i coefficienti di combinazione per variazione termica e ritiro. Le unità di misura delle tabelle sono Newton per le forze e metri per le lunghezze. I segni dei momenti delle seguenti tabelle sono contrari rispetto la convenzione generale, ossia positivi se tendono le fibre superiori e negativi quelle inferiori, in quanto il software Ponti EC4 richiede questa condizione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
85 di 235**9.2.9.1 SLU****Sez.1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=0.00m	
Fase1	0	2,443,500	0	
Fase2a	0	922,050	0	
Fase2b	0	0	0	1.2
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,783,440	-82,800	0	0.72
Fase3b	0	2,059,200	0	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=0.00m	
Fase1	0	2,443,500	0	
Fase2a	0	922,050	0	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,783,440	82,800	0	-0.72
Fase3b	0	2,059,200	0	

Sez.2

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=4.065m	
Fase1	0	2,074,950	-9,184,050	
Fase2a	0	783,000	-3,466,800	
Fase2b	-1,695,600	-78,000	320,400	1.2
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,783,440	-82,800	336,960	0.72
Fase3b	0	1,795,050	-7,638,750	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=4.065m	
Fase1	0	2,074,950	-9,184,050	
Fase2a	0	783,000	-3,466,800	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,783,440	82,800	-336,960	-0.72
Fase3b	0	1,795,050	-7,638,750	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
86 di 235Sez.3

Max compressione metallo (M=-Mmax)				X=8.13m	
Fase1	0	1,706,400	-16,872,300		
Fase2a	0	643,950	-6,367,950		
Fase2b	-1,695,600	-78,000	640,800	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,783,440	-82,800	673,920	0.72	
Fase3b	0	1,600,650	-14,204,700		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=8.13m	
Fase1	0	1,706,400	-16,872,300		
Fase2a	0	643,950	-6,367,950		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,783,440	82,800	-673,920	-0.72	
Fase3b	0	1,600,650	-14,204,700		

Sez.4

Max compressione metallo (M=-Mmax)				X=12.93m	
Fase1	0	1,273,050	-24,025,950		
Fase2a	0	480,600	-9,067,950		
Fase2b	-1,695,600	-46,800	862,800	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,783,440	-48,240	907,920	0.72	
Fase3b	0	1,362,150	-20,196,450		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=12.93m	
Fase1	0	1,273,050	-24,025,950		
Fase2a	0	480,600	-9,067,950		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,783,440	48,240	-907,920	-0.72	
Fase3b	0	1,362,150	-20,196,450		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
87 di 235Sez.5

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=17.73m	
Fase1	0	838,350	-29,095,200		
Fase2a	0	315,900	-10,980,900		
Fase2b	-1,695,600	-46,800	1,084,800	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,783,440	-48,240	1,141,920	0.72	
Fase3b	0	1,123,650	-24,462,450		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=17.73m	
Fase1	0	838,350	-29,095,200		
Fase2a	0	315,900	-10,980,900		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,783,440	48,240	-1,141,920	-0.72	
Fase3b	0	1,123,650	-24,462,450		

Sez.6

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=22.53m	
Fase1	0	403,650	-32,078,700		
Fase2a	0	152,550	-12,108,150		
Fase2b	-1,695,600	-2,400	1,095,600	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,783,440	-1,440	1,152,000	0.72	
Fase3b	0	909,900	-26,967,600		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=22.53m	
Fase1	0	403,650	-32,078,700		
Fase2a	0	152,550	-12,108,150		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,783,440	1,440	-1,152,000	-0.72	
Fase3b	0	909,900	-26,967,600		

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
88 di 235Sez.7

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=27.33m	
Fase1	0	0	-32,983,200	
Fase2a	0	0	-12,449,700	
Fase2b	-1,695,600	-3,600	1,106,400	1.2
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,783,440	-2,160	1,164,240	0.72
Fase3b	0	715,500	-27,702,000	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=27.33m	
Fase1	0	0	-32,983,200	
Fase2a	0	0	-12,449,700	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,783,440	0	-1,164,240	-0.72
Fase3b	0	715,500	-27,702,000	

9.2.9.2 SLE RARE**Sez.1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0		
Fase2a	0	683,000	0		
Fase2b	0	0	0	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-69,000	0	0.6	
Fase3b	0	1,522,600	0		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0		
Fase2a	0	683,000	0		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	69,000	0	-0.6	
Fase3b	0	1,522,600	0		

Sez.2

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000		
Fase2a	0	580,000	-2,568,000		
Fase2b	-1,413,000	-65,000	267,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-69,000	280,800	0.6	
Fase3b	0	1,327,400	-5,648,200		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000		
Fase2a	0	580,000	-2,568,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	69,000	-280,800	-0.6	
Fase3b	0	1,327,400	-5,648,200		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
90 di 235Sez.3

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000		
Fase2a	0	477,000	-4,717,000		
Fase2b	-1,413,000	-65,000	534,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-69,000	561,600	0.6	
Fase3b	0	1,183,800	-10,503,400		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000		
Fase2a	0	477,000	-4,717,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	69,000	-561,600	-0.6	
Fase3b	0	1,183,800	-10,503,400		

Sez.4

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000		
Fase2a	0	356,000	-6,717,000		
Fase2b	-1,413,000	-39,000	719,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-40,200	756,600	0.6	
Fase3b	0	1,007,600	-14,933,800		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000		
Fase2a	0	356,000	-6,717,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	40,200	-756,600	-0.6	
Fase3b	0	1,007,600	-14,933,800		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
91 di 235Sez.5

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000		
Fase2a	0	234,000	-8,134,000		
Fase2b	-1,413,000	-39,000	904,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-40,200	951,600	0.6	
Fase3b	0	831,400	-18,088,200		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000		
Fase2a	0	234,000	-8,134,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	40,200	-951,600	-0.6	
Fase3b	0	831,400	-18,088,200		

Sez.6

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000		
Fase2a	0	113,000	-8,969,000		
Fase2b	-1,413,000	-2,000	913,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-1,200	960,000	0.6	
Fase3b	0	673,600	-19,940,600		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000		
Fase2a	0	113,000	-8,969,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	1,200	-960,000	-0.6	
Fase3b	0	673,600	-19,940,600		

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
92 di 235Sez.7

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000		
Fase2a	0	0	-9,222,000		
Fase2b	-1,413,000	-3,000	922,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,486,200	-1,800	970,200	0.6	
Fase3b	0	530,000	-20,483,600		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000		
Fase2a	0	0	-9,222,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,486,200	0	-970,200	-0.6	
Fase3b	0	530,000	-20,483,600		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
93 di 235**9.2.9.3 SLE FREQUENTI****Sez.1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0	
Fase2a	0	683,000	0	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,238,500	-57,500	0	0.5
Fase3b	0	1,123,500	0	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0	
Fase2a	0	683,000	0	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,238,500	57,500	0	-0.5
Fase3b	0	1,123,500	0	

Sez.2

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000	
Fase2a	0	580,000	-2,568,000	
Fase2b	-1,413,000	-65,000	267,000	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,238,500	-57,500	234,000	0.5
Fase3b	0	980,250	-4,167,750	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000	
Fase2a	0	580,000	-2,568,000	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,238,500	57,500	-234,000	-0.5
Fase3b	0	980,250	-4,167,750	

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
94 di 235Sez.3

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000		
Fase2a	0	477,000	-4,717,000		
Fase2b	-1,413,000	-65,000	534,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,238,500	-57,500	468,000	0.5	
Fase3b	0	875,250	-7,752,000		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000		
Fase2a	0	477,000	-4,717,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,238,500	57,500	-468,000	-0.5	
Fase3b	0	875,250	-7,752,000		

Sez.4

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000		
Fase2a	0	356,000	-6,717,000		
Fase2b	-1,413,000	-39,000	719,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,238,500	-33,500	630,500	0.5	
Fase3b	0	746,250	-11,021,250		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000		
Fase2a	0	356,000	-6,717,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,238,500	33,500	-630,500	-0.5	
Fase3b	0	746,250	-11,021,250		

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
95 di 235Sez.5

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000		
Fase2a	0	234,000	-8,134,000		
Fase2b	-1,413,000	-39,000	904,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,238,500	-33,500	793,000	0.5	
Fase3b	0	617,250	-13,349,250		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000		
Fase2a	0	234,000	-8,134,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,238,500	33,500	-793,000	-0.5	
Fase3b	0	617,250	-13,349,250		

Sez.6

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000		
Fase2a	0	113,000	-8,969,000		
Fase2b	-1,413,000	-2,000	913,000	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	-1,238,500	-1,000	800,000	0.5	
Fase3b	0	502,500	-14,716,500		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000		
Fase2a	0	113,000	-8,969,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	1,238,500	1,000	-800,000	-0.5	
Fase3b	0	502,500	-14,716,500		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
96 di 235Sez.7

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000	
Fase2a	0	0	-9,222,000	
Fase2b	-1,413,000	-3,000	922,000	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	-1,238,500	-1,500	808,500	0.5
Fase3b	0	397,500	-15,117,000	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000	
Fase2a	0	0	-9,222,000	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	1,238,500	0	-808,500	-0.5
Fase3b	0	397,500	-15,117,000	

9.2.9.4 SL FATICA**Sez.1**

Massima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0
Fase2a	0	683,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	280,000	0
Minima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	1,810,000	0
Fase2a	0	683,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

Sez.2

Massima sollecitazione		X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000
Fase2a	0	580,000	-2,568,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	252,000	-1,025,000
Minima sollecitazione		X=4.065m	
Fase1	0	1,537,000	-6,803,000
Fase2a	0	580,000	-2,568,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-5,000	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
98 di 235Sez.3

Massima sollecitazione		X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000
Fase2a	0	477,000	-4,717,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	233,000	-1,911,000
Minima sollecitazione		X=8.13m	
Fase1	0	1,264,000	-12,498,000
Fase2a	0	477,000	-4,717,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-12,000	0

Sez.4

Massima sollecitazione		X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000
Fase2a	0	356,000	-6,717,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	206,000	-2,697,000
Minima sollecitazione		X=12.93m	
Fase1	0	943,000	-17,797,000
Fase2a	0	356,000	-6,717,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-41,000	0

Sez.5

Massima sollecitazione		X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000
Fase2a	0	234,000	-8,134,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	166,000	-3,245,000
Minima sollecitazione		X=17.73m	
Fase1	0	621,000	-21,552,000
Fase2a	0	234,000	-8,134,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-75,000	0

Sez.6

Massima sollecitazione		X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000
Fase2a	0	113,000	-8,969,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	154,000	-3,532,000
Minima sollecitazione		X=22.53m	
Fase1	0	299,000	-23,762,000
Fase2a	0	113,000	-8,969,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-102,000	0

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
100 di 235Sez.7

Massima sollecitazione		X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000
Fase2a	0	0	-9,222,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	126,000	-3,580,000
Minima sollecitazione		X=27.33m	
Fase1	0	0	-24,432,000
Fase2a	0	0	-9,222,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-123,000	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
101 di 235

9.3 Verifiche strutturali

9.3.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni

	S1	S2	S3-Sx	S3-Dx	S4	S5-Sx	S5-Dx	S6	S7
Altezza sezione H	2280	2600	3000	3000	3250	3500	3500	3500	3500
Piattabanda superiore	950x45	950x45	950x45	950x60	950x60	950x60	950x75	950x75	950x75
Anima	22	22	22	18	18	18	16	16	16
Piattabanda inferiore	950x45	950x45	950x45	950x60	950x60	950x60	950x75	950x75	950x75
stiffner verticale	doppio 400x20 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20	singolo 400x15 + 300x20
stiffner longitudinale	-	-	240x20	240x20	240x20	240x20	240x20	240x20	240x20

Andamento delle tensioni	Classificazione della sezione	Caratteristiche sezione lorda [mm]	Caratteristiche sezione efficace [mm]																																																														
Sezione S1																																																																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>99.55</td> <td>1260</td> <td>0.45</td> <td>1</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda superiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inferiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	99.55	1260	0.45	1	4	Piattabanda superiore	10.31				3	Piattabanda inferiore	10.31				3	Classe della sezione					4	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <td>1.337E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG</td> <td>1140</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>1.26E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-1.106E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-1.151E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>1.151E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>1.106E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A	1.337E+5	zG	1140	DeltazG	--	Jy	1.26E+11	Wy,0	-1.106E+8	Wy,1	-1.151E+8	Wy,3	1.151E+8	Wy,4	1.106E+8	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <td>1.337E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG</td> <td>1140</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>1.26E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-1.106E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-1.151E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>1.151E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>1.106E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A	1.337E+5	zG	1140	DeltazG	--	Jy	1.26E+11	Wy,0	-1.106E+8	Wy,1	-1.151E+8	Wy,3	1.151E+8	Wy,4	1.106E+8
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																												
Anima	99.55	1260	0.45	1	4																																																												
Piattabanda superiore	10.31				3																																																												
Piattabanda inferiore	10.31				3																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.337E+5																																																																
zG	1140																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	1.26E+11																																																																
Wy,0	-1.106E+8																																																																
Wy,1	-1.151E+8																																																																
Wy,3	1.151E+8																																																																
Wy,4	1.106E+8																																																																
A	1.337E+5																																																																
zG	1140																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	1.26E+11																																																																
Wy,0	-1.106E+8																																																																
Wy,1	-1.151E+8																																																																
Wy,3	1.151E+8																																																																
Wy,4	1.106E+8																																																																
Sezione S2																																																																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>118.18</td> <td>1111</td> <td>0.59</td> <td>-0.7</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda superiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Piattabanda inferiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	118.18	1111	0.59	-0.7	4	Piattabanda superiore	10.31				3	Piattabanda inferiore	10.31				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <td>1.427E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG</td> <td>1345</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>1.818E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-1.352E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-1.398E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>1.398E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>1.352E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A	1.427E+5	zG	1345	DeltazG	--	Jy	1.818E+11	Wy,0	-1.352E+8	Wy,1	-1.398E+8	Wy,3	1.398E+8	Wy,4	1.352E+8	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A eff</th> <td>1.324E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG eff</td> <td>1296.61</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>48.39</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>1.773E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-1.367E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-1.417E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>1.315E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>1.272E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A eff	1.324E+5	zG eff	1296.61	DeltazG	48.39	Jy eff	1.773E+11	Wy,0 eff	-1.367E+8	Wy,1 eff	-1.417E+8	Wy,3 eff	1.315E+8	Wy,4 eff	1.272E+8
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																												
Anima	118.18	1111	0.59	-0.7	4																																																												
Piattabanda superiore	10.31				3																																																												
Piattabanda inferiore	10.31				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.427E+5																																																																
zG	1345																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	1.818E+11																																																																
Wy,0	-1.352E+8																																																																
Wy,1	-1.398E+8																																																																
Wy,3	1.398E+8																																																																
Wy,4	1.352E+8																																																																
A eff	1.324E+5																																																																
zG eff	1296.61																																																																
DeltazG	48.39																																																																
Jy eff	1.773E+11																																																																
Wy,0 eff	-1.367E+8																																																																
Wy,1 eff	-1.417E+8																																																																
Wy,3 eff	1.315E+8																																																																
Wy,4 eff	1.272E+8																																																																
Sezione S3-Sx																																																																	

Doc. N.

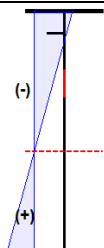
Progetto
INOR

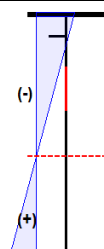
Lotto
12

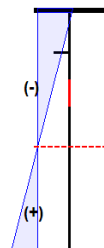
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

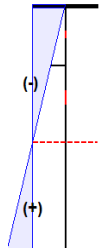
Rev.
A

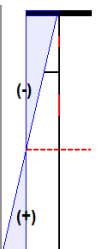
Foglio
102 di 235

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>136.82</td> <td>1316</td> <td>0.58</td> <td>-0.81</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>10.31</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	136.82	1316	0.58	-0.81	4	Plattabanda superiore	10.31				3	Plattabanda inferiore	10.31				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <tr> <td>A</td> <td>1.517E+5</td> </tr> <tr> <td>zG</td> <td>1550</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>2.495E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-1.61E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-1.658E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>1.658E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>1.61E+8</td> </tr> </table>	A	1.517E+5	zG	1550	DeltazG	--	Jy	2.495E+11	Wy,0	-1.61E+8	Wy,1	-1.658E+8	Wy,3	1.658E+8	Wy,4	1.61E+8	<table border="1"> <tr> <td>A eff</td> <td>1.426E+5</td> </tr> <tr> <td>zG eff</td> <td>1504.07</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>45.93</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>2.441E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-1.623E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-1.673E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>1.574E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>1.529E+8</td> </tr> </table>	A eff	1.426E+5	zG eff	1504.07	DeltazG	45.93	Jy eff	2.441E+11	Wy,0 eff	-1.623E+8	Wy,1 eff	-1.673E+8	Wy,3 eff	1.574E+8	Wy,4 eff	1.529E+8
			c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	136.82	1316	0.58	-0.81	4																																																												
Plattabanda superiore	10.31				3																																																												
Plattabanda inferiore	10.31				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.517E+5																																																																
zG	1550																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	2.495E+11																																																																
Wy,0	-1.61E+8																																																																
Wy,1	-1.658E+8																																																																
Wy,3	1.658E+8																																																																
Wy,4	1.61E+8																																																																
A eff	1.426E+5																																																																
zG eff	1504.07																																																																
DeltazG	45.93																																																																
Jy eff	2.441E+11																																																																
Wy,0 eff	-1.623E+8																																																																
Wy,1 eff	-1.673E+8																																																																
Wy,3 eff	1.574E+8																																																																
Wy,4 eff	1.529E+8																																																																
Sezione S3-Dx																																																																	

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>165.56</td> <td>1264</td> <td>0.6</td> <td>-0.79</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	165.56	1264	0.6	-0.79	4	Plattabanda superiore	7.77				2	Plattabanda inferiore	7.77				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <tr> <td>A</td> <td>1.676E+5</td> </tr> <tr> <td>zG</td> <td>1550</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>3.031E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-1.956E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-2.034E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>2.034E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>1.956E+8</td> </tr> </table>	A	1.676E+5	zG	1550	DeltazG	--	Jy	3.031E+11	Wy,0	-1.956E+8	Wy,1	-2.034E+8	Wy,3	2.034E+8	Wy,4	1.956E+8	<table border="1"> <tr> <td>A eff</td> <td>1.564E+5</td> </tr> <tr> <td>zG eff</td> <td>1501.72</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>48.28</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>2.971E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-1.978E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-2.061E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>1.931E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>1.859E+8</td> </tr> </table>	A eff	1.564E+5	zG eff	1501.72	DeltazG	48.28	Jy eff	2.971E+11	Wy,0 eff	-1.978E+8	Wy,1 eff	-2.061E+8	Wy,3 eff	1.931E+8	Wy,4 eff	1.859E+8
			c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	165.56	1264	0.6	-0.79	4																																																												
Plattabanda superiore	7.77				2																																																												
Plattabanda inferiore	7.77				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.676E+5																																																																
zG	1550																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	3.031E+11																																																																
Wy,0	-1.956E+8																																																																
Wy,1	-2.034E+8																																																																
Wy,3	2.034E+8																																																																
Wy,4	1.956E+8																																																																
A eff	1.564E+5																																																																
zG eff	1501.72																																																																
DeltazG	48.28																																																																
Jy eff	2.971E+11																																																																
Wy,0 eff	-1.978E+8																																																																
Wy,1 eff	-2.061E+8																																																																
Wy,3 eff	1.931E+8																																																																
Wy,4 eff	1.859E+8																																																																
Sezione S4																																																																	

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>182.22</td> <td>1414</td> <td>0.59</td> <td>-0.84</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	182.22	1414	0.59	-0.84	4	Plattabanda superiore	7.77				2	Plattabanda inferiore	7.77				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <tr> <td>A</td> <td>1.73E+5</td> </tr> <tr> <td>zG</td> <td>1700</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>3.709E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-2.182E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-2.262E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>2.262E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>2.182E+8</td> </tr> </table>	A	1.73E+5	zG	1700	DeltazG	--	Jy	3.709E+11	Wy,0	-2.182E+8	Wy,1	-2.262E+8	Wy,3	2.262E+8	Wy,4	2.182E+8	<table border="1"> <tr> <td>A eff</td> <td>1.638E+5</td> </tr> <tr> <td>zG eff</td> <td>1659.82</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>40.18</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>3.653E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-2.201E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-2.283E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>2.174E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>2.099E+8</td> </tr> </table>	A eff	1.638E+5	zG eff	1659.82	DeltazG	40.18	Jy eff	3.653E+11	Wy,0 eff	-2.201E+8	Wy,1 eff	-2.283E+8	Wy,3 eff	2.174E+8	Wy,4 eff	2.099E+8
			c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	182.22	1414	0.59	-0.84	4																																																												
Plattabanda superiore	7.77				2																																																												
Plattabanda inferiore	7.77				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.73E+5																																																																
zG	1700																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	3.709E+11																																																																
Wy,0	-2.182E+8																																																																
Wy,1	-2.262E+8																																																																
Wy,3	2.262E+8																																																																
Wy,4	2.182E+8																																																																
A eff	1.638E+5																																																																
zG eff	1659.82																																																																
DeltazG	40.18																																																																
Jy eff	3.653E+11																																																																
Wy,0 eff	-2.201E+8																																																																
Wy,1 eff	-2.283E+8																																																																
Wy,3 eff	2.174E+8																																																																
Wy,4 eff	2.099E+8																																																																
Sezione S5-Sx																																																																	

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>198.89</td> <td>1564</td> <td>0.58</td> <td>-0.86</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>7.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	198.89	1564	0.58	-0.86	4	Plattabanda superiore	7.77				2	Plattabanda inferiore	7.77				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <tr> <td>A</td> <td>1.784E+5</td> </tr> <tr> <td>zG</td> <td>1850</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>4.465E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-2.413E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-2.494E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>2.494E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>2.413E+8</td> </tr> </table>	A	1.784E+5	zG	1850	DeltazG	--	Jy	4.465E+11	Wy,0	-2.413E+8	Wy,1	-2.494E+8	Wy,3	2.494E+8	Wy,4	2.413E+8	<table border="1"> <tr> <td>A eff</td> <td>1.696E+5</td> </tr> <tr> <td>zG eff</td> <td>1806.62</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>43.38</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>4.393E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-2.432E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-2.515E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>2.396E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>2.32E+8</td> </tr> </table>	A eff	1.696E+5	zG eff	1806.62	DeltazG	43.38	Jy eff	4.393E+11	Wy,0 eff	-2.432E+8	Wy,1 eff	-2.515E+8	Wy,3 eff	2.396E+8	Wy,4 eff	2.32E+8
			c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	198.89	1564	0.58	-0.86	4																																																												
Plattabanda superiore	7.77				2																																																												
Plattabanda inferiore	7.77				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.784E+5																																																																
zG	1850																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	4.465E+11																																																																
Wy,0	-2.413E+8																																																																
Wy,1	-2.494E+8																																																																
Wy,3	2.494E+8																																																																
Wy,4	2.413E+8																																																																
A eff	1.696E+5																																																																
zG eff	1806.62																																																																
DeltazG	43.38																																																																
Jy eff	4.393E+11																																																																
Wy,0 eff	-2.432E+8																																																																
Wy,1 eff	-2.515E+8																																																																
Wy,3 eff	2.396E+8																																																																
Wy,4 eff	2.32E+8																																																																
Sezione S5-Dx																																																																	

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/t</th> <th>zpl(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>221.88</td> <td>1528</td> <td>0.59</td> <td>-0.85</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe	Anima	221.88	1528	0.59	-0.85	4	Plattabanda superiore	6.23				1	Plattabanda inferiore	6.23				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <tr> <td>A</td> <td>1.993E+5</td> </tr> <tr> <td>zG</td> <td>1850</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>5.279E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-2.853E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-2.974E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>2.974E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>2.853E+8</td> </tr> </table>	A	1.993E+5	zG	1850	DeltazG	--	Jy	5.279E+11	Wy,0	-2.853E+8	Wy,1	-2.974E+8	Wy,3	2.974E+8	Wy,4	2.853E+8	<table border="1"> <tr> <td>A eff</td> <td>1.895E+5</td> </tr> <tr> <td>zG eff</td> <td>1809.08</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>40.92</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>5.205E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-2.877E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-3.002E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>2.866E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>2.753E+8</td> </tr> </table>	A eff	1.895E+5	zG eff	1809.08	DeltazG	40.92	Jy eff	5.205E+11	Wy,0 eff	-2.877E+8	Wy,1 eff	-3.002E+8	Wy,3 eff	2.866E+8	Wy,4 eff	2.753E+8
			c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	221.88	1528	0.59	-0.85	4																																																												
Plattabanda superiore	6.23				1																																																												
Plattabanda inferiore	6.23				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	1.993E+5																																																																
zG	1850																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	5.279E+11																																																																
Wy,0	-2.853E+8																																																																
Wy,1	-2.974E+8																																																																
Wy,3	2.974E+8																																																																
Wy,4	2.853E+8																																																																
A eff	1.895E+5																																																																
zG eff	1809.08																																																																
DeltazG	40.92																																																																
Jy eff	5.205E+11																																																																
Wy,0 eff	-2.877E+8																																																																
Wy,1 eff	-3.002E+8																																																																
Wy,3 eff	2.866E+8																																																																
Wy,4 eff	2.753E+8																																																																
Sezione S6																																																																	

Doc. N.

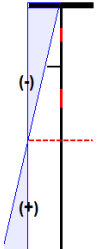
Progetto
INOR


Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
103 di 235

	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/A</th> <th>zp(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>225</td> <td>1553</td> <td>0.59</td> <td>-0.86</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/A	zp(mm)	α	ψ	Classe	Anima	225	1553	0.59	-0.86	4	Plattabanda superiore	6.23				1	Plattabanda inferiore	6.23				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <td>2.001E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG</td> <td>1875</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>5.434E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-2.898E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-3.019E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>3.019E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>2.898E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A	2.001E+5	zG	1875	DeltazG	--	Jy	5.434E+11	Wy,0	-2.898E+8	Wy,1	-3.019E+8	Wy,3	3.019E+8	Wy,4	2.898E+8	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A eff</th> <td>1.903E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG eff</td> <td>1832.45</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>42.55</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>5.355E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-2.923E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-3.047E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>2.907E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>2.793E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A eff	1.903E+5	zG eff	1832.45	DeltazG	42.55	Jy eff	5.355E+11	Wy,0 eff	-2.923E+8	Wy,1 eff	-3.047E+8	Wy,3 eff	2.907E+8	Wy,4 eff	2.793E+8
			c/A	zp(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	225	1553	0.59	-0.86	4																																																												
Plattabanda superiore	6.23				1																																																												
Plattabanda inferiore	6.23				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	2.001E+5																																																																
zG	1875																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	5.434E+11																																																																
Wy,0	-2.898E+8																																																																
Wy,1	-3.019E+8																																																																
Wy,3	3.019E+8																																																																
Wy,4	2.898E+8																																																																
A eff	1.903E+5																																																																
zG eff	1832.45																																																																
DeltazG	42.55																																																																
Jy eff	5.355E+11																																																																
Wy,0 eff	-2.923E+8																																																																
Wy,1 eff	-3.047E+8																																																																
Wy,3 eff	2.907E+8																																																																
Wy,4 eff	2.793E+8																																																																
Sezione S7																																																																	

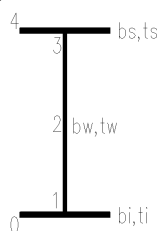
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c/A</th> <th>zp(mm)</th> <th>α</th> <th>ψ</th> <th>Classe</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anima</td> <td>228.12</td> <td>1578</td> <td>0.59</td> <td>-0.86</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda superiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Plattabanda inferiore</td> <td>6.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Classe della sezione</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		c/A	zp(mm)	α	ψ	Classe	Anima	228.12	1578	0.59	-0.86	4	Plattabanda superiore	6.23				1	Plattabanda inferiore	6.23				1	Classe della sezione					4	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A</th> <td>2.009E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG</td> <td>1900</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Jy</td> <td>5.592E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0</td> <td>-2.943E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1</td> <td>-3.064E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3</td> <td>3.064E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4</td> <td>2.943E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A	2.009E+5	zG	1900	DeltazG	--	Jy	5.592E+11	Wy,0	-2.943E+8	Wy,1	-3.064E+8	Wy,3	3.064E+8	Wy,4	2.943E+8	<table border="1"> <thead> <tr> <th>A eff</th> <td>1.909E+5</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>zG eff</td> <td>1855.29</td> </tr> <tr> <td>DeltazG</td> <td>44.71</td> </tr> <tr> <td>Jy eff</td> <td>5.508E+11</td> </tr> <tr> <td>Wy,0 eff</td> <td>-2.969E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,1 eff</td> <td>-3.094E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,3 eff</td> <td>2.946E+8</td> </tr> <tr> <td>Wy,4 eff</td> <td>2.832E+8</td> </tr> </tbody> </table>	A eff	1.909E+5	zG eff	1855.29	DeltazG	44.71	Jy eff	5.508E+11	Wy,0 eff	-2.969E+8	Wy,1 eff	-3.094E+8	Wy,3 eff	2.946E+8	Wy,4 eff	2.832E+8
			c/A	zp(mm)	α	ψ	Classe																																																										
Anima	228.12	1578	0.59	-0.86	4																																																												
Plattabanda superiore	6.23				1																																																												
Plattabanda inferiore	6.23				1																																																												
Classe della sezione					4																																																												
A	2.009E+5																																																																
zG	1900																																																																
DeltazG	--																																																																
Jy	5.592E+11																																																																
Wy,0	-2.943E+8																																																																
Wy,1	-3.064E+8																																																																
Wy,3	3.064E+8																																																																
Wy,4	2.943E+8																																																																
A eff	1.909E+5																																																																
zG eff	1855.29																																																																
DeltazG	44.71																																																																
Jy eff	5.508E+11																																																																
Wy,0 eff	-2.969E+8																																																																
Wy,1 eff	-3.094E+8																																																																
Wy,3 eff	2.946E+8																																																																
Wy,4 eff	2.832E+8																																																																

9.3.2 Verifiche Flessionali SLU

Essendo le sezioni della trave in classe 4 le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni su sezione efficace (le cui caratteristiche sono dichiarate nel capitolo precedente) con la tensione di confronto $f_{yd}=335/1.05=319$ MPa.

	Sezione S1		Sezione S2		Sezione S3-Sx		Sezione S3-Dx	
	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max traz.
σ_4	0	0	-182	-140	-262	-230	-217	-267
σ_3	0	0	-177	-135	-255	-223	-210	-259
σ_2	0	0	-26	12	-24	12	-22	-21
σ_1	0	0	114	160	192	242	154	205
σ_0	0	0	119	165	199	248	161	214
	Sezione S4		Sezione S5-Sx		Sezione S6-Dx		Sezione S7	
	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max comp.	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max traz.
σ_4	-290	-270	-245	-227	-265	-247	-269	-251
σ_3	-281	-261	-236	-217	-256	-237	-259	-241
σ_2	-20	10	-18	9	-18	9	-18	9
σ_1	228	272	190	229	208	247	211	250
σ_0	236	281	199	238	218	257	221	260

Il valori delle tensioni sono riferiti alla seguente figura



Tutte le tensioni sono inferiori a 319 Mpa, pertanto le verifiche flessionali si ritengono tutte soddisfatte.

9.3.3 Verifiche a taglio SLU

Il valore della resistenza al taglio della sezione è determinato come minimo tra resistenza plastica e lo shear buckling (instabilità a taglio) essendo l'anima snella e la sezione in classe 4, le verifiche a taglio saranno governate da fenomeni d'instabilità dell'anima. Nel seguito si riportano le verifiche condotte come indicato nei criteri di verifica.

9.3.3.1 Sezione S1

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.129E+7 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 7.073E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.414E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 6.597E+5 \text{ N}$ <p>chiw = 0.714 Appoggio: RIGIDO lambdaw = 1.218 MEd,eq = 0E+00 Nm c = 888.089 Mf,Rd = -2.853E+7 Nm taucr = 138.31 N/mm² MEd/MfRd = 0</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.78 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$								
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$</td> </tr> <tr> <td>99.545</td> <td>></td> <td>56.451</td> </tr> </table> <p>=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw = 1.461 Isl = 0E+00 mm⁴ eta = 1.2 Ktausl = 0 Epsw = 0.814 Ktau = 7.213</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$	99.545	>	56.451		<p>Interazione Taglio-Momento</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0 < 1$</td> <td>$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.86 > 0.5$</td> </tr> </table> <p>NON C'E' INTERAZIONE</p>	$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.86 > 0.5$
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$								
99.545	>	56.451								
$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.86 > 0.5$									

9.3.3.2 Sezione S2

<p>Taglio plastico</p> $V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.34E+7 \text{ N}$ <p>gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²</p>	<p>Resistenza Shear Buckling</p> $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.819E+6 \text{ N}$ $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 6.437E+6 \text{ N}$ $V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 3.824E+5 \text{ N}$ <p>chiw = 0.604 Appoggio: NON RIGIDO lambdaw = 1.374 MEd,eq = -2.232E+7 Nm c = 862.498 Mf,Rd = -3.375E+7 Nm taucr = 108.56 N/mm² MEd/MfRd = 0.661</p>	<p>Verifica a taglio</p> $\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.69 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$								
<p>Test Shear Buckling</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{h_w}{t_w}$</td> <td>></td> <td>$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$</td> </tr> <tr> <td>118.182</td> <td>></td> <td>59.377</td> </tr> </table> <p>=> Verifica NECESSARIA</p> <p>a/hw = 1.231 Isl = 0E+00 mm⁴ eta = 1.2 Ktausl = 0 Epsw = 0.814 Ktau = 7.981</p>	$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$	118.182	>	59.377		<p>Interazione Taglio-Momento</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.66 < 1$</td> <td>$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.74 > 0.5$</td> </tr> </table> <p>NON C'E' INTERAZIONE</p>	$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.66 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.74 > 0.5$
$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$								
118.182	>	59.377								
$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.66 < 1$	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.74 > 0.5$									

9.3.3.3 Sezione S3-Sx

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.551E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
136.818		74.066

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 1.063 Isl= 4.746E+7 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 10.689
Epsw= 0.814 Ktau= 12.418

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8.029E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 8.029E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw= 0.651 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.275 MEd,eq= -4.002E+7 Nm
c= 846.631 Mf,Rd= -3.898E+7 Nm
taucr= 126.04 N/mm² MEd/MfRd= 1.027

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.5 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.03 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.5 > 0.5$$

C'E' INTERAZIONE

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.779 \leq 1.0$$

$$\eta_1 = \max(\eta_i) = 0.779$$

VERIFICA SODDISFATTA

9.3.3.4 Sezione S3-Dx

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.256E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
165.556		75.492

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw= 1.074 Isl= 4.223E+7 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 15.19
Epsw= 0.814 Ktau= 12.9

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.957E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.478E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 4.791E+5 \text{ N}$$

chiw= 0.548 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 1.514 MEd,eq= -4.023E+7 Nm
c= 903.373 Mf,Rd= -5.262E+7 Nm
taucr= 89.43 N/mm² MEd/MfRd= 0.765

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.68 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.76 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.74 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
107 di 235

9.3.3.5 Sezione S4

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.383E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
182.222		78.905

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 0.976 Isl = 4.511E+7 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 17.993
Epsw = 0.814 Ktau = 14.093

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.78E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.726E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 5.403E+4 \text{ N}$$

chiw = 0.521 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.595 MEd,eq = -5.647E+7 Nm
c = 885.328 Mf,Rd = -5.781E+7 Nm
taucr = 80.64 N/mm² MEd/MfRd = 0.977

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.55 < -1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.98 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.55 > 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

9.3.3.6 Sezione S5-Sx

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.509E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
198.889		82.257

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 0.894 Isl = 4.511E+7 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 20.073
Epsw = 0.814 Ktau = 15.316

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.969E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.969E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0E+00 \text{ N}$$

chiw = 0.497 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.67 MEd,eq = -6.812E+7 Nm
c = 871.627 Mf,Rd = -6.3E+7 Nm
taucr = 73.57 N/mm² MEd/MfRd = 1.081

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.39 < -1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1.08 > 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.39 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL IV 28 A 5 001	Rev. A	Foglio 108 di 235
---------	------------------	-------------	---	-----------	----------------------

9.3.3.7 Sezione S5-Dx

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.33E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
221.875	>	83.077

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 0.901 I_{sl} = 4.191E+7 mm⁴
eta = 1.2 K_{tausl} = 24.503
Epsw = 0.814 K_{tau} = 15.623

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.216E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.763E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 4.521E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.45 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.844 MEd,eq = -6.826E+7 Nm
c = 928.043 Mf,Rd = -7.924E+7 Nm
taucr = 60.3 N/mm² MEd/MfRd = 0.861

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.45 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.86 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.49 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

9.3.3.8 Sezione S6

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.349E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
225	>	83.645

=> **Verifica NECESSARIA**

a/hw = 0.889 I_{sl} = 4.191E+7 mm⁴
eta = 1.2 K_{tausl} = 24.935
Epsw = 0.814 K_{tau} = 15.837

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.025E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.796E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 2.289E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.447 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.857 MEd,eq = -7.492E+7 Nm
c = 924.511 Mf,Rd = -8.033E+7 Nm
taucr = 59.44 N/mm² MEd/MfRd = 0.933

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.29 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.93 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.31 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

9.3.3.9 Sezione S7

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1.368E+7 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fy=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_c}$
228.125		84.218

=> Verifica **NECESSARIA**

a/hw = 0.877 I_s = 4.191E+7 mm⁴
eta = 1.2 K_{tau}sl = 25.369
Epsw = 0.814 K_{tau} = 16.055

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 5.018E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 4.829E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.889E+5 \text{ N}$$

chiw = 0.444 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 1.87 M_{Ed,eq} = -7.694E+7 Nm
c = 921.123 M_{f,Rd} = -8.142E+7 Nm
taucr = 58.62 N/mm² M_{Ed}/M_{f,Rd} = 0.945

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.14 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.95 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.15 < 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

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

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

max η assoluto

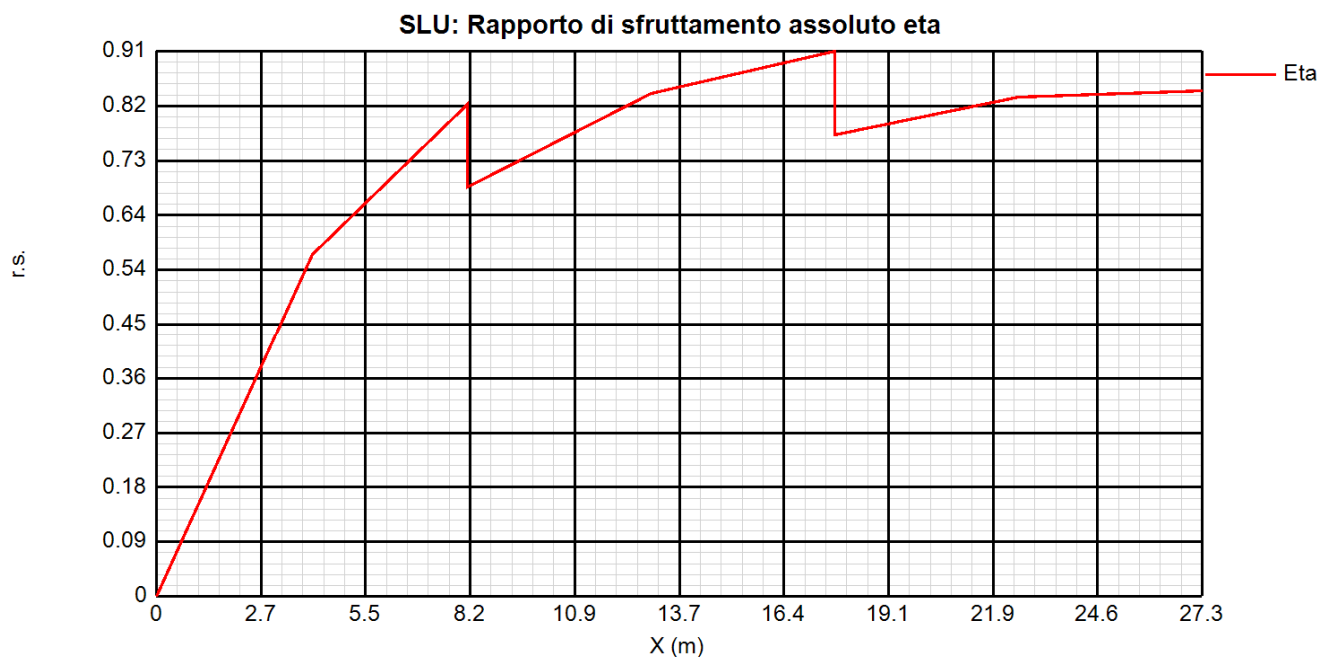
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

max η_1 / η_1

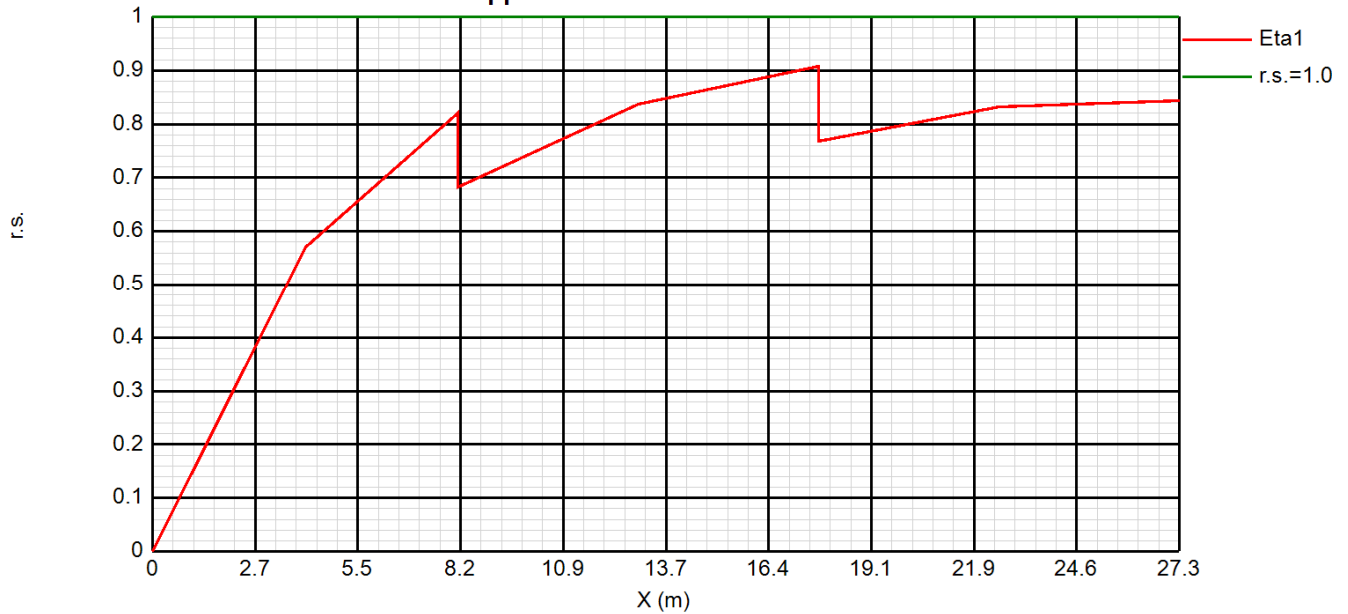
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

max η_3

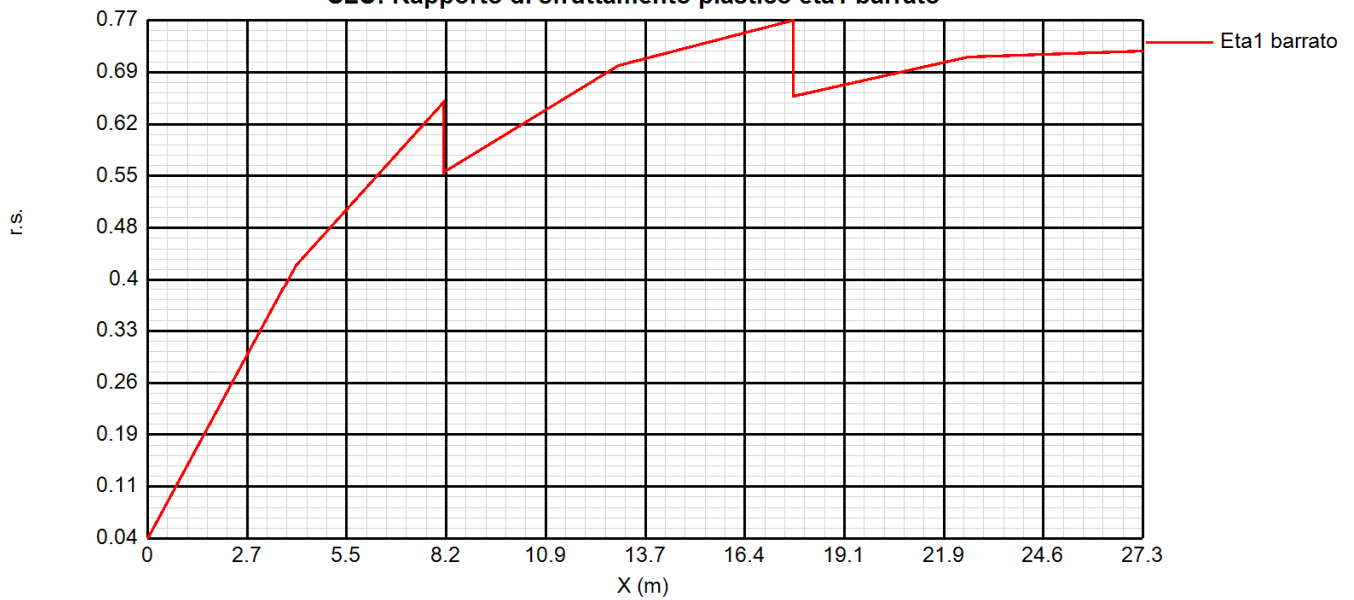
Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$



SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato



Doc. N.

