

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
2. CRITERI DI CALCOLO	7
2.1 Impalcato.....	7
2.1.1 Statica longitudinale	7
2.1.2 Statica trasversale.....	7
3. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	8
4. MATERIALI	10
4.1 Nuove strutture.....	10
4.1.1 Conglomerati cementizi.....	10
4.1.2 Acciaio ad aderenza migliorata	12
4.1.3 Acciaio da carpenteria.....	12
4.1.4 Bulloni ad alta resistenza.....	13
4.1.5 Pioli tipo "NELSON"	13
4.1.6 Saldature	13
4.2 Strutture esistenti.....	14
5. SOFTWARE DI CALCOLO	15
6. CARICHI DI PROGETTO	16
6.1 Elenco delle condizioni di carico elementari.....	16
6.2 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura	16
6.2.1 Carichi permanenti (g_1, g_2, g_3).....	16
6.2.2 Azioni dei carichi variabili da traffico (Q_{ik}).....	17
6.2.3 Azione longitudinale di frenamento (q_3).....	20
6.2.4 Azioni del vento (q_5).....	21
6.2.5 Azione sismica (E).....	22
7. COMBINAZIONI DI CARICO	25
7.1 Combinazioni per gli S.L.U.	25
7.2 Combinazioni per gli S.L.E.	27
7.3 Combinazioni per lo stato limite di fatica	27
8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DELL'IMPALCATO	28
8.1 Generalità.....	28
8.2 Modelli di calcolo	29
8.3 Analisi dei carichi.....	30
8.3.1 Peso proprio delle strutture (G_{1k}).....	30
8.3.2 Carichi permanenti portati (g_{2k}).....	31
8.3.3 Ritiro e viscosità del calcestruzzo (ϵ_2, ϵ_4).....	32
8.3.4 Variazioni termiche (ϵ_3).....	37
8.3.4.1 Variazioni termiche uniformi Δt_N	37
8.3.4.2 Variazioni termiche lineari Δt_M	38
8.3.4.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari	38
8.3.5 Cedimenti vincolari (ϵ_5).....	38
8.3.6 Carichi Variabili da traffico $Q_{1,k}$	39
8.3.7 Azione longitudinale di frenamento (q_3).....	40
8.3.8 Azione centrifuga (Q_4).....	40
8.3.9 Azione del vento (q_5)	40
8.3.10 Resistenze parassite dei vincoli (q_7).....	42
8.3.11 Azione sismica (q_6).....	42

8.4	Combinazioni di carico	43
8.4.1	Stati limite ultimi.....	43
8.4.2	Stati limite di esercizio	44
8.4.3	Stati limite di fatica.....	45
8.5	Caratteristiche della sollecitazione interna	46
8.6	Carichi e spostamenti agli appoggi	51
8.7	Verifiche di resistenza e di stabilità	57
8.7.1	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	57
8.7.1.1	Verifica sezioni.....	57
8.7.1.2	Verifica connessione trave - soletta.....	63
8.7.2	Modalità di verifica delle pile composite	66
8.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	67
8.8.1	Stato della soletta	67
8.8.2	Larghezze collaboranti	67
8.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	67
8.9	Sistema di irrigidimento (stiffeners)	70
8.9.1	Risultati salienti.....	71
8.9.1.1	Quadro tensionale nelle travi principali.....	71
9.	VERIFICA IMPALCATO METALLICO.....	93
9.1	Verifica travi longitudinali.....	93
9.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	93
9.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento.....	95
9.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	96
9.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	98
9.1.5	Verifica connessione trave/soletta.....	100
9.1.5.1	Caratteristiche piolatura e detailing	100
9.1.5.2	Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica	101
9.2	Verifica stiffeners trasversali.....	103
9.2.1	Irrigidenti intermedi	103
10.	ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DELLA SOLETTA IN C.A.	105
10.1	Generalità	105
10.2	Analisi dei carichi.....	106
10.3	Caratteristiche della sollecitazione interna	107
10.3.1	Soletta impalcato di progetto	108
10.4	Verifica delle sezioni.....	110
10.4.1	Verifica soletta in ampliamento.....	111
10.4.2	Verifica soletta esistente	113
10.4.3	Analisi in fase di getto.....	115
10.4.3.1	Coppella di larghezza 2.0m	116
11.	ANALISI SISMICA	120
12.	VERIFICA DELLE TRAVI ESISTENTI	120
12.1	Materiali.....	120
12.2	Geometria delle travi esistenti	121
12.3	Carichi mobili di progetto.....	123
12.4	Verifiche delle travi	125
12.4.1	Verifica flessionale.....	125
12.4.2	Verifica a taglio	126

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo, nell'ambito della progettazione definitiva per l'ammodernamento e l'ampliamento alla terza corsia dell'Autostrada dell'autostrada A13 Bologna – Padova nei tratti Bologna - Ferrara sud e Padova - Monselice, riporta e descrive i calcoli statici della struttura che costituisce l'ampliamento dell'impalcato dell'opera d'arte denominata "Ponte sul Canale Vigenzone", ubicata alla progressiva km 93+450 della suddetta arteria stradale.

Struttura in elevazione esistente. L'opera in epigrafe, per la parte esistente è composta da tre campate, tutte di luce pari a 32.80 m e con schema di appoggio semplice sulle sottostrutture (V. figura 1.1). Per ogni campata sono presenti due impalcati separati ciascuno per ogni carreggiata. Il singolo impalcato è composto da travi in cap a doppio T di altezza 1.70m interassate di 2.45 m e sormontate da una soletta gettata in opera di spessore 20cm; il collegamento trasversale è realizzato, oltre che dalla soletta in c.a., da cinque traversi in cemento armato ordinario di altezza 1.50m.

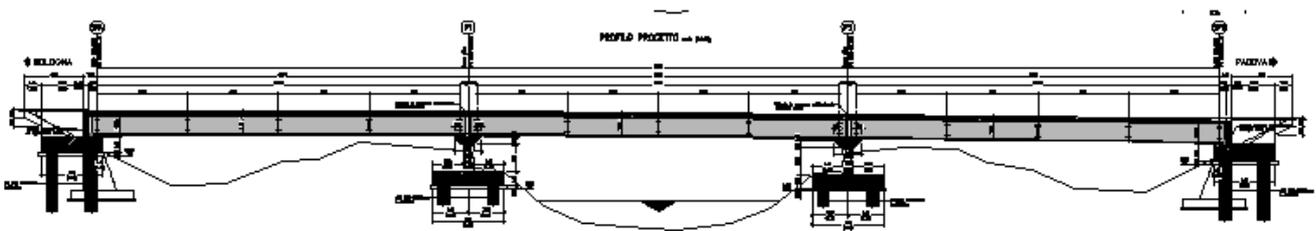


Fig. 1.1 – Sezione longitudinale del viadotto

Struttura di ampliamento. Per entrambe le carreggiate è previsto l'allargamento della sede viabile di 4.75 m, mentre, l'allargamento dell'impalcato è previsto di 6.45m per la carreggiata lato Bologna e di 5.65m per quella direzione Padova. Dal punto di vista strutturale, entrambi gli ampliamenti sono previsti in struttura mista acciaio calcestruzzo, ciascuno composto da due travi a doppio T ad altezza costante di 1.70 m, realizzate per composizione di lamiere in acciaio mediante saldatura. Le suddette travi sono sormontate da una soletta in cemento armato gettata in opera avente spessore di 26 cm di cui 6 cm occupati dallo spessore delle lastre tralicciate prefabbricate alle quali è affidato il compito di sostenere il peso del getto della soletta. La soletta è collegata alle sottostanti travi metalliche da una serie di pioli metallici tipo Nelson opportunamente distribuiti lungo le travi. Le due travi, disposte ad interasse di 2.40 m, sono collegate tra loro trasversalmente, oltre che dalla soletta in c.a., da una serie di traversi tutti di tipo ad anima piena con sezione a doppio T di altezza costante pari a 1.00 m

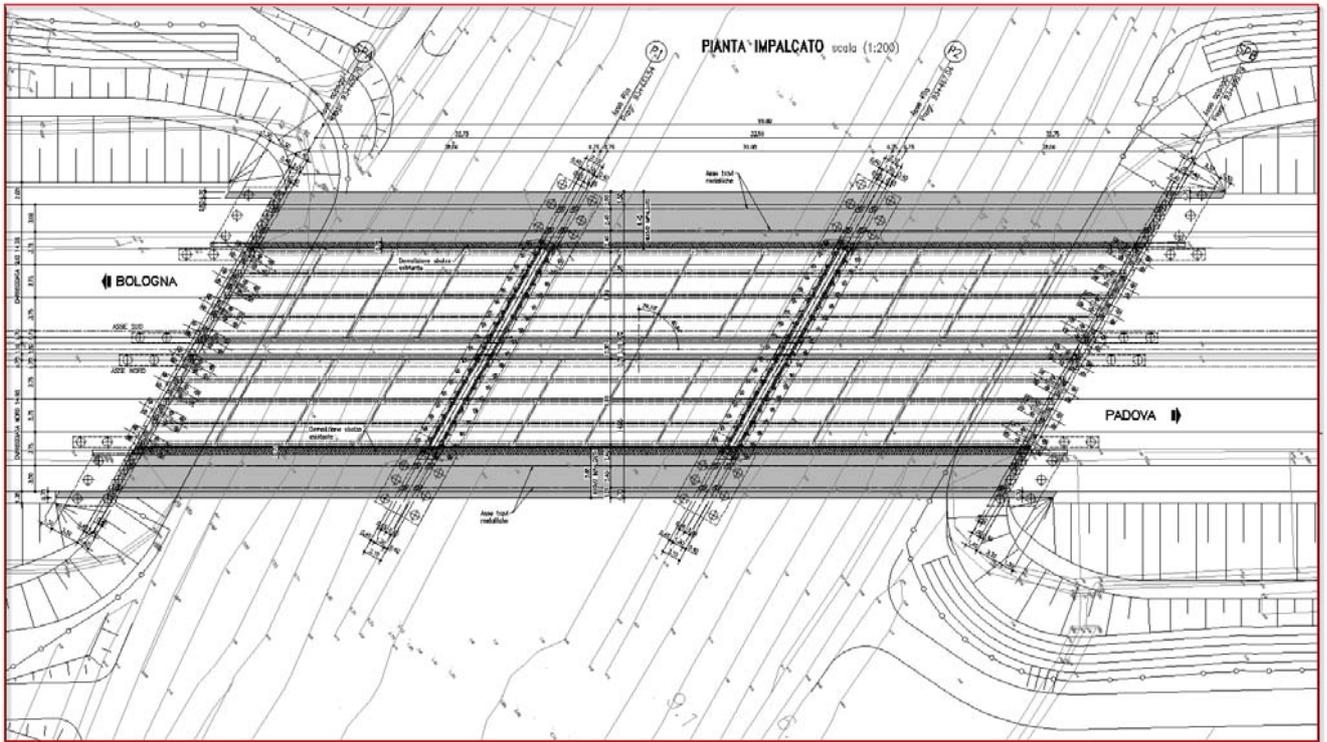


Fig. 1.2 – Pianta impalcato

SEZIONE TRASVERSALE TIPO - IN RETTO - scala (1:100)

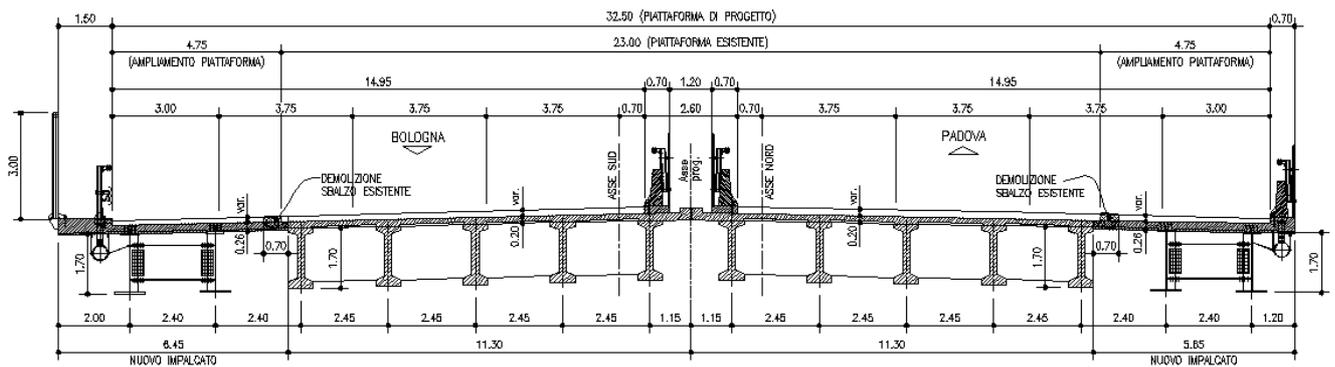


Fig. 1.3 – Sezione trasversale corrente

Sistema di vincolo. In progetto, per la struttura esistente è previsto la sostituzione degli apparecchi d'appoggio, sia per gli impalcati esistenti sia per quelli di nuova realizzazione si prevede un sistema di vincolo costituito da apparecchi d'appoggio in gomma armata; tali appoggi difatti costituiscono un vincolo per i soli spostamenti verticali, mentre, per impedire gli spostamenti orizzontali sono previsti una serie di ritegni sismici disposti, rispettivamente, per la direzione longitudinale e trasversale sulle pile e sulle spalle. Per maggiori dettagli circa la disposizione, la geometria e sul dimensionamento statico di tali elementi si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.

Le sottostrutture esistenti sono costituite da spalle passanti in cemento armato gettato in opera fondate su pali di medio diametro e due pile cemento armato a fusto pieno anchesse fondate su fondazioni profonde. Per gli ampliamenti sono previste spalle realizzate dall'alto su pali di grande diametro e pile aventi elevazioni simili a quelle esistenti ma fondate su pali di grande diametro. In ogni caso, per una più dettagliata descrizione dei suddetti interventi si rimanda ai pertinenti disegni di progetto e alla relativa relazione di calcolo.

N.B. per i calcoli di verifica degli impalcati nuovi ed esistenti si è preso in considerazione la carreggiata in direzione Bologna che presenta l'ampliamento di maggior larghezza, estendendo i risultati anche alla carreggiata verso Padova.

2. CRITERI DI CALCOLO

Il progetto strutturale dell'opera in esame è stato eseguito secondo modelli di calcolo conservativi e in favore di sicurezza secondo il metodo *semiprobabilistico agli stati limite*. Di seguito, in modo sintetico si riportano le principali ipotesi di calcolo per le varie parti strutturali di cui si compone l'opera in epigrafe.

2.1 Impalcato

2.1.1 Statica longitudinale

Lo schema statico adottato per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna alle travi è quello di grigliato di travi continuo.

L'analisi strutturale è stata condotta considerando la struttura sottoposta ai carichi permanenti (peso proprio, peso della pavimentazione ecc), alle azioni variabili da traffico veicolare; alle distorsioni termiche e all'azione sismica.

Ciascuna trave longitudinale di cui si compone il modello è discretizzata in conci di sezione costante. In particolare trattandosi di un ponte con impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo, i calcoli sono stati eseguiti considerando le fasi in cui evolve il comportamento strutturale attraverso i seguenti modelli di calcolo:

Modello di fase 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio dell'acciaio e del peso della soletta di calcestruzzo in fase liquida.

Modello di fase 2a: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 16.27$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata.

Modello di fase 2b: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente $n = 15.97$. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal ritiro della soletta d'impalcato.

Modello di fase 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6.24 . Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata come i carichi variabili dovuti al transito dei veicoli convenzionali, alle variazioni termiche ecc..

2.1.2 Statica trasversale

La soletta è stata calcolata col metodo agli elementi finiti, effettuando un modello a piastra avente dimensioni tali da considerare la sola parte significativa ai fini della determinazione delle massime caratteristiche della sollecitazione interna. La piastra è stata modellata con elementi *shell* a quattro nodi, mentre, le travi con elementi *frame*. I carichi mobili sono stati applicati su opportune aree d'impronta ottenute diffondendo ciascun carico concentrato del tandem fino al piano medio della soletta. L'analisi dei traversi è stata eseguita con lo stesso modello richiamato sopra.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente ed, in particolare alle norme e prescrizioni di seguito elencate.

Normative e prescrizioni emesse dallo Stato Italiano:

- ❑ **LEGGE 5.11.1971 n. 1086:** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- ❑ **Legge 64 del 02.02.1974** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- ❑ **D.M. 14.01.2008** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- ❑ **Circolare del 02.02.2009** contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - D.M. 14.02.1992** : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- ❑ **Ministero dei LL.PP - D.M.: 09.01.1996:** Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato e precompresso e per le strutture metalliche.
- ❑ **Ministero dei LL.PP - D.M. 16.01.1996** : Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- ❑ **Ministero dei LL.PP - D.M.: 04.05.1990:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- ❑ **Ministero dei LL.PP - D.M.: 16.01.1996:** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- ❑ **Ministero dei LL.PP - D.M. 16.01.1996** : “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Circ. 65/AA. GG. del 10.04.1997** : Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Circ. 37406 del 24.06.1993** : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992";
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Circ. 156 del 04.07.1996** : Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Circ. 252 del 15.10.1996** : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996"

- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Cir. Min. LL.PP. n. 34233 del 28.02.1991:** Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
- ❑ **Ministero dei LL.PP. - Circ. 252 del 15.10.1996 :** "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996"
- ❑ **CNR-UNI 10011/88:** Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
- ❑ **CNR-UNI 10016/85:** Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- ❑ **CNR 10030-87:** Anime irrigidite a parete piena.

Normativa Europea:

- EN1991 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1- 4: General actions – Wind actions.
- EN1993 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Part 1-2: Steel bridges.
- EN 1994 Eurocode 4: Part 1. Design of composite steel and concrete structures. Part 2: Composite steel and concrete bridges.

4. MATERIALI

4.1 Nuove strutture

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

4.1.1 Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera saranno composti da:

- . aggregato (UNI 8520 – parti 2,11,12,14,15,20,22);
- . acqua (UNI 8981/7);
- . cemento (UNI/ENV 197/1);
- . additivi superfluidificanti (UNI 8145 – ASTM C494/G) e ritardanti, se occorrenti per garantire le prestazioni del calcestruzzo in base al tempo di trasporto;

ed avranno le seguenti classi di resistenza:

- | | | |
|---|--------|----------------|
| . opere non armate (magri): | C20/25 | (Rck ≥ 25 MPa) |
| . fondazioni pile, spalle e muri | C25/30 | (Rck ≥ 35 MPa) |
| . elevazione pile e spalle: | C32/40 | (Rck ≥ 40 MPa) |
| . calcestruzzo per soletta e marciapiedi: | C35/45 | (Rck ≥ 45 MPa) |
| . calcestruzzo per boggioni: | C35/45 | (Rck ≥ 45 MPa) |

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscano la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206 -1) E DI CONSISTENZA	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	-	-	-
Calcestruzzo per zattere di pile e spalle	XC2 S4 – S5	Ambiente bagnato, raramente asciutto- Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo.
Calcestruzzo per elevazioni spalle	XC4 S4 – S5	Ambiente bagnato, raramente asciutto- Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo.
Calcestruzzo per elevazione pile	XC4 S4 – S5	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto – Moderata saturazione d'acqua, senza uso di agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo.
Calcestruzzo per soletta, cordoli e marciapiedi	XC4 S4 – S5	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto. Elevata saturazione d'acqua, con limitato uso di agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua. Parti di ponti esposte agli agenti antigelo e soggette a spruzzi contenenti cloruri.
Calcestruzzo per baggioli.	XC4 S4 – S5	Ambiente ciclicamente bagnato ed asciutto. Moderata saturazione d'acqua, senza uso di agente antigelo.	Elementi strutturali le cui superfici siano a contatto con acqua per lungo tempo. Superfici di calcestruzzo esposte alla pioggia ed al gelo.

4.1.2 Acciaio ad aderenza migliorata

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario **B 450C**, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nel DM 2008 per le costruzioni. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale:

Per verifiche agli S.L.

Tensione caratteristica di snervamento

Tensione caratteristica di rottura

Tensione limite di progetto

Modulo elastico o di Young

f_{yk}	= 450	N/mm ²
f_{tk}	= 540	N/mm ²
f_{yd}	= $f_{yk}/\gamma_s = f_{yk}/1.15 = 391.30$	N/mm ²
E	= 206.000	N/mm ²

NOTA. Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

4.1.3 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio tipo S355, conforme alle Norme armonizzate della serie UNI EN 10025-2, avente le seguenti caratteristiche:

spessore nominale dell'elemento $t \leq 40\text{mm}$ (S355J2G3W)

- tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa

Resistenza di progetto $f_{yd} = 338\text{MPa}$

spessore nominale dell'elemento $t \geq 40\text{mm}$ (S355K2G3W)

- tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 470$ MPa
- tensione di snervamento $f_{yk} \geq 335$ MPa

Resistenza di progetto $f_{yd} = 319\text{MPa}$

resilienza KV ≥ 27 J a -20° C
allungamento (lamiera) $\epsilon_t \geq 21$ %

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 1.2 \times 10^{-6}$ per $^\circ\text{C}^{-1}$

Tutte le giunzioni per l'assemblaggio dei conci delle travi portanti, sia quelle da eseguire in officina che quelle in cantiere, saranno di tipo saldato a completa penetrazione.

I traversi intermedi, di pila e di spalla saranno collegati alle travi principali attraverso giunzioni bullonate.

La carpenteria metallica, da eseguire secondo quanto indicato nel capitolato tecnico, è prevista in acciaio CORTEN.

4.1.4 Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche (UNI 3740):

- | | |
|----------------------------------|-----------------------------|
| • vite | classe 10.9 (UNI5712) |
| • tensione di rottura a trazione | $f_t \geq 1000$ MPa |
| • tensione di snervamento | $f_Y \geq 900$ MPa |
| • tensione caratteristica | $f_{k,N} \geq 7000$ MPa |
| • dado | classe 10 (UNI 5713) |
| • rosette | C50 (UNI 5714) |
| • forza di serraggio | $N_S = 0,8 f_{k,N} A_{res}$ |
| • coppia di serraggio | $T_s = 0,2 N_S d$ |

4.1.5 Pioli tipo "NELSON"

La connessione trave soletta è realizzata con pioli tipo Nelson $\phi = 22$ mm, H=225mm secondo UNI EN ISO 13918, le cui caratteristiche del materiale devono essere le seguenti:

Acciaio ex ST 37 – 3K (S235J2G3+C450)

- $f_y > 350$ MPa
- $f_u > 450$ MPa
- Allungamento > 15% Strizione > 50%

4.1.6 Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011/97 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008). Tutte le giunzioni per l'unione dei conci delle travi principali e dei traversi saranno eseguite con saldature testa a testa a completa penetrazione di 1^a classe.

4.2 Strutture esistenti

Per quanto concerne le strutture esistenti saranno considerati i seguenti materiali:

Spalle:

Calcestruzzo	Rck 30 MPa
Armatura	AQ60

Pile:

Calcestruzzo	Rck 40 MPa
Armature	A.L.E.

Pali di fondazione:

Calcestruzzo	Rck 50 MPa
Armature	(equiv.) B450C

Impalcato:

Calcestruzzo impalcato	Rck 40 MPa
Armatura impalcato	A.L.E e AQ60

Per quanto non specificato, in particolare relativamente alle caratteristiche dei materiali, alle specifiche per l'esecuzione dei lavori ed ai controlli da eseguire, si dovrà fare riferimento alle norme tecniche d'appalto.

5. SOFTWARE DI CALCOLO

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

Programmi di calcolo agli elementi finiti:

SAP2000 Advanced 14.02 della società **CSI Computers & Structures** Inc. Berkeley, California, USA;

Verifiche delle sezioni miste acciaio – calcestruzzo:

Ponti EC4 “software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte”, sviluppato e commercializzato da Alhambra srl Terni, Italia.

Verifiche delle sezioni in cemento armato di forma qualsiasi:

RC-SEC ‘programmi per il calcolo delle sezioni in c.a. agli stati limite’ commercializzato da Geostru Software – Bianco, (RC) Italia.

Inoltre, per l’elaborazione di dati d’input/output in fase di calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna, e per le verifiche sezionali e di stabilità dei pannelli d’anima delle travi principali longitudinali, sono stati utilizzati fogli elettronici di excel opportunamente implementati all’uopo.

6. CARICHI DI PROGETTO

6.1 Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

g_{1k}	peso proprio delle strutture
g_{2k}	carichi permanenti portati: pavimentazione, barriere di sicurezza, marciapiedi, parapetti ed impianti
ε_{1K}	variazioni termiche uniformi
ε_{5K}	cedimenti differenziali dei vincoli
$\varepsilon_{2k} + \varepsilon_{4k}$	ritiro del calcestruzzo e concomitanti effetti viscosi
Q_{ki}	carichi mobili da traffico veicolare
q_{3K}	azioni longitudinali di frenamento
q_{4K}	azione centrifuga
q_{5K}	azioni del vento
q_{6K}	azioni sismiche
q_{7K}	resistenze parassite dei vincoli
q_{8K}	urto contro le barriere di sicurezza provocato da veicolo in svio.

6.2 Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

6.2.1 Carichi permanenti (g_1 , g_2 , g_3)

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Pesi specifici dei materiali

Peso specifico acciaio	78.5 kN/m ³
Peso specifico calcestruzzo	25.0 kN/m ³
Peso specifico pavimentazione	24.0 kN/m ³
Peso specifico cls magro	23.0 kN/m ³
Peso specifico terreno	20.0 kN/m ³

6.2.2 Azioni dei carichi variabili da traffico (Q_{ik})

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dal D.M. 14.01.2008 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato e delle sottostrutture.

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico convenzionali rappresentati in figura e disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su di una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie sulla carreggiata stessa sono indicati nel prospetto seguente.

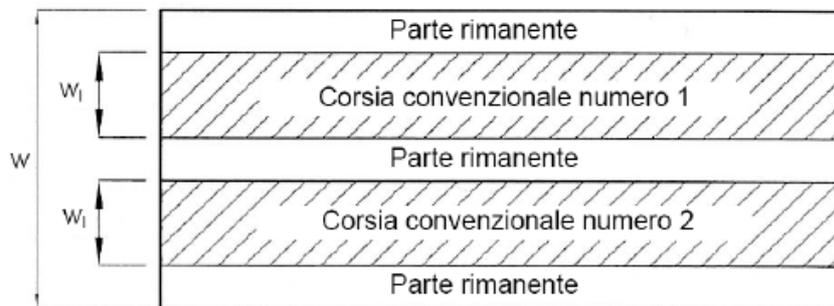


Figura 1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3.00 m	$(w-3.00) \text{ m}$
$5.4 \leq w < 6.0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00 m	$w - (3.00 \times n_i)$

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m (carico per asse pari a 300kN), e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 1. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia. Il carico tandem se presente va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico, di forma rettangolare 0.60x0.35 m, come mostrato in Fig. 2. Questo schema va considerato autonomamente ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia significativo si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0.40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10kN con impronta quadrata di lato 0.10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.00 kN/m².

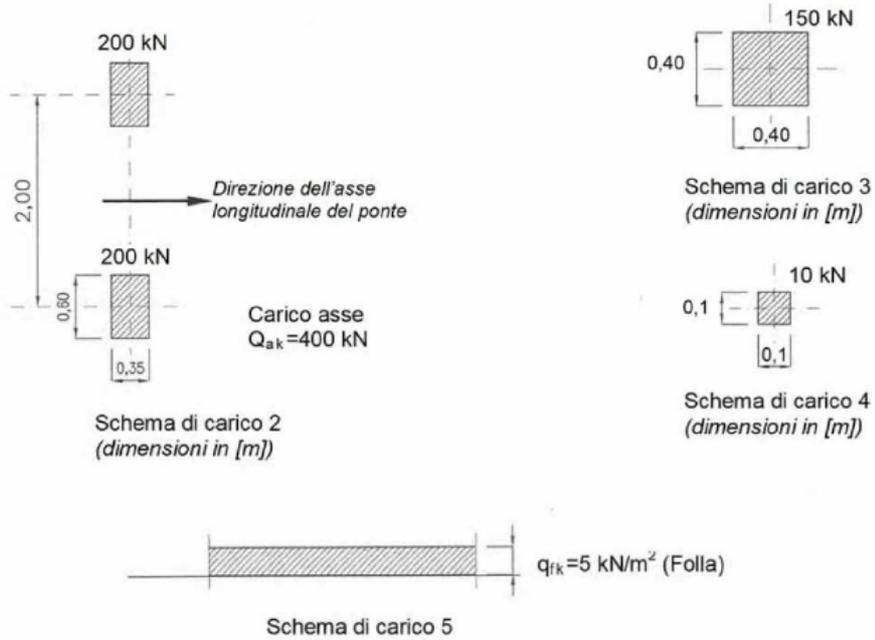
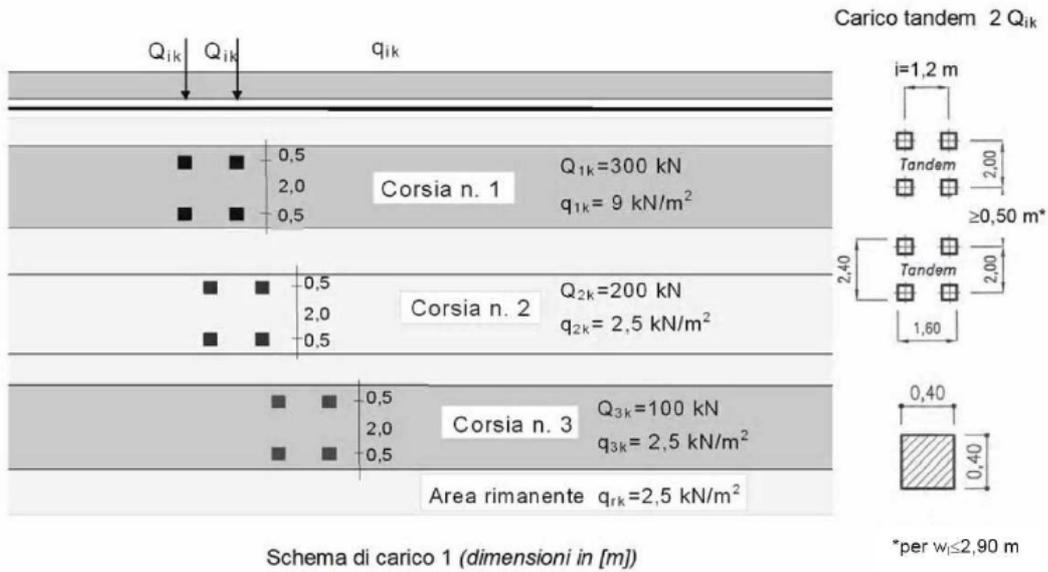


Figura 2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

<i>Posizione</i>	<i>Carico asse Q_{ik} [kN]</i>	<i>q_{ik} [kN/m²]</i>
Corsia Numero 1	300	9.00
Corsia Numero 2	200	2.50
Corsia Numero 3	100	2.50
Altre corsie	0.00	2.50

6.2.3 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

Le azioni relative alla frenatura sono valutate sulla scorta delle indicazioni di cui al par. 5.1.3.5 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} w_1 L \quad (\text{in ogni caso } 180\text{kN} \leq q_3 \leq 900\text{kN})$$

Tale forza è applicata in modo uniformemente distribuita a livello della pavimentazione stradale, ed agisce lungo l'asse della corsia.

6.2.4 Azioni del vento (q_5)

Le azioni del vento sono valutate in base alle indicazioni di cui al Cap. 3 del D.M. 14.01.2008 (e in particolare con quanto esposto al par. 5.1.3.7 del citato decreto ministeriale) e del EN 1991-1-4 + NAD.

Regione veneto: $v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$ $a_0 = 1000 \text{ m}$ $k_a = 0.010 \text{ s}^{-1}$
 $a < a_0 \Rightarrow v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$

➤ La pressione del vento è data da: $p = q_b c_e c_p c_d$

La pressione cinetica di riferimento si calcola secondo: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} 1.25 \times 25^2 = 390.62 \text{ N/m}^2$

Dove con ρ si è indicata la densità dell'aria.

Il coefficiente di esposizione c_e vale:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Per il calcolo dell'azione del vento applicata alla struttura si rimanda al paragrafo 8.3.9 della presente relazione.

6.2.5 Azione sismica (E)

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008.

A monte della caratterizzazione sismica, funzione del sito di ubicazione dell'opera, vanno definiti i parametri in relazione alle prestazioni statiche da raggiungere.
Definizione dei parametri progettuali funzione delle caratteristiche dell'opera.

Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso (Norme Tecniche, Par. 2.4.2 – rif. V. Appendice Nazionale UNI-EN-1998 eurocodice 8 – parte 2)

Classe d'uso: **IV** associato alla classe d'uso $C_U = 2.0$ (Tab 2.4.II - N.T.C.)

In base ai parametri sopra definiti si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2.00 = 100$$

Definizione dell'azione sismica di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} per lo stato limite ultimo considerato è attinto dalla tab. 3.2.I delle norme tecniche:

$$P_{V_R} = 10\%$$

Parametri che dipendono dalla stratigrafia del sottosuolo e dall'orografia del sito:

Categoria di sottosuolo: **D**

Condizioni topografiche: **T1**

Lo spettro di risposta elastico, quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è dato per la componente orizzontale

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con

T periodo proprio di vibrazione della struttura

S tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_S S_T = 1.6 \times 1 = 1.6$$

η parametro che modifica lo spettro elastico per coeff. di smorzamento ξ differenti da 5%
 $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$

F_o è il fattore di amplificazione spettrale

T_C periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante

$$T_C = C_C T_C^*$$

T_B periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

T_D periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante (espresso in secondi)

$$T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$$

Lo spettro di risposta elastico per la componente verticale è dato:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ev}(T) = a_g S \eta F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

F_v è il fattore di amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento orizzontale, ed è dato dalla seguente relazione

$$F_v = 1.35 F_o \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Mentre, i valori di a_g , F_o , S ed η , sono quelli definiti sopra per lo spettro in accelerazione della componente orizzontale, per le categorie di sottosuolo A, B, C, D ed E si hanno:

$$S_S=1.8; S=1.8; T_B=0.25s; T_C=0.76s T_D=1.93s$$

Per tener conto dell'orografia del sito si adotta un coeff. topografico $S_T = 1$ (come per la componente orizzontale)

Calcolato il periodo di ritorno, che per l'opera in esame risulta:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -100 / \ln(1 - 0.10) = 949 \text{ anni}$$

dalle tabelle allegate alle citate Norme Tecniche per le Costruzioni, si ricavano:

a_g/g	= 0.083	accelerazione massima al sito
F_o	= 2.774	valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T_C^*	= 0.369s	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
C_c	= 2.058	

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite le azioni applicate alla struttura sono state considerate secondo le seguenti combinazioni:

7.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\text{nel caso in esame si pone } \psi_{2j} = 0)$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori, considerati per i coefficienti parziali di sicurezza, sono riportati nella tabella 7.1.1, mentre, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nella tabella 7.1.3

		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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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 7.1.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 14 gennaio 2008 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i “gruppi di carico” definiti nella tabella seguente. Ogni gruppo di carico è indipendente dagli altri e deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 7.1.1 - Gruppi di carico da traffico per le combinazioni di carico

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
Vento q_3	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
Neve q_3	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Temperatura	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 7.1.2. - Coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

7.2 Combinazioni per gli S.L.E.

In generale le verifiche per gli stati limite d'esercizio sono state eseguite considerando:

- *Combinazione caratteristica rara*

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione frequente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- *Combinazione quasi permanente*

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I coefficienti ψ_{ik} sono stati assunti in accordo ai valori riportati nella tabella 7.1.2 della presente relazione (rif. Tab 5.1 VI delle norme tecniche per le costruzioni - *D.M. 14/01/08).

7.3 Combinazioni per lo stato limite di fatica

Con riferimento all'impalcato in struttura mista acciaio -cls, le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili (*);
- ψ_1 è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili riportato in Tabella 7.1.2.

NOTA (*). Per le verifiche a fatica dell'impalcato si è fatto riferimento al modello di carico mobile FLM3.

8. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DELL'IMPALCATO

8.1 Generalità

Per il calcolo delle massime caratteristiche della sollecitazione interna, che si destano nella struttura che costituisce l'impalcato dell'opera in esame, per effetto dei carichi verticali e delle distorsioni applicate, è stato adottato un modello di calcolo a grigliato (figura 8.1.1), in cui sia le travi principali longitudinali che i traversi d'impalcato, sono stati schematizzati con elementi frame a sei g.d.l.. La soletta è stata modellata con elementi frame fittizi che simulano solo la rigidità trasversale. In particolare, trattandosi di una struttura mista acciaio – calcestruzzo si è proceduto, com'è consuetudine progettuale per tali strutture, in modo approssimato applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, eseguendo, quindi, tre modelli di calcolo. Due modelli correlati alle due principali fasi esecutive e ai carichi di lunga durata, un modello finalizzato alla determinazione delle caratteristiche della sollecitazione interna relative ai carichi di breve durata e gli effetti deformativi della temperatura. Al modello di fase 3 sono associati i carichi variabili da traffico. Riepilogando, sono state prese in considerazione le seguenti fasi di analisi:

FASE1:

caratteristiche statiche degli elementi *frame* calcolate con riferimento alla sola trave metallica.

Carichi applicati:

- peso proprio Acciaio + Soletta;

FASE2a:

caratteristiche statiche degli elementi *frame* calcolate con riferimento alla trave metallica + Soletta in cls omogeneizzata con $n = 15.79$.

Carichi applicati(permanenti):

- peso della pavimentazione;
- peso dei marciapiedi e guard-rails + barriere;
- peso degli impianti.
- cedimenti vincolari.

FASE2b:

caratteristiche statiche degli elementi *frame* calcolate con riferimento alla trave metallica + Soletta in cls omogeneizzata con $n = 15.51$.

Carichi applicati:

- ritiro del calcestruzzo della soletta.

FASE3:

caratteristiche statiche degli elementi *frame* calcolate con riferimento alla trave metallica + Soletta in cls omogeneizzata con $n = 6.24$.

Carichi applicati:

- varie c.d.c. dovute alle diverse configurazioni e posizioni del carico mobile(*).
- distorsione termica
- vento

Per la risoluzione dei suddetti modelli di calcolo è stato utilizzato il codice automatico agli elementi finiti SAP2000Advanced.

NOTA (*). Le varie c.d.c. si ottengono facendo viaggiare i carichi da traffico veicolare (TS_k e UDL_k) in modo da massimizzare, secondo la teoria delle linee d'influenza, le caratteristiche della sollecitazione interna per ciascuna sezione dell'impalcato.

8.2 Modelli di calcolo

Come già anticipato la struttura modellata si riferisce all'impalcato relativo alla carreggiata verso Bologna, inoltre, vista la configurazione strutturale degli impalcati (campate in semplice appoggi) per brevità si è modellato solo due campate. Il modello di calcolo è composto da una serie di elementi frame che schematizzano tutte le travi, traversi e la soletta (v. figg. 8.2.1 e 8.2.2). Per il calcolo della soletta è stato eseguito un modello separato illustrato nel pertinente paragrafo della presente relazione di calcolo. Nella modellazione sono stati introdotti opportuni elementi rigidi per la modellazione delle eccentricità esistenti fra i vari elementi strutturali.

Gli apparecchi di appoggio sono stati modellati come cerniere, inoltre, per ciascun piano d'appoggio è stata inserita una modellazione di elementi rigidi (NLlink) convergenti su un unico vincolo fittizio posizionato in modo opportuno per avere la risultante delle reazioni vincolari agli appoggi sul pulvino.

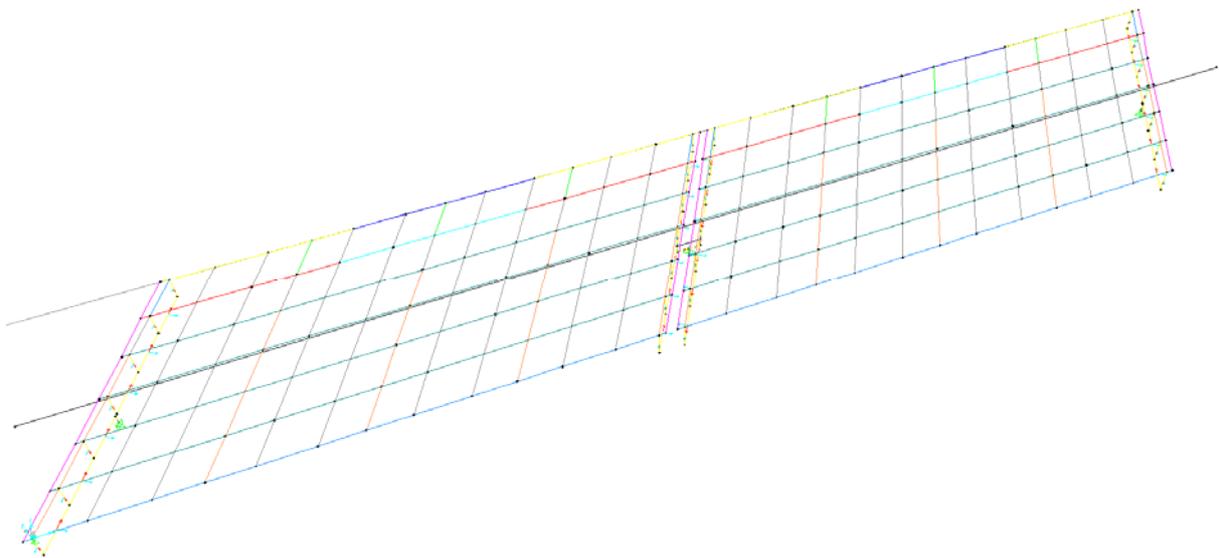


Fig. 8.2-1 Modello di calcolo vista isometrica

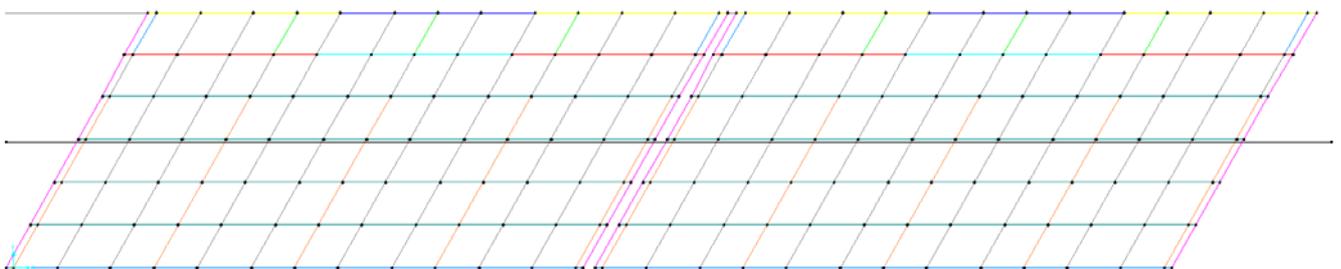


Fig. 8.2-2 Modello di calcolo vista piana (piano xy)

8.3 Analisi dei carichi

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni esterne applicate alla struttura nelle configurazioni che determinano le massime caratteristiche della sollecitazione interna. Le suddette azioni sono state definite in accordo con la normativa italiana vigente in materia di ponti stradali.

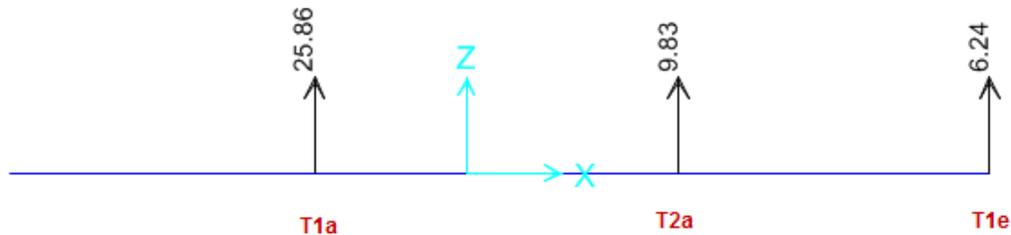
8.3.1 Peso proprio delle strutture (G_{1k})

Impalcato in ampliamento

1. Soletta in c.a. + lastre prefabbricate tralicciate

$$g_{1k,c} = 0.26 \times 25.0 = 6.50 \text{ kN/m}$$

Tale carico è stato applicato in modo distribuito su tutti gli elementi frame che schematizzano le travi del nuovo impalcato, per la distribuzione è stato considerato uno schema di trave continuo rappresentato dalle predalle, le reazioni vincolari rappresentate nella seguente figura sono state applicate alle corrispondenti travi



2. Carpenteria metallica ($g_{1k,s}$)

Tale carico è applicato in automatico dal programma di calcolo sulla base delle sezioni assegnate agli elementi "trave" e al peso specifico assegnato al materiale ($\gamma_{\text{steel}} = 78.50 \text{ kN/m}^3$)

Inoltre, per tener conto del peso di tutti gli elementi strutturali non modellati (piastre, larghi piatti, bulloni e connettori trave-soletta, etc.) al carico è stato applicato un incremento forfettario del 15%.

