

NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE

LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F

SOVRAPPASSO RAMPA DI INGRESSO
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	G.MARTUSCELLI (-)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F.D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Révision suite aux commentaires TELT Revisione a seguito commenti TELT	G.MARTUSCELLI (-)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)	F.D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L.BARBERIS (MUSINET Eng.)

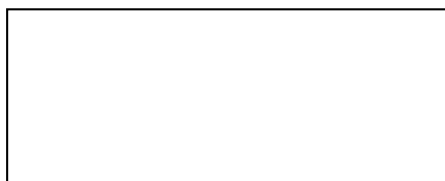
1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	N	V	A	0	W	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	2	0	1	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document	Oggetto Objet		Numero documento Numéro de document			Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S



SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	8
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	9
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
4.1 Calcestruzzi.....	13
4.1.1 Conglomerato per sottofondazioni C12/15	13
4.1.2 Conglomerato per opere provvisionali e pali di fondazione C28/35	13
4.1.3 Conglomerato per plinti di fondazione C28/35.....	13
4.1.4 Conglomerato per opere in elevazione C32/40.....	14
4.1.5 Conglomerato per baggioli e cordoli C35/45.....	14
4.1.6 Conglomerato per solette C35/45	14
4.1.7 Malta per micropali C28/35	14
4.2 Acciaio d'armatura	15
4.2.1 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile	15
4.3 Acciaio da carpenteria metallica.....	15
4.3.1 Acciaio per impalcato S355 J2, EXC3 (Rif. UNI EN 10025-2).....	15
4.3.2 Acciaio per micropali S355 JR, EXC3 (Rif. UNI EN 10025-2).....	15
4.3.3 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10.....	15
4.3.4 Collegamenti in unioni saldate.....	16
4.4 Trattamenti protettivi	16
4.4.1 Verniciatura carpenteria metallica	16
4.4.2 Trattamento velette	16
4.4.3 Trattamento calcestruzzi	16
4.5 Misto cementato.....	16
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	17
5.1 Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato	17
6. AZIONI DI PROGETTO	21
6.1 Azioni gravitazionali g1-g2	21
6.2 Ritiro e viscosità ϵ_2	21
6.3 Variazioni termiche ϵ_3	22
6.4 Cedimenti vincolari ϵ_4	22
6.5 Azioni variabili da traffico q1.....	23
6.6 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione q3	25
6.7 Azione centrifuga q4.....	25
6.8 Azione del vento q5	26
6.8.1 Vento a ponte scarico	27
6.8.2 Vento a ponte carico	27
6.9 Azioni sismiche q6	28
6.10 Resistenze passive dei vincoli q7	28
6.11 Urto di veicolo in svio q8	28
7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	29
7.1 Condizioni elementari di carico.....	29

7.2	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi.....	30
7.3	Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio	31
8.	VERIFICHE DELL'IMPALCATO	36
8.1	Criteri di verifica delle sezioni miste acciaio cls	36
8.1.1	Premessa.....	36
8.1.2	Resistenza a flessione.....	36
8.1.3	Verifica delle connessioni a taglio con pioli.....	37
8.2	Criteri di verifica delle sezioni in acciaio	37
8.2.1	Verifiche per tensioni normali	37
8.2.2	Stabilità delle membrature	38
8.3	Verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature in acciaio	40
8.3.1	Verifiche delle travi principali	40
8.3.1.1	Anime.....	40
8.3.1.2	Piattabande	48
8.3.2	Verifiche dei traversi intermedi	57
8.3.2.1	Correnti inferiori	57
8.3.2.2	Diagonali	60
8.3.2.3	Correnti superiori	62
8.3.3	Verifiche dei diaframmi di pila e spalla.....	64
8.3.3.1	Anime.....	64
8.3.3.2	Piattabande	65
8.3.3.1	Giunti	65
8.3.3.2	Verifica in fase di sollevamento.....	67
8.3.4	Verifiche dei controventi inferiori	68
8.3.5	Verifiche dei controventi superiori	74
8.3.6	Verifiche a sforzo normale in corrispondenza degli appoggi	75
8.4	Verifiche del sistema di connessione.....	76
8.5	Verifiche a taglio dei bulloni e a rifollamento.....	78
8.6	Verifiche a compressione della soletta in direzione longitudinale	86
8.7	Verifiche di deformabilità.....	87
8.7.1	Calcolo delle frecce.....	87
8.8	Reazioni agli appoggi	92
8.9	Verifiche allo stato limite di fatica	94
8.9.1	Analisi dei carichi	94
8.9.2	Limiti tensionali	94
8.9.3	Verifiche.....	95
8.10	Verifiche in fase di varo e montaggio.....	97
8.11	Verifiche attacco palo d'illuminazione.....	101
9.	VERIFICHE DELLE PREDALLES E DELLA SOLETTA.....	105
9.1	Premessa	105
9.2	Verifiche nei tratti di larghezza $B = 8.00$ m	106
9.2.1	Verifiche delle predalles (1 ^a fase).....	106
9.2.1.1	Geometria e carichi	106
9.2.1.2	Verifiche a flessione.....	109
9.2.1.3	Verifiche a taglio.....	112
9.2.2	Verifica della soletta (2 ^a fase)	112
9.2.2.1	Geometria e carichi	112
9.2.2.2	Verifica a flessione in direzione trasversale	116

9.2.2.3	Verifica a taglio in direzione trasversale.....	117
9.2.2.4	Verifica a flessione in direzione longitudinale	118
9.2.2.5	Verifica a taglio in direzione longitudinale.....	119
9.2.2.6	Verifica a fessurazione.....	120
9.2.2.7	Verifica tensionale	123
9.3	Verifiche nei tratti di larghezza $B = 9.30$ m	124
9.3.1	Verifiche delle predalles (1 ^a fase).....	124
9.3.1.1	Geometria e carichi	124
9.3.1.2	Verifiche a flessione.....	127
9.3.1.3	Verifiche a taglio.....	130
9.3.2	Verifica della soletta (2 ^a fase).....	130
9.3.2.1	Geometria e carichi	130
9.3.2.2	Verifica a flessione in direzione trasversale	134
9.3.2.3	Verifica a taglio in direzione trasversale.....	135
9.3.2.4	Verifica a flessione in direzione longitudinale	136
9.3.2.5	Verifica a taglio in direzione longitudinale.....	137
9.3.2.6	Verifica a fessurazione.....	138
9.3.2.7	Verifica tensionale	141
9.4	Verifica all'urto.....	142

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Sovrappasso di ingresso - planimetria	9
Figura 2 – Sovrappasso di ingresso - profilo longitudinale	10
Figura 3 – Sovrappasso di ingresso – sezione trasversale tipo dell’impalcato	11
Figura 4 – Sovrappasso di ingresso – sezione longitudinale trave interno curva	11
Figura 5 – Sovrappasso di ingresso – sezione longitudinale trave esterno curva	11
Figura 6 – Sovrappasso di ingresso – schema isolatori.....	12
Figura 7 – Sovrappasso di ingresso - vista 3D del modello di calcolo dell’impalcato	17
Figura 8 – Sovrappasso di ingresso - vista 3D della carpenteria metallica.....	18
Figura 9 – Sovrappasso di ingresso - vista dal basso della carpenteria metallica.....	18
Figura 10 – Sovrappasso di ingresso - diaframma intermedio tratto a larghezza costante	19
Figura 11 – Sovrappasso di ingresso - diaframma pieno di pila	19
Figura 12 – Sovrappasso di ingresso - modellazione vincoli esterni	19
Figura 13 – Sovrappasso di ingresso - Modellazione soletta fessurata.....	20
Figura 14 – Deformazioni da ritiro in funzione del tempo	22
Figura 15 – Deformazioni da viscosità in funzione del tempo	22
Figura 16 – Moving load case 1	24
Figura 17 – Moving load case 2	25
Figura 18 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime	41
Figura 19 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 1 / 21	41
Figura 20 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 2 / 20	42
Figura 21 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 3 / 19	42
Figura 22 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 4 / 18	43
Figura 23 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 5 / 17	43
Figura 24 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 6 / 16	44
Figura 25 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 7 / 15	44
Figura 26 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 8 / 14	45
Figura 27 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 9 / 13	45
Figura 28 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 10 / 12	46
Figura 29 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei concio 11.....	46
Figura 30 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande	49
Figura 31 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 1 / 21 ($t \leq 40$ mm)	49
Figura 32 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 2 / 20 ($t \leq 40$ mm)	50
Figura 33 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 3 / 19 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	50
Figura 34 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 4 / 18 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	51
Figura 35 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 5 / 17 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	51
Figura 36 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 6 / 16 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	52
Figura 37 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 7 / 15 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	52
Figura 38 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 8 / 14 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)	53

Figura 39 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 9 / 13 (sp. piatti 40 mm < t ≤ 80 mm).....	53
Figura 40 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 10 / 12 (sp. piatti t ≤ 40 mm)	54
Figura 41 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 10 / 12 (sp. piatti 40 mm < t ≤ 80 mm).....	54
Figura 42 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei concio 11 (sp. piatti t ≤ 40 mm)	55
Figura 43 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei concio 11 (sp. piatti 40 mm < t ≤ 80 mm).....	55
Figura 44 – Sforzi normali nei correnti inferiori - Inviluppo SLU	57
Figura 45 – Sforzi normali nei diagonali - Inviluppo SLU	60
Figura 46 – Sforzi normali nei correnti superiori in prima fase.....	62
Figura 47 – Sforzi normali nei correnti superiori in seconda fase	62
Figura 48 – Tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei traversi di testata - Inviluppo SLU	64
Figura 49 – Tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei traversi di testata - Inviluppo SLU.....	65
Figura 50 – Sistema di controventamento inferiore.....	68
Figura 51 – Controventi inferiori sull'intero sviluppo dell'impalcato.....	68
Figura 52 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Inviluppo SLU	69
Figura 53 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Inviluppo SLU (campi da 3.00 m – profili 2L 200x20).....	69
Figura 54 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Inviluppo SLU (campi da 6.00 m – profili 2L 200x20).....	70
Figura 55 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Inviluppo SLU (profili 2L 180x18) ...	70
Figura 56 – Sforzi normali nei controventi superiori in prima fase.....	74
Figura 57 – Sforzi assiali in direzione longitudinale nella soletta in c.a.....	86
Figura 58 – Spostamenti verticali in prima fase dovuti al peso proprio delle strutture	89
Figura 59 – Spostamenti verticali da carichi permanenti e creep	89
Figura 60 – Spostamenti verticali dovuti al ritiro	90
Figura 61 – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili.....	90
Figura 62 – Numerazione nodi appoggi.....	92
Figura 63 – Tensioni calcoate sulla piattabanda superiore	95
Figura 64 – Tensioni calcoate sulla piattabanda inferiore	96
Figura 65 – Sforzi in fase di varo.....	97
Figura 66 – Sforzi in fase di montaggio blocco centrale	98
Figura 67 – Sforzi in fase di montaggio.....	99
Figura 68 – Tensioni sulle anime in fase di montaggio	100
Figura 69 – Tensioni sulle aste in fase di montaggio.....	100
Figura 70 – Sezione trasversale dell'impalcato nel tratto di larghezza 8.00 m.....	106
Figura 71 – Schema di calcolo fase 1_a.....	107
Figura 72 – Schema di calcolo fase 1_b.....	107
Figura 73 – Fase 1_a – Diagramma dei momenti flettenti.....	107
Figura 74 – Fase 1_a – Diagramma dei tagli	108
Figura 75 – Fase 1_b – Diagramma dei momenti flettenti.....	108
Figura 76 – Fase 1_b – Diagramma dei tagli.....	109
Figura 77 – Schema di carico 1	113
Figura 78 – Schema di carico 2.....	113
Figura 79 – Schema di carico 3.....	113
Figura 80 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione trasversale.....	114