Progetto
INOR

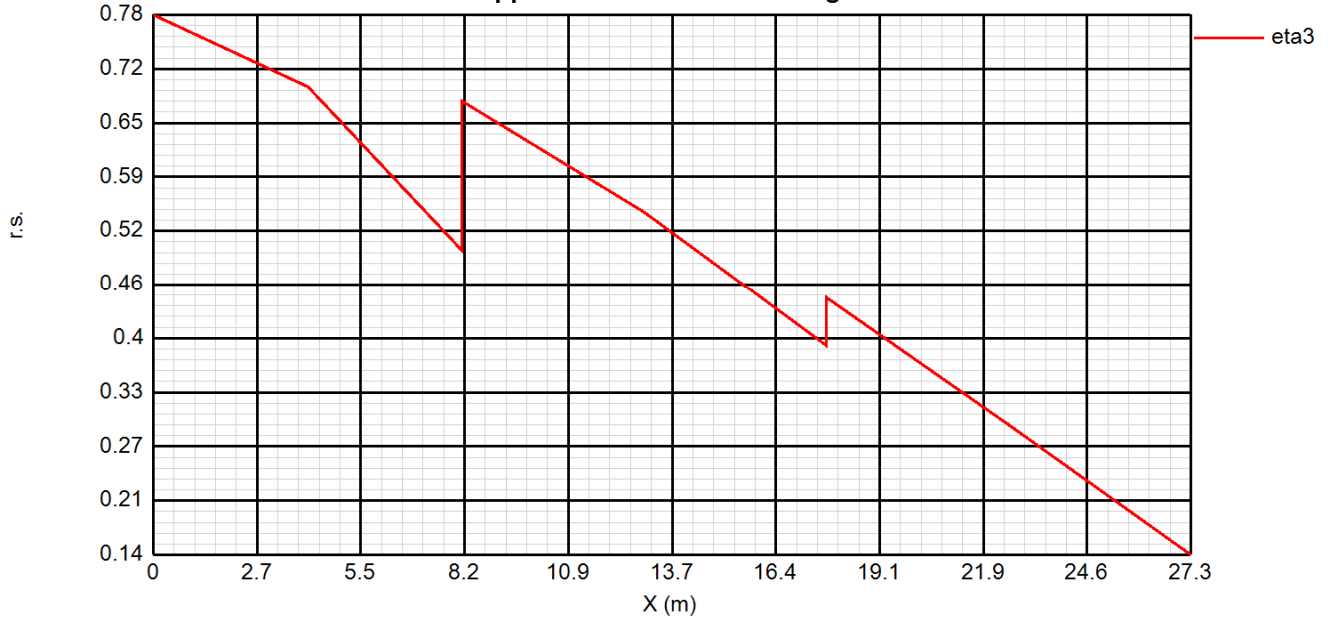
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

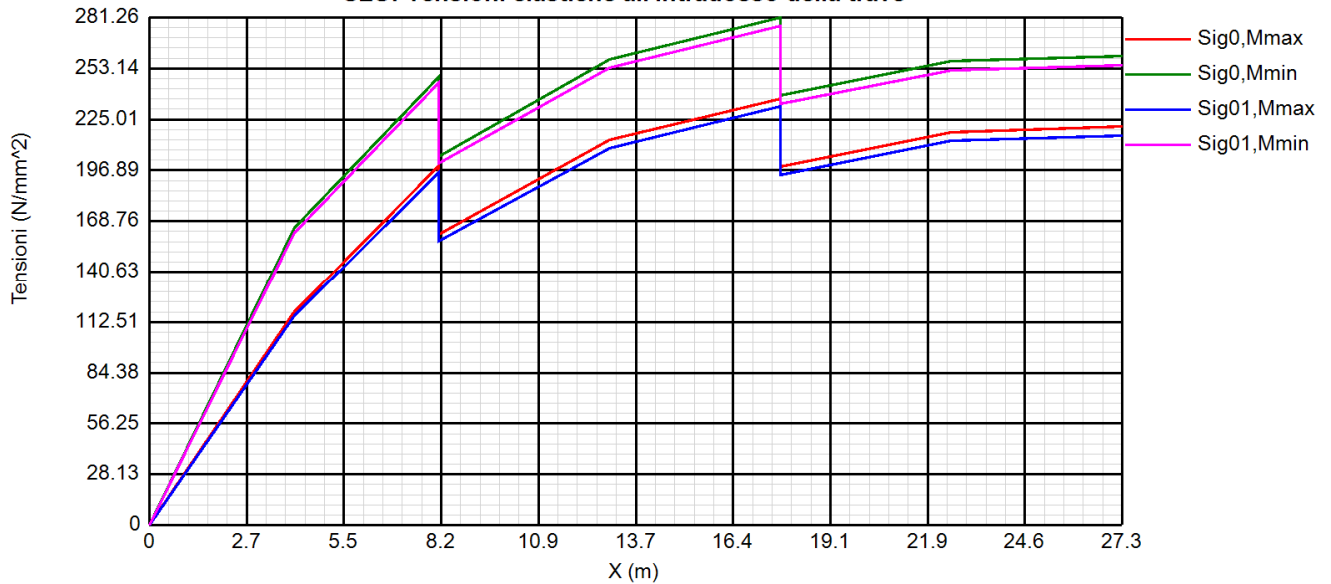
Rev.
A

Foglio
112 di 235

SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3



SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave



Doc. N.

Progetto
INOR

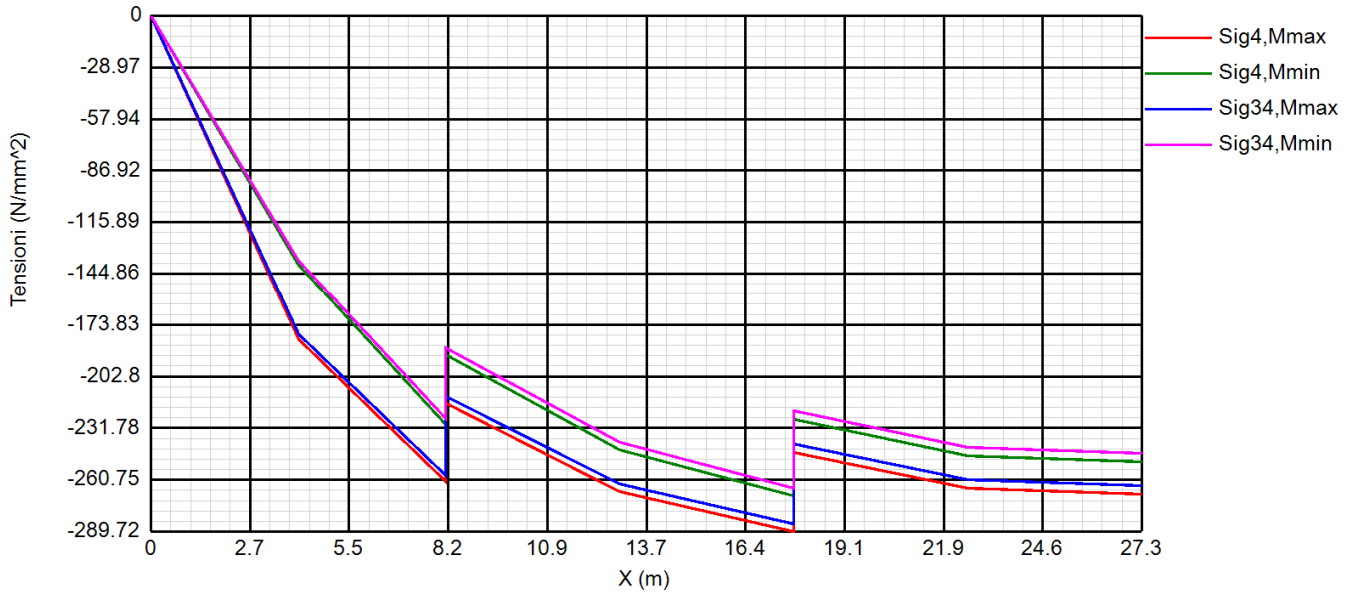
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
113 di 235

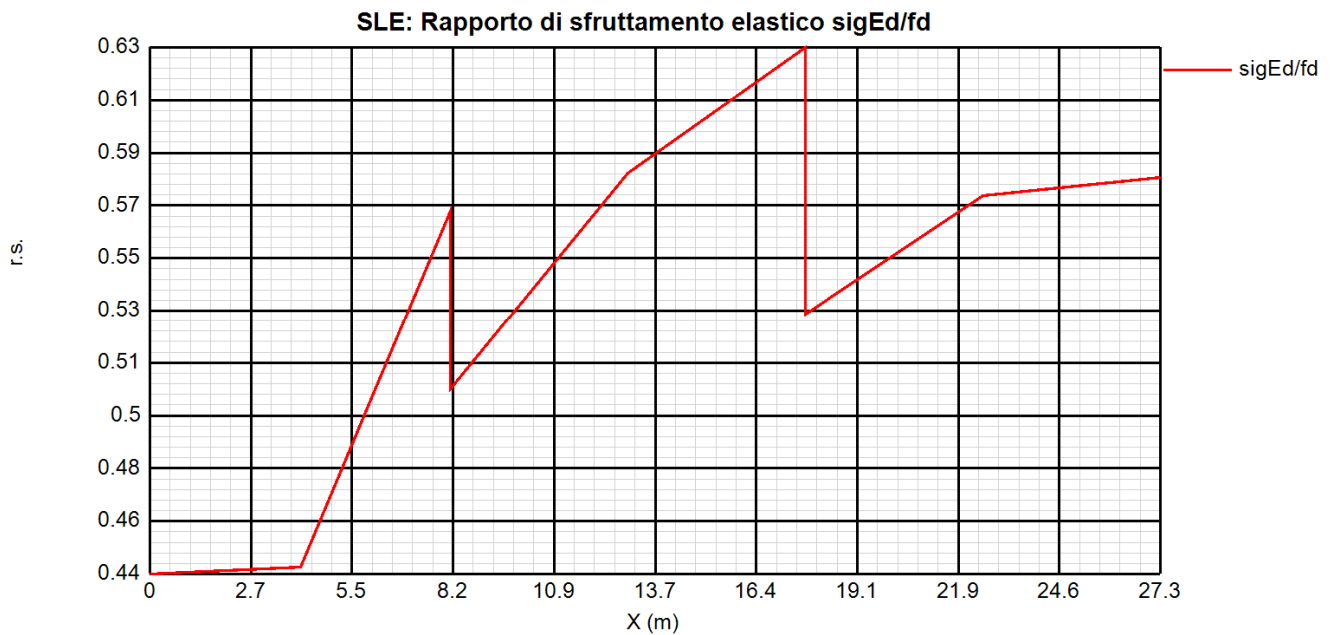
SLU: Tensioni elastiche all'estradosso della trave



Come è possibile notare, in tutti i casi, i rapporti di sfruttamento sono al di sotto dell'unità.

9.3.5 SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento

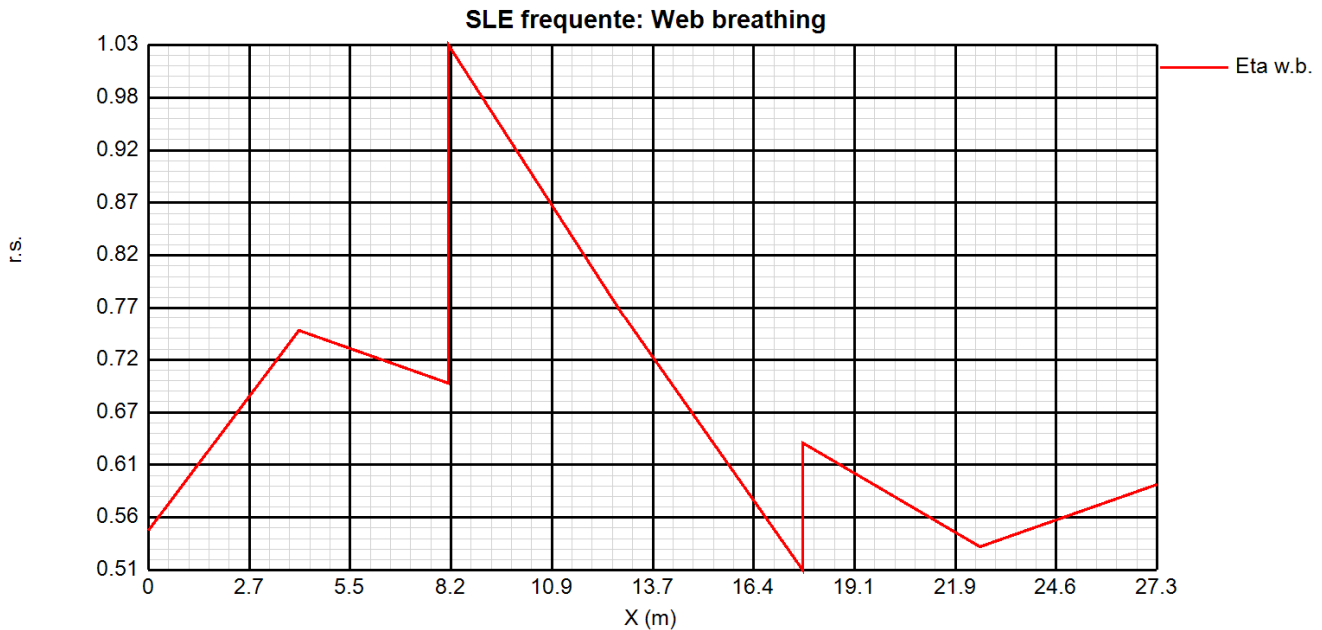
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



La verifica risulta essere soddisfatta.

9.3.6 SLE frequente – 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.

Di seguito si riportano nel dettaglio le verifiche di web breathing eseguite sezione per sezione:

Sezione Concio 1 - Sez 1

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2190
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
Sigcr0E	19.17
Tau,Ed	66.96
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	8.81
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	7.21
KTausl	0
Web Bre...	0.533
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.533

Sezione Concio 1 - Sez 2

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2600
Sigma,sup	-119.93
Sigma,inf	73.01
Sigma,Ed	119.93
KSig	15.26
Sigcr0E	13.6
Tau,Ed	46.66
SigCr(P)	207.65
SigCr(C)	8.81
Csi	1
SigCr	207.65
KTau	7.98
KTausl	0
Web Bre...	0.746
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.746**Sezione Concio 1 - Sez 3 - Sx**

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3010
Sigma,sup	-171.25
Sigma,inf	125.53
Sigma,Ed	171.25
KSig	17.68
Sigcr0E	10.15
Tau,Ed	33.44
SigCr(P)	859.11
SigCr(C)	634.89
Csi	0.353
SigCr	765.3
KTau	12.42
KTausl	10.69
Web Bre...	0.368
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	255	2755
Sigma,sup	-171.25	-146.1
Sigma,inf	-146.1	125.53
Sigma,Ed	171.25	146.1
Tau,Ed	33.44	33.44
Sigcr0E	1414.23	12.12
psi	0.853	-0.859
KSig	4.3	20.4
Sigcr	6093.29	247.57
KTau	5.37	8.3
Taucr	7587.88	100.62
Web Bre...	0.029	0.694
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.694

Sezione Concio 2 - Sez 3 - Dx

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	2980
Sigma,sup	-141.5
Sigma,inf	100.08
Sigma,Ed	141.5
KSig	17.15
Sigcr0E	6.93
Tau,Ed	42.64
SigCr(P)	848.72
SigCr(C)	688.35
Csi	0.233
SigCr	754.37
KTau	12.9
KTausl	15.19
Web Bre...	0.557
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	240	2740
Sigma,sup	-141.5	-122.05
Sigma,inf	-122.05	100.08
Sigma,Ed	141.5	122.05
Tau,Ed	42.64	42.64
Sigcr0E	1068.75	8.2
psi	0.863	-0.82
KSig	4.3	19.5
Sigcr	4582.34	160.25
KTau	5.36	8.27
Taucr	5731.17	67.83
Web Bre...	0.032	1.029
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =1.029**Sezione Concio 2 - Sez 4**

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3280
Sigma,sup	-173.74
Sigma,inf	134.1
Sigma,Ed	173.74
KSig	18.49
Sigcr0E	5.72
Tau,Ed	30.51
SigCr(P)	821.89
SigCr(C)	782.99
Csi	0.05
SigCr	786.76
KTau	14.09
KTausl	17.99
Web Bre...	0.471
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	540	2740
Sigma,sup	-173.74	-123.06
Sigma,inf	-123.06	134.1
Sigma,Ed	173.74	123.06
Tau,Ed	30.51	30.51
Sigcr0E	211.11	8.2
psi	0.708	-1.09
KSig	4.7	26.1
Sigcr	984.54	214.12
KTau	5.45	8.27
Taucr	1151.38	67.83
Web Bre...	0.179	0.758
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.758

Sezione Concio 2 - Sez 5 - Sx

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3580
Sigma,sup	-188.39
Sigma,inf	149.28
Sigma,Ed	188.39
KSig	18.93
Sigcr0E	4.8
Tau,Ed	19.74
SigCr(P)	902.04
SigCr(C)	882.65
Csi	0.022
SigCr	883.5
KTau	15.32
KTausl	20.07
Web Bre...	0.364
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	840	2740
Sigma,sup	-188.39	-109.16
Sigma,inf	-109.16	149.28
Sigma,Ed	188.39	109.16
Tau,Ed	19.74	19.74
Sigcr0E	87.24	8.2
psi	0.579	-1.368
KSig	5	33.5
Sigcr	439.05	274.85
KTau	5.62	8.27
Taucr	489.93	67.83
Web Bre...	0.431	0.51
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.51

Sezione Concio 3 - Sez 5 - Dx

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3550
Sigma,sup	-158.47
Sigma,inf	124.15
Sigma,Ed	158.47
KSig	18.74
Sigcr0E	3.86
Tau,Ed	22.8
SigCr(P)	946.52
SigCr(C)	931.07
Csi	0.017
SigCr	931.58
KTau	15.62
KTausl	24.5
Web Bre...	0.449
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	825	2725
Sigma,sup	-158.47	-92.79
Sigma,inf	-92.79	124.15
Sigma,Ed	158.47	92.79
Tau,Ed	22.8	22.8
Sigcr0E	71.46	6.55
psi	0.586	-1.338
KSig	5	32.7
Sigcr	358.29	214.12
KTau	5.61	8.24
Taucr	400.62	53.98
Web Bre...	0.447	0.635
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.635

Sezione Concio 3 - Sez 6

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3600
Sigma,sup	-171.52
Sigma,inf	136.6
Sigma,Ed	171.52
KSig	19.02
Sigcr0E	3.75
Tau,Ed	14.63
SigCr(P)	972.4
SigCr(C)	958.1
Csi	0.015
SigCr	958.52
KTau	15.84
KTausl	24.94
Web Bre...	0.325
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	875	2725
Sigma,sup	-171.52	-96.63
Sigma,inf	-96.63	136.6
Sigma,Ed	171.52	96.63
Tau,Ed	14.63	14.63
Sigcr0E	63.53	6.55
psi	0.563	-1.414
KSig	5.1	34.8
Sigcr	322.89	228.19
KTau	5.64	8.24
Taucr	358.25	53.98
Web Bre...	0.533	0.518
Esito	SI	SI

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.533

Sezione Concio 3 - Sez 7

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	3650
Sigma,sup	-173.81
Sigma,inf	138.63
Sigma,Ed	173.81
KSig	19.05
Sigcr0E	3.65
Tau,Ed	6.22
SigCr(P)	991.53
SigCr(C)	978.33
Csi	0.013
SigCr	978.68
KTau	16.06
KTausl	25.37
Web Bre...	0.213
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

	Sub 1	Sub 2
b	925	2725
Sigma,sup	-173.81	-94.63
Sigma,inf	-94.63	138.63
Sigma,Ed	173.81	94.63
Tau,Ed	6.22	6.22
Sigcr0E	56.85	6.55
psi	0.544	-1.465
KSig	5.1	36.3
Sigcr	292.36	238
KTau	5.67	8.24
Taucr	322.56	53.98
Web Bre...	0.595	0.417
Esito	SI	SI

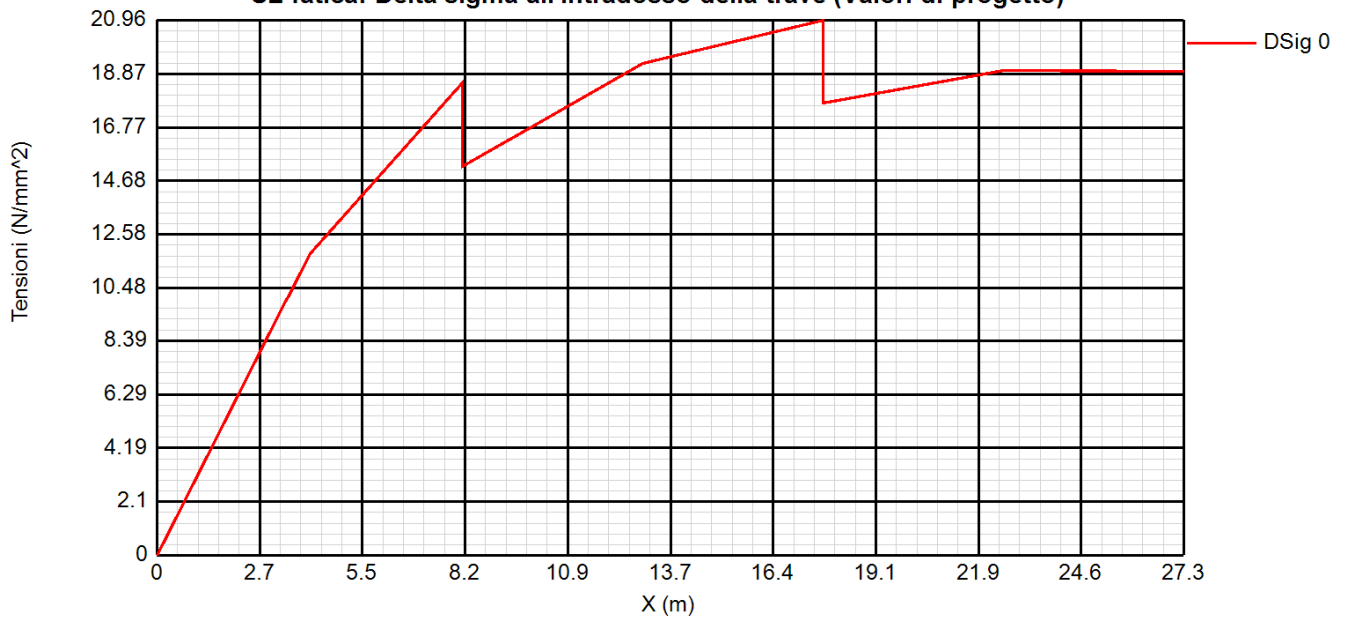
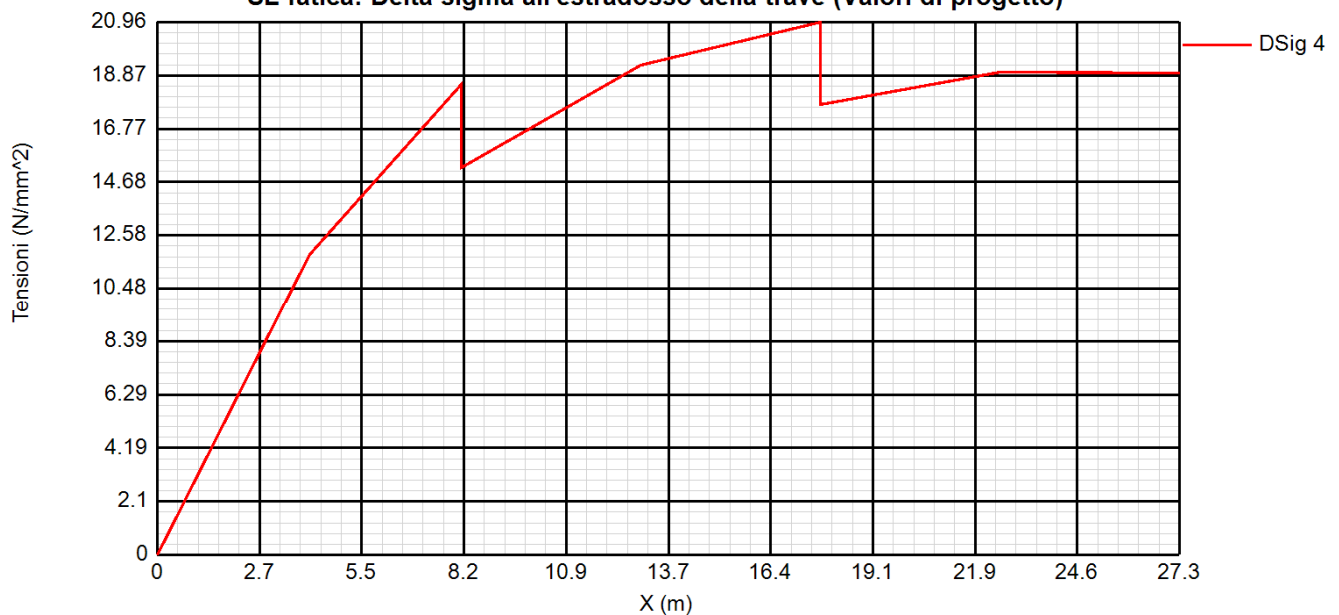
Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.595

9.3.7 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.

SL fatica: Delta sigma all'intradosso della trave (Valori di progetto)**SL fatica: Delta sigma all'estradosso della trave (Valori di progetto)**

Doc. N.

Progetto
INOR

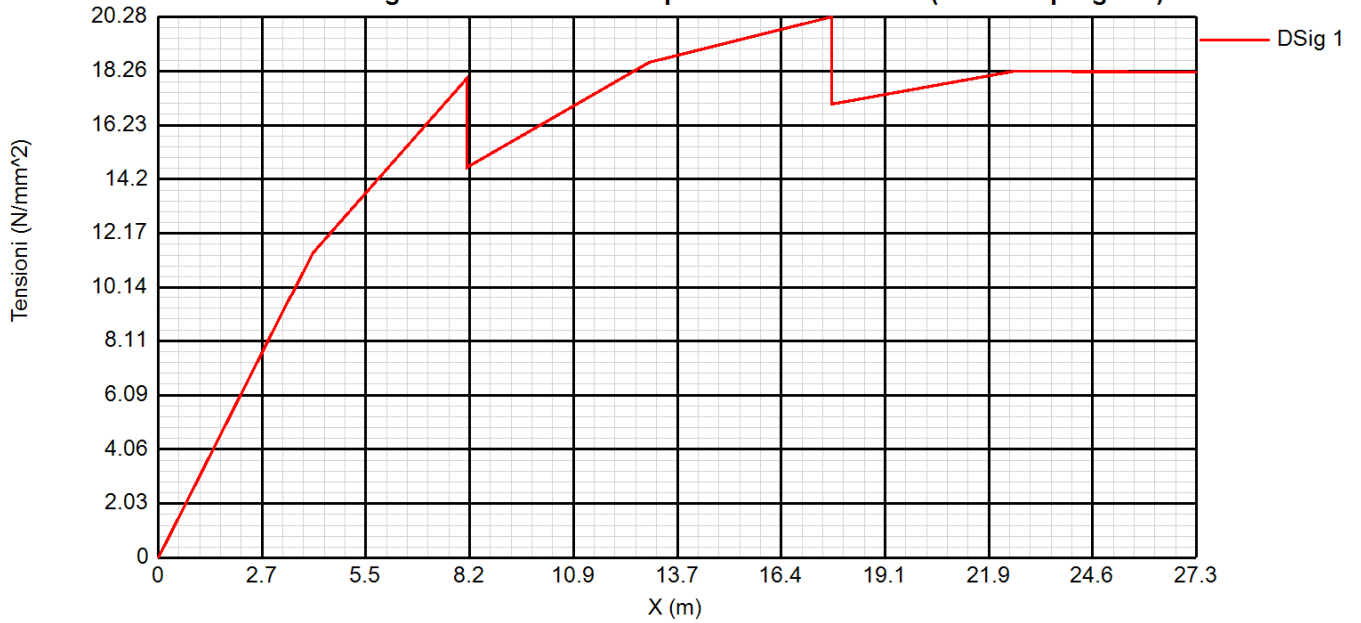
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

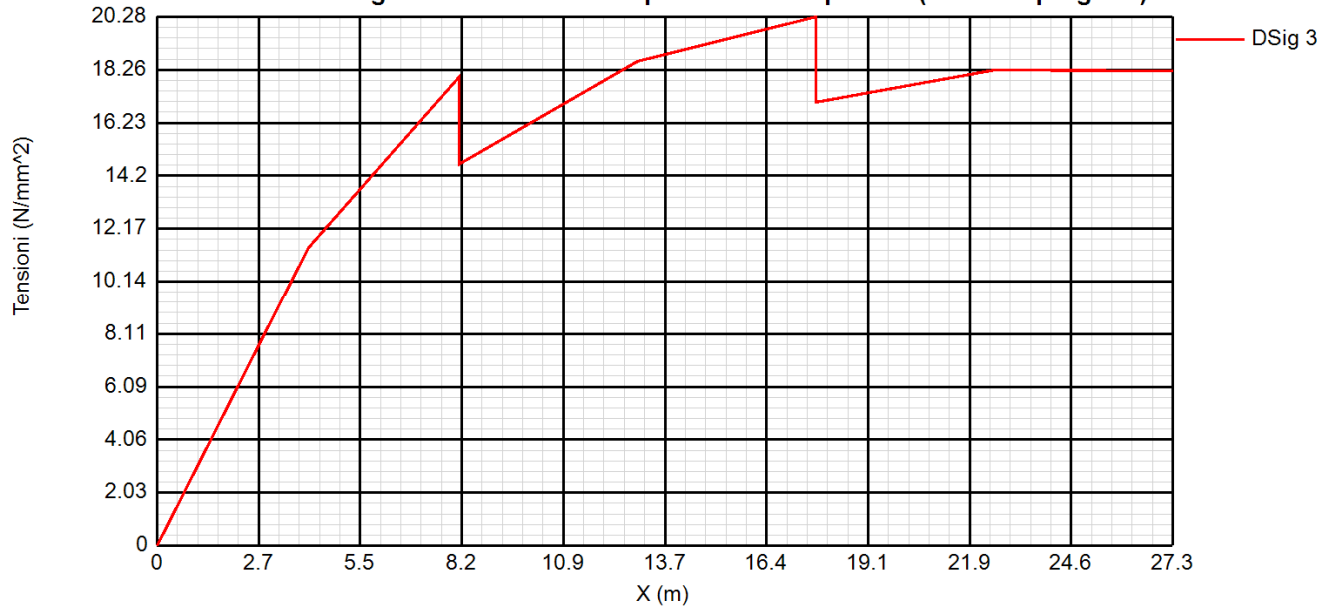
Rev.
A

Foglio
121 di 235

SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda inferiore (Valori di progetto)



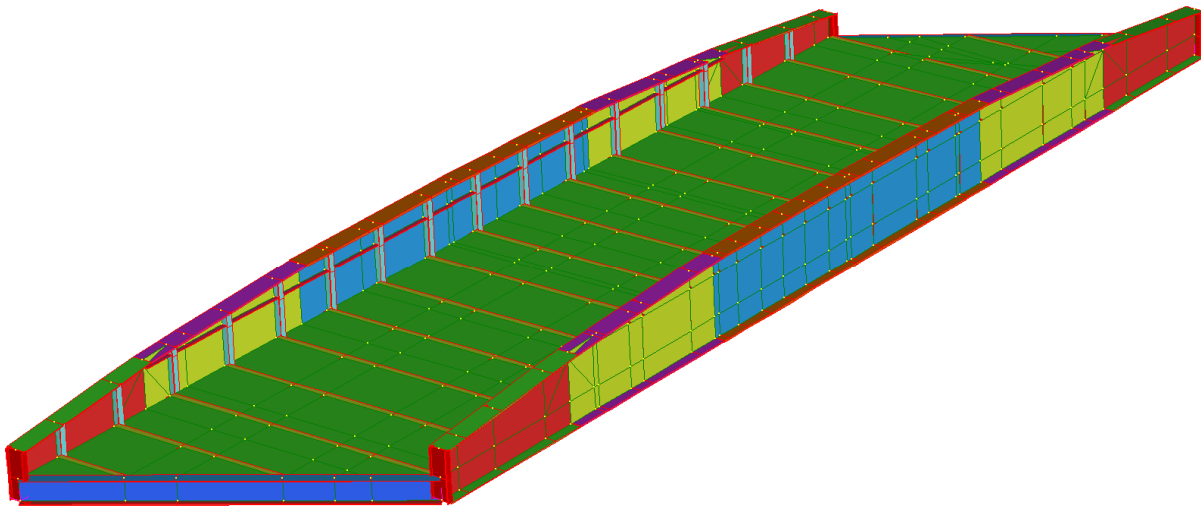
SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda superiore (Valori di progetto)



9.3.8 Verifica Stabilità globale (presso-flesso-torsione)

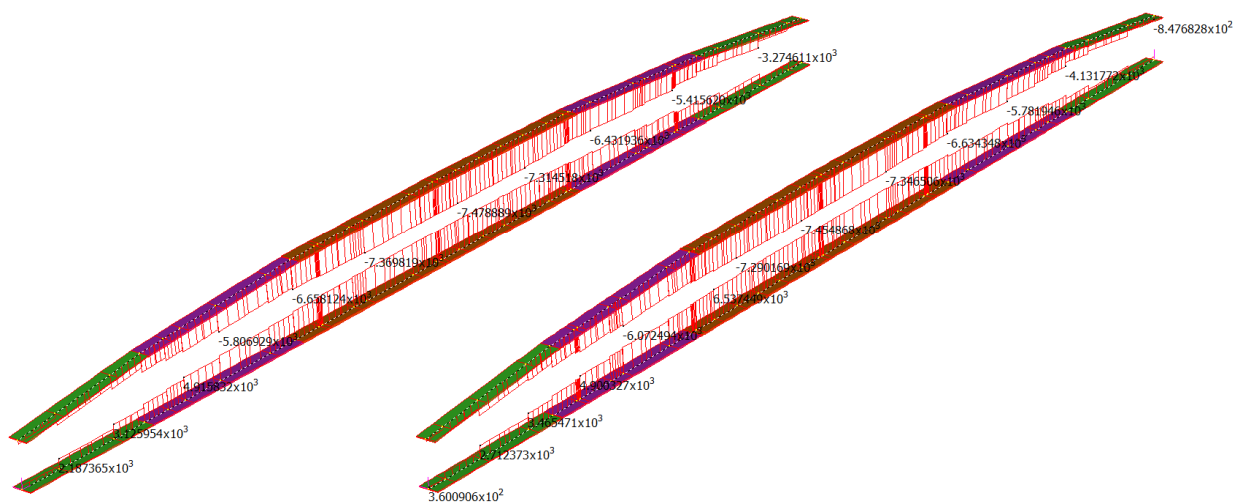
La verifica è condotta secondo quanto descritto nei criteri di verifica delle travi principali della presente relazione paragrafo 8.1.4.