Impalcato esistente

Il peso proprio dell'impalcato esistente (travi più soletta in c.a. e traversi in c.a.) è stato applicato in automatico dal software utilizzato in funzione delle sezioni assegnate e del peso specifico definito per il materiale ($\gamma_{c.a.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$)

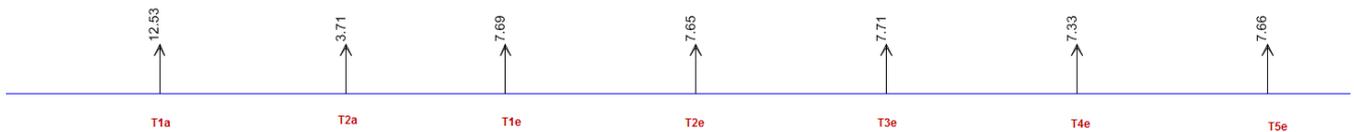
8.3.2 Carichi permanenti portati (g_{2k})

A. Pavimentazione: $g_{2k,p} = s_p \gamma_p = 0.12 \times 24.00 = 2.88 \text{ kN/m}^2$ a favore di sicurezza si è applicato un carico pari a: $g_{2k,p} = 3.00 \text{ kN/m}^2$

con s_p si è indicato lo spessore della pavimentazione.

A favore di sicurezza, i carichi sulle travi si determinano in analogia al modello adottato per il peso della soletta in c.a.

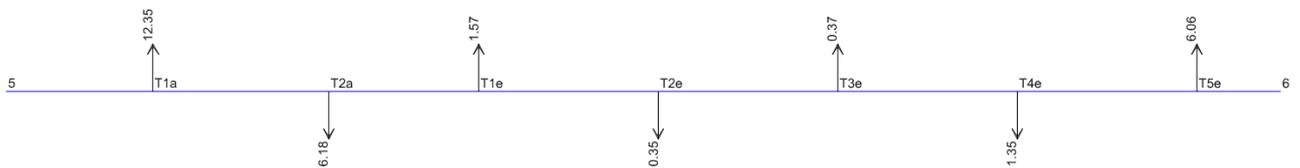
Per la distribuzione del carico sulle travi è stato considerato uno schema di trave continua, le reazioni vincolari, ovvero i carichi da applicare alle travi sono rappresentate nella seguente figura:



B. Cordoli, barriere di sicurezza, impianti etc.

Cordoli in c.a.:

$g_{2k,c1} = 1.50 \times (0.22 + 0.18) / 2 \times 25.0$	$= 7.50 \text{ kN/m}$	(nuovo impalcato)
$g_{2k,c2} = 0.30 \times 0.15 \times 25.00$	$= 1.12 \text{ kN/m}$	(impalcato esistente)
$g_{2k,c3} = (0.22 + 0.23) / 2 \times 0.70 \times 25.0$	$= 3.94 \text{ kN/m}$	(")

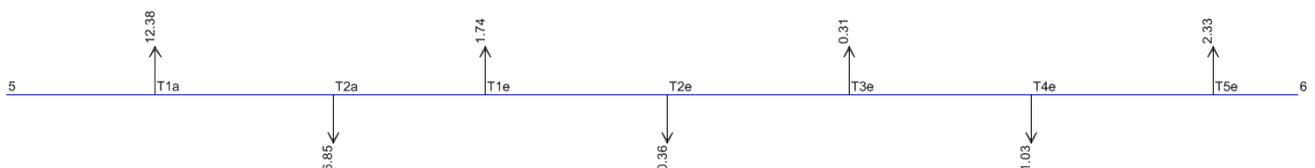


Barriere di sicurezza met. $g_{2k,s} = 1.50 \text{ kN/m}$
 Barriere di sicurezza c.a. $g_{2k,c} = 6.20 \text{ kN/m}$
 Barriera fonoassorbente $g_{2k,f} = 4.00 \text{ kN/m}$

Altri carichi:

+ rete di protez.

+ impianti: $g_{2k,i} = 1.00 \text{ kN/m}$ su ciascun lato



8.3.3 Ritiro e viscosità del calcestruzzo ($\varepsilon_2, \varepsilon_4$)

Di seguito si riportano i calcoli, eseguiti con l'ausilio di opportuni fogli di excel, delle deformazioni relative al ritiro del calcestruzzo di cui si compone la soletta, con riferimento al tempo iniziale e finale (tempo infinito).

Calcolo della deformazione da ritiro al tempo $t=30$ gg (secondo EC-2 - Parte 1.1 + Appendice B)

Dati:

$R_{ck} =$	45 MPa	(Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo)
$f_{ck} =$	37.35 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo)
$f_{cm} =$	45.35 MPa	(Resistenza media cilindrica calcestruzzo)
$E =$	34625 MPa	(Modulo elastico cls)
$A_c =$	1.68 m ²	(Area elemento)
$u =$	6.7 m	(Perimetro elemento a contatto con atmosfera)
$h_o =$	501 mm	(Dimensione fittizia elemento)
$t =$	30 gg	(Età del cls al momento considerato; tempo $\infty \approx 30$ anni)
$t_s =$	1 gg	(Età del cls all'inizio del ritiro da essiccamento ≈ 1 gg)
$RH =$	80 %	(Umidità ambientale)
$C =$	3	(Classe cemento: S = 1; N = 2; R = 3)

Deformazione da ritiro autogeno

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.000046$$

Dove:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \text{EXP}(-0.2 \times t^{0.5}) = 0.6656$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times E^{-6} = 0.000068375$$

Deformazione da ritiro da essiccamento

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \times K_h \times \varepsilon_{cd,0} = 1.4584E-05$$

Dove:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / ((t - t_s) + 0.04 \times \sqrt{h_o^3}) = 0.061$$

$$K_h = 0.700 \quad (\text{Coefficiente dipendente dalla dimensione fittizia } h_o)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \times ((220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp(-\alpha_{ds2} \times f_{cm}/f_{cmo})) \times E^{-6} \times \beta_{rh} = 0.000344$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \quad (\text{Coefficiente dipendente dal tipo di cemento})$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \quad (\text{Coefficiente dipendente dal tipo di cemento})$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ Mpa}$$

$$\beta_{rh} = 1.55 \times (1 - (RH/100)^3) = 0.756$$

Deformazione totale da ritiro

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 6.010E-05$$

Calcolo della deformazione da ritiro al tempo $t = t_{\text{finale}}$ (secondo EC-2 - Parte 1.1 + Appendice B)

Dati:

$R_{ck} =$	45 MPa	(Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo)
$f_{ck} =$	37.35 MPa	(Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo)
$f_{cm} =$	45.35 MPa	(Resistenza media cilindrica calcestruzzo)
$E =$	34625 MPa	(Modulo elastico cls)
$A_c =$	1.68 m ²	(Area elemento)
$u =$	6.7 m	(Perimetro elemento a contatto con atmosfera)
$h_o =$	501 mm	(Dimensione fittizia elemento)
$t =$	10950 gg	(Età del cls al momento considerato; tempo $\infty \approx 30$ anni)
$t_s =$	1 gg	(Età del cls all'inizio del ritiro da essiccamento ≈ 1 gg)
$RH =$	80 %	(Umidità ambientale)
$C =$	3	(Classe cemento: S = 1; N = 2; R = 3)

Deformazione da ritiro autogeno

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \times \epsilon_{ca(\infty)} = 0.000068$$

Dove:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \text{EXP}(-0.2 \times t^{0.5}) = 1.0000$$

$$\epsilon_{ca(\infty)} = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times E^{-6} = 6.8375E-05$$

Deformazione da ritiro da essiccamento

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \times K_h \times \epsilon_{cd0} = 0.00023102$$

Dove:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / ((t - t_s) + 0.04 \sqrt{(h_o^3)}) = 0.961$$

$$K_h = 0.700 \quad (\text{Coefficiente dipendente dalla dimensione fittizia } h_o)$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \times ((220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp(-\alpha_{ds2} \times f_{cm}/f_{cm0})) \times E^{-6} \times \beta_{rh} = 0.000344$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \quad (\text{Coefficiente dipendente dal tipo di cemento})$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \quad (\text{Coefficiente dipendente dal tipo di cemento})$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$\beta_{rh} = 1.55 \times (1 - (RH/100)^3) = 0.756$$

Deformazione totale da ritiro

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 2.994E-04$$

Calcolo dei coefficienti di viscosità e ritiro

Calcolo dei coefficienti di viscosità e omogeneizzazione (secondo EC4 e EC2 - Parte 1.1 + Appendice B)

1) Carichi Permanenti

Dati:

Classe di resistenza

C35/45

Rck	=	45 Mpa	Resistenza caratteristica cubica
E	=	210000 MPa	(Modulo elastico acciaio)
f _{ck}	=	37.35 MPa	(Resistenza cilindrica calcestruzzo)
f _{cm}	=	45.35 MPa	(Resistenza media cilindrica calcestruzzo)
E	=	34625 MPa	(Modulo elastico cls)
n _o	=	6.06	(Coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata)
A _c	=	1.68 m ²	(Area elemento)
u	=	6.7 m	(Perimetro elemento a contatto con atmosfera)
h _o	=	501 mm	(Dimensione fittizia elemento)
RH	=	80 %	(Umidità ambientale)
Carico	=	2	(Tipo di carico; ritiro = 1; permanenti = 2; distorsione imposta = 3)
t	=	36500 gg	(Età del cls al momento considerato; tempo ∞ ≈ 100 anni)
t _o	=	35 gg	(Età del cls all'applicazione del carico)

Coefficiente di viscosità φ

φ	=	$\varphi_0 \times \beta_c =$	1.386
φ_0	=	$\varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) =$	1.401
φ_{RH}	=	1.199	
$\beta(f_{cm})$	=	2.495	
$\beta(t_0)$	=	0.468	

$$\beta_c(t-t_0) = ((t-t_0)/(\beta_H + t-t_0))^{0.3} = 0.989$$

$$\beta_H = 1318$$

Calcolo coefficiente di omogeneizzazione

Φ_L	=	<table border="1"> <tr> <th>Ritiro</th> <th>Permanenti</th> <th>Prec.(dis.)</th> </tr> <tr> <td>0.55</td> <td>1.1</td> <td>1.5</td> </tr> </table>	Ritiro	Permanenti	Prec.(dis.)	0.55	1.1	1.5	(Coefficiente di fluage)
		Ritiro	Permanenti	Prec.(dis.)					
0.55	1.1	1.5							

$$n_L = n_o (1 + \Phi_L \varphi_t) = 15.31 \quad \text{(Coefficiente di omogeneizzazione)}$$

$$E_c/n_L = 2261557.9 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo dei coefficienti di viscosità e omogeneizzazione (secondo EC4 e EC2 - Parte 1.1 + Appendice B)

2) Ritiro

Dati:

Classe di resistenza **C35/45**

Rck	=	45 Mpa	Resistenza caratteristica cubica
E	=	210000 MPa	(Modulo elastico acciaio)
fck	=	37.35 MPa	(Resistenza cilindrica calcestruzzo)
fcm	=	45.35 MPa	(Resistenza media cilindrica calcestruzzo)
E	=	34625 MPa	(Modulo elastico cls)
no	=	6.06	(Coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata)
Ac	=	1.68 m ²	(Area elemento)
u	=	6.7 m	(Perimetro elemento a contatto con atmosfera)
ho	=	501 mm	(Dimensione fittizia elemento)
RH	=	80 %	(Umidità ambientale)
Carico	=	1	(Tipo di carico; ritiro = 1; permanenti = 2; distorsione imposta = 3)
t	=	36500 gg	(Età del cls al momento considerato; tempo ∞ ≈ 100 anni)
to	=	1 gg	(Età del cls all'applicazione del carico)

Coefficiente di viscosità φ

φ	=	$\varphi_0 \times \beta_c =$	2.691
φ_0	=	$\varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) =$	2.720
φ_{RH}	=	1.199	
$\beta(f_{cm})$	=	2.495	
$\beta(t_0)$	=	0.909	

$$\beta_c(t-t_0) = ((t-t_0)/(\beta_H + t-t_0))^{0.3} = 0.989$$

$$\beta_H = 1318$$

Calcolo coefficiente di omogeneizzazione

Φ_L	=	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ritiro</th> <th>Permanenti</th> <th>Prec.(dis.)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.55</td> <td>1.1</td> <td>1.5</td> </tr> </tbody> </table>	Ritiro	Permanenti	Prec.(dis.)	0.55	1.1	1.5	(Coefficiente di fluage)
Ritiro	Permanenti	Prec.(dis.)							
0.55	1.1	1.5							

$$n_L = no (1 + \Phi_L \varphi_t) = \mathbf{15.04} \quad \text{(Coefficiente di omogeneizzazione)}$$

$$E_c/n_L = 2301876.1 \text{ kN/m}^2$$

Gli effetti del ritiro sulla struttura sono stati analizzati secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2.. Si considerano separatamente gli effetti primari e secondari del ritiro (dovuti all'iperstaticità della struttura), che nel caso in esame non sono presenti in quanto la struttura è isostatica per carichi verticali.

Gli effetti primari vengono valutati con riferimento alla larghezza efficace della soletta relativa alla singola trave:

$$\sigma_R = \varepsilon_{cs} E_s / n_L = 2.994E-04 \times 21000 / 15.04 = 0.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_r = \varepsilon_{cs} E_s / n_L b_{eff} t_{cls} = \sigma_R b_{eff} t_{cls}$$

Il valore massimo raggiunto da tale contributo risulta:

$$N_r = 0.42 \times 645 \times 25 = -6772 \text{ kN}$$

Avendo assunto come b_{eff} l'intera larghezza della soletta.

L'azione flettente media relativa al ritiro del getto di conglomerato cementizio armato vale:

$$M_R = N_r e_{2,media} = 7043 \times 0.50 \approx 3120 \text{ kNm (tende le fibre inferiori delle travi)}$$

Il momento flettente appena calcolato è applicato al modello come distorsione termica equivalente (tale da produrre la stessa curvatura). Sezione per sezione l'effetto isostatico (primario) del ritiro è calcolato in funzione dell'eccentricità effettiva della soletta rispetto all'asse baricentrico della sezione considerata.

Gli effetti secondari vengono calcolati assegnando al modello *FEA* un gradiente termico equivalente (gradiente termico lineare).

In fase di verifica, verranno formulate, conformemente a EN 1994-2, le seguenti ipotesi:

- Verranno trascurati gli effetti primari del ritiro nelle regioni dove la soletta è assunta fessurata (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.1.5.(P)5)
- Nelle medesime regioni, saranno trascurati gli effetti primari del ritiro nel calcolo degli effetti secondari (cfr. 1994-2 cap.5.4.2.2.(P)8)

8.3.4 Variazioni termiche (ε_3)

La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nelle norme EN1991-1-5, e del relativo NAD.

8.3.4.1 Variazioni termiche uniformi Δt_N

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{\min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$$

a cui corrispondono:

Struttura in ampliamento - per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e_{\min}} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e_{\max}} = +49 \text{ }^\circ\text{C}$$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice citato sopra, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N_{\text{comp}}} = -26 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N_{\text{exp}}} = +34 \text{ }^\circ\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Le deformazioni subite dall'impalcato risultano:

Deformazioni specifiche

$$\varepsilon_{\text{contr}} = \Delta T_{N_{\text{comp}}} \alpha = -26 \times 0.12 \text{E-}04 = -3.12 \text{E-}04$$

$$\varepsilon_{\text{exp}} = \Delta T_{N_{\text{exp}}} \alpha = 34 \times 0.12 \text{E-}04 = +4.01 \text{E-}04$$

Deformazioni impalcato

$$\Delta L_{\text{comp}} = \varepsilon_{\text{contr}} \times L_{\text{imp}} = -3.12 \text{E-}04 \times 33.40 \text{m} = 0.0104 \text{m} = 10.4 \text{mm}$$

$$\Delta L_{\text{exp}} = \varepsilon_{\text{exp}} \times L_{\text{imp}} = +4.01 \text{E-}04 \times 33.40 \text{m} = 0.0134 \text{m} = 13.4 \text{mm}$$

Struttura esistente - per ponti di gruppo 3 (tipologia impalcato in calcestruzzo), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e_{\min}} = -7 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e_{\max}} = +47 \text{ }^\circ\text{C}$$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice citato sopra, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N_{\text{comp}}} = -22 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N_{\text{exp}}} = +32 \text{ }^\circ\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 54.0 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Le deformazioni subite dall'impalcato risultano:

Deformazioni specifiche

$$\varepsilon_{\text{contr}} = \Delta T_{N_{\text{comp}}} \alpha = -22 \times 0.12 \text{E-}04 = -2.64 \text{E-}04$$

$$\varepsilon_{\text{exp}} = \Delta T_{N_{\text{exp}}} \alpha = 32 \times 0.12 \text{E-}04 = +3.84 \text{E-}04$$

Deformazioni impalcato

$$\Delta L_{\text{comp}} = \varepsilon_{\text{contr}} \times L_{\text{imp}} = -2.64 \text{E-}04 \times 33.40 \text{m} = 0.0088 \text{m} = 8.8 \text{mm}$$

$$\Delta L_{\text{exp}} = \varepsilon_{\text{exp}} \times L_{\text{imp}} = +3.84 \text{E-}04 \times 33.40 \text{m} = 0.0128 \text{m} = 12.8 \text{mm}$$

8.3.4.2 Variazioni termiche lineari Δt_M

Per ponti di gruppo 2, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$$\Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Coefficiente riduttivo di Δt_{pos} (per tener in conto lo spessore del manto di asfaltatura)

Nel caso in esame si considera: $k_{sur} = 1$ per $t = 100.0$ mm,

da cui si ottengono i valori di progetto:

$$\text{grad}T_{heat} = k_{sur} \Delta T_{M,heat} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

estradosso più caldo dell'intradosso

$$\text{grad}T_{heat} = k_{sur} \Delta T_{M,cool} = -18.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

estradosso più freddo dell'intradosso

8.3.4.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La combinazione degli effetti dovuti alla variazione termica uniforme e lineare verrà effettuata sfruttando la formula di combinazione proposta dalla normativa, che prevede due combinazioni principali in cui Δt_M e Δt_N sono moltiplicati con differenti coefficienti di combinazione:

$$\text{C1: } \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$\text{C2: } 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

8.3.5 Cedimenti vincolari (ϵ_5)

I cedimenti vincolari sono stimati in ragione del 0.2‰ della lunghezza media delle campate afferenti al sostegno verticale.

In ogni caso, per la struttura in esame non sono significativi

8.3.6 Carichi Variabili da traffico $Q_{1,k}$

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato eseguito considerando i carichi e la loro disposizione sulla piattaforma stradale in accordo a quanto riportato al cap. 5 del D.M. 8 gennaio 2008. Sono stati considerati i seguenti carichi (ponte di 1^a categoria):

n. 5 corsie di carico di larghezza 3.00m; nella figura 8.2.6.a riportata sotto si mostrano le sette corsie di carico con la seguente associazione n. corsia – colore:

rossa \equiv corsia 1
grigio \equiv corsia 2
.
.
Ciano \equiv corsia 5 .

Per completezza si ricorda che le cinque stese di carico sono composte da:

- 1^a stesa: modello di carico 1 tandem ($Q_{ik} = 300\text{kN}/\text{asse}$) e carico distribuito ($q_{ik} = 9.00\text{kN}/\text{m}^2$) al 100%,
- 2^a stesa: modello di carico 1 tandem ($Q_{ik} = 200\text{kN}/\text{asse}$) e carico distribuito ($q_{ik} = 2.50\text{kN}/\text{m}^2$);
- 3^a stesa: modello di carico 1 tandem ($Q_{ik} = 100\text{kN}/\text{asse}$) e carico distribuito ($q_{ik} = 2.50\text{kN}/\text{m}^2$);
- 4^a \rightarrow 5^a stesa: carico distribuito ($q_{ik} = 2.50\text{kN}/\text{m}^2$);

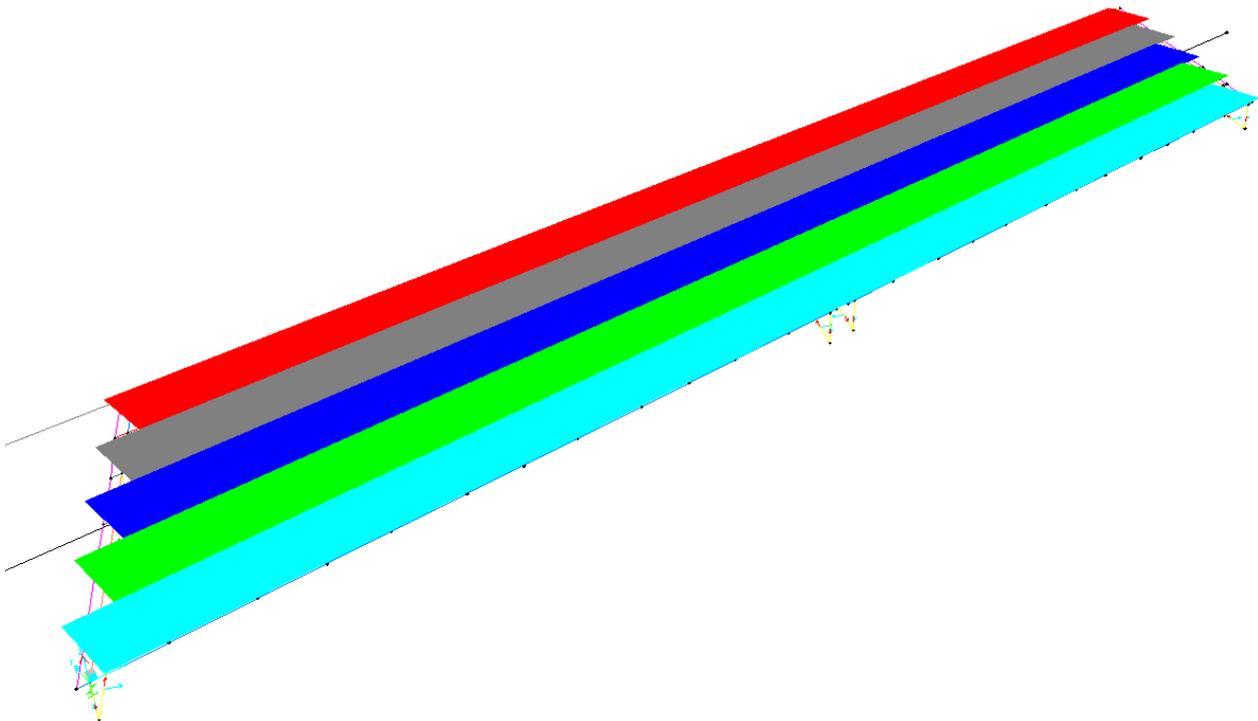


Fig. 8.3.6.a – “LANES” di carico mobile – struttura completa

L’analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna per effetto dei carichi viaggianti è stata eseguita con l’ausilio del modulo BRIDGE di SAP2000Advanced rel 14.02.5, che opera secondo la teoria delle linee d’influenza. In ogni caso le moving load definite, allo scopo di massimizzare le c.d.s.i. anche sulle travi esistenti, sono state strutturate in modo da eseguire tutte le permutazioni significative cosicché, ad esempio, il carico composto dalla colonna più pesante è stato fatto transitare su tutte le altre lane abbinato alle varie disposizione delle restanti colonne di carico.

8.3.7 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

Tale forza agisce in direzione dell'asse del ponte al livello del piano stradale ed è funzione del carico totale agente sulla corsia di carico convenzionale n.1, in accordo con quanto indicato al par. 5.1.3.5 delle NTC, vale:

$$q_3 = 0.60 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 33.40 = 360 + 90.18 = 450.18 \text{ kN}$$

8.3.8 Azione centrifuga (Q_4)

Assente o comunque trascurabile per il caso in esame.

8.3.9 Azione del vento (q_5)

L'azione del vento viene valutata in accordo a quanto contenuto in EN 1991-1-4 + NAD.

L'azione del vento è, in generale, fornita dalla relazione: $F_w = c_e(z) c_f A_{ref}$

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell'impalcato viene valutata considerando la presenza di barriere fonoassorbenti di altezza 3.00 m ne consegue che l'altezza della superficie di vela in direzione trasversale vale:

$$h_w = 1.90 + 0.22 + 3.00 = 5.12 \text{ m}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base (si evidenzia che trattazione è assolutamente equivalente a quella di NTC08 cap. 3.3) e dell'azione complessiva del vento sulle varie superfici di prospetto considerate.

Caratteristiche del sito

Categoria terreno	2	[0 - 1 - 2 - 3 - 4]
a_s	10	[m] - quota sito
v_{b0}	25.0	§ 4.1.(1) P
a_0	1000	[m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.01	[1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_b	25.0	[m/s] - velocità di riferimento
v_b^*	22.50	[m/s]
C_{dir}	1	§ 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1	§ 4.2.(2) P - nota 3
k_l	1	[-] - fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_0	1	[-] - fattore di orografia
Z_0	0.05	[m]
Z_{min}	2.00	[m]
Z_{max}	200.00	[m] - v. § 4.3.2. e N.A.D.
k_r	0.19	[-] - fattore di terreno
σ_v	4.75	[m/s] - scarto comp. turbolenta vel. vento (eq. 4.6)
ρ	1.25	[kg/m ³] - densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
q_b	390.63	[N/m ²] - pressione dinamica di base (eq. 4.10)
q_b^*	316.41	[N/m ²] - pressione dinamica di base (4.10 e 8.1.(5)P)

Caratteristiche della struttura

Impalcato			
b imp	34.70	[m]	
quota str.	4.65	[m] (circa ...)	
	d [m]	b/d [-]	c_{fx} [-] § 8.3.1
ponte scarico	1.90	18.26	1.30
ponte carico	4.90	7.08	1.30

Andamento dei vari parametri con l'altezza effettiva

quota struttura	fattore rugosità (eq. 4.4)	velocità media (eq. 4.3)	intensità di turbolenza (eq. 4.7)	valore picco pressione (eq. 4.8)	fattore di esposizione (eq. 4.9)	pressione di calcolo a ponte carico
z [m]	$c_r(z)$ [-]	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v(z)$ [-]	$q_p(z)$ [N/m ²]	$c_e(z)$ [-]	q_w car [N/m ²]
0.00	0.701	17.522	0.271	556.02	1.423	723
4.65	0.861	21.530	0.221	737.13	1.887	958
9.55	0.998	24.948	0.190	907.47	2.323	1 180

In conclusione, la forza per unità di superficie relativa all'azione del vento risulta:

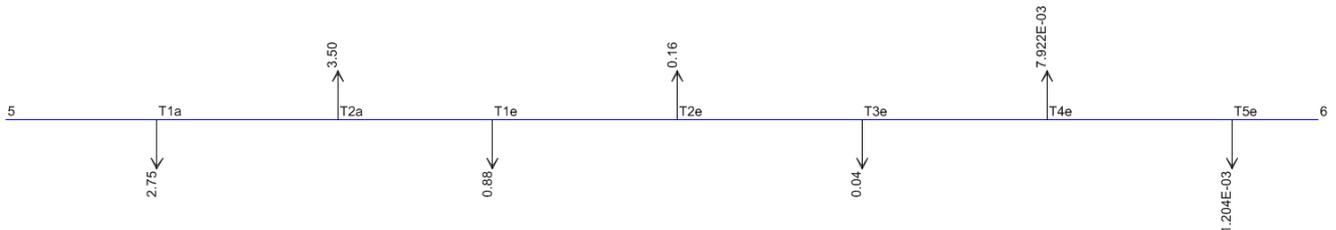
$$p_w = 1180 \text{ N/m}^2 = 1.18 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto il carico orizzontale e il momento, torcente per l'impalcato, agenti a metro lineare di impalcato, sono pari, rispettivamente, a:

$$q_w = p_w \times h_w = 1.18 \times 5.12 = 6.04 \text{ kN/m}$$

$$m_w = p_w \times h_{FOA}^2 / 2 = 1.18 \times 3.00^2 / 2 = 5.31 \text{ kNm/m}$$

Applicando la coppia flettente all'estremità della soletta, schematizzata, come fatto in precedenza, a trave continua si ottengono i carichi sulle travi del grigliato che schematizza l'impalcato:



8.3.10 Resistenze parassite dei vincoli (q_7)

Tale tipo di azione risulta significativa solo per il calcolo di verifica delle sottostrutture, pertanto si rimanda alla pertinente relazione di calcolo.

8.3.11 Azione sismica (q_6)

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle indicazioni riportate nel D.M. 2008. I parametri che definiscono gli spettri di progetto e la verifica sismica della struttura sono riportati nella relazione di calcolo delle sottostrutture.

8.4 Combinazioni di carico

8.4.1 Stati limite ultimi

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

➤ $F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili;
- Q_5 azione del vento;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 variazione termica differenziale negativa.

➤ $F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$

- ε_3 variazione termica differenziale positiva;

➤ $F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_2 + 1,20 \cdot \varepsilon_4 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$

- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 variazione termica differenziale negativa;
- ε_4 cedimenti vincolari;

➤ $F_d = 1,35 \cdot G_k + 1,20 \cdot \varepsilon_4 + 1,35 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_5 + 1,2 \cdot 0,6 \cdot \varepsilon_3$

- ε_3 variazione termica differenziale positiva;
- ε_4 cedimenti vincolari.

8.4.2 Stati limite di esercizio

Per le travi principali dell'impalcato è stato considerato un solo stato limite d'esercizio, ovvero quello di "respiro delle anime". Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in riferimento alle combinazioni di carico **frequente** espresse complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (assente nel caso in esame);
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili riportati in Tabella 7.1.2.

Con riferimento alle condizioni di carico descritte in precedenza, risultano definite le seguenti combinazioni:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + (0,75 \cdot TS_k + 0.40UDL_k) + 0,5 \cdot \varepsilon_{3-}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- TS_k carichi mobili concentrati;
- UDL_k carichi mobili distribuiti;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} variazione termica differenziale negativa;

➤ $F_d = G_k + (0,75 \cdot TS_k + 0.40UDL_k) + 0,5 \cdot \varepsilon_{3+}$

- ε_{3+} variazione termica differenziale positiva.

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3-}$

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_4 + 0,75 \cdot Q_k + 0,5 \cdot \varepsilon_{3+}$

8.4.3 Stati limite di fatica

Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite in funzione delle combinazioni di carico espresse complessivamente dalla seguente relazione:

Con riferimento alle condizioni di carico descritte in precedenza, risultano definite le seguenti combinazioni:

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$);
- Q_k carichi mobili di fatica;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_{3-} variazione termica differenziale negativa;

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

- ε_{3+} variazione termica differenziale positiva.

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3-}$

➤ $F_d = G_k + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_k + 0,6 \cdot \varepsilon_{3+}$

- ε_4 cedimenti vincolari;

8.5 Caratteristiche della sollecitazione interna

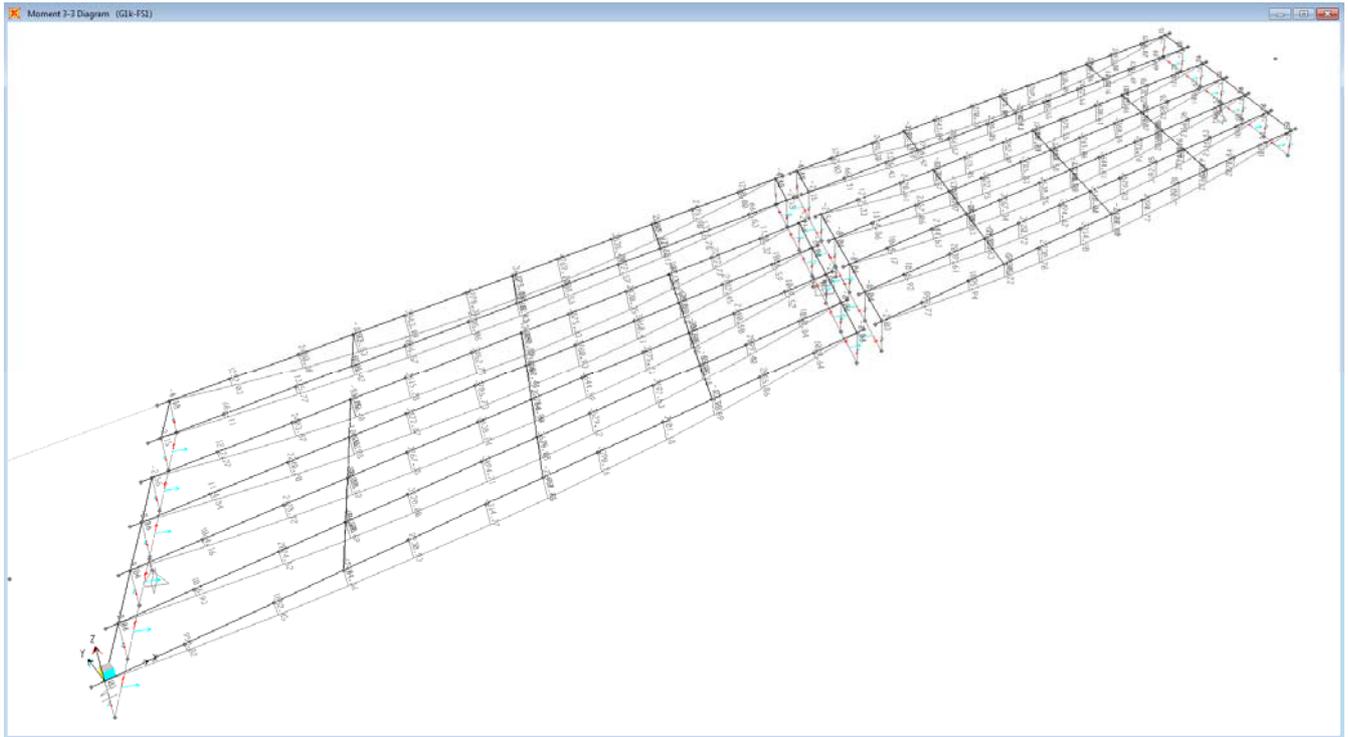
Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna è stato eseguito risolvendo i modelli di calcolo riportati nel cap. 8.2 con l'ausilio del programma agli elementi finiti *SAP2000 Advanced rel. 14.2.5* e in particolare del modulo interno *Bridge* per l'analisi dei carichi mobili.

Di seguito si riportano i diagrammi delle principali caratteristiche della sollecitazione interna.

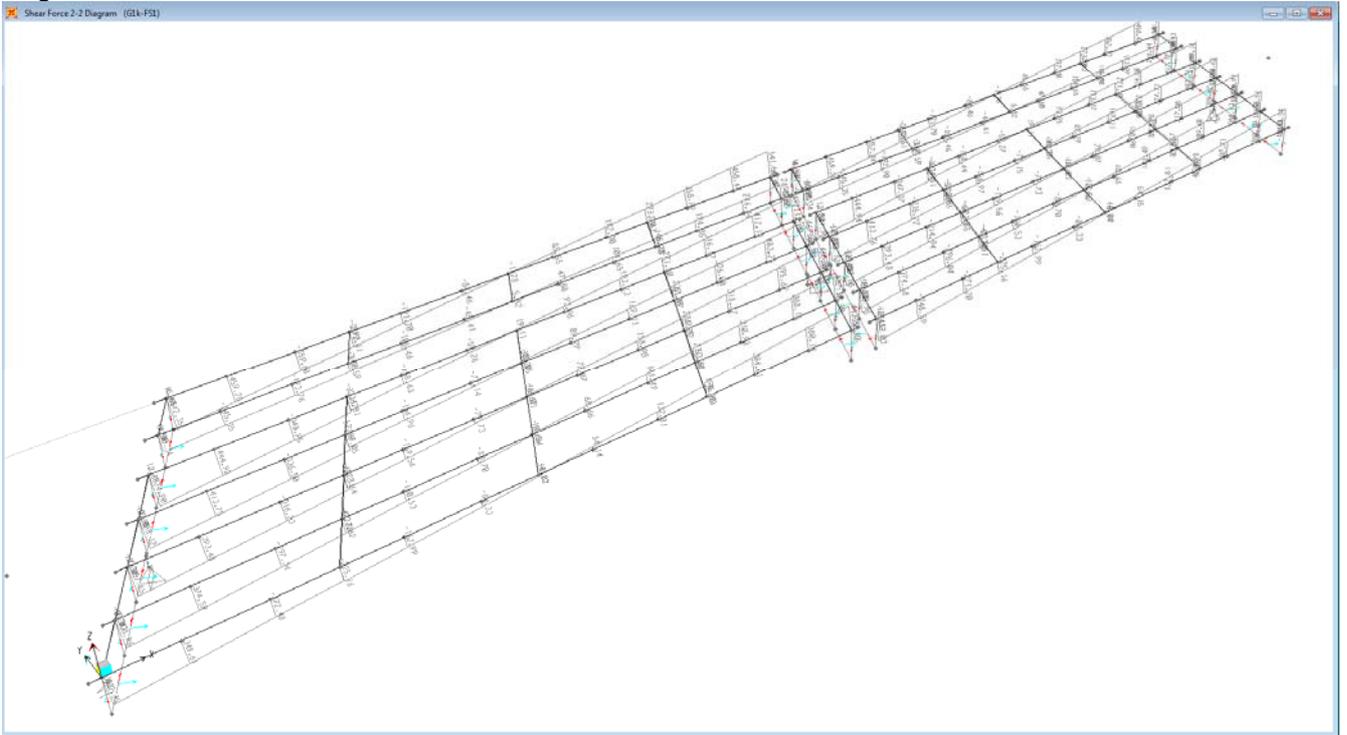
Le unità di misura adottate sono (kN,m)

FASE 1 – carichi da peso proprio

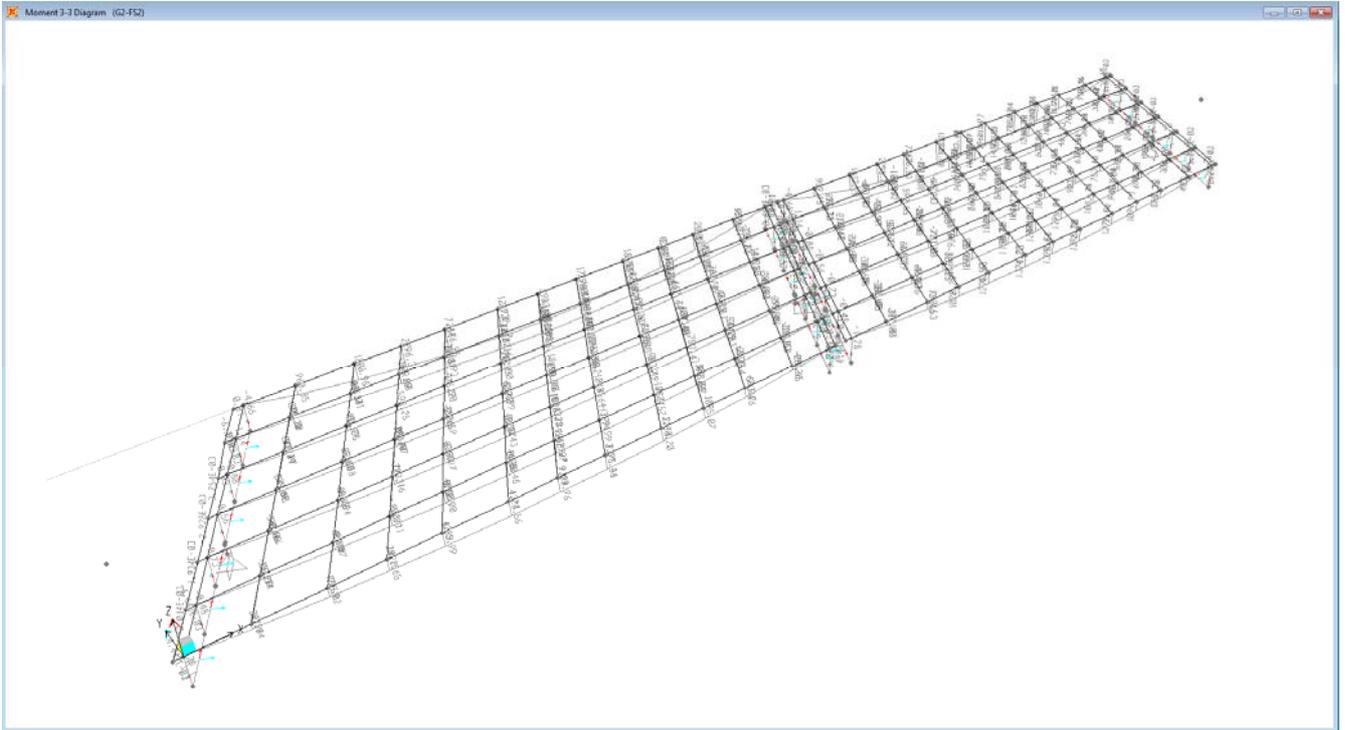
Momento flettente



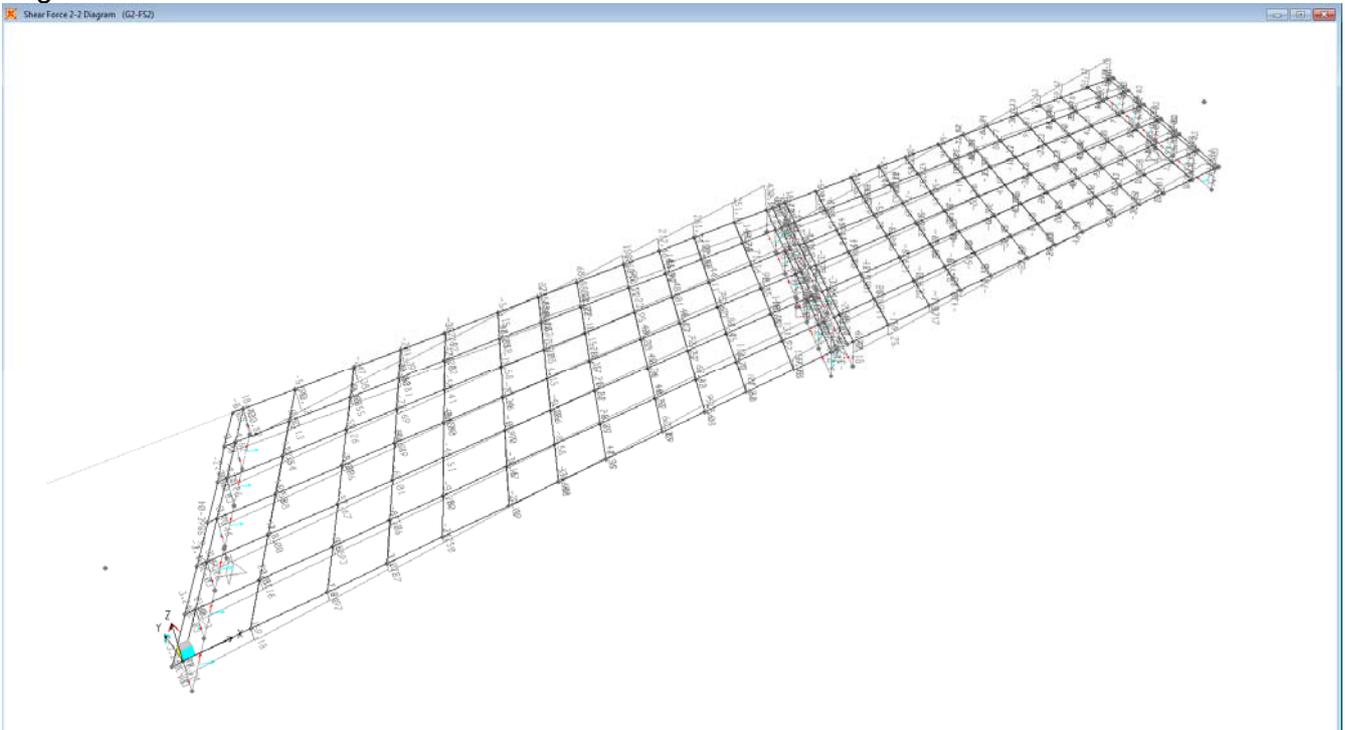
Taglio



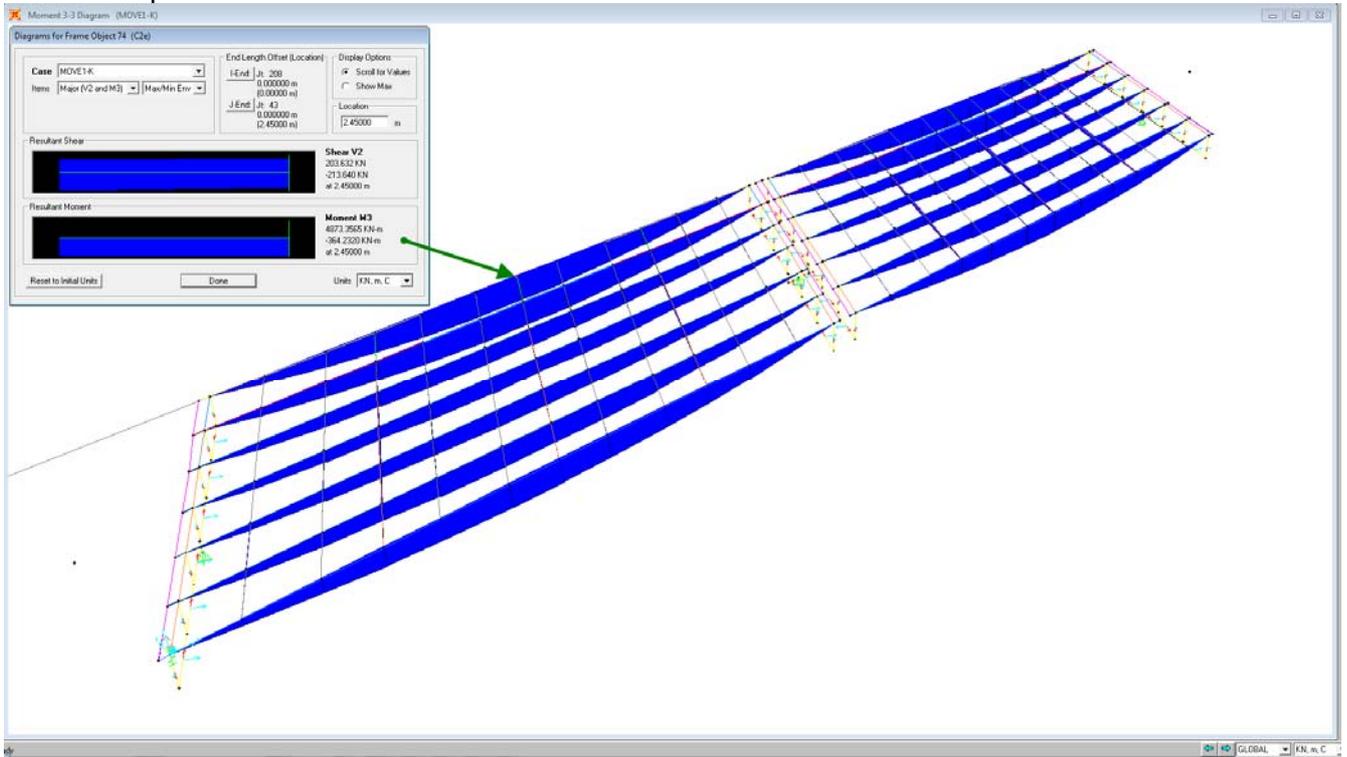
FASE 2 – carichi permanenti
Momento flettente