Figura 81 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione trasversale	114
Figura 82 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione longitudinale.....	115
Figura 83 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione longitudinale	115
Figura 84 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale	116
Figura 85 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale	117
Figura 86 – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale	118
Figura 87 – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale	119
Figura 88 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti.....	120
Figura 89 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti.....	123
Figura 90 – Sezione trasversale dell’impalcato nel tratto di larghezza 9.30 m.....	124
Figura 91 – Schema di calcolo fase 1_a.....	125
Figura 92 – Schema di calcolo fase 1_b.....	125
Figura 93 – Fase 1_a – Diagramma dei momenti flettenti.....	125
Figura 94 – Fase 1_a – Diagramma dei tagli	126
Figura 95 – Fase 1_b – Diagramma dei momenti flettenti.....	126
Figura 96 – Fase 1_b – Diagramma dei tagli	127
Figura 97 – Schema di carico 1	131
Figura 98 – Schema di carico 2.....	131
Figura 99 – Schema di carico 3.....	131
Figura 100 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione trasversale.....	132
Figura 101 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione trasversale	132
Figura 102 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione longitudinale.....	133
Figura 103 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione longitudinale	133
Figura 104 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale	134
Figura 105 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale	135
Figura 106 – Verifica a momento positivo - direzione longitudinale	136
Figura 107 – Verifica a momento negativo - direzione longitudinale	137
Figura 108 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti.....	138
Figura 109 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazione di carico rara.....	141
Figura 110 – Verifica a tensoflessione- direzione trasversale	142

1. Premessa

La presente relazione di calcolo è parte integrante del Progetto Esecutivo “Collegamento Lione Torino – Rilocalizzazione dell’Autoporto di Susa” e, più in dettaglio, riguarda le strutture dell’impalcato del “Sovrappasso di Ingresso” sull’autostrada A32 Torino-Bardonecchia.

Dal punto di vista delle analisi strutturali, il progetto è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare si sono considerate le seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”*.
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617**- *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–1–1: 2005** – *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*.
- **Eurocodice 2 – UNI EN 1992–2: 2006** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”*.
- **Eurocodice 4 – UNI EN 1994–1–1: 2005** – *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*.
- **Eurocodice 4 – UNI EN 1994–2: 2006** – *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta”*.
- **Eurocodice 8 – UNI EN 1998–2: 2009** – *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 2: Ponti”*.

3. Descrizione delle strutture

Il “Sovrappasso di Ingresso” o “Sovrappasso SV-TO” è uno dei due sovrappassi previsti per la realizzazione del nuovo svincolo sull’autostrada A32 Torino-Bardonecchia. Esso consente ai veicoli provenienti dall’Autoporto di immettersi sull’A32 in direzione Torino.

La rampa del sovrappasso è realizzata con un impalcato unico in struttura mista acciaio-calcestruzzo, con schema statico di trave continua su più appoggi. Più in dettaglio, l’impalcato è suddiviso in sette campate e poggia alle due estremità sulle spalle S3 ed S4 e al centro su appoggi intermedi costituiti dalle pile P7, P8, P9, P10, P11 e P12.

Presenta una forma a “cappio” con uno sviluppo complessivo di circa 217.00 m.

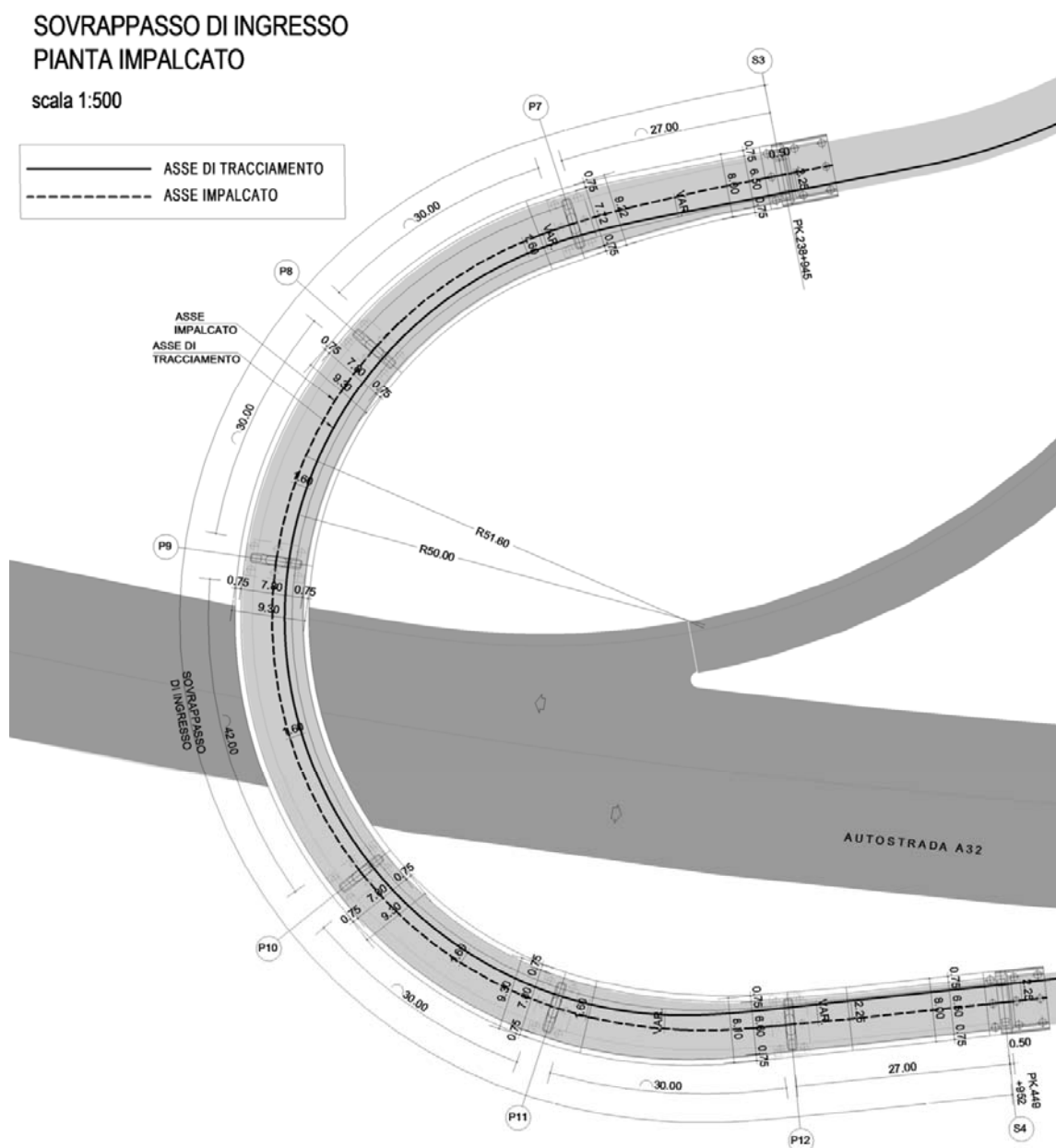


Figura 1 – Sovrappasso di ingresso - planimetria

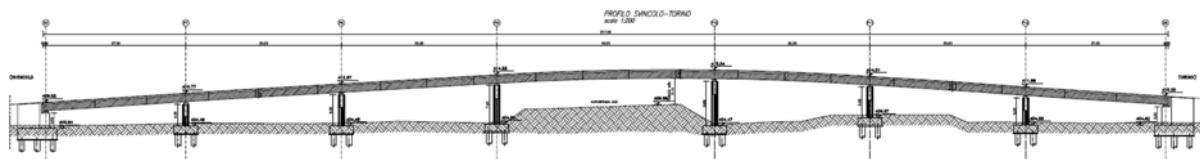


Figura 2 – Sovrappasso di ingresso - profilo longitudinale

La lunghezza delle campate in asse impalcato è così distribuita: 27+30+30+42+30+30+27 m, oltre ai due retrotrave da 0.50m.

L'andamento planimetrico è prevalentemente curvilineo, con curvatura variabile nelle campate S3-P7 e P11-P12, e curvatura costante (raggio di curvatura in asse impalcato $R = 51.60\text{m}$) nelle restanti campate del tratto centrale P8-P9, P9-P10 e P10-P11. Solo il tratto terminale, e più in dettaglio la campata P12-S4 è ad andamento rettilineo.

La carreggiata presenta larghezza minima di 6.50 m (in corrispondenza delle spalle) ed allargamenti in curva a 7.80 m, nella zona a curvatura costante. Esternamente alla carreggiata sono previsti cordoli da 0.75 m che ospitano le barriere H4 bordo ponte, integrate con parasassi in rete lungo tutto lo sviluppo dell'opera, ad eccezione delle 3 campate centrali, che presentano una protezione in rete e lamiera nella parte inferiore alta circa 1.0 m.