Il carico critico relativo all'instabilità della piattabanda superiore è stato valutato mediante analisi di buckling globale della struttura. La condizione iniziale dell'analisi rispetto alla quale si è valutato il moltiplicatore è la seguente:

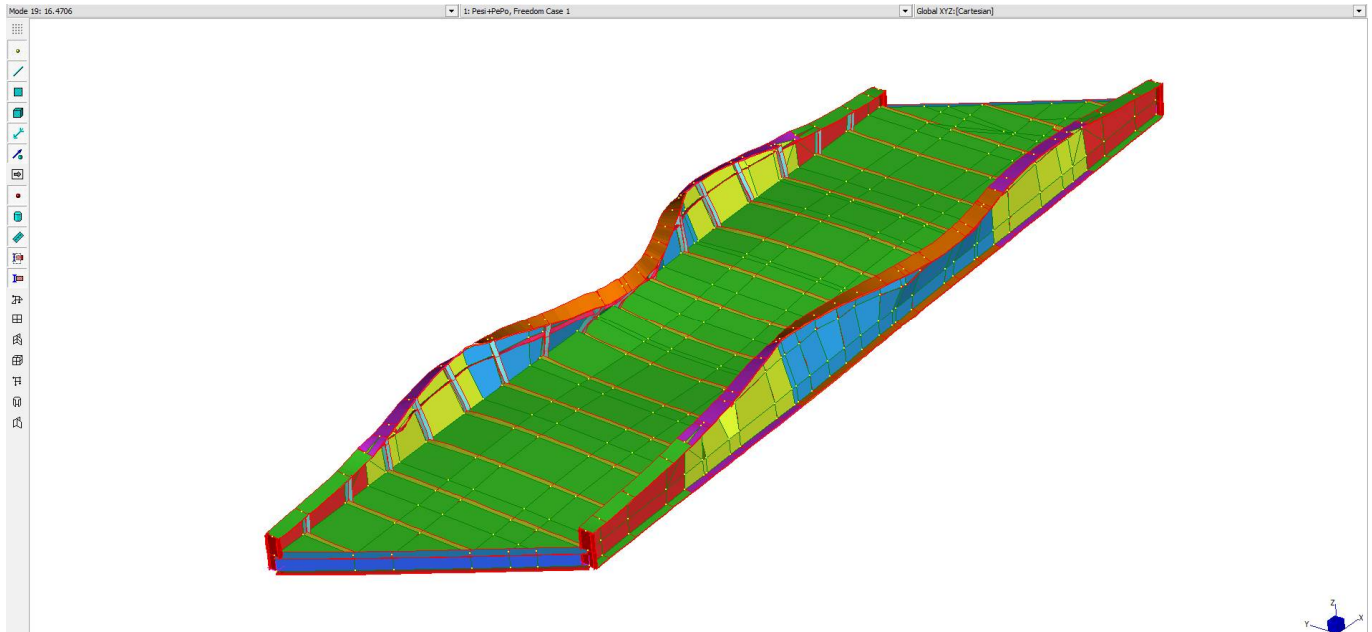


Si riporta di seguito il diagramma della sollecitazione assiale agente nella piattabanda superiore della trave in condizione quasi permanente :

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-7.478889x10 ³	6.887008x10 ³
	[Bm:148]	[Bm:16]



N = 7479 kN



Il coefficiente di instabilità globale per il primo modo significativo riguardante la piattabanda superiore vale:
 $\lambda = 16.47$

$$N_{crit} = 7479 \times 16.47 = 123179 \text{ kN}$$

**Verifica di stabilità dei aste compresse continue con vincoli trasversali elastici:
 UNI EN 1993-2 / EN 1993-1-1**

IV28

Geometria	M_{ed}	70900.00 kNm
	N_{ed}	3480.00 kN
	Classe della sezione	4
	Area efficace dell'intera trave $A_{eff, trave}$	1.91E+05 mm ²
	Area piattabanda sup A_f	7.13E+04
	Area piattabanda inf A_f	7.13E+04
	Area anima tesa	2.85E+04 mm ²
	Area efficace anima compressa	2.00E+04
	Area efficace della piattabanda compressa $A_f + A_{wc}/3$	77923 mm ²
	$W_{eff, y}$	2.83E+08 mm ³
	altezza trave h	3800 mm
	larghezza piattabanda b	950 mm
	Modulo elastico E	210000 MPa
	Momento d'inerzia J piattabanda	5.36E+09 mm ⁴
	tensione nel corrente f_y	335.00 MPa
γ_{M1}	1.10	

Calcolo di χ_{LT} di instabilità torsionale (svergolamento):	
N_{cr} piattabanda (da analisi di buckling)	123162.66 kN
Sezione saldata o laminata?	saldata
λ_{LT}	0.46
α_{LT}	0.76
$\lambda_{LT,0}$	0.40
β	0.75
Φ_{LT}	0.60
χ_{LT}	0.95

N_{cr} dell'intera trave:	
Luce di instabilizzazione	54.00 m
β	1.00
Momento d'inerzia J della trave	5.05E+11 mm ⁴
N_{cr}	358941 kN
Calcolo di χ di instabilità assiale (carico di punta):	
Curva di instabilità	c
α	0.49
λ	0.42
Φ	0.64
χ	0.89

Verifica:

$$N_{b,Rd} = 56659.43 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 85661.45 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.06$$

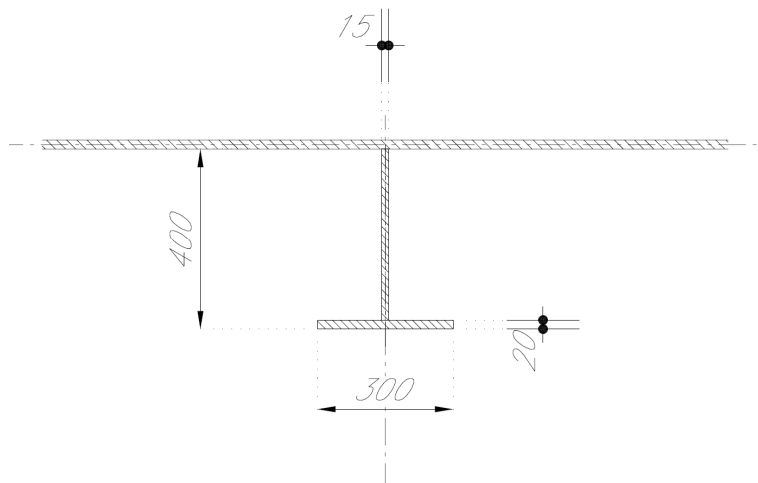
$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.83$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \right)} = 0.8972 < 1.00 \text{ Verificato}$$

9.3.9 Verifica di resistenza del portale rovescio

Per le forze applicate al portale rovescio si fa riferimento ai criteri di verifica sopracitati.

La sezione di verifica per l'irrigidente, considerata la porzione di anima collaborante è la seguente:



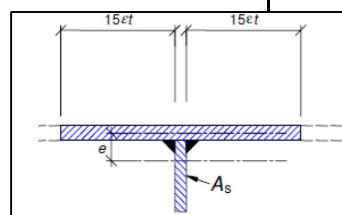
La verifica dell'irrigidente è svolta confrontando la massima flessione resistente dell'elemento stesso con le sollecitazioni generate sull'irrigidente stesso derivanti dall'instabilità della piattabanda superiore della trave e dalla tensione generata negli irrigidenti a causa della presenza di impronte di traffico concentrate in asse trasverso. Quest'ultimo contributo è stato determinato in misura pari a:

$$\Delta\sigma_{\text{irr,traffico}} = 63 \text{ MPa} \times 1.35 = 85 \text{ MPa}$$

Si ottiene:

Verifica strutturale dell'irrigidimento:

area piattabanda superiore A_f	7.13E+04	mm ²
tensione di lavoro massima $f_{y,Ed}$	319	MPa
sforzo massimo sulla piattabanda N_{Ed}	22732	kN
distanza tra irrigidimenti	3.20	m
Anima trave minima	16.00	mm
Base anima collaborante	418.02	mm
W_{irr}	2.62E+06	mm ³
Altezza irr. da estradosso trasverso h_{irr}	2.60	m
l_k	9.50	> 1.2*I
F_{Ed}	117.43	kN
M_{Ed}	305.31	kNm
$\sigma_{\text{irr,instab}}$	116.59	MPa
$\Delta\sigma_{\text{irr,traffico}}$	85.05	MPa
σ_{irr}	201.64	< f_{yd} Verificato

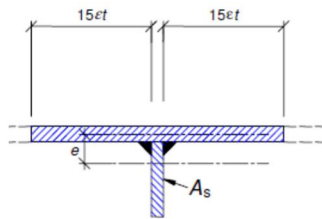


La verifica è soddisfatta.

9.3.10 Verifiche di inerzia minima irrigidenti trasversali

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_{web}$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$a/h_w < \sqrt{2} : I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2$$

$$a/h_w \geq \sqrt{2} : I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$$

Il controllo viene effettuato calcolando le caratteristiche del profilo in funzione della sua reale posizione sulle varie tipologie di conio.

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 / a^2 \quad a/h_w \geq \sqrt{2}$$

La verifica vengono effettuate in automatico dal programma PontiEC4.

Qui di seguito si riporta l'output estratto per le situazioni più significative degli irrigidenti.

Sezione 1

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 / a^2 \quad a/h_w \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 3.053E+9 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.749E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_w = 2190 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.461$$

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 557 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 40253.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

Sezione 2

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{ST} = 8.157E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 2.741E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 2600 \text{ mm} \quad a/h_W = 1.231$$

$$t_W = 22 \text{ mm} \quad b_W = 552 \text{ mm}$$

$$A_{ST} = 24143.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 157.1 \text{ mm}^2$$

Sezione 3-Sx

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{ST} = 8.157E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 4.254E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 3010 \text{ mm} \quad a/h_W = 1.063$$

$$t_W = 22 \text{ mm} \quad b_W = 552 \text{ mm}$$

$$A_{ST} = 24143.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 157.1 \text{ mm}^2$$

Sezione 3-Dx

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{ST} = 6.923E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 2.261E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 2980 \text{ mm} \quad a/h_W = 1.074$$

$$t_W = 18 \text{ mm} \quad b_W = 454.4 \text{ mm}$$

$$A_{ST} = 20178.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 186.7 \text{ mm}^2$$

Sezione 4

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 6.923E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 3.015E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 3280 \text{ mm} \quad a/h_W = 0.976$$

$$t_W = 18 \text{ mm} \quad b_W = 454.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 20178.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 186.7 \text{ mm}^2$$

Sezione 5-Sx

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 6.923E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 3.92E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 3580 \text{ mm} \quad a/h_W = 0.894$$

$$t_W = 18 \text{ mm} \quad b_W = 454.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 20178.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 186.7 \text{ mm}^2$$

Sezione 5-Dx

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_W^3 t_W^3 / a^2 \quad a / h_W \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 6.252E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 2.684E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_W = 3550 \text{ mm} \quad a/h_W = 0.901$$

$$t_W = 16 \text{ mm} \quad b_W = 405.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 18488.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 203.2 \text{ mm}^2$$



Sezione 6

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 / a^2 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 6.252E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 2.799E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_w = 3600 \text{ mm} \quad a/h_w = 0.889$$

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 405.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 18488.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 203.2 \text{ mm}^2$$

Sezione 7

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

$$I_{ST} \geq 1.5 h_w^3 t_w^3 / a^2 \quad a / h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{ST} \geq 0.75 h_w t_w^3 / a^2 \quad a / h_w \geq \sqrt{2}$$

$$I_{st} = 6.252E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 2.918E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3200 \text{ mm} \quad h_w = 3650 \text{ mm} \quad a/h_w = 0.877$$

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 405.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 18488.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 203.2 \text{ mm}^2$$

9.3.11 Verifiche di stabilità flessione torsionale irrigidenti longitudinali

Si ricorda che i rib longitudinali hanno geometria 240x20 e sono presenti solo per la sezione di calcolo 3-4-5-6-7-8 .

Sezione 3

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01

Sezione 4

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01

Sezione 5

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01

Sezione 6

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
ICr	--
lw	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01

Sezione 7

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

$$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$$

	Stiffeners Longitudinali (Anima SX)
Check	0.898
Type	Long (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
I_{Cr}	--
I_w	--
IT	5.333E+5
IP	5.347E+7
IT/IP	0.01

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

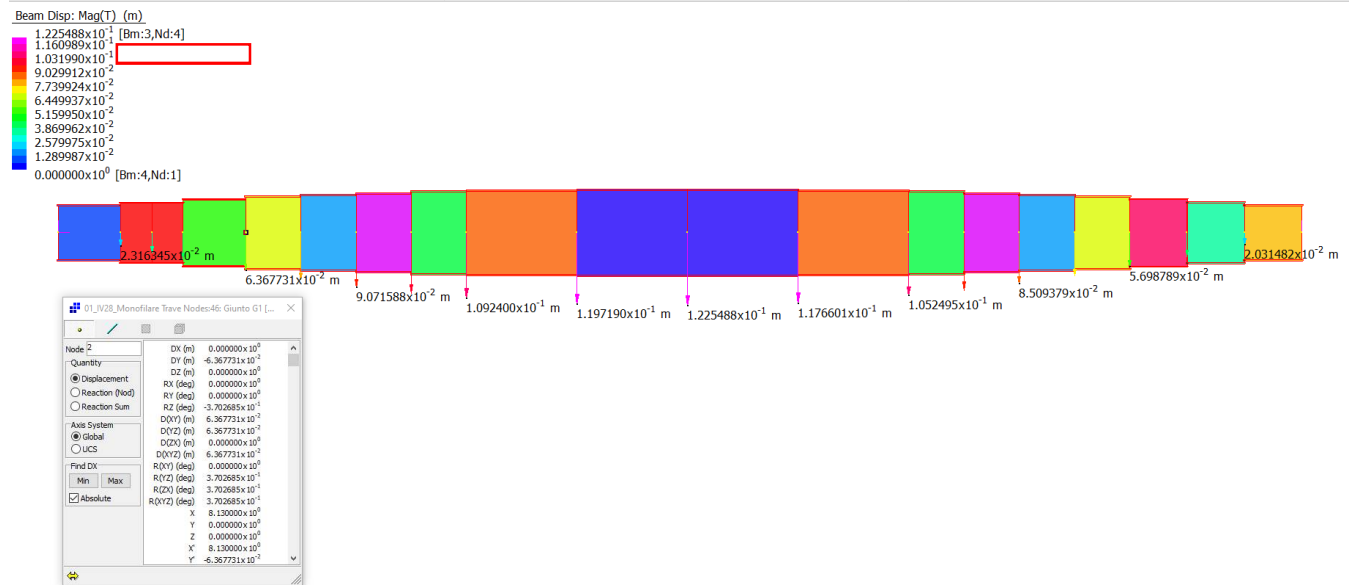
Rev.
A

Foglio
133 di 235

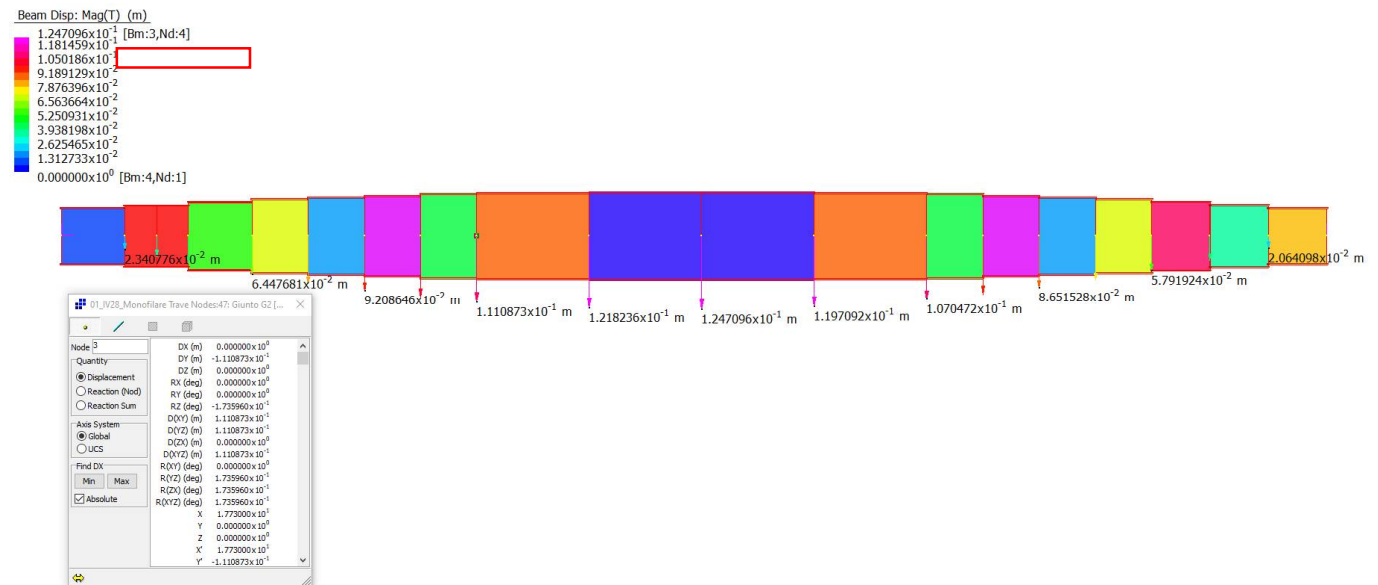
9.3.12 Calcolo delle contromonte

Il calcolo delle contromonte è condotto mediante il modello di calcolo monodimensionale della sola trave metallica longitudinale. Sono prese in considerazione le fasi 1 e 2 nelle quali agiscono rispettivamente i carichi strutturali e permanenti, mentre nella fase 3 i carichi mobili vengono considerati al 25% del loro valore.

Abbassamenti sul giunto G1



Abbassamenti sul giunto G2



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

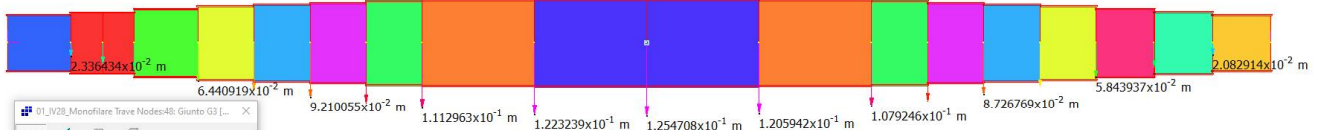
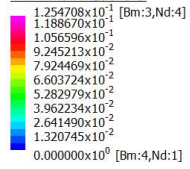
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
134 di 235

Abbassamenti sul giunto G3

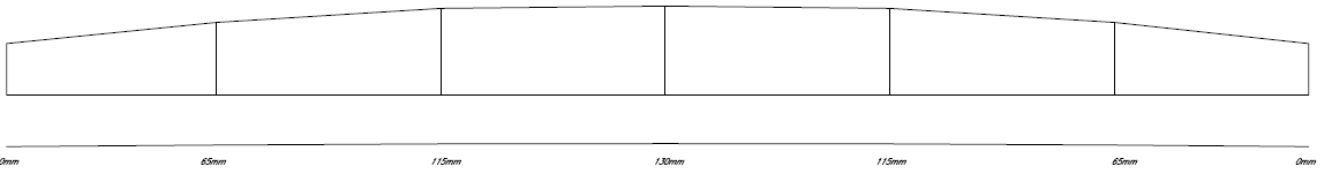
Beam Disp: Mag(T) (m)



01UV28_Monofilare Trave Nodes48: Giunto G3 [...]

Node #	Quantity	Value
	DX (m)	0.000000x10 ⁰
	DY (m)	-1.254708x10 ⁻¹
	DZ (m)	0.000000x10 ⁰
	RX (deg)	0.000000x10 ⁰
	RY (deg)	0.000000x10 ⁰
	RZ (deg)	1.043871x10 ⁻²
	D(X) (m)	1.254708x10 ⁻¹
	D(Y) (m)	1.254708x10 ⁻¹
	D(Z) (m)	0.000000x10 ⁰
	R(Y) (deg)	0.000000x10 ⁰
	R(YZ) (deg)	1.043871x10 ⁻²
	R(Z) (deg)	1.043871x10 ⁻²
	R(YZ) (deg)	1.043871x10 ⁻²
	X	2.733000x10 ¹
	Y	0.000000x10 ⁰
	Z	0.000000x10 ⁰
	X	2.733000x10 ¹
	Y	-1.254708x10 ⁻¹

Si prescrive pertanto il seguente schema di contromonte:



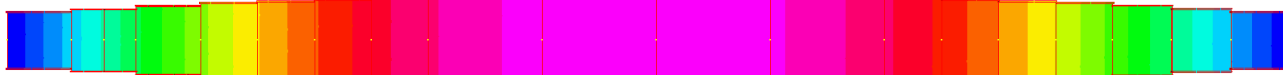
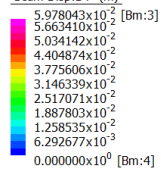
9.3.13 Verifica della freccia legata agli accidentali

In mancanza di dettami normativi specifici, la verifica di deformabilità si esegue secondo l'Istruzione FS-44.a secondo cui limitatamente alle strutture principali si deve rispettare il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto:

$$f \leq L/700$$

La freccia massima nella mezzeria della trave più caricata per le sole azioni accidentali vale:

Beam Disp: DY (m)

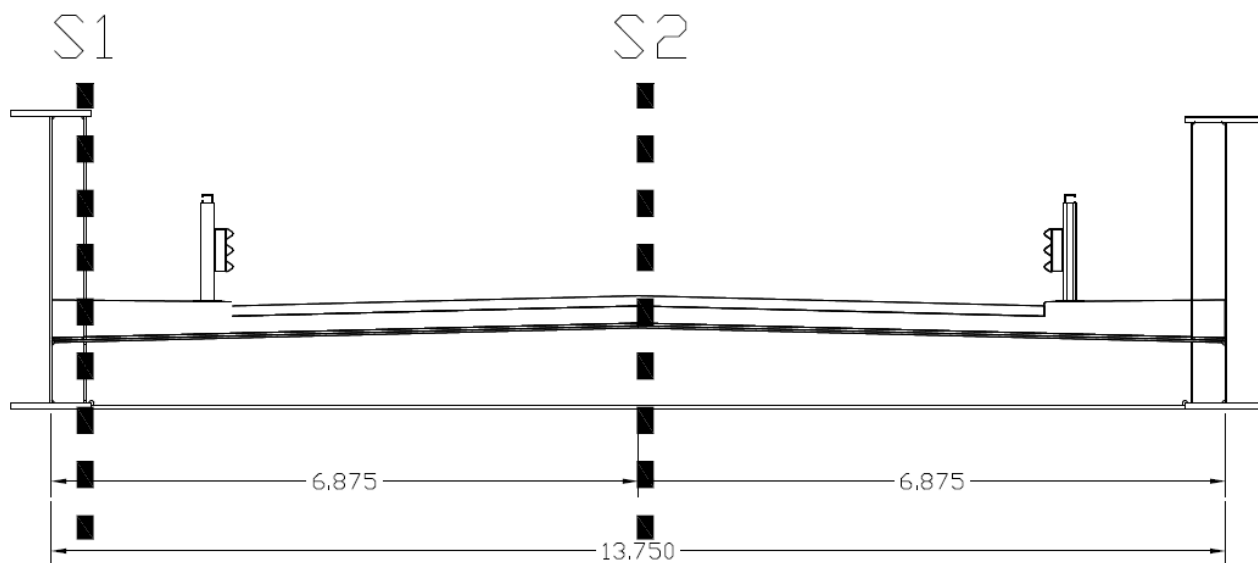


$$f = 59\text{mm} \leq 72\text{mm} = L/700$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

10. TRAVERSO TIPICO

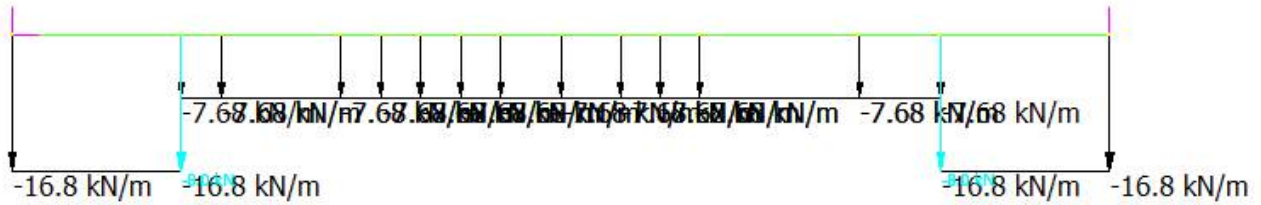
10.1 Sezioni di verifica significative



Definendo un ipotetico sistema di riferimento con asse "x" in direzione dello sviluppo trasversale dell'impalcato, con origine sul filo interno della piattabanda della trave principale, le sezioni di verifica prese in considerazione per il traverso sono le seguenti:

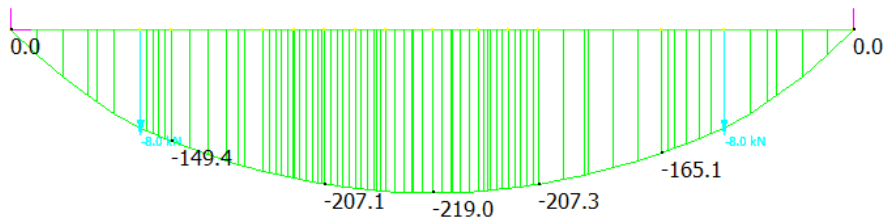
- Sez 1 - $x = 0.00$ m (sezione di appoggio)
- Sez 2 - $x = 6.875$ m (sezione di mezzeria)

10.2.2 Diagrammi di sollecitazione carichi permanenti portati



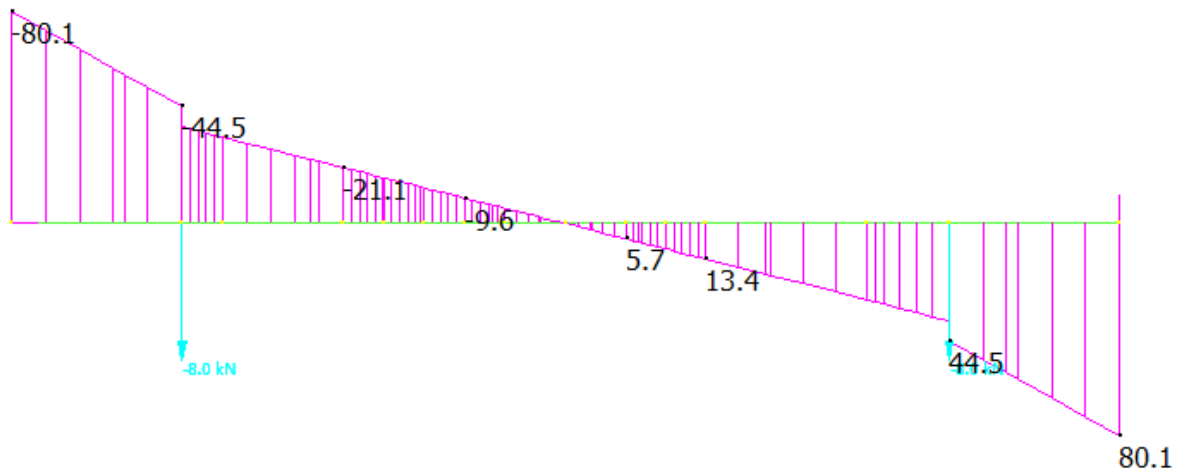
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-219.0	0.0
	[Bm:31]	[Bm:29]

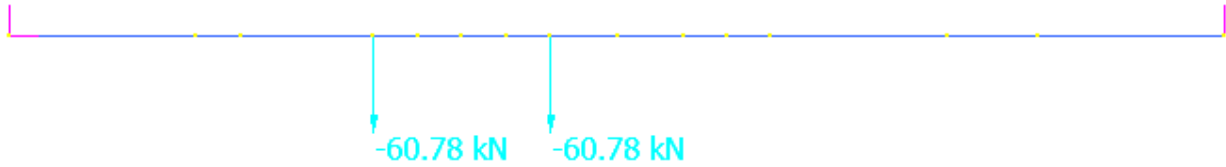


Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-80.1	80.1
	[Bm:29]	[Bm:28]

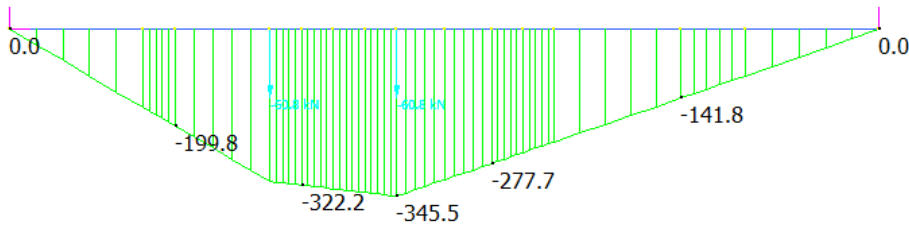


10.2.4 Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica)



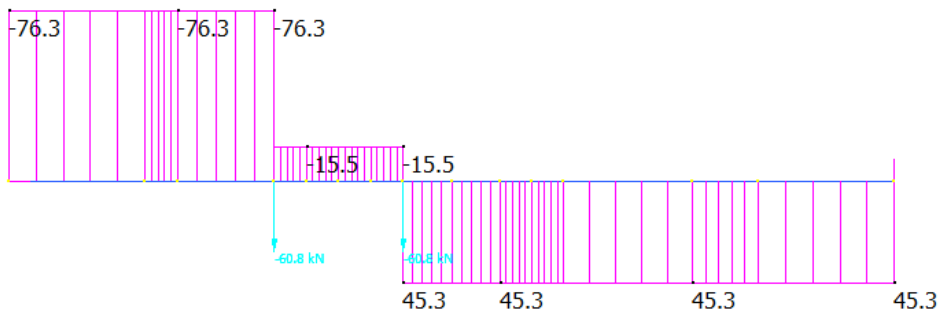
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-345.5	0.0
	[Bm:9]	[Bm:2]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-76.3	45.3
	[Bm:7]	[Bm:14]



10.2.5 Sollecitazioni caratteristiche

Di seguito si riportano le sollecitazioni caratteristiche relative alle varie sezioni.

Sez. 1

X=0.00m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		150.00	0.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		80.00	0.00
Ritiro iper		0.00	0.00
Traffico		455.00	0.00
ΔT Diff iper		0.00	0.00
Cedim.			
Vento		0.00	0.00
Fatica+		76.00	0.00
Fatica-			

Sez. 2

X=6.875m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		0.00	516.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		0.00	219.00
Ritiro iper	0.00	0.00	0.00
Traffico		55.00	1,837.00
ΔT Diff iper	0.00	0.00	0.00
Cedim.			
Vento		0.00	0.00
Fatica+		45.00	345.00
Fatica-		-15.00	0.00

10.2.6 Sollecitazioni combinate

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni. La combinazione di massima compressione è dimensionante per la piattabanda superiore e la stabilità delle anime mentre la massima trazione è dimensionante per la piattabanda inferiore. Nelle combinazioni il delta termico differenziale è considerato di contrazione concorde con il ritiro oppure in caso di ritiro assente, di segno opposto.

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+1.2 ritiro+(1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLU di massima trazione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+0 ritiro - (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLE rara di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE rara di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE frequente di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Combinazione SLE frequente di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Nella prima colonna è riportata la fase di calcolo, nella seconda lo sforzo assiale sulla trave, nella terza il taglio sulla trave e nella quarta il momento flettente sulla trave. Nell'ultima colonna sono indicati i coefficienti di combinazione per variazione termica e ritiro. Le unità di misura delle tabelle sono Newton per le forze e metri per le lunghezze. I segni dei momenti delle seguenti tabelle sono contrari rispetto la convenzione generale, ossia positivi se tendono le fibre superiori e negativi quelle inferiori, in quanto il software Ponti EC4 richiede questa condizione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
143 di 235**10.2.6.1 SLU****Sez. 1**

Max compressione metallo (M=-Mmax) X=0.00m			
Fase1	0	202,500	0
Fase2a	0	108,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	614,250	0
			1.2
			0.72
Max trazione metallo (M+=Mmin) X=0.00m			
Fase1	0	202,500	0
Fase2a	0	108,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	614,250	0
			-0.72

Sez. 2

Max compressione metallo (M=-Mmax) X=6.875m			
Fase1	0	0	-696,600
Fase2a	0	0	-295,650
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	74,250	-2,479,950
			1.2
			0.72
Max trazione metallo (M+=Mmin) X=6.875m			
Fase1	0	0	-696,600
Fase2a	0	0	-295,650
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	74,250	-2,479,950
			-0.72

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
144 di 235**10.2.6.2 SLE RARE****Sez. 1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0	
Fase2a	0	80,000	0	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.6
Fase3b	0	455,000	0	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0	
Fase2a	0	80,000	0	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.6
Fase3b	0	455,000	0	

Sez. 2

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000	
Fase2a	0	0	-219,000	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.6
Fase3b	0	55,000	-1,837,000	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000	
Fase2a	0	0	-219,000	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.6
Fase3b	0	55,000	-1,837,000	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
145 di 235**10.2.6.3 SLE FREQUENTI****Sez. 1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0		
Fase2a	0	80,000	0		
Fase2b	0	0	0	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	0.5	
Fase3b	0	341,250	0		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0		
Fase2a	0	80,000	0		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	-0.5	
Fase3b	0	341,250	0		

Sez. 2

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000		
Fase2a	0	0	-219,000		
Fase2b	0	0	0	1	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	0.5	
Fase3b	0	41,250	-1,377,750		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000		
Fase2a	0	0	-219,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	-0.5	
Fase3b	0	41,250	-1,377,750		

10.2.6.4 SL FATICA**Sez. 1**

Massima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0
Fase2a	0	80,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	76,000	0
Minima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	150,000	0
Fase2a	0	80,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

Sez. 2

Massima sollecitazione		X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000
Fase2a	0	0	-219,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	45,000	-345,000
Minima sollecitazione		X=6.875m	
Fase1	0	0	-516,000
Fase2a	0	0	-219,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-15,000	0

10.3 Verifiche strutturali**10.3.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni**

	S1	S2
Altezza sezione H	810	969
Piattabanda superiore	450x25	450x25
Anima	14	14
Piattabanda inferiore	500x40	500x40
stiffner verticale	doppio 200x20	singolo 200x20
stiffner longitudinale	-	-

Sezione appoggio - Sez 1 – x=0.00

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	4.168E+4	7.614E+4	7.614E+4	7.614E+4	1.421E+5	4.314E+4
zG	328.08	599.29	599.29	599.29	750.52	350.15
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	4.937E+9	1.186E+10	1.186E+10	1.186E+10	1.59E+10	5.537E+9
Wy,0	-1.505E+7	-1.979E+7	-1.979E+7	-1.979E+7	-2.119E+7	-1.581E+7
Wy,1	-1.714E+7	-2.121E+7	-2.121E+7	-2.121E+7	-2.238E+7	-1.785E+7
Wy,3	1.081E+7	6.387E+7	6.387E+7	6.387E+7	4.613E+8	1.273E+7
Wy,4	1.024E+7	5.629E+7	5.629E+7	5.629E+7	2.674E+8	1.204E+7
Wy,5	--	5.629E+7	5.629E+7	5.629E+7	2.674E+8	1.204E+7
Wy,6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7	--	3.115E+7	3.115E+7	3.115E+7	6.93E+7	8.791E+6
Wy,8	--	2.691E+7	2.691E+7	2.691E+7	5.494E+7	8.026E+6
Sy,1	6.162E+6	1.159E+7	1.159E+7	1.159E+7	1.461E+7	6.603E+6
Sy,2	6.742E+6	1.378E+7	1.378E+7	1.378E+7	1.814E+7	7.276E+6
Sy,3	5.281E+6	1.353E+7	1.353E+7	1.353E+7	1.814E+7	5.953E+6
Sy,4	-9.313E-10	1.13E+7	1.13E+7	1.13E+7	1.761E+7	9.198E+5
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=6.875

Caratteristiche geometriche lorde

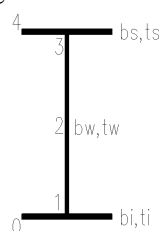
	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	4.391E+4	8.801E+4	8.801E+4	8.801E+4	1.698E+5	4.712E+4
zG	396.01	742.8	742.8	742.8	907.14	446.74
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	7.344E+9	1.807E+10	1.807E+10	1.807E+10	2.336E+10	8.998E+9
Wy.0	-1.854E+7	-2.433E+7	-2.433E+7	-2.433E+7	-2.576E+7	-2.014E+7
Wy.1	-2.063E+7	-2.571E+7	-2.571E+7	-2.571E+7	-2.694E+7	-2.212E+7
Wy.3	1.34E+7	8.981E+7	8.981E+7	8.981E+7	6.338E+8	1.81E+7
Wy.4	1.282E+7	7.988E+7	7.988E+7	7.988E+7	3.777E+8	1.723E+7
Wy.5	--	7.988E+7	7.988E+7	7.988E+7	3.777E+8	1.723E+7
Wy.6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy.7	--	4.561E+7	4.561E+7	4.561E+7	1.008E+8	1.3E+7
Wy.8	--	3.961E+7	3.961E+7	3.961E+7	8.005E+7	1.196E+7
Sy.1	7.52E+6	1.446E+7	1.446E+7	1.446E+7	1.774E+7	8.535E+6
Sy.2	8.407E+6	1.791E+7	1.791E+7	1.791E+7	2.301E+7	9.693E+6
Sy.3	6.305E+6	1.763E+7	1.763E+7	1.763E+7	2.3E+7	7.962E+6
Sy.4	1.863E-9	1.523E+7	1.523E+7	1.523E+7	2.244E+7	2.227E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

10.3.2 Verifiche Flessionali SLU

Essendo le sezioni della trave in classe 3 le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni su sezione efficace (le cui caratteristiche sono dichiarate nel capitolo precedente) con la tensione di confronto $f_{yd}=335/1.05=319$ MPa.

	Sezione S1		Sezione S2	
	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max comp.
σ_4	0	0	-96	-53
σ_3	0	0	-89	-47
σ_2	0	0	-25	11
σ_1	0	0	141	136
σ_0	0	0	151	144

Il valori delle tensioni sono riferiti alla seguente figura



Tutte le tensioni sono inferiori a 319 Mpa, pertanto le verifiche flessionali si ritengono tutte soddisfatte.

10.3.3 Verifiche a taglio SLU

10.3.3.1 Sezione S1

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.443E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
53.214	>	48.783

=> Verifica **NECESSARIA**

a/hw= 9.228 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.387

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.232E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.142E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 9.055E+4 \text{ N}$$

chiw= 1.102 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.753 MEd,eq= 0E+00 Nm
c= 2851.26 Mf,Rd= -6.984E+6 Nm
taucr= 361.44 N/mm² MEd/MfRd= 0

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.41 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.43 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

10.3.3.2 Sezione S2

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2.965E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	>	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
64.571	>	48.884

=> Verifica **NECESSARIA**

a/hw= 7.605 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.409

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.228E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 2.146E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 8.203E+4 \text{ N}$$

chiw= 0.91 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.912 MEd,eq= -3.892E+6 Nm
c= 2487.912 Mf,Rd= -8.502E+6 Nm
taucr= 246.49 N/mm² MEd/MfRd= 0.458

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{\min(V_{b,Rd}, V_{pl,Rd})} = 0.03 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.46 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.03 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

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

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

max η assoluto

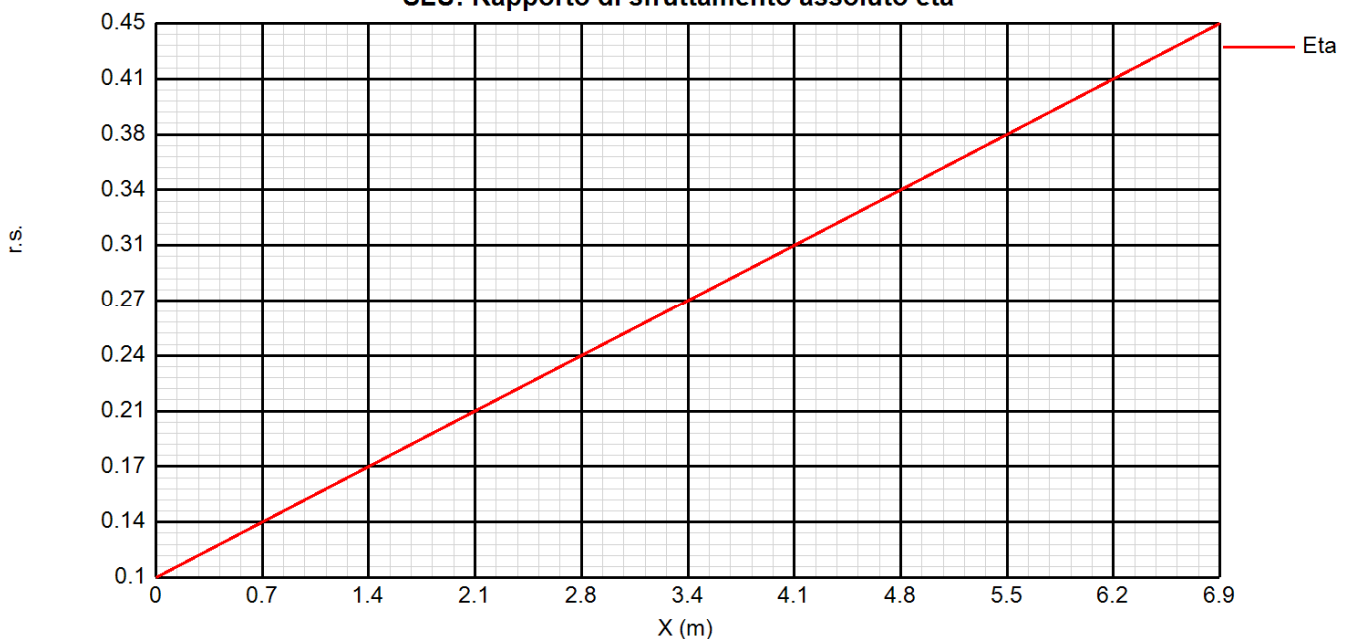
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

max η_1 / η_1

Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

max η_3

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

SLU: Rapporto di sfruttamento assoluto eta

Doc. N.