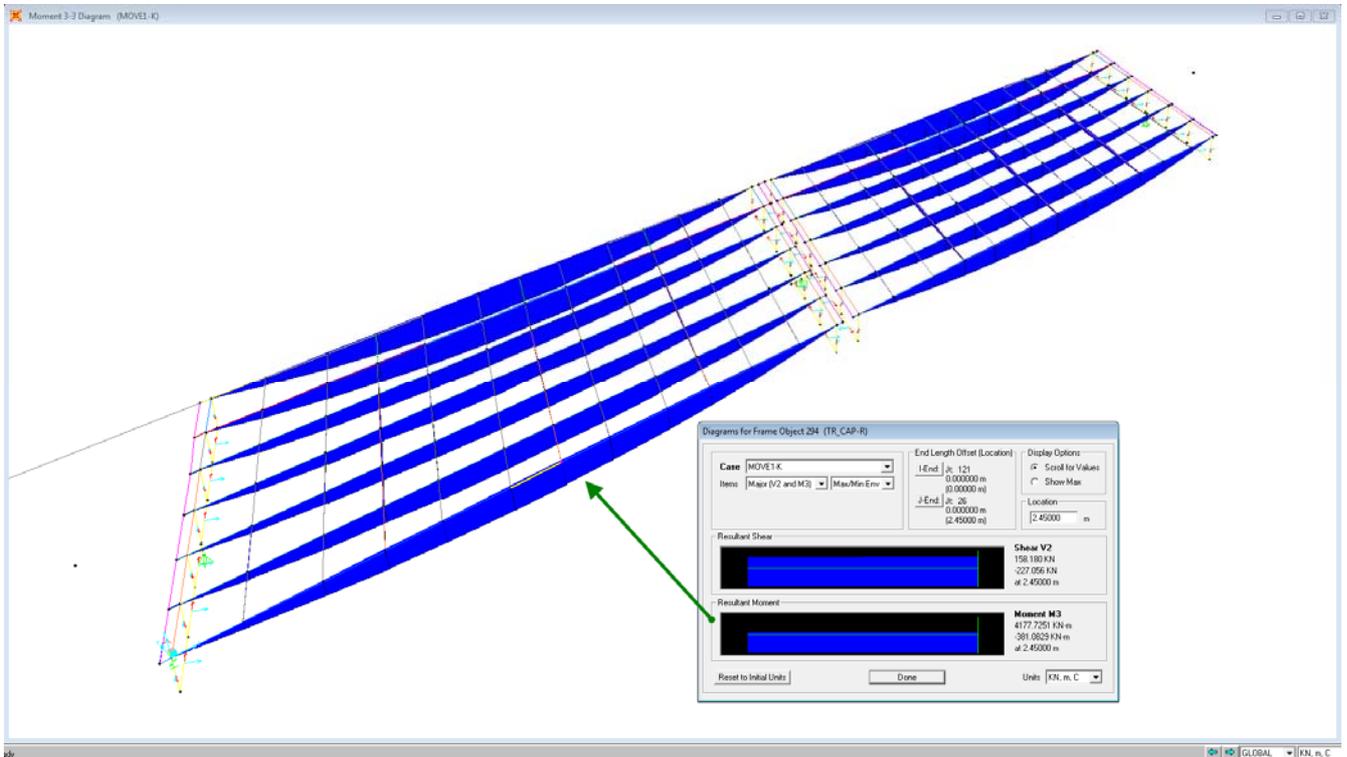
Taglio



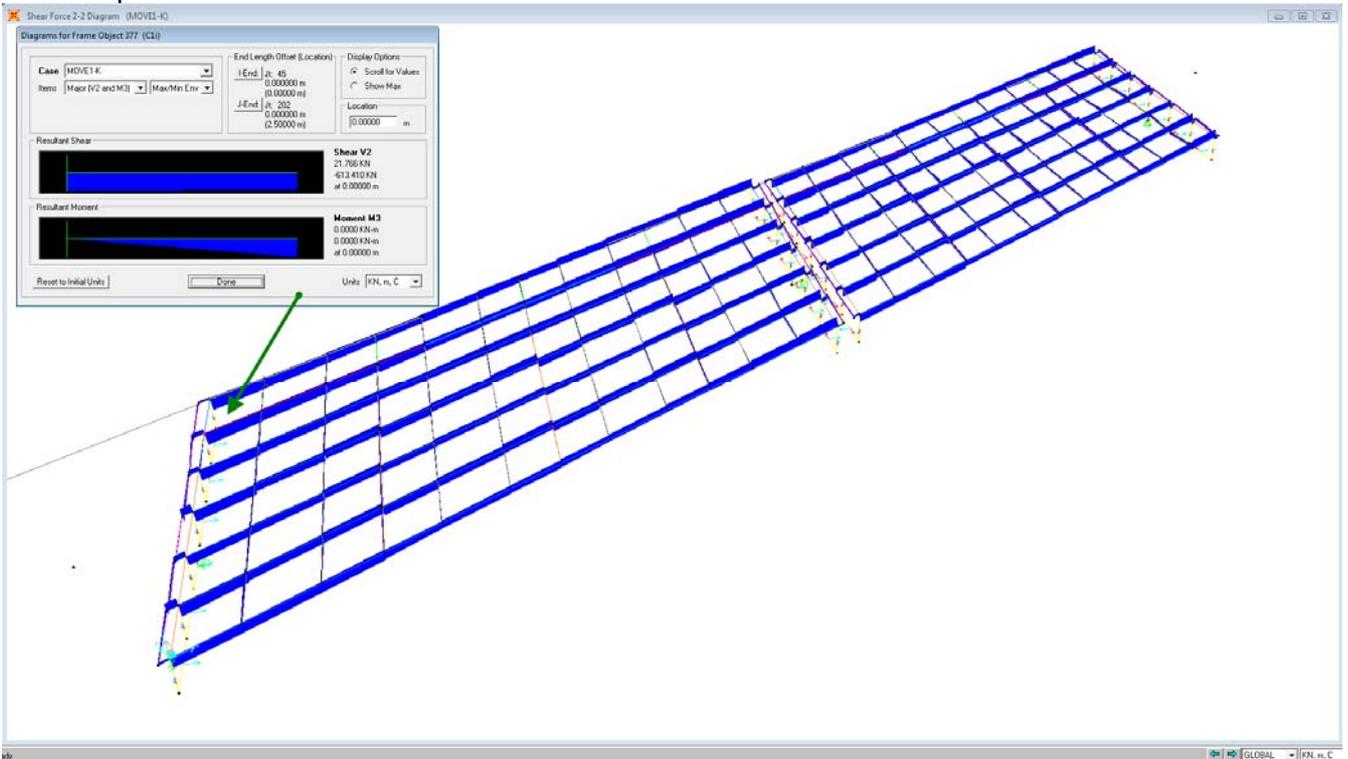
FASE 3 – Carichi mobili Travi in ampliamento



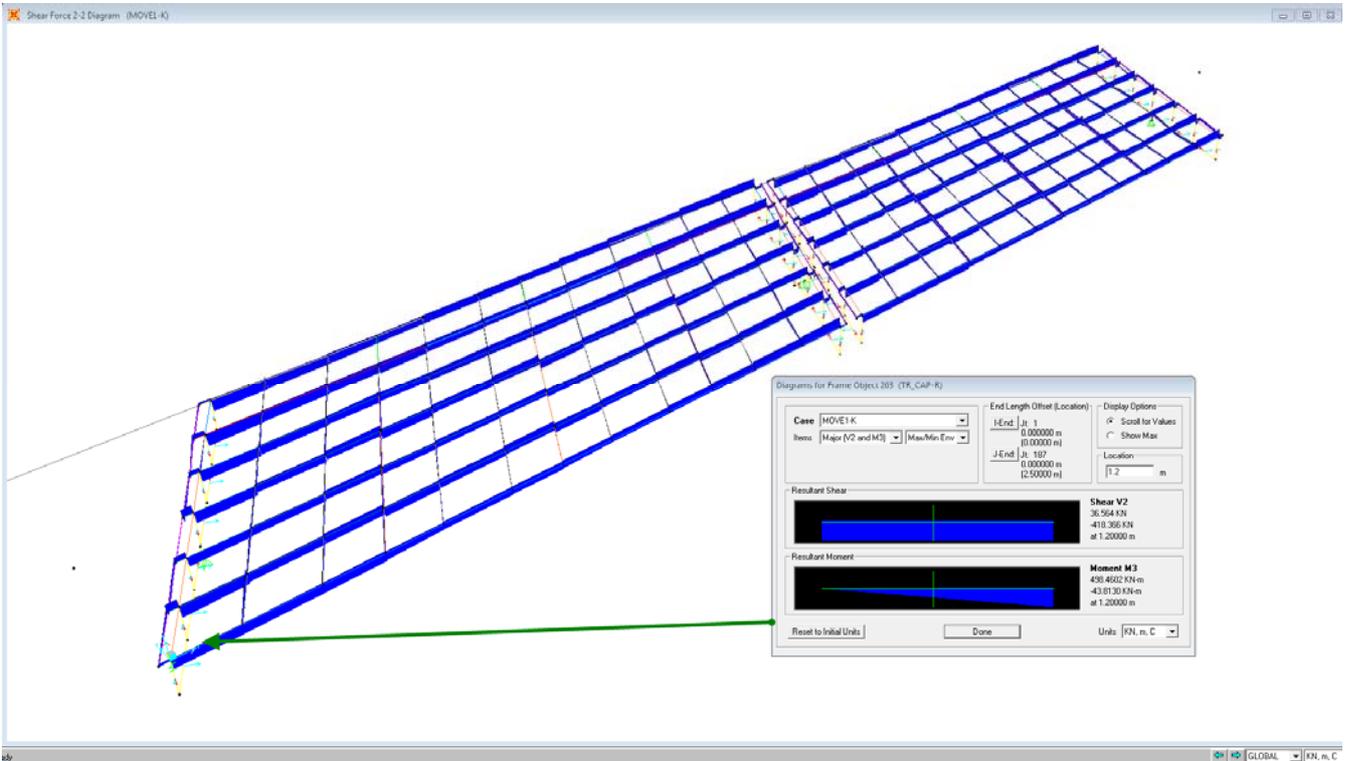
Travi esistenti



Taglio Travi ampliamento



Travi esistenti



8.6 Carichi e spostamenti agli appoggi

Il sistema di vincolo è costituito da appoggi in gomma armata e ritegni sismici, di seguito si riportano le azioni verticali sugli apparecchi di appoggio, tutte le azioni orizzontali sono affidate ai ritegni sismici riportati nella relazione di calcolo delle sottostrutture.

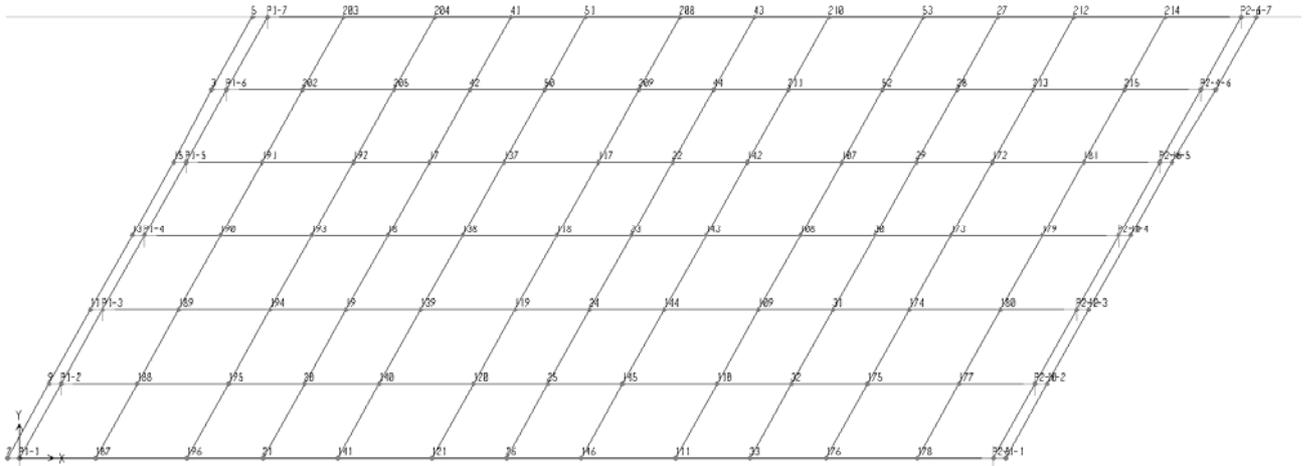


Figura 8.6.1 – Pianta dispositivi d'appoggio

Nelle tabelle che seguono si elencano i valori calcolati per le azioni che sollecitano gli appoggi

Carichi agli appoggi fase 1

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1-1	G1k-FS1	Combination	1.36	2.66	438.85	0.00	0.00	0.00
P1-2	G1k-FS1	Combination	-0.33	-0.29	477.70	0.00	0.00	0.00
P1-3	G1k-FS1	Combination	0.36	0.14	495.97	0.00	0.00	0.00
P1-4	G1k-FS1	Combination	1.11	1.22	515.93	0.00	0.00	0.00
P1-5	G1k-FS1	Combination	-2.50	-3.73	545.93	0.00	0.00	0.00
P1-6	G1k-FS1	Combination	0.84	1.50	301.94	0.00	0.00	0.00
P1-7	G1k-FS1	Combination	-0.84	-1.50	562.30	0.00	0.00	0.00
P2-1-1	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	451.35	0.00	0.00	0.00
P2-1-2	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	486.80	0.00	0.00	0.00
P2-1-3	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	495.94	0.00	0.00	0.00
P2-1-4	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	509.53	0.00	0.00	0.00
P2-1-5	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	530.76	0.00	0.00	0.00
P2-1-6	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	297.81	0.00	0.00	0.00
P2-1-7	G1k-FS1	Combination	0.00	0.00	566.43	0.00	0.00	0.00

Carichi agli appoggi fase 2

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1-1	G2-FS2	Combination	-3.85	-2.16	206.44	0.00	0.00	0.00
P1-2	G2-FS2	Combination	1.56	-2.38	150.24	0.00	0.00	0.00
P1-3	G2-FS2	Combination	0.73	-0.36	140.37	0.00	0.00	0.00
P1-4	G2-FS2	Combination	0.07	0.28	116.47	0.00	0.00	0.00
P1-5	G2-FS2	Combination	0.24	5.28	118.48	0.00	0.00	0.00
P1-6	G2-FS2	Combination	2.88	-0.94	87.66	0.00	0.00	0.00
P1-7	G2-FS2	Combination	-1.63	0.28	449.23	0.00	0.00	0.00
P2-1-1	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	218.78	0.00	0.00	0.00
P2-1-2	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	145.36	0.00	0.00	0.00
P2-1-3	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	136.81	0.00	0.00	0.00
P2-1-4	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	103.95	0.00	0.00	0.00
P2-1-5	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	96.61	0.00	0.00	0.00
P2-1-6	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	117.61	0.00	0.00	0.00
P2-1-7	G2-FS2	Combination	0.00	0.00	449.76	0.00	0.00	0.00

Carichi agli appoggi fase 3 (carichi mobili da traffico)

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1-1	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	506.30	0.00	0.00	0.00
P1-2	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	678.52	0.00	0.00	0.00
P1-3	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	536.18	0.00	0.00	0.00
P1-4	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	739.23	0.00	0.00	0.00
P1-5	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	758.48	0.00	0.00	0.00
P1-6	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	609.74	0.00	0.00	0.00
P1-7	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	635.24	0.00	0.00	0.00
P2-1-1	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	531.42	0.00	0.00	0.00
P2-1-2	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	753.18	0.00	0.00	0.00
P2-1-3	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	545.69	0.00	0.00	0.00
P2-1-4	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	695.92	0.00	0.00	0.00
P2-1-5	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	775.02	0.00	0.00	0.00
P2-1-6	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	645.16	0.00	0.00	0.00
P2-1-7	MOVE1-K	LinMoving	Max U3	0.00	0.00	676.59	0.00	0.00	0.00

Carichi agli appoggi fase 3 (carichi da vento)

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
P1-1	Qw	LinStatic	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00	0.00	
P1-2	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-0.52	0.00	0.00	0.00	
P1-3	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-1.57	0.00	0.00	0.00	
P1-4	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-3.20	0.00	0.00	0.00	
P1-5	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-19.00	0.00	0.00	0.00	
P1-6	Qw	LinStatic	0.00	0.00	24.09	0.00	0.00	0.00	
P1-7	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-1.30	0.00	0.00	0.00	
P2-1-1	Qw	LinStatic	0.00	0.00	1.08	0.00	0.00	0.00	
P2-1-2	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-0.65	0.00	0.00	0.00	
P2-1-3	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-1.84	0.00	0.00	0.00	
P2-1-4	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-3.81	0.00	0.00	0.00	
P2-1-5	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-3.69	0.00	0.00	0.00	
P2-1-6	Qw	LinStatic	0.00	0.00	-15.99	0.00	0.00	0.00	
P2-1-7	Qw	LinStatic	0.00	0.00	24.34	0.00	0.00	0.00	

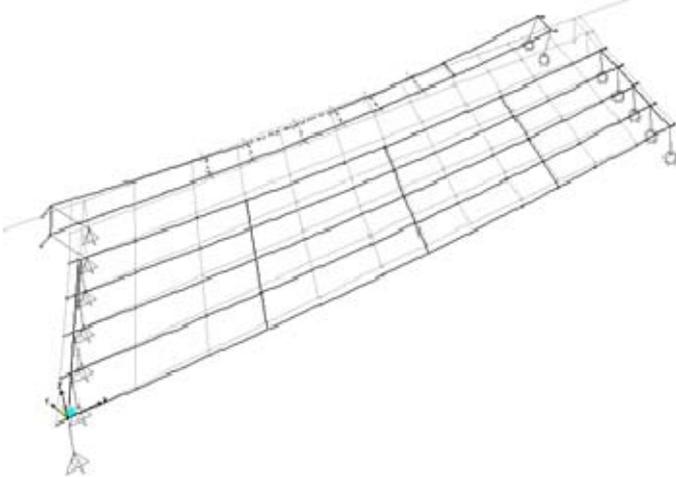
Carichi agli appoggi combinazioni sle

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1-1			0.00	0.00	1151.78	0.00	0.00	0.00
P1-2			0.00	0.00	570.44	0.00	0.00	0.00
P1-3			0.00	0.00	636.02	0.00	0.00	0.00
P1-4			0.00	0.00	631.76	0.00	0.00	0.00
P1-5			0.00	0.00	660.61	0.00	0.00	0.00
P1-6			0.00	0.00	394.41	0.00	0.00	0.00
P1-7			0.00	0.00	1011.27	0.00	0.00	0.00
P2-1-1			0.00	0.00	670.34	0.00	0.00	0.00
P2-1-2			0.00	0.00	632.03	0.00	0.00	0.00
P2-1-3			0.00	0.00	632.39	0.00	0.00	0.00
P2-1-4			0.00	0.00	612.72	0.00	0.00	0.00
P2-1-5			0.00	0.00	626.63	0.00	0.00	0.00
P2-1-6			0.00	0.00	1090.74	0.00	0.00	0.00
P2-1-7			0.00	0.00	965.08	0.00	0.00	0.00

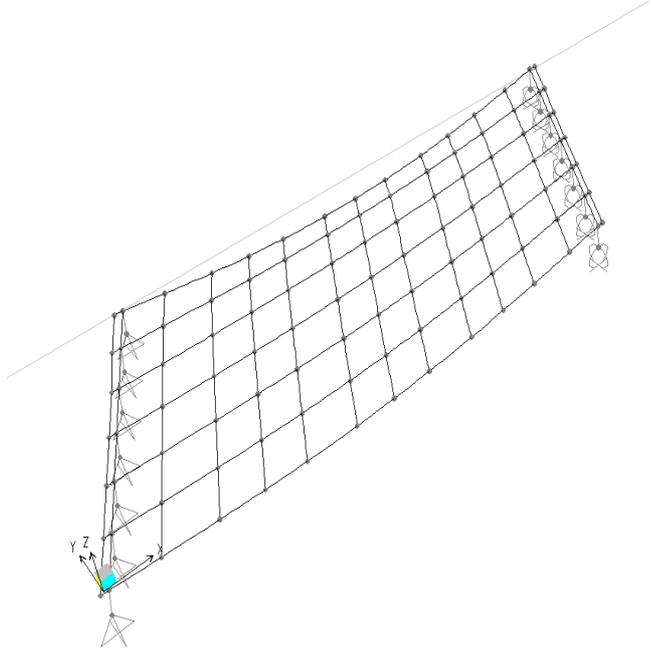
Carichi agli appoggi combinazioni slu

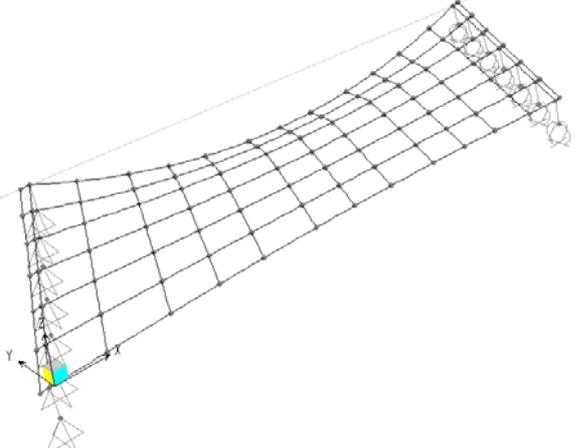
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1-1			0.00	0.00	1554.90	0.00	0.00	0.00
P1-2			0.00	0.00	770.09	0.00	0.00	0.00
P1-3			0.00	0.00	858.63	0.00	0.00	0.00
P1-4			0.00	0.00	852.87	0.00	0.00	0.00
P1-5			0.00	0.00	891.83	0.00	0.00	0.00
P1-6			0.00	0.00	532.46	0.00	0.00	0.00
P1-7			0.00	0.00	1365.22	0.00	0.00	0.00
P2-1-1			0.00	0.00	904.97	0.00	0.00	0.00
P2-1-2			0.00	0.00	853.25	0.00	0.00	0.00
P2-1-3			0.00	0.00	853.72	0.00	0.00	0.00
P2-1-4			0.00	0.00	827.18	0.00	0.00	0.00
P2-1-5			0.00	0.00	845.95	0.00	0.00	0.00
P2-1-6			0.00	0.00	1472.50	0.00	0.00	0.00
P2-1-7			0.00	0.00	1302.86	0.00	0.00	0.00

Nella tabella che segue si elencano i valori calcolati per gli abbassamenti in mezzzeria delle travi metalliche nelle varie fasi di calcolo
Fase 1

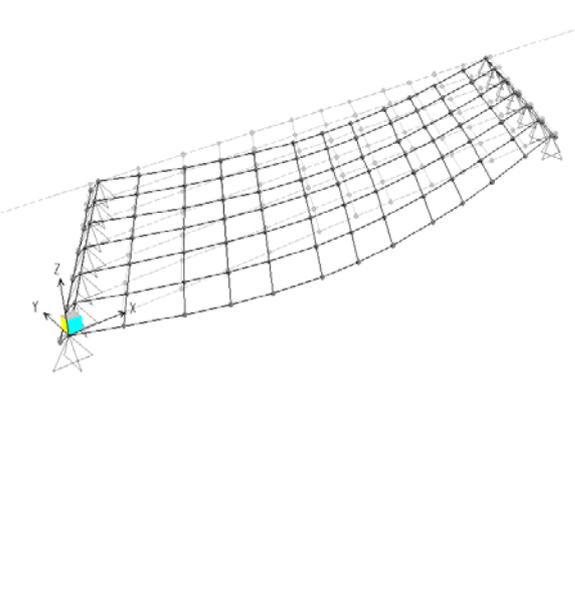
Deformata	Spostamenti massimi per il peso proprio (soletta +acciaio)																																																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">TABLE: Joint Displacements</th> </tr> <tr> <th>Joint</th> <th>OutputCase</th> <th>CaseType</th> <th>U1</th> <th>U2</th> <th>U3</th> </tr> <tr> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>41</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.065839</td><td>-0.041314</td></tr> <tr><td>42</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.062202</td><td>-0.021931</td></tr> <tr><td>43</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.087565</td><td>-0.057255</td></tr> <tr><td>44</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.083929</td><td>-0.030567</td></tr> <tr><td>50</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.068856</td><td>-0.026318</td></tr> <tr><td>51</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.072492</td><td>-0.04949</td></tr> <tr><td>52</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.099001</td><td>-0.026431</td></tr> <tr><td>53</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.102638</td><td>-0.049383</td></tr> <tr><td>208</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.080911</td><td>-0.055733</td></tr> <tr><td>209</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.077275</td><td>-0.029706</td></tr> <tr><td>210</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.07909</td><td>0.094219</td><td>-0.05568</td></tr> <tr><td>211</td><td>G1k-FS1</td><td>Combination</td><td>-0.072572</td><td>0.090582</td><td>-0.029763</td></tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>umax =</td> <td>-57.255 mm</td> </tr> </tbody> </table>	TABLE: Joint Displacements						Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	Text	Text	Text	m	m	m	41	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.065839	-0.041314	42	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.062202	-0.021931	43	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.087565	-0.057255	44	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.083929	-0.030567	50	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.068856	-0.026318	51	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.072492	-0.04949	52	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.099001	-0.026431	53	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.102638	-0.049383	208	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.080911	-0.055733	209	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.077275	-0.029706	210	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.094219	-0.05568	211	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.090582	-0.029763					umax =	-57.255 mm
	TABLE: Joint Displacements																																																																																																
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3																																																																																												
Text	Text	Text	m	m	m																																																																																												
41	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.065839	-0.041314																																																																																												
42	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.062202	-0.021931																																																																																												
43	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.087565	-0.057255																																																																																												
44	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.083929	-0.030567																																																																																												
50	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.068856	-0.026318																																																																																												
51	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.072492	-0.04949																																																																																												
52	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.099001	-0.026431																																																																																												
53	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.102638	-0.049383																																																																																												
208	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.080911	-0.055733																																																																																												
209	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.077275	-0.029706																																																																																												
210	G1k-FS1	Combination	-0.07909	0.094219	-0.05568																																																																																												
211	G1k-FS1	Combination	-0.072572	0.090582	-0.029763																																																																																												
				umax =	-57.255 mm																																																																																												

Fase 2

Deformata	Spostamenti massimi carichi permanenti portati																																																																																																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">TABLE: Joint Displacements</th> </tr> <tr> <th>Joint</th> <th>OutputCase</th> <th>CaseType</th> <th>U1</th> <th>U2</th> <th>U3</th> </tr> <tr> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>41</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>-0.000188</td><td>-0.012514</td></tr> <tr><td>42</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>-0.00026</td><td>-0.006087</td></tr> <tr><td>43</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>0.000243</td><td>-0.017101</td></tr> <tr><td>44</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>0.000171</td><td>-0.008595</td></tr> <tr><td>50</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>-0.000128</td><td>-0.007323</td></tr> <tr><td>51</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>-0.000056</td><td>-0.014895</td></tr> <tr><td>52</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>0.00047</td><td>-0.00742</td></tr> <tr><td>53</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>0.000542</td><td>-0.014886</td></tr> <tr><td>208</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>0.000111</td><td>-0.016677</td></tr> <tr><td>209</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>0.000039</td><td>-0.008306</td></tr> <tr><td>210</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001109</td><td>0.000375</td><td>-0.016671</td></tr> <tr><td>211</td><td>G2-FS2</td><td>Combination</td><td>0.001239</td><td>0.000303</td><td>-0.008359</td></tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>umax=</td> <td>-17.101 mm</td> </tr> </tbody> </table>	TABLE: Joint Displacements						Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	Text	Text	Text	m	m	m	41	G2-FS2	Combination	0.001109	-0.000188	-0.012514	42	G2-FS2	Combination	0.001239	-0.00026	-0.006087	43	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000243	-0.017101	44	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000171	-0.008595	50	G2-FS2	Combination	0.001239	-0.000128	-0.007323	51	G2-FS2	Combination	0.001109	-0.000056	-0.014895	52	G2-FS2	Combination	0.001239	0.00047	-0.00742	53	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000542	-0.014886	208	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000111	-0.016677	209	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000039	-0.008306	210	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000375	-0.016671	211	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000303	-0.008359					umax=	-17.101 mm
	TABLE: Joint Displacements																																																																																																
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3																																																																																												
Text	Text	Text	m	m	m																																																																																												
41	G2-FS2	Combination	0.001109	-0.000188	-0.012514																																																																																												
42	G2-FS2	Combination	0.001239	-0.00026	-0.006087																																																																																												
43	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000243	-0.017101																																																																																												
44	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000171	-0.008595																																																																																												
50	G2-FS2	Combination	0.001239	-0.000128	-0.007323																																																																																												
51	G2-FS2	Combination	0.001109	-0.000056	-0.014895																																																																																												
52	G2-FS2	Combination	0.001239	0.00047	-0.00742																																																																																												
53	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000542	-0.014886																																																																																												
208	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000111	-0.016677																																																																																												
209	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000039	-0.008306																																																																																												
210	G2-FS2	Combination	0.001109	0.000375	-0.016671																																																																																												
211	G2-FS2	Combination	0.001239	0.000303	-0.008359																																																																																												
				umax=	-17.101 mm																																																																																												

Deformata	Spostamenti massimi effetto del ritiro del cls																																																																																																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">TABLE: Joint Displacements</th> </tr> <tr> <th>Joint</th> <th>OutputCase</th> <th>CaseType</th> <th>U1</th> <th>U2</th> <th>U3</th> </tr> <tr> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>41</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000219</td><td>-0.011748</td></tr> <tr><td>42</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.000233</td><td>-0.008155</td></tr> <tr><td>43</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000132</td><td>-0.015611</td></tr> <tr><td>44</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.000146</td><td>-0.010732</td></tr> <tr><td>50</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.000207</td><td>-0.009487</td></tr> <tr><td>51</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000192</td><td>-0.013766</td></tr> <tr><td>52</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.000086</td><td>-0.009545</td></tr> <tr><td>53</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000072</td><td>-0.01371</td></tr> <tr><td>208</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000158</td><td>-0.015259</td></tr> <tr><td>209</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.000173</td><td>-0.010486</td></tr> <tr><td>210</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000548</td><td>0.000105</td><td>-0.015232</td></tr> <tr><td>211</td><td>Ritiro</td><td>LinStatic</td><td>-0.000574</td><td>0.00012</td><td>-0.010515</td></tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>umax =</td> <td colspan="2">-15.611 mm</td> </tr> </tbody> </table>	TABLE: Joint Displacements						Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	Text	Text	Text	m	m	m	41	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000219	-0.011748	42	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000233	-0.008155	43	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000132	-0.015611	44	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000146	-0.010732	50	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000207	-0.009487	51	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000192	-0.013766	52	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000086	-0.009545	53	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000072	-0.01371	208	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000158	-0.015259	209	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000173	-0.010486	210	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000105	-0.015232	211	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.00012	-0.010515					umax =	-15.611 mm	
	TABLE: Joint Displacements																																																																																																	
	Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3																																																																																												
	Text	Text	Text	m	m	m																																																																																												
	41	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000219	-0.011748																																																																																												
	42	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000233	-0.008155																																																																																												
	43	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000132	-0.015611																																																																																												
	44	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000146	-0.010732																																																																																												
	50	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000207	-0.009487																																																																																												
	51	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000192	-0.013766																																																																																												
	52	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000086	-0.009545																																																																																												
	53	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000072	-0.01371																																																																																												
	208	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000158	-0.015259																																																																																												
	209	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.000173	-0.010486																																																																																												
210	Ritiro	LinStatic	-0.000548	0.000105	-0.015232																																																																																													
211	Ritiro	LinStatic	-0.000574	0.00012	-0.010515																																																																																													
				umax =	-15.611 mm																																																																																													

Fase 3

Deformata	Spostamenti massimi carichi mobili																																																																																																																																																																																						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="7">TABLE: Joint Displacements</th> </tr> <tr> <th>Joint</th> <th>OutputCase</th> <th>CaseType</th> <th>StepType</th> <th>U1</th> <th>U2</th> <th>U3</th> </tr> <tr> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>Text</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>41</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001281</td></tr> <tr><td>41</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.014443</td></tr> <tr><td>42</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.000929</td></tr> <tr><td>42</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.014404</td></tr> <tr><td>43</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.00172</td></tr> <tr><td>43</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.019967</td></tr> <tr><td>44</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001309</td></tr> <tr><td>44</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.02007</td></tr> <tr><td>50</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001111</td></tr> <tr><td>50</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.01728</td></tr> <tr><td>51</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001519</td></tr> <tr><td>51</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.017266</td></tr> <tr><td>52</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001176</td></tr> <tr><td>52</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.017273</td></tr> <tr><td>208</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001689</td></tr> <tr><td>208</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.01943</td></tr> <tr><td>209</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001261</td></tr> <tr><td>209</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.019467</td></tr> <tr><td>210</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001654</td></tr> <tr><td>210</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.019445</td></tr> <tr><td>211</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Max</td><td>0</td><td>0</td><td>0.001291</td></tr> <tr><td>211</td><td>MOVE1-K</td><td>LinMoving</td><td>Min</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.019524</td></tr> <tr> <td colspan="4"></td> <td>umax =</td> <td colspan="2">-20.07 mm</td> </tr> </tbody> </table>	TABLE: Joint Displacements							Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	Text	Text	Text	Text	m	m	m	41	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001281	41	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.014443	42	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.000929	42	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.014404	43	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.00172	43	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019967	44	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001309	44	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.02007	50	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001111	50	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.01728	51	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001519	51	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.017266	52	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001176	52	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.017273	208	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001689	208	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.01943	209	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001261	209	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019467	210	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001654	210	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019445	211	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001291	211	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019524					umax =	-20.07 mm	
	TABLE: Joint Displacements																																																																																																																																																																																						
	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3																																																																																																																																																																																
	Text	Text	Text	Text	m	m	m																																																																																																																																																																																
	41	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001281																																																																																																																																																																																
	41	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.014443																																																																																																																																																																																
	42	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.000929																																																																																																																																																																																
	42	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.014404																																																																																																																																																																																
	43	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.00172																																																																																																																																																																																
	43	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019967																																																																																																																																																																																
	44	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001309																																																																																																																																																																																
	44	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.02007																																																																																																																																																																																
	50	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001111																																																																																																																																																																																
	50	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.01728																																																																																																																																																																																
51	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001519																																																																																																																																																																																	
51	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.017266																																																																																																																																																																																	
52	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001176																																																																																																																																																																																	
52	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.017273																																																																																																																																																																																	
208	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001689																																																																																																																																																																																	
208	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.01943																																																																																																																																																																																	
209	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001261																																																																																																																																																																																	
209	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019467																																																																																																																																																																																	
210	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001654																																																																																																																																																																																	
210	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019445																																																																																																																																																																																	
211	MOVE1-K	LinMoving	Max	0	0	0.001291																																																																																																																																																																																	
211	MOVE1-K	LinMoving	Min	0	0	-0.019524																																																																																																																																																																																	
				umax =	-20.07 mm																																																																																																																																																																																		

8.7 Verifiche di resistenza e di stabilità

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo, di esercizio e a fatica delle sezioni caratteristiche considerate sono state eseguite in automatico con l'ausilio del codice di calcolo *PONTI EC4* che opera in accordo alle procedure proposte dagli eurocodici relativi alla progettazione dei ponti e in particolare delle strutture di acciaio e di acciaio-calcestruzzo.

Sono state effettuate le verifiche necessarie al corretto dimensionamento degli elementi afferente ad un livello di progettazione definitivo.

In linea generale, sono state pertanto effettuate le seguenti analisi/verifiche:

- analisi globale, statica e dinamica dell'intera struttura
- ciclo completo di verifica S.L.U. , S.L.E., S.L.E.fr., S.L.F. di travi principali, connessione trave soletta (cfr. dettaglio par. successivo)
- valutazione frecce e contromonte impalcato

8.7.1 Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls

Il ciclo completo di verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo (o solo acciaio) viene effettuato secondo le modalità contenute in EN 1993 - 1994.

8.7.1.1 Verifica sezioni

I criteri di riferimento per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono quelli contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2/NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Si fornisce di seguito una breve descrizione delle verifiche effettuate nell'ambito dei vari S.L. considerati.

S.L.U. Fondamentale: verifica di resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

Le verifiche S.L.U. di resistenza delle sezioni viene effettuata sistematicamente considerando le combinazioni S.L.U. - $M_{max}/M_{min}/V_{max}/V_{min}$, tenendo ovviamente conto, di volta in volta, delle rispettive caratteristiche di sollecitazione concomitanti. Si sintetizzano di seguito i passi principali della verifica:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (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 (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

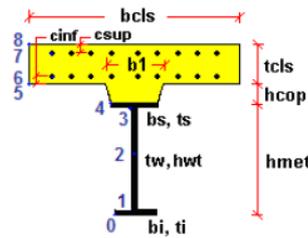
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,p}$; 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 $\eta_{1,e}$, effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 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'a.n.e..

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (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 valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

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

sezioni suscettibili di "shear buckling"

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

- 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 - 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 3-4, 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).

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:

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

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

S.L.E. Caratteristico: verifica limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

S.L.E. Frequente: verifica web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. Per i criteri di verifica, si rimanda a EN 1993-2, cap. 7.4/istr. NTC08, cap. 4.2.4.1.3.4.

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente. Viene pertanto confrontato il quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ (calcolate però con riferimento all'area efficace, se pertinente) e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

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

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

k_{σ}, k_{τ} = coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e 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, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

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).

S.L.Fatica

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

In estrema sintesi, il metodo consiste nell'estrazione, per i vari punti di interesse, del range di sforzi $\Delta\sigma_p$ dovuto al singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), da calibrarsi opportunamente mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma_p$ range di progetto: ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

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

Verifica:

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

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D. e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (non fail safe)

Tutti i dettagli vengono ascritti alla categoria fail safe ad eccezione dei pioli.

L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente "ciclica", derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per Mmax/min e Vmax/min, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per Mmax/min Vmax/min derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range di progetto $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$ tabellari, opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{Mf} .

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 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v").

Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento a EN 1991-2 cap. 4.6 (NTC-08, cap. 5).

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), si assume, in mancanza di dettagli più puntuali, che la strada ospitata dalla struttura in esame sia di categoria 1 (alta densità di traffico).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{Obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

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

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata e per la zona di semplice appoggio, con riferimento all'intera luce dell'opera (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).

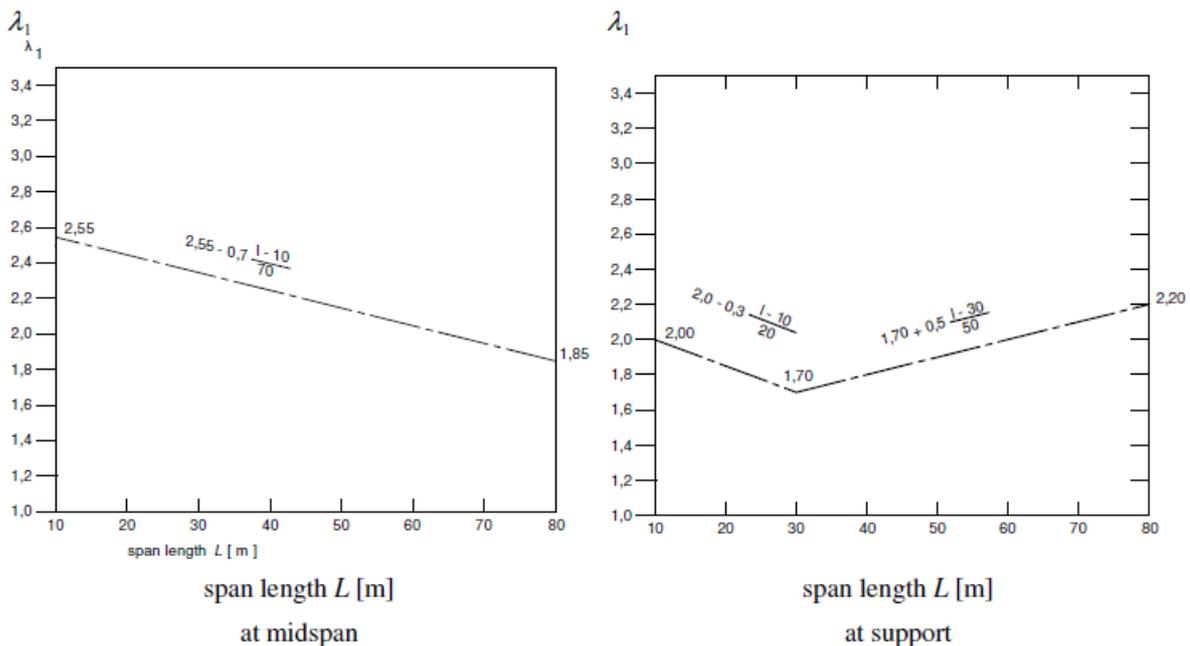


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

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):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 2.323$$

coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

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

Per l'assessment dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 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:

$N_{Obs} = 2 \cdot 10^6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 1 - cfr. tab. precedente)

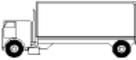
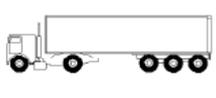
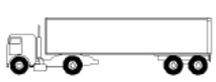
$N_0 = 2 \cdot 10^6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "long distance" (ip. cautelativa), e valutato secondo la seguente relazione:

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

Per la 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.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto: $\lambda_2 = 1$

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

Si ha pertanto: $\lambda_{v2} = 1$

coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

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

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

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

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

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1.224$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_{v3} = 1.133$$

coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

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

La formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 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:

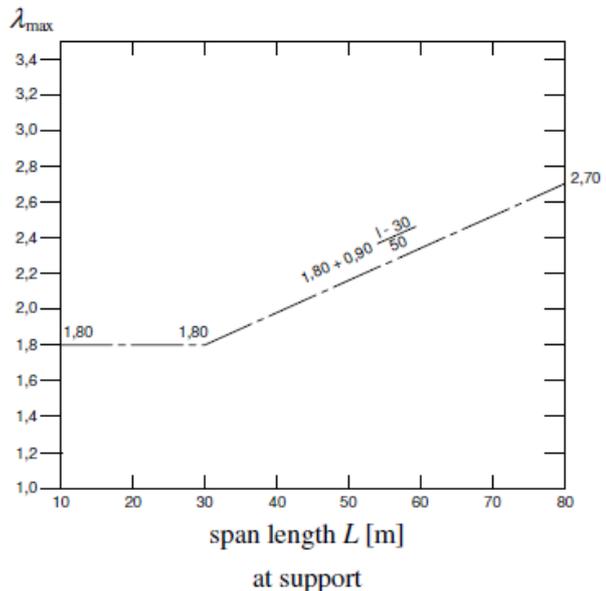
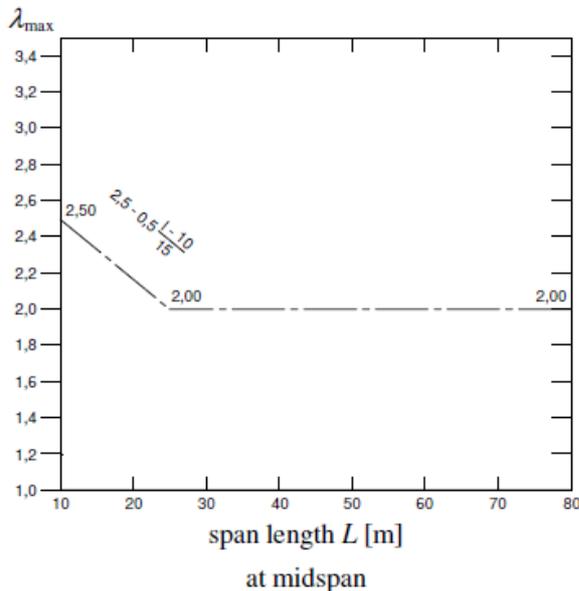
$$\lambda_4 = 1$$

Per la verifica delle piolature, a seguito della sostituzione dell'esponente 5 con 8, si ottiene univocamente:

$$\lambda_{v4} = 1$$

coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 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.