Gli impalcati in struttura mista sono costituiti da due travi metalliche principali in profili saldati ad anime verticali, poste ad un interasse di 5.00m, e da una soletta superiore in c.a. di spessore pari a 0.24 m. La collaborazione tra le travi in acciaio e la sovrastante soletta è realizzata mediante connettori di tipo *Nelson*, saldati all'estradosso delle piattabande superiori delle travi principali.

E' previsto inoltre l'impiego di predalles tralicciate in acciaio da 4 mm di spessore poste all'estradosso delle piattabande superiori delle travi principali, con funzione di cassaforma a perdere in fase di getto. Una volta disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale, per poi procedere con il getto della soletta fino agli spessori di progetto.

La soletta in c.a. ha una larghezza variabile da 8.00 m a 9.22 m nella campata iniziale S3-P7, larghezza costante pari a 9.30 m nelle campate centrali (P7-P8, P8-P9, P9-P10, P10-P11), e nuovamente variabile nel tratto finale (campate P11-P12 e P12-S4) da 9.30 m a 8.00 m.

La variabilità della larghezza della soletta è legata alla variabilità della larghezza della carreggiata che, come detto, va da un minimo di 6.50 m ad un massimo di 7.80 m.

Le ali superiori delle travi principali sono collegate da controventi di montaggio di tipo reticolare. Le ali inferiori sono collegate da controventi di torsione.

Trasversalmente le travi principali sono collegate da diaframmi, del tipo a parete piena in corrispondenza di spalle e pile e del tipo invece reticolare quelli intermedi. In corrispondenza delle spalle S3 e S4 il diaframma è collegato alla soletta mediante pioli in acciaio.

Al fine di permettere agevolmente il montaggio in opera dell'impalcato, il profilo della rampa è stato suddiviso in ventuno conci di lunghezza teorica in asse pari a 9.0, 10.0 o 12.0m. In corrispondenza di ogni giunto, le travi principali sono collegate attraverso unioni saldate a piena penetrazione.

L'impalcato presenta sia pendenza longitudinale che pendenza trasversale. Quest'ultima è pari al 6% nel tratto centrale a curvatura costante ed è invece variabile sul resto dell'impalcato, con inversione di pendenza nei tratti di estremità. In trasversale, la quota di intradosso delle due

travi principali è la stessa e l'altezza complessiva dell'impalcato in asse è costante lungo tutto lo sviluppo dell'opera, e più in dettaglio pari a 1.53 m tra estradosso soletta ed intradosso travi. Ne deriva che nel tratto a curvatura costante la trave interno curva è alta 1.115 m mentre quella esterno curva è alta 1.415 m. Nelle zona iniziale ed in quella finale dell'impalcato la trave interno curva raggiunge un'altezza massima di 1.358 m mentre la trave esterno curva presenta un'altezza minima di 1.184 m.

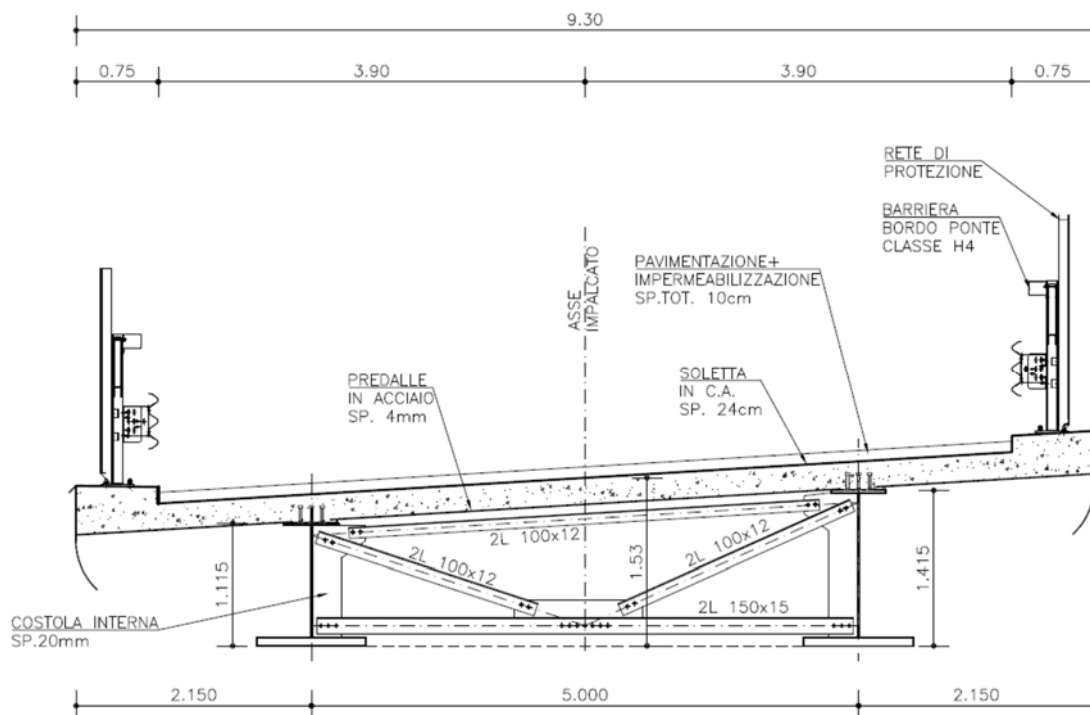


Figura 3 – Sovrappasso di ingresso – sezione trasversale tipo dell'impalcato

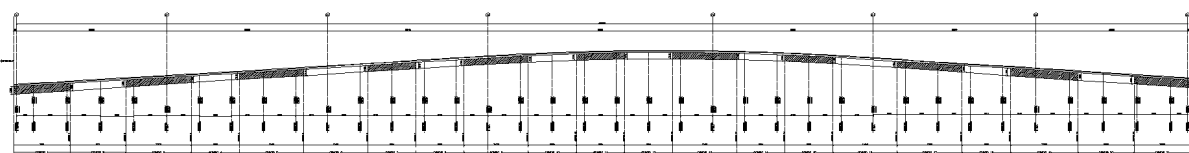


Figura 4 – Sovrappasso di ingresso – sezione longitudinale trave interno curva

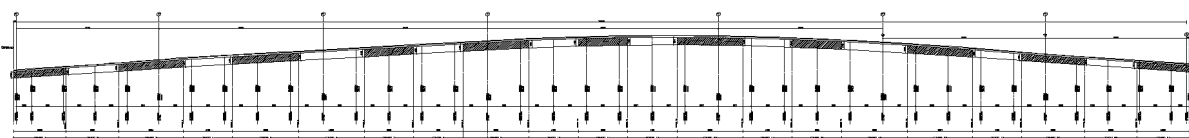


Figura 5 – Sovrappasso di ingresso – sezione longitudinale trave esterno curva

Avendo l'opera un raggio di curvatura molto stretto, si è deciso di impiegare travi ad anima calandrata e piattabande curve, sia per ragioni estetiche, sia per evitare di avere un elevato numero di conci che potessero ben approssimare con una spezzata l'andamento curvilineo del ponte. Avere travi curve, inoltre semplifica notevolmente la realizzazione di predalles e solette, avendo interasse delle asole sempre costante e lunghezze dei due sbalzi sempre uguali tra loro.

La curvatura di ogni concio di trave è costante lungo il suo sviluppo, come indicato negli elaborati di progetto, per cui lo sviluppo della travata avviene secondo archi di cerchio (conci) e tratti rettilinei nelle zone di estremità.

Il varo degli impalcati avverrà dal basso per mezzo di autogru di adeguata portata e sbraccio. Ogni sovrappasso è stato suddiviso in 5 blocchi, costituito ognuno da un numero di 4 o 5 conci. Ogni blocco viene assemblato a terra in apposite aree prossime alla zona di ubicazione finale e varato sulle pile definitive e su apposite pile provvisorie da rimuovere dopo aver compiuto le operazioni di collegamento tra le membrature metalliche dei blocchi contigui. Per limitare le operazioni da eseguire in quota sul sedime autostradale, il blocco centrale verrà varato provvisto di predalles, velette e parapetti di sicurezza. Per varare i suddetti blocchi occorrerà operare simultaneamente con due gru che solleveranno il blocco alle due estremità. Ognuna di esse dovrà avere una portata di circa 100 ton con sbraccio da 28m. Operando in tal modo si potrà interdire il transito autostradale solo durante le operazioni di varo.

Il sistema di vincolo dell'impalcato è costituito da dispositivi di isolamento sismico a pendolo scorrevole a doppia superficie di scorrimento da $\pm 250\text{mm}$ ed a basso attrito. Per ciascun appoggio (spalle e pile) è previsto l'impiego di due isolatori posti in corrispondenza di opportuni pulvini, per un totale di 16 dispositivi di isolamento.