Progetto
INOR

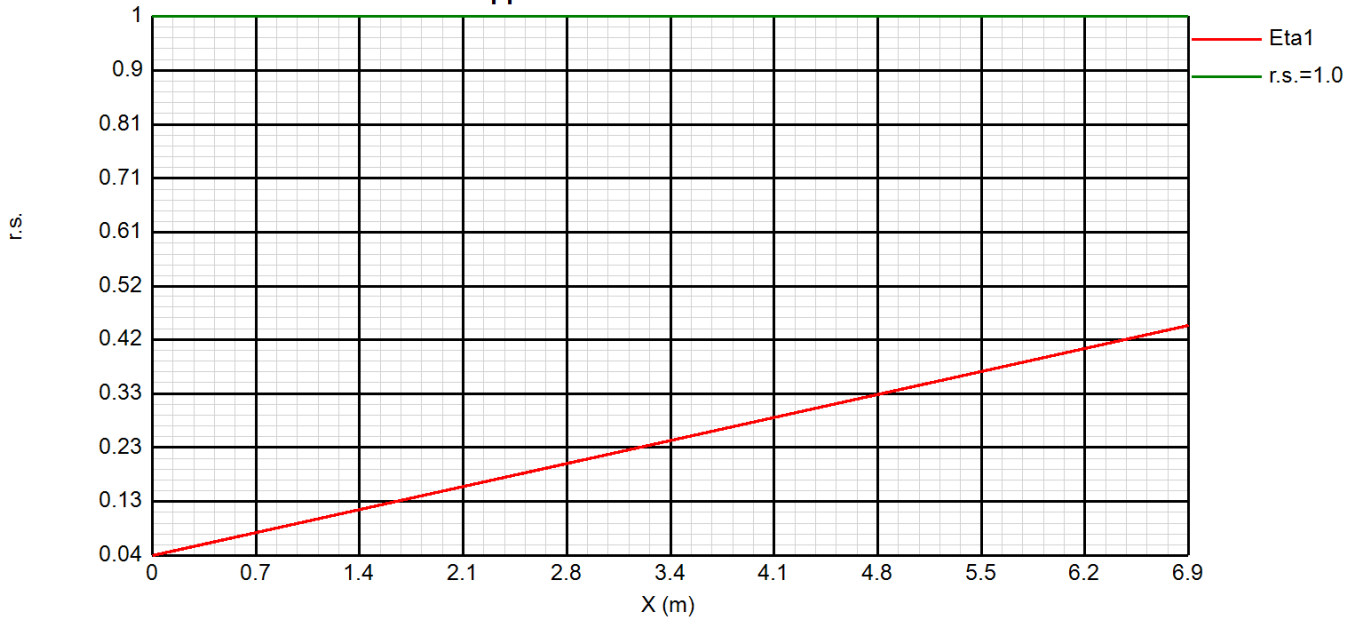
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

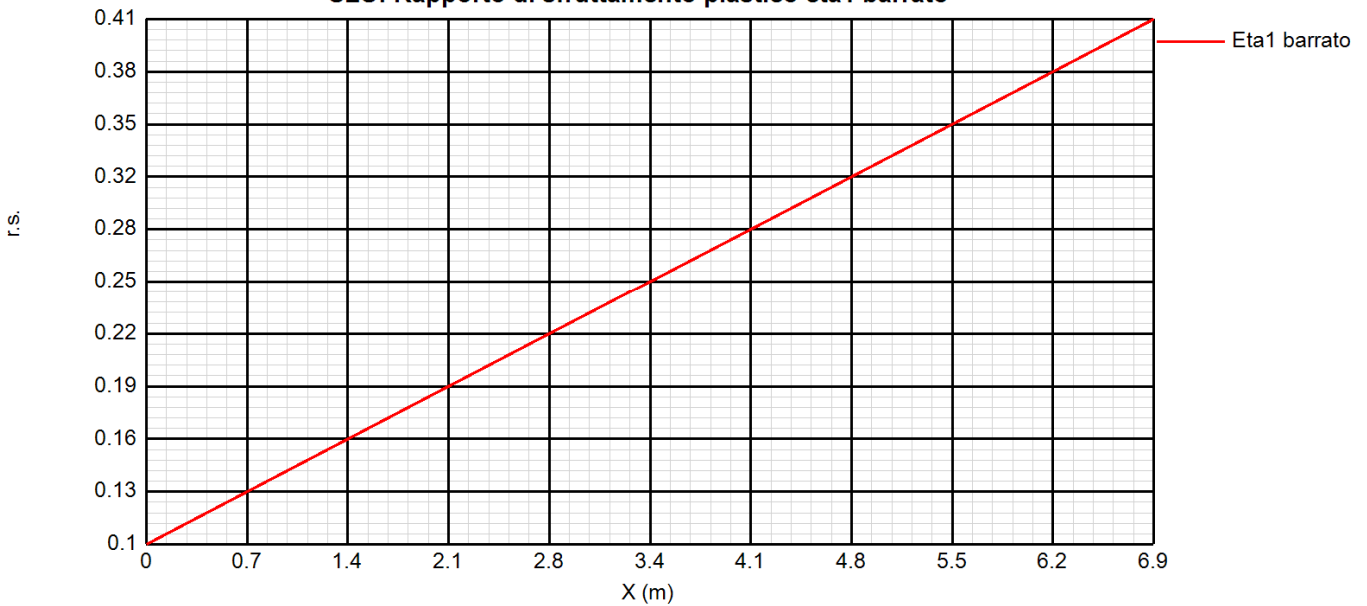
Rev.
A

Foglio
151 di 235

SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato



Doc. N.

Progetto
INOR

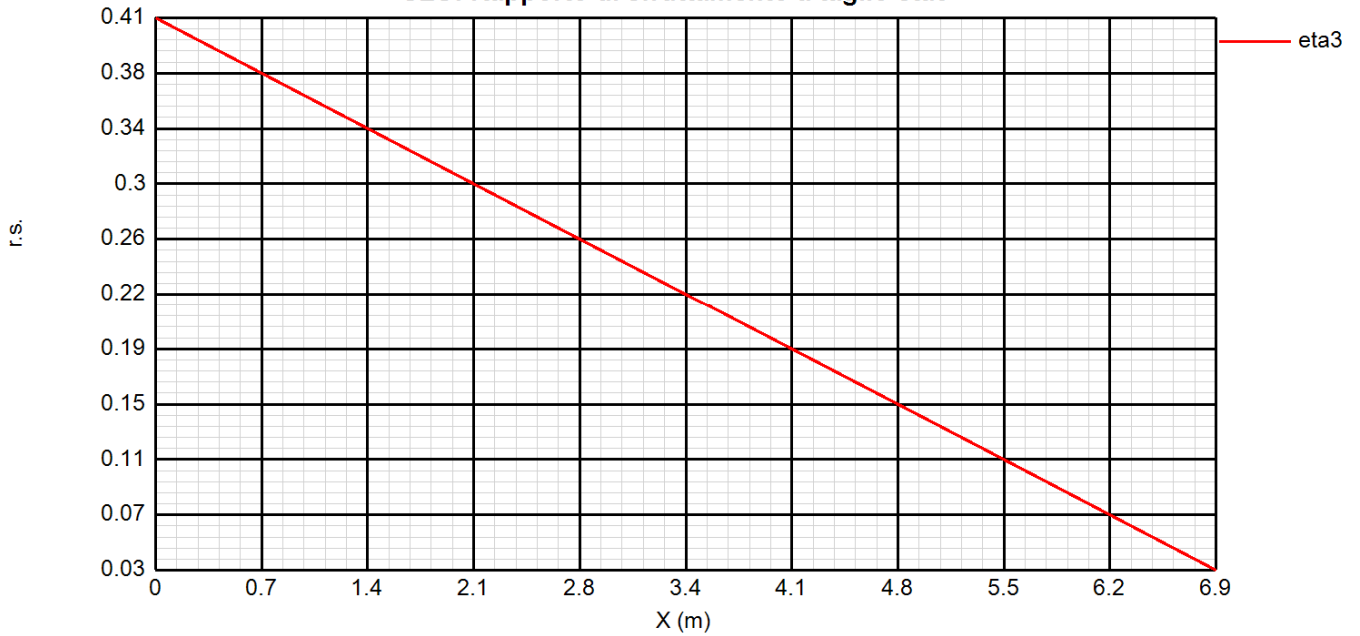
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

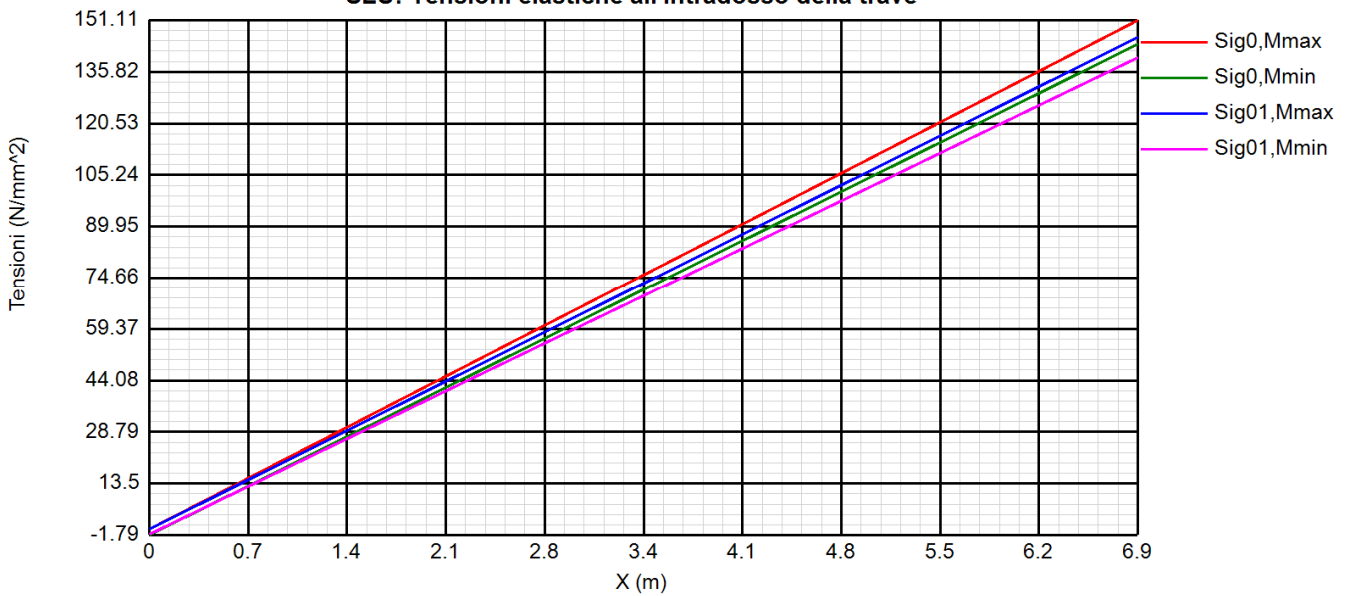
Rev.
A

Foglio
152 di 235

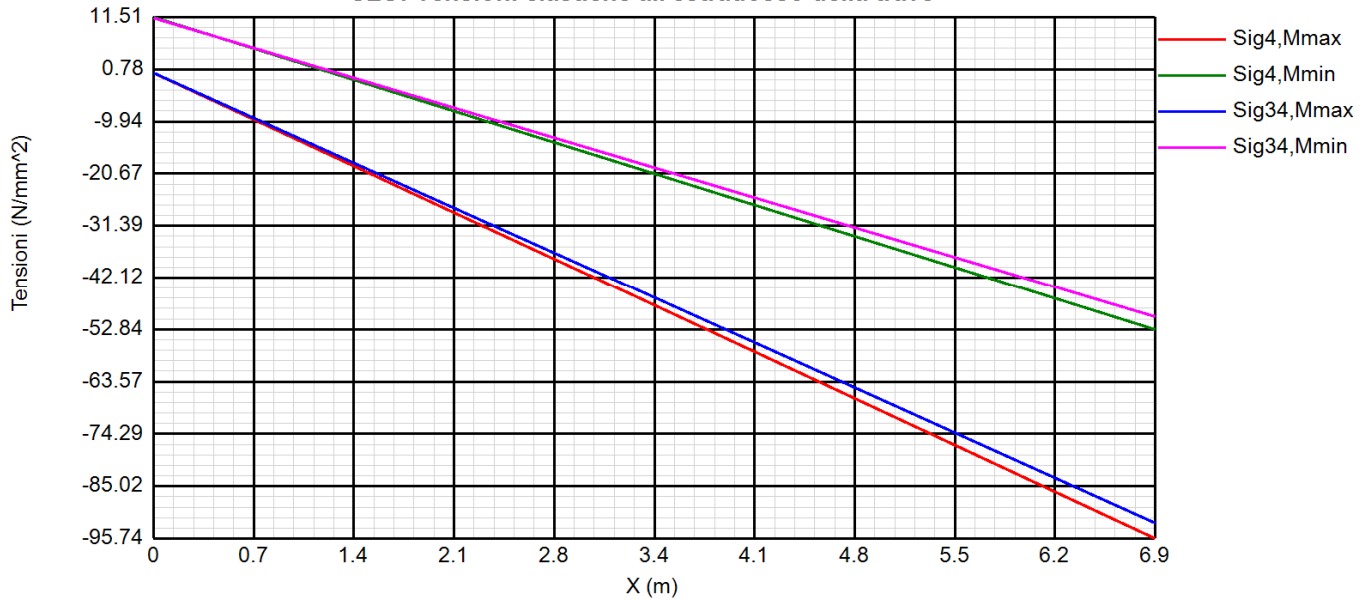
SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3



SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave



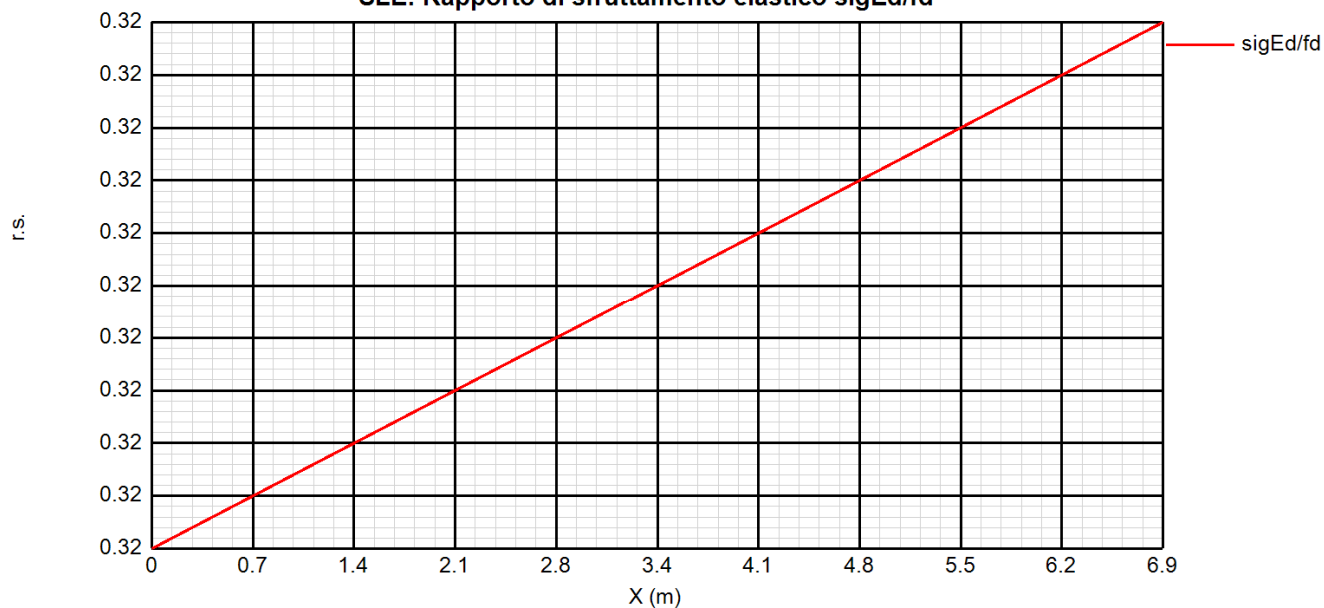
SLU: Tensioni elastiche all'estradosso della trave



Come è possibile notare, in tutti i casi, i rapporti di sfruttamento sono ampiamente al di sotto dell'unità.

10.3.5 SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento

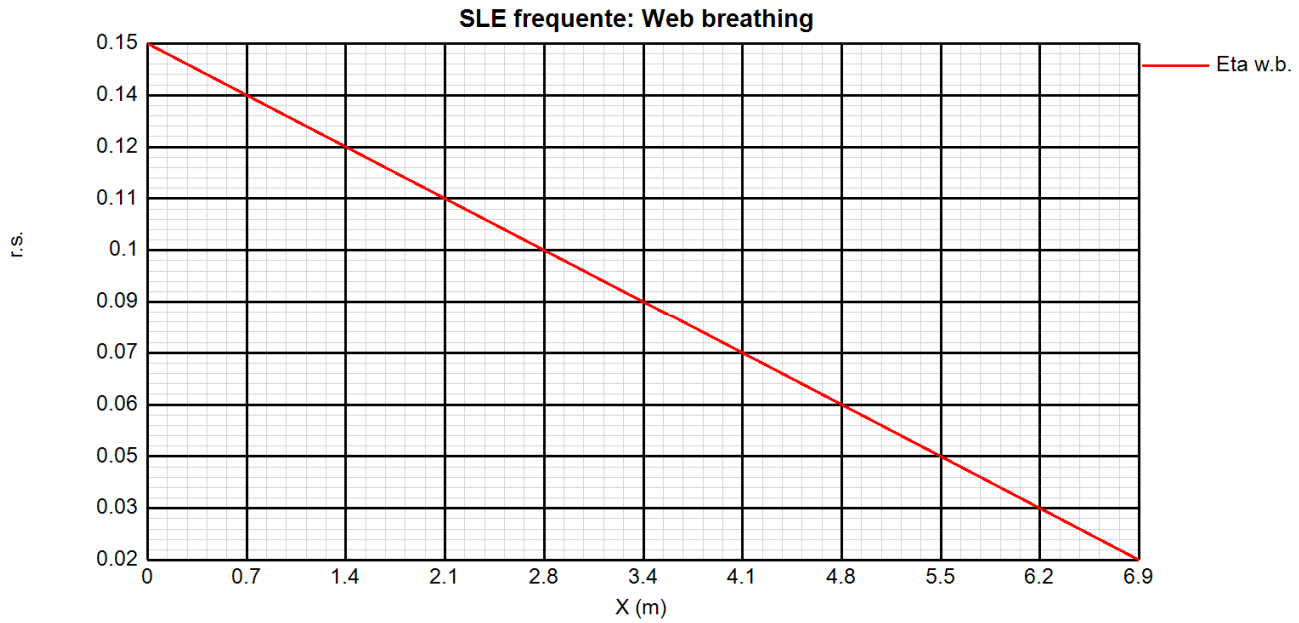
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.

SLE: Rapporto di sfruttamento elastico sigEd/fd

La verifica risulta essere soddisfatta.

10.3.6 SLE frequente – 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.

Di seguito si riportano nel dettaglio le verifiche a fatica eseguite sezione per sezione:

Sezione appoggio - Sez 1 – x=0.00

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	745
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
SigcrOE	67.1
Tau,Ed	49.08
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	0.77
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.39
KTausl	0
Web Bre...	0.149
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.149

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=6.875

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	904
Sigma,sup	-43.12
Sigma,inf	84.67
Sigma,Ed	43.12
KSig	52.52
SigcrOE	45.57
Tau,Ed	2.68
SigCr(P)	2393.46
SigCr(C)	0.77
Csi	1
SigCr	2393.46
KTau	5.41
KTausl	0
Web Bre...	0.022
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

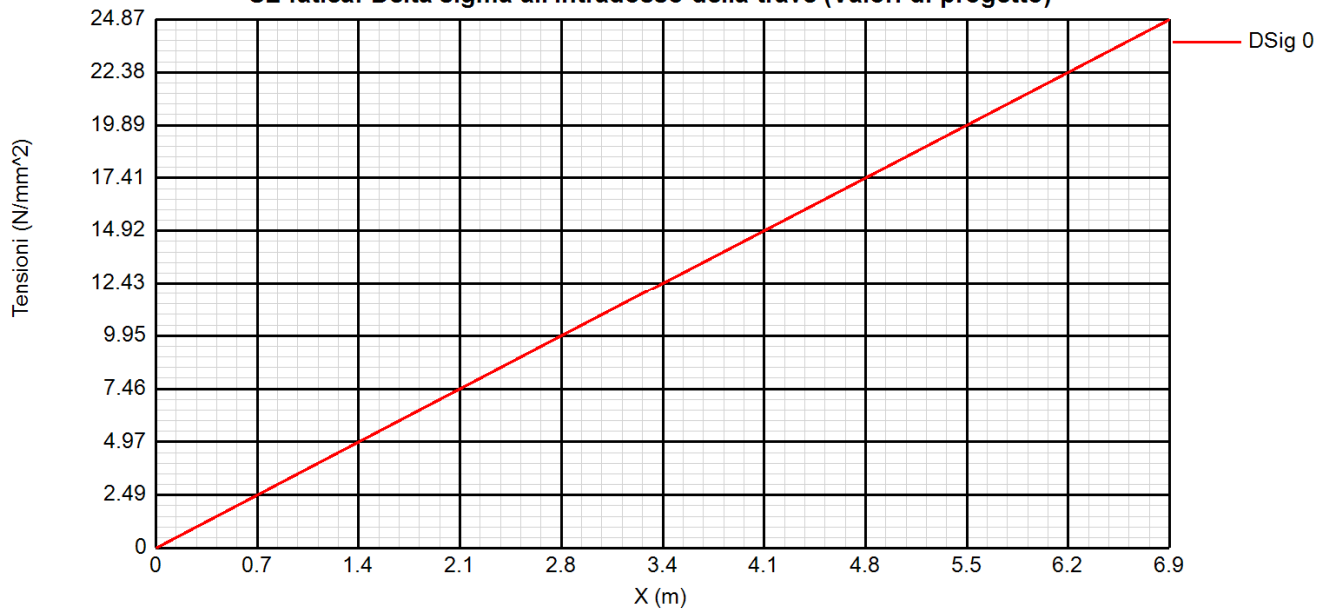
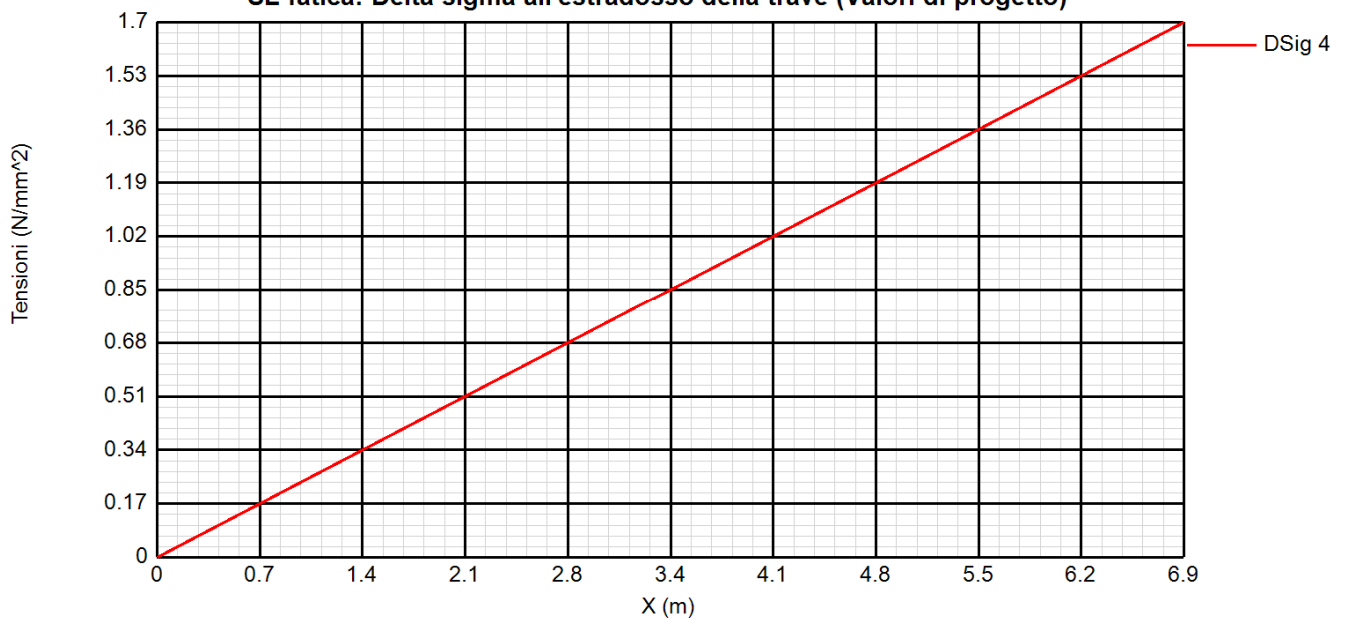
Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

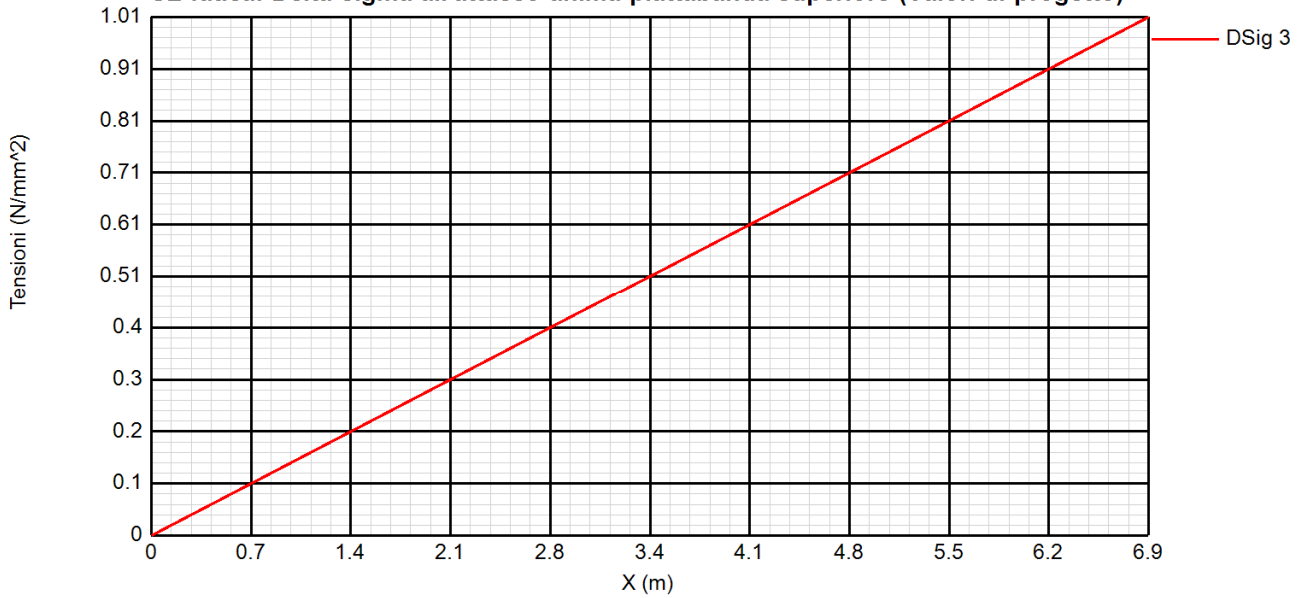
VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.022

10.3.7 Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma_E$

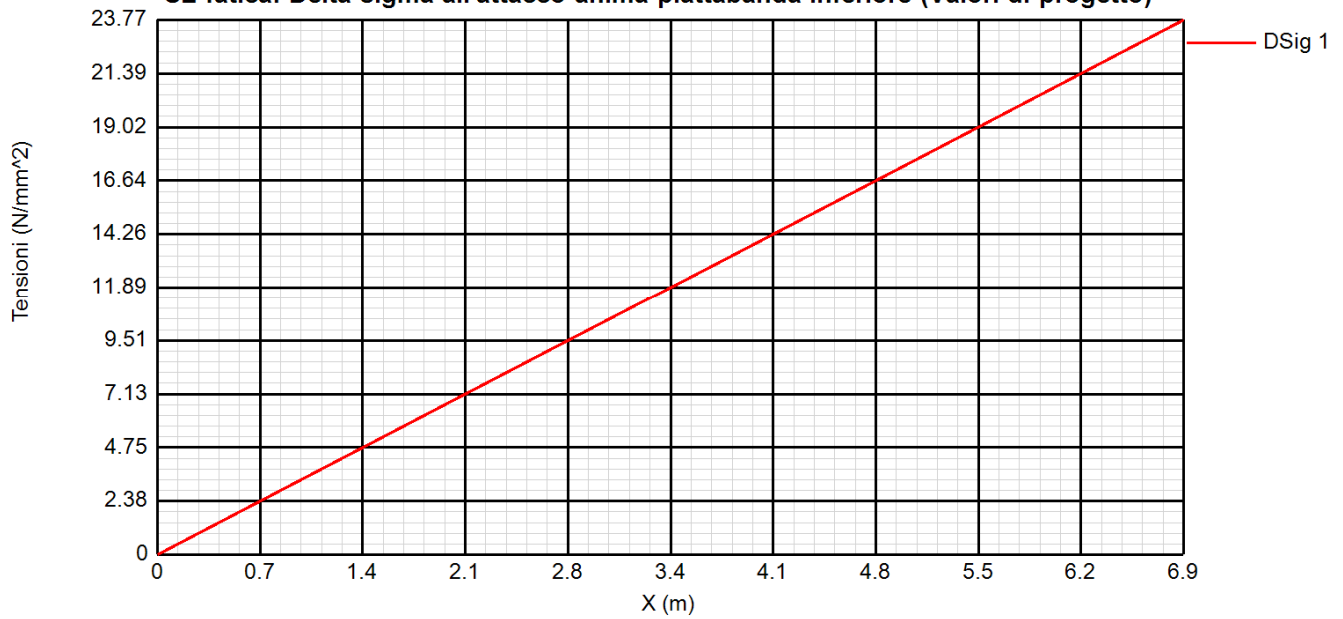
I grafici sottostanti rappresentano l'andamento dell'ampiezza $\square\square_E$, rilevata in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.

SL fatica: Delta sigma all'intradosso della trave (Valori di progetto)**SL fatica: Delta sigma all'estradosso della trave (Valori di progetto)**

SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda superiore (Valori di progetto)



SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda inferiore (Valori di progetto)



10.3.8 Verifica delle piolature SLU

Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 783 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	1.08E+5	1.13E+7	1.186E+10	102.9
2b	0E+00	1.13E+7	1.186E+10	0
2c	0E+00	1.13E+7	1.186E+10	0
3a	0E+00	1.761E+7	1.59E+10	0
3b	6.142E+5	1.761E+7	1.59E+10	680.1
Tot				783

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=6.875

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 71 < n * P_{Rd} = 1095 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
2b	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
2c	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
3a	0E+00	2.244E+7	2.336E+10	0
3b	7.425E+4	2.244E+7	2.336E+10	71.3
Tot				71.3

10.3.9 Verifica delle piolature SLE**Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 580 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTAd= 22 mm n = 15 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm²h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	8E+4	1.13E+7	1.186E+10	76.2
2b	0E+00	1.13E+7	1.186E+10	0
2c	0E+00	1.13E+7	1.186E+10	0
3a	0E+00	1.761E+7	1.59E+10	0
3b	4.55E+5	1.761E+7	1.59E+10	503.8
Tot				580

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=6.875

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 53 < K_s * n * P_{Rd} = 657 \text{ N/mm}$$

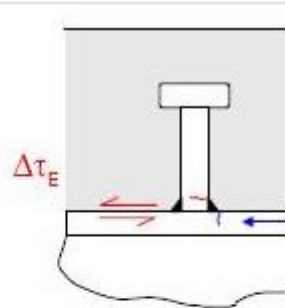
VERIFICA ELASTICA SODDISFATTAd= 22 mm n = 10 N*pioli/m Ecm= 34077 N/mm²h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
2b	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
2c	0E+00	1.523E+7	1.807E+10	0
3a	0E+00	2.244E+7	2.336E+10	0
3b	5.5E+4	2.244E+7	2.336E+10	52.8
Tot				52.8

10.3.10 Verifica delle piolature SL Fatica**Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00**

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	18.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 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 + 0.21 = 0.21 < 1.3

**VERIFICA SODDISFATTA**

$$\Delta \sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_E = \lambda \quad \Delta \sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \tau_c = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \tau_E = \lambda_v \quad \Delta \tau_p = 18.79 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \tau_p = 14.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.512 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.857 < 2.375 \text{ (Campata)}$$

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.753 \times 1 \times 1.09 = 1.273$$

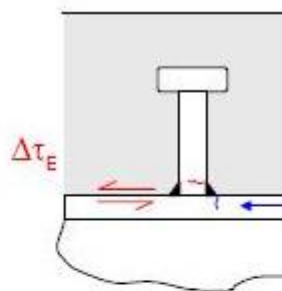
$$\text{Pioli: } \gamma_{FF} = 1 \quad \gamma_{Mf,s} = 1$$

$$\text{Carpenteria: } \gamma_{FF} = 1 \quad \gamma_{Mf} = 1.35$$

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=6.875

Pioli

$\gamma_{FF} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	19.3 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	1.7 < 59.3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.03 + 0.21 = 0.24 < 1.3 (*)

**VERIFICA SODDISFATTA**

(*) Verifiche non significative (Flangia

$$\Delta \sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_E = \lambda \quad \Delta \sigma_p = 1.7 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma_p = 0.91 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \tau_c = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \tau_E = \lambda_v \quad \Delta \tau_p = 19.3 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \tau_p = 15.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.512 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.857 < 2.375 \text{ (Campata)}$$

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.753 \times 1 \times 1.09 = 1.273$$

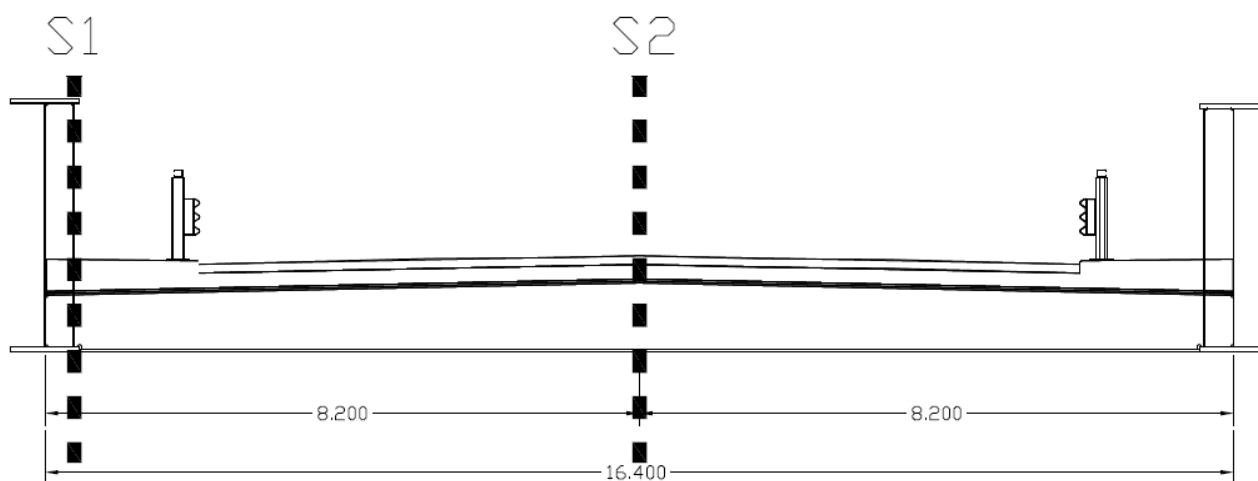
$$\text{Pioli: } \gamma_{FF} = 1 \quad \gamma_{Mf,s} = 1$$

$$\text{Carpenteria: } \gamma_{FF} = 1 \quad \gamma_{Mf} = 1.35$$

11. TRAVERSO DI SPALLA

11.1 Sezioni di verifica significative

Essendo il traverso di spalla inclinato planimetricamente rispetto l'asse del ponte, risulta che la luce di calcolo è pari a 16.40m.



Definendo un ipotetico sistema di riferimento con asse "x" in direzione dello sviluppo trasversale dell'impalcato, con origine sul filo interno della piattabanda della trave principale, le sezioni di verifica prese in considerazione per il traverso sono le seguenti:

- Sez 1 - $x = 0.00$ m (sezione di appoggio)
- Sez 2 - $x = 8.20$ m (sezione di mezzeria)

Doc. N.

Progetto
INOR

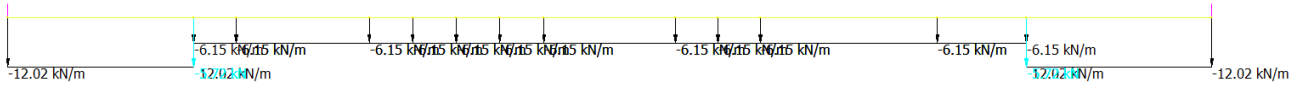
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

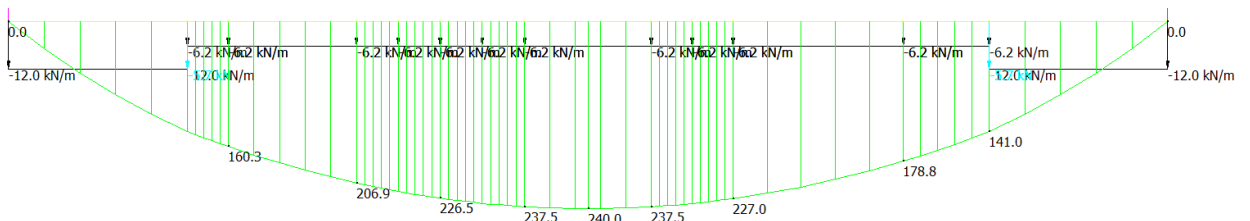
Foglio
164 di 235

11.2.2 Diagrammi di sollecitazione carichi permanenti portati



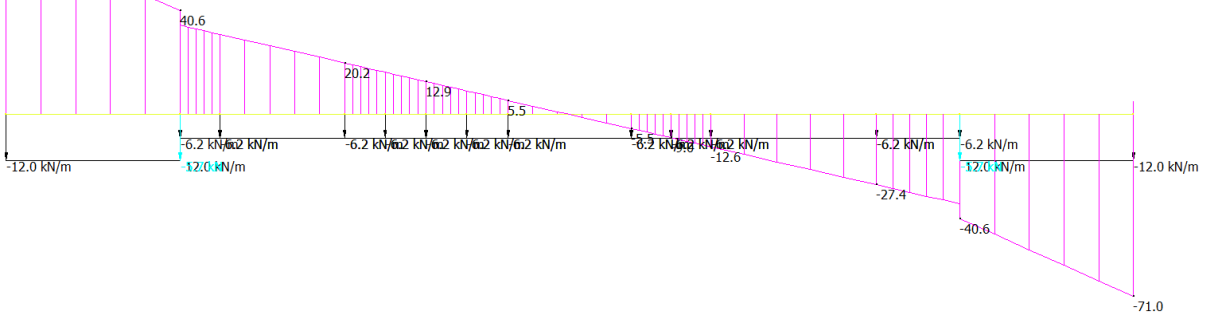
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.0	240.0
	[Bm:44]	[Bm:54]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-71.0	71.0
	[Bm:44]	[Bm:42]



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

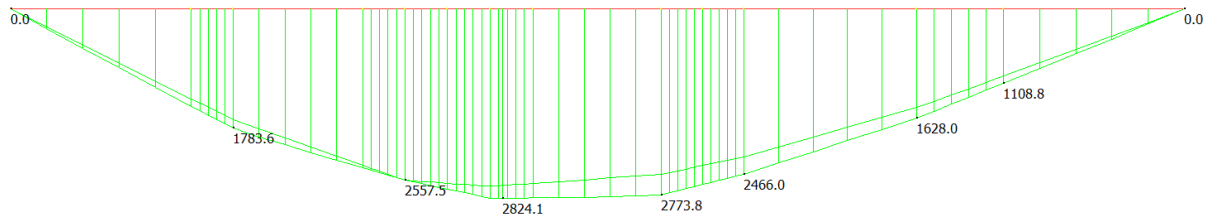
Foglio
165 di 235

11.2.3 Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (traffico)

Si riporta di seguito l'involuppo dei carichi da traffico.

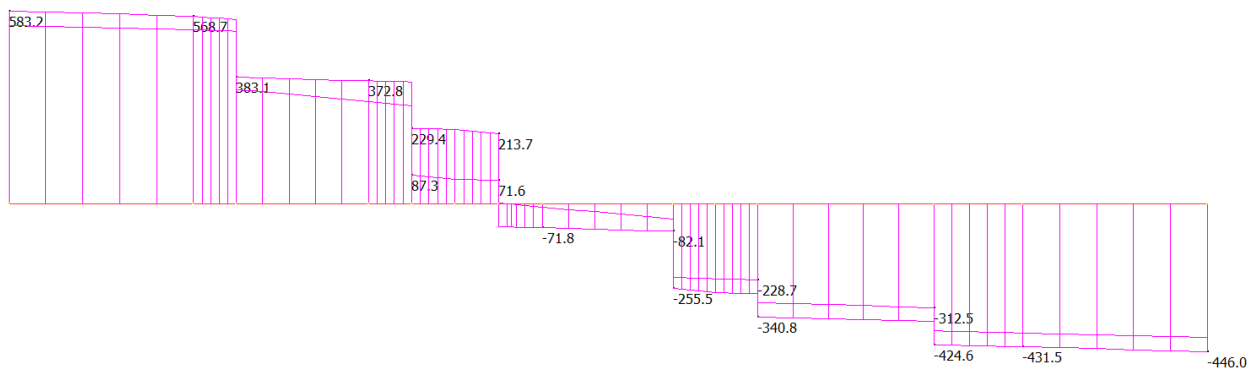
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.0	2824.1
	[Bm:15]	[Bm:20]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-446.0	583.2
	[Bm:17]	[Bm:15]



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

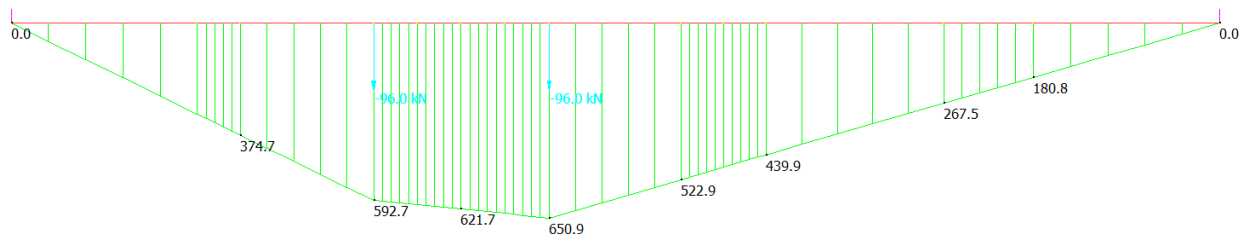
Foglio
166 di 235

11.2.4 Diagrammi di sollecitazione carichi accidentali (fatica)



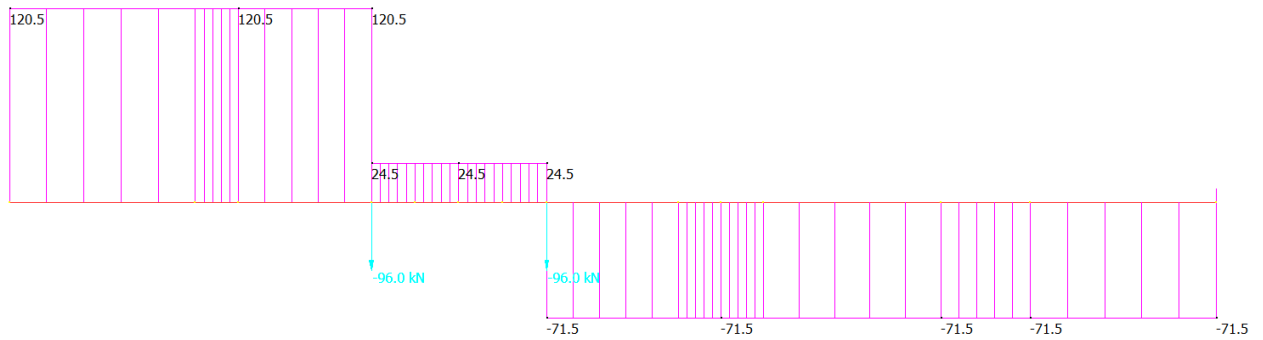
Momento flettente [kNm]

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.0	650.9
	[Bm:15]	[Bm:20]



Taglio [kN]

	MIN	MAX
SF2(kN)	-71.5	120.5
	[Bm:21]	[Bm:18]



11.2.5 Sollecitazioni caratteristiche

Di seguito si riportano le sollecitazioni caratteristiche relative alle varie sezioni.