Con riferimento ai fattori parziali calcolati poco sopra, si ha pertanto:

Concio	λ, λ_v
C1, C2	$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.322 \times 1.224 \times 1 \times 1 = 2.844 > 2 \Rightarrow 2$ (Campata) $\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1 \times 1.133 \times 1 \times 1 = 1.133$

8.7.1.2 Verifica connessione trave - soletta

Ai fini delle verifiche, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-08, 4.3.4.1.2 + istr. cap. C.4.3.4.

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica completo delle piolature comprende i seguenti passi:

Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/l_i P_{Rd}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

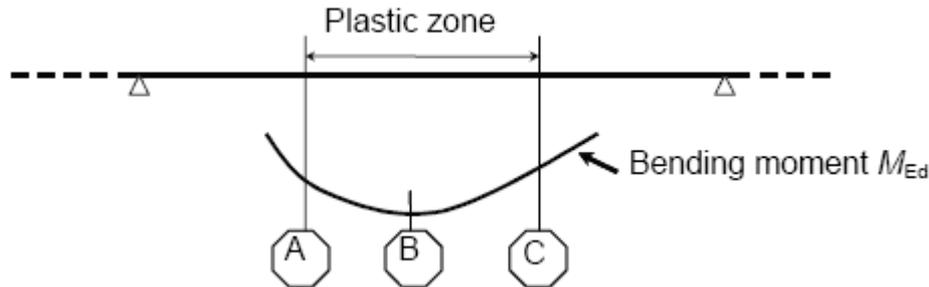
Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento

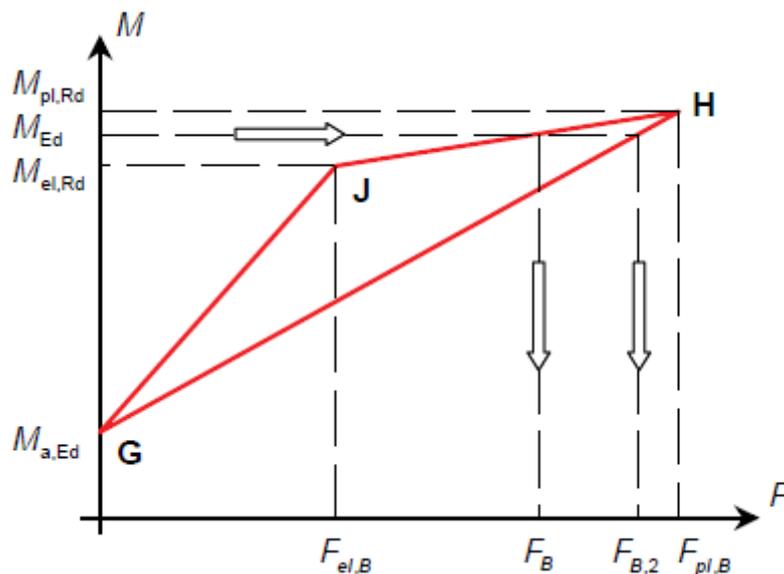
(mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei conci di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo mento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1

H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).

J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

In linea generale, si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed}$$

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

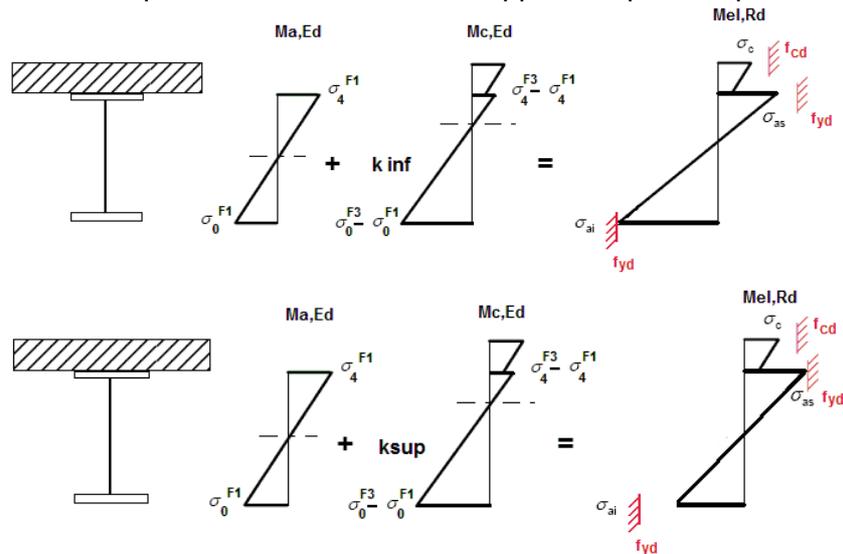
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

i = 1 o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



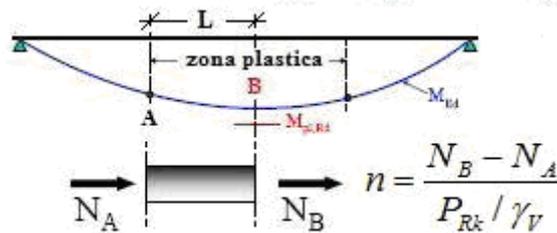
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \cdot (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \cdot A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



Si evidenzia che, per il caso in esame, non risultano sfruttate le risorse plastiche di alcuna sezione, pertanto, questa verifica non risulta necessaria.

Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U. , con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$v_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq N_i / l_i \cdot (k_s P_{Rd})$$

Verifica a S.L.fatica

Per la verifica a fatica 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 piolocategoria/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 piattabanda.

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

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

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

8.7.2 Modalità di verifica delle pile composite

Anche se la sezione composita delle elevazioni delle pile soddisfa, in termini di steel contribution ratio, le limitazioni previste da EN 1994-1-1, le verifiche sezionali verranno svolte con riferimento alle proprietà elastiche della sezione composita; pertanto, per la verifica delle sezioni di spiccato ed intermedie delle elevazioni composite, la valutazione del quadro tensionale e delle prestazioni ultime verrà effettuata con i metodi propri di verifica delle sezioni in cemento armato considerando di volta in volta, quale sezione resistente:

- L'area del nucleo in calcestruzzo e le aree metalliche delle barre di connessione del guscio
- L'area del nucleo in calcestruzzo e le aree metalliche delle barre di ripresa, passanti nelle sezioni di spiccato
- L'area del nucleo in calcestruzzo, e barre perimetrali, di area equivalente all'area resistente delle lamiera del guscio metallico.
- Nelle sezioni intermedie, prive di armatura, la sezione viene trattata come una sezione composita acciaio/calcestruzzo, ma comunque verificata con i metodi propri delle sezioni in c.a.

In ciascun caso, il contributo resistente delle aree metalliche escluderà la presenza di altri contributi presenti.

Data la presenza dell'attacco diretto alla base del guscio metallico, e delle armature di ripresa interna, non si ritiene significativo effettuare specifiche verifiche di scorrimento acciaio/calcestruzzo nelle zone terminali.

Si evidenzia che i fenomeni di local buckling possono ritenersi automaticamente esclusi, data la presenza delle connessione acciaio calcestruzzo, operata mediante connettori a piolo di diametro ϕ 16 uniformemente distribuiti lungo la superficie interna del guscio.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sulle sezioni di spiccato inferiore, si terrà conto, con modalità di volta i volta dettagliate, dei seguenti contributi:

- Imperfezioni, conteggiate considerando un'eccentricità aggiuntiva dei carichi assiali trasmessi dall'impalcato pari a $H/500$, in direzione longitudinale.
- Effetti del secondo ordine, valutati con riferimento ai criteri di EN 1992-1-1, attraverso l'introduzione, in forma semplificata, di un momento longitudinale aggiuntivo atto a tenere conto di tali effetti.

8.8 Caratteristiche e proprietà sezioni

8.8.1 Stato della soletta

Ai fini della valutazione delle proprietà delle sezioni, l'effetto del cracking della soletta viene valutato con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2, 5.4.2.3..

Ai fini dell'analisi globale, le sezioni ove la massima tensione nella fibra estrema della soletta, in combinazione S.L.E. caratteristica, supera il valore $\sigma_{c,lim}$ verranno considerate "cracked", e pertanto, ai fini del calcolo delle proprietà delle sezioni, si terrà conto delle sole armature longitudinali presenti.

Il valore limite di riferimento risulta (EN 1994-2, 5.4.3.2(2)):

$$\sigma_{c,lim} = 2 f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$$

Operativamente verrà quindi effettuata una valutazione della tensione rilevata alla fibra estrema, sotto l'effetto dei carichi afferenti alla combinazione S.L.E. rara.

Alle sezioni, od alle parti di struttura ove si riscontrasse il superamento del valore $\sigma_{c,lim}$, verranno quindi assegnata le rispettive proprietà "cracked", valutate con riferimento alla presenza delle sole armature metalliche.

8.8.2 Larghezze collaboranti

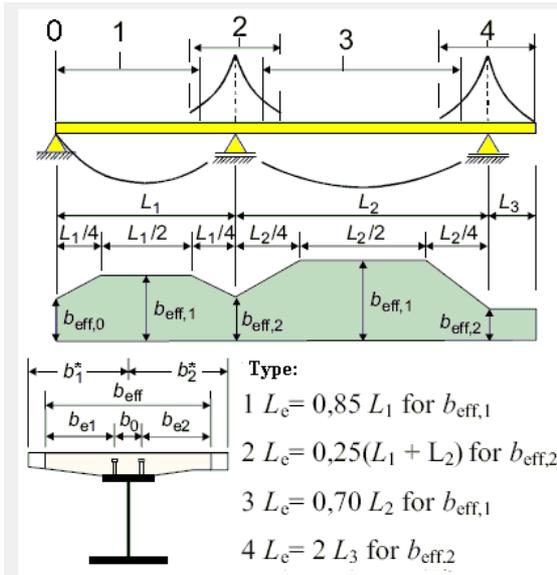
L'effettiva larghezza di soletta collaborante viene valutata in accordo a quanto esposto nella norma UNI EN 1994-2 al punto 5.4.1.2.

8.8.3 Larghezze collaboranti alle travi longitudinali

Per semplicità, l'analisi strutturale viene condotta considerando l'ampiezza di soletta lorda, staccata dalla trave tipo, caratterizzata dalla larghezza complessiva mostrata in figura.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considerano le effettive larghezza collaboranti previste da EN 1994-2.

La larghezza lorda effettiva risulta:



Elenco luci (m) es. 36,50,60... 33 -->

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	beff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1	beta2
0	2'000	1'200	400	0	3'200	33,00	1'800	1'000	1,000	1,000
8.25	2'000	1'200	400	1	3'200	33,00	1'800	1'000	1,000	1,000
24.75	2'000	1'200	400	1	3'200	33,00	1'800	1'000	1,000	1,000
33	2'000	1'200	400	0	3'200	33,00	1'800	1'000	1,000	1,000

si considera inoltre:

$b_0 = 400$ mm larghezza impegnata dal sistema di connessione

L'andamento della larghezza collaborante viene valutato mediante il programma PontiEC4, che restituisce una larghezza costante per l'intero sviluppo dell'opera.

Larghezza collaborante soletta

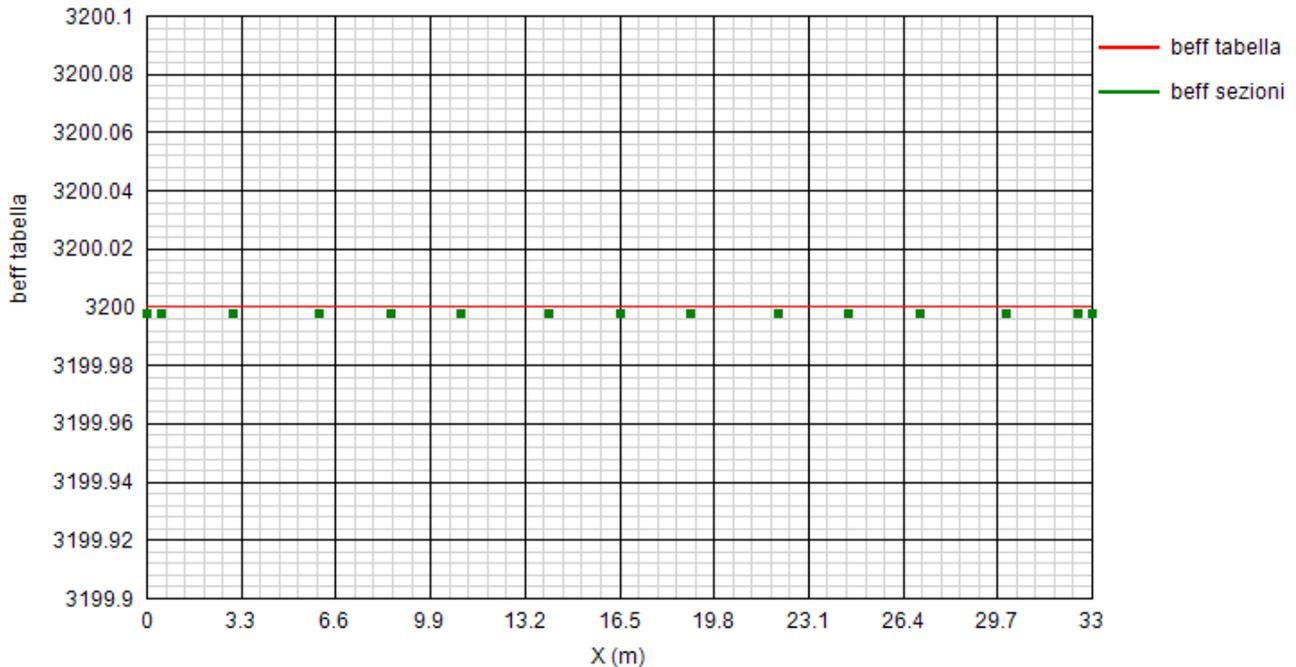
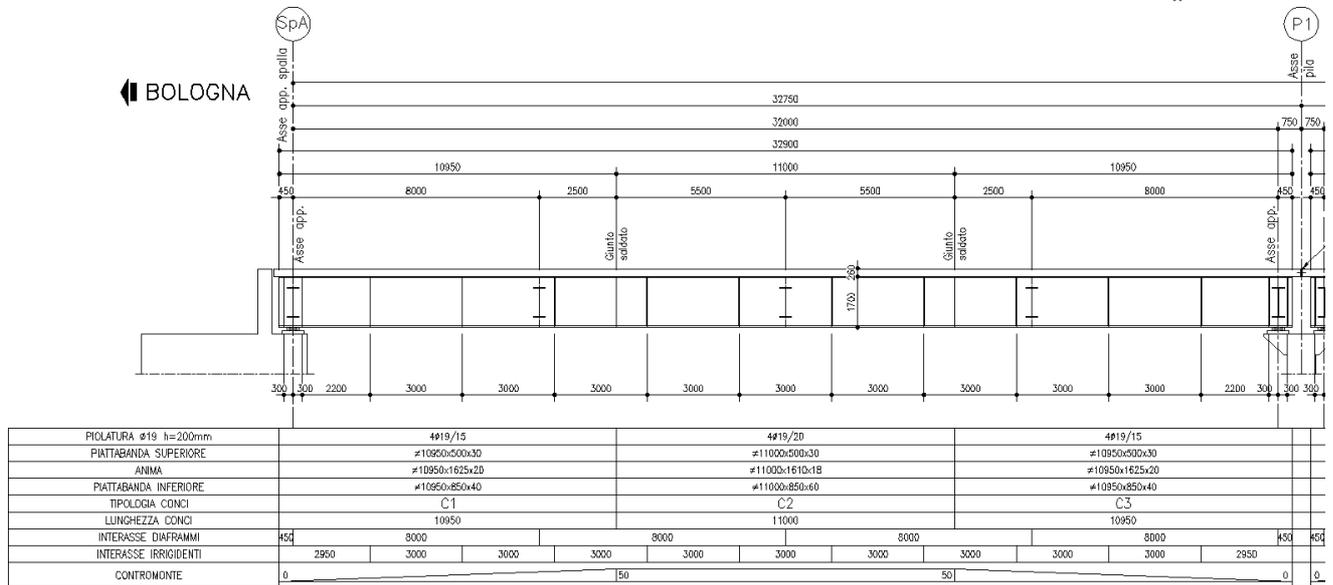


Figura 8.1 – Larghezze collaboranti

L'impalcato risulta suddiviso in 2 tipologie di conchi di caratteristiche variabili. La lunghezza complessiva della trave è pari a circa 33 m

Vengono adottate le seguenti tipologie di conci (V. figura seguente):

Concio	N. conci per trave	Lunghezze [m]	Posizione
C1-C3	2	10.95	estremità
C2	1	11.00	Mezzeria



Le caratteristiche costituenti le lamiere delle travi principali di ciascun concio sono riportate nella tabella seguente (valori espressi in mm).

	C1	C2	
Sezione metallica	h_{tot} [mm]	1700	1700
	b_{bot} [mm]	850	850
	t_{bot} [mm]	40	60
	b_{top} [mm]	500	500
	t_{top} [mm]	30	30
	t_{web} [mm]	20	18
Soletta	h_{cls} [mm]	260	260
	h_{cop} [mm]	60	60
	t_{sol} [mm]	200	200
	ϕ_{sup} [mm]	20	20
	p_{sup} [mm]	200	200
	c_{sup} [mm]	40	40
Armatura	ϕ_{inf} [mm]	20	20
	p_{inf} [mm]	200	200
	c_{inf} [mm]	22	22

Nella tabella precedente, si è indicato con:

- b_{top} larghezza piattabanda superiore
- t_{top} spessore piattabanda superiore
- b_{bot} larghezza piattabande inferiori
- t_{bot} spessore piattabande inferiori
- t_w spessore anime

8.9 Sistema di irrigidimento (stiffeners)

Le caratteristiche dimensionali degli irrigidimenti d'anima vengono predefinite sulla base dei criteri contenuti in EN 1993-1-5, cap. 9.

Le anime delle travi vengono irrigidite mediante un sistema irrigidimenti così composto:

- Irrigidimenti verticali intermedi

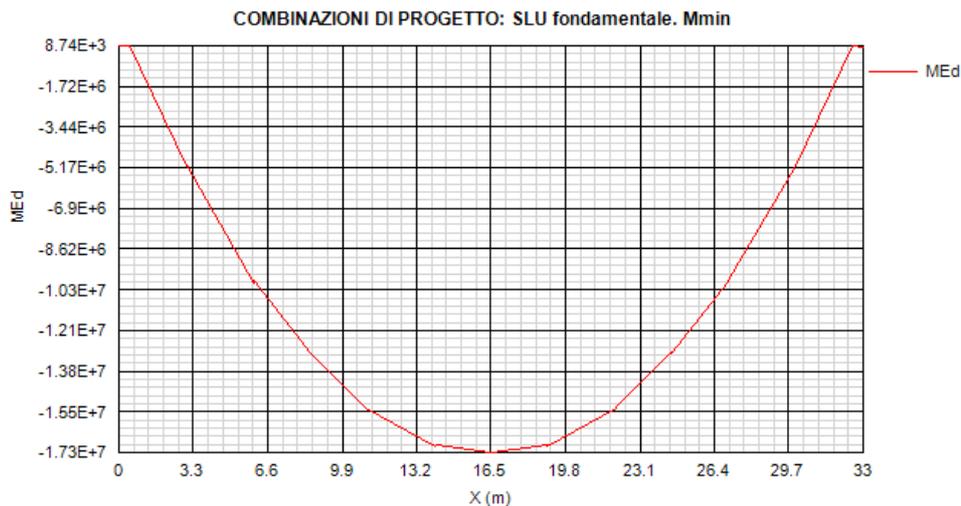
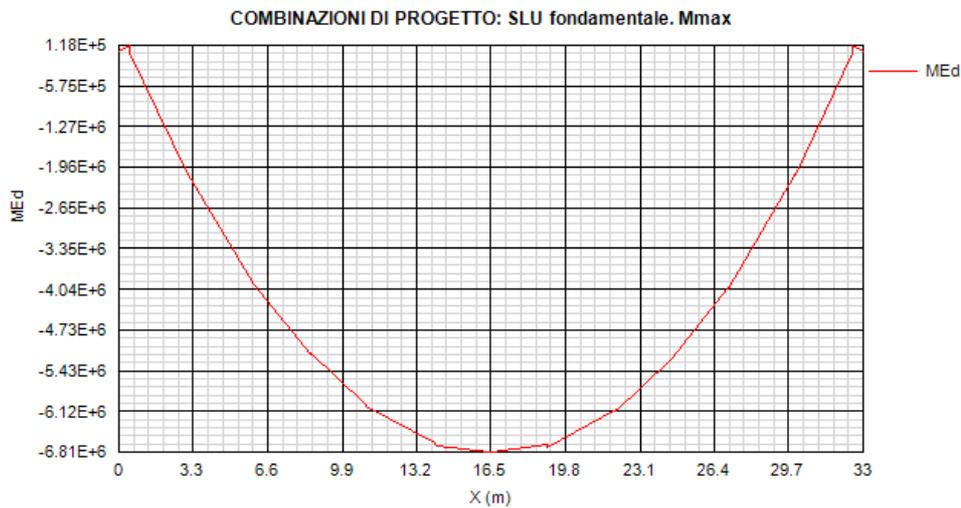
Formati da un piatto semplice 250x18 mm, disposto lato giunzione con i traversi.

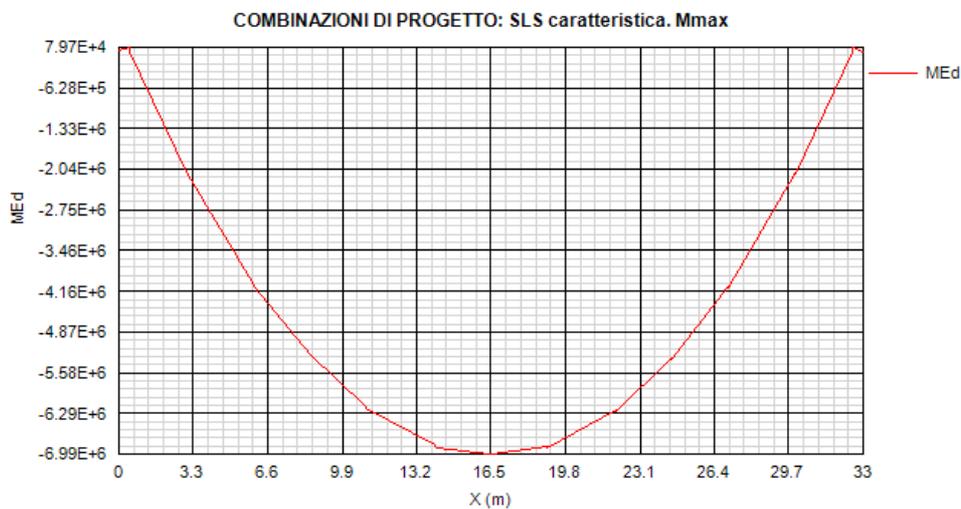
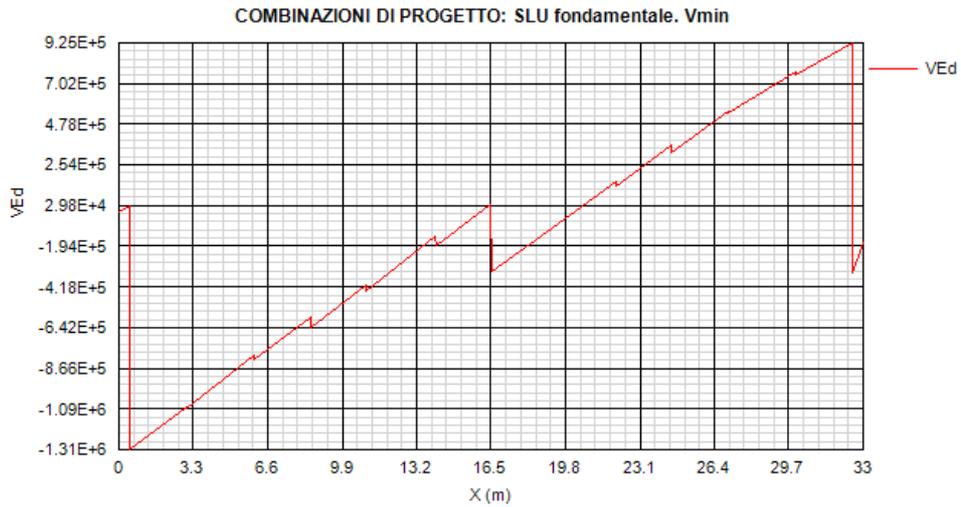
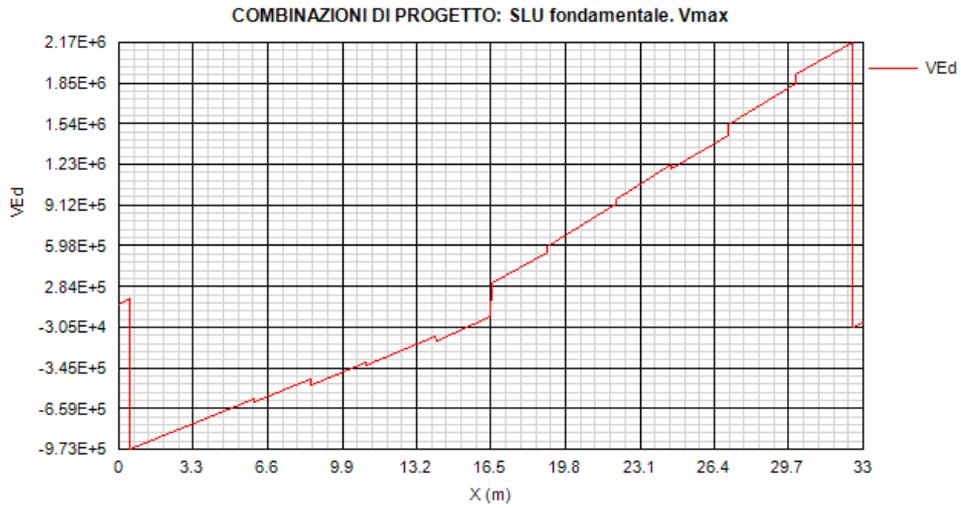
8.9.1 Risultati salienti

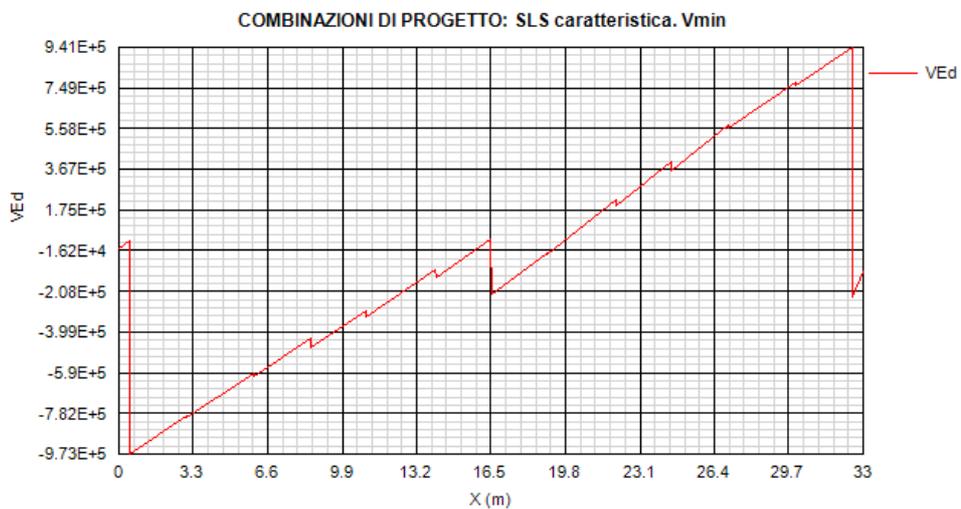
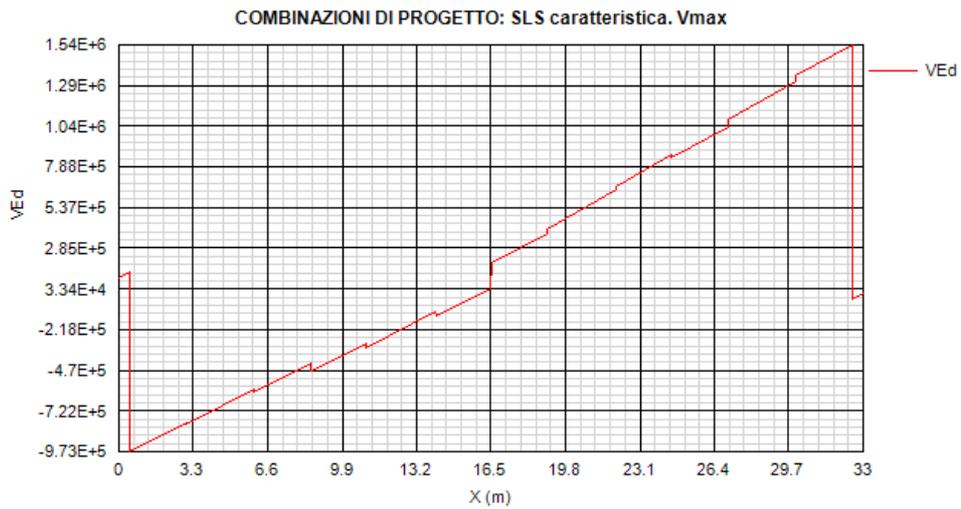
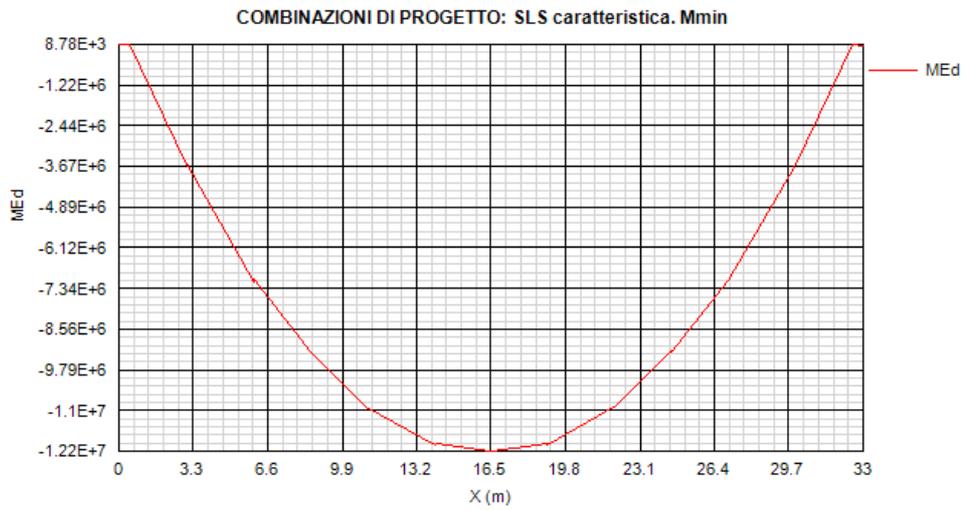
Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I diagrammi vengono estratti direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

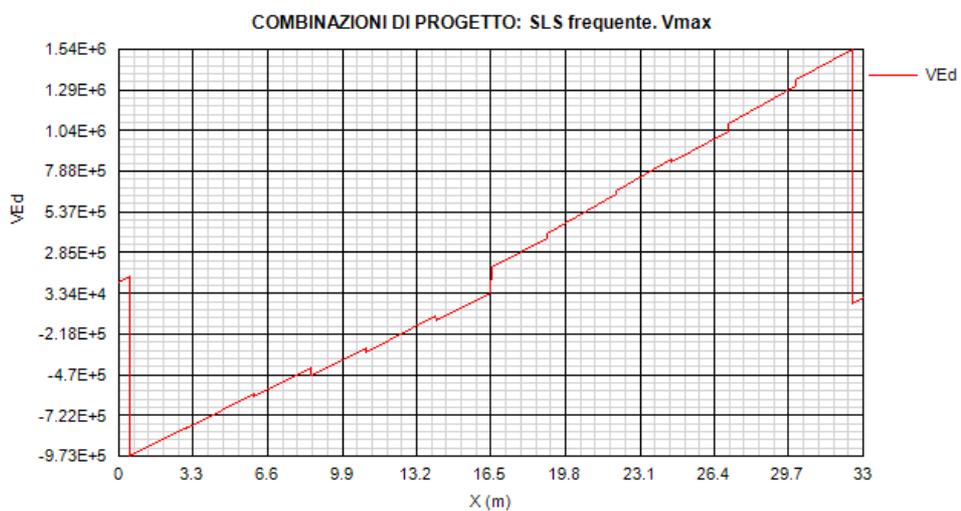
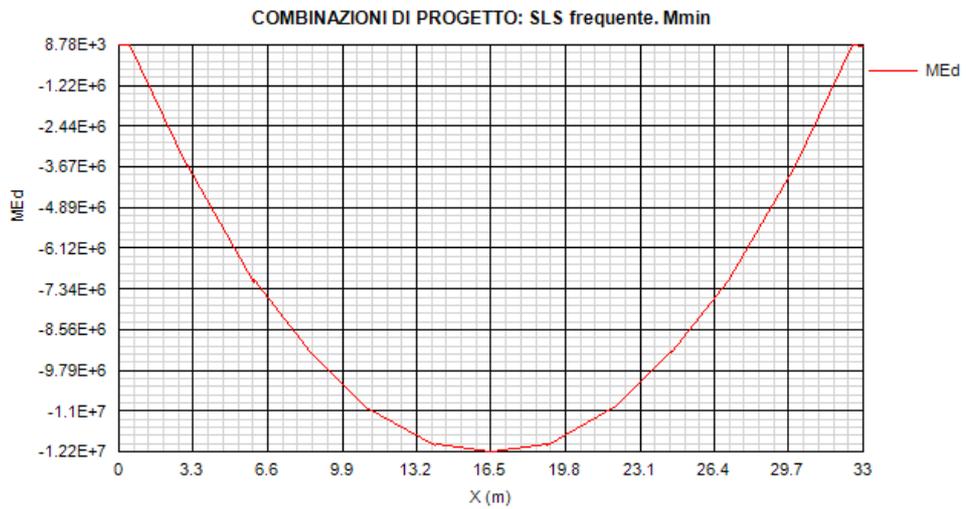
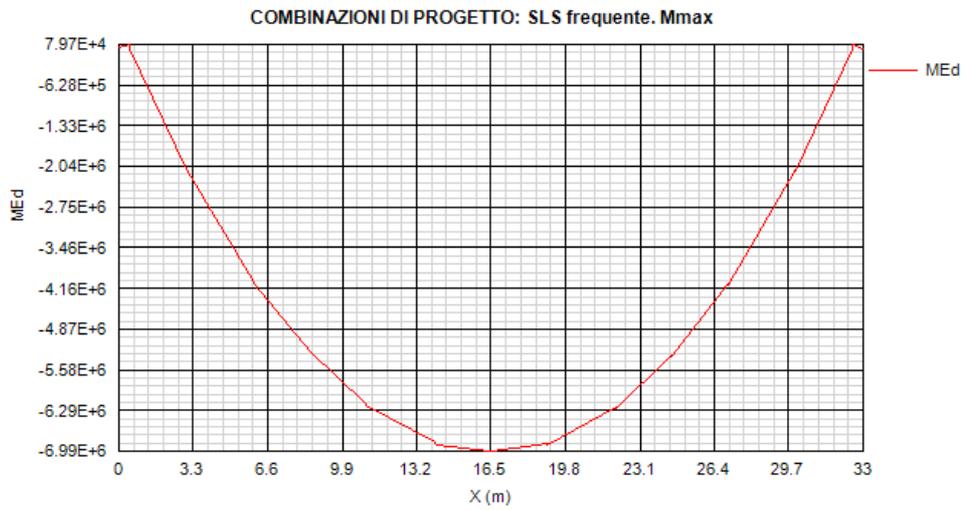
8.9.1.1 Quadro tensionale nelle travi principali

L'impalcato metallico è simmetrico; l'organizzazione della soletta comporta una significativa eccentricità dei carichi rivolta verso la trave di destra, su cui pertanto si fisserà l'attenzione.

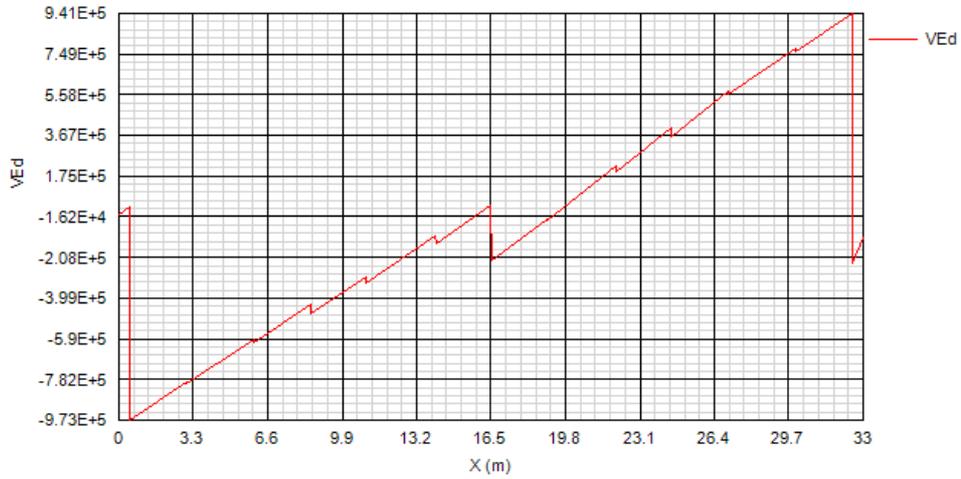




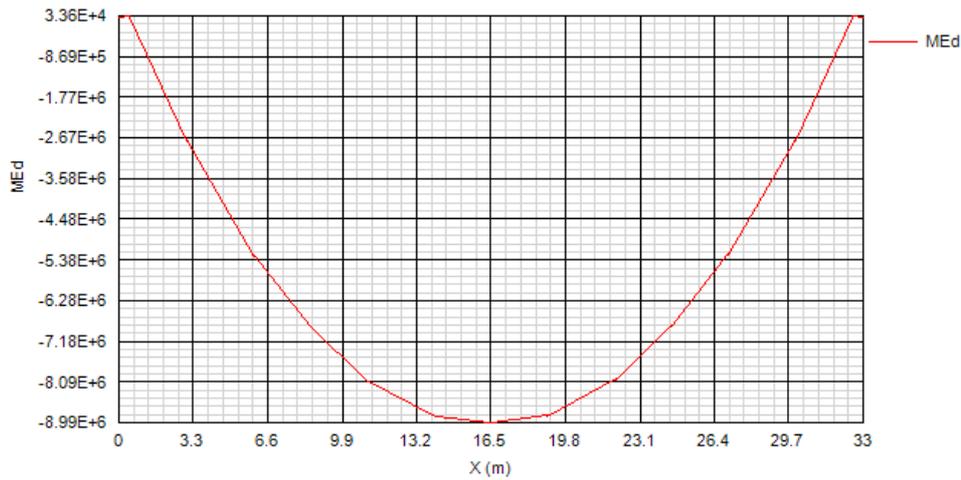




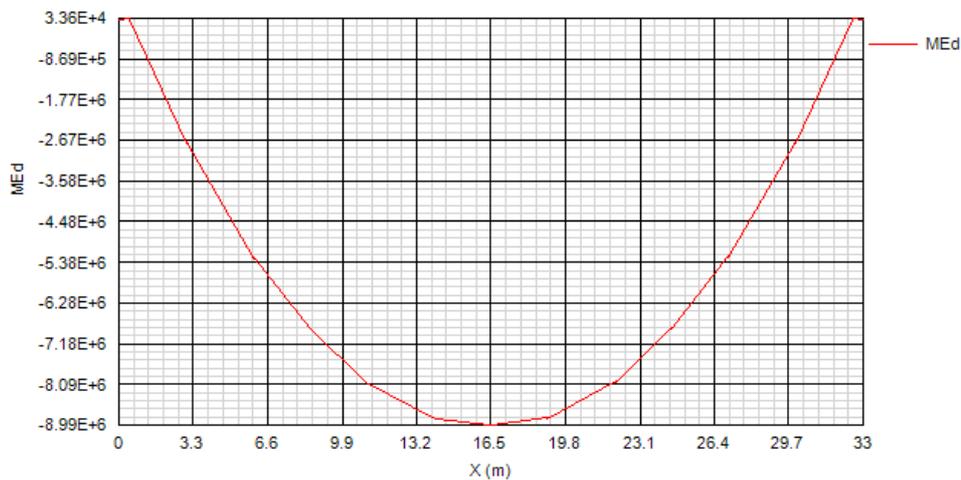
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Vmin

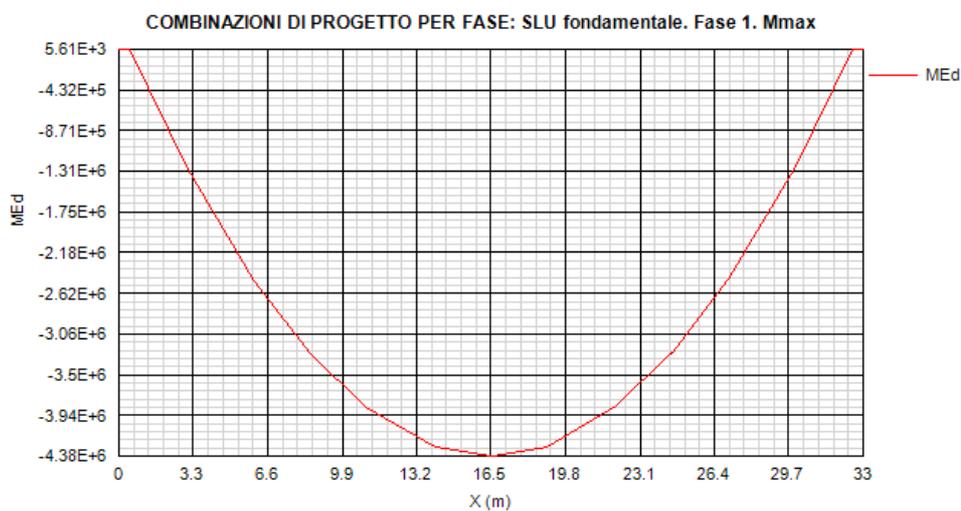
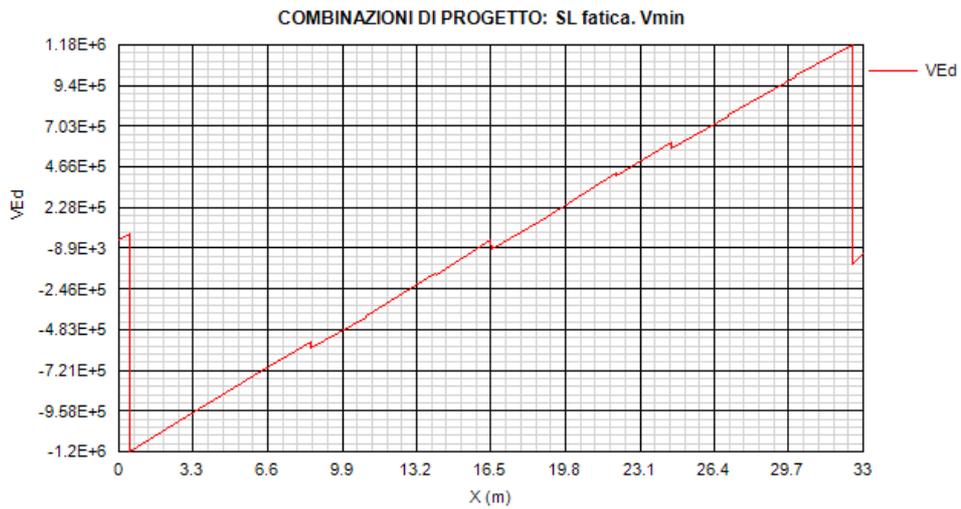
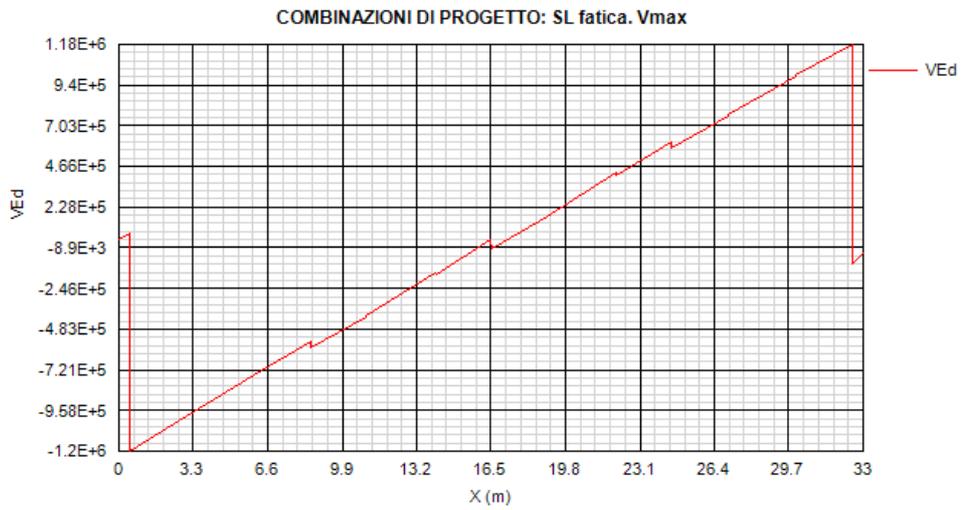