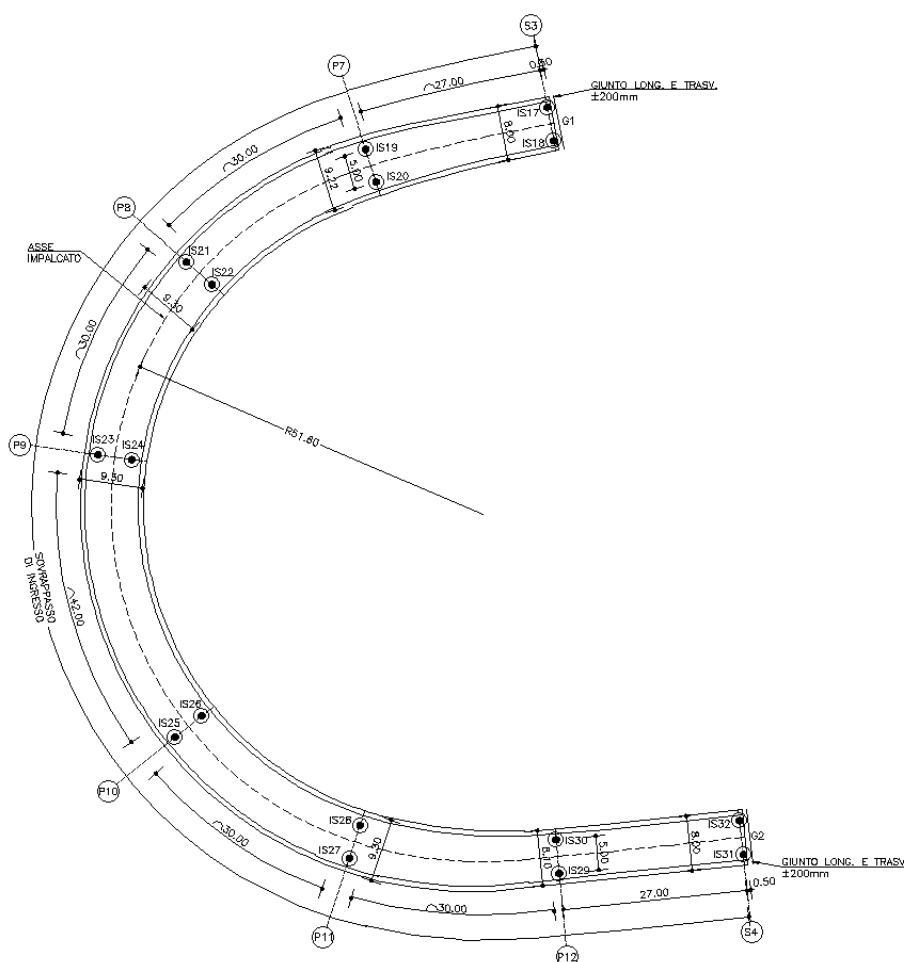


Figura 6 – Sovrappasso di ingresso – schema isolatori

4. Caratteristiche dei materiali

4.1 Calcestruzzi

4.1.1 Conglomerato per sottofondazioni C12/15

(cls magro di livellamento)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 15$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 12.45$	MPa

4.1.2 Conglomerato per opere provvisionali e pali di fondazione C28/35

(per travi testa paratia, fondazione di pile provvisorie, pali di fondazione)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Classe di consistenza Slump	S4	
Rapporto A/C	≤ 0.60	
Dimensione massima inerte	32	mm

4.1.3 Conglomerato per plinti di fondazione C28/35

(zattere e plinti di pile e spalle)

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Classe di consistenza Slump	S4	
Rapporto A/C	≤ 0.60	
Dimensione massima inerte	25	mm

4.1.4 Conglomerato per opere in elevazione C32/40*(per fusti e pulvini delle pile, elevazioni spalle)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 40$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 33.2$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF1+XC4
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 mm

4.1.5 Conglomerato per baggioli e cordoli C35/45*(per baggioli su pile e spalle e cordoli su impalcato e spalle)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF4+XC4+XD3
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 mm

4.1.6 Conglomerato per solette C35/45*(per solette d'impalcato)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 45$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 37.35$ MPa
Classe di esposizione ambientale	XF1+XC3
Classe di consistenza Slump	S4
Rapporto A/C	≤ 0.50
Dimensione massima inerte	22 Mm

4.1.7 Malta per micropali C28/35*(malta per micropali da eseguire come opere provvisionali a protezione degli scavi)*

Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$ MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$ MPa

4.2 Acciaio d'armatura

4.2.1 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40.0 \text{ mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5 \%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4.3 Acciaio da carpenteria metallica

4.3.1 Acciaio per impalcato S355 J2, EXC3 (Rif. UNI EN 10025-2)

(per travi principali, profili e piastre)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_{yk} = 335$	MPa per $t > 40 \text{ mm}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
	$f_{yk} = 470$	MPa per $t > 40 \text{ mm}$

4.3.2 Acciaio per micropali S355 JR, EXC3 (Rif. UNI EN 10025-2)

(per micropali delle opere provvisorie)

Modulo elastico (convenzionale)	$E_s = 210000$	MPa
Modulo elasticità trasversale	$G = 80769$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 355$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$
Tensione di rottura	$f_{tk} = 510$	MPa per $t \leq 40 \text{ mm}$

4.3.3 Bulloni di classe 10.9 e dadi classe 10

Tensione di rottura (UNI 3740)	$f_{tb} = 1000$	MPa
Tensione di snervamento (UNI 3740)	$f_{yb} = 900$	MPa

4.3.4 Collegamenti in unioni saldate

Le saldature di elementi in acciaio devono essere effettuate con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063/2001. Tutti i procedimenti di saldatura, (manuali, semiautomatici, automatici o robotizzati) dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1/2005. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011/2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. La preparazione dei lembi dovrà essere eseguita secondo la norma UNI EN ISO 9692-1/2005.

4.4 Trattamenti protettivi

4.4.1 Verniciatura carpenteria metallica

Per l'acciaio da carpenteria metallica si prevede trattamento di verniciatura secondo uno dei cicli indicati nel prospetto A.4 della UNI 12944-5, per classe di corrosività "C4" e "Alta Durabilità" con strato di finitura in smalto effetto acciaio corten.

4.4.2 Trattamento velette

Per le velette in acciaio, oltre alla verniciatura di cui al punto precedente è prevista anche la zincatura a caldo.

4.4.3 Trattamento calcestruzzi

Per le superfici delle elevazioni in cls si prevede trattamento con vernice protettiva traspirante tipo Mapei Elastocolor o equivalente.

4.5 Misto cementato

(misto cementato per la realizzazione delle zone di transizione a tergo delle spalle)

Misto cementato costituito da

- inerte calcareo di frantoio, rispondente alle norme CNR BU N.29 con fuso di tipo A1 e cemento in ragione del 3% e 4% in massa dell'inerte secco;
- acqua di impasto in ragione del 6% circa della massa secca dell'inerte.

La resistenza a compressione con provini cilindrici, compattati a 7 giorni di stagionatura, deve essere compresa tra 30 e 70 daN/cm².

La resistenza a trazione, determinata con il metodo brasiliano, non deve essere inferiore a 2 daN/cm² su provini cilindrici stagionati a 7 giorni.

Il misto cementato dovrà essere costipato alla densità non inferiore al 95% di quella ottenuta in laboratorio, con le modalità previste al punto 2 delle norme CNR BU N.29.

5. Modellazione della struttura

Si descrive di seguito il modello agli elementi finiti utilizzato per valutare il campo delle sollecitazioni ed il campo delle deformazioni delle strutture dell'impalcato per effetto delle azioni di progetto. Il software di calcolo utilizzato è il “MIDAS GEN 2011 (v2.1)”, prodotto da Midas Information Technology Co., Ltd. I risultati ottenuti sono stati validati con verifiche manuali e confronti con risultati ottenuti su modelli semplificati.

I tabulati di calcolo comprensivi della descrizione completa del modello, e dei risultati dell'analisi per sollecitazioni e deformazioni, dato l'elevato numero di pagine, vengono forniti su supporto informatico. I tabulati completi, comprensivi dello sviluppo di tutte le analisi, sono a disposizione presso i Progettisti.

5.1 Descrizione del modello di calcolo dell'impalcato

La soletta in c.a., le anime in acciaio delle travi ed i traversi di testata sono stati modellati attraverso elementi bidimensionali tipo *shell* opportunamente discretizzati, con spessori rispettivamente di 240 mm per la soletta in c.a. (al netto della predalla in direzione longitudinale), spessori variabili in funzione dei conci tra 16 e 35 mm per le anime e spessori di 16 e 20 mm per i traversi pieni. Le piattabande superiori ed inferiori, il sistema di controventamento superiore ed inferiore, i diagonali ed i traversi di campata sono stati modellati attraverso elementi monodimensionali tipo *beam* opportunamente svincolati alle estremità nei punti in cui si è voluto schematizzare il vincolo interno tipo cerniera. Inoltre sono state introdotte nel modello di calcolo anche le costolature di irrigidimento verticale, simulate come elementi *beam*.

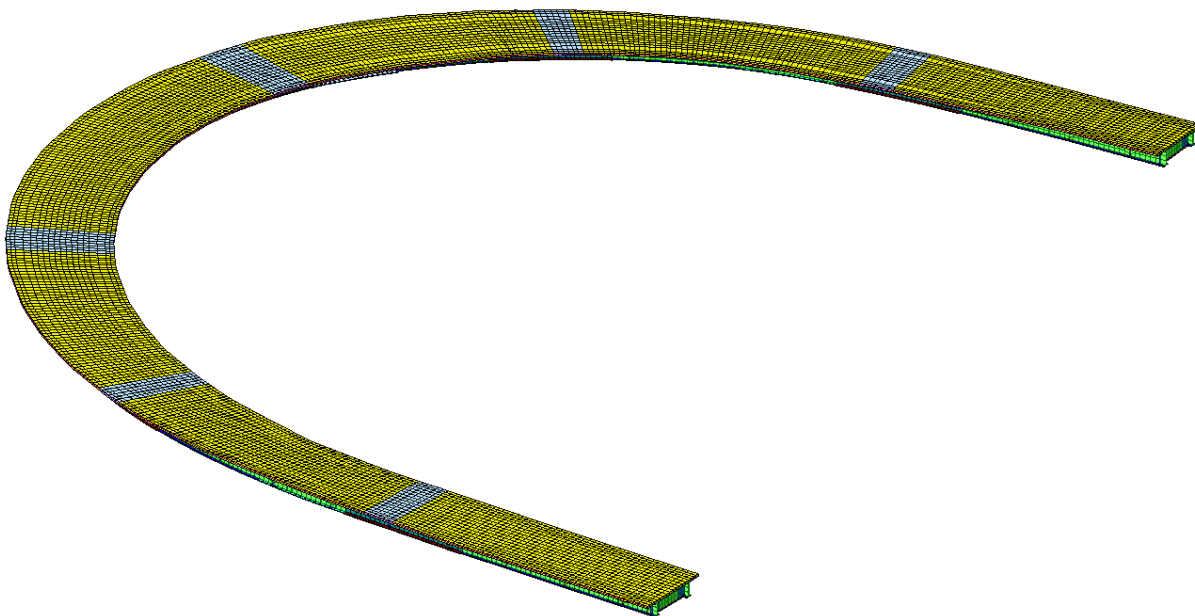


Figura 7 – Sovrappasso di ingresso - vista 3D del modello di calcolo dell'impalcato