Sez. 1

X=0.00m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		149.00	0.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		71.00	0.00
Ritiro iper		0.00	0.00
Traffico		583.00	0.00
ΔT Diff iper		0.00	0.00
Cedim.			
Vento		0.00	0.00
Fatica+		120.00	0.00
Fatica-			

Sez. 2

X=8.20m

	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
PP Acciaio			
PP Soletta			
Strutturali		0.00	612.00
DISTORSIONE		0.00	0.00
Perm. Portati		0.00	240.00
Ritiro iper	0.00	0.00	0.00
Traffico		72.00	2,824.00
ΔT Diff iper	0.00	0.00	0.00
Cedim.			
Vento		0.00	0.00
Fatica+		71.00	651.00
Fatica-		-24.00	0.00

11.2.6 Sollecitazioni combinate

Si sono combinate le sollecitazioni elementari riportate nel paragrafo precedente al fine di massimizzare le sollecitazioni nelle diverse sezioni. La combinazione di massima compressione è dimensionante per la piattabanda superiore e la stabilità delle anime mentre la massima trazione è dimensionante per la piattabanda inferiore. Nelle combinazioni il delta termico differenziale è considerato di contrazione concorde con il ritiro oppure in caso di ritiro assente, di segno opposto.

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+1.2 ritiro+(1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLU di massima trazione:

1.35 Pesi strutturali+1.35 Pesi portati+0 ritiro - (1.2 x0.6) Delta termico+1.35 Traffico+(1.5x0.6) vento

Combinazione SLE rara di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE rara di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.6 vento

Combinazione SLE frequente di massima compressione:

Pesi strutturali + Pesi portati+ ritiro + 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Combinazione SLE frequente di massima trazione:

Pesi strutturali + Pesi portati +0 ritiro - 0.6 Delta termico + Traffico+ 0.2 vento

Sono state prese in considerazione due condizioni di sollecitazione di momento massimo e di momento minimo tale da massimizzare o minimizzare la trazione/compressione nella piattabanda superiore o inferiore. In particolare, è stata considerata la condizione di ritiro concomitante alla variazione termica concorde (raffreddamento soletta rispetto travi di impalcato), corrispondente alla condizione Mmax, e la condizione opposta di ritiro assente e variazione termica equivalente ad un riscaldamento della soletta, corrispondente ad Mmin.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
169 di 235**11.2.6.1 SLU****Sez. 1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=0.00m	
Fase1	0	201,150	0		
Fase2a	0	95,850	0		
Fase2b	0	0	0	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	0.72	
Fase3b	0	787,050	0		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=0.00m	
Fase1	0	201,150	0		
Fase2a	0	95,850	0		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	-0.72	
Fase3b	0	787,050	0		

Sez. 2

Max compressione metallo (M-=Mmax)				X=8.20m	
Fase1	0	0	-826,200		
Fase2a	0	0	-324,000		
Fase2b	0	0	0	1.2	
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	0.72	
Fase3b	0	97,200	-3,812,400		
Max trazione metallo (M+=Mmin)				X=8.20m	
Fase1	0	0	-826,200		
Fase2a	0	0	-324,000		
Fase2b	0	0	0		
Fase2c	0	0	0		
Fase3a	0	0	0	-0.72	
Fase3b	0	97,200	-3,812,400		

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
170 di 235**11.2.6.2 SLE RARE****Sez. 1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0	
Fase2a	0	71,000	0	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.6
Fase3b	0	583,000	0	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0	
Fase2a	0	71,000	0	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.6
Fase3b	0	583,000	0	

Sez. 2

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000	
Fase2a	0	0	-240,000	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.6
Fase3b	0	72,000	-2,824,000	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000	
Fase2a	0	0	-240,000	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.6
Fase3b	0	72,000	-2,824,000	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
171 di 235**11.2.6.3 SLE FREQUENTI****Sez. 1**

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0	
Fase2a	0	71,000	0	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.5
Fase3b	0	437,250	0	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0	
Fase2a	0	71,000	0	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.5
Fase3b	0	437,250	0	

Sez. 2

Max compressione metallo (M-=Mmax)			X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000	
Fase2a	0	0	-240,000	
Fase2b	0	0	0	1
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	0.5
Fase3b	0	54,000	-2,118,000	
Max trazione metallo (M+=Mmin)			X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000	
Fase2a	0	0	-240,000	
Fase2b	0	0	0	
Fase2c	0	0	0	
Fase3a	0	0	0	-0.5
Fase3b	0	54,000	-2,118,000	

11.2.6.4 SL FATICA**Sez. 1**

Massima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0
Fase2a	0	71,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	120,000	0
Minima sollecitazione		X=0.00m	
Fase1	0	149,000	0
Fase2a	0	71,000	0
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	0	0

Sez. 2

Massima sollecitazione		X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000
Fase2a	0	0	-240,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	71,000	-651,000
Minima sollecitazione		X=8.20m	
Fase1	0	0	-612,000
Fase2a	0	0	-240,000
Fase2b	0	0	0
Fase2c	0	0	0
Fase3a	0	0	0
Fase3b	0	-24,000	0

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
173 di 235

11.3 Verifiche strutturali

11.3.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni

	S1	S2
Altezza sezione H	790	936
Piattabanda superiore	600x25	600x25
Anima	20	20
Piattabanda inferiore	650x50	650x50
stiffner verticale	doppio 200x20	singolo 200x15
stiffner longitudinale	-	-

Sezione appoggio - Sez 1 – x=0.00

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A eff	6.164E+4	9.757E+4	9.757E+4	9.757E+4	1.664E+5	6.317E+4
zG eff	299.61	530.74	530.74	530.74	693.79	316.01
DeltazG	4.45	1.51	1.51	1.51	0.35	4.2
Jy eff	6.905E+9	1.601E+10	1.601E+10	1.601E+10	2.258E+10	7.593E+9
Wy,0 eff	-2.305E+7	-3.016E+7	-3.016E+7	-3.016E+7	-3.255E+7	-2.403E+7
Wy,1 eff	-2.766E+7	-3.329E+7	-3.329E+7	-3.329E+7	-3.507E+7	-2.854E+7
Wy,3 eff	1.423E+7	6.295E+7	6.295E+7	6.295E+7	2.476E+8	1.619E+7
Wy,4 eff	1.353E+7	5.731E+7	5.731E+7	5.731E+7	1.943E+8	1.537E+7
Wy,5 eff	---	5.731E+7	5.731E+7	5.731E+7	1.943E+8	1.537E+7
Wy,6 eff	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7 eff	---	3.563E+7	3.563E+7	3.563E+7	7.89E+7	1.144E+7
Wy,8 eff	---	3.143E+7	3.143E+7	3.143E+7	6.522E+7	1.049E+7
Sy,1 eff	8.925E+6	1.644E+7	1.644E+7	1.644E+7	2.174E+7	9.458E+6
Sy,2 eff	9.548E+6	1.875E+7	1.875E+7	1.875E+7	2.588E+7	1.017E+7
Sy,3 eff	7.192E+6	1.81E+7	1.81E+7	1.81E+7	2.58E+7	7.966E+6
Sy,4 eff	3.873E-292	1.425E+7	1.425E+7	1.425E+7	2.43E+7	1.011E+6
nE eff	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=8.20

Caratteristiche geometriche efficaci

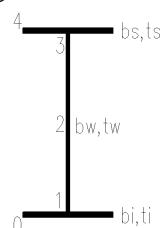
	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A eff	6.482E+4	1.121E+5	1.121E+5	1.121E+5	1.939E+5	7.126E+4
zG eff	362.74	670.25	670.25	670.25	844.73	432.83
DeltazG	5.05	1.41	1.41	1.41	0.32	4.05
Jy eff	1.032E+10	2.504E+10	2.504E+10	2.504E+10	3.35E+10	1.385E+10
Wy,0 eff	-2.845E+7	-3.736E+7	-3.736E+7	-3.736E+7	-3.966E+7	-3.199E+7
Wy,1 eff	-3.3E+7	-4.038E+7	-4.038E+7	-4.038E+7	-4.215E+7	-3.617E+7
Wy,3 eff	1.775E+7	9.148E+7	9.148E+7	9.148E+7	3.375E+8	2.709E+7
Wy,4 eff	1.702E+7	8.383E+7	8.383E+7	8.383E+7	2.696E+8	2.583E+7
Wy,5 eff	---	8.383E+7	8.383E+7	8.383E+7	2.696E+8	2.583E+7
Wy,6 eff	---	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy,7 eff	---	5.343E+7	5.343E+7	5.343E+7	1.138E+8	1.961E+7
Wy,8 eff	---	4.736E+7	4.736E+7	4.736E+7	9.456E+7	1.807E+7
Sy,1 eff	1.098E+7	2.097E+7	2.097E+7	2.097E+7	2.664E+7	1.325E+7
Sy,2 eff	1.195E+7	2.482E+7	2.482E+7	2.482E+7	3.296E+7	1.472E+7
Sy,3 eff	8.576E+6	2.407E+7	2.407E+7	2.407E+7	3.286E+7	1.211E+7
Sy,4 eff	5.308E-292	1.993E+7	1.993E+7	1.993E+7	3.124E+7	4.543E+6
nE eff	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

11.3.2 Verifiche Flessionali SLU

Essendo le sezioni della trave in classe 4 le verifiche saranno condotte con il metodo elastico, confrontando le tensioni su sezione efficace (le cui caratteristiche sono dichiarate nel capitolo precedente) con la tensione di confronto $f_{yd}=335/1.05=319$ MPa.

	Sezione S1		Sezione S2	
	Max comp.	Max traz.	Max comp.	Max comp.
σ_4	0	0	-95	-55
σ_3	0	0	-88	-50
σ_2	0	0	-20	9
σ_1	0	0	126	122
σ_0	0	0	138	132

Il valori delle tensioni sono riferiti alla seguente figura



Tutte le tensioni sono inferiori a 319 Mpa, pertanto le verifiche flessionali si ritengono tutte soddisfatte.

11.3.3 Verifiche a taglio SLU

11.3.3.1 Sezione S1

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 3.443E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
36.75	<	48.778

=> Verifica NON NECESSARIA

a/hw= 9.354 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.386

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.287E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.287E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.493E+5 \text{ N}$$

chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.52 MEd= 3.603E+5 Nm
c= 3279.947 Mf,Rd= 3.552E+6 Nm
taucr= 757.67 N/mm² MEd/MfRd= 0,101

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.31 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.1 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.33 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

11.3.3.2 Sezione S2

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.188E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_\tau}$
44.7	<	48.877

=> Verifica NON NECESSARIA

a/hw= 7.69 Isl= 0E+00 mm⁴
eta= 1.2 Ktausl= 0
Epsw= 0.814 Ktau= 5.408

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.998E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.998E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.431E+5 \text{ N}$$

chiw= 1.2 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw= 0.631 MEd,eq= -5.478E+6 Nm
c= 2774.005 Mf,Rd= -1.232E+7 Nm
taucr= 514.22 N/mm² MEd/MfRd= 0.445

Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.02 \leq 1 \text{ (VERIFICA SODDISFATTA)}$$

Interazione Taglio-Momento

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.44 < 1 \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.02 \leq 0.5$$

NON C'E' INTERAZIONE

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

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

max η assoluto

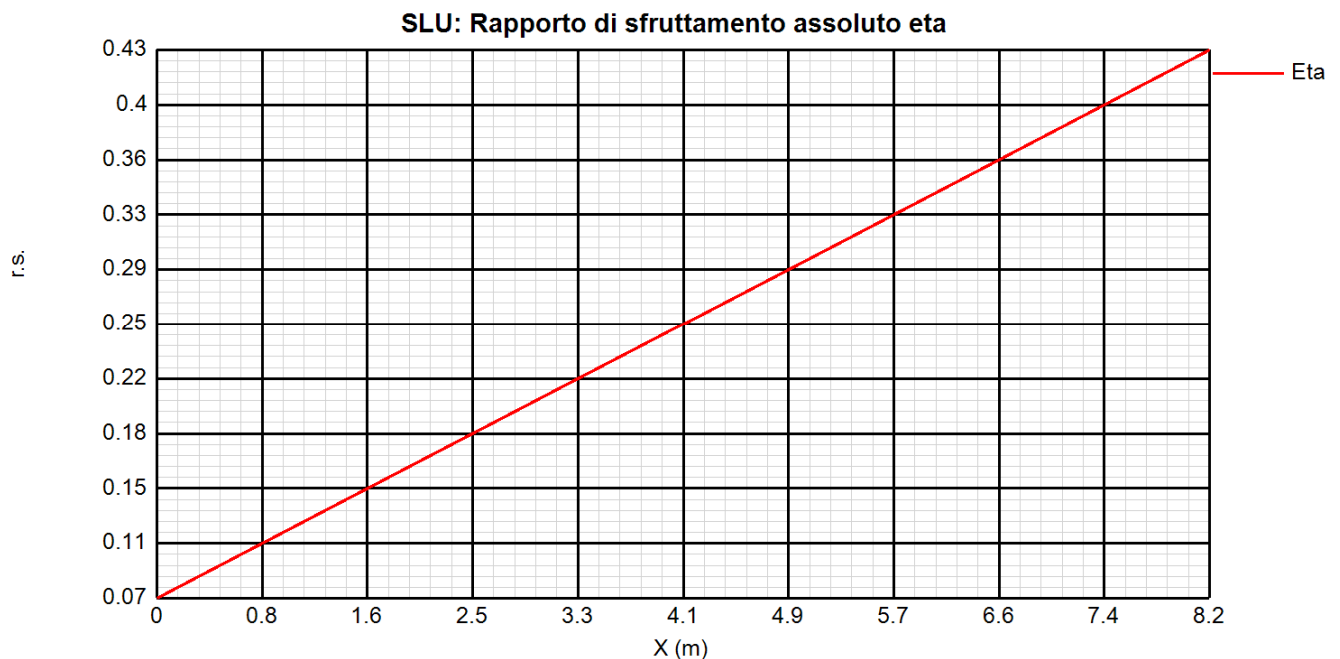
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

max η_1 / η_1

Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

max η_3

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



Doc. N.

Progetto
INOR

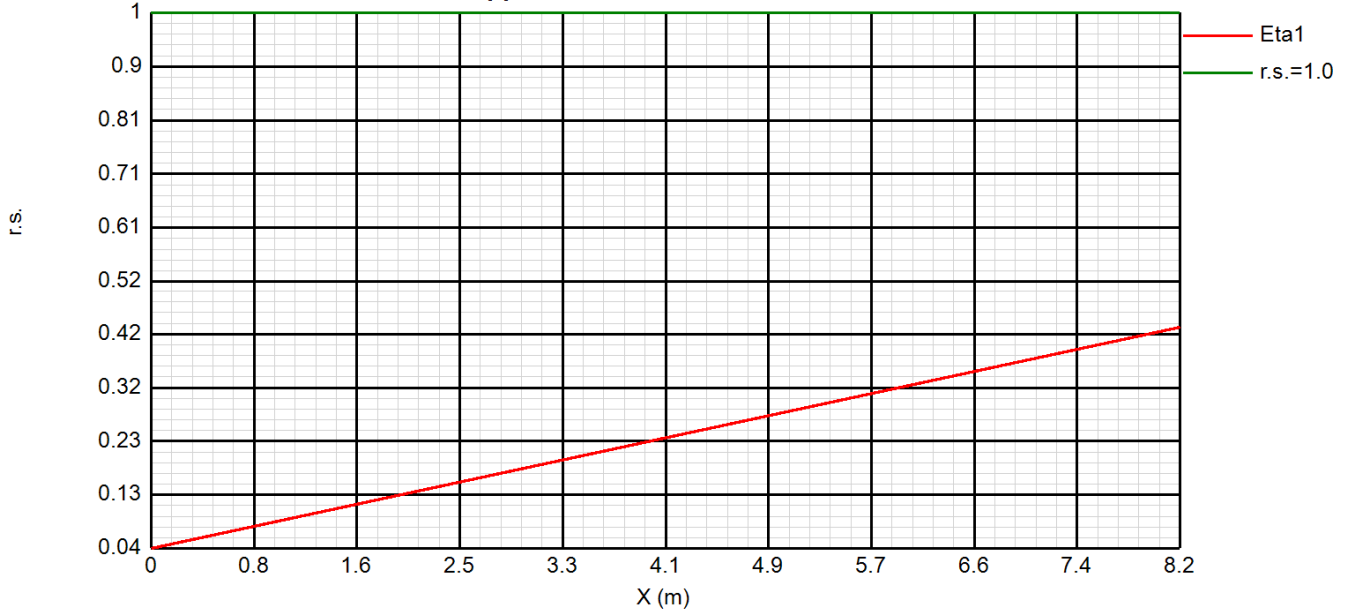
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

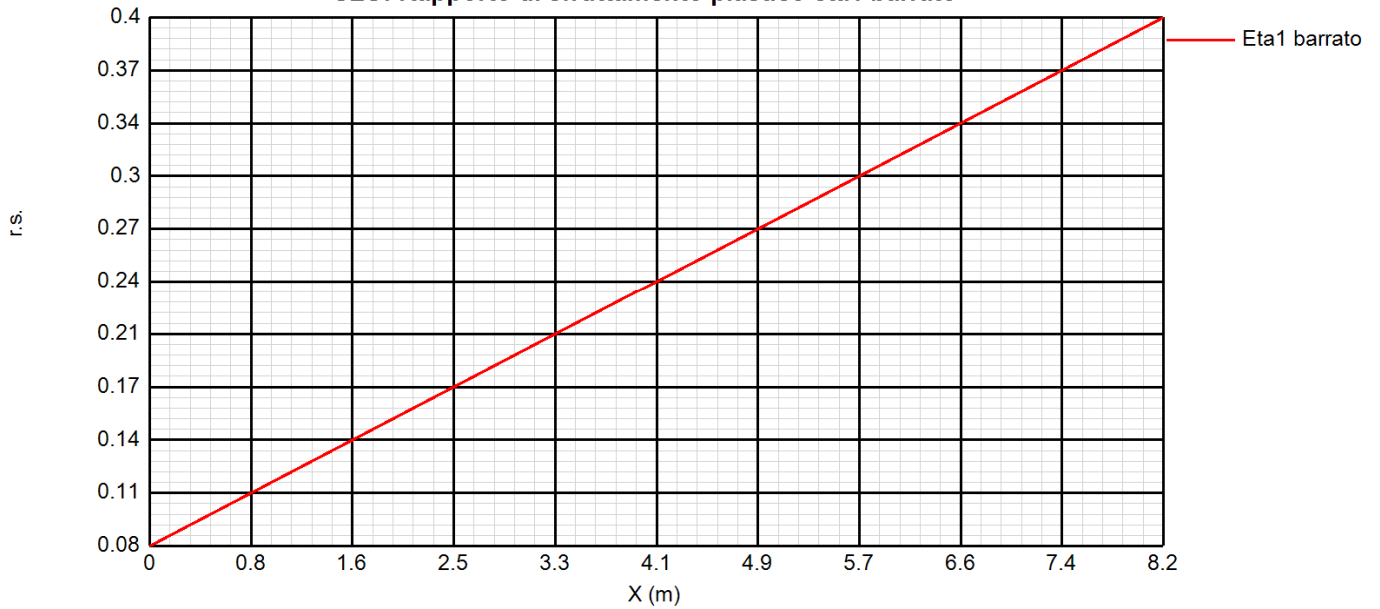
Rev.
A

Foglio
177 di 235

SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato



Doc. N.

Progetto
INOR

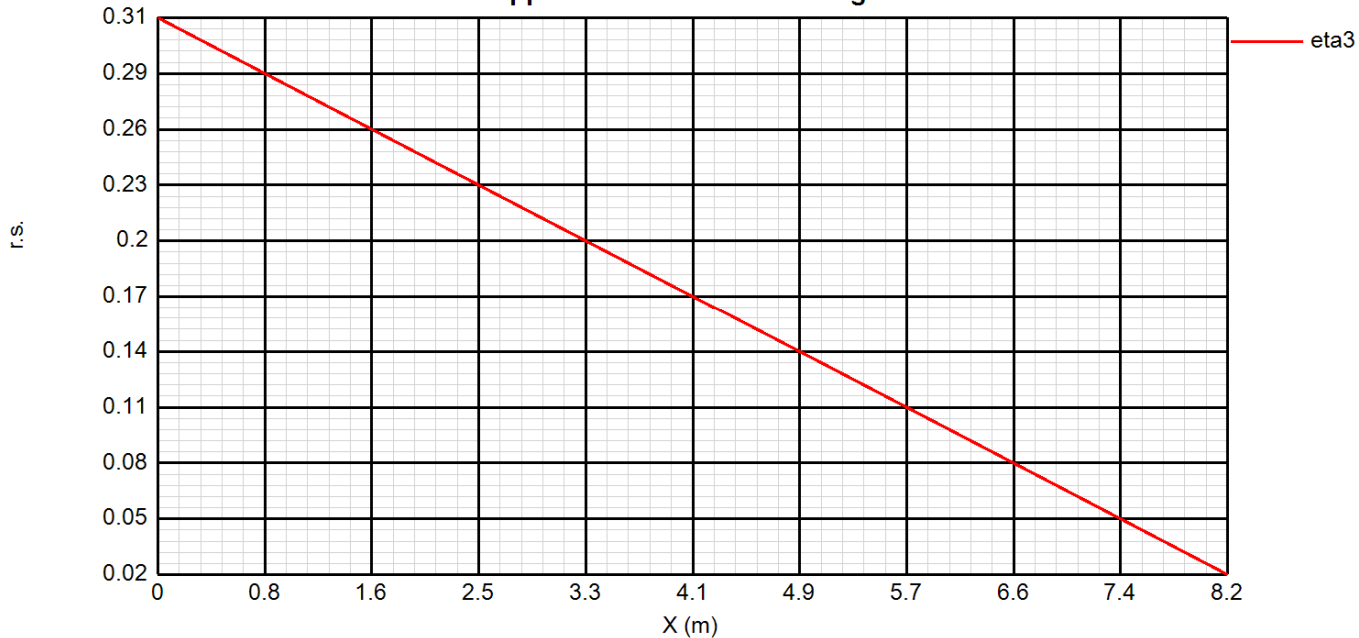
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

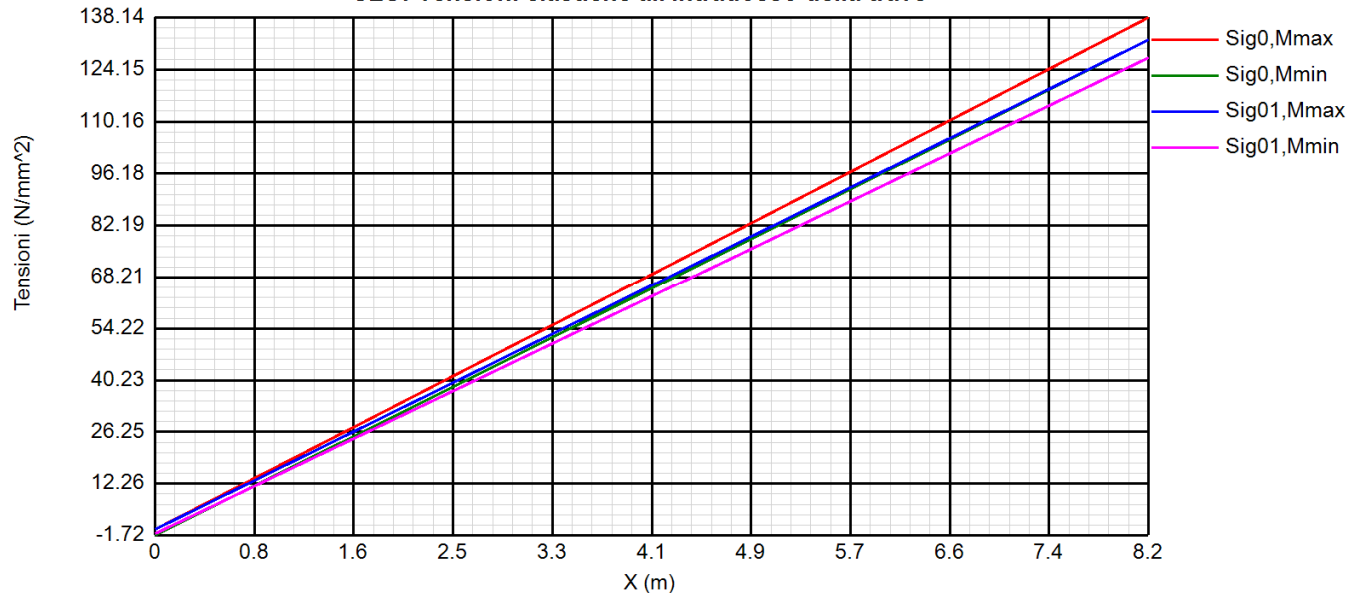
Rev.
A

Foglio
178 di 235

SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3



SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave



Doc. N.

Progetto
INOR

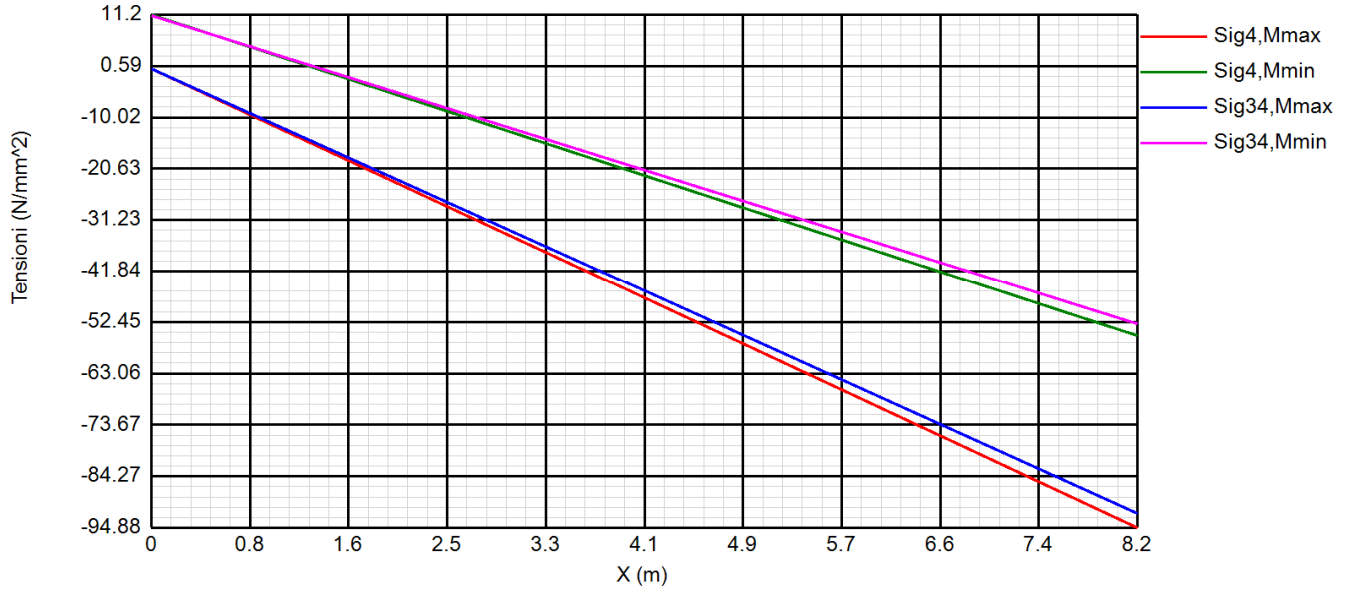
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
179 di 235

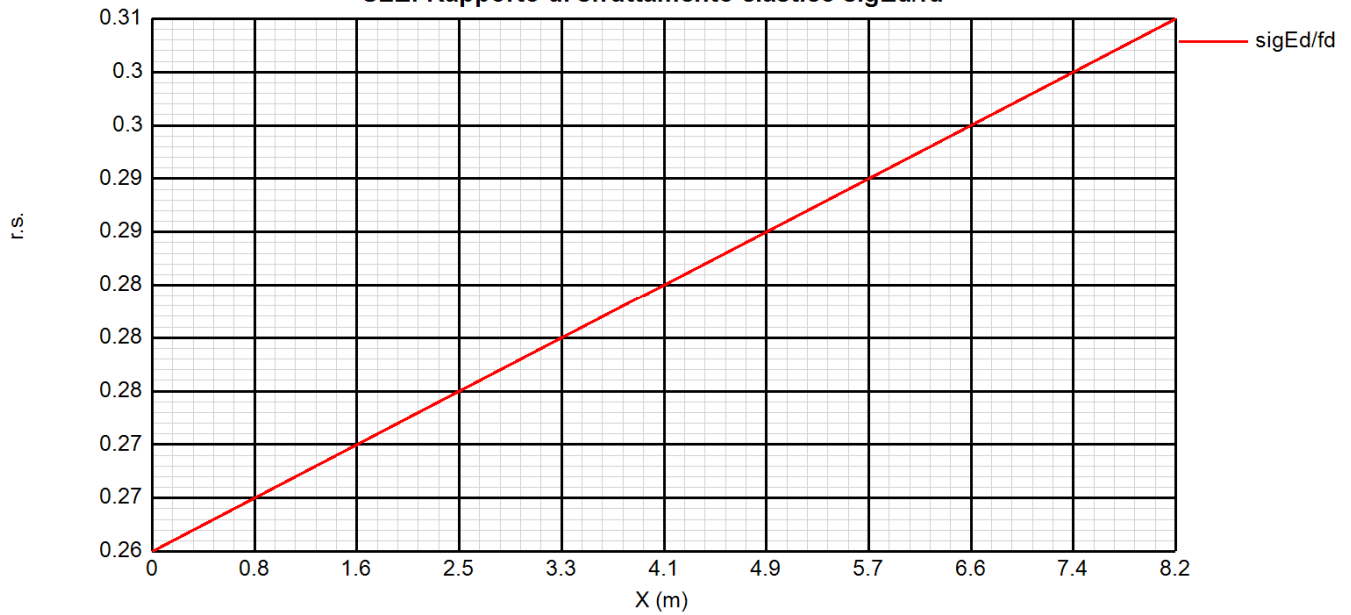
SLU: Tensioni elastiche all'estradosso della trave



Come è possibile notare, in tutti i casi, i rapporti di sfruttamento sono ampiamente al di sotto dell'unità.

11.3.5 SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento

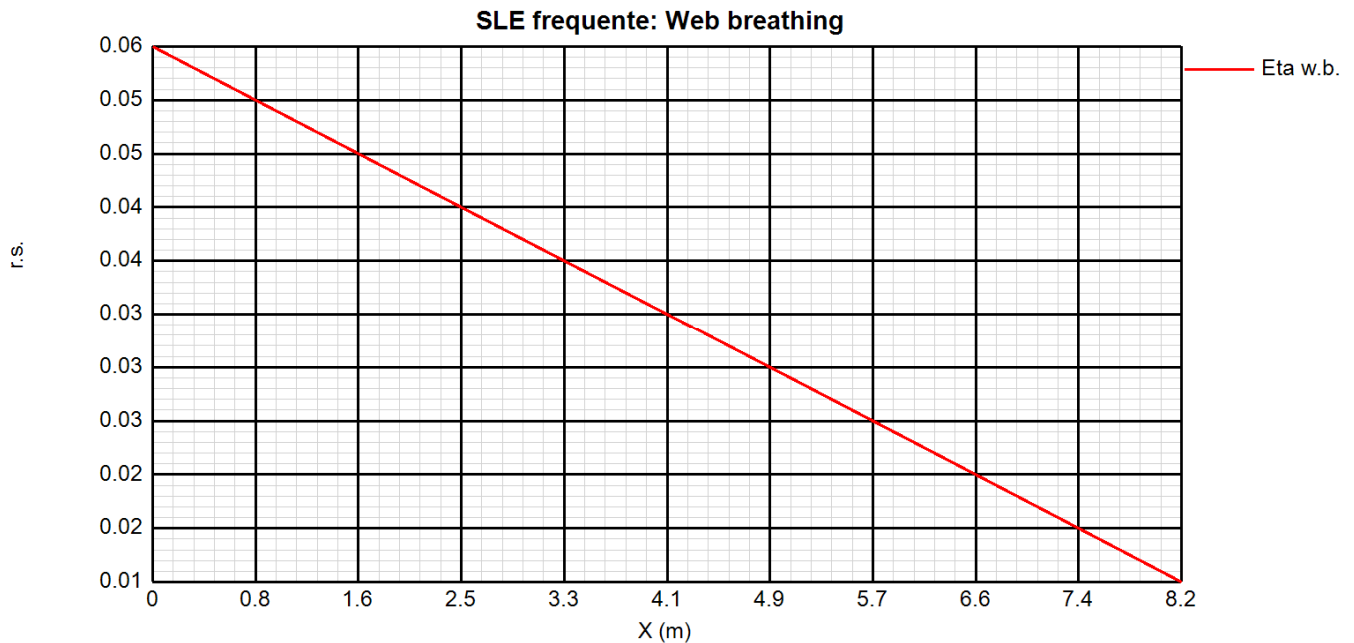
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.

SLE: Rapporto di sfruttamento elastico sigEd/fd

La verifica risulta essere soddisfatta.

11.3.6 SLE frequente – 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.

Di seguito si riportano nel dettaglio le verifiche a fatica eseguite sezione per sezione:

Sezione appoggio - Sez 1 – x=0.00

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	735
Sigma,sup	0
Sigma,inf	0
Sigma,Ed	0
KSig	1E+50
SigcrOE	140.68
Tau,Ed	40.05
SigCr(P)	1E+300
SigCr(C)	1.58
Csi	1
SigCr	1E+300
KTau	5.39
KTausl	0
Web Bre...	0.058
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.058

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=8.20

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	894
Sigma,sup	-42.4
Sigma,inf	74.7
Sigma,Ed	42.4
KSig	45.61
Sigcr0E	95.09
Tau,Ed	2.48
SigCr(P)	4337.52
SigCr(C)	1.58
Csi	1
SigCr	4337.52
KTau	5.41
KTausl	0
Web Bre...	0.011
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

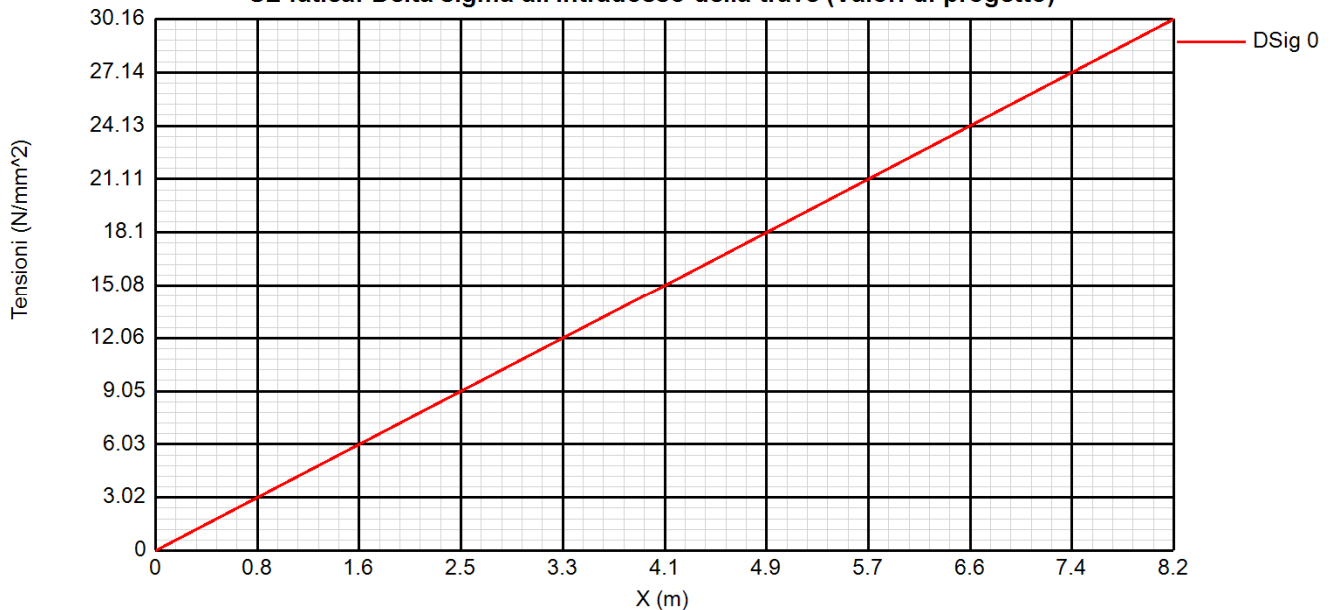
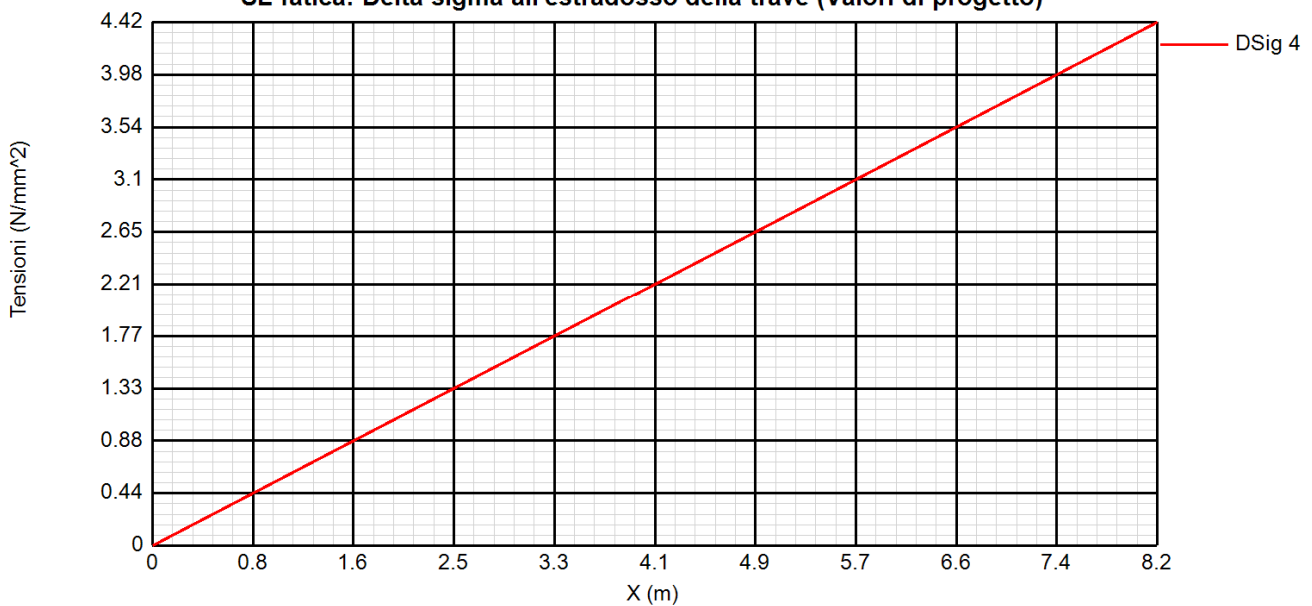
Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

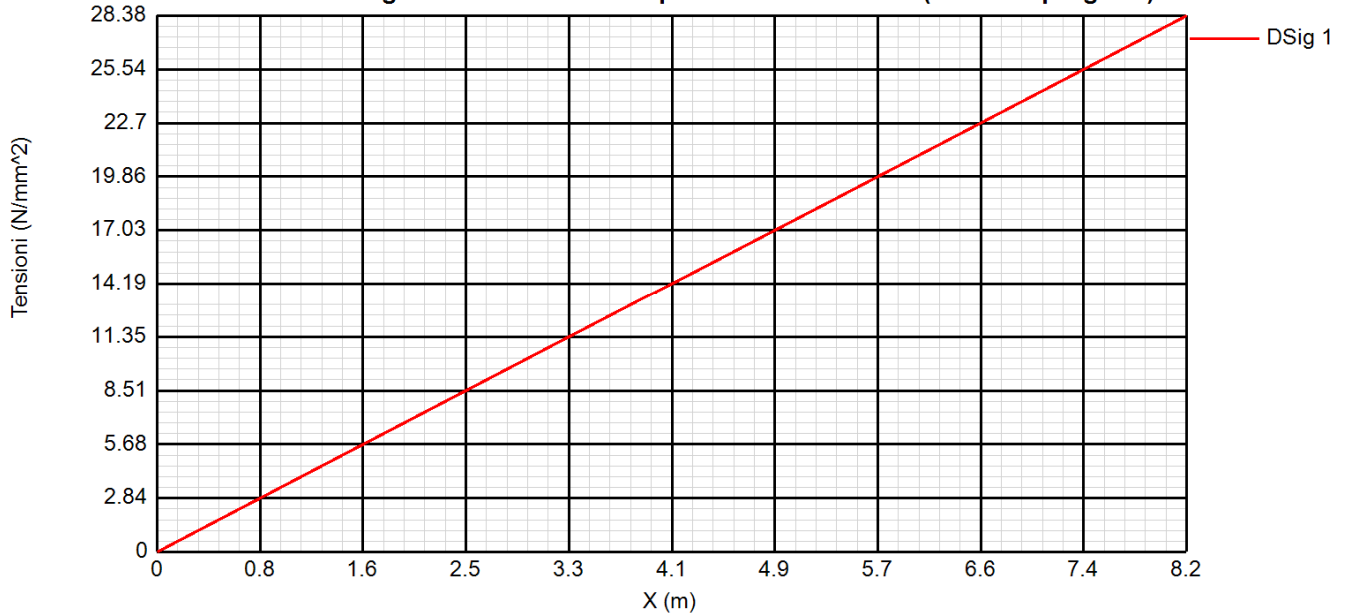
VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.011

11.3.7 Verifiche a fatica – Calcolo $\Delta\sigma_E$

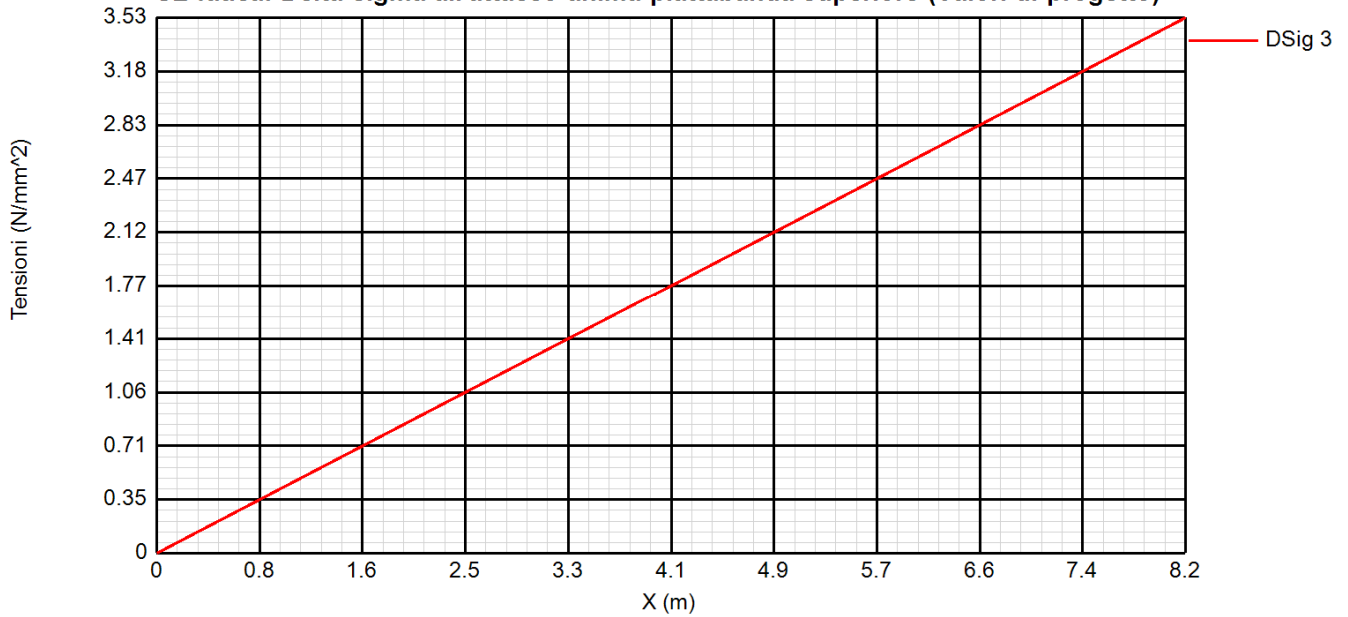
I grafici sottostanti rappresentano l'andamento dell'ampiezza $\square\square_E$, rilevata in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.