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Mmax

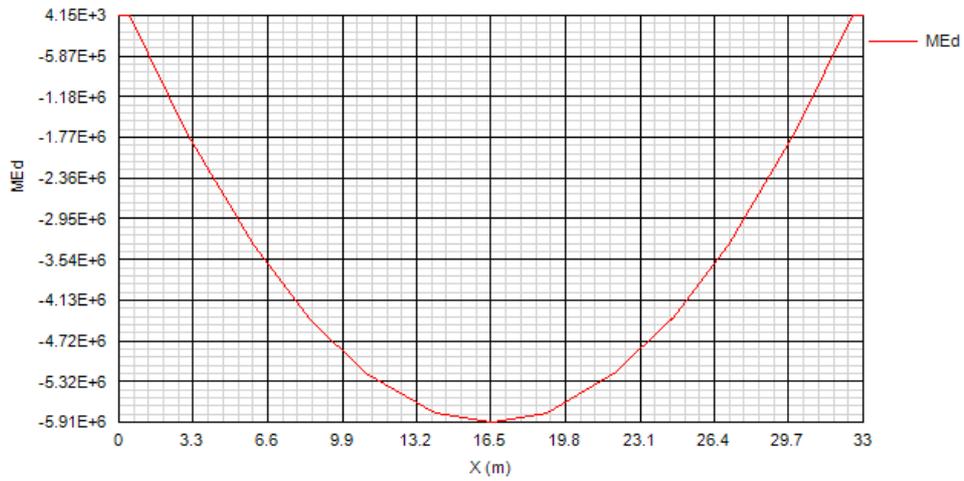


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Mmin

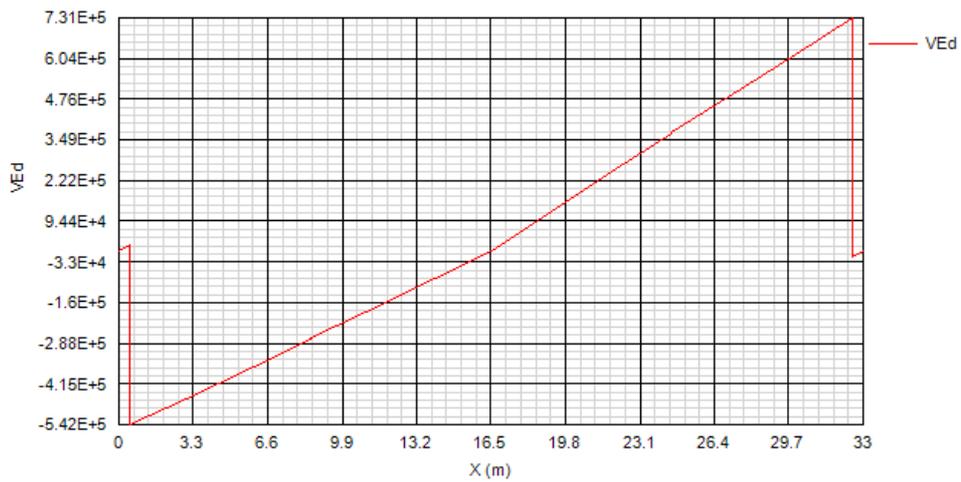




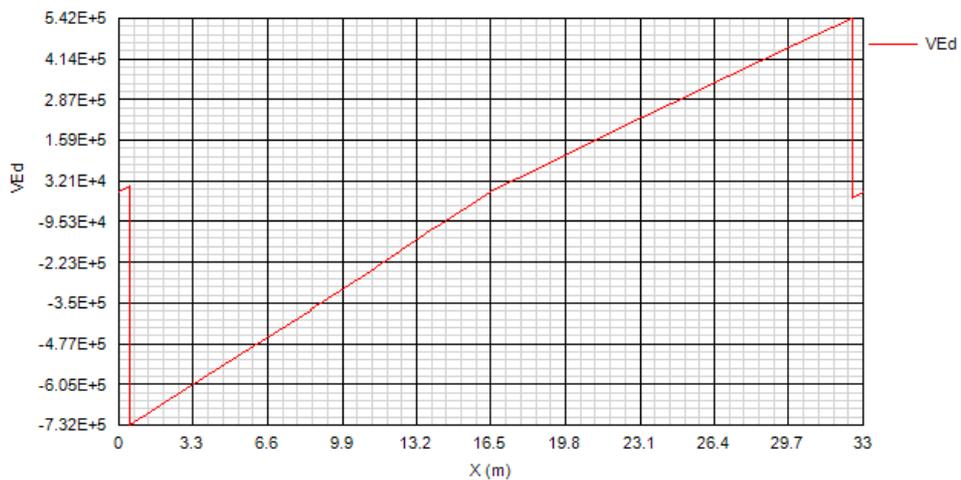
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Mmin



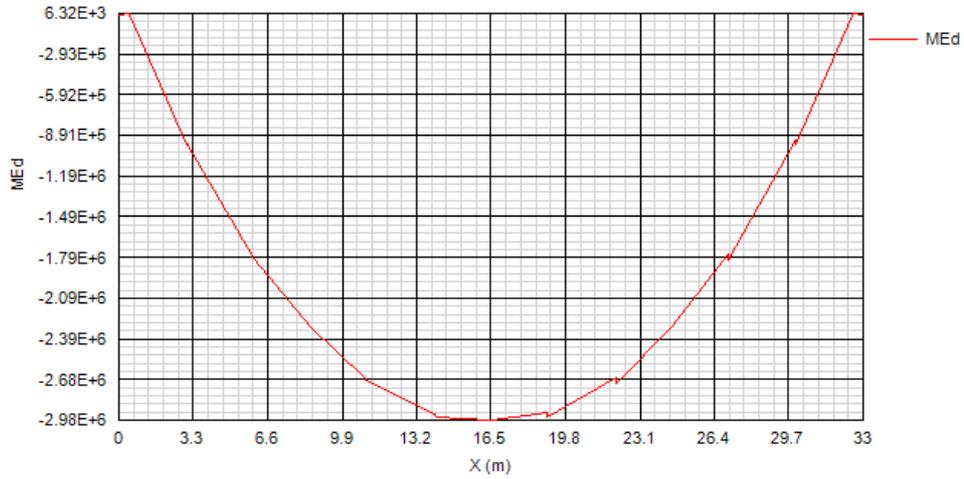
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax



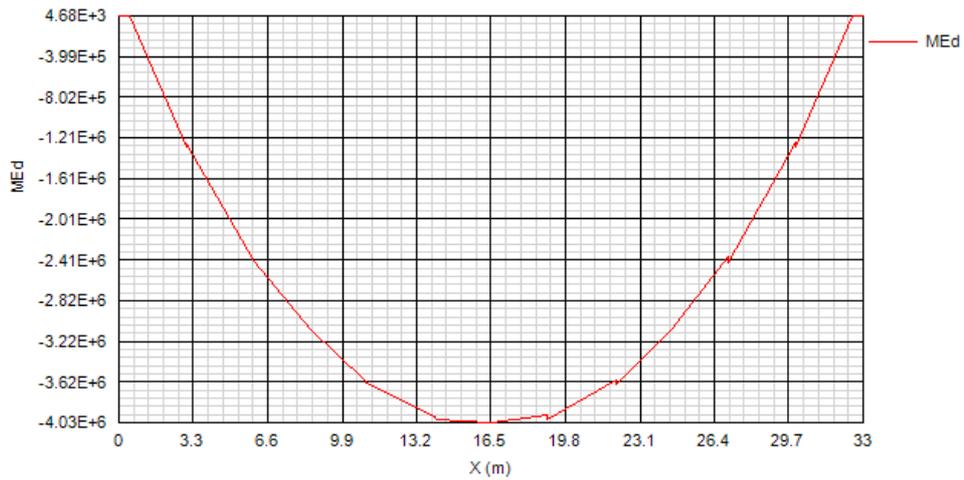
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin



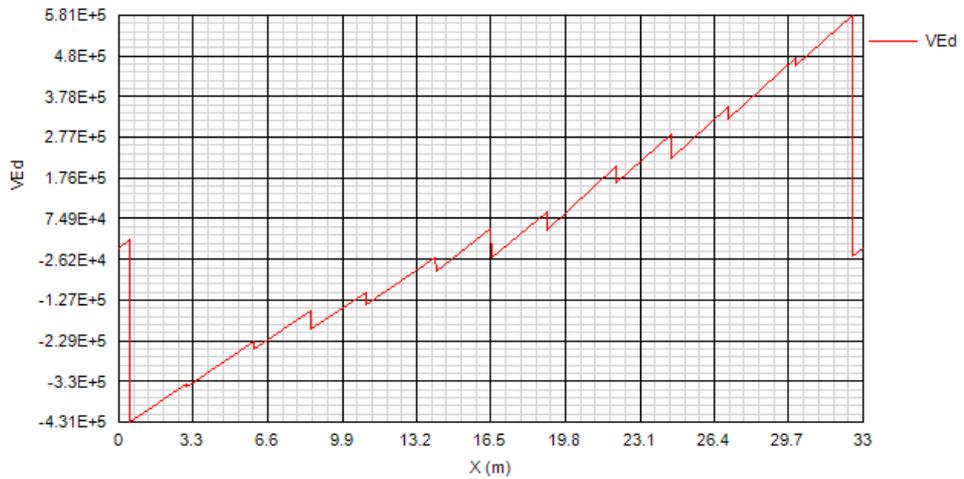
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmax



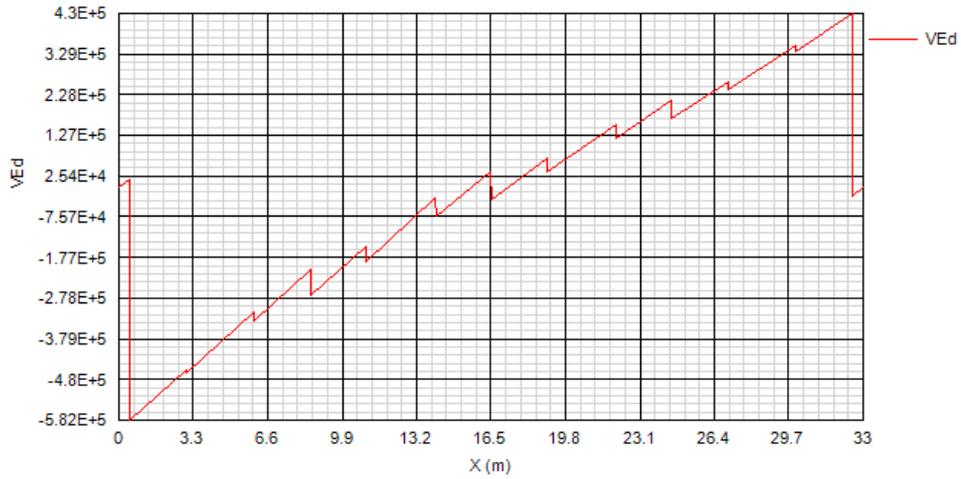
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmin



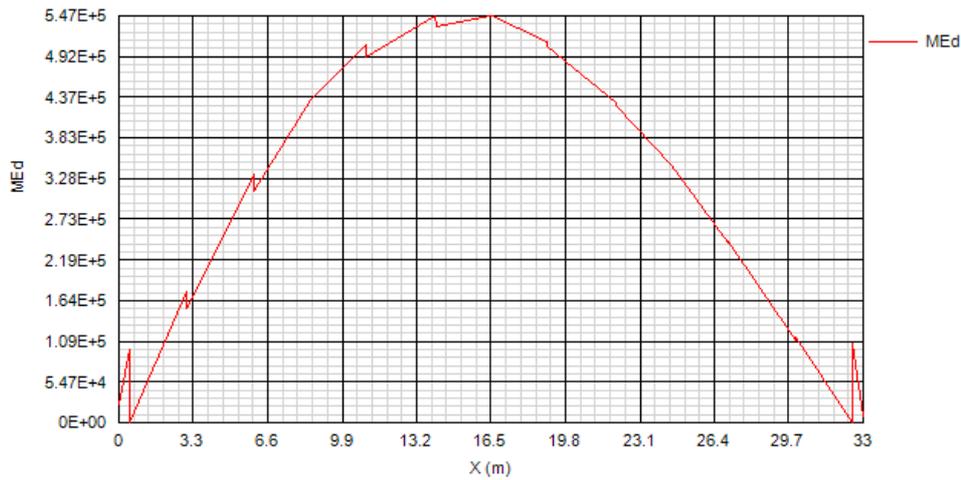
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax



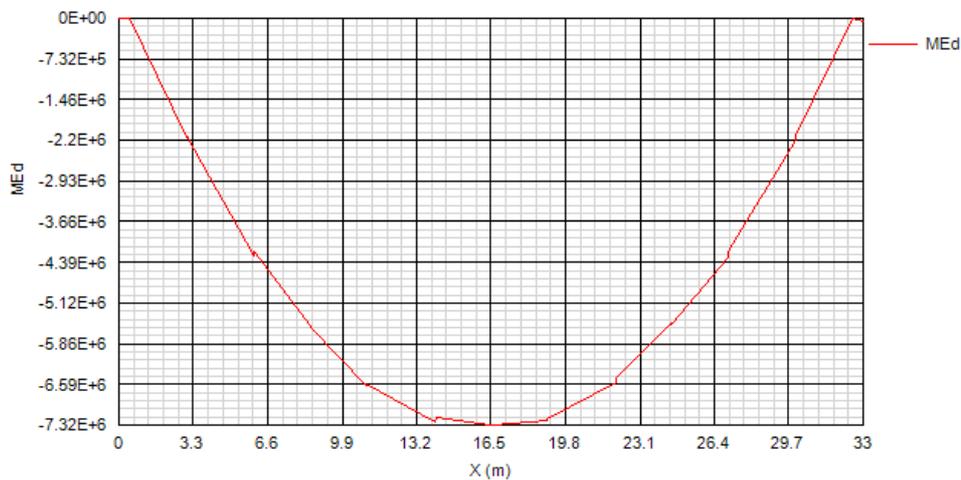
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin



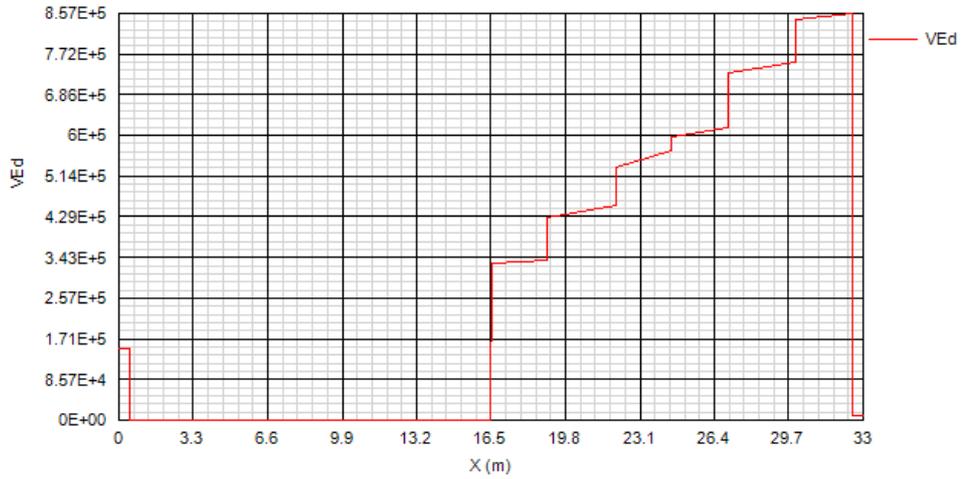
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmax



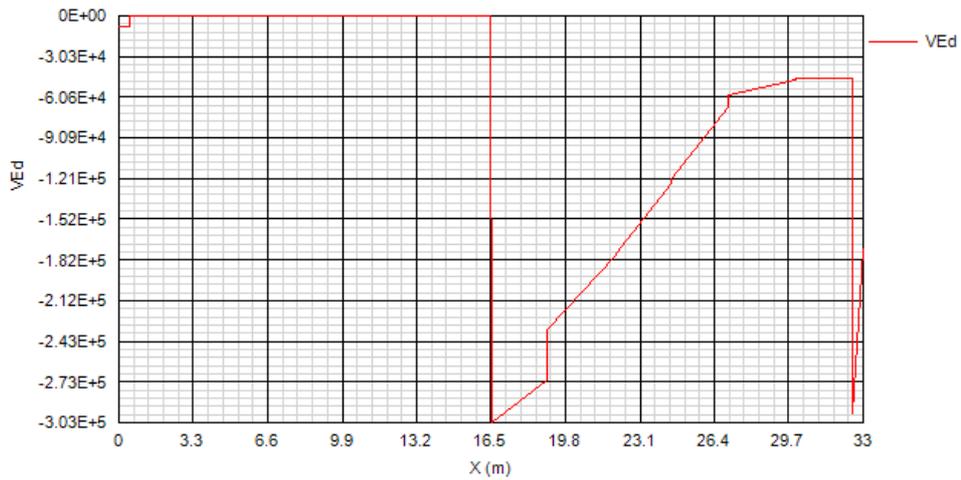
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmin



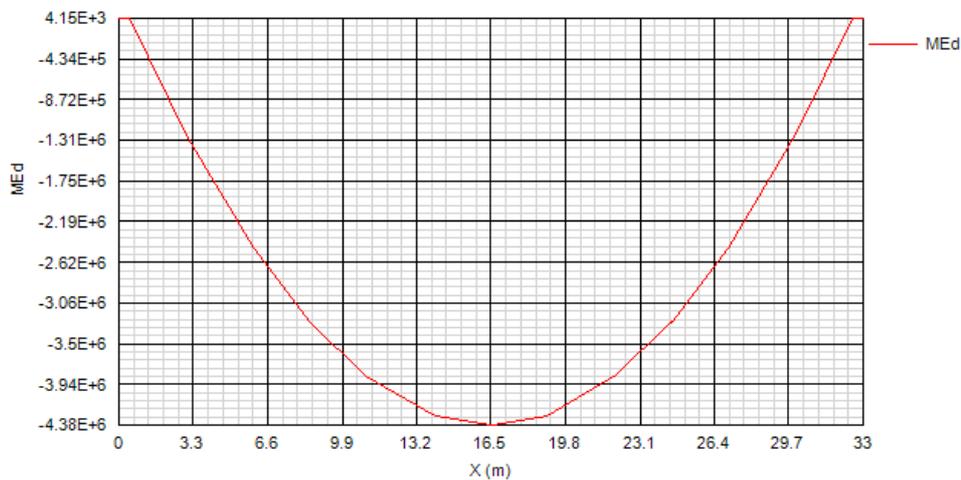
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax



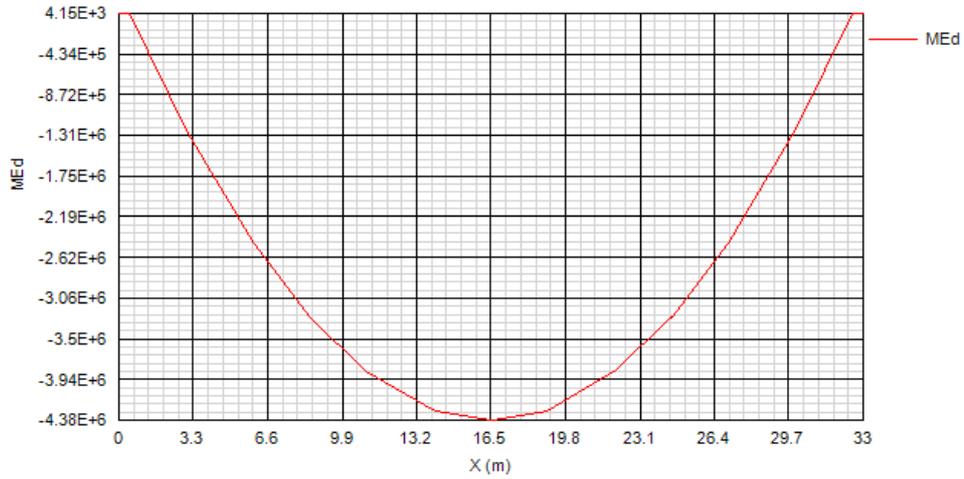
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin



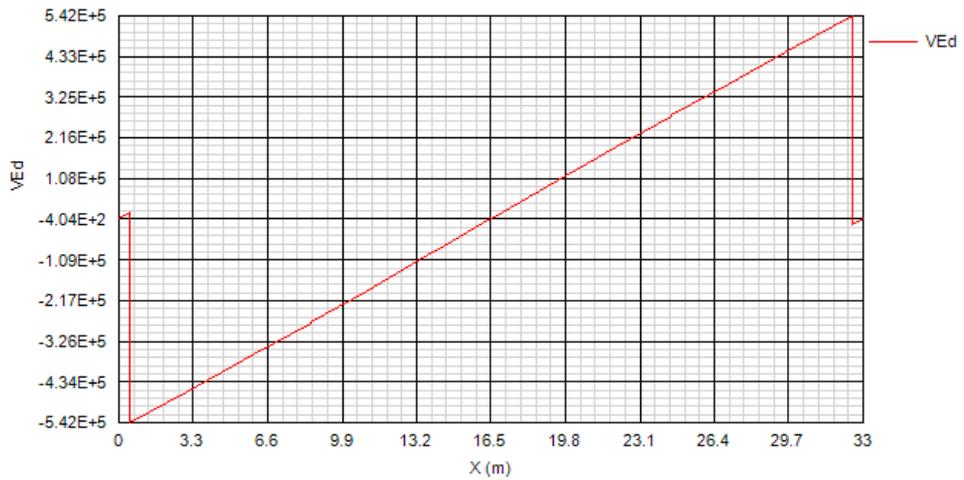
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmax



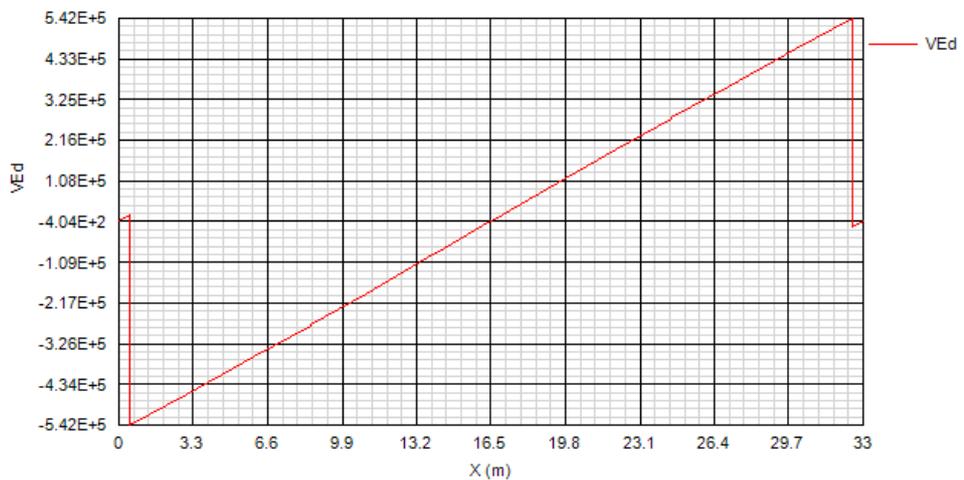
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmin



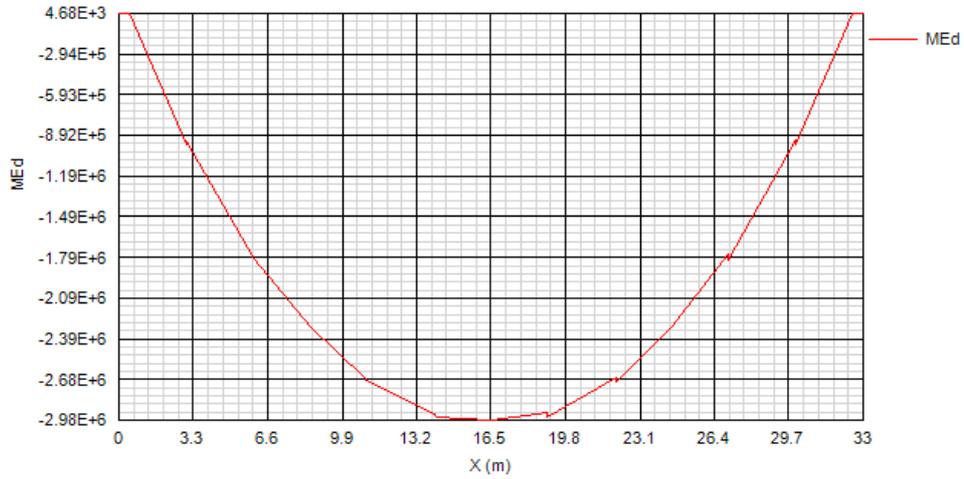
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax



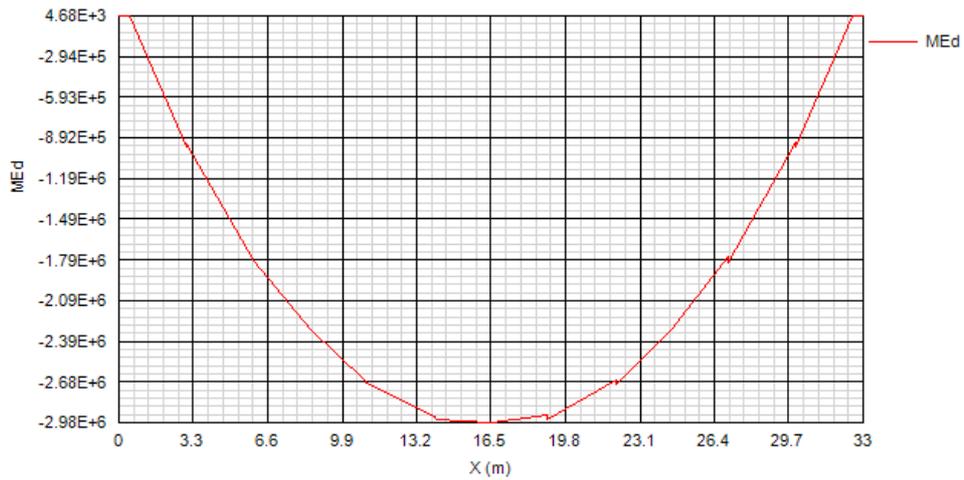
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin



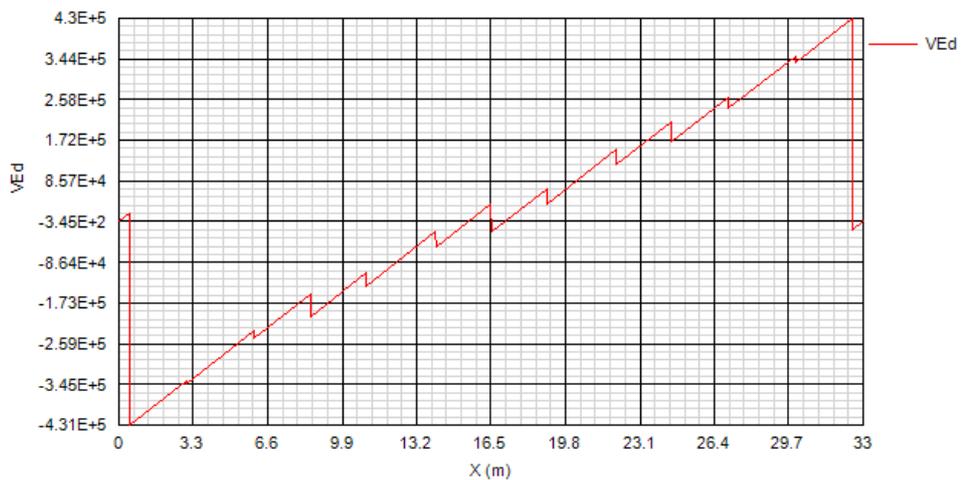
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmax



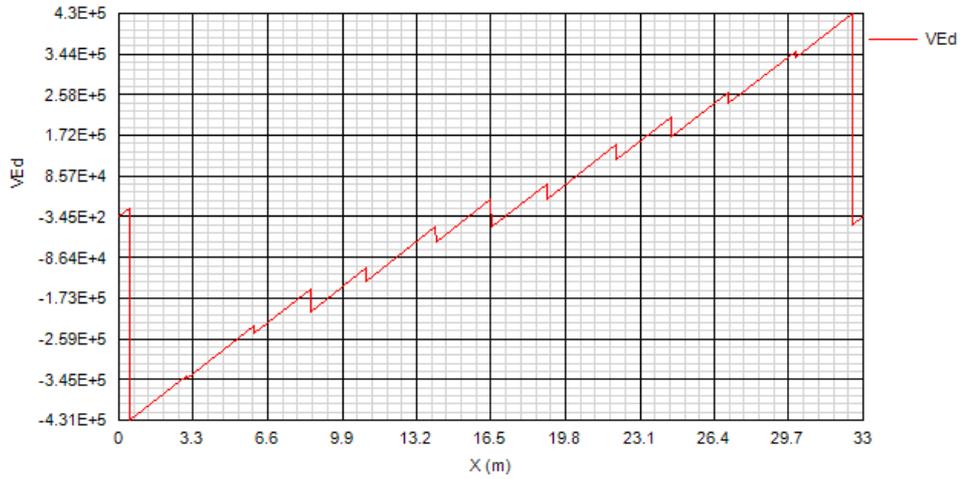
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmin



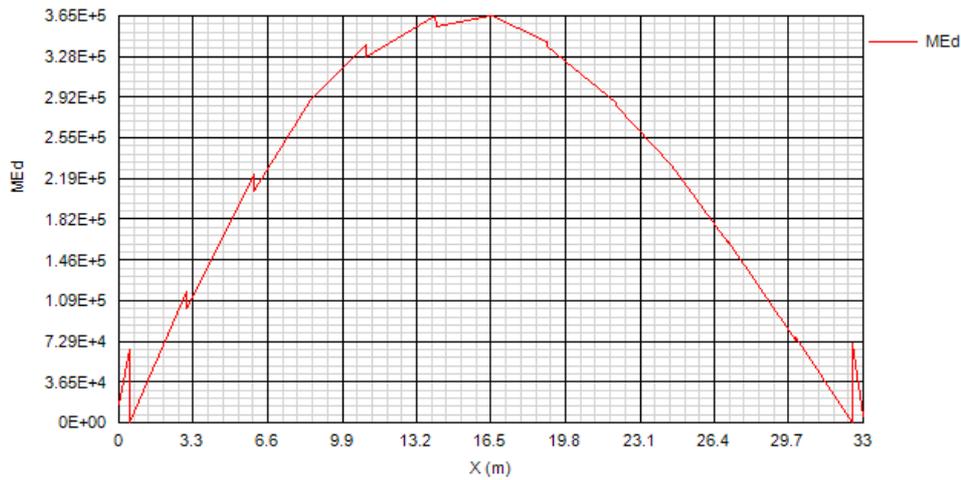
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax



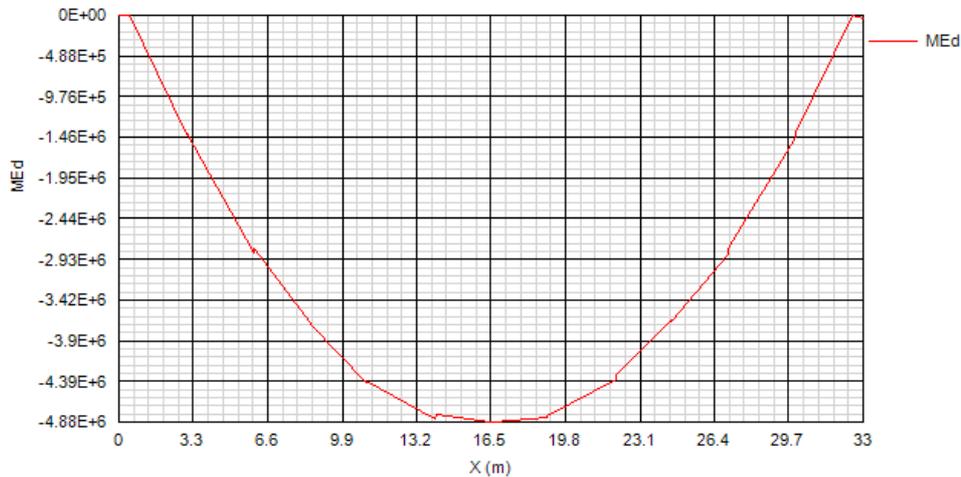
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin



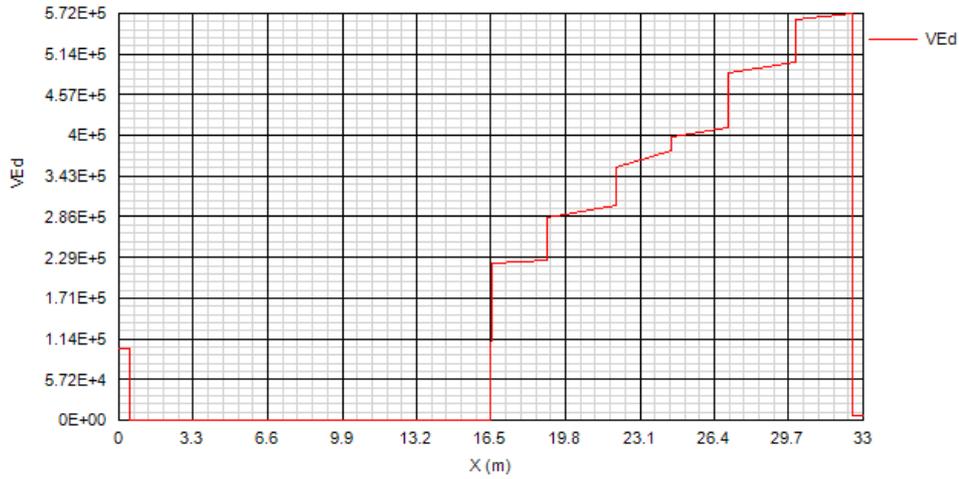
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



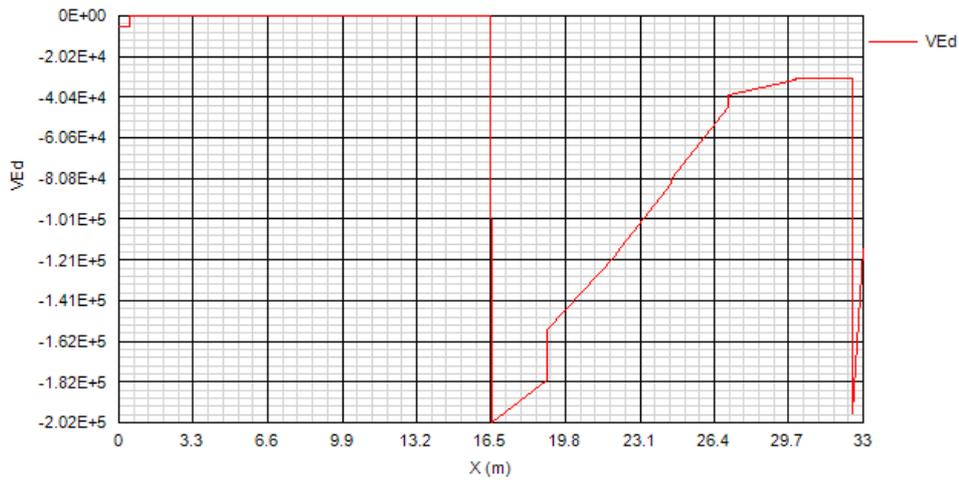
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin



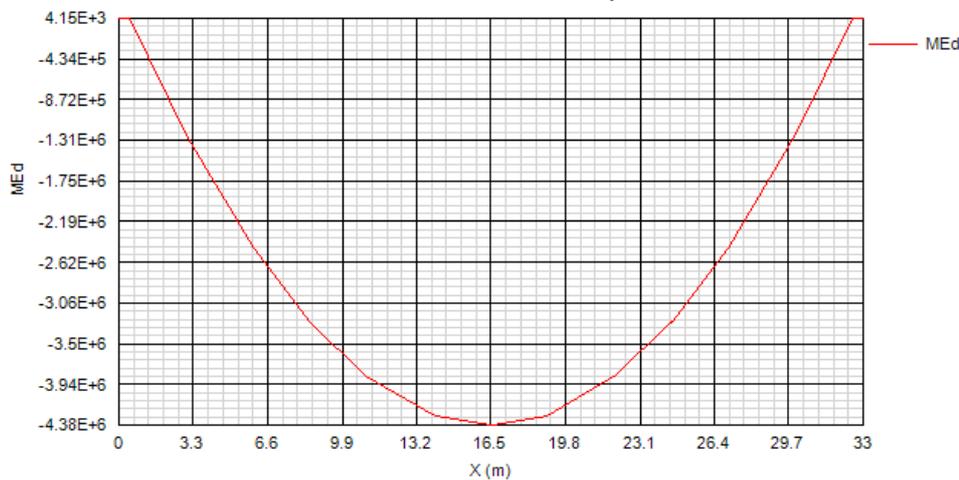
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax



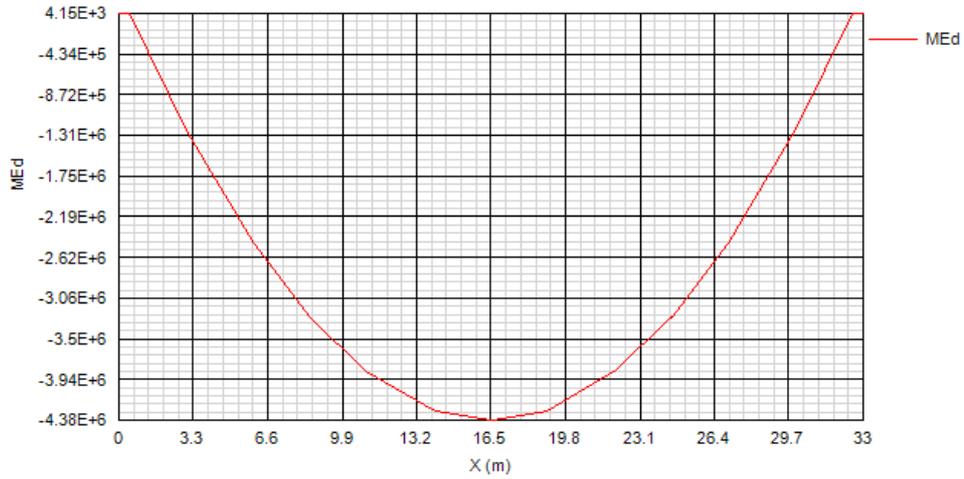
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin



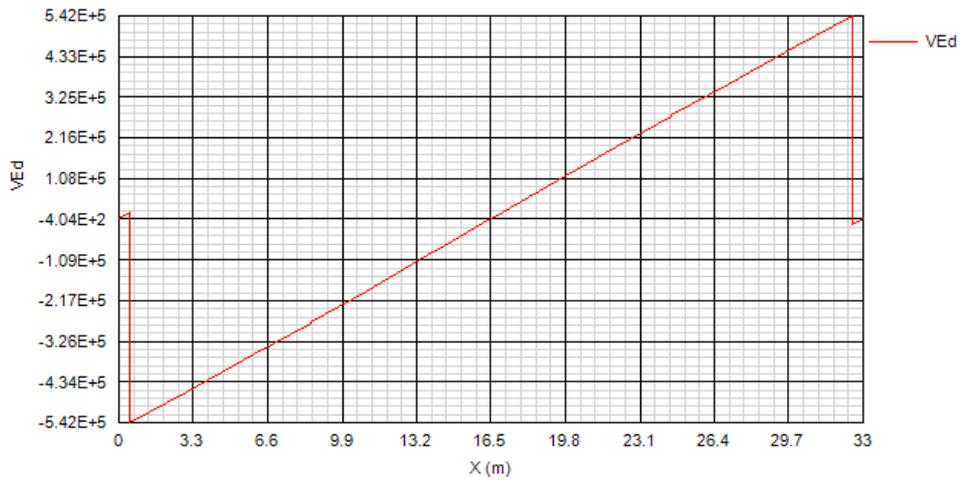
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmax



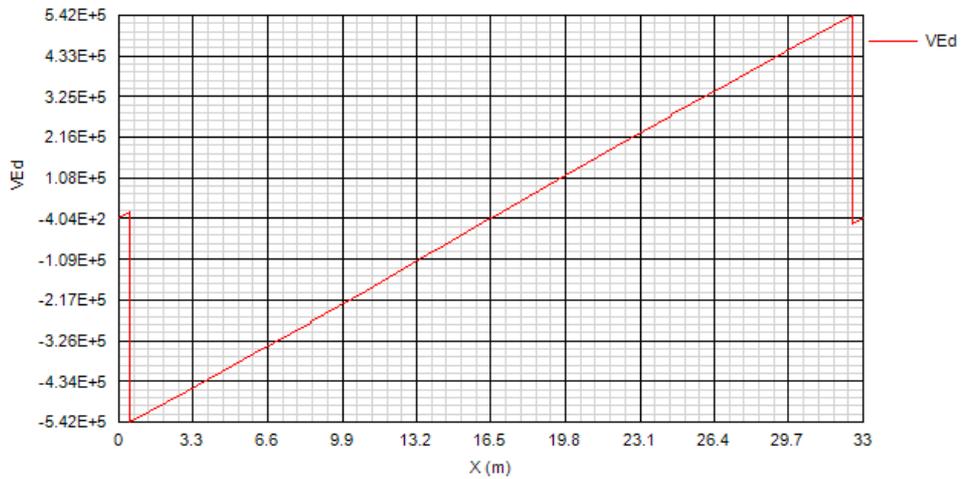
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmin



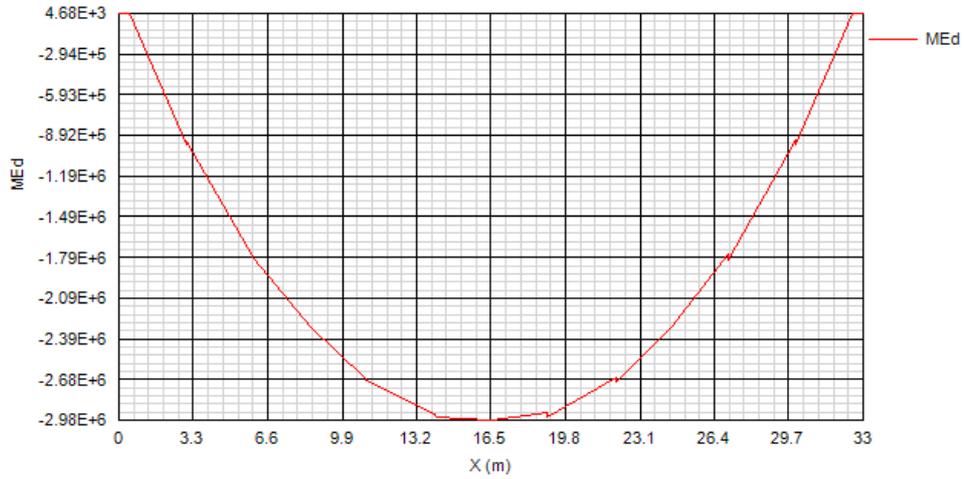
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax