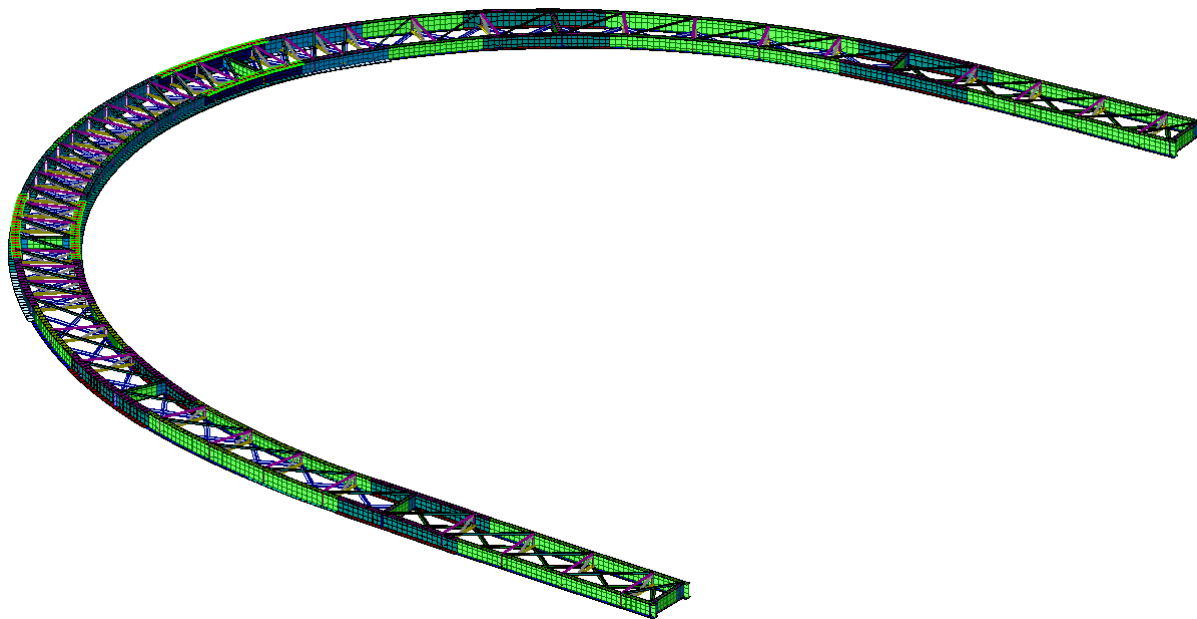


Figura 8 – Sovrappasso di ingresso - vista 3D della carpenteria metallica

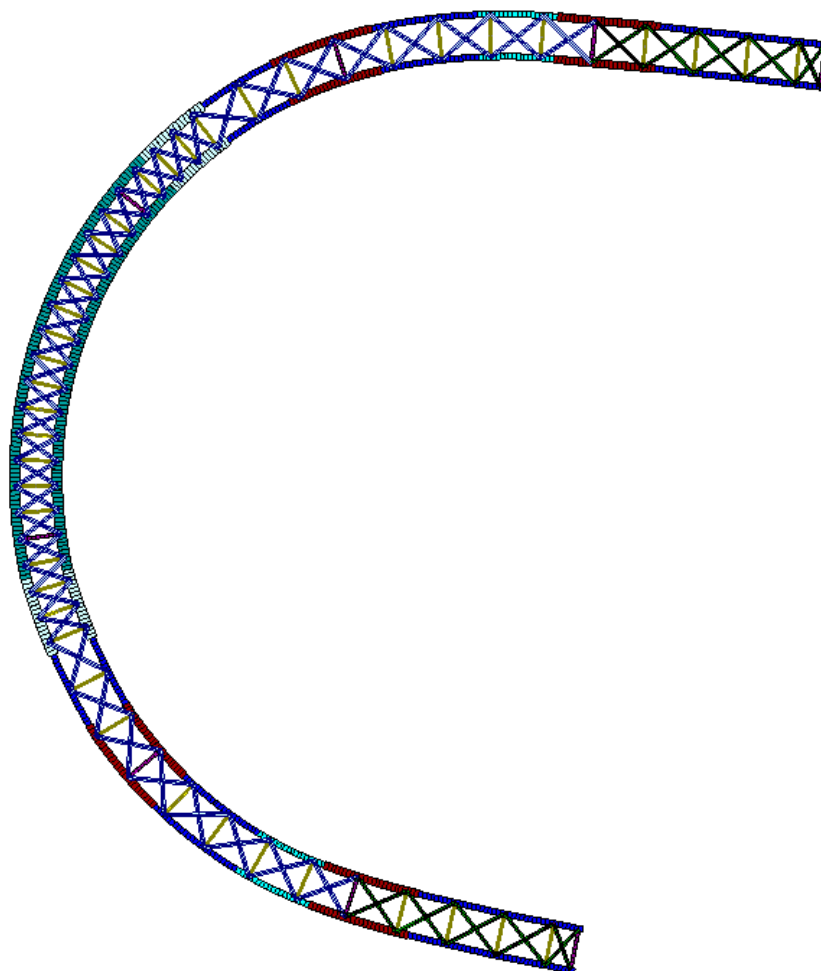


Figura 9 – Sovrappasso di ingresso - vista dal basso della carpenteria metallica

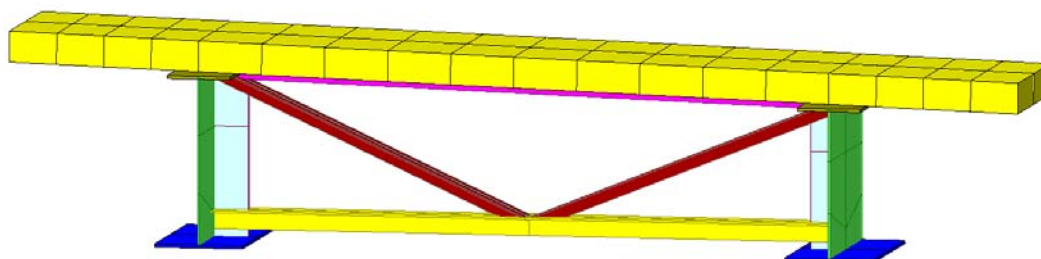


Figura 10 – Sovrappasso di ingresso - diaframma intermedio tratto a larghezza costante

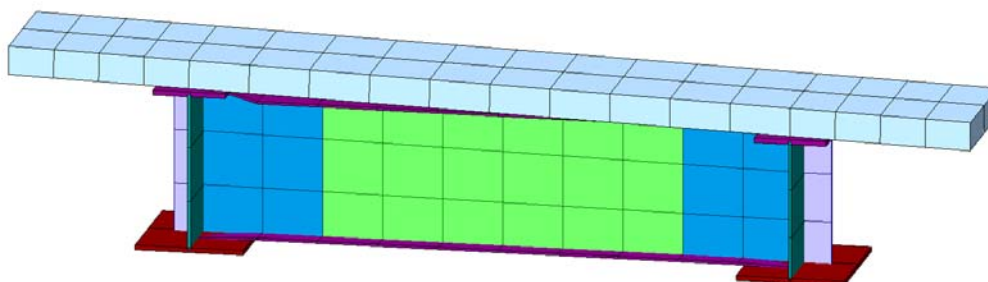


Figura 11 – Sovrappasso di ingresso - diaframma pieno di pila

Il collegamento tra gli *shell* della soletta e le piattabande superiori è stato modellato mediante l'inserimento di elementi *beam* di rigidità molto elevata.

Il sistema di vincoli esterno (isolatori) è stato schematizzato attraverso l'inserimento, in corrispondenza dei punti di contatto con le travi principali, di molle elastiche (*point spring supports*) dotati di opportuni valori di rigidità orizzontale (nel piano degli isolatori) e verticale.

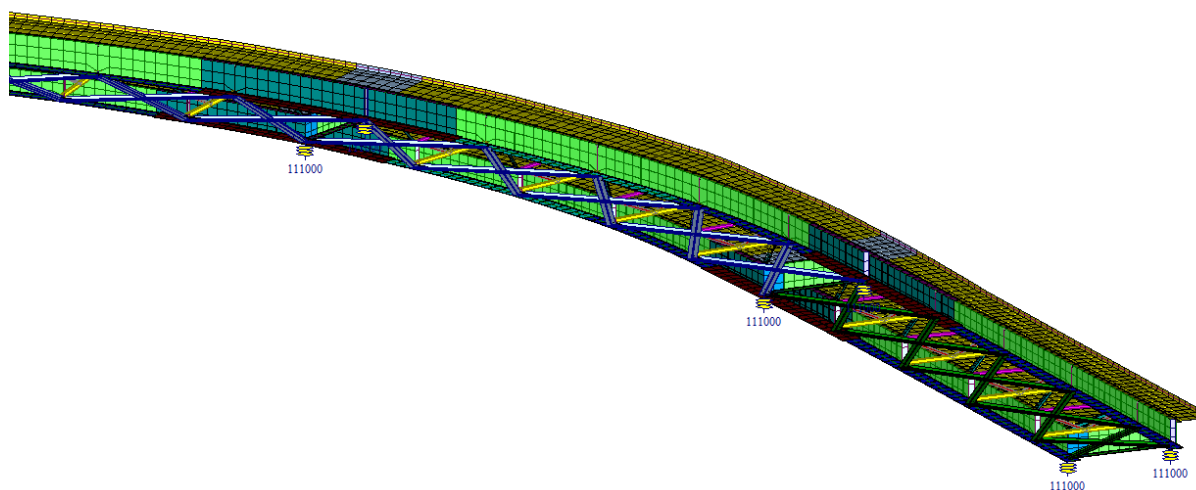


Figura 12 – Sovrappasso di ingresso - modellazione vincoli esterni

Nelle zone a momento negativo si è tenuto conto della fessurazione della soletta in c.a. trascurando il contributo in termini di rigidità offerto dalla soletta in direzione longitudinale e portando in conto il solo contributo offerto dalle armature longitudinali.

Ciò è stato ottenuto modellando i tratti di soletta fessurata mediante elementi *shell* caratterizzati da valori differenti di rigidezza in direzione trasversale e longitudinale; in particolare tali elementi presentano in direzione trasversale uno spessore pari a quello della soletta (non fessurata) mentre in direzione longitudinale sono caratterizzati da uno spessore equivalente definito in funzione all'area delle barre d'armatura.