SL fatica: Delta sigma all'intradosso della trave (Valori di progetto)**SL fatica: Delta sigma all'estradosso della trave (Valori di progetto)**

SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda inferiore (Valori di progetto)



SL fatica: Delta sigma all'attacco anima-piattabanda superiore (Valori di progetto)



11.3.8 Verifica delle piolature SLU.**Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 932 < n * P_{Rd} = 1642 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	9.585E+4	1.425E+7	1.601E+10	85.3
2b	0E+00	1.425E+7	1.601E+10	0
2c	0E+00	1.425E+7	1.601E+10	0
3a	0E+00	2.43E+7	2.258E+10	0
3b	7.87E+5	2.43E+7	2.258E+10	847
Tot				932.3

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=8.20

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 91 < n * P_{Rd} = 1095 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.993E+7	2.504E+10	0
2b	0E+00	1.993E+7	2.504E+10	0
2c	0E+00	1.993E+7	2.504E+10	0
3a	0E+00	3.124E+7	3.35E+10	0
3b	9.72E+4	3.124E+7	3.35E+10	90.7
Tot				90.7

11.3.9 Verifica delle piolature SLE**Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00**

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 689 < K_s * n * P_{Rd} = 985 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d= 22 mm n = 15 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	7.1E+4	1.419E+7	1.604E+10	62.8
2b	0E+00	1.419E+7	1.604E+10	0
2c	0E+00	1.419E+7	1.604E+10	0
3a	0E+00	2.426E+7	2.259E+10	0
3b	5.83E+5	2.426E+7	2.259E+10	626.3
Tot				689.1

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=8.20

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 67 < K_s * n * P_{Rd} = 657 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

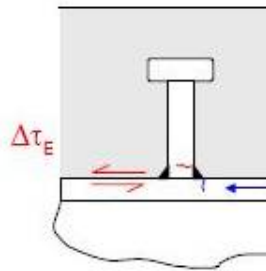
d= 22 mm n = 10 N°pioli/m Ecm= 34077 N/mm²
 h= 175 mm fu= 450 N/mm² Ks= 0.6
 Alfa= 1 fck= 35 N/mm² Gammav= 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2b	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2c	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
3a	0E+00	3.12E+7	3.351E+10	0
3b	7.2E+4	3.12E+7	3.351E+10	67
Tot				67

11.3.10 Verifica delle piolature SL Fatica**Sezione appoggio - Sez 1 - x=0.00**

Pioili

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	28.8 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	0 < 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 + 0.32 = 0.32 < 1.3

**VERIFICA SODDISFATTA**

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_E = \lambda \quad \Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_p = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\tau_E = \lambda_v \quad \Delta\tau_p = 28.78 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\tau_p = 22.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.486 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.837 < 2.287 \text{ (Campata)}$$

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.753 \times 1 \times 1.09 = 1.273$$

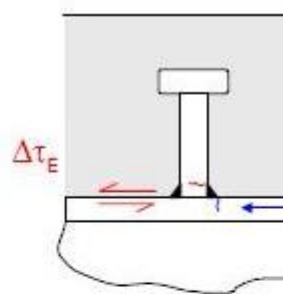
Pioili: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

Sezione mezzeria - Sez 2 - x=8.20

Pioili

$\gamma_{FF} \Delta\tau_E \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf,s}}$	29.6 < 90 N/mm ²
$\gamma_{FF} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$	4.4 < 59.3 N/mm ² (*)
$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_E}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$	0.07 + 0.33 = 0.4 < 1.3 (*)

**VERIFICA SODDISFATTA**

(*) Verifiche non significative (Flangia)

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_E = \lambda \quad \Delta\sigma_p = 4.42 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_p = 2.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_c = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\tau_E = \lambda_v \quad \Delta\tau_p = 29.63 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\tau_p = 23.27 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.486 \times 0.643 \times 1 \times 1.15 = 1.837 < 2.287 \text{ (Campata)}$$

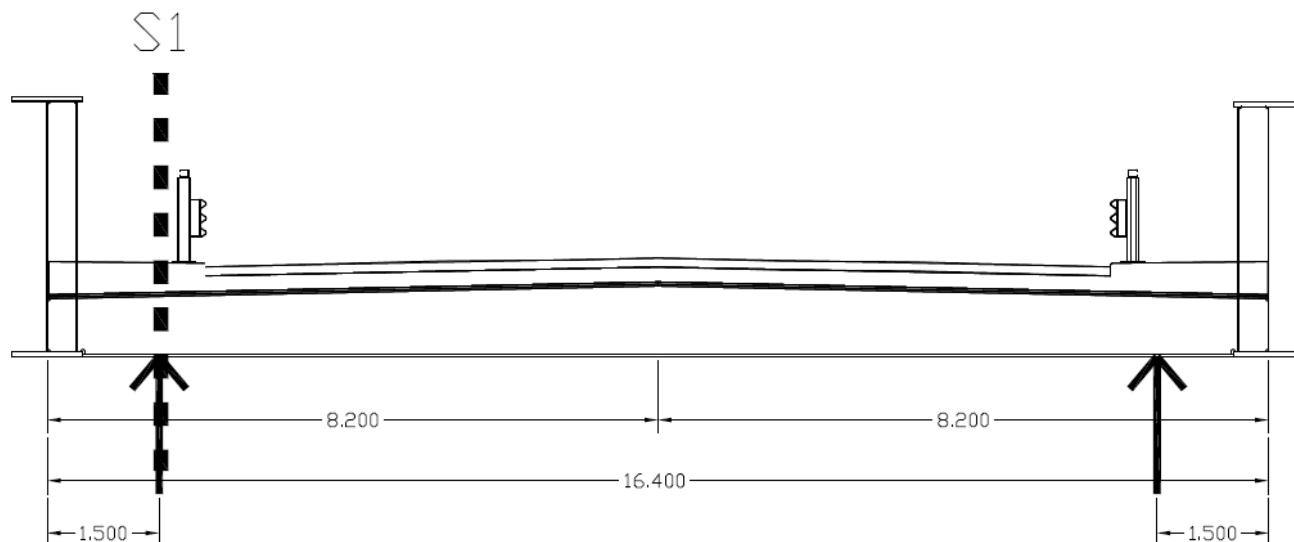
$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.55 \times 0.753 \times 1 \times 1.09 = 1.273$$

Pioili: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf,s} = 1$

Carpenteria: $\gamma_{FF} = 1$ $\gamma_{Mf} = 1.35$

11.3.11 Verifica del traverso in fase di sollevamento

11.3.11.1 Sezioni di verifica significative



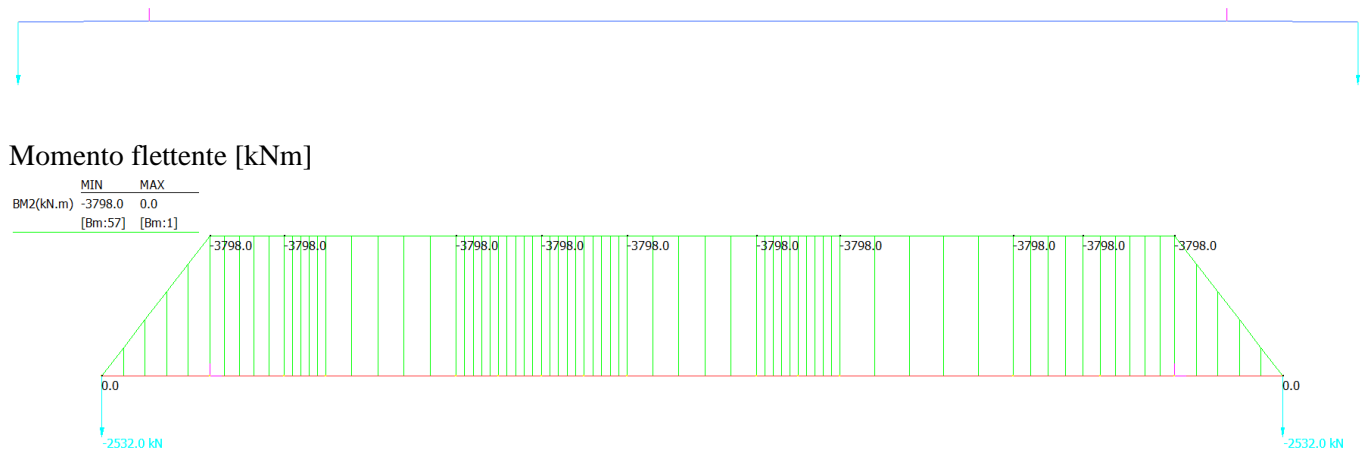
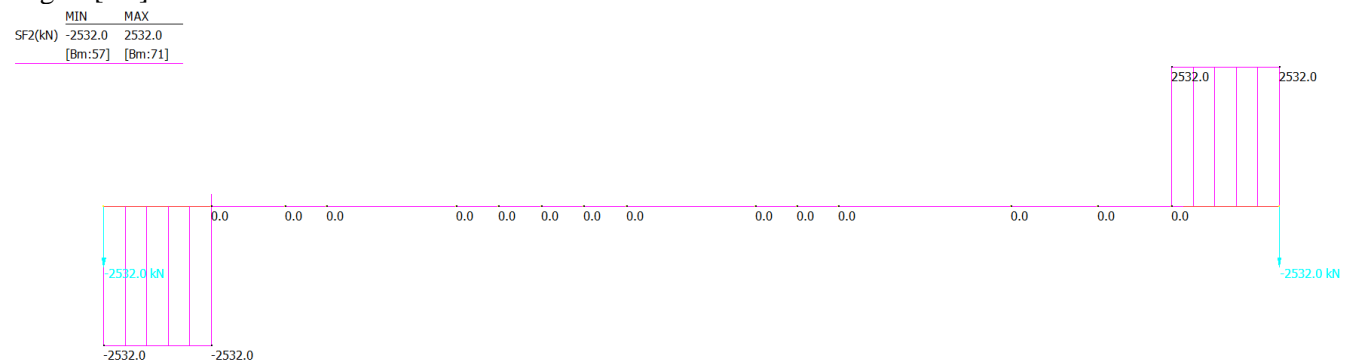
Definendo un ipotetico sistema di riferimento con asse "x" in direzione dello sviluppo trasversale dell'impalcato, con origine sul filo interno della piattabanda della trave principale, le sezioni di verifica prese in considerazione per il traverso sono le seguenti:

- Sez 1 - $x = 1.50$ m (sezione di sollevamento)

11.3.11.2 Sollecitazioni di calcolo

Si riportano le sollecitazioni gravanti su ciascun martinetto in fase di sollevamento (**A TRAFFICO CHIUSO**).

SPALLE	
	N [kN]
Pesi Propri	2492
Vento	50
TOT	2532
CARICO DA SOLLEVARE	3000
n° martinetti ad appoggio	1
PORTATA UTILE MARTINETTO	3200
n° tot martinetti	2

11.3.11.2.1 Diagrammi di sollecitazione sollevamento**Taglio [kN]**

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
190 di 235

11.3.11.3 Tabelle delle sollecitazioni caratteristiche

Combinazione SLU di massima compressione:

1.35 Carico sollevamento

Combinazione SLE:

Carico sollevamento

11.3.11.3.1 Sollecitazioni caratteristiche

Di seguito si riportano le sollecitazioni caratteristiche relative alle varie sezioni.

Sez. 1			
X=1.50m			
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
Sollevamento		2,532.00	-3,798.00

11.3.11.3.2 Sollecitazioni combinate

Nella prima colonna è riportata la fase di calcolo, nella seconda lo sforzo assiale sulla trave, nella terza il taglio sulla trave e nella quarta il momento flettente sulla trave. Nell'ultima colonna sono indicati i coefficienti di combinazione per variazione termica e ritiro. Le unità di misura delle tabelle sono Newton per le forze e metri per le lunghezze. I segni dei momenti delle seguenti tabelle sono contrari rispetto la convenzione generale, ossia positivi se tendono le fibre superiori e negativi quelle inferiori, in quanto il software Ponti EC4 richiede questa condizione.

11.3.11.3.2.1 SLU

Max compressione metallo (M=-Mmax)		X=1.50m	
Fase1	0	3,418,200	5,127,300

11.3.11.3.2.2 SLE

Max compressione metallo (M=-Mmax)		X=1.50m	
Fase1	0	2,532,000	3,798,000

11.3.11.4 Verifiche strutturali**11.3.11.4.1 Caratteristiche geometrico-inerziali e classificazione e delle sezioni**

	S1
Altezza sezione H	800
Piattabanda superiore	600x25
Anima	20
Piattabanda inferiore	650x50
stiffner verticale	doppio 200x20
stiffner longitudinale	-

Sezione di sollevamento - Sez 1 – x=1.50

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Cracked
A	6.538E+4	1.127E+5	1.127E+5	1.127E+5	1.945E+5	7.181E+4
zG	367.79	671.66	671.66	671.66	845.05	436.89
DeltazG	--	--	--	--	--	--
Jy	1.051E+10	2.509E+10	2.509E+10	2.509E+10	3.351E+10	1.4E+10
Wy.0	-2.859E+7	-3.735E+7	-3.735E+7	-3.735E+7	-3.965E+7	-3.204E+7
Wy.1	-3.309E+7	-4.036E+7	-4.036E+7	-4.036E+7	-4.214E+7	-3.618E+7
Wy.3	1.825E+7	9.212E+7	9.212E+7	9.212E+7	3.386E+8	2.76E+7
Wy.4	1.749E+7	8.438E+7	8.438E+7	8.438E+7	2.703E+8	2.631E+7
Wy.5	--	8.438E+7	8.438E+7	8.438E+7	2.703E+8	2.631E+7
Wy.6	--	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
Wy.7	--	5.368E+7	5.368E+7	5.368E+7	1.14E+8	1.994E+7
Wy.8	--	4.758E+7	4.758E+7	4.758E+7	9.467E+7	1.837E+7
Sy.1	1.114E+7	2.102E+7	2.102E+7	2.102E+7	2.665E+7	1.339E+7
Sy.2	1.215E+7	2.488E+7	2.488E+7	2.488E+7	3.297E+7	1.488E+7
Sy.3	8.831E+6	2.414E+7	2.414E+7	2.414E+7	3.287E+7	1.231E+7
Sy.4	3.725E-9	1.987E+7	1.987E+7	1.987E+7	3.12E+7	4.517E+6
nE	1E+300	1.8E+1	1.8E+1	1.8E+1	6E+0	1E+300

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
192 di 235

11.3.11.4.2 Verifiche Flessionali SLU

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

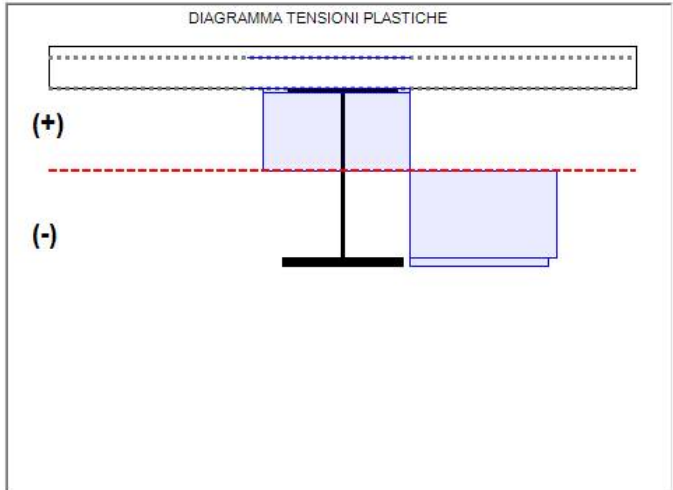
	c/t	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	44.7	520	0.53	-1.81	1
Plattabanda superiore	11.6				1
Plattabanda inferiore	6.3				1
Classe della sezione					1

=> **Verifica plastica APPLICABILE**

Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-3.09E+6	MEd	4.17E+6	NEd	-3.09E+6
NRd	-3.85E+7	MRd	9.91E+6	MEd	4.17E+6
				MRd	1.13E+7
NEd/NRd	0.08	MEd/MRd	0.421	MEd/MR	0.371

=> **Verifica plastica SODDISFATTA**

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



11.3.11.4.3 Verifiche a taglio SLU

Taglio plastico

$$V_{pl,Rd} = \frac{\eta h_w t_w (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 4.188E+6 \text{ N}$$

gammaM0=1.05 fyw=355 N/mm²

Test Shear Buckling

$\frac{h_w}{t_w}$	<	$\frac{31}{\eta} \varepsilon_w \sqrt{K_z}$
44.7	<	48.877

=> **Verifica NON NECESSARIA**

a/hw = 7.69 Isl = 0E+00 mm⁴
eta = 1.2 Ktausl = 0
Epsw = 0.814 Ktau = 5.408

Resistenza Shear Buckling

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.998E+6 \text{ N}$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 3.998E+6 \text{ N}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 1.459E+5 \text{ N}$$

chiw = 1.2 Appoggio: NON RIGIDO
lambdaw = 0.631 MEd = 4.174E+6 Nm
c = 2774.005 Mf,Rd = 9.777E+6 Nm
taucr = 514.22 N/mm² MEd/MfRd = 0.427

Verifica a taglio

$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$	= 0.82 <= 1 (VERIFICA SODDISFATTA)
----------------------------	------------------------------------

Interazione Taglio-Momento

$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}$	= 0.43 < 1	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$	= 0.86 > 0.5
---------------------------	------------	---	--------------

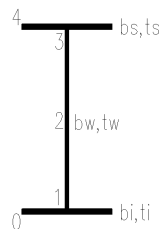
NON C'E' INTERAZIONE

11.3.11.4.4 SLE – Limitazione delle tensioni . Rapporto di sfruttamento

La verifica viene condotta con il metodo elastico, confrontando le tensioni su sezione efficace (le cui caratteristiche sono dichiarate nel capitolo precedente), cautelativamente, con la tensione di confronto $f_{yd}=335/1.05=319$ MPa.

Sezione S1	
Sollevamento	
σ_4	293
σ_3	281
σ_2	0
σ_1	-155
σ_0	-179

Il valori delle tensioni sono riferiti alla seguente figura



Tutte le tensioni sono inferiori a 319 Mpa, pertanto le verifiche flessionali si ritengono tutte soddisfatte.

11.3.11.4.5 SLE frequente – Web Breathing – Rapporto di sfruttamento

Verifica dell'intera anima

	Anima
b	894
Sigma,sup	208.13
Sigma,inf	-114.79
Sigma,Ed	114.79
KSig	47.32
Sigcr0E	95.09
Tau,Ed	128.92
SigCr(P)	4500.12
SigCr(C)	1.58
Csi	1
SigCr	4500.12
KTau	5.41
KTausl	0
Web Bre...	0.277
Esito	SI

Verifica locale dei sub pannelli

Non sono presenti sotto pannelli

Verifica globale + locale

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

VERIFICA SODDISFATTA c.s =0.277

11.3.11.4.6 Verifica delle piolature SLU

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 0 < n * P_{Rd} = 1095 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 10 N*pioli/m Ecm = 34077 N/mm²h = 175 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2b	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2c	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
3a	0E+00	3.12E+7	3.351E+10	0
3b	0E+00	3.12E+7	3.351E+10	0
Tot				0

11.3.11.4.7 Verifica delle piolature SLE

Zone elastiche o plastiche con soletta in trazione

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \pi d^2 / 4 / \gamma_v = 109478 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 122631 \text{ N}$$

$$v_{L,Ed} = 0 < K_s * n * P_{Rd} = 657 \text{ N/mm}$$

VERIFICA ELASTICA SODDISFATTA

d = 22 mm n = 10 N*pioli/m Ecm = 34077 N/mm²h = 175 mm fu = 450 N/mm² Ks = 0.6Alfa = 1 fck = 35 N/mm² Gammav = 1.25

Fase	V	Ssy(4)	Jy	vL,Ed
2a	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2b	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
2c	0E+00	1.987E+7	2.509E+10	0
3a	0E+00	3.12E+7	3.351E+10	0
3b	0E+00	3.12E+7	3.351E+10	0
Tot				0

11.3.11.4.8 Verifica irrigidenti

La verifica viene svolta considerando agente sull'irrigidente uno sforzo esterno pari a 3418 kN.

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

Spostamento massimo

$$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

$$\sigma_{\max} = 205.7 < 322.7 \text{ N/mm}^2 \quad w = 0 < 3 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 3.418E+6 + 6.489E+3 = 3.424E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 3.418E+6 = 3.418E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.08 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 1.58 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 4.925E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 0.631 \quad N_{cr,st} = 3.211E+8 \text{ N}$$

$$e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\max} = 210 \text{ mm} \quad w_0 = 2.98 \text{ mm}$$

12. SOLETTA D'IMPALCATO

I criteri di calcolo, di progettazione e la fustistica della soletta d'impalcato sono descritti al paragrafo 5 del presente documento. La soletta, ordita longitudinalmente, è costituita da lastre tralicciate tipo predalles appoggiate sui traversi e solidarizzate mediante un getto in opera con armatura integrativa. Le lastre hanno uno spessore di 5 mm e sono armate con idonei tralicci di altezza totale pari a 15.5 cm. Le predalles sono appoggiate isostaticamente sui traversi con luce tipica pari a 3.20m

La soletta oltre ad essere soggetta ad azioni locali dovute ai carichi mobili e permanenti che gravano direttamente su essa, è sollecitata longitudinalmente da uno sforzo di trazione che nasce per congruenza con le travi principali.

Come descritto precedentemente, la soletta è analizzata in due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle predalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci anche le armature inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato utilizzando un modello FEM tridimensionale della soletta, assumendo una striscia di larghezza unitaria per le verifiche.

12.1 Sezioni significative di verifica

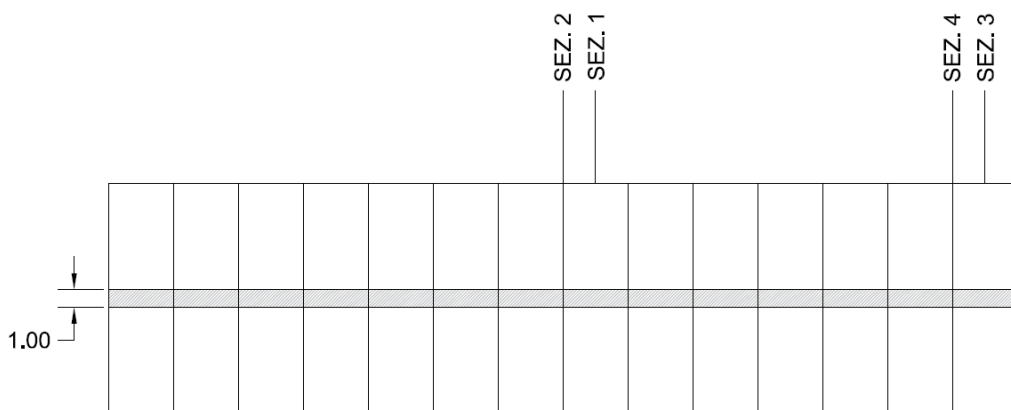
Le verifiche saranno condotte su una larghezza unitaria di soletta pari ad un metro. Sono state analizzate sezioni due sezioni sulla mezzeria dell'impalcato e due sezioni verso l'appoggio.

Sezione 1: mezzeria dell'impalcato tra i traversi

Sezione 2: mezzeria dell'impalcato a cavallo dei traversi

Sezione 3: estremità dell'impalcato tra i traversi

Sezione 4: estremità dell'impalcato a cavallo dei traversi



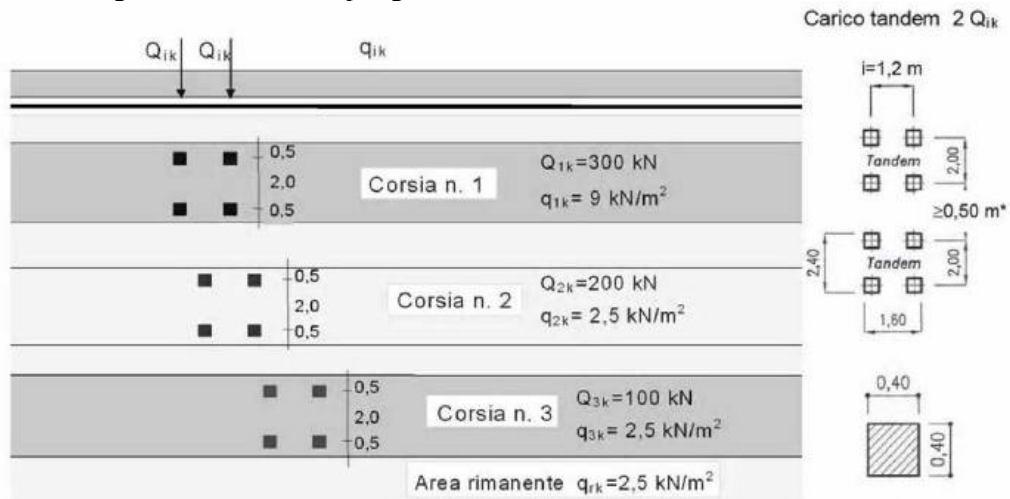
12.2 Carichi agenti

Si riportano di seguito i carichi permanenti agenti sulla soletta di impalcato.

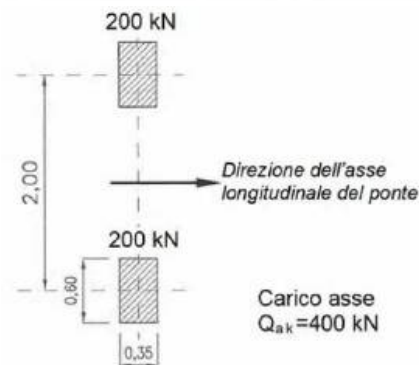
Peso proprio	5.75 kN/m ²
Mezzi d'opera	1 kN/m ²
Permanententi portati: Pavimentazione	2.40 kN/m ²
Cordoli	0.436 m ² x 25 kN/m ³ /2.125m = 5.13 kN/m ²
Barriere	1.50 kN/m
Rete parasassi	1.00 kN/m

Carichi mobili da traffico

Secondo quanto indicato dalla normativa, per verifiche locali, si considera sia lo Schema di Carico 1 (costituito da carichi uniformemente distribuiti e carichi concentrati) che lo Schema di Carico 2 (carichi tandem concentrati), in modo da individuare la configurazione di carico più gravosa.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

In particolare nello Schema di Carico 1, la Corsia di traffico n°1 (caratterizzata dai carichi più gravosi) si è considerata con posizione longitudinale centrale rispetto alla soletta al fine di massimizzarne le sollecitazioni, mentre la restante corsia viene considerata adiacenti alla stessa. I carichi concentrati, relativi al suddetto schema di carico, sono stati posizionati in corrispondenza della mezzeria della campata, in modo da aggravare ulteriormente la configurazione.



Sezione trasversale

Inoltre, ulteriori distribuzioni di carico a scacchiera vengono considerate per massimizzare i momenti locali positivi e negativi sia in campata che in appoggio. In dettaglio, tali configurazioni vengono realizzate posizionando i carichi concentrati e distribuiti (come riportato in figura), sia in mezzeria che in appoggio, in posizioni strategiche che garantiscono la massimizzazione delle sollecitazioni locali.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

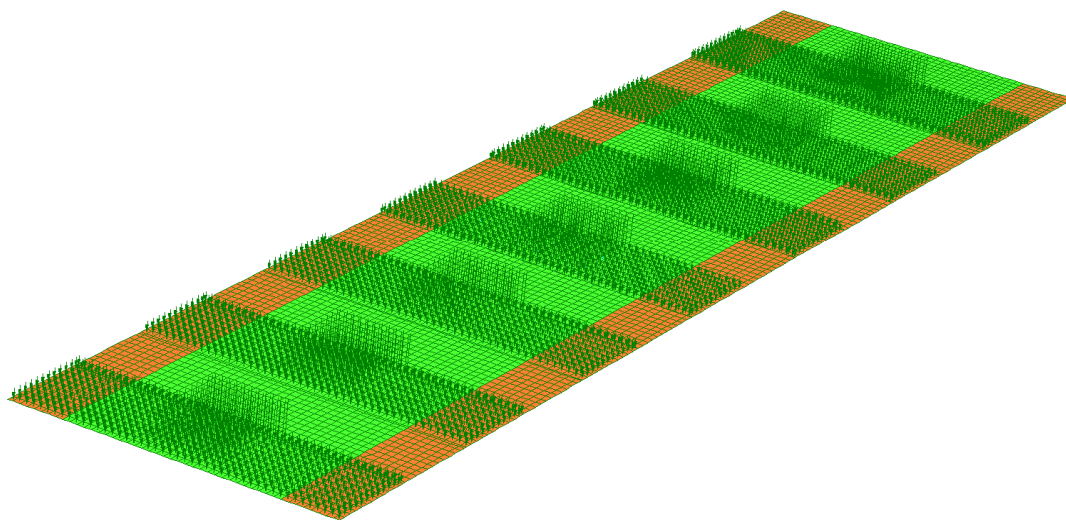
Progetto
INOR

Lotto
12

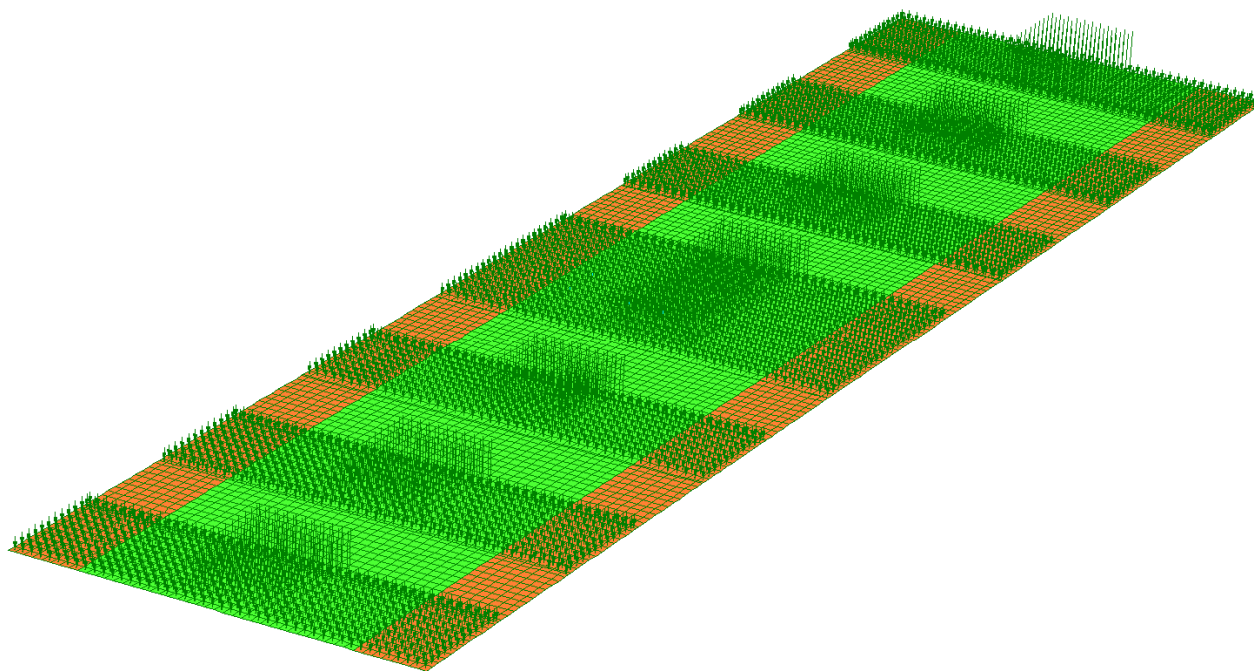
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
198 di 235



Schema di carico per la massimizzazione dei momenti positivi in mezzeria e all'estremità



Schema di carico per la massimizzazione dei momenti negativi in mezzeria

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA

 **ITALFERR**
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

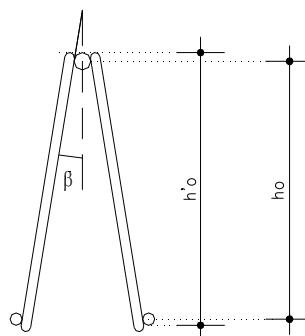
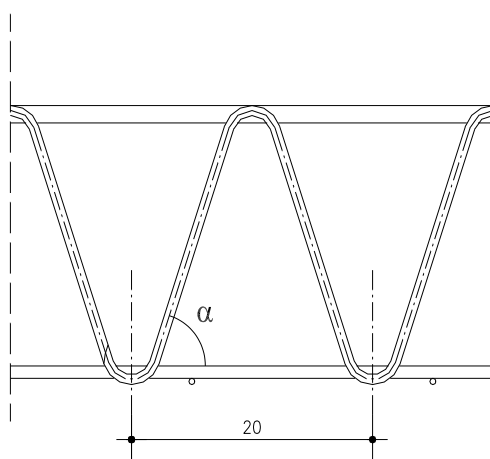
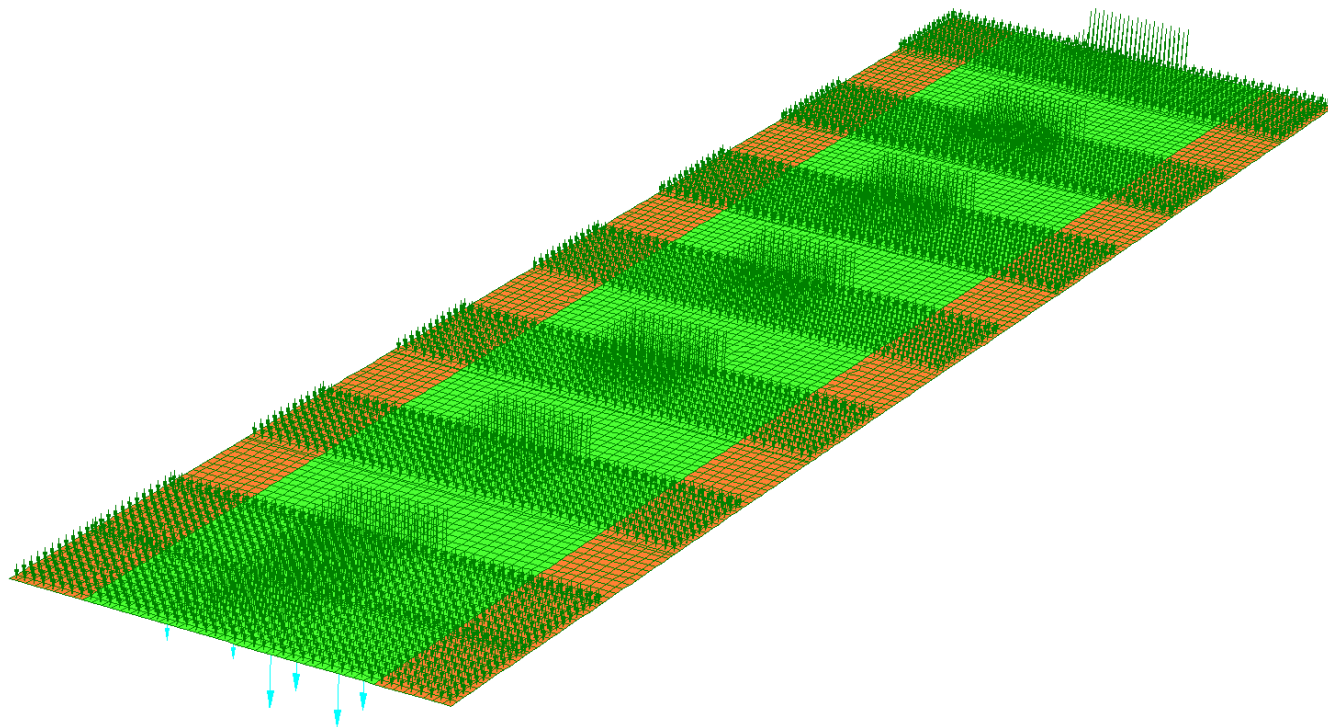
Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
199 di 235



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 15.5$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = 13.6$ cm

Corrente superiore: 1 $\phi 18$

Corrente inferiore: 2 $\phi 12$

Staffe: $\phi 12/20$



La predalles viene calcolata con uno schema statico di trave su 2 appoggi, considerando una luce di calcolo pari a 3.15 m (luce libera tra due piattabande dei traversi). Nel seguito si riporta il calcolo.

Combinazione di carico $q = (5.75 \times 1.35 + 1 \times 1.35) \times 0.4 = 8.78 \times 0.4 = 3.85 \text{ kN/m}$

Sollecitazioni:

$$M_{SLU} = q l^2 / 8 = 3.85 \times 3.15^2 / 8 = 4.78 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = q l / 2 = 3.85 \times 3.15 / 2 = 6.06 \text{ kN}$$

Il momento flettente è equilibrato da una coppia interna costituita dal corrente superiore compresso e dai correnti inferiori tesi. E' stato trascurato cautelativamente il contributo della lastra predalle.