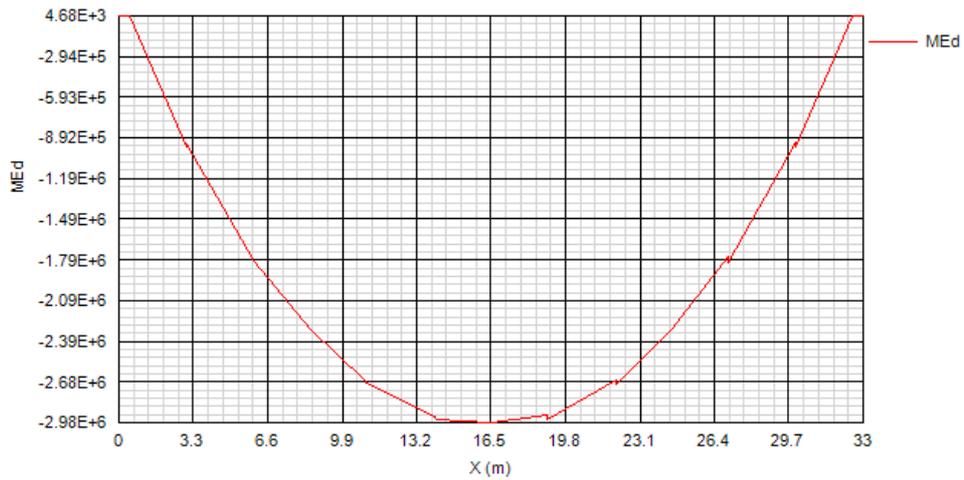
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin



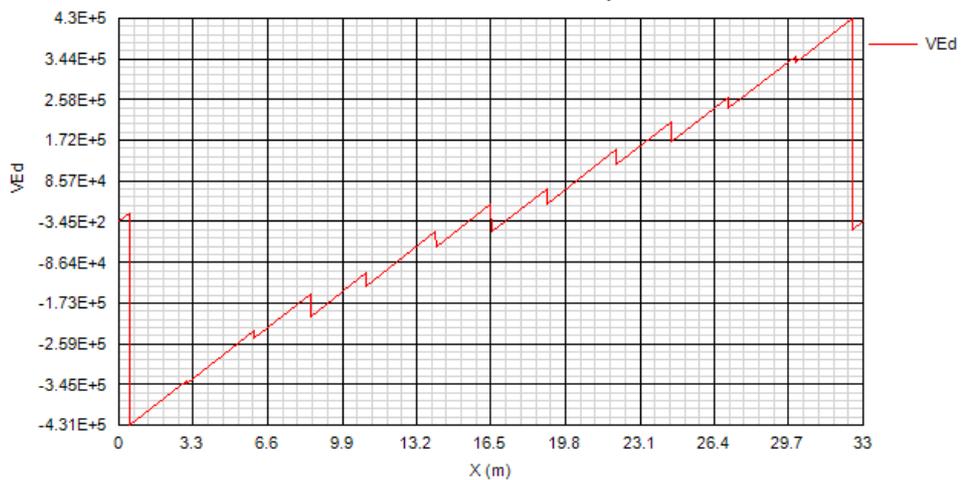
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmax



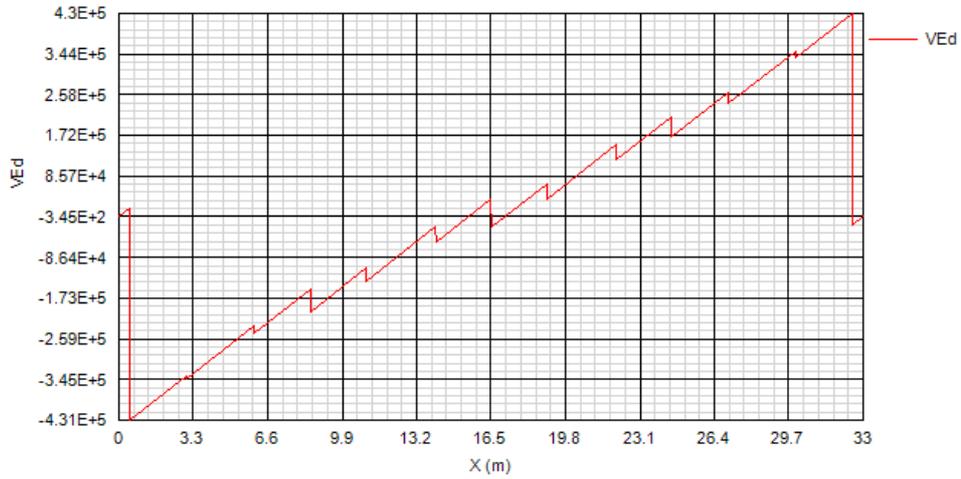
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmin



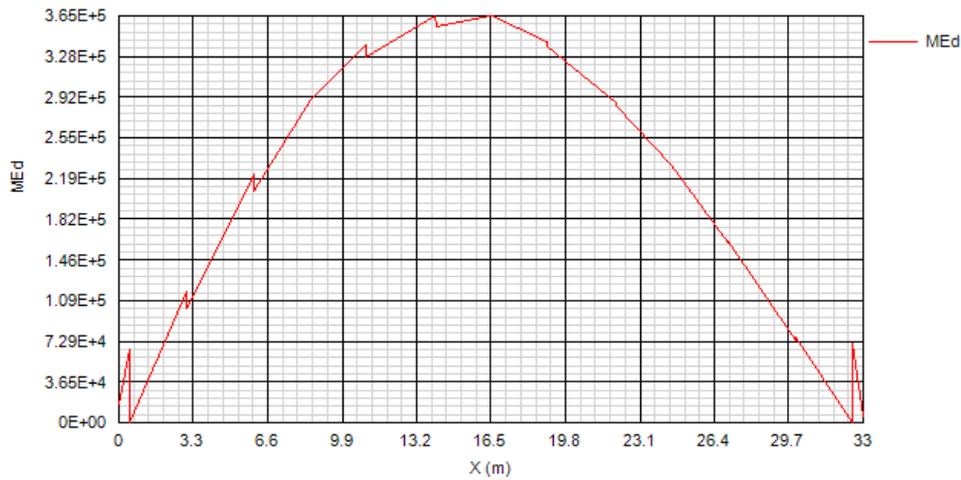
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax



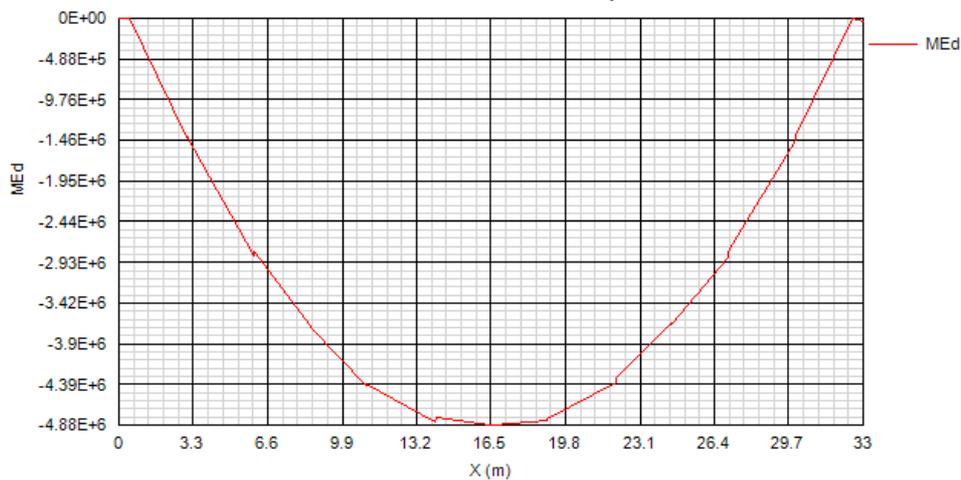
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin



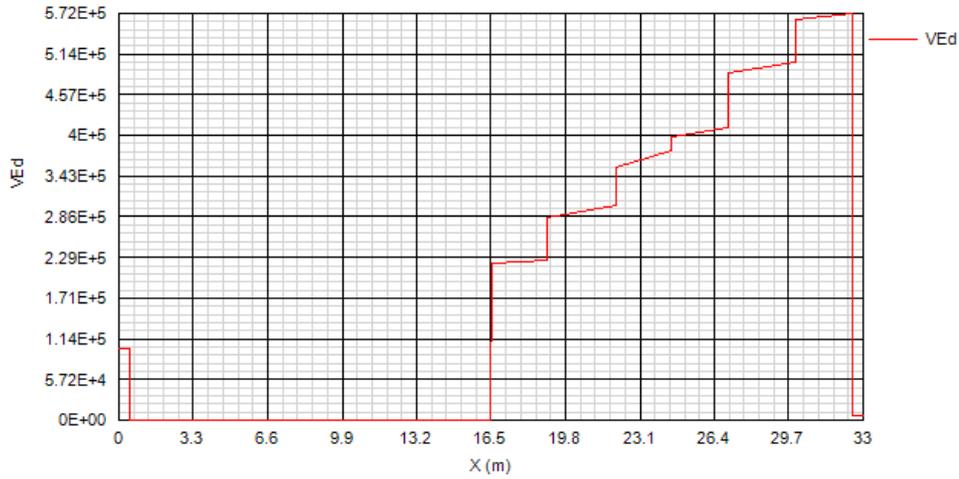
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmax



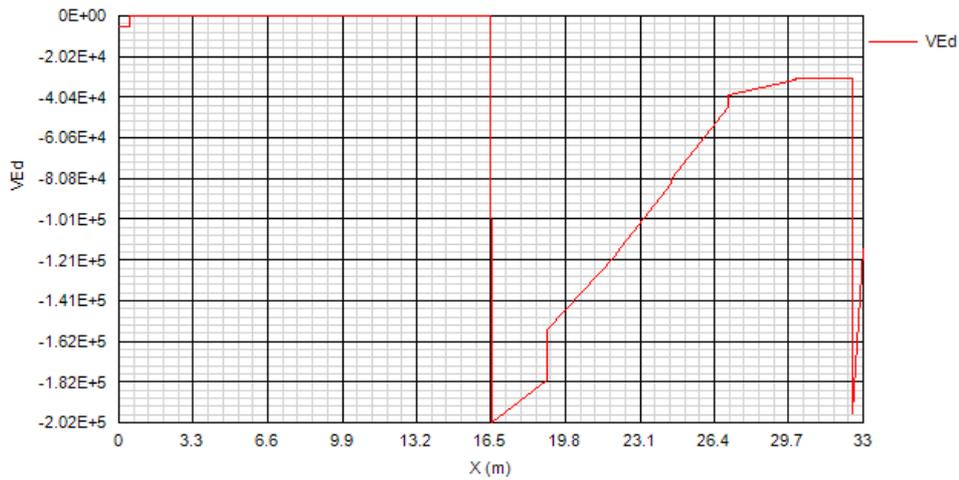
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmin



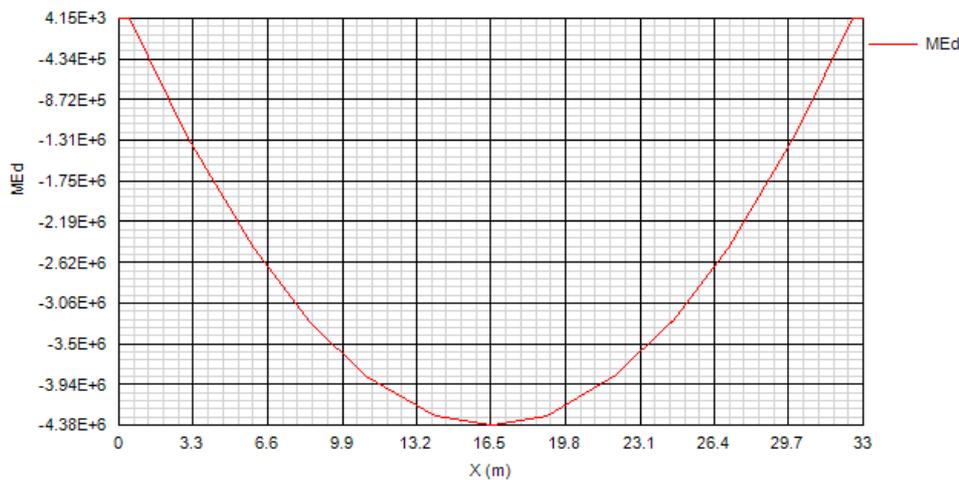
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

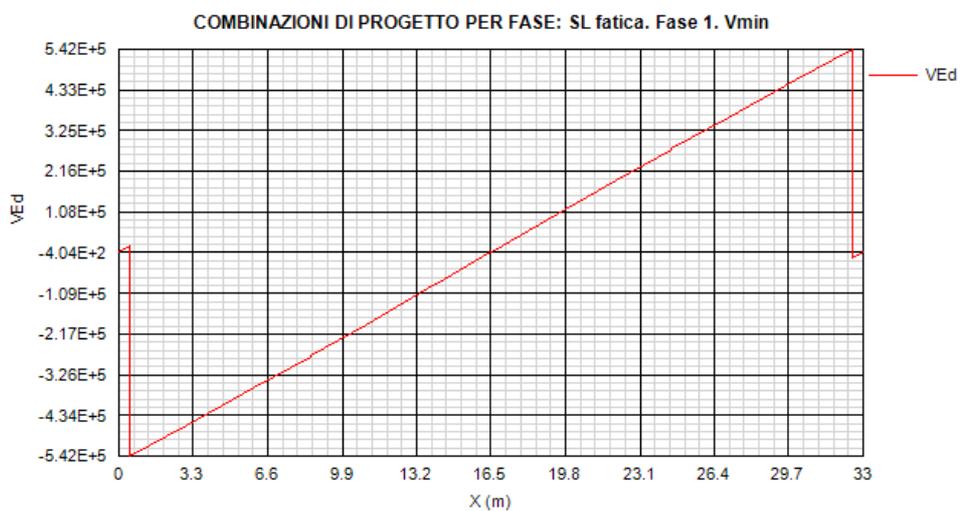
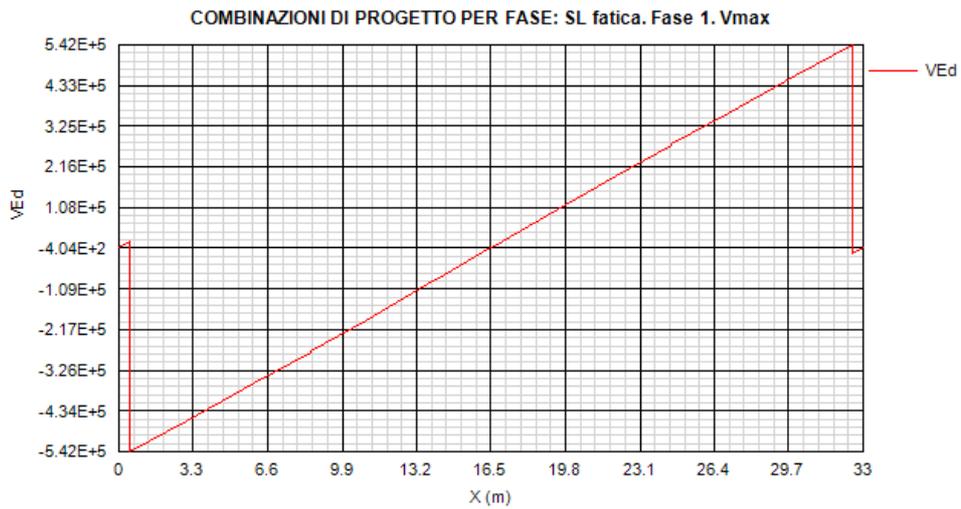
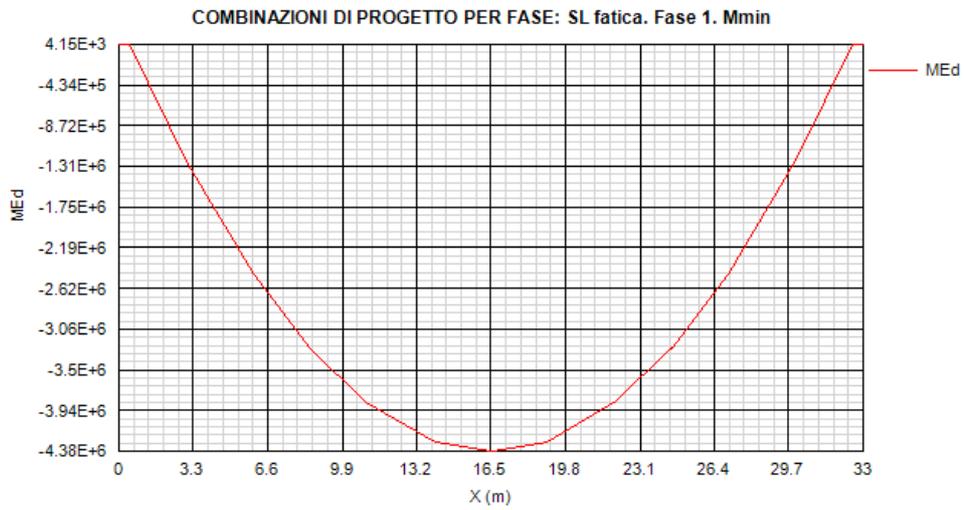


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

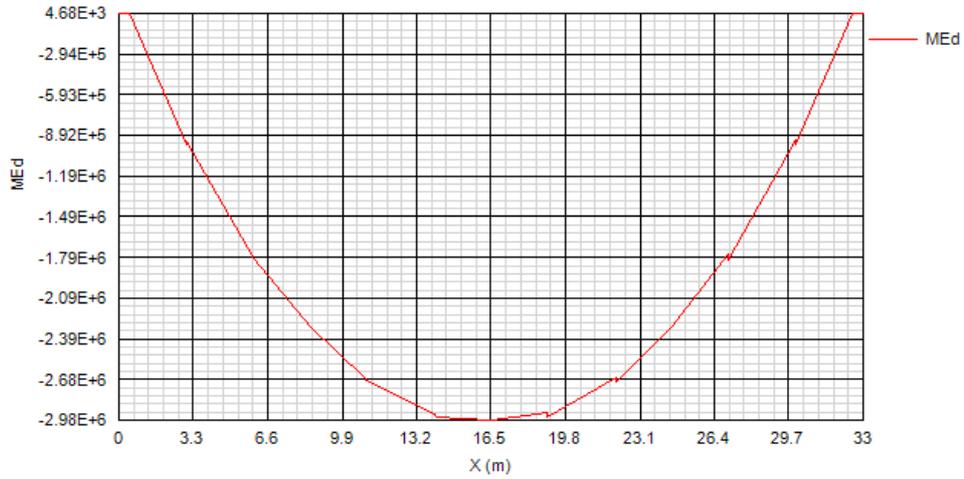


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Mmax

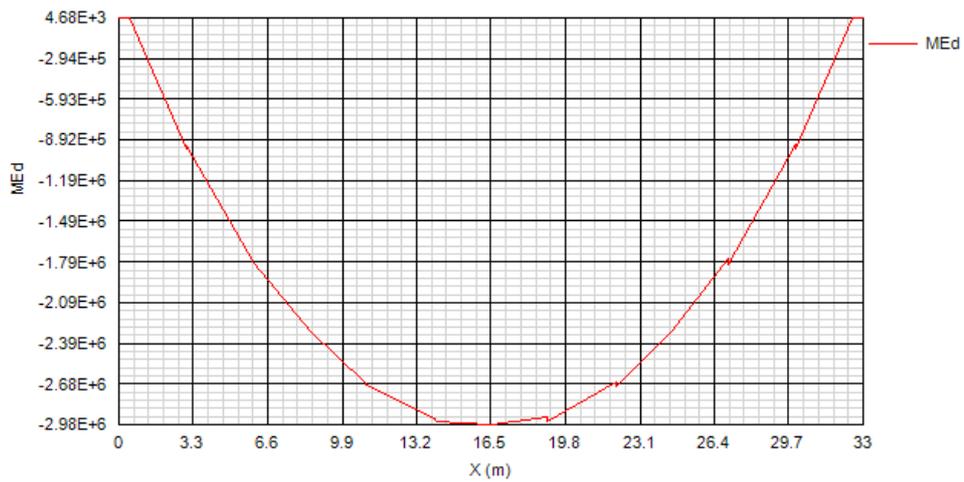




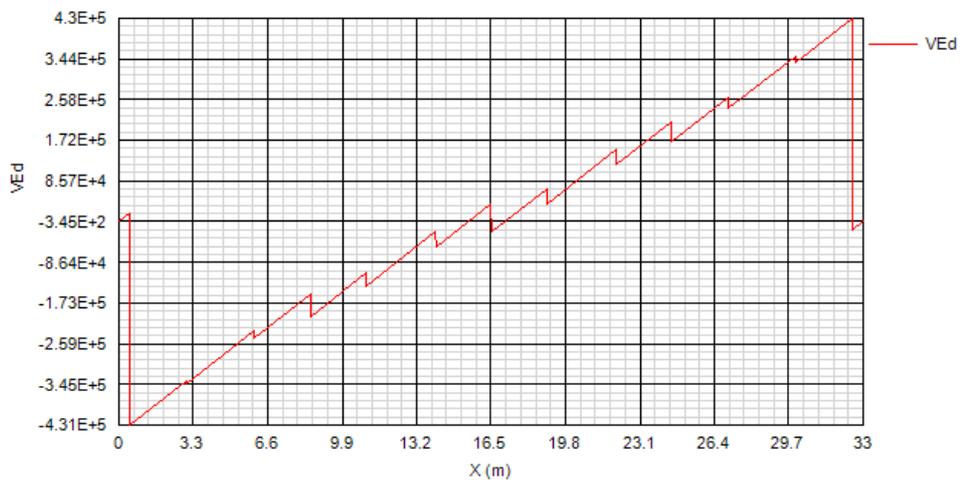
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmax



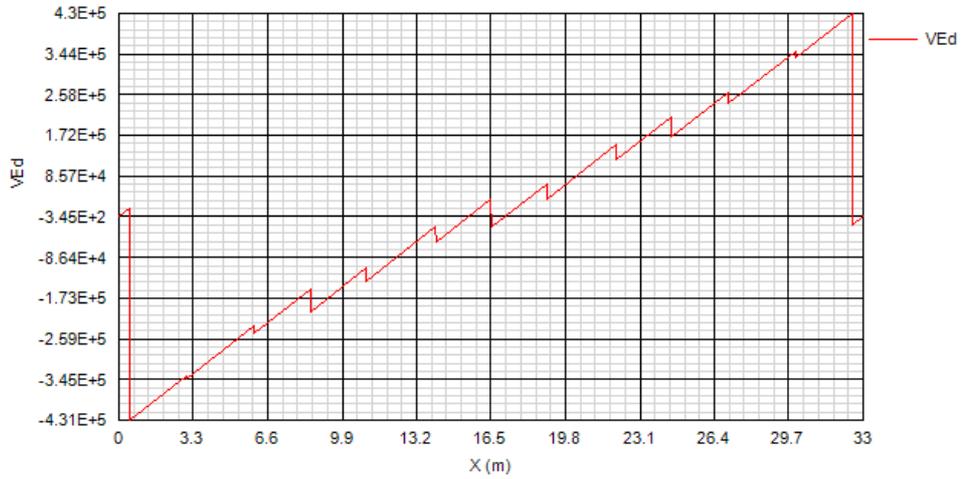
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmin



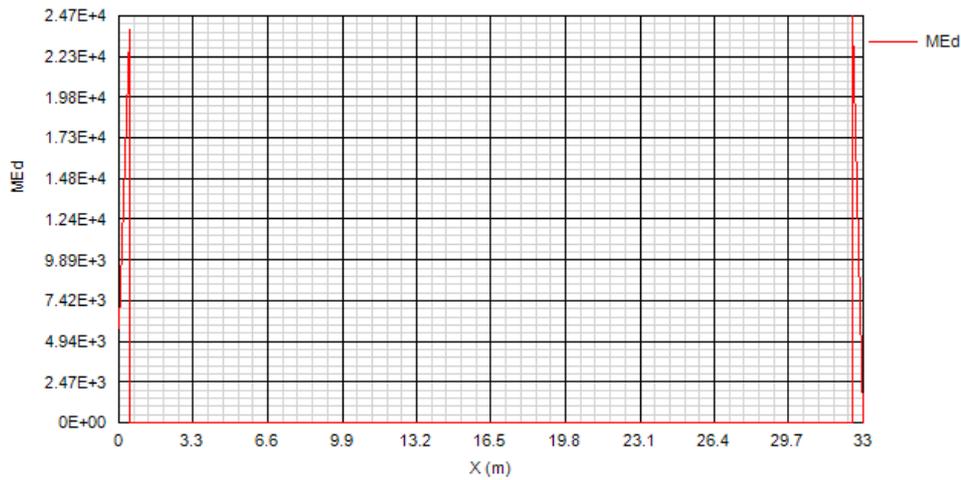
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmax



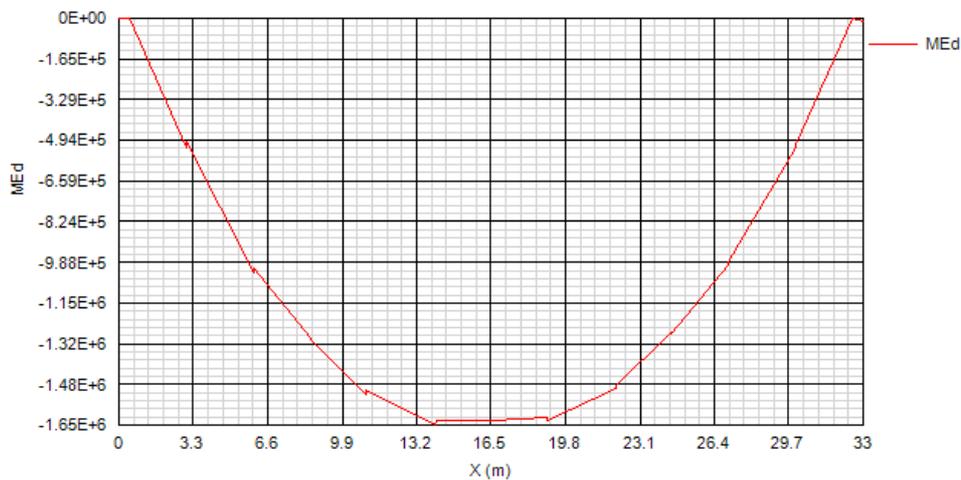
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmin



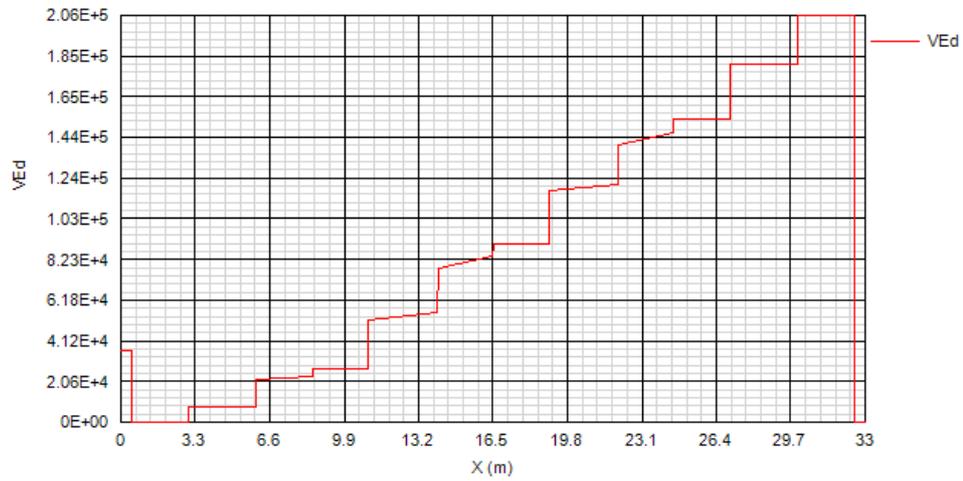
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmax



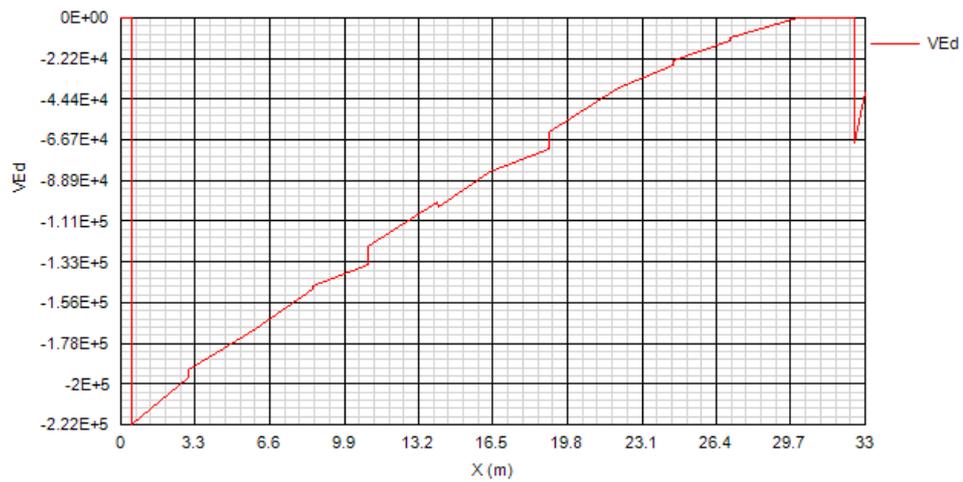
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmin



COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Vmax



COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Vmin



9. VERIFICA IMPALCATO METALLICO

Per le modalità operative proprie del software di verifica, si rimanda ai capitoli introduttivi. Nei capitoli seguenti si riportano i risultati salienti delle verifiche, espressi in generale in termini di rapporti di sfruttamento.

9.1 Verifica travi longitudinali

L'impalcato è sostanzialmente simmetrico. Le verifiche vengono pertanto eseguite solo sulla trave posta in sinistra.

Le sollecitazioni di verifica vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

9.1.1 S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento

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

max η assoluto

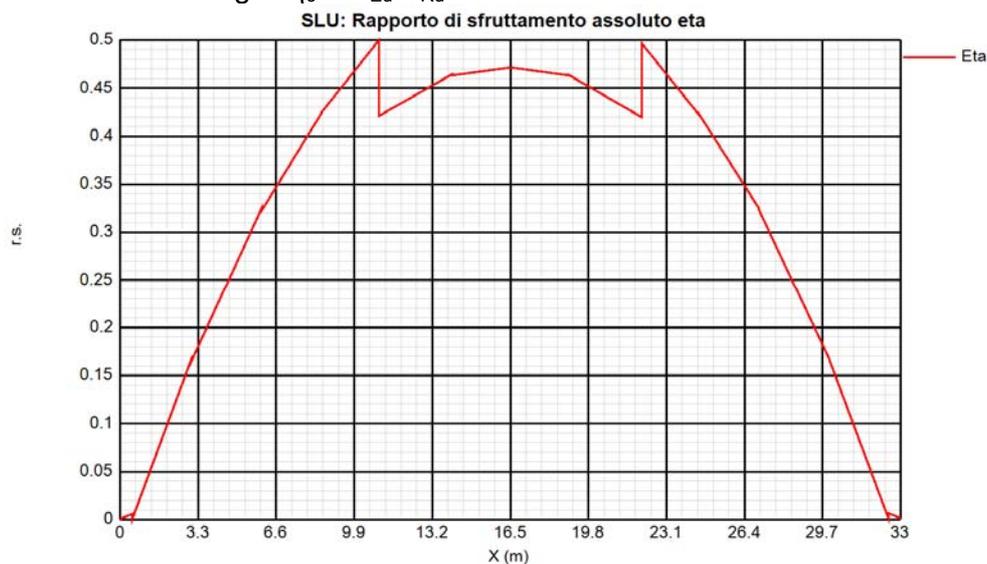
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

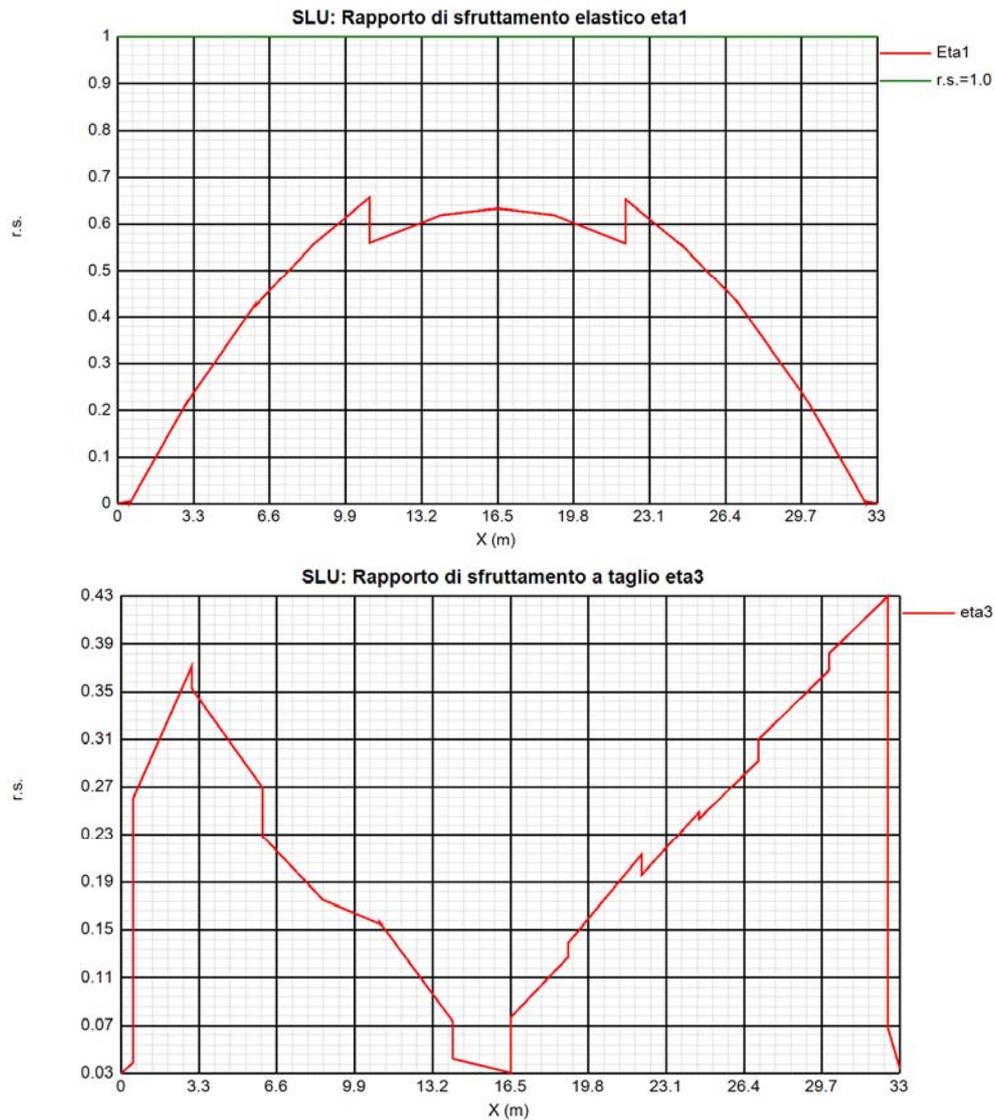
max η_1/η_1

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 $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{m0}f_{yk})$. 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.

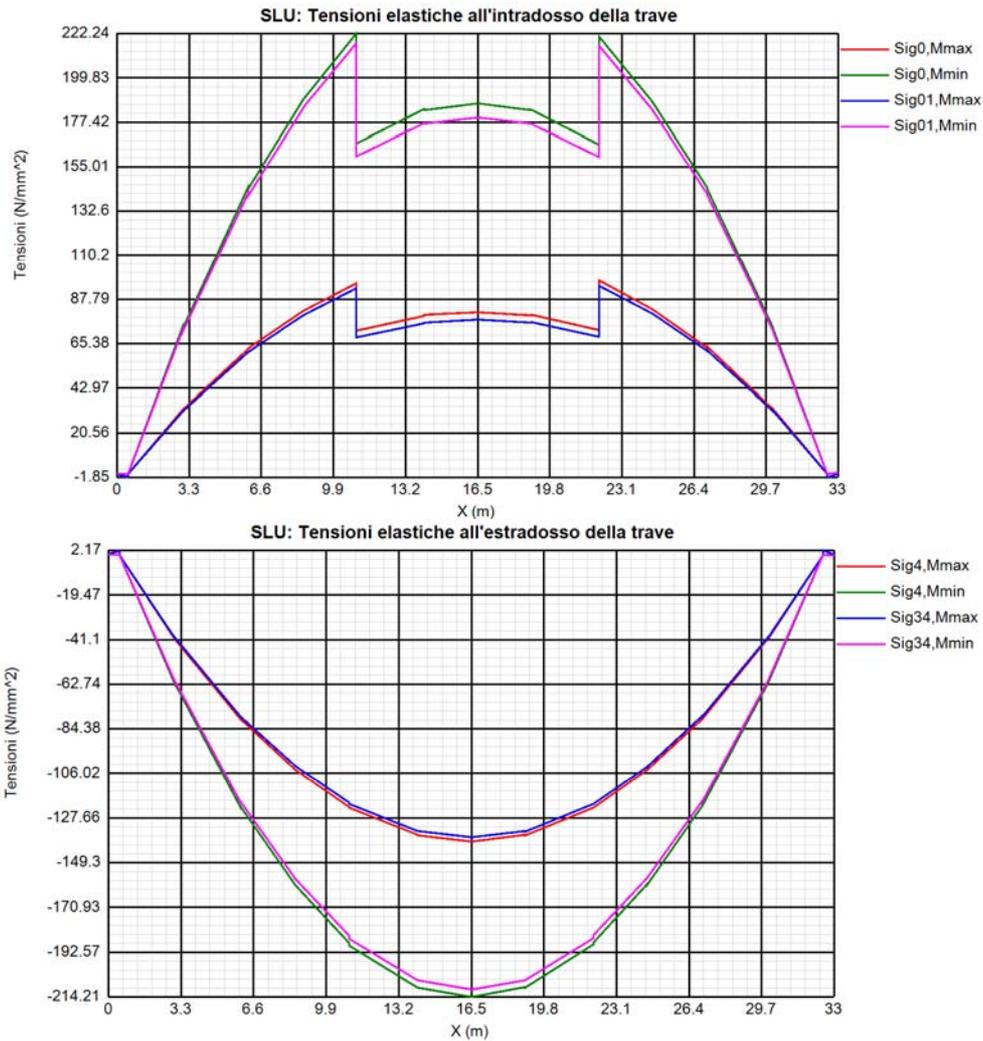
max η_3

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



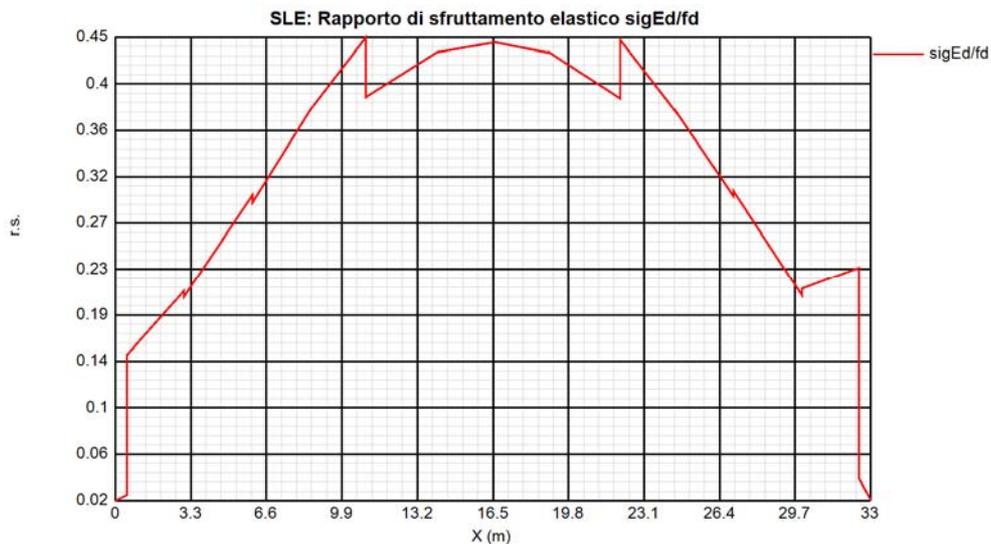


Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano soddisfacentemente al di sotto dell'unità. Le sezioni metalliche permangono tutte in campo elastico. Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).



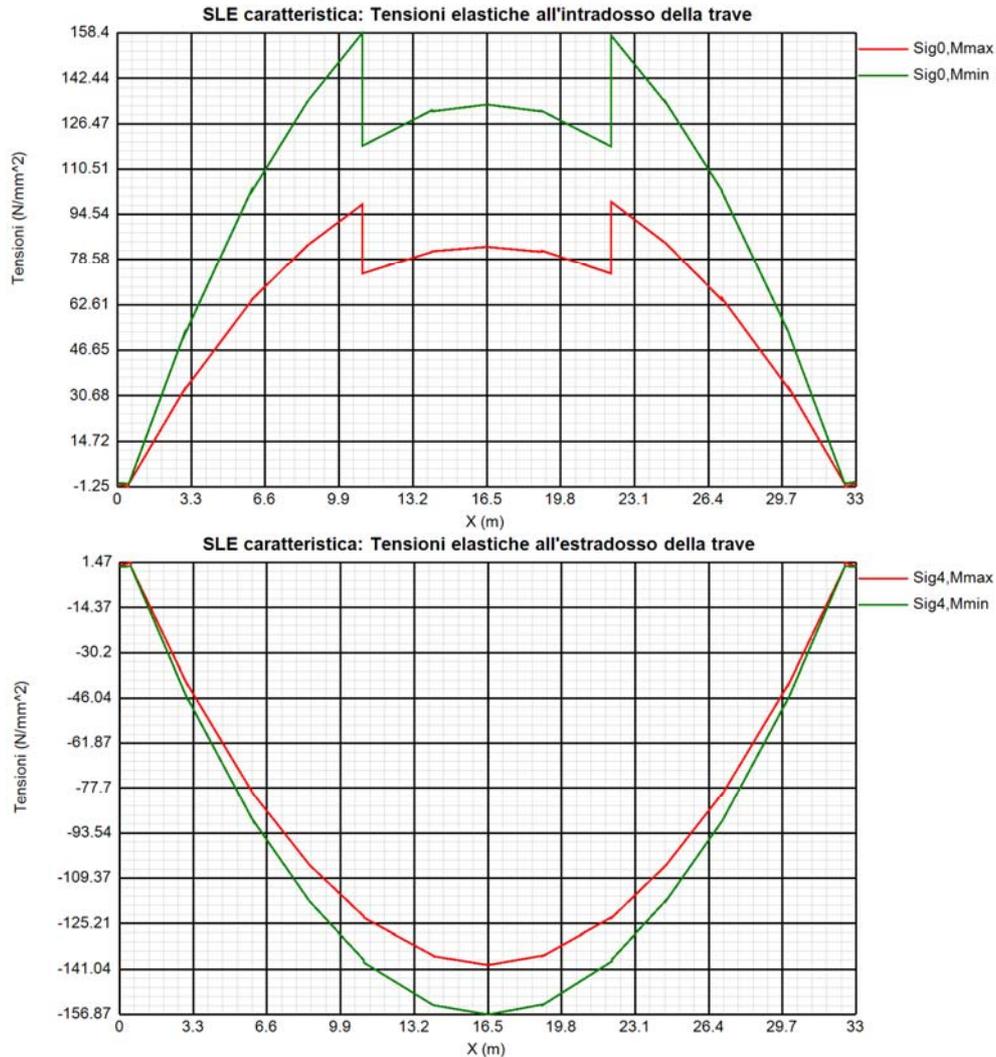
9.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

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



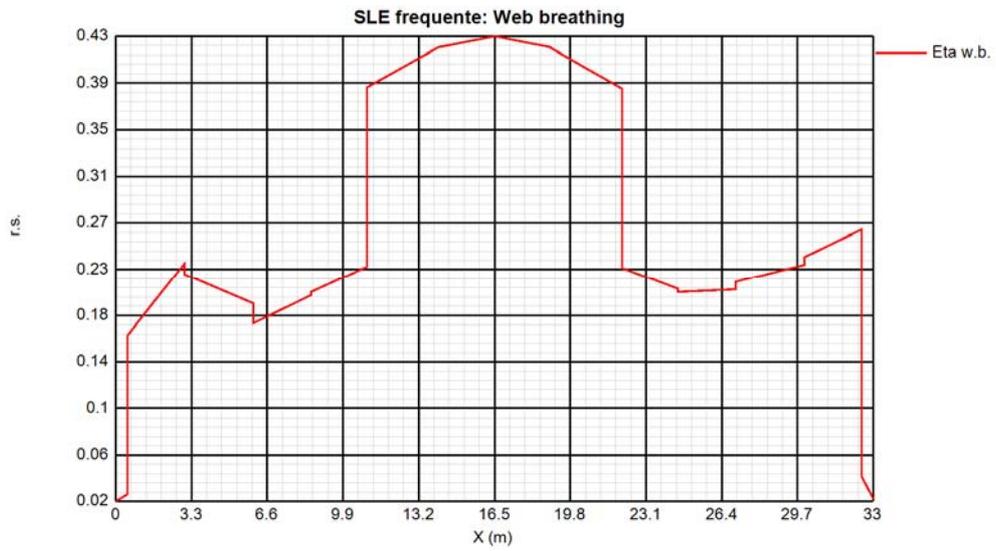
Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).