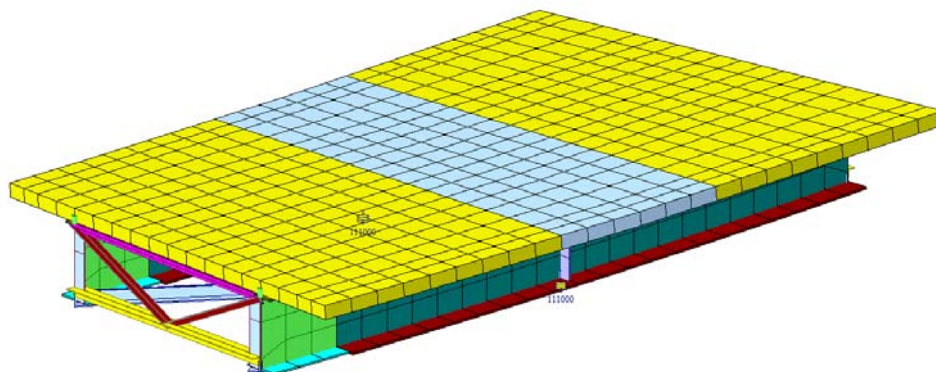


Figura 13 – Sovrappasso di ingresso - Modellazione soletta fessurata

L'analisi dell'impalcato è stata realizzata per fasi, al fine di tener conto delle peculiarità costruttive dell'impalcato, legate alla realizzazione della soletta in c.a. gettato in opera.

In particolare, la 1^a fase (Acciaio) fa riferimento al getto della soletta, durante la quale la sezione resistente è costituita esclusivamente dalle travi metalliche. Su di esse agiscono, oltre al peso della struttura metallica il peso proprio della soletta e delle predalles che quindi in tale fase costituiscono esclusivamente dei carichi.

Nella 2^a fase (Soletta), la sezione resistente è costituita dalla sezione mista acciaio-calcestruzzo. Su tale struttura vengono considerati i carichi permanenti (cordoli, pavimentazione, barriere). In tale fase intervengono anche gli effetti reologici del calcestruzzo in termini di creep e ritiro.

L'applicazione delle azioni variabili da traffico stradale e degli altri sovraccarichi variabili (azione del vento, variazione termica, ecc.) fanno riferimento alla fase di esercizio della struttura, nella quale il coefficiente di omogeneizzazione del calcestruzzo è quello relativo ai carichi di breve durata.

Calcolate le sollecitazioni nelle diverse fasi, esse sono state sommate secondo le indicazioni delle N.T.C. D.M.14/01/2008.

6. Azioni di progetto

I valori delle azioni di seguito indicati, ai loro valori caratteristici. Si riportano di seguito le analisi dei carichi applicati alle membrature costituenti la struttura.

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008, vengono di seguito elencate:

6.1 Azioni gravitazionali g1-g2

Peso proprio elementi strutturali in c.a. ed acciaio g1

Calcestruzzo ordinario armato	25.00 kN/m ³
	26.00 kN/m ³ per le solette
Acciaio da carpenteria metallica	78.50 kN/m ³

Il peso degli elementi in acciaio (escluse le predalles) è determinato in automatico dal software di calcolo strutturale a partire dalle caratteristiche geometriche delle sezioni e dalle proprietà del materiale.

Le azioni dovute al peso della soletta in c.a. e delle predalles in acciaio sono invece assegnati con carichi lineari in prima fase sulle piattabande superiori delle travi principali.

Permanenti portati g2

I carichi permanenti portati sono dovuti al peso della pavimentazione, dei cordoli e delle barriere di protezione.

Pavimentazione	3.00 kN/m ²
Cordoli (sp. 0.15m)	3.75 kN/m ²
Barriera + rete di protezione + veletta + condotte	1.50 kN/m

6.2 Ritiro e viscosità ϵ_2

Ritiro

La deformazione totale da ritiro a tempo infinito, comprensivo dell'effetto dell'essiccamento e del ritiro autogeno, è pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.0003106$$

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

$$\epsilon_{cd} = -0.34 \times 10^{-3} \times 0.7125 = -0.0002422 \quad \text{con } h_0 = 480 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{ca} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0.0000684$$

Per cui:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0.0003106$$

Questa condizione si applica solamente alla soletta in c.a. e non direttamente agli elementi costituenti la struttura metallica sottostante. Gli effetti del ritiro vengono valutati nel tempo secondo il diagramma riportato nella figura seguente.

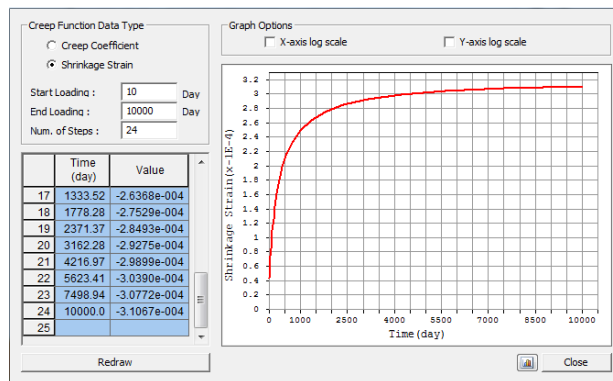


Figura 14 – Deformazioni da ritiro in funzione del tempo

Viscosità

Coefficiente di viscosità al tempo infinito: $\phi(\infty, 28\text{gg}) = 1.8744$

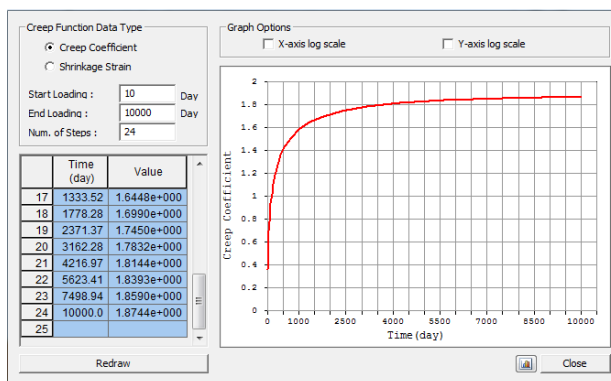


Figura 15 – Deformazioni da viscosità in funzione del tempo

Tali effetti sono tenuti in conto nel modello dell'impalcato che ripercorre le fasi costruttive.

6.3 Variazioni termiche ϵ_3

Si prende in esame una variazione termica stagionale uniforme di $\pm 25^\circ\text{C}$ rispetto alla temperatura media, per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio mobili e dei coprigiunti di impalcato. Per il calcolo della struttura dell'impalcato, invece, si considera una variazione termica differenziale tra acciaio e soletta di $\pm 5^\circ\text{C}$.

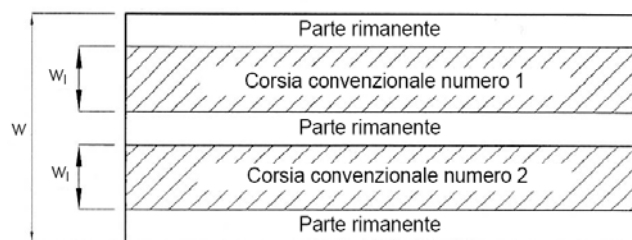
6.4 Cedimenti vincolari ϵ_4

Si considerano gli effetti di cedimenti vincolari ritenuti significativi sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche. Per ciascuna spalla/pila sono stati analizzati gli effetti prodotti da un cedimento vincolare derivante dalle analisi svolte su un modello globale del sovrappasso, comprensivo anche di sottostrutture e fondazioni. Nella tabella seguente si riportano in dettaglio i valori dei cedimenti considerati, distinguendo quelli dovuti al peso della soletta e del rinterro (C_{perm}) da quelli dovuti ai carichi mobili (D).

	S3	P7	P8	P9	P10	P11	P12	S4
C_perm	1.1 mm	4.3 mm	3.9 mm	6.8 mm	6.8 mm	3.9 mm	4.3 mm	1.1 mm
D	1.8 mm	3.3 mm	3.3 mm	3.8 mm	3.8 mm	3.3 mm	3.3 mm	1.8 mm

6.5 Azioni variabili da traffico q1

La carreggiata presenta una larghezza variabile tra 6.50 m e 7.80 m. Ai fini della determinazione degli effetti prodotti dalle azioni variabili da traffico, l'asse viario di 1^a Categoria è stato suddiviso in 2 corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00 m e un'area rimanente di larghezza variabile tra 0.50 m e 1.80 m.

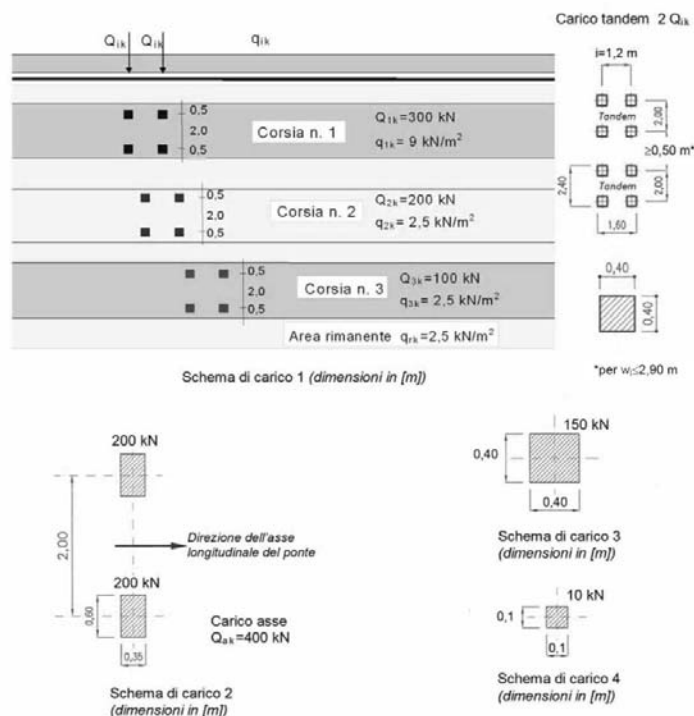


Schema corsie convenzionali

Essendo la larghezza della singola corsia convenzionale pari a:

$$w_i = 3.00 \text{ m.}$$

La posizione è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. I carichi da considerare per ponti di prima categoria sono quelli indicati dalla normativa vigente e schematizzati nel modo seguente:



Schemi di azioni variabili da traffico

Tramite la generazione automatica prevista dal codice di calcolo, è possibile definire:

- trasversalmente all'impalcato le corsie in qualsiasi posizione sulla carreggiata;
- i relativi carichi veicolari (tandem + distribuiti) secondo le NTC08, viaggianti longitudinalmente lungo le corsie stesse, al fine di ottenere le relative linee di influenza e le massime azioni necessarie al dimensionamento.