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore in mezzeria risulta:

$$N = M_{mezzeria} / h_0$$

Si procede quindi con la verifica di stabilità del corrente superiore compresso, e di trazione dei correnti inferiori calcolati cautelativamente con il contributo dei soli correnti inferiori. Inoltre, si verifica la stabilità del diagonale compresso dall'azione tagliante. Di seguito si studiano i sei tipi di lastre tralicciate che variano per l'interasse e le caratteristiche geometriche dei tralici. Si rimanda alle tavole relative per la disposizione dei vari tipi di lastre lungo lo sviluppo del ponte.

Carichi		
peso proprio predalle in acc	0.00	kN/mq
getto integrativo cls	5.50	kN/mq
sovraccarico	1.00	kN/mq
Geometria tralici		
numero di tralici nella lastra	6	m
∅ corrente superiore traliccio	18	mm
area corrente sup.	254	mmq
area correnti sup. / lastra	1527	mmq
momento di inerzia corrente sup.	5153	mmq x mmq
raggio di inerzia corrente sup.	4.50	mm
lunghezza libera di inflessione	20	cm
lambda correnti sup.	44	
∅ corrente inferiore traliccio	12	mm
area corrente inf.	113	mmq
numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
∅ ferri inf. aggiuntivi	0	mm
area ferri aggiuntivi	0	mmq
altezza totale traliccio	15.50	cm
altezza utile traliccio	13.60	cm
∅ staffa traliccio	12	mm

area staffa	113	mmq
area staffe / lastra	1357	mmq
momento di inerzia staffa	1018	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	3.00	mmc
lunghezza libera di inflessione	14.96	cm
lambda staffe	50	
alfa	1.21	rad
beta	0.23	rad
larghezza piattabanda	0	m
lunghezza sbalzo	0	m
lunghezza campata	3.15	m
Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
Sollecitazioni unitarie		
M=	8.06	kNm/m
T=	10.24	KN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
larghezza lastra	2.40	m
M SLU=	26.12	kNm/lastra
T SLU=	33.17	kN/lastra
S SLU staffe	49.25	kN/lastra

Tensioni sugli elementi

Trazione sui correnti inf.	141.50	N/mmq
Compressione nei correnti sup.	125.80	N/mmq
Compressione nelle staffe	36.29	N/mmq

Instabilità compressione (ferro sup)

Ned	32.01	kN
A	254.47	mmq
J	5152.997	mmc
fyk	450	N/mmq
γ_{M1}	1.1	
E	210000	N/mmq
l	200	mm
β	1	
l ₀	200	mm
N _{cr}	267004.74	N
λ	0.65	
α	0.49	
φ	0.826	
χ	0.75	
N _{b,Rd}	78.33	kN
Coeff sicurezza	2.45	

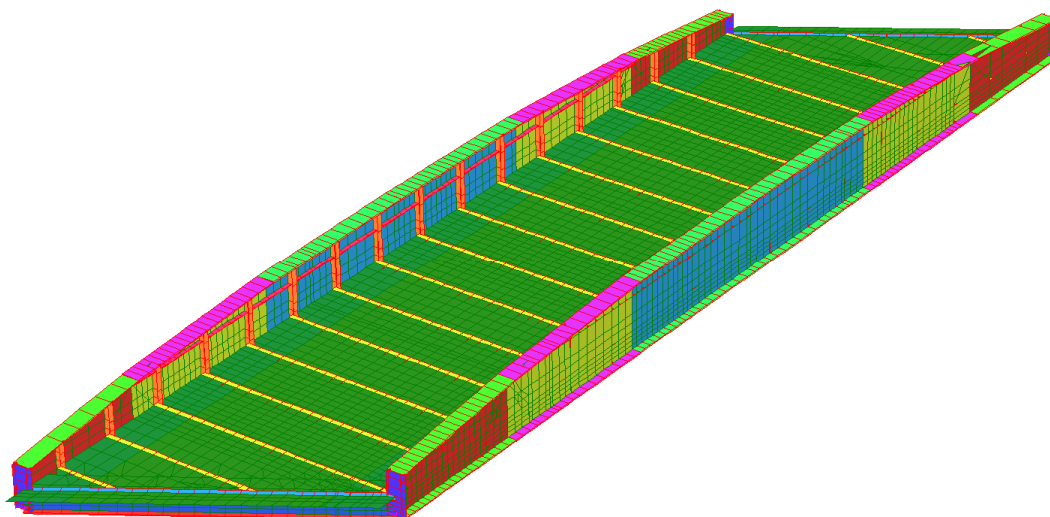
Instabilità staffa

Ned	4.10	kN
A	113.10	mmq
J	1017.88	mmc
fyk	450	N/mmq
γ_{M1}	1.1	
E	210000	N/mmq
l	149.58	mm
β	1	
l ₀	149.58	mm
N _{cr}	94292.264	
λ	0.73	
α	0.49	
φ	0.901	
χ	0.703	
N _{b,Rd}	32.53	kN
Coeff sicurezza	7.93	

La verifica è quindi soddisfatta.

12.4 Calcolo di Fase II

Per il calcolo delle sollecitazioni in seconda fase è stato utilizzato il modello FEM tridimensionale.



In seconda fase le sollecitazioni derivano dall'azione dei carichi permanenti ed accidentali. In questa fase si sono considerati anche ritiro e variazione termica per le verifiche allo stato limite di esercizio come richiesto dalla UNI EN 1992-1 -1 paragrafi 2.3.1.2 e 2.3.2.2

Si riportano le azioni di trazione sulla soletta per le diverse condizioni di carico. Per quanto riguarda i carichi variabili si sono studiate diverse configurazioni massimizzanti illustrate nel seguito.

Sul modello globale, al fine di valutare le sollecitazioni di tensoflessione sulla soletta, si è implementata una rigidità "fessurata" della lastra in calcestruzzo, coerentemente con le ipotesi di verifica (sezione parzializzata).

Le massime sollecitazioni utilizzate nelle verifiche sono la somma degli effetti locali (flessioni) e globali (trazioni). Le verifiche sono state svolte cautelativamente, utilizzando gli involuipi dei massimi delle sollecitazioni assiali di trazioni e flettenti.

A favore di sicurezza gli sforzi assiali legati al comportamento globale sono stati mediati sulla larghezza dell'impalcato, in quanto risultano massimi nelle zone di momento minimo (zone di cordolo con più armatura) e minimi nelle zone di momento massimo (più sottili e meno armate).

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

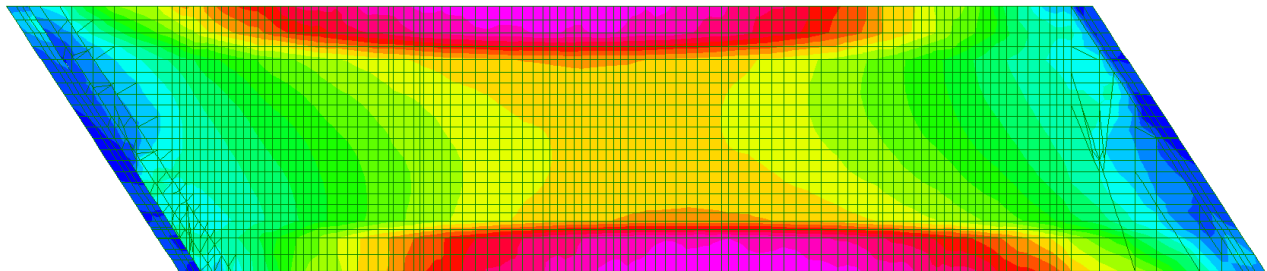
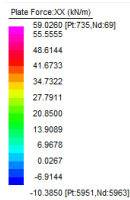
Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

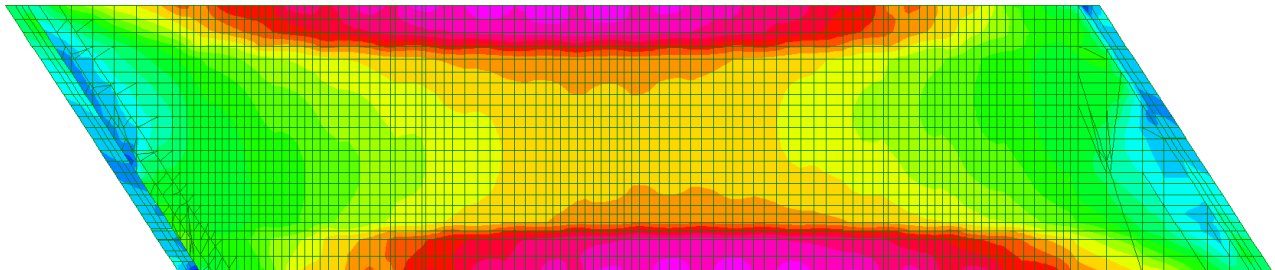
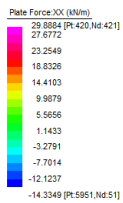
Foglio
204 di 235

12.4.1 Sforzi assiali

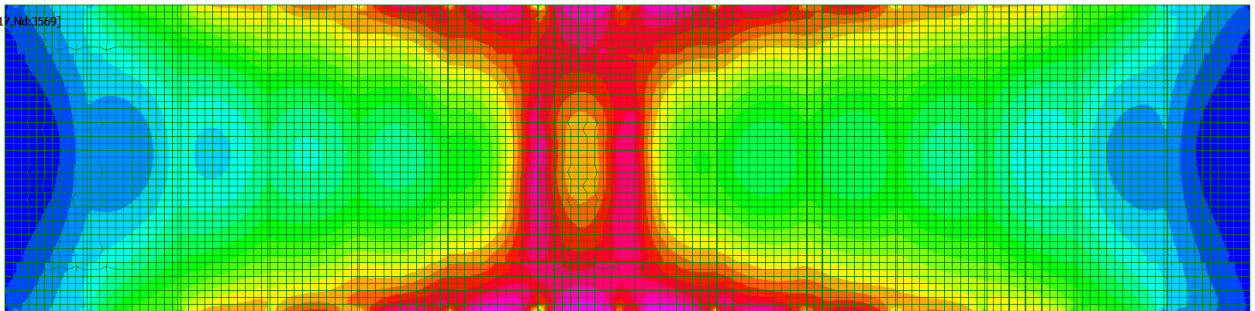
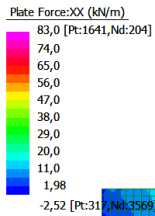
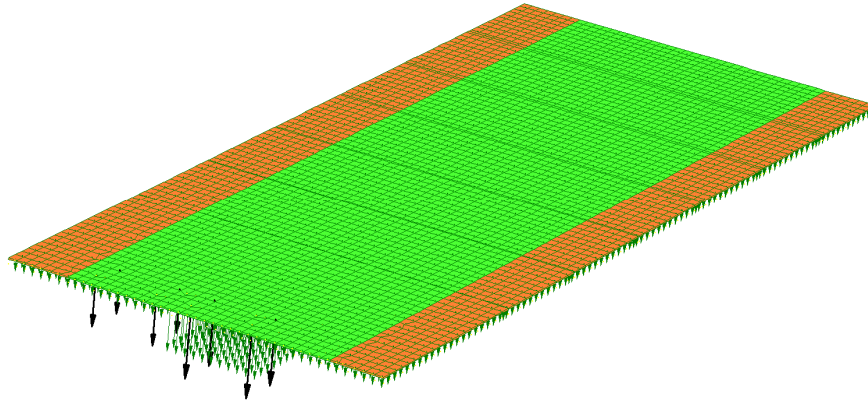
Sforzo normale pesi propri



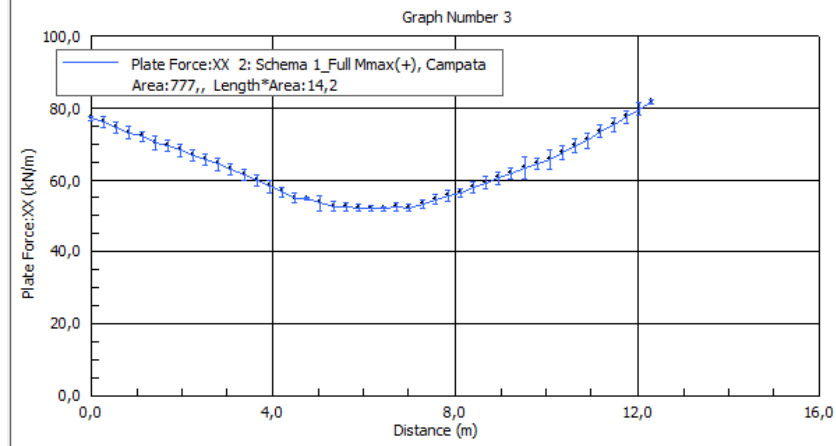
Sforzo normale permanenti portati



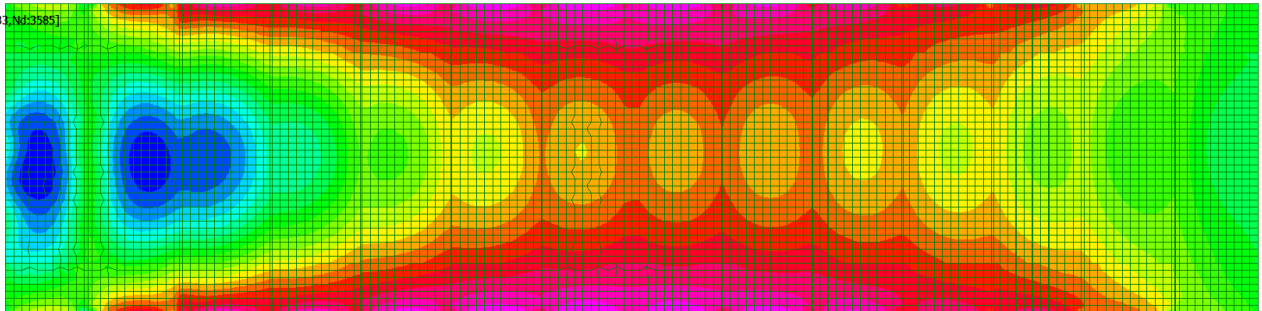
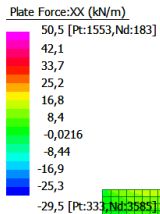
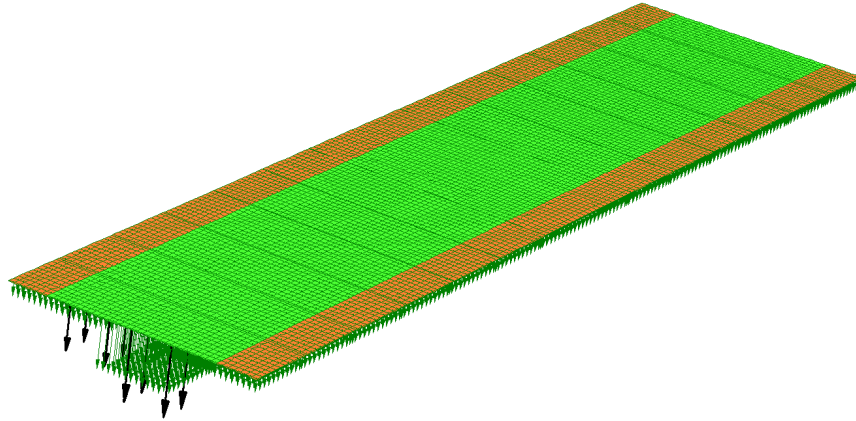
Sforzo normale Schema 1, carichi concentrati in campata



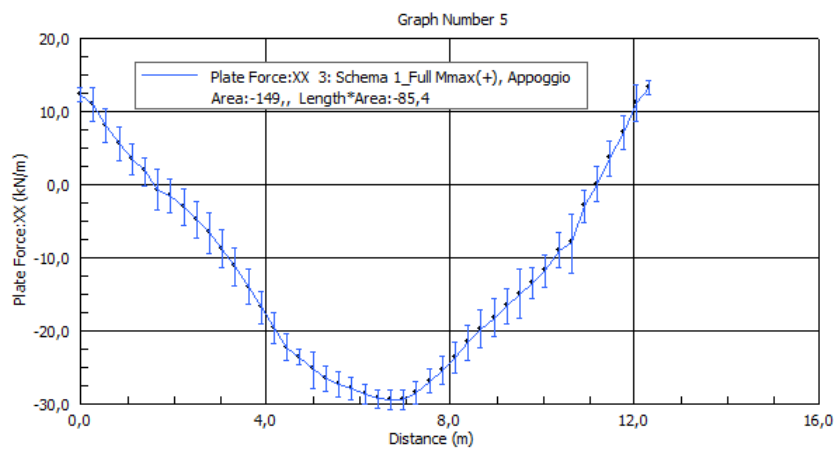
In questa configurazione si sono adottati i carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}) sull'intera soletta ed i carichi concentrati (Q_{ik}) posizionati nel concio di mezzera della soletta stessa.



Sforzo normale Schema 1, carichi concentrati in appoggio

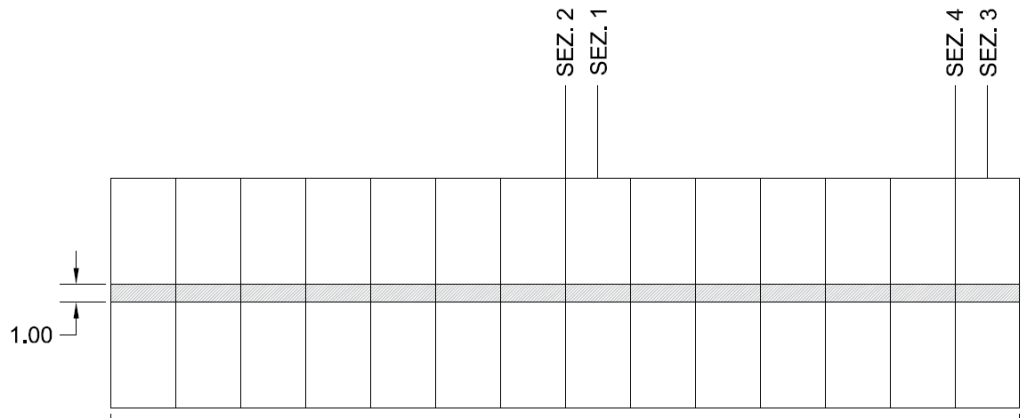


In questa configurazione si sono adottati i carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}) sull'intera soletta ed i carichi concentrati (Q_{ik}) posizionati in corrispondenza dell'appoggio.

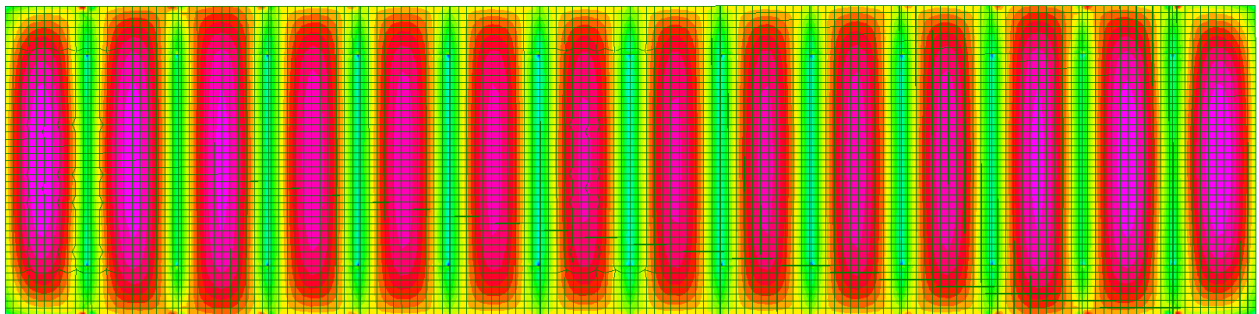
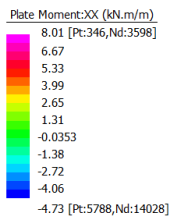


12.4.2 Momenti flettenti

Nel seguente paragrafo, oltre a riportare le sollecitazioni locali, si riportano le tabelle riassuntive delle azioni interne, per le rispettive sezioni, generate dal caso di carico in oggetto. Inoltre, le sollecitazioni riportate fanno riferimento alle sezioni significative illustrate in figura.



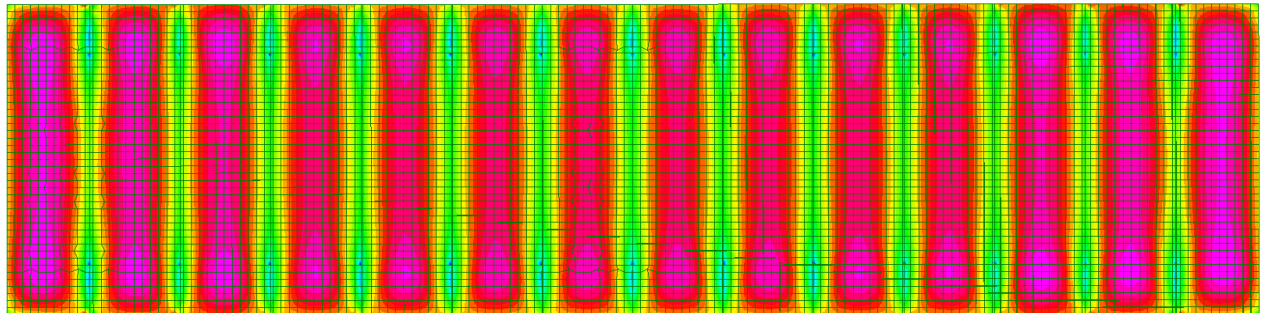
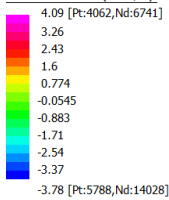
Pesi propri



Sezione	Pesi Propri Soletta		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	63.9	2.6	6.83
2	68.4	7.84	3.36
3	2.64	2.66	8.01
4	8.38	8.38	5.27

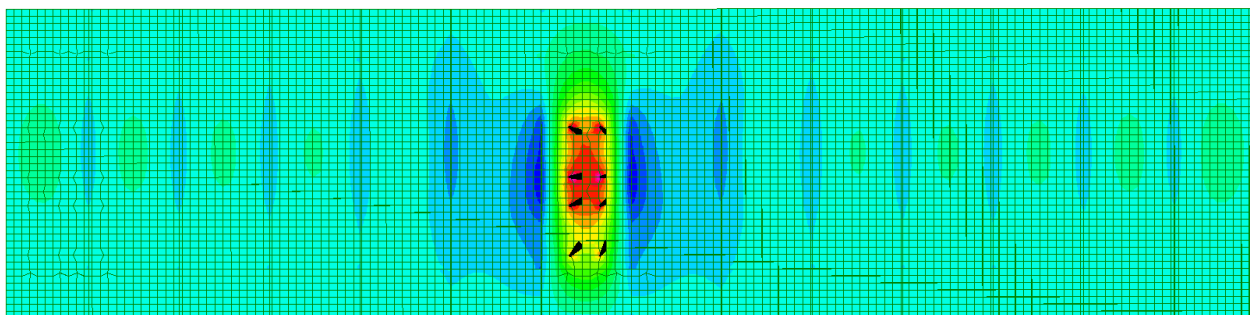
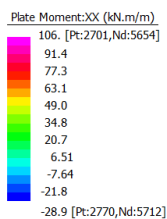
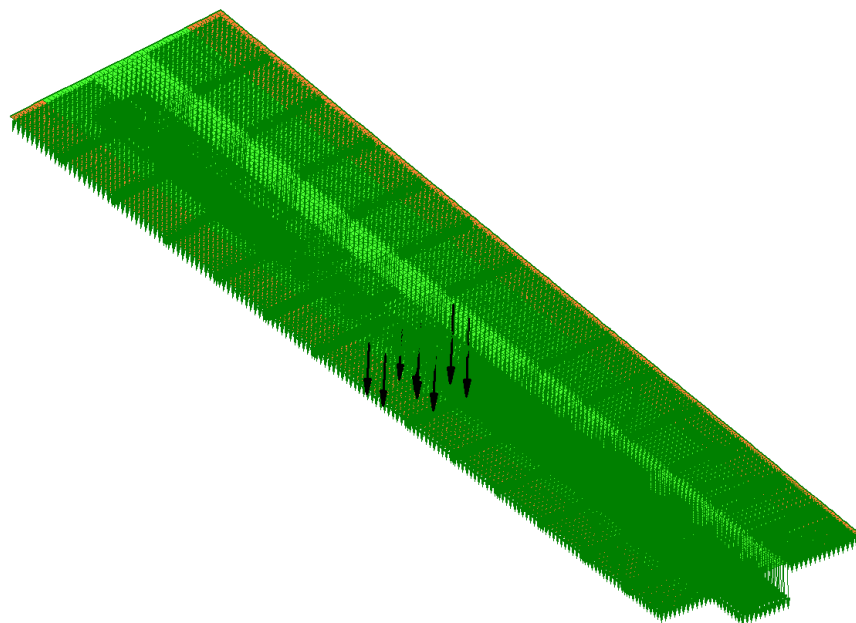
Pesi permanenti portati

Plate Moment:XX (kN.m/m)



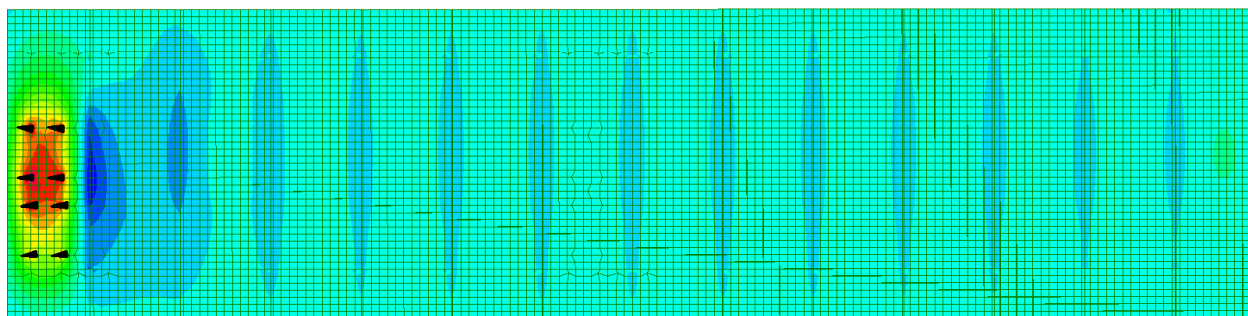
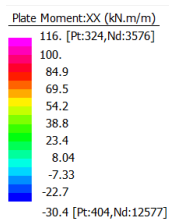
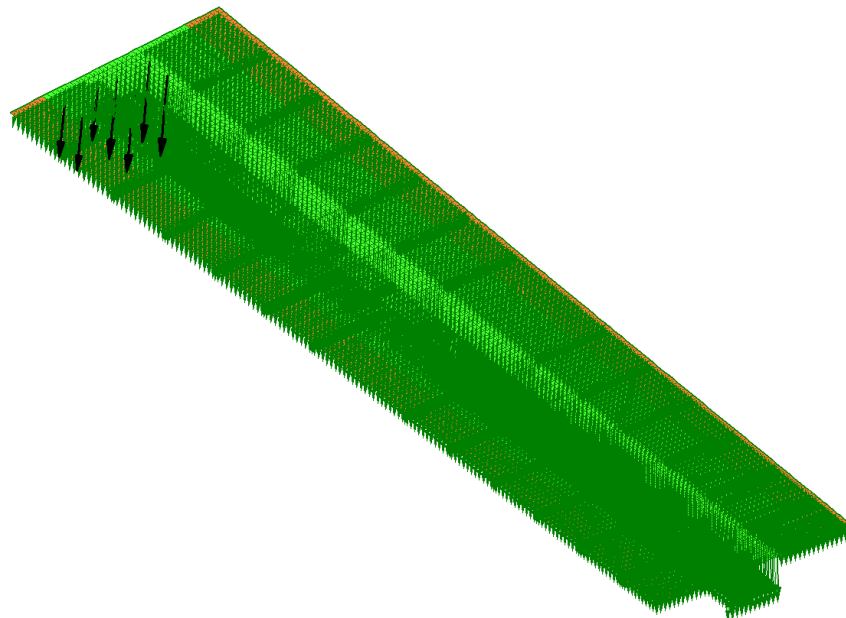
Sezione	Permanenti Portati		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	27.3	1.22	2.97
2	29.1	3.42	1.45
3	1.82	1.26	3.72
4	6.91	3.64	2.55

Schema 1, carichi concentrati in campata

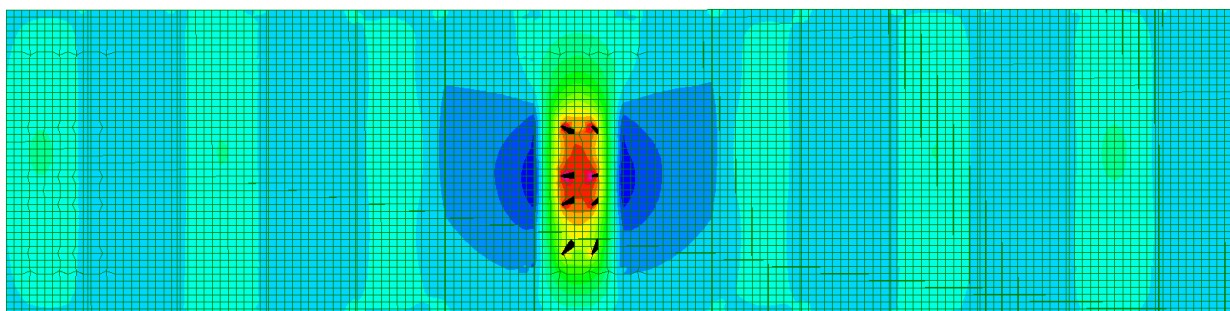
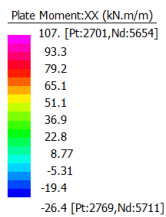
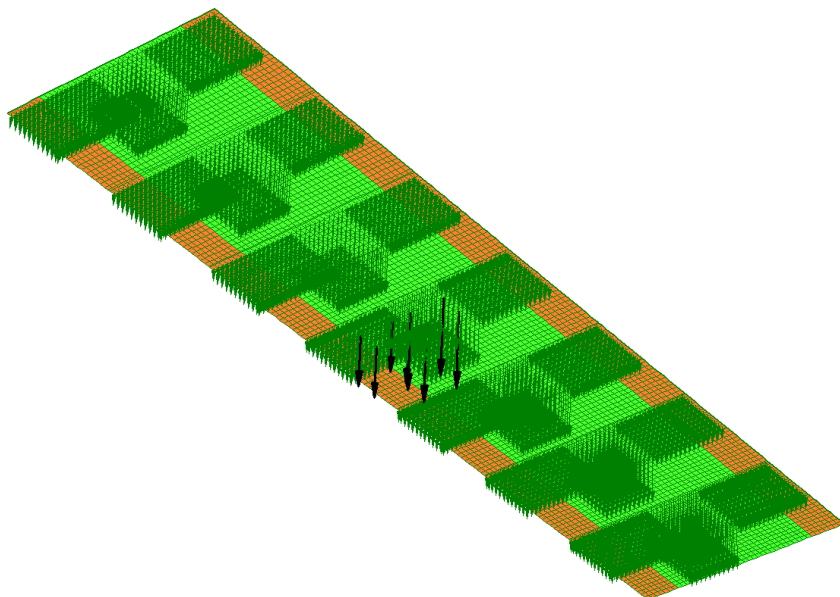


Sezione	A) Traffico Full Campata_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	55.1	55.6	106
2	72.7	84.7	-28.9
3	0	0	0
4	0	0	0

Schema 1, carichi concentrati in appoggio



Sezione	B) Traffico Full Appoggio_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	-29.4	28	89.7
4	4.62	33.4	-30.4

Schema 1 a scacchiera (M_{max+}), carichi concentrati in campata

Sezione	C) Traffico Max(+) Campata_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	43.3	57.2	107
2	59.2	83.7	-26.3
3	0	0	0
4	0	0	0



Schema 1 a scacchiera (M_{max-}), carichi concentrati in campata

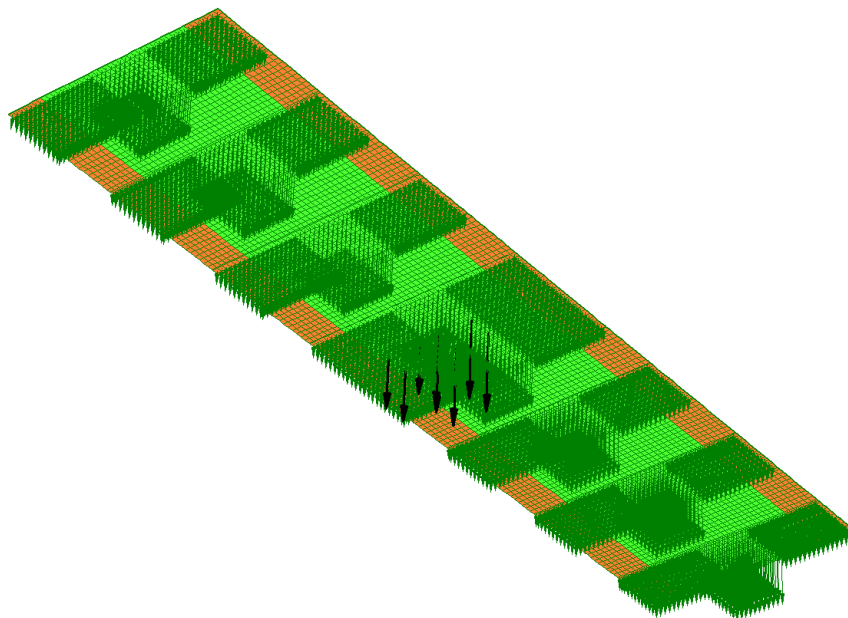
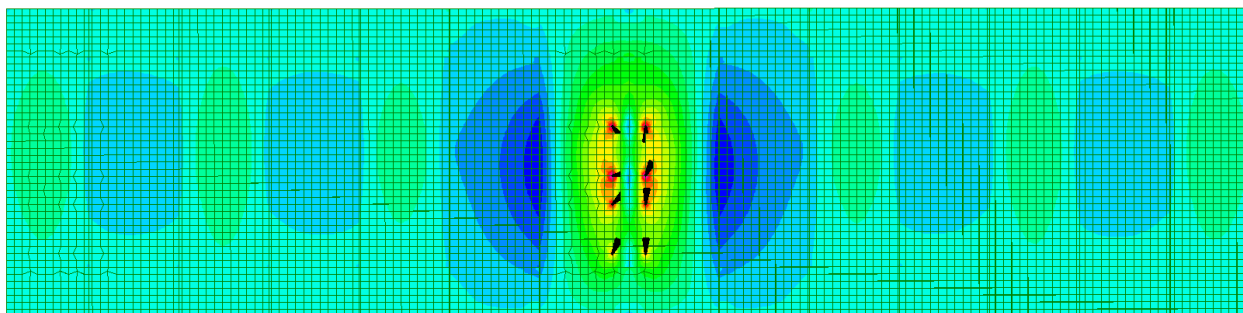
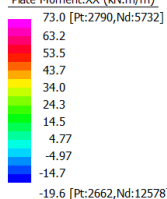
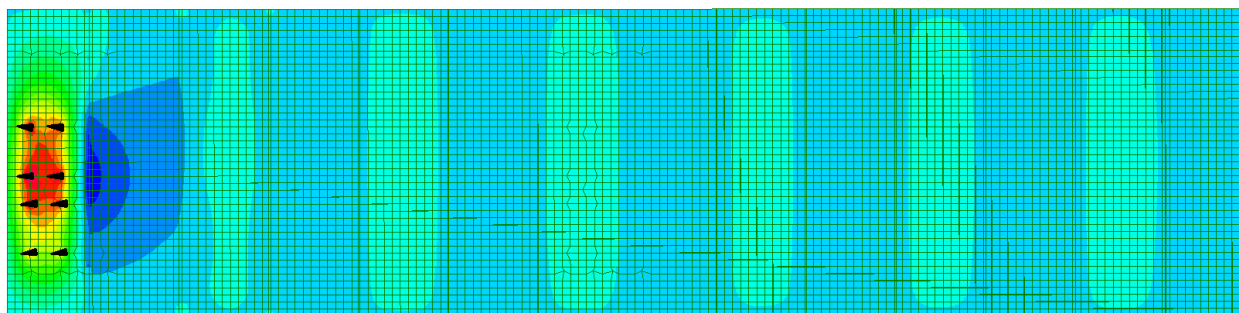
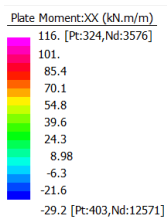
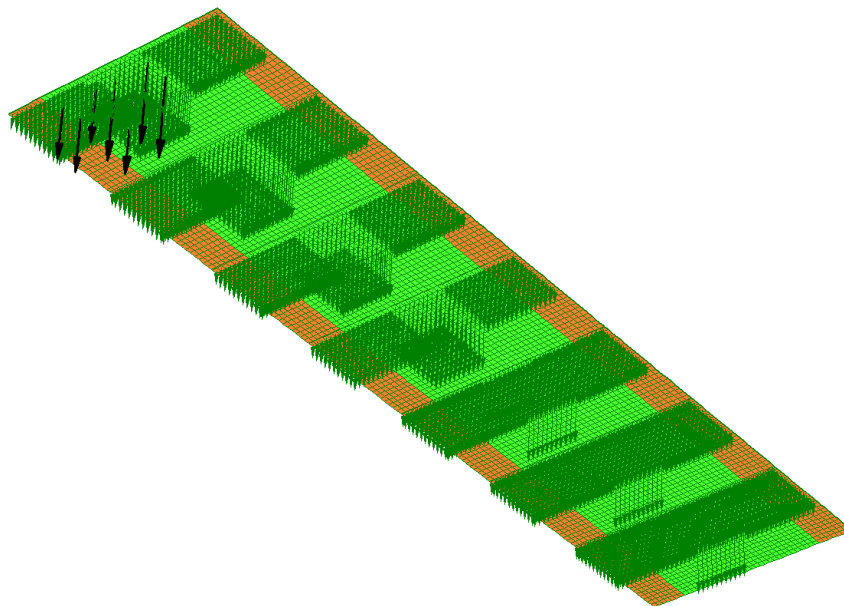


Plate Moment:XX (kN.m/m)



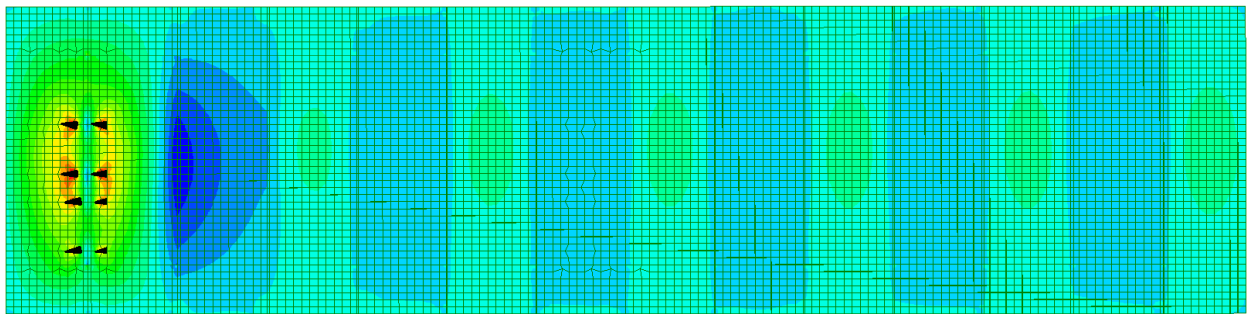
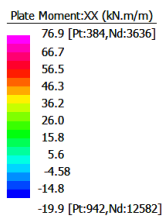
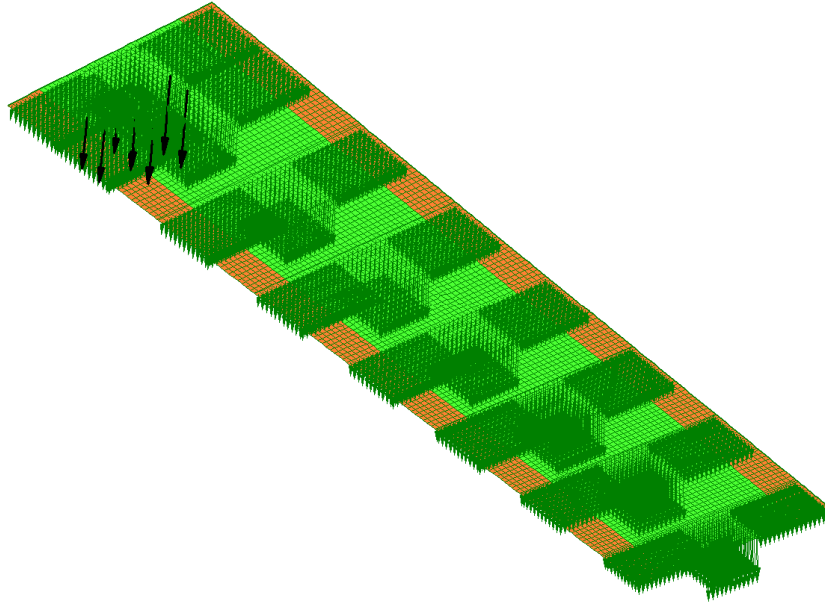
Sezione	D) Traffico Max(-) Campata_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	81.4	100	73
2	36.1	30	-19.6
3	0	0	0
4	0	0	0

Schema 1 a scacchiera (M_{max+}), carichi concentrati in appoggio



Sezione	E) Traffico Max(+) Appoggio_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	-31.4	33.8	90.1
4	-7.22	38.4	-29.1

Schema 1 a scacchiera (M_{max-}), carichi concentrati in appoggio



Sezione	F) Traffico Max(-) Appoggio_1		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	6.28	15.5	37.3
4	50.2	97.9	-7.92