9.1.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento

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



9.1.4 Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$

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:

Piattabande - tensioni normali categoria/dettaglio: 125/5 tab. 8.1 EN 1993-1-9

Anima - tensioni tangenziali categoria/dettaglio: 125/5 tab. 8.1 EN 1993-1-9

Saldatura composizione anima-piatt. categoria/dettaglio: 125/1 tab. 8.2 EN 1993-1-9

Saldatura di testa piatt inf. e sup. categoria/dettaglio: 112/6(*) tab. 8.3 EN 1993-1-9

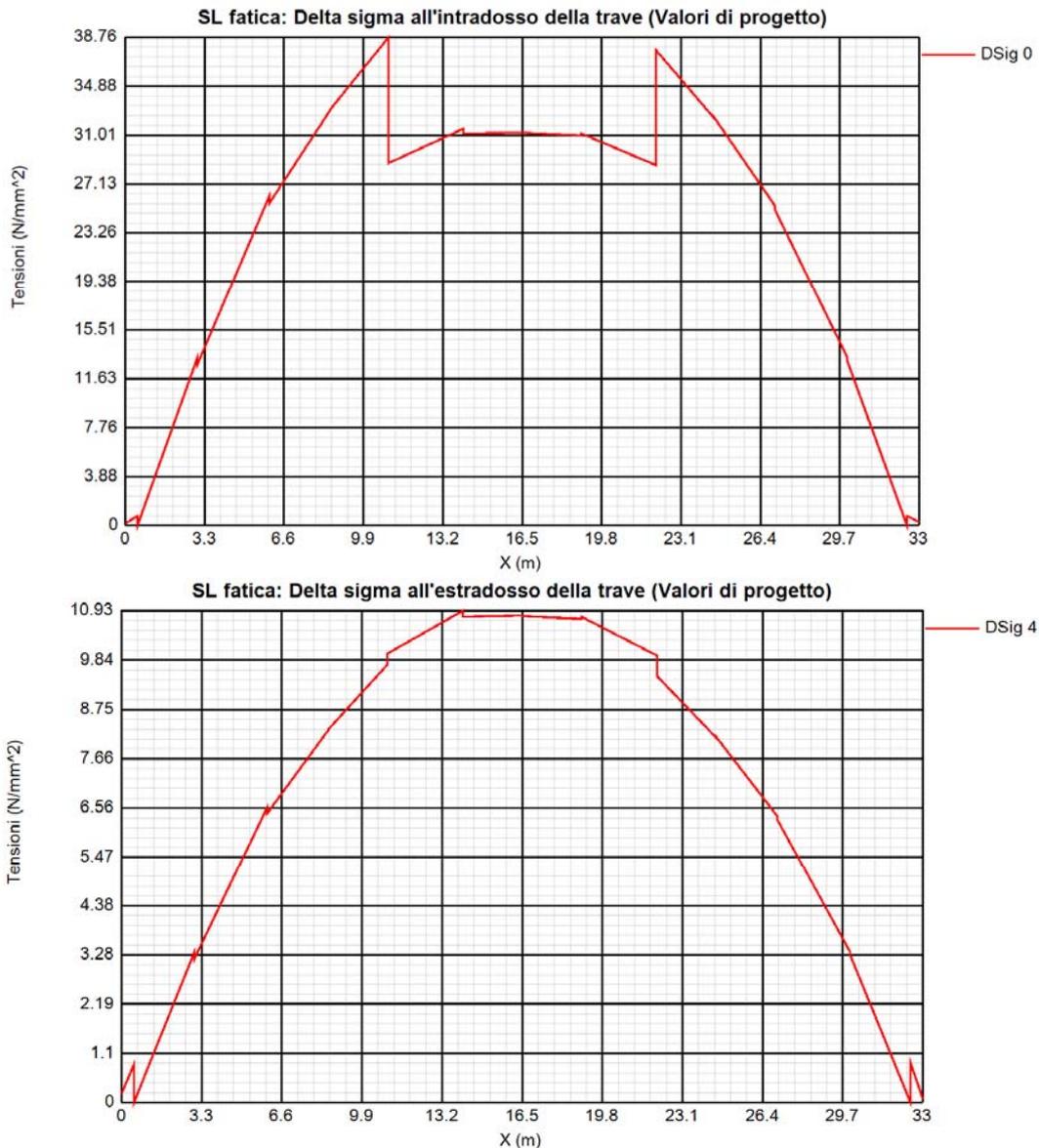
Attacco irr. vert. - piattabande categoria/dettaglio: 80/6(**) tab. 8.4 EN 1993-1-9

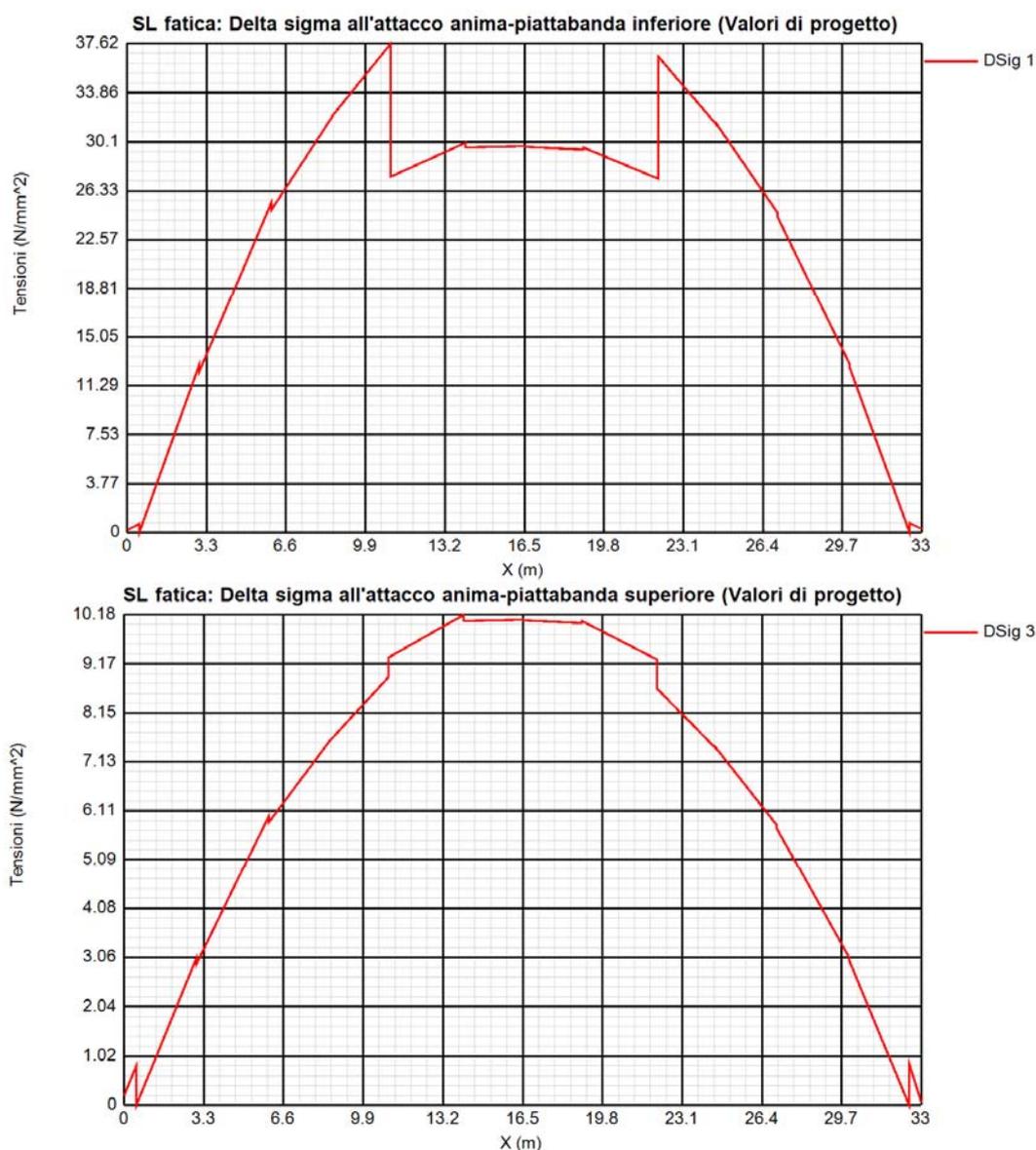
Attacco irr. vert. - anima categoria/dettaglio: 80/7(**) tab. 8.4 EN 1993-1-9

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

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

Di seguito si riporta l'ampiezza di $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.





Si esplicita pertanto, a titolo di esempio, la verifica del dettaglio più critico, rappresentato dalla saldatura anima/irrigidente verticale (cat. 80), sulla sezione maggiormente critica, caratterizzata da (conco C2, el. 1002 G.p.11):

Detail	$\gamma_F \cdot \Delta \sigma_E$	$\Delta \sigma_{Rs} / \gamma_M$	η
Piattabanda superiore	9.74	92.59	0.105
Piattabanda inferiore	38.76	92.59	0.419
Anima	6.05	92.59	0.065
Giunzione piattabanda superiore	9.74	62.87	0.155
Giunzione piattabanda inferiore	38.76	62.87	0.616
Attacco anima-piattabanda superiore	8.88	92.59	0.096
Attacco anima-piattabanda inferiore	37.62	92.59	0.406
Attacco irrigidente verticale - anima	37.62	59.26	0.635
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	8.88	59.26	0.150
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	37.62	59.26	0.635
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima 1	--	--	--
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima 2	--	--	--

Risultando, per la categoria di dettaglio più sfavorevole un $\Delta\sigma$ ammissibile maggiore a quelli effettivi, è immediato accertare il pieno soddisfacimento delle verifiche.

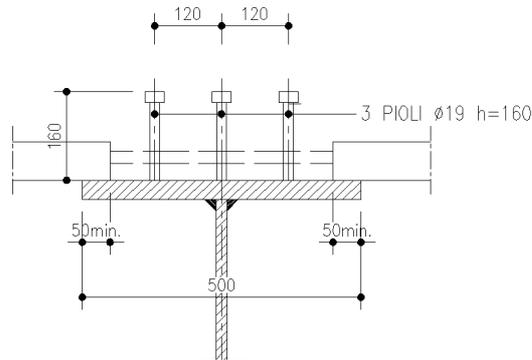
9.1.5 Verifica connessione trave/soletta

9.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro \varnothing 19 mm ed altezza pari a 160 mm.

La piolatura corrente è formata da:

3 pioli / 200mm (15 pioli/m) per i conchi C1, C2



Per il singolo piolo, valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,SLU} = 81.66 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-08) si ha

$$P_{Rd,SLE} = 0.75 \cdot 81.66 = 61.2 \text{ kN}$$

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-08 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

Il massimo interasse longitudinale delle piolature dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_{max}/t_f \leq 22 \varepsilon$$

$$e_{max}/t_f \leq 22 \cdot 0.81 = 17.9$$

La distanza delle file longitudinali di pioli dal bordo dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_d/t_f \leq 9 \varepsilon$$

$$e_d/t_f \leq 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

$$e_{d,min} = 25.0 \text{ mm} \quad (1994-2 \text{ 6.6.5.6(2)})$$

La minima distanza misurata tra la parte inferiore della testa del piolo e lo strato inferiore di armatura dovrà essere $> 40 \text{ mm}$.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$$h_p \geq 3d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(1)} \quad h_p = \text{altezza piolo}$$

$$d_t \geq 1.5d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad d_t = \text{diametro testa}$$

$$h_t \geq 0.4d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad h_t = \text{altezza testa}$$

$$d_p \geq 1.5t_{sup} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo}, t_{sup} = \text{spessore flangia (*)}$$

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

$$d_p \geq 2.5t_{sup} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(5)} \quad d_p = \text{diam. piolo}, t_{sup} = \text{spessore flangia (**)}$$

(**) per tutte le piattabande

$d_p \geq 1.5t_{sup}$ EN 1994-2 6.6.5.7.(3) d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia

L'interasse dei pioli dovrà rispettare le seguenti limitazioni dimensionali (EN1994-2 6.6.5.7.(4)):

$s_{lg} \geq 5 d_p$ in direzione longitudinale

$s_{tv} \geq 2.5 d_p$ in direzione trasversale

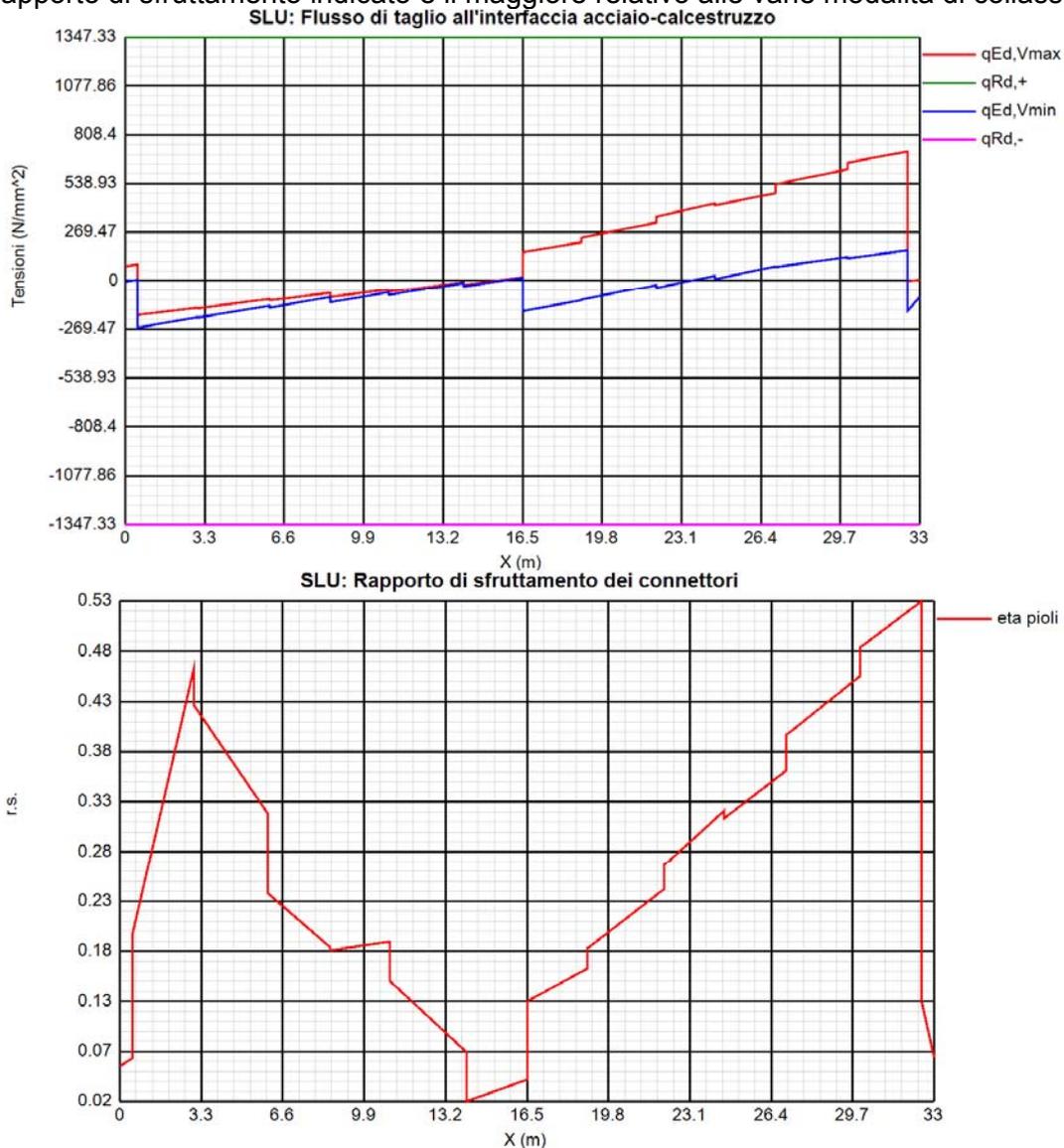
Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

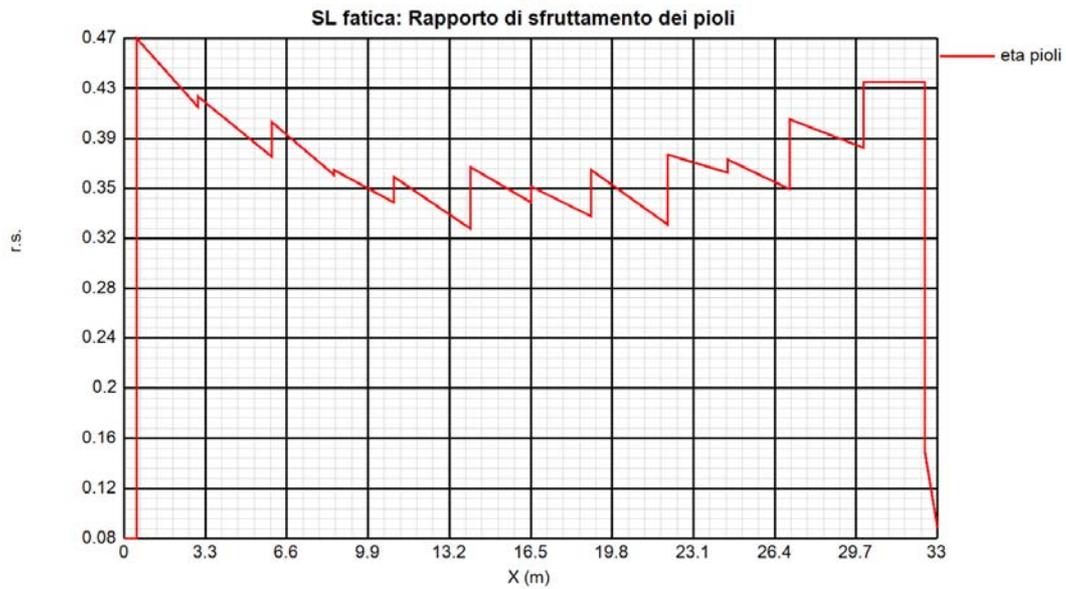
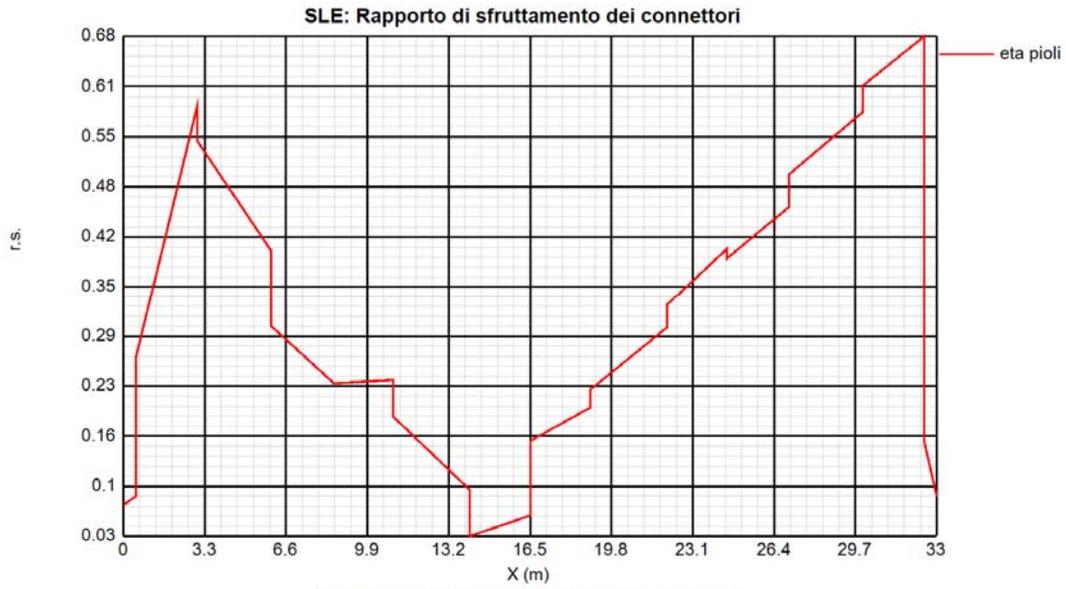
9.1.5.2 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ($M_{max/min}$ e $V_{max/min}$).

I diagrammi seguenti riportano, oltre alla copertura S.L.U. del flusso di taglio acciaio-calcestruzzo, l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U., S.L.E. e S.L.F.; in quest'ultimo caso, il rapporto di sfruttamento indicato è il maggiore relativo alle varie modalità di collasso.





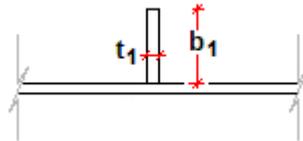
9.2 Verifica stiffeners trasversali

Le verifiche degli stiffeners vengono effettuate secondo in criteri di EN 1993-3-5, cap. 9. Vengono effettuate le seguenti verifiche:

- 1) Lateral Torsional buckling (EN 1993-1-5, cap. 9.2.1.(8))
- 2) Verifica requisiti di rigidità (EN 1993-1-5. cap. 9.3.3.(2))
- 3) Verifica di resistenza (S.L.U.) (EN 1993.1.5., cap. 9.2.1)

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4, con riferimento all'effettivo quadro tensionale rilevato nelle varie sezioni.

Di seguito si riportano le geometrie relative agli stiffeners verticali intermedi



$$b_1 = 250 \text{ mm}$$

$$t_1 = 18 \text{ mm}$$

9.2.1 Irrigidimenti intermedi

In sede di verifica si considera un piatto asimmetrico di dimensioni 200x18mm. Per ragioni costruttive, al fine di agevolare l'aggancio dei traversi, gli irrigidimenti intermedi il piatto potrà in realtà avere maggiore larghezza.

Di seguito le verifiche 1) e 2), comuni a tutte le sezioni, rispettivamente per gli elementi installati sui conci.

Lateral Torsional Buckling

Verifica a Torsional buckling	
Stiffeners rettangolari	Stiffeners a T ed a L
$\frac{I_T}{I_P} \geq 5.3 \frac{f_y}{E}$	$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$

Rigidità

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

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

Concio C1

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

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

$$I_{st} = 4.447E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 9.78E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3750 \text{ mm} \quad h_w = 1630 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.301$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 506.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 13723.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 28.9 \text{ mm}^2$$

Concio C2

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

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

$$I_{st} = 4.198E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 7.042E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 3750 \text{ mm} \quad h_w = 1610 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.329$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 457.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 11832.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 33.2 \text{ mm}^2$$

Verifica di resistenza

Vista la similitudine di comportamento dei dispositivi installati sulle tipologie di concio, i risultati della verifica di resistenza (elaborata per tutte le sezioni e per tutte le combinazioni S.L.U.) viene

qui proposta per gli irrigidenti disposti sul concio C1, caratterizzati dai massimi coefficienti di sfruttamento.

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima	Spostamento massimo
$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$
$\sigma_{max} = 0.2 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0 < 5.4 \text{ mm}$

VERIFICA SODDISFATTA

$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 5.098E+4 = 5.098E+4 \text{ N}$
 $N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$
 $\sigma_m = 0.189 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 > 0.5$
 $\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 5.4 \text{ N/mm}^2$
 $N_{Ed} = 1.157E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.084 \quad N_{cr,st} = 3.469E+7 \text{ N}$
 $e_1 = 28.9 \text{ mm} \quad e_{max} = 181.1 \text{ mm} \quad w_0 = 5.43 \text{ mm}$
 $\delta_m = 0$
 $(I_{vstmin} = 2.208E+5 \text{ mm}^4 \quad u = 2.379)$

10. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DELLA SOLETTA IN C.A.

10.1 Generalità

Per il calcolo statico della soletta è stato eseguito un modello tridimensionale, risolto con il metodo degli elementi finiti. Il suddetto modello contiene sia elementi frame, per la modellazione degli elementi monodimensionali (travi, pile e traversi) sia elementi shell per la modellazione della soletta in cemento armato. Per ridurre l'onere computazionale è stata operata una mesh fitta nella zona interessata direttamente dai carichi concentrati che schematizzano il traffico veicolare e una mesh rada nelle restanti zone della soletta. In particolare la soletta è stata schematizzata con elementi bidimensionali (*thick shell* a quattro nodi). Il vincolamento interno, impalcato sottostrutture, è stato eseguito con elementi Nlink a comportamento lineare, mentre, il vincolamento esterno è stato eseguito con incastri perfetti (vincoli a terra).

Nella figura 9.1.1 è rappresentata una vista 3D del modello sopra descritto.

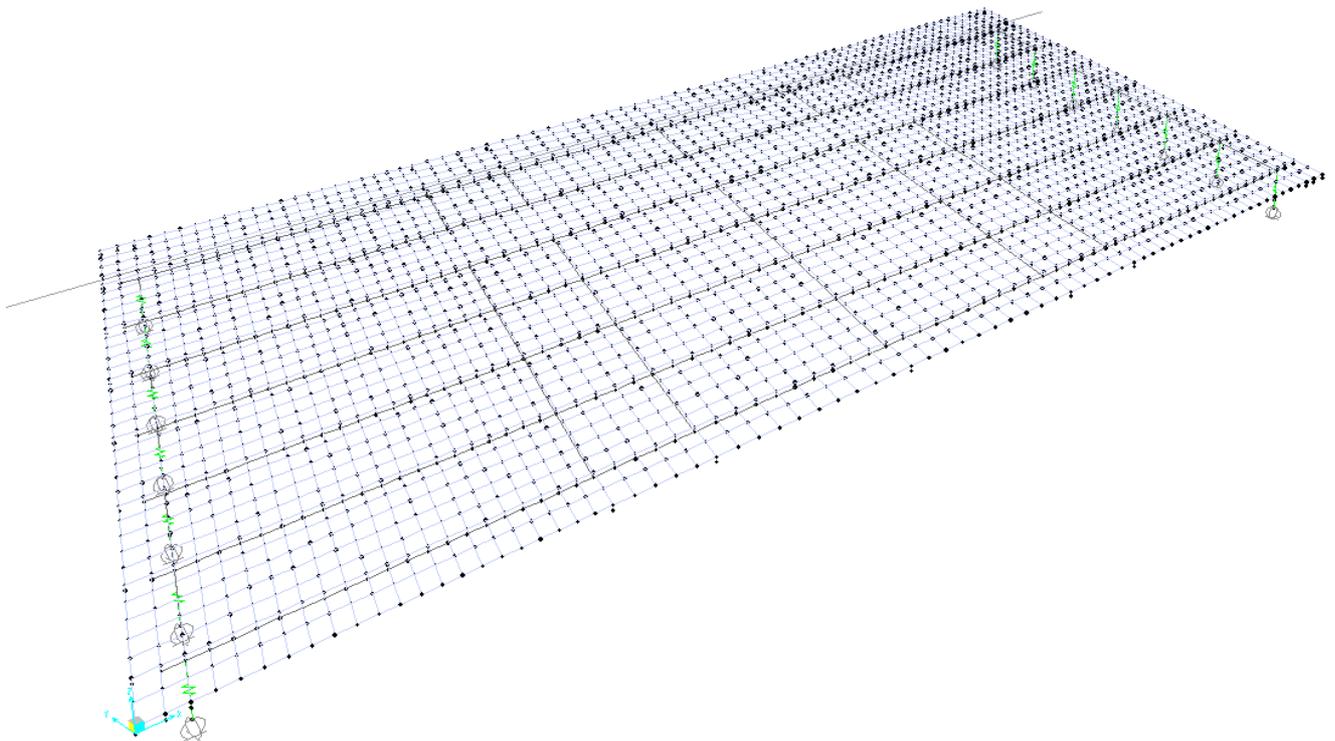


Fig. 9.1.1 – Vista 3D del modello FEM

10.2 Analisi dei carichi

Nell'analisi svolta sono stati considerati i seguenti carichi:

- Carichi permanenti:

- peso proprio;
- pavimentazione stradale: 3.0 kN/m²;
- barriere + impianti: 2.0 kN/m;
- sicurvia metallico: 1.5 kN/m.

- Carichi accidentali da traffico veicolare $Q_{1,k}$

Modello di carico 1

tandem (TSk)

$$Q_k = 300 \text{ kN/asse (1° tandem)}$$

$$Q_k = 200 \text{ kN/asse (2° tandem)}$$

$$Q_k = 100 \text{ kN/asse (3° tandem)}$$

carico uniforme (UDL)

$$q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (1ª stesa di carico uniforme)}$$

$$q_{2k} = 2.50 \text{ kN/m}^2 \text{ (stese di carico uniforme successive alla prima)}$$

Modello di carico 2 (per verifiche locali)

Singolo asse avente carico per ruota $Q_{1,k} = 200 \text{ kN}$ (diffuso fino al piano medio della soletta)

- Carico da vento

- $q_{5,k} = 1.08 \text{ kN/m}^2$ applicato sulle eventuali barriere fonoassorbenti di altezza max 3.00 m

- Carichi eccezionali (urto di veicolo in svio)

- $q_8 = 100 \text{ kN}$ applicato a 100 cm dal piano viabile (il carico è applicato su una linea lunga 50cm).

L'urto di un veicolo in svio è applicato al modello attraverso un set di azioni concentrate composto da tre forze e tre coppie aventi ciascuna intensità pari, rispettivamente a 33.33kN e 42.00 kNm(*)

Nelle pagine che seguono si illustrano le disposizioni di carico mobile considerate ai fini del calcolo delle massime caratteristiche della sollecitazione interna. Le figure, allo scopo di migliorarne la leggibilità, sono state eseguite con riferimento alla zona di soletta con la mesh fitta, che rappresenta la zona su cui si andranno a determinare i massimi in valore assoluto attinti dalle caratteristiche della sollecitazione interna significative per le verifiche di resistenza.

Al fine di poter effettuare tutte le combinazioni di carico significative sia per le verifiche di tipo slu sia di tipo sle , il carico mobile relativo ad una specifica posizione sull'impalcato è stato considerato in due Loadcase separate: una loadcase contemplante i carichi concentrati derivanti dal tandem (Tsk) e l'altra a cui è associato il carico distribuito costituito da una o più corsie di carico (UDLk).

I **carichi permanenti**, oltre al peso proprio della soletta e delle travi (loadcase $G_{1,k}$) che è stato determinato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del materiale e dello spessore assegnati agli elementi shell che la schematizzano, sono stati applicati come specificato di seguito:

Loadcase $G_{2,p}$ (peso proprio della pavimentazione)

Il carico relativo al peso della pavimentazione è stato applicato come carico uniforme distribuito sugli elementi shell che schematizzano la soletta nella parte destinata alla viabilità.

Loadcase $G_{2,p}$ (peso proprio della pavimentazione)

10.3 Caratteristiche della sollecitazione interna.

Si riportano di seguito le mappature delle principali caratteristiche della sollecitazione interna. Per brevità, si illustrano le caratteristiche della sollecitazione interna solo per le condizioni di carico risultate più gravose per le sezioni caratteristiche di verifica
Convenzioni adottate:

Tutte le caratteristiche della sollecitazione interna riferite agli elementi shell sono fornite per unità di lunghezza e con riferimento alla terna locale (1,2,3). La terna locale è definita rispetto a ciascun elemento del modello ed è tale per cui l'asse 3 è sempre normale al piano dell'elemento stesso. Nella fattispecie l'asse 1 è sempre parallelo ed equiverso all'asse X della terna globale (longitudinale), di conseguenza l'asse 2 è parallelo all'asse Y della terna globale.

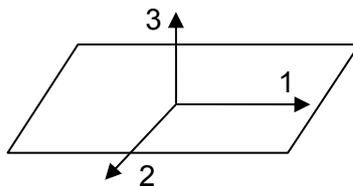


Fig. 9.4.1 – Terna locale elementi *shell*

In particolare:

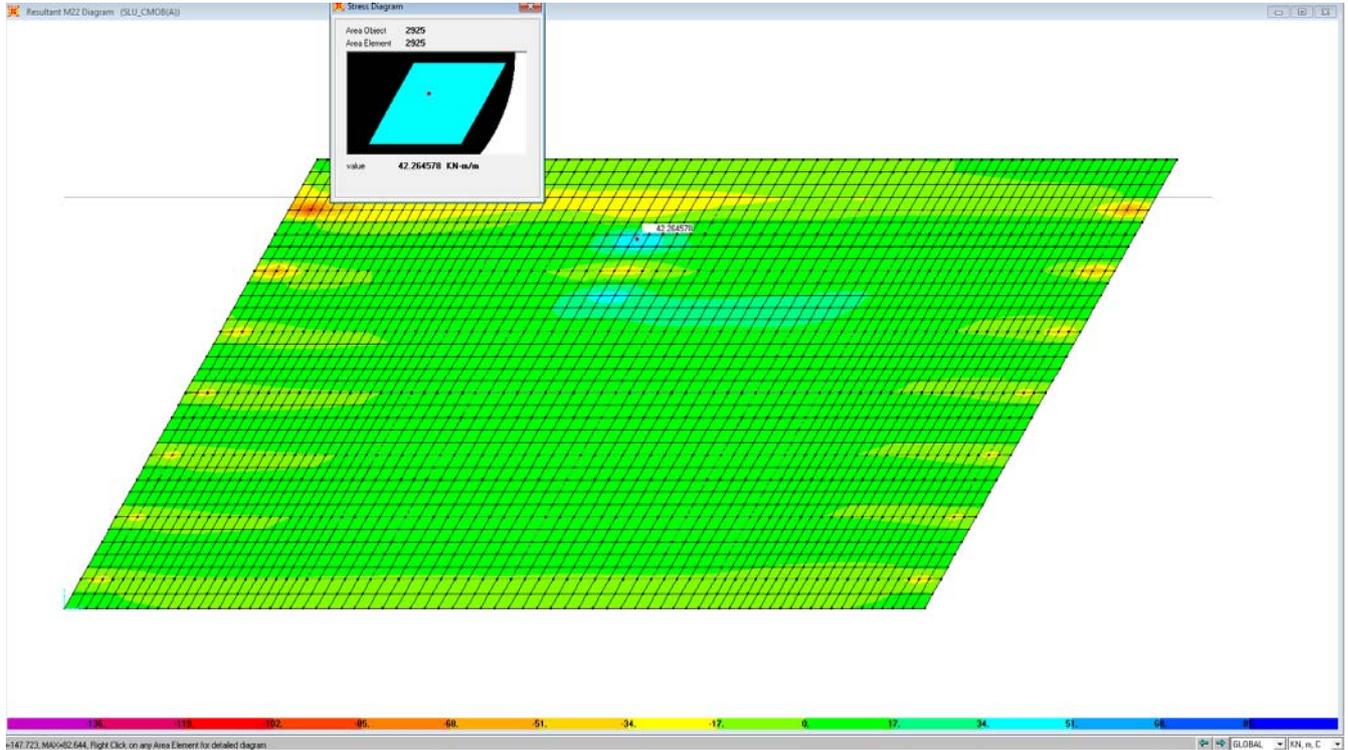
- M11 rappresenta il momento flettente longitudinale, calcolato come integrazione delle σ_{11} sullo spessore degli elementi shell; $M11 > 0$ tende le fibre all'intradosso della soletta.
- F11 è l'azione assiale sulle facce di normale 1(longitudinale); $F11 > 0$ è di trazione.
- M22 rappresenta il momento flettente trasversale, calcolato come integrazione delle σ_{22} sullo spessore degli elementi shell; $M22 > 0$ tende le fibre all'intradosso della soletta.
- F22 è l'azione assiale sulle facce di normale 2(trasversale); $F22 > 0$ è di trazione.

Nelle pagine che seguono si riportano le mappature delle principali caratteristiche della sollecitazione interna.

10.3.1 Soletta impalcato di progetto

Mappatura del momento flettente trasversale M22.

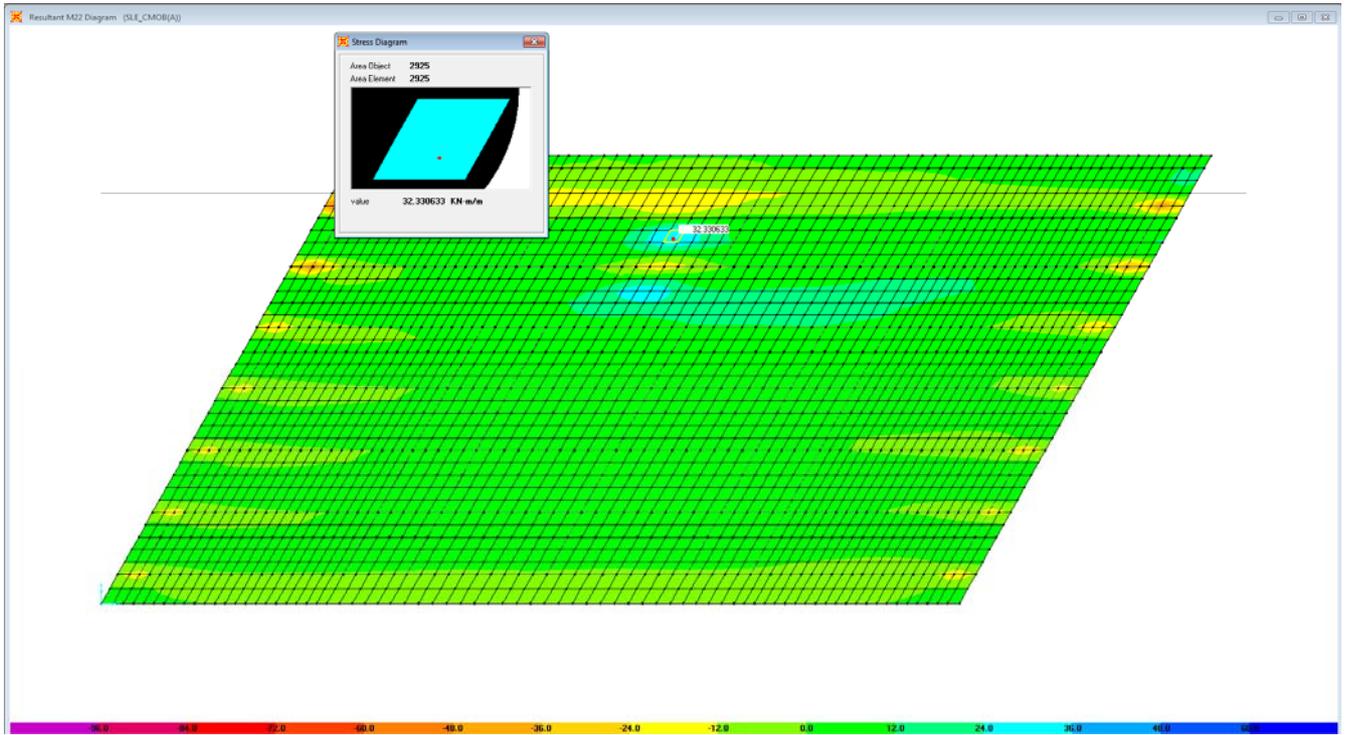
Comb SLU



$$M_{22,max} = 45 \text{ kNm/m}$$

(momento massimo in valore assoluto)

Comb SLE



$M_{22,max} = 32\text{kNm/m}$

(momento massimo in valore assoluto)

10.4 Verifica delle sezioni.

Le verifiche si eseguono considerando una sezione 100x30 cm. *Per le verifiche di resistenza si adotta, per i segni dei momenti flettenti, la convezione "classica" delle scienza delle costruzioni, ossia, i momenti positivi tendono le fibre inferiori.*

Tutti i calcoli di verifica sono stati eseguiti con un opportuno software che opera in ottemperanza al DM2008 per le costruzioni e di cui segue la legenda dei simboli e le convenzioni che utilizza:

LEGENDA

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]
K3	Coeff. di normativa = $0,25 (Scmin + ScEff) / (2 Scmin)$
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = $1,7 * Eps * Srm$

10.4.1 Verifica soletta in ampliamento

In questa fase progettuale si ipotizza di disporre l'armatura ortogonalmente alle travi come risulta per l'impalcato esistente. Si dispone dappetutto, tranne che per le zone di giunto, un'armatura trasversale composta da:

$$A_{sinf} = 5\varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$A_{sinf} = 5\varnothing 16/20 \text{ cm}$$

$$M_{sdu} = 45 \text{ kNm/m}$$

Combinazione rara

$$M_{sde-r} = 32 \text{ kNm/m}$$

NOTA. Per le zone di giunto si dovrà prevedere un raddoppio delle armature previste nelle zone correnti.

Le verifiche sono state eseguite in automatico con l'ausilio di un opportuno codice di calcolo di cui seguono i dati di input e i risultati.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ Mmax

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	181.30 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd' :	90.65 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	333458 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	30.20 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0

Combinazioni Rare in Esercizio	Sc Limite :	192.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista

ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza ist. $\beta 1 * \beta 2$:	1.00 daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. $\beta 1 * \beta 2$:	0.50 daN/cm ²
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
 Altezza: 26.0 cm
 Barre inferiori : 5Ø16 (10.1 cm²)
 Barre superiori : 5Ø16 (10.1 cm²)
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	4500	10	0

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

N.Comb.	N	Mx
1	0	3200

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	4500	-5	8201	1.822	21.6	0.22	0.72

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00535	26.0	-0.00127	20.0	-0.01238	6.0

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	11200	56267	26620	100.0	21.80	1.000	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	25.8	26.0	-25.8	26.0	-208	20.0	0.0	0	0.0	0.0

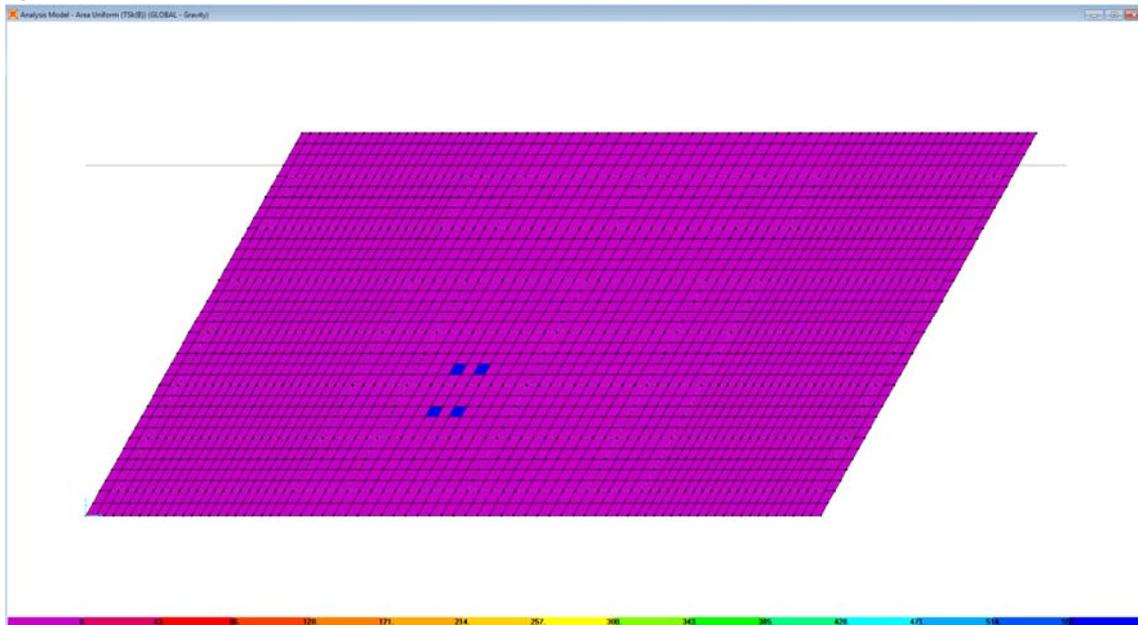
COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

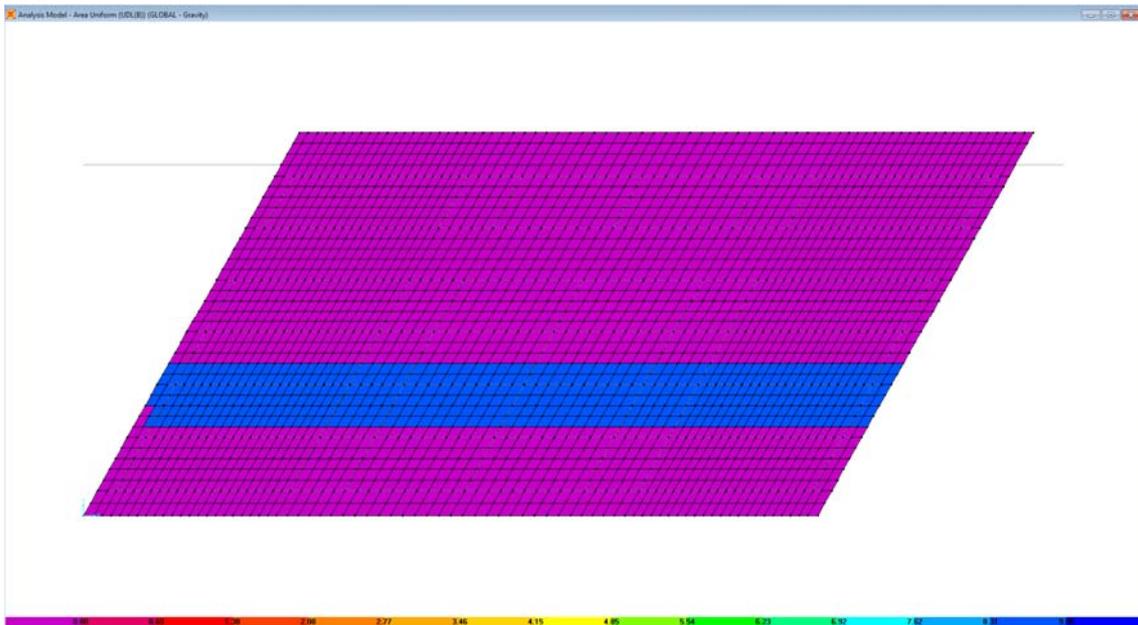
10.4.2 Verifica soletta esistente

La verifica della soletta esistente è stata eseguita disponendo lo schema di carico dell'attuale normativa vigente in modo da massimizzare il momento flettente in mezzeria tra due travi consecutive, come rappresentato nella figura seguente:

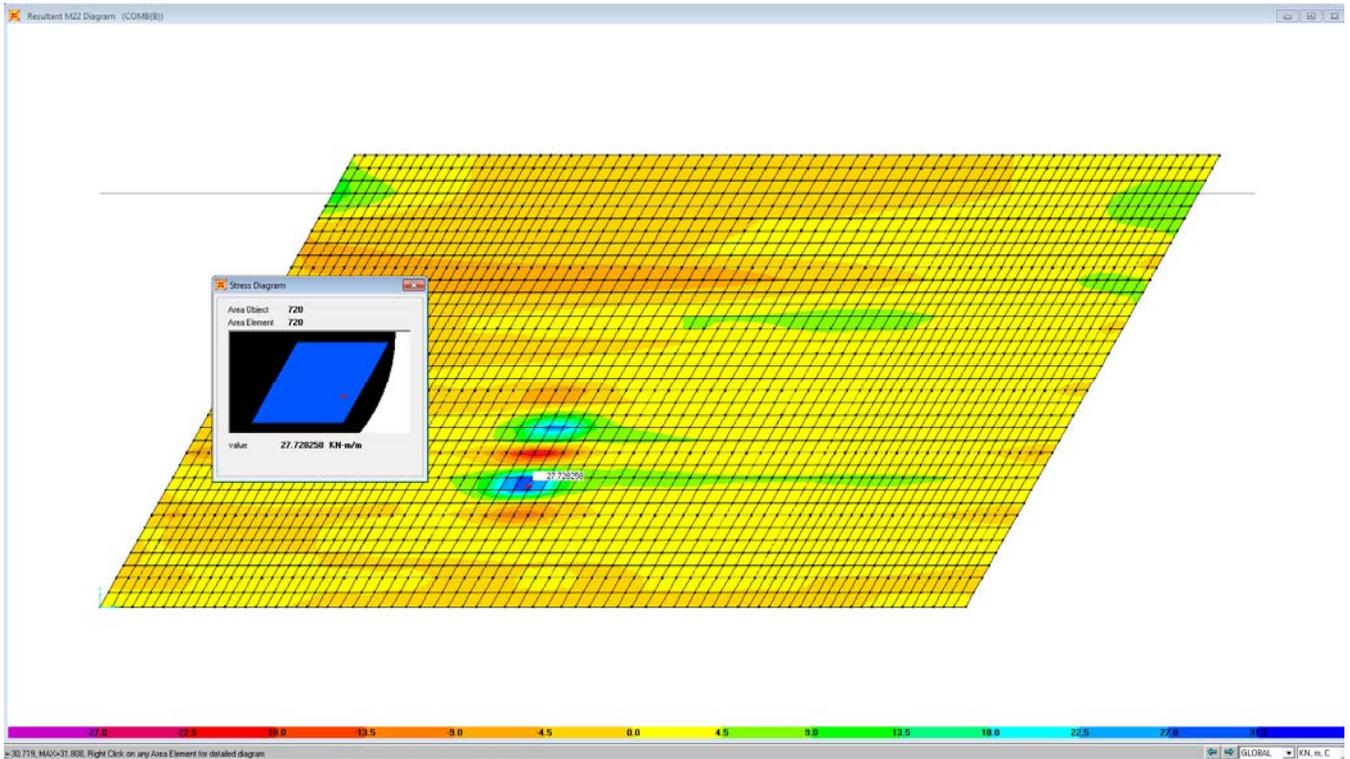
Carico TS1



Carico UDL



Dalla risoluzione del modello di calcolo si ricava il seguente contour del momento flettente trasversale:



Il momento flettente massimo trasversale risulta: $M_{22, \max} \approx 28 \text{ kNm/m}$

Il momento flettente caratteristico sopra riportato è stato confrontato con quello di progetto attinto dalla relazione di calcolo originaria, di cui se ne riporta uno stralcio di seguito.