Sono stati applicati i carichi definiti dagli Schemi di Carico 1 così come indicato al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14/01/2008:

Gli schemi adottati per le verifiche globali sono i seguenti:

Corsia	Carico asse Q_{ik} [kN]	Numero assi	Carico distribuito q_{ik} [kN/m ²]
1	300	2	9.00
2	200	2	2.50
Area rimanente	-	-	2.50

Schema di Carico 1

Più in dettaglio, per lo schema di carico 1 sono state definite due condizioni di carico:

Moving load case 1 [C1-C2] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo lato trave esterno curva;

Moving load case 2 [C3-C4] in cui le corsie sono individuate a partire dal cordolo lato trave interno curva.

Nelle immagini che seguono si mostra la definizione delle corsie convenzionali nelle due distribuzioni delle corsie di carico.

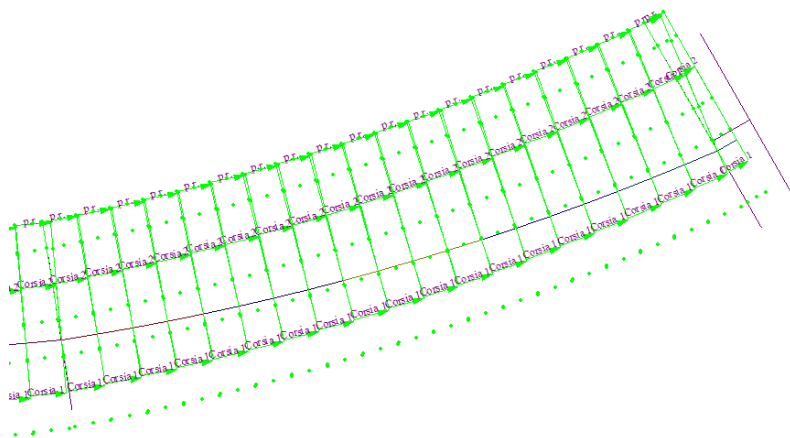


Figura 16 – Moving load case 1

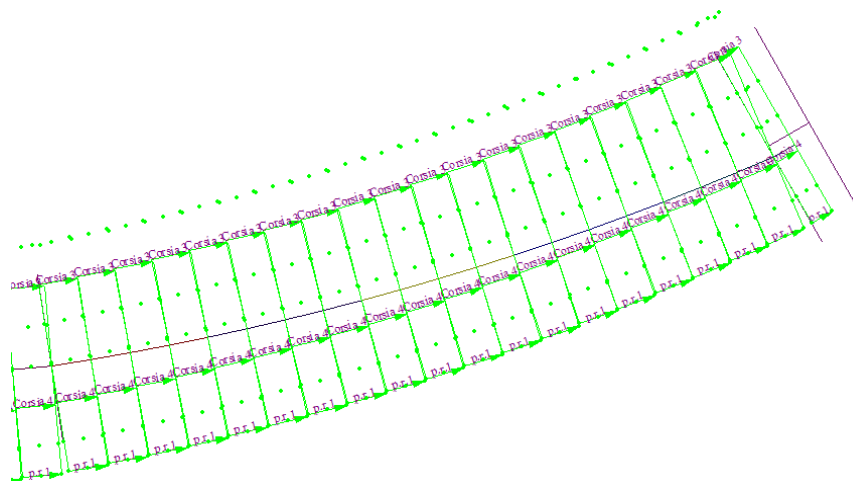


Figura 17 – Moving load case 2

Per le verifiche locali delle solette è stato tenuto in considerazione, ove può gravoso, anche lo Schema di carico 2, con due scarichi da 200 kN, posti ad interasse 2m.

Tutti i carichi sopra indicati sono comprensivi degli effetti di amplificazione dinamica.

6.6 Azioni longitudinale di frenamento o di accelerazione q3

Per i ponti di 1^a Categoria, la forza di frenamento o di accelerazione è pari a:

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

dove:

$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ è il carico per asse sulla corsia convenzionale 1;

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ è il carico distribuito sulla corsia convenzionale 1;

$w_1 = 3 \text{ m}$ è la larghezza della corsia convenzionale 1;

L è la lunghezza della zona caricata, pari a 217.00 m (in asse).

Pertanto risulta:

$$F = 900 \text{ kN}$$

Questa forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia convenzionale, è stata assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

E' stata applicata come beam load all'asse dell'impalcato con un'eccentricità verticale per considerarla agente a livello della pavimentazione.

6.7 Azione centrifuga q4

Nei tratto in cui le rampe si presentano ad asse curvo è stata considerata, essendo il raggio di curvatura $R < 200 \text{ m}$, l'azione centrifuga si valuta convenzionalmente come:

$$Q_4 = 0.2 Q_v \text{ [kN]}$$

in cui $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$ è il carico totale dovuto agli assi tandem dello Schema di Carico 1 agenti sul ponte.

Pertanto: $Q_4 = 0.2 \times (600 + 200) = 200 \text{ kN}$.

6.8 Azione del vento q5

Le pressioni e le depressioni dovute all'azione del vento sono state calcolate nel rispetto delle indicazioni fornite dalle NTC 2008.

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata mediante forze statiche agenti in direzione orizzontale.

I dati relativi all'opera in esame sono i seguenti:

ZONA: 1

$a_s = 415.00 \text{ m}$

$T_R = 200 \text{ anni}$

Classe di rugosità del terreno: C

Categoria di esposizione del sito: III

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

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

in cui

- q_b è la pressione cinetica di riferimento

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

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 ;

v_b è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 1 (Piemonte), $a_s = 415 \text{ m}$ e $T_R = 200 \text{ anni}$, si ha:

$$v_{b0} = 25 \text{ m/s};$$

$$v_b(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{\text{ref}} = 1.076 * 25 = 26.91 \text{ m/s}.$$

La pressione cinetica di riferimento q_b vale quindi:

$$q_b = 1.25 * (26.91)^2 / 2 = 452.45 \text{ N/m}^2;$$

- c_e è il coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

per $z < z_{\min}$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z / z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z / z_0)]$$

per $z \geq z_{\min}$

Nel caso in esame, essendo in zona 1, classe di rugosità del terreno C e quindi categoria di esposizione del sito III, si ha:

$$k_r = 0.20 ; z_0 = 0.10 \text{ m} ; z_{\min} = 5 \text{ m}$$

avendo assunto $c_t = 1$.

- c_d è il coefficiente dinamico

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore $c_d = 1$.

La pressione del vento, a meno del coefficiente c_p , al variare della quota z vale:

z m	c_e (eq. 3.3.5)	p kN/m ²
0.00	1.71	0.773
2.50	1.71	0.773
5.00	1.71	0.773
5.50	1.76	0.798
6.00	1.82	0.822
6.50	1.87	0.844
7.00	1.91	0.865
7.50	1.95	0.884
8.00	2.00	0.903
8.50	2.03	0.920
9.00	2.07	0.937
9.50	2.10	0.952
10.00	2.14	0.967

La quota z di riferimento viene assunta pari a circa 8.0 m.

L'azione del vento viene calcolata tenendo conto dell'effetto su travi multiple (*punto C3.3.10.4.2 - Circolare 02.02.2009 n. 617*). Avendo due travi disposte parallelamente ad una distanza non maggiore di 5 volte l'altezza, il valore della pressione del vento sulla trave successiva è pari a quello sulla trave precedente moltiplicato per un fattore di riduzione μ . Tale fattore dipende dal coefficiente $\varphi = S/S_p$ (pari a 1 nel caso in esame di travi piene) e dal rapporto tra la distanza d tra le travi e la loro altezza h .

6.8.1 Vento a ponte scarico

L'azione del vento viene considerata agente su un'altezza comprensiva della trave, della soletta e della barriera.

Per la prima trave, il coefficiente $c_{p,1}$ risulta pari a 1.4

Per la trave successiva, si assume invece $c_{p,2}$ pari a $\mu \cdot 1.4$, con $\mu = 0.3$ (avendo proceduto all'interpolazione lineare per $2 < d/h < 5$).

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{5,ps} = p * (h_{ps,1} * c_{p,1} + h_{ps,2} * c_{p,2}) =$$

$$= 0.9 \text{ kN/m}^2 * (3.07\text{m} * 1.4 + 2.28\text{m} * 0.3 * 1.4) = 4.74 \text{ kN/m}$$

6.8.2 Vento a ponte carico

L'azione del vento viene considerata agente su un'altezza comprensiva della trave, della soletta e del mezzo convenzionale.

Per la prima trave, il coefficiente $c_{p,1}$ risulta pari a 1.4

Per la trave successiva, si assume invece $c_{p,2}$ pari a $\mu \cdot 1.4$, con $\mu = 0.2$

Il carico a metro lineare vale:

$$q_{5,pc} = p * (h_{pc,1} * c_{p,1} + h_{pc,2} * c_{p,2}) =$$

$$= 0.9 \text{ kN/m}^2 * (4.86\text{m} * 1.4 + 2.28\text{m} * 0.2 * 1.4) = 6.70 \text{ kN/m}$$

6.9 Azioni sismiche q6

L'effetto delle azioni di natura sismica verrà considerato nell'analisi del comportamento globale del viadotto, oggetto di altra relazione.

6.10 Resistenze passive dei vincoli q7

Si utilizzano dispositivi di isolamento a doppia superficie di scorrimento a basso attrito, caratterizzati da un coefficiente di attrito μ pari a 2.5% riferito allo sforzo di progetto N_{Ed} e crescente al diminuire del carico secondo leggi di variazione fornite dal fornitore degli apparecchi.

6.11 Urto di veicolo in svio q8

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastico del profilo pari a $W_{pl} = 83.01 \text{ cm}^3$ ed una tensione di rottura pari ad $f_t = 430 \text{ MPa}$, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430/1000 = 35.7 \text{ kNm.}$$

Considerando, a vantaggio di sicurezza che l'urto avvenga a 0.60 m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7/0.60 = 59.5 \text{ kN.}$$

7. Condizioni e combinazioni di carico

7.1 Condizioni elementari di carico

In base alla modellazione delle azioni adottata, sono state considerate le seguenti condizioni elementari di carico:

$G_{1, \text{acciaio}}$ = peso proprio strutture in acciaio

G_1 = peso proprio soletta in c.a.