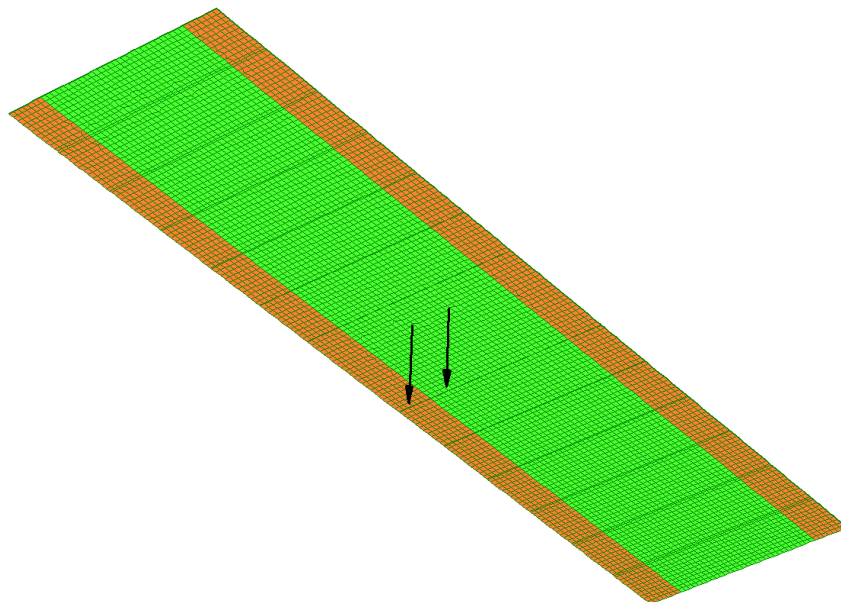
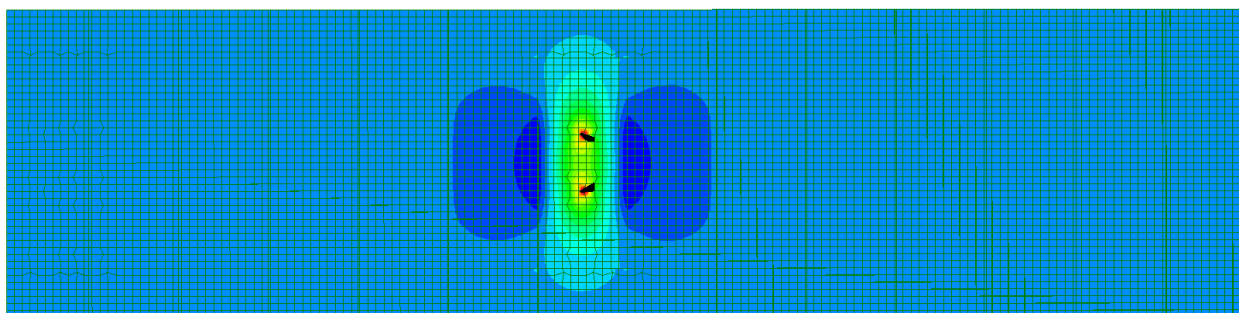
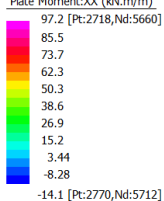
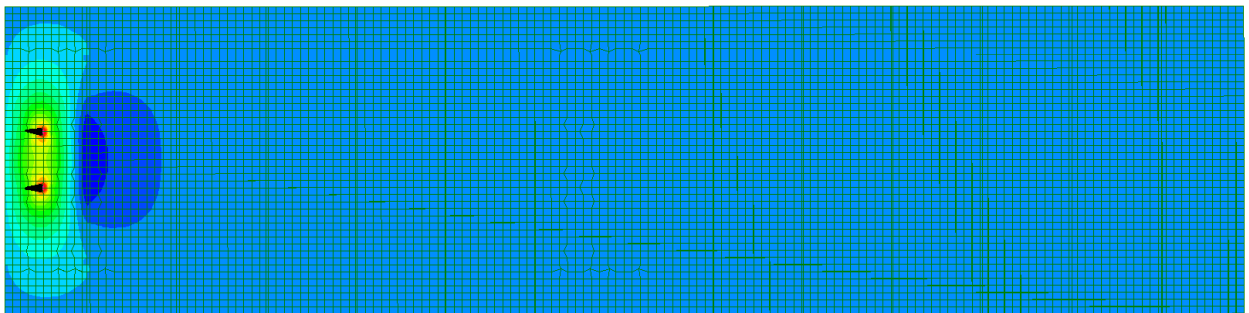
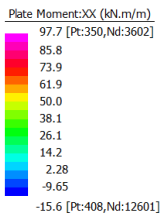
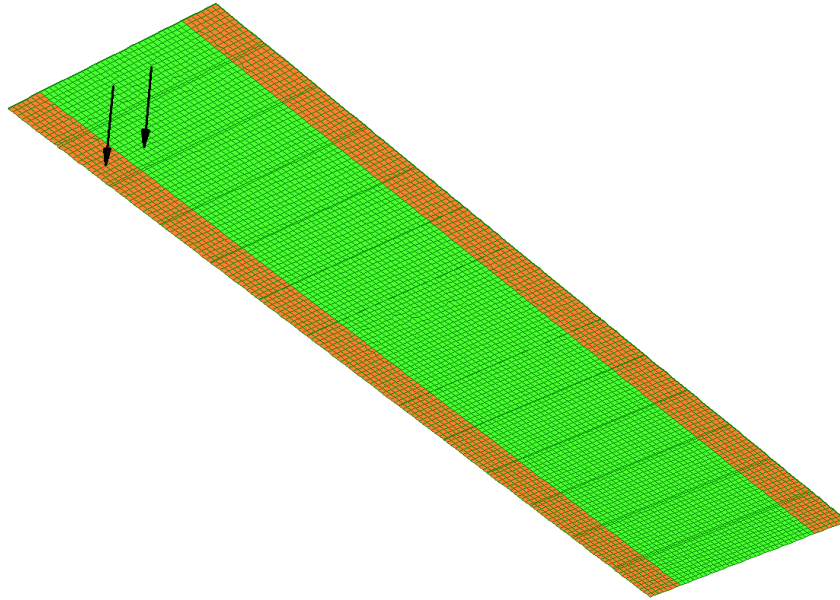
Schema 2 (M_{max+}), carichi concentrati in campata

Plate Moment:XX (kN.m/m)



Sezione	G) Traffico Max(+) Campata_2		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	12.5	93.5	97.2
2	19.4	37.5	-14.1
3	0	0	0
4	0	0	0

Schema 2 (M_{max+}), carichi concentrati in appoggio

Sezione	H) Traffico Max(+) Appoggio_2		
	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	-12.9	80.7	97.7
4	-6.37	40.6	-15.6

In merito alla convenzione dei segni scelta per gli sforzi assiali, il segno positivo indica uno stato tensionale di trazione della soletta, mentre invece il segno negativo indica compressione. Gli sforzi assiali di compressione, quindi con segno negativo, vengono cautelativamente trascurati in modo da massimizzare gli sforzi di trazione, molto più influenti, all'interno della soletta.

Di seguito vengono riportati le combinazioni elementari e gli involuipi dei valori rispettivi di Sforzo Assiale, Taglio e Momento, già combinati agli Stati Limite Ultimo e Stati Limite di Esercizio (combinazione caratteristica,

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
218 di 235

SLU

Combo Nmax - Mass		Combo M+max - Nass		Combo M-max - Nass		Taglio massimo
N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
233	112	182	158	0	0	140
230	-33	0	0	230	-33	130
14	66	-11	148	0	0	114
88	0	0	0	27	-30	148

SLE - Rara

Combo Nmax - Mass		Combo M+max - Nass		Combo M-max - Nass	
N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
173	83	135	117	0	0
170	-24	0	0	170	-24
11	49	-8	109	0	0
65	0	0	0	20	-23

SLE - Frequente

Combo Nmax - Mass		Combo M+max - Nass		Combo M-max - Nass	
N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
152	65	124	90	0	0
152	-17	0	0	152	-17
9	40	-5	85	0	0
53	2	53	2	19	-15

SLE - Quasi Permanente

Combo Nmax - Mass		Combo M+max - Nass		Combo M-max - Nass	
N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
91	10	91	10	0	0
98	5	98	5	0	0
4	12	4	12	0	0
15	8	15	8	0	0

12.5 Verifiche strutturali

Cautelativamente le verifiche sono state condotte sull'involuppo dei massimi di sollecitazione. Le singole sezioni sono state verificate nei confronti delle sollecitazioni maggiormente significative.

La soletta è armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri $\varnothing 20/20$, inferiormente tramite l'acciaio della lastra predalle di spessore 5mm che funge da armatura per la soletta e nella zona a cavallo dei traversi, in cui la lastra è interrotta sono presenti spezzoni di barre $\varnothing 14$ a passo 20 cm. Le staffe dei tralicci (staffe $\varnothing 12/20$) fungono da armatura a taglio per la soletta. Vengono cautelativamente trascurati nelle verifiche i correnti sup./inf. dei tralicci. Le verifiche sono svolte su un metro lineare di soletta.

12.5.1 Verifiche a pressoflessione SLU

12.5.1.1 Sezione 1 – Combo Nmax – Mass

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

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		C35/45	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="19.83"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="13.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

M_{xRd} kN m

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o cm Col. modello

Precompresso

La sezione è dunque verificata.

Doc. N.

Progetto
INOR

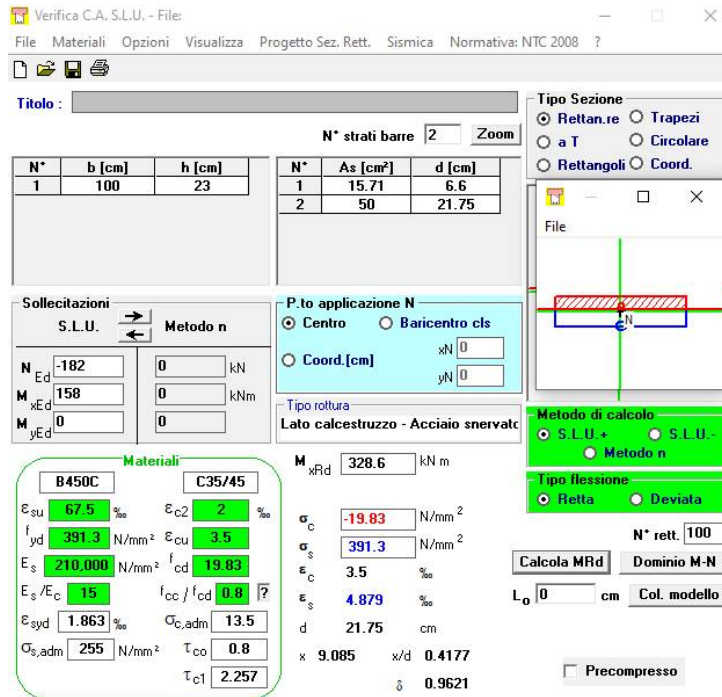
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001

Rev.
A

Foglio
220 di 235

12.5.1.2 Sezione 1 – Combo M+max – Nass



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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -182 0 kN
M_{xEd} 158 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 328.6 kNm

Materiali

B450C	C35/45
E _{su} 67.5 ‰	E _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	E _{cu} 3.5 ‰
E _s 210.000 N/mm²	f _{cd} 19.83
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
E _{syd} 1.863 ‰	σ _{c,adm} 13.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.8
	τ _{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 4.879 ‰
d 21.75 cm
x 9.085 x/d 0.4177
δ 0.9621

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

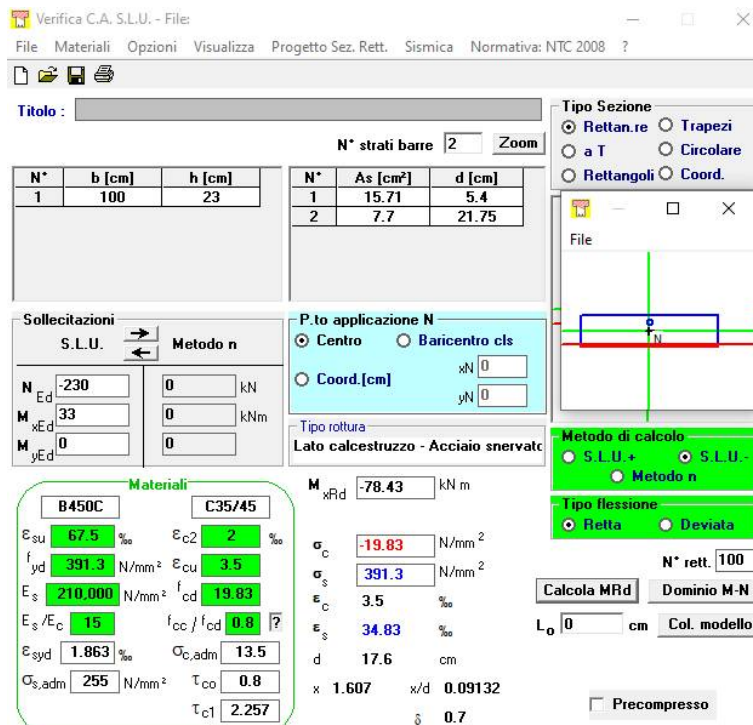
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La sezione è dunque verificata.

12.5.1.3 Sezione 2 – Combo Nmax – Mass



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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	5.4
			2	7.7	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -230 0 kN
M_{xEd} 33 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -78.43 kNm

Materiali

B450C	C35/45
E _{su} 67.5 ‰	E _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	E _{cu} 3.5 ‰
E _s 210.000 N/mm²	f _{cd} 19.83
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
E _{syd} 1.863 ‰	σ _{c,adm} 13.5
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.8
	τ _{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 34.83 ‰
d 17.6 cm
x 1.607 x/d 0.09132
δ 0.7

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

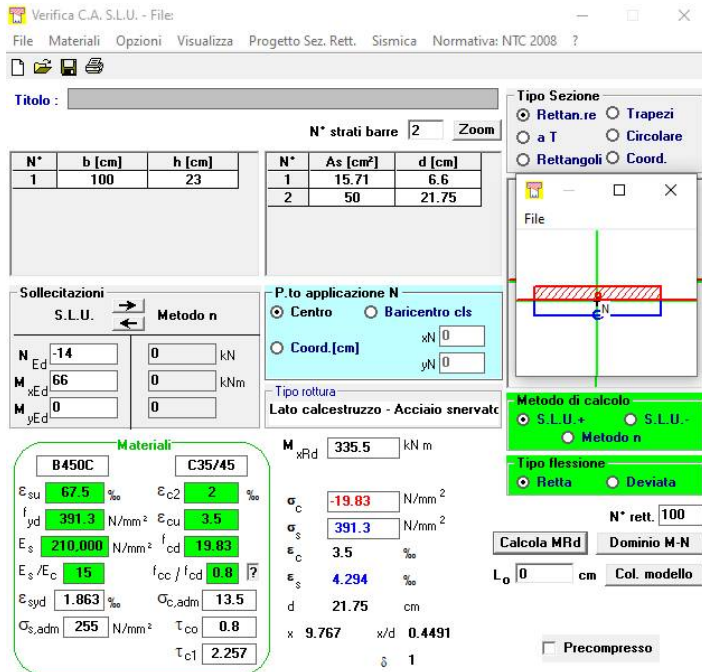
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La sezione è dunque verificata.

12.5.1.4 Sezione 3 – Combo Nmax – Mass



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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -14 0 kN
M_{xEd} 66 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 335.5 kNm

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 4.294 ‰
d 21.75 cm
x 9.767 x/d 0.4491
 δ 1

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

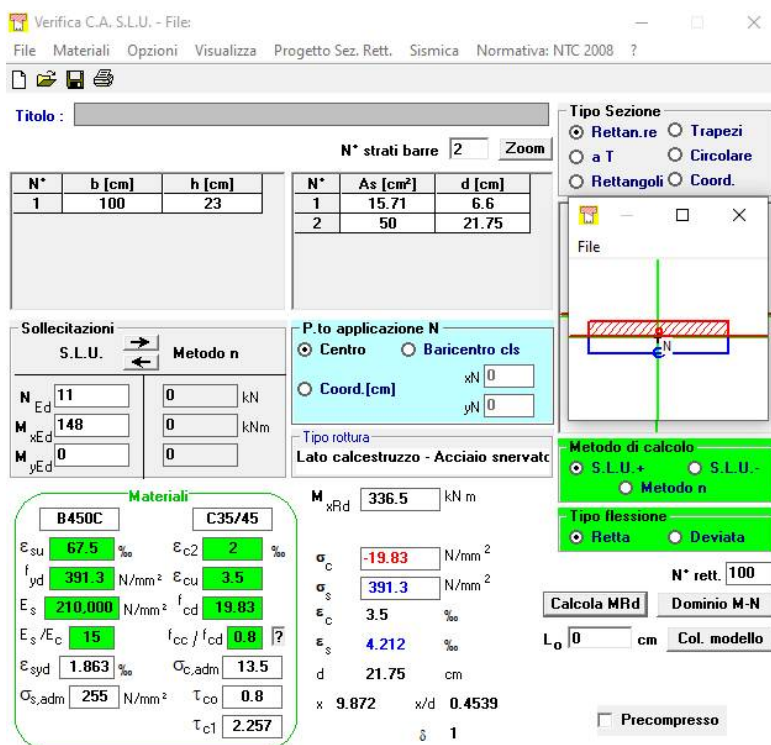
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La sezione è dunque verificata.

12.5.1.5 Sezione 3 – Combo M+max – Nass



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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 11 0 kN
M_{xEd} 148 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 336.5 kNm

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 4.212 ‰
d 21.75 cm
x 9.872 x/d 0.4539
 δ 1

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

La sezione è dunque verificata.

12.5.1.6 Sezione 4 – Combo M-max – Nass

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -27 0 kN
M_{xEd} 30 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 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 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -91.57 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 23 ‰
 d 16.4 cm
 x 2.166 x/d 0.1321
 δ 0.7

La sezione è dunque verificata.

12.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo, valutato a meno della larghezza della piattabanda superiore del traverso, risulta pari a:

$$V_{sd} = 148 \text{ kN}$$

Nella medesima sezione è stato valutato uno sforzo assiale di trazione pari a:

$$N_{sd} = -88 \text{ kN}$$

La resistenza alle sollecitazioni di taglio della soletta potrebbe essere affidata alla sola resistenza del calcestruzzo, considerando la sezione non armata. Nonostante ciò, la normativa prescrive di considerare la resistenza a taglio del calcestruzzo nulla in presenza di sforzi significativi di trazione. Si procede quindi affidando la resistenza a taglio della soletta ai Ø12 a passo 20 cm del traliccio della predalle.

V_{sdu}	148	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-88	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	21.75	cm
Asl	50.00	cm ²
c	0.25	cm
α	71	gradi
α	1.24	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20.00	cm
f_{cd}	19.833	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-0.4093	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rcd}	745.807	kN
V_{Rsd}	232.794	kN
V_{Rd}	232.794	kN

La verifica è dunque soddisfatta.

12.5.3 Verifiche tensionali in esercizio SLE

Valutate le azioni interne della soletta, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nelle armature e si verifica che quest'ultime rispettino i limiti tensionali prescritti dal NTC 2008:

- La massima tensione di compressione del calcestruzzo (σ_c) deve rispettare la seguente condizione:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

- La massima tensione dell'acciaio (σ_s), per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, deve rispettare:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

In accordo con i materiali impiegati, tali limitazioni risulteranno essere:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21 \text{MPa}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 35 = 15.75 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{MPa}$$

Controllo tensioni di esercizio per combinazione di carico caratteristica (rara)

12.5.3.1 Sezione 1 - SLE rara - Combo Nmax - Mass

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	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.6
2	50	21.75

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

File

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -173 kN
 M_{xEd} 83 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

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

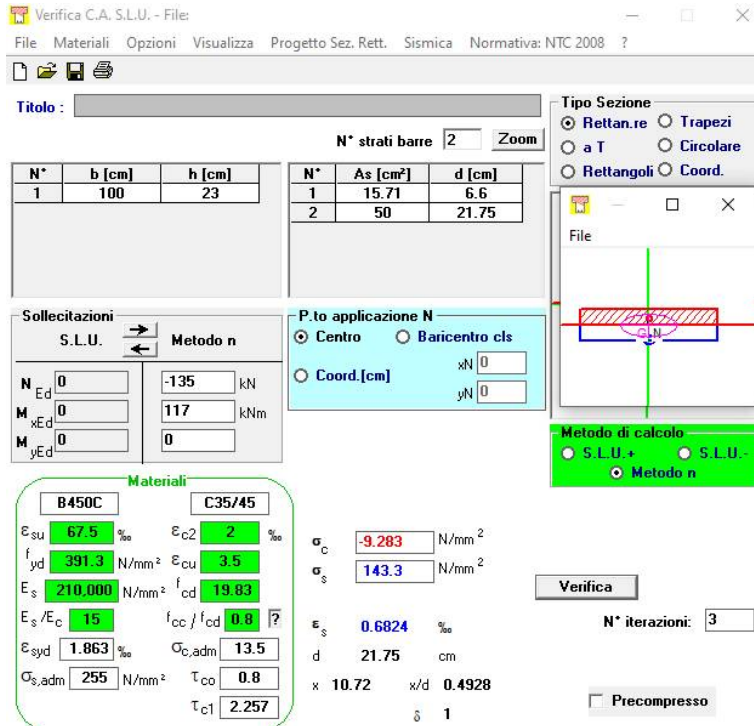
Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.2 Sezione 1 - SLE rara - Combo M+max - Nass



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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

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

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

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali

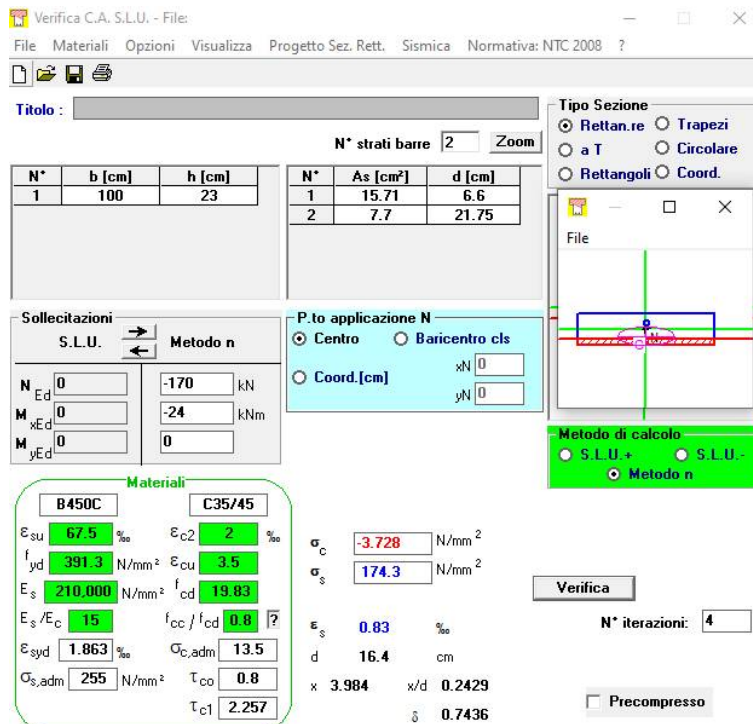
B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

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

σ_c -9.283 N/mm²
 σ_s 143.3 N/mm²
 ϵ_s 0.6824 ‰
 d 21.75 cm
 x 10.72 x/d 0.4928
 δ 1

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.3 Sezione 2 - SLE rara - Combo Nmax - Mass



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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

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

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	210.000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

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

σ_c -3.728 N/mm²
 σ_s 174.3 N/mm²
 ϵ_s 0.03 ‰
 d 16.4 cm
 x 3.984 x/d 0.2429
 δ 0.7436

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.4 Sezione 3 - SLE rara - Combo Nmax - Mass

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -11 kN
M_{xEd} 0 49 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -4.105 N/mm²
 σ_s 56.73 N/mm²
 ϵ_s 0.2701 ‰
d 21.75 cm
x 11.32 x/d 0.5205
 δ 1

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.5 Sezione 3 - SLE rara - Combo M+max - Nass

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 8 kN
M_{xEd} 0 109 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 3

Precompresso

Materiali

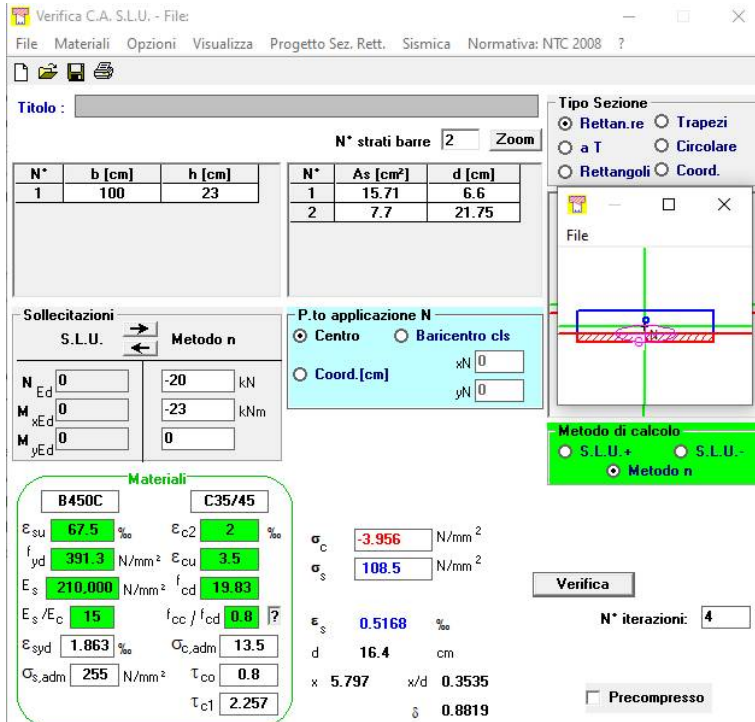
B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -9.282 N/mm²
 σ_s 123.9 N/mm²
 ϵ_s 0.5899 ‰
d 21.75 cm
x 11.51 x/d 0.5292
 δ 1

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.6 Sezione 4 - SLE rara - Combo M-max - Nass



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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -20 kN
M_{xEd} 0 -23 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 % σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

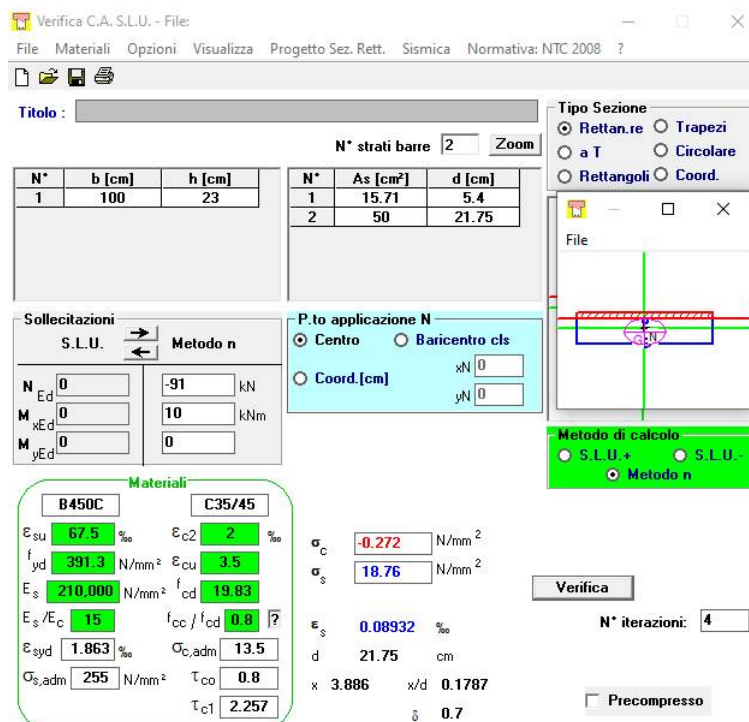
σ_c -3.956 N/mm²
 σ_s 108.5 N/mm²
 ε_s 0.5168 %
 d 16.4 cm
 x 5.797 x/d 0.3535
 δ 0.8819

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.7 Sezione 1 - SLE quasi permanente - Combo Unica



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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	5.4
			2	50	21.75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -91 kN
M_{xEd} 0 10 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

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 210.000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 % σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -0.272 N/mm²
 σ_s 18.76 N/mm²
 ε_s 0.08932 %
 d 21.75 cm
 x 3.886 x/d 0.1787
 δ 0.7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.8 Sezione 2 - SLE quasi permanente – Combo Unica

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

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

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	210.000 N/mm²	f _{cd}	19.83 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	13.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8 N/mm²
		τ _{c1}	2.257 N/mm²

σ_c -0.2716 N/mm²
σ_s 83.29 N/mm²
ε_s 0.3966 ‰
d 21.75 cm
x 1.014 x/d 0.04663
δ 0.7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.9 Sezione 3 - SLE quasi permanente – Combo Unica

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

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

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	50	21.75

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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	210.000 N/mm²	f _{cd}	19.83 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	13.5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8 N/mm²
		τ _{c1}	2.257 N/mm²

σ_c -0.9991 N/mm²
σ_s 13.99 N/mm²
ε_s 0.0666 ‰
d 21.75 cm
x 11.25 x/d 0.5173
δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.3.10 Sezione 4 - SLE quasi permanente - Combo Unica

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

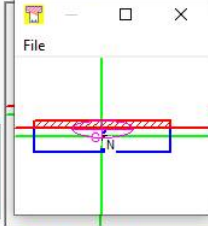
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

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

File 

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -15 kN
M_{Ed} 8 kNm
M_{xEd}
M_{yEd}

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

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -1.351 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 59.68 N/mm ²
E_s 210.000 N/mm ²	f_{cd} 19.83	ϵ_s 0.2842 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 21.75 cm
ϵ_{syd} 1.063 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5	x 5.513 x/d 0.2535
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.8	δ 0.7568
	τ_{c1} 2.257	

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Essendo le tensioni calcolate, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, inferiori ai limiti prescritti per la combinazione di carico caratteristica, si considera tale verifica soddisfatta.

12.5.4 Verifiche a fessurazione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 14/01/08 nel caso di struttura in calcestruzzo ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti. Le sezioni verificate sono esclusivamente quelle tese al lembo superiore, in quanto al lembo inferiore è presente la lastra predalle che ricopre direttamente il calcestruzzo e quindi la verifica a fessurazione non risulta significativa.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_a	Stato limite	w_a
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Per tenere in considerazione l'effetto del ritiro e dell'azione termica di contrazione sulla soletta allo stato limite di fessurazione, l'ampiezza delle fessure è stata aumentata tenendo in considerazione il contributo di queste azioni, nel seguente modo.

$$\varepsilon_{\text{ritiro}} = 1.2 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\Delta t} = 1.2 \cdot 10^{-4}$$

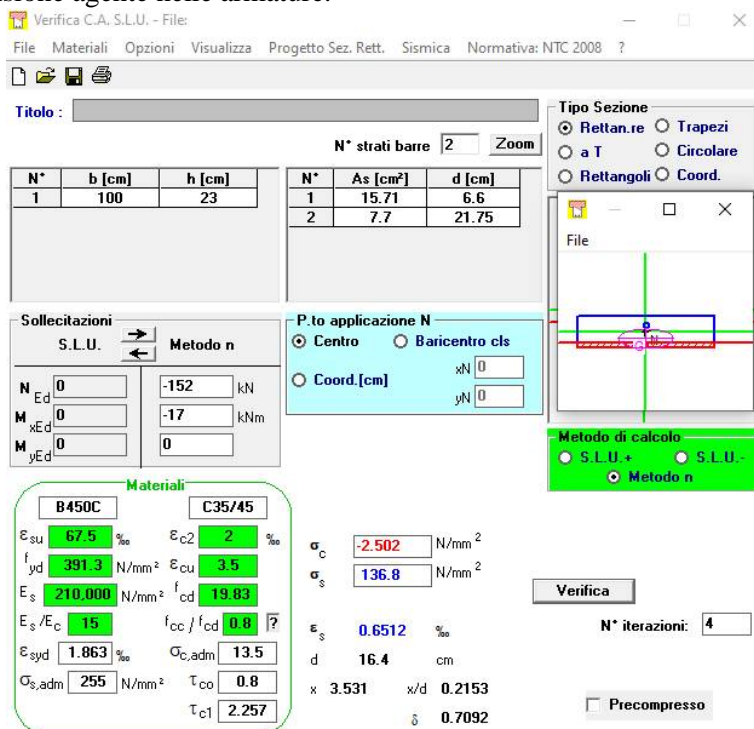
$$\Delta_{\text{ritiro}} = \varepsilon_{\text{ritiro}} \cdot \Delta_{\text{smax}}$$

$$\Delta_{\Delta t} = \varepsilon_{\Delta t} \cdot \Delta_{\text{smax}}$$

Tali verifiche vengono eseguite sia in campata che in corrispondenza dell'appoggio, ed in entrambi i casi verrà studiata la fessurazione dovuta sia a momento positivo che momento negativo.

12.5.4.1 Sezione 2 - SLE Frequente – Combo Nmax - Mass

Si ricava di seguito la tensione agente nelle armature.



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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	23	1	15.71	6.6
			2	7.7	21.75

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -152 kN
 M_{xEd} -17 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5
E _s	210.000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

σ_c -2.502 N/mm²
 σ_s 136.8 N/mm²
 ε_s 0.6512 ‰
 d 16.4 cm
 x 3.531 x/d 0.2153
 δ 0.7092

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione: $w_{d,tot} < w_2$

Combinazione FREQUENTE			
Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione cls teso-compr.	n' =	0.6	
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	45	N/mm²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm²
Modulo elastico cls	E _{cm} =	34625	N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	22	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A _s =	15.7	cm²
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	6.60	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	50	cm²
Copriferro acciaio compresso	c's =	0.25	cm
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.4	cm
Ricoprimento barre interne tese	c+S =	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	152.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	17.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	3.31	cm
Tensione cls compresso	σ _c =	-2.58	N/mm²
Tensione barra esterna tesa	σ _s =	137	N/mm²
Distanza media fra due fessure attigue			

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

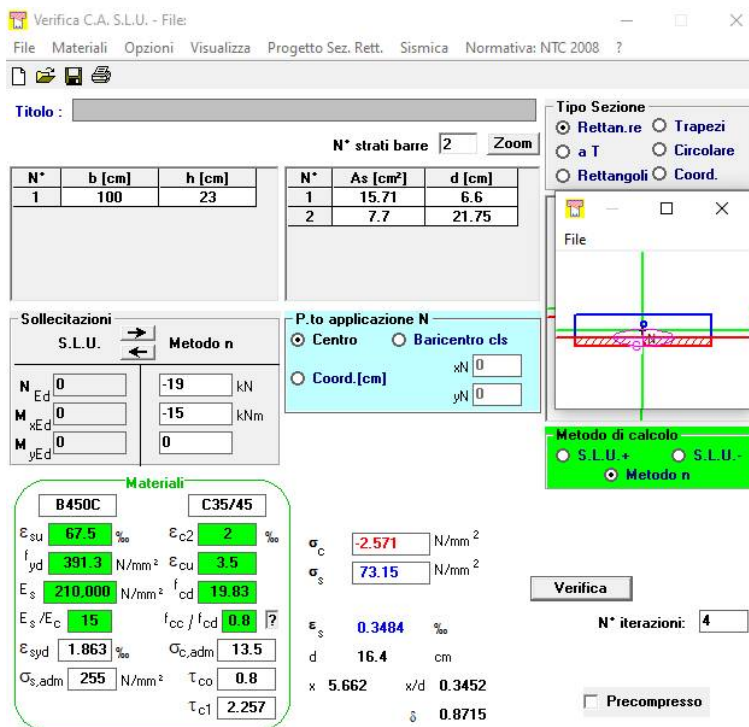
Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
232 di 235

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	10.92	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-1.94	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	6.2	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	622.9	cm ²
Diametro equivalente	$\Phi_{eq} =$	2.000	cm
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	15.70	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	28.450	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	0.4 per carichi di lunga durata
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
		4.05E-	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	04	
Ampiezza fessura	$w_{d1} =$	0.115	mm
Fessura da ritiro	$w_{d2} =$	0.034	mm
Fessura da DT	$w_{d3} =$	0.034	mm
Fessura di calcolo	$w_d =$	0.183	mm
Apertura massima fessura	$w_{amm} = w_2$	0.3	mm

12.5.4.2 Sezione 4 - SLE Frequente – Combo Nmax - Mass

Si ricava di seguito la tensione agente nelle armature.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data entry and display panels.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	23

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.6
2	7.7	21.75

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

P.to applicazione N: Centro / Baricentro cls / Coord.[cm]

Materiali: B450C, C35/45

Proprietà	B450C	C35/45
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E_s	210.000 N/mm²	19.83
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.063 ‰	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.8
τ_{c1}		2.257

Calcolo: $\sigma_c = -2.571$ N/mm², $\sigma_s = 73.15$ N/mm², $\epsilon_s = 0.3484$ ‰, $d = 16.4$ cm, $x = 5.662$ cm, $x/d = 0.3452$, $\delta = 0.8715$

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Combinazione FREQUENTE			
Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione cls teso-compr.	$n' =$	0.6	
Coefficiente di omogeneizzazione acc.-cls	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	45	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm²
Modulo elastico cls	$E_{cm} =$	34625	N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	$H =$	22	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	15.7	cm²
Copriferro baricentro acciaio teso	$cs =$	6.60	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	50	cm²
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	0.25	cm
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.4	cm
Ricoprimento barre interne tese	$c+S =$	0.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	15.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	19.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	5.32	cm
Tensione cls compresso	$\sigma_c =$	-2.68	N/mm²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	73	N/mm²
Distanza media fra due fessure attigue			
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.5	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL IV 28 A 5 001Rev.
AFoglio
234 di 235

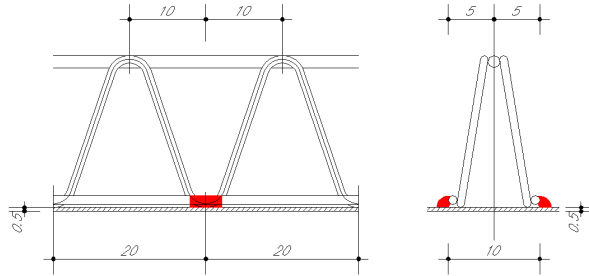
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	1.23	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-0.39	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	5.6	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	556.1	cm ²
Diametro equivalente	$\Phi_{eq} =$	2.000	cm
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	15.70	cm ²
Distanza media fra due fessure attigue	$\Delta_{smax} =$	27.003	cm
Deformazione unitaria media			
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	0.4 per carichi di lunga durata
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	2.18E-04	
Ampiezza fessura	$w_{d1} =$	0.059	mm
Fessura da ritiro	$w_{d2} =$	0.032	mm
Fessura da DT	$w_{d3} =$	0.032	mm
Fessura di calcolo	$w_d =$	0.124	mm
Apertura massima fessura	$w_{amm} = w_2$	0.3	mm

La verifica risulta essere soddisfatta essendo rispettata la limitazione: $w_{d,tot} < w_2$

12.5.5 Verifica a scorrimento lastra-soletta

Lo scorrimento tra lastra e soletta in c.a. in direzione longitudinale viene affidato alla saldatura stessa del traliccio alla lastra.

Si esegue la verifica sui tralicci disposti ad interasse 40cm. Si considerano dei cordoni di saldatura a passo 20cm si dimensioni 30mm x 6mm (lato cordone di saldatura).



Per ricavare la tensione in direzione longitudinale ($\tau_{//}$) agente sulla saldatura si calcola lo scorrimento tramite la formula di Jourawsky di una sezione unitaria di altezza 22cm.

I tagli sollecitanti sono quelli ricavati nei paragrafi precedenti in cui si separano le azioni a breve termine dalle azioni a lungo termine. Si ricorda che il taglio massimo SLU con cui è stata eseguita la verifica è pari a:

$$T_{SLU} = 148 \text{ kN}$$

Il quale scomposto nei due contributi diventa:

$$T_{n=6} \text{ (TRAFFICO)} = 1.35 * 149 \text{ kN} = 132 \text{ kN}$$

$$T_{n=18} \text{ (PESI)} = 1.35 * (28 \text{ kN} + 7 \text{ kN}) = 16 \text{ kN}$$

larghezza sezione	1000	mm	1000	mm
spessore cls	220	mm	220	mm
spessore lastra	5	mm	5	mm
coeff om	6		18	
lungh cordone	30	mm	30	mm
lato cordone	6	mm	6	mm
sp cordone	4.24	mm	4.24	mm
area om cls	250000	mm ²	310000	mm ²
mom st risp base	25375000	mm ³	25525000	mm ³
quota baricentro risp base	101.50	mm	82.34	mm
mom in	1221520833	mm ⁴	1695887769	mm ⁴
mom st lastra risp bar	2970000	mm ³	7185484	mm ³
mpm st cls risp bar	2970000	mm ³	7185484	mm ³
fyk acciaio	355	Mpa	355	Mpa
β_1	0.7		0.7	
Taglio	132	kN	16	kN
Scorrimento	322	N/mm	69	N/mm
num trasv	5		5	
passo long	200	mm	200	mm
scorr su 1 saldatura	13	kN	3	kN
$\tau_{//}$ saldatura	101	N/mm ²	22	N/mm ²
β_1 fyk	248.5	N/mm ²	248.5	N/mm ²
Verifica	Soddisfatta		Soddisfatta	

La tensione totale in direzione trasversale vale pertanto:

$$\tau_{//} = 101 \text{ MPa} + 22 \text{ MPa} = 123 \text{ MPa}$$

La verifica è quindi soddisfatta.