9.4. - Verifica sezioni resistenti

Sezione in masseria e agli appoggi

Dati :

$$M_{\text{tot}} = M_g + M_p = 0,23 + 2,80 = \underline{3,03 \text{ tm/mt}}$$

$$a = 20 \text{ cm}; \quad A_f = 1 \text{ } \phi 16/16,6 \text{ cm a } 12,06 \text{ cm}^2/\text{mt} \text{ (tipo GS 4000/4400)}$$

Dal confronto se ne deduce che la verifica è soddisfatta.

Lastre prefabbricate

Di seguito si riporta il calcolo delle lastre prefabbricate, che costituiscono la struttura trasversale portante in fase 1 (getto della soletta in cemento armato); in tale fase di calcolo i carichi agenti sono dovuti: al peso del getto della soletta; al carico accidentale (0.75 kN/m^2), che simula la presenza dei mezzi d'opera e delle maestranze.

In fase di progetto si è scelto di realizzare la soletta con l'utilizzo di coppelle prefabbricate in cls che fungono da cassero a perdere. Lo spessore complessivo di soletta è pari a 0.26 m, di cui 0.06 m sono relativi alla coppella. Le coppelle sono ordite in senso trasversale, appoggiandosi sulle travi di ampliamento.

La verifica comprende lo studio della fase di costruzione (getto della soletta in calcestruzzo, con sezione resistente di sola coppella in cls,) e della fase finale d'esercizio (azione di tutti i carichi, con sezione resistente pari a quella "finale". Si evidenzia che in quest'ultimo caso, si trascura la reale successione delle fasi, considerando l'azione di tutti i contributi di carico sulla sezione nella configurazione finale.

10.4.3 Analisi in fase di getto

Si prevede l'utilizzo di coppelle di larghezza 2.0m dello spessore di 6.0 mm, armate con n. 3 tralicci d'armatura.

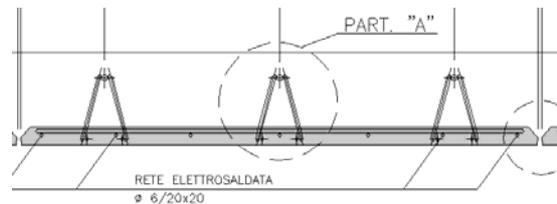


Figura 2 Coppelle di larghezza 2.0m

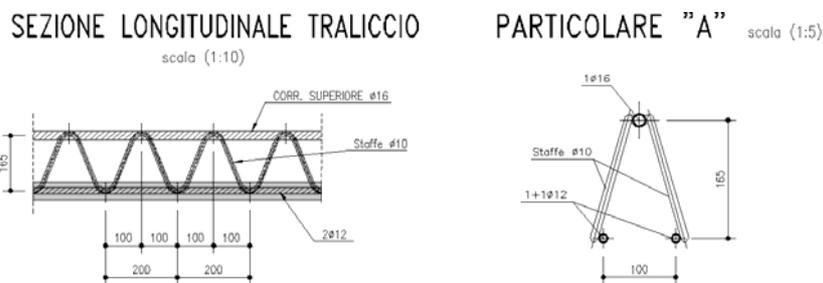


Figura 3 Geometria del traliccio

Si potranno eventualmente adottare campiture differenti, a patto di mantenere i medesimi quantitativi d'armatura e, per i tralicci, i medesimi rapporti dimensionali.

Ciascun traliccio è così formato:

- Corrente superiore: n. 1 \varnothing 16
- Corrente inferiore: n. 2 \varnothing 12
- Staffe diagonali: n. 2 \varnothing 10/20
- Distanza tra corrente superiore/inferiore: 165.0 mm
- Passo dei diagonali: 200.0 mm

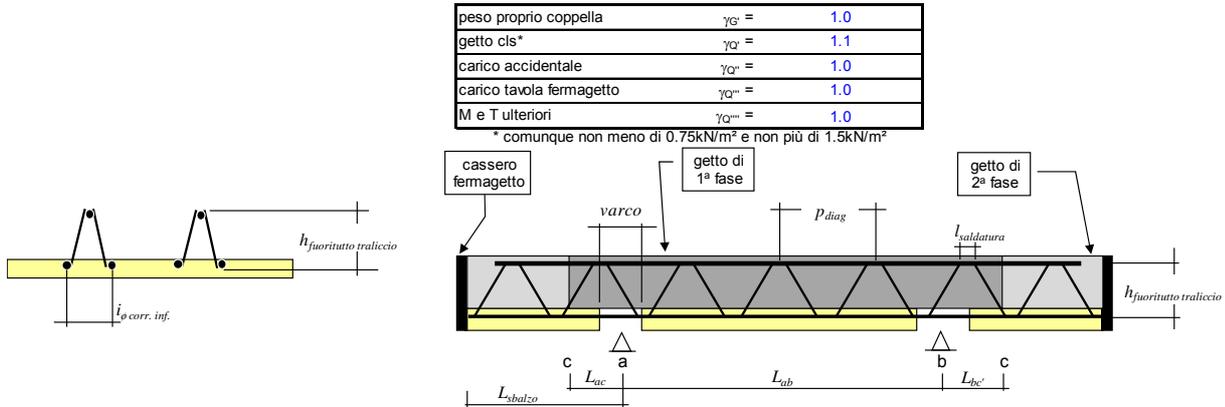
Le coppelle sono ordite parallelamente all'asse dell'impalcato e sono appoggiate sui trasversi.

Si è considerato che le predalles dei campi centrali sono posate su travi metalliche con schema isostatico di trave semplicemente appoggiata di luce 2.40m circa con sbalzi di 2.40m.

Nel calcolo si è assunto che ciascuna predalles sostenga se stessa, il getto di calcestruzzo, un eventuale sovra getto del 10%, e un carico accidentale di cantiere pari a 1.0 kN/m^2 .

Di seguito vengono riportati i calcoli e le verifiche della coppella dei campi con schema isostatico di trave semplicemente appoggiata di luce 3.75 m.

1. COPPELLA PER GETTO SOLETTA : NON COLLABORANTE CON SBALZO AUTOSOSTENTANTE E FERMAGETTO A FINE SBALZO.



10.4.3.1 Coppella di larghezza 2.0m

1.1. DATI D' INGRESSO.

Geometria :	luce tra gli appoggi "a" e "b":	=	2.40 m
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella:	=	2.40 m
	numero degli sbalzi:	=	2
Coppella :	spessore equivalente della coppella metallica:	=	0.0600 m
	varco tra le coppelle (vedi figura):	=	0.400 m
	larghezza della coppella in campata:	=	2.000 m
	larghezza della coppella presso lo sbalzo:	=	2.000 m
Tralicci :	numero di tralicci per coppella:	=	3
	altezza fuoritutto del traliccio:	=	0.165 m
	diametro delle barre del corrente superiore:	$\phi_{cor.sup}$	16 mm
	diametro delle barre del corrente inferiore:	$\phi_{cor.inf}$	12 mm
	diametro delle barre diagonali:	ϕ_{diag}	10 mm
	passo degli elementi diagonali:	=	0.20 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore:	=	0.03 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore:	=	0.03 m
	interasse fra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell' immagine):	=	0.100 m
Carichi :	spessore del getto (compreso maggior spessore in fase esecutiva da livellare):	=	0.200 m
	lunghezza di getto in 1.a fase dello sbalzo da "a" a "c" ($L_{ac}=L_{ac}$):	=	1.10 m
	sovaccarico accidentale in corso di esecuzione:	=	0.75 kN/m ²
	cassero fermagetto:	=	0.16 kN/m
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase presso la sua sezione di incastro:	T =	0.00 kN/m
		M =	0.00 kNm/m
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 2.a fase presso la sua sezione di incastro:	T =	0.00 kN/m
		M =	0.00 kNm/m
Opzioni:	Deduzione M agli sbalzi dal M in campata (1 per dedurre, altrimenti 0):	=	0
	Deduzione varco tra le coppelle dalle luci di mensola e campata (1 per dedurre, altrimenti 0):	=	0
	Usa coeff. parziale di sicurezza per permanenti e per variabili (1 per considerarli, altrimenti 0):	=	1

1.2. DATI CALCOLATI.

Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore:	$i_c = 0.165 - (0.016 + 0.012) / 2$	=	0.151 m	
Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella del diagonale:	$a = (0.2 - 0.03 - 0.03) / 2$	=	0.070 m	
Inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale:	$\alpha = \arctg(a / i_c) = \arctg(0.07 / 0.151)$	=	24.87 °	
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella del diagonale:	$b = (0.1 + 0.012 - 0.016) / 2$	=	0.048 m	
inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = \arctg(b / i_c) = \arctg(0.048 / 0.151)$	=	17.63 °	
	$Q_{coppella} \cdot \gamma_G =$	$2m \cdot 0.060m \cdot 1 \cdot 25kN/m^3$	=	3.000 kN/m
	$Q_{getto} \cdot \gamma_Q =$	$[(0.2m \cdot 25kN/m^3) + 0.75kN/m^2] \cdot 2m$	=	11.500 kN/m
	$Q_{accidentale} \cdot \gamma_{Q^*} =$	$2m \cdot 1 \cdot 0.75kN/m^2$	=	1.500 kN/m
	$P_{fermagetto} \cdot \gamma_{Q^{**}} =$	$2m \cdot 0.16kN/m \cdot 1$	=	0.320 kN

FASE 1 del getto:			
Fase 1: Taglio presso l'appoggio			
dallo sbalzo : coppella :	$3.000\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m}$	=	7.20 kN/coppella
carico accidentale :	$1.500\text{kN/m} \cdot 1.1\text{m}$	=	1.65 kN/coppella
fermagetto :	0.320kN	=	0.32 kN/coppella
getto :	$11.500\text{kN/m} \cdot 1.1\text{m}$	=	12.65 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2\text{m}$	=	0.00 kN/coppella
		T_{a_sbal} =	21.82 kN/coppella
dalla campata : coppella :	$3.000\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m} / 2$	=	3.60 kN/coppella
getto :	$11.500\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m} / 2$	=	27.60 kN/coppella
carico accidentale :	$1.500\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m} / 2$	=	3.60 kN/coppella
		T_{a_camp} =	34.80 kN/coppella
	T_a = max [T_{a_camp} ; T_{a_sbal}] =	max[21.820; 34.800]	34.80 kN/coppella
Fase 1: Momento presso l'appoggio			
coppella :	$7.200\text{kN} \cdot 2.4\text{m} / 2$	=	8.64 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.650\text{kN} \cdot 1.1\text{m} / 2$	=	0.91 kNm/coppella
fermagetto :	$0.320\text{kN} \cdot 1.1\text{m}$	=	0.35 kNm/coppella
getto :	$12.650\text{kN} \cdot 1.1\text{m} / 2$	=	6.96 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2\text{m}$	=	0.00 kNm/coppella
		M_a =	16.86 kNm/coppella
Fase 1: Momento in campata			
momento dallo/dagli sbalzo/i :	$0 \cdot 2 \cdot 16.857\text{kNm}$	=	0.00 kNm/coppella
coppella :	$3.000\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m})^2 / 8$	=	2.16 kNm/coppella
getto :	$11.500\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m})^2 / 8$	=	8.28 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.500\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m})^2 / 8$	=	1.08 kNm/coppella
		M_{ab} =	11.52 kNm/coppella
FASE 2 del getto:			
Fase 2: Taglio presso l'appoggio lato sbalzo			
coppella :	$3.000\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m})$	=	3.90 kN/coppella
carico accidentale :	$1.500\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m})$	=	1.95 kN/coppella
fermagetto :	0.320kN	=	0.32 kN/coppella
getto :	$11.500\text{kN/m} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m})$	=	14.95 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2\text{m}$	=	0.00 kN/coppella
		T_c =	21.12 kN/coppella
Fase 2: Momento presso l'appoggio lato sbalzo			
coppella :	$3.900\text{kN} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m}) / 2$	=	2.54 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.950\text{kN} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m}) / 2$	=	1.27 kNm/coppella
fermagetto :	$0.320\text{kN} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m})$	=	0.42 kNm/coppella
getto :	$14.950\text{kN} \cdot (2.4\text{m} - 1.1\text{m}) / 2$	=	9.72 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kNm} \cdot 2\text{m}$	=	0.00 kNm/coppella
		M_c =	13.94 kNm/coppella
VERIFICA DELLE COPPELLE.			
Convenzione : sforzi e tensioni > 0 se di trazione.			

MATERIALI			
f_{yk}	450	Mpa	
E	210000	MPa	
α	0.49		Curva di instabilità (a,b,c,d)
γ_{M1}	1.1		fattore di imperfezione
γ_{M0}	1.05		
			EN 1993-1-1 Table 6.2
			EN 1993-1-1 Table 6.1
			NTC-08 Tab. 4.2.V
			NTC-08 Tab. 4.2.V

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

M_{camp}	=	-11.52 kNm/coppella	Compressione	
M_{app}	=	16.86 kNm/coppella	Trazione	
$\varnothing_{corr\ sup}$	=	16 mm		
$A_{corr\ sup}$	= $16^2 \cdot 3.142 / 4$	= 201 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 16^4 / 64$	= 3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= 200 - 30	= 170 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 3217 / 170^2$	= -230712 N	Carico critico elastico	
λ	= $(201 \cdot 450 / 230712)^{0.5}$	= 0.63	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.626 - 0.2) + 0.63^2)$	= 0.80		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [0.80 + (0.80^2 - 0.63^2)^{0.5}]$	= 0.77		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.77 \cdot 201 \cdot 450 / 1.1$	= -63.31 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $201 \cdot 450 / 1.05$	= 86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	$-11.52\text{kN} / (0.151\text{m} \cdot 3)$	= -25.43 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.402	
N_{Ed}	$16.86\text{kN} / (0.151\text{m} \cdot 3)$	= 37.21 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.432	

VERIFICA CORRENTE INFERIORE

M_{app}	=	-16.86 kNm/coppella	Compressione	
M_{camp}	=	11.52 kNm/coppella	Trazione	
$\varnothing_{corr\ inf}$	=	12 mm		
$A_{corr\ inf}$	= $12^2 \cdot 3.142 / 4$	= 113 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 12^4 / 64$	= 1018 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $(400 + 2 \cdot 30) / 2$	= 230 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 1018 / 230^2$	= -39880 N	Carico critico elastico	
λ	= $(113 \cdot 450 / 39880)^{0.5}$	= 1.13	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.130 - 0.2) + 1.13^2)$	= 1.37		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.37 + (1.37^2 - 1.13^2)^{0.5}]$	= 0.47		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.47 \cdot 113 \cdot 450 / 1.1$	= -21.69 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $113 \cdot 450 / 1.05$	= 48.47 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	$-16.86\text{kN} / (0.151\text{m} \cdot 2 \cdot 3)$	= -18.61 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.858	
N_{Ed}	$11.52\text{kN} / (0.151\text{m} \cdot 2 \cdot 3)$	= 12.72 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.262	

VERIFICA DIAGONALI

T_{max}	=	-34.80 kN/coppella	Compressione	
\varnothing_{diag}	=	10 mm		
A_{diag}	= $10^2 \cdot 3.142 / 4$	= 79 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 10^4 / 64$	= 491 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $0.151 \cdot 1000 / (\cos 24.87 \cdot \cos 17.63)$	= 175 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 491 / 175^2$	= -33357 N	Carico critico elastico	
λ	= $(79 \cdot 450 / 33357)^{0.5}$	= 1.03	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.029 - 0.2) + 1.03^2)$	= 1.23		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.23 + (1.23^2 - 1.03^2)^{0.5}]$	= 0.52		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.52 \cdot 79 \cdot 450 / 1.1$	= -16.81 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $79 \cdot 450 / 1.05$	= 33.66 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-34.80 / (\cos 24.87 \cdot \cos 17.63 \cdot 2 \cdot 3)$	= -6.71 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.399	

Calcolo freccia massima

$A_{cor_sup_tot}$		603.2 mm ²
$A_{cor_inf_tot}$		678.6 mm ²
$A_{coppella}$		38216.6 mm ²
Y_{Gcor_sup}		176 mm
Y_{Gcor_inf}		25 mm
$Y_{Gcor_coppella}$		10 mm
A_{tot}		39498 mm ²
S_x		488390 mm ³
Y_G_{tot}		12.36 mm
J_{tot}		16584677 mm ⁴
E		210000 Mpa
q		16.000 N/mm
$L_{campata}$		2400 mm
L_{sbalzo}		2400.00 mm
$f_{campata} =$	$5/384 \cdot qL^4/EJ =$	2.0 mm
$f_{sbalzo} =$	$qL^4/8EJ =$	19.1 mm

Le verifiche si ritengono adeguatamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento dei materiali pienamente accettabili. Si sottolinea inoltre che le armature delle predalle non verranno consegnate per l'assorbimento delle sollecitazioni in fase di esercizio.

11. ANALISI SISMICA

Vista la configurazione strutturale dell'opera e il sistema di vincoli adottato si è ritenuta superflua l'analisi delle sollecitazioni per effetto del sisma ai fini del dimensionamento dell'impalcato, pertanto per l'analisi sismica si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.

12. VERIFICA DELLE TRAVI ESISTENTI

Nel presente paragrafo si eseguono le verifiche di resistenza delle travi in c.a.p. che costituiscono l'impalcato esistente oggetto di ampliamento.

Le verifiche sono condotte nell'ipotesi che tale impalcato conservi le caratteristiche geometriche e meccaniche descritte nel progetto originario. Tali ipotesi dovranno essere validate con opportune indagini in fase di progetto esecutivo.

12.1 Materiali

Come dichiarato nel progetto di As Built, le travi in c.a.p. sono realizzate con l'impiego di un calcestruzzo Rck 45 caratterizzato dalle seguenti tensioni ammissibili di trazione e compressione:

Massima compressione ammissibile a ponte in esercizio:

$$0,32 \times 450 = 144 \text{ kg/cm}^2$$

Massima trazione ammissibile a ponte in esercizio:

$$- 0,05 \times 450 = - 22,5 \text{ kg/cm}^2$$

Il progetto delle travi in c.a.p. è condotto in modo da garantire l'assenza di trazioni a ponte ultimato (V. pag. 2 della relazione di calcolo originaria).

L'acciaio armonico utilizzato per i cavi di precompressione (fili $\varnothing 7\text{mm}$) ha le seguenti caratteristiche:

Limite di rottura		165 kg/mm ²
Limite di snervamento (0,2 %)		140 kg/mm ²
Tensione specifica all'atto del tiro finale (in testata)		110 kg/mm ²
Caduta di tensione per rilassamento a tempo ∞		7 %
Modulo elastico del c.a.p. $E_b = 19000 \sqrt{450}$		$4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
Rapporto dei moduli elastici: $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21 \times 10^6}{4 \times 10^5}$		5,25

Inoltre vengono impiegate barre di acciaio al alto limite elastico (A.L.E.).

La relazione di calcolo originaria esplicita il calcolo delle cadute di tensione dei cavi d'acciaio dovute a:

- Attrito dei cavi
- Rilassamento dell'acciaio
- Ritiro e viscosità del calcestruzzo

definendo una perdita totale di tensione del 20,2% per la sezione di mezzeria a partire dal 20° giorno (V. pag. 10 della relazione di calcolo).

12.2 Geometria delle travi esistenti

Dalla relazione di progetto di As built si ricavano le geometrie delle travi in c.a.p. esistenti. Di seguito si riporta un estratto che riepiloga tali caratteristiche ed i calcoli condotti per la definizione delle inerzie e dei baricentri:

- Sezione di mezzeria

Trave composta con cavi iniettati

$$A_c = 10020 + 140 + 5 \times 61,575 = 10020 + 448 = 10468 \text{ cm}^2$$

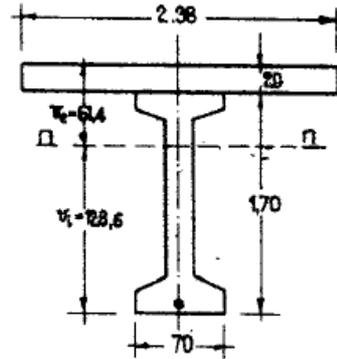
$$v_e = \frac{615.154 + 448 \times 181}{10468} = \frac{696.242}{10468} = 66,5 \text{ cm.} \quad v_i = 190 - 66,5 = 123,5 \text{ cm.}$$

$$J_i = 42.603.478 + 10020 (128,6 - 123,5)^2 + 448 (123,5 - 9)^2 =$$

$$= 42.603.478 + 260.620 + 5.873.392 = 48.737.490 \text{ cm}^4$$

$$W_e = \frac{J_i}{66,5} \approx 7,329 \times 10^5 \text{ cm}^3 \quad W_i = \frac{J_i}{123,5} \approx 3,946 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$r^2 = \frac{J_i}{10468} \approx 4656 \quad e = 123,5 - 9 = 114,5 \text{ cm} \quad r = \frac{4656}{114,5} \approx 40,7 \text{ cm.}$$



- Sezione al quarto

Trave composta con cavi iniettati

$$A_c = 10468 \text{ cm}^2$$

$$v_e = \frac{617.258 + 448 \times 164}{10468} = \frac{690.730}{10468} \approx 66,0 \text{ cm.} \quad v_i = 190,0 - 66,0 = 124,0 \text{ cm.}$$

$$J_i = 43.106.053 + 10020 (128,4 - 124,0)^2 + 448 (124,0 - 26)^2 =$$

$$= 43.106.053 + 193.987 + 4.302.592 = 47.602.632 \text{ cm}^4$$

$$W_e = \frac{J_i}{66,0} = 7,213 \times 10^5 \text{ cm}^3 \quad W_i = \frac{J_i}{124,0} = 3,839 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$r^2 = \frac{J_i}{10468} \approx 4549 \quad e = 124 - 26 = 98,0 \text{ cm.} \quad r = \frac{4549}{98,0} \approx 46,5 \text{ cm.}$$

- Sezione a 1.2m dall'appoggio

Trave con soletta e cavi iniettati

$$A_c = 10468 \text{ cm}^2$$

$$v_e = \frac{5260 \times 109,6 + 4760 \times 10 + 448 \times 117}{10468} = \frac{576.496 + 47600 + 52416}{10468} =$$

$$= \frac{676.512}{10468} \approx 64,6 \text{ cm.} \quad v_i = 190 - 64,6 = 125,4 \text{ cm.}$$

$$J_i = 19.217.075 + 5260 (125,4 - 80,4)^2 + \frac{238 \times 20^3}{12} + 4760 (64,6 - 10)^2 +$$

$$+ 448 (125,4 - 73)^2 = 19.217.075 + 10.651.500 + 158.666 +$$

$$+ 14.190.322 + 1.230.100 = 45.447.663 \text{ cm}^4$$

$$S = 70 \times \frac{125,4^2}{2} - 300 (125,4 - 26,0) - 50 \times \frac{95,4^2}{2} + 448 (125,4 - 73) =$$

$$= 550.381 - 29.820 - 227.529 + 23.475 = 316.507 \text{ cm}^3$$

12.3 Carichi mobili di progetto

Per la verifica a flessione si considerano le tensioni di trazione e compressione massime evidenziate nel progetto a seguito dei sovraccarichi accidentali considerati all'epoca e quelle riscontrabili oggi per effetto dei carichi mobili definiti dalla normativa vigente (NTC08).

Nella relazione di calcolo originaria i sovraccarichi accidentali erano composti da tre corsie di carichi:

- 1° corsia formata dalla colonna militare
- 2° corsia formata dalla colonna civile (colonna indefinita di autocarri da 12t)
- 3° corsia formata dalla colonna civile (colonna indefinita di autocarri da 12t)

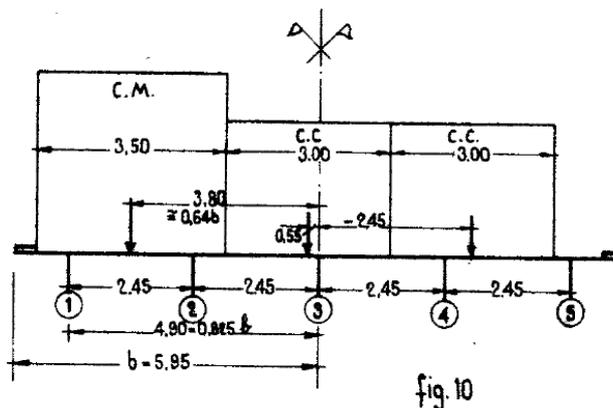


fig. 10

Il calcolo del momento flettente massimo è condotto andando a ricercare il coefficiente di maggiorazione da assegnare alla trave di bordo tramite il sistema di Massonet basato sul principio delle rigidità flessionali e torsionali delle travi longitudinali e dei traversi.

Di seguito si riportano le rigidità calcolate nella relazione di calcolo:

- Rigidità flesionali e torsionali della trave di bordo

Pertanto calcoliamo le rigidità flessionali unitarie :

$$\text{per la trave longitudinale : } \rho_p = \frac{J_p}{b_p} = \frac{4893 \times 10^4}{238} = 20,56 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

$$\text{per il traverso : } \rho_t = \frac{J_t}{I_1} = \frac{3060 \times 10^4}{800} = 3,82 \times 10^4 \text{ cm}^3$$

e le rigidità torsionali :

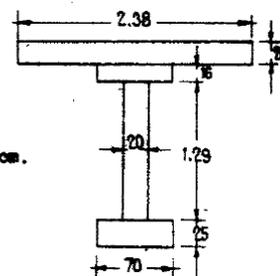
$$\text{per la trave long.le : } C_p = G \cdot J_p \approx \frac{EJ_p}{2} = \frac{1}{6} \sum a s^3$$

ed essendo : (v. fig. 8)

$$\sum a s^3 = 238 \times 20^3 + 70 \times 16^3 + 70 \times 25^3 + 129 \times 20^3 = 4.316.470 \text{ cm}.$$

$$\text{si ha: } C_p = \frac{4.316.470}{6} \approx 719.412 \text{ cm}.$$

fig. 8

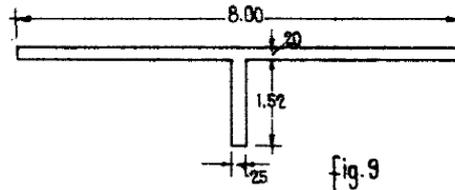


- Rigidità dei traversi

Per il traverso abbiamo : $C_e = C J_e \approx \frac{EJ_e}{2} = \frac{1}{6} \sum as^3$

dove : $\sum as^3 = 800 \times 20^3 + 152 \times 25^3 = 8.775.000 \text{ cm.}$

e quindi : $C_e = \frac{8.775.000}{6} = 1.462.500 \text{ cm.}$



La definizione degli sforzi definitivi di progetto per i sovraccarichi accidentali sono riassunti di seguito:

Max momento flett. in mezzeria :

$$M_p = 1,211 \times \frac{1}{5} \times (2,360 \times 524,6 + 1,1706 \times 256,0 + 0,1185 \times 256,0) =$$

$$= 1,211 \times 0,20 (1238,0 + 299,7 + 30,3) = 379,7 \text{ tm.}$$

Con l'equiripartizione si avrebbe : $M_p = \frac{1,211 (524,6 + 256,0 + 256,0)}{5} = 251,0 \text{ tm.}$

Max momento flett. al quarto :

$$M_p = 1,211 \times \frac{1}{5} \times (2,36 \times 393,4 + 1,1706 \times 192 + 0,1185 \times 192) =$$

$$= 1,211 \times 0,20 (928,4 + 224,7 + 22,8) = 284,8 \text{ tm.}$$

Max sforzo tagliante all'appoggio :

$$T_p = 1,211 \times \frac{1}{5} \times (2,36 \times 73,5 + 1,1706 \times 36,1 + 0,1185 \times 36,1) =$$

$$= 1,211 \times 0,20 (173,4 + 42,2 + 4,3) = 53,2 \text{ tona.}$$

Idem a mt 1,20 dall'appoggio :

$$T_p = 1,211 \times \frac{1}{5} \times (2,36 \times 68,7 + 1,1706 \times 33,6 + 0,1185 \times 33,6) =$$

$$= 1,211 \times 0,20 (162,1 + 39,3 + 4,0) = 49,7 \text{ tona.}$$

12.4 Verifiche delle travi

12.4.1 Verifica flessionale

Nella relazione di calcolo di progetto originaria viene esplicitato l'effetto dei carichi mobili in termini di tensioni di trazione e compressione a intradosso e estradosso della trave.

1) Effetto del carico mobile

$$M_p = 397,7 \text{ tm (v. pag. 16)}$$

$$\text{soletta: } G'_e = 10,4 + \frac{397,7}{7,329} = 10,4 + 51,9 = \underline{62,3 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\text{trave } \begin{cases} G'_e = 81,6 + \frac{379,7 \times 46,5}{487,37} = 81,6 + 36,2 = \underline{117,8 \text{ kg/cm}^2} \\ < 32\% \times 450 \\ G'_i = 92,8 - \frac{379,7}{3,946} = 92,8 - 96,0 = \underline{-3,2 \text{ kg/cm}^2} < 5\% \times 450 \end{cases}$$

Le tensioni ricavate sono dovute ai seguenti contributi:

- Getto della trave e dei traversi e tiro iniziale al 70% del totale della precompressione del getto.
- Posa in opera della trave e getto della soletta.
- Completamento del tiro dei cavi da precompressione
- Rifinitura dell'opera e stesa della pavimentazione
- Effetto del carico mobile ($M_p = 379.7\text{tm}^1$)

Sulla scorta di tali informazioni si effettua un ricalcolo delle tensioni raggiunte per effetto del carico mobile disposto in accordo alla normativa vigente in materia di ponti (NTC08).

Le sollecitazioni flettenti massime che caratterizzano la trave di bordo sono riportate di seguito ed evidenziano un momento flettente pari a circa 420tm.

¹ Si segnala che i valori di $M_p=397.7\text{tm}$ (V. pag. 16 della relazione di progetto originaria) e $ve=46.5\text{cm}$ (V. pag. 18) sono refusi.

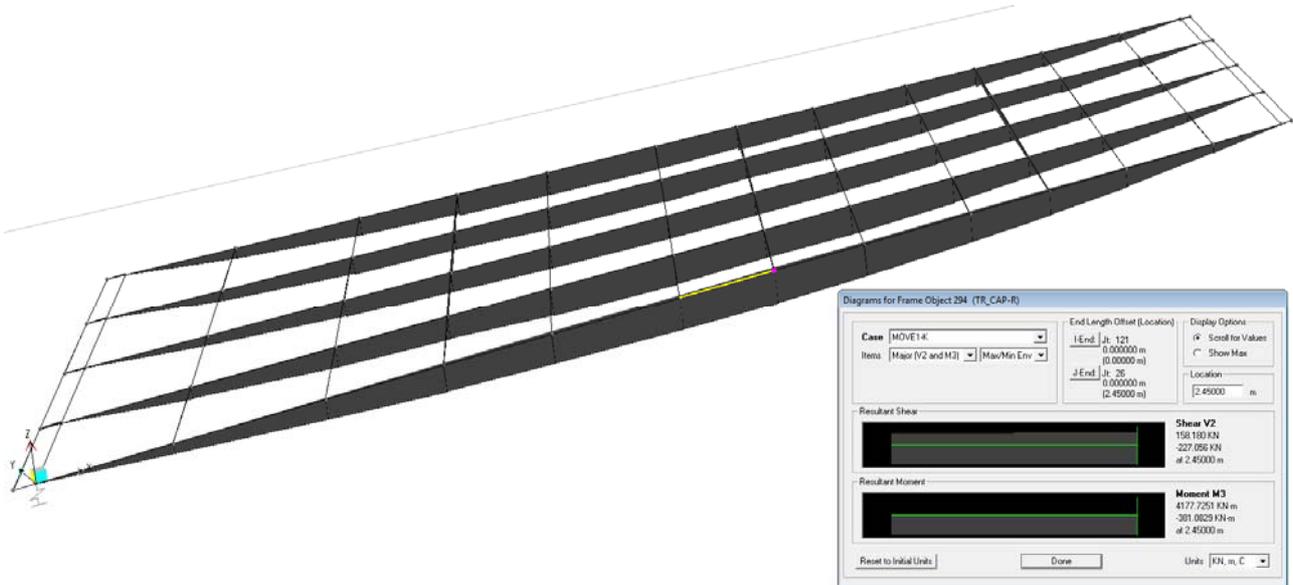


TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
294	2.45	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-28.78	-126.06	-0.33	-5.92	0.39	4177.73
254	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max V2	-22.12	542.32	-0.46	75.44	1.31	0.00
369	0	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-29.32	-42.88	-0.23	-163.67	-0.25	4091.66
370	0	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-29.03	79.90	-0.28	-47.20	-0.43	4010.58
369	2.45	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-28.49	4.48	-0.23	-76.17	0.32	4006.09
294	0	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-28.89	-63.07	-0.33	16.10	-0.41	3968.91
293	3.1	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-28.29	-128.98	-0.31	-3.52	0.40	3963.86
294	0	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-29.62	-60.47	-0.34	20.10	-0.42	3874.99
294	0	MOVE1-K	LinMoving	Min V3	-29.62	-60.48	-0.34	20.12	-0.42	3874.90
294	0	MOVE1-K	LinMoving	Min M2	-29.61	-60.40	-0.34	20.14	-0.42	3874.02
293	3.1	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-29.00	-124.14	-0.31	1.14	0.40	3872.63
293	3.1	MOVE1-K	LinMoving	Min V3	-29.00	-124.15	-0.31	1.16	0.40	3872.54
293	3.1	MOVE1-K	LinMoving	Max M2	-28.99	-124.07	-0.31	1.17	0.40	3871.73
294	2.45	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-29.62	47.42	-0.34	30.89	0.40	3855.12
294	2.45	MOVE1-K	LinMoving	Min V3	-29.62	47.41	-0.34	30.90	0.40	3855.04
294	2.45	MOVE1-K	LinMoving	Max M2	-29.61	47.49	-0.34	30.92	0.40	3854.04
369	0	MOVE1-K	LinMoving	Min T	-26.95	-114.59	-0.22	-178.64	-0.23	3809.80
369	0	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-30.17	129.75	-0.24	-70.10	-0.25	3800.06

Conseguentemente le nuove tensioni risultano:

$$\sigma_{soletta} = 10.4 + \frac{420tm}{7.329} = 10.4 + 57.3 = 67.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{traveestradosso} = 81.6 + \frac{420tm \cdot 66.5}{487.37} = 81.6 + 57.3 = 138.9 \text{ kg/cm}^2 < 32\% \cdot 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{traveintradosso} = 92.0 - \frac{420tm}{3.946} = 92.0 - 106.4 = -13.6 \text{ kg/cm}^2 < 5\% \cdot 450 \text{ kg/cm}^2$$

Come nel progetto originario, la trazione all'intradosso continua ad essere assorbita interamente dall'armatura ausiliaria, pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

12.4.2 Verifica a taglio

Il punto di passaggio dalla sezione tipo a doppia T a quella ingrossata d'estremità si trova a 1.2m dall'appoggio. Nella relazione di calcolo originaria è condotto il calcolo delle staffe in tale punto. L'azione di taglio di progetto per effetto sei sovraccarichi, assunta pari a $T_p=53.5t$ (V. pag. 38), conduce a una tensione tangenziale di:

$$\tau = 1,45 + \frac{53,5 \cdot 10^3 \times 3,165 \cdot 10^5}{20 \times 454,47 \cdot 10^5} \cong 1,45 + 18,6 = 20,05 \text{ kg/cm}^2$$

e ad una sollecitazione principale di trazione pari a:

$$\sigma_{\tau} = \frac{\sigma_c}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{84,8}{2} - \sqrt{\left(\frac{84,8}{2}\right)^2 + 20,05^2} \cong 42,40 - 46,90 = -4,5 \text{ kg/cm}^2 < 2\% \sigma_c$$

$$= -9 \text{ kg/cm}^2$$

Le sollecitazioni taglianti che caratterizzano la trave di bordo a circa 1.2m dall'appoggio sono riportate di seguito ed evidenziano un taglio pari a circa 42t.

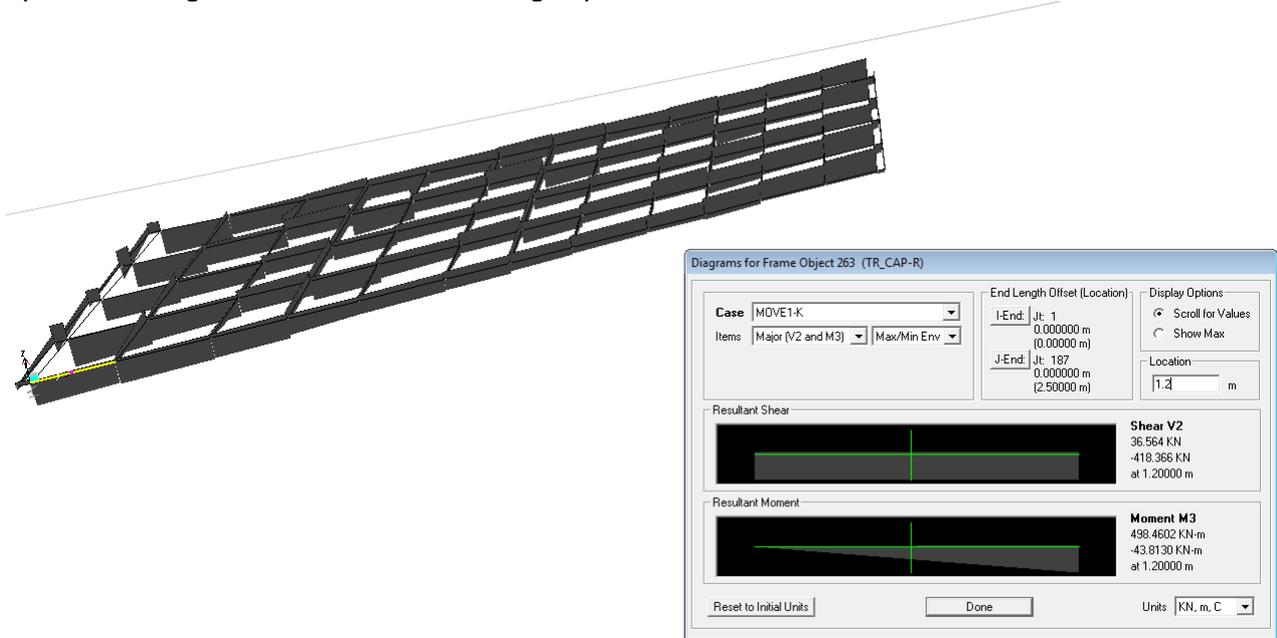


TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
263		0 MOVE1-K	LinMoving	Min V2	-22.68	-422.309	-0.235	62.4086	-0.947	0
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min V2	-22.938	-414.095	-0.238	63.0571	-0.3633	1035.2366
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	-22.681	-413.695	-0.235	63.27	-0.3593	1038.4587
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-26.857	-336.352	-0.278	129.1387	-1.1209	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Min V3	-26.856	-336.324	-0.278	129.1947	-1.1209	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Min M2	-26.854	-336.312	-0.278	129.1821	-1.1209	0
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min P	-26.857	-335.251	-0.278	129.2489	-0.425	838.6659
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min V3	-26.856	-335.223	-0.278	129.3048	-0.425	838.598
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min M2	-26.848	-335.207	-0.278	129.2842	-0.425	838.5563
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max T	-22.92	-313.154	-0.238	135.1725	-0.9567	0
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max T	-22.666	-312.754	-0.235	135.3854	-0.3587	786.1065
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max M2	37.677	-120.058	0.391	-16.6392	1.5731	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max P	37.679	-120.025	0.391	-16.7105	1.5731	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max V3	37.679	-120.025	0.391	-16.7105	1.5731	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max M3	0	0	0	0	0	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Min M3	0	0	0	0	0	0
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Min T	1.445	4.675	0.015	-46.7637	0.0611	0
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min T	1.375	6.957	0.014	-46.5836	0.0214	-17.3917
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max M2	37.671	11.664	0.391	-3.4084	0.5963	35.3892
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max V3	37.679	11.706	0.391	-3.5378	0.5963	35.2832
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max P	37.679	11.707	0.391	-3.5378	0.5963	35.2831
263	0	MOVE1-K	LinMoving	Max V2	6.131	36.511	0.064	-37.4762	0.2562	0
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Min M3	6.131	36.511	0.064	-37.4762	0.0969	-91.277
263	2.5	MOVE1-K	LinMoving	Max V2	6.203	36.622	0.064	-37.4171	0.098	-90.382

Poiché il taglio di progetto è maggiore del taglio ottenuto dall'applicazione dei carichi mobili della normativa vigente si ritiene automaticamente soddisfatta la verifica.