G_2 = carico permanente

q_3 = azione di frenamento

q_4 = azione centrifuga

$q_{5_pc} (X)$ = azione del vento a ponte carico in direzione X

$q_{5_pc} (Y)$ = azione del vento a ponte carico in direzione Y

$q_{5_ps} (X)$ = azione del vento a ponte scarico in direzione X

$q_{5_ps} (Y)$ = azione del vento a ponte scarico in direzione Y

q_7 = resistenze passive dei vincoli

T = variazioni termiche

C_{perm} = cedimento dovuto al peso della soletta e del rinterro

D_1 = cedimento da carichi mobili sulla spalla S3

D_2 = cedimento da carichi mobili sulla pila P7

D_3 = cedimento da carichi mobili sulla pila P8

D_4 = cedimento da carichi mobili sulla pila P9

D_5 = cedimento da carichi mobili sulla pila P10

D_6 = cedimento da carichi mobili sulla pila P11

D_7 = cedimento da carichi mobili sulla pila P12

D_8 = cedimento da carichi mobili sulla spalla S4

Le azioni dovute ai carichi mobili, come detto, sono state considerate mediante *Moving Load Analysis* disponendo i carichi in tutte le possibili posizioni, nella ricerca dell'effetto più gravoso, utilizzando le corsie C1+C2 e la relativa area rimanente e le corsie C3+C4 e la relativa area rimanente.

Nel seguito della presente si riportano le diverse combinazioni di carico adottate in relazione allo stato limite considerato.

7.2 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite Ultimi

In base alla vigente normativa, per la definizione delle azioni di calcolo agli stati limite ultimi, a partire dalle condizioni di carico elementari, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- combinazioni delle azioni per le verifiche agli stati limite ultimi secondo lo schema indicato in tabella 5.1.IV delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

avendo assunto per i coefficienti $\gamma_{g,1}$, $\gamma_{g,2}$ e $\gamma_{q,i}$ e per i coefficienti di combinazione Ψ_{0i} , Ψ_{1i} e Ψ_{2i} i valori previsti dalle norme e riportati rispettivamente nelle tabella 5.1.V e 5.1.VI delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008, di seguito riportate.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

7.3 Combinazioni delle azioni agli Stati Limite di Esercizio

Per la definizione delle azioni di calcolo agli Stati Limite di Esercizio, le condizioni di carico elementari sono state cumulate in modo tale da risultare più sfavorevoli, mediante l'espressione:

- combinazioni caratteristiche rare:
$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$
- combinazioni frequenti:
$$F_d = G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$
- combinazioni quasi permanenti:
$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

La combinazione di calcolo rara è stata utilizzata per la verifica dello stato limite di tensione in esercizio, la combinazione frequente per le verifiche a fessurazione e la quasi permanente per il controllo della deformabilità.

Si riporta di seguito un riepilogo delle combinazioni SLU SLE ed SLV delle azioni considerate nelle analisi strutturali in cui sono esplicitati i valori dei coefficienti parziali per le azioni γ utilizzati:

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	Q1k	Active C1-C2 caratteristico(1.000) +	Envelope	C3-C4 caratteristico(1.000)	
2	Q1f	Active C1-C2 psi(1.000) +	Envelope	C3-C4 psi(1.000)	
3	Vento PC	Active Q5_pc (X)(1.000) +	Envelope	Q5_pc (Y)(1.000)	
4	Vento PS	Active Q5_ps (X)(1.000) +	Envelope	Q5_ps (Y)(1.000)	
5	INV_D	Active D1(1.000) + D4(1.000) + D7(1.000) +	Envelope	D2(1.000) + D5(1.000) + D8(1.000)	D3(1.000) D6(1.000)
6	SLU_ML1	Active Vento PC(0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +	Creep(1.200) T diff(0.720)
7	SLU_ML2	Active Vento PC(-0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +	Creep(1.200) T diff(0.720)
8	SLU_ML3	Active Vento PC(0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-0.720)
9	SLU_ML4	Active Vento PC(-0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-0.720)
10	SLU_Vpc1	Active Vento PC(1.500) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(0.720)
11	SLU_Vpc2	Active Vento PC(-1.500) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(0.720)
12	SLU_Vpc3	Active Vento PC(1.500) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-0.720)
13	SLU_Vpc4	Active Vento PC(-1.500) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-0.720)
14	SLU_T1	Active Vento PC(0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(1.200)
15	SLU_T2	Active Vento PC(-0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(1.200)
16	SLU_T3	Active Vento PC(0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-1.200)
17	SLU_T4	Active Vento PC(-0.900) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +	Creep(1.200) T diff(-1.200)
18	SLU_Vps1	Active Vento PS(1.500) + Shrinkage(1.200) +	Add	Dead Load(1.350) + T diff(0.720)	Creep(1.200)
19	SLU_Vps2	Active	Add		

Sovrappasso rampa di ingresso – Relazione di calcolo impalcato

		Vento PS(-1.500) + Shrinkage(1.200) +		Dead Load(1.350) + T diff(0.720)		Creep(1.200)
20	SLU_Vps3	Active	Add			
		Vento PS(1.500) + Shrinkage(1.200) +		Dead Load(1.350) + T diff(-0.720)		Creep(1.200)
21	SLU_Vps4	Active	Add			
		Vento PS(-1.500) + Shrinkage(1.200) +		Dead Load(1.350) + T diff(-0.720)		Creep(1.200)
22	SLU_ML1_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(0.900)
23	SLU_ML2_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-0.900)
24	SLU_ML3_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(0.900)
25	SLU_ML4_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1k(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-0.900)
26	SLU_Vpc1_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(1.500)
27	SLU_Vpc2_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-1.500)
28	SLU_Vpc3_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(1.500)
29	SLU_Vpc4_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-1.500)
30	SLU_T1_t0	Active	Add			
		T diff(1.200) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(0.900)
31	SLU_T2_t0	Active	Add			
		T diff(1.200) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-0.900)
32	SLU_T3_t0	Active	Add			
		T diff(-1.200) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(0.900)
33	SLU_T4_t0	Active	Add			
		T diff(-1.200) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Q1f(1.350) +		Creep(0.500) Vento PC(-0.900)
34	SLU_Vps1_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Vento PS(1.500)		Creep(0.500)
35	SLU_Vps2_t0	Active	Add			
		T diff(0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Vento PS(-1.500)		Creep(0.500)
36	SLU_Vps3_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Vento PS(1.500)		Creep(0.500)
37	SLU_Vps4_t0	Active	Add			
		T diff(-0.720) + Shrinkage(0.330) +		Dead Load(1.350) + Vento PS(-1.500)		Creep(0.500)

Sovrappasso rampa di ingresso – Relazione di calcolo impalcato

38	SLE R_ML1	Active	Add			
		Vento PC(0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1k(1.000) +	T diff(0.600)	

39	SLE R_ML2	Active	Add			
		Vento PC(-0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1k(1.000) +	T diff(0.600)	

40	SLE R_ML3	Active	Add			
		Vento PC(0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1k(1.000) +	T diff(-0.600)	

41	SLE R_ML4	Active	Add			
		Vento PC(-0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1k(1.000) +	T diff(-0.600)	

42	SLE R_Vpc1	Active	Add			
		Vento PC(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(0.600)	

43	SLE R_Vpc2	Active	Add			
		Vento PC(-1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(0.600)	

44	SLE R_Vpc3	Active	Add			
		Vento PC(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(-0.600)	

45	SLE R_Vpc4	Active	Add			
		Vento PC(-1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(-0.600)	

46	SLE R_T1	Active	Add			
		Vento PC(0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(1.000)	

47	SLE R_T2	Active	Add			
		Vento PC(-0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(1.000)	

48	SLE R_T3	Active	Add			
		Vento PC(0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(-1.000)	

49	SLE R_T4	Active	Add			
		Vento PC(-0.600) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		Q1f(1.000) +	T diff(-1.000)	

50	SLE R_Vps1	Active	Add			
		Vento PS(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		T diff(0.600)		

51	SLE R_Vps2	Active	Add			
		Vento PS(-1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		T diff(0.600)		

52	SLE R_Vps3	Active	Add			
		Vento PS(1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		T diff(-0.600)		

53	SLE R_Vps4	Active	Add			
		Vento PS(-1.000) +		Dead Load(1.000) +	Creep(1.000)	
		Shrinkage(1.000) +		T diff(-0.600)		

54	INVSLU	Active	Envelope			
		SLU_ML1(1.000) +		SLU_ML2(1.000) +	SLU_ML3(1.000)	
		SLU_ML4(1.000) +		SLU_Vpc1(1.000) +	SLU_Vpc2(1.000)	
		SLU_Vpc3(1.000) +		SLU_Vpc4(1.000) +	SLU_T1(1.000)	
		SLU_T2(1.000) +		SLU_T3(1.000) +	SLU_T4(1.000)	
		SLU_Vps1(1.000) +		SLU_Vps2(1.000) +	SLU_Vps3(1.000)	
		SLU_Vps4(1.000) +		SLU_ML1_t0(1.000) +	SLU_ML2_t0(1.000)	
		SLU_ML3_t0(1.000) +		SLU_ML4_t0(1.000) +	SLU_Vpc1_t0(1.000)	
		SLU_Vpc2_t0(1.000) +		SLU_Vpc3_t0(1.000) +	SLU_Vpc4_t0(1.000)	
		SLU_T1_t0(1.000) +		SLU_T2_t0(1.000) +	SLU_T3_t0(1.000)	
		SLU_T4_t0(1.000) +		SLU_Vps1_t0(1.000) +	SLU_Vps2_t0(1.000)	

	+	SLU_Vps3_t0(1.000) +		SLU_Vps4_t0(1.000) +		(1.000)
	+	(1.000) +		(1.000) +		(1.000)
	+	(1.000) +		(1.000) +		(1.000)
	+	(1.000)				
55	INVSLU+D	Active	Add			
		INVSLU(1.000) +		INV_D(1.200) +		C_perm(1.200)
56	INVSLU TOT	Active	Envelope			
		INVSLU(1.000) +		INVSLU+D(1.000)		
57	INVSLE R	Active	Envelope			
		SLE R_ML1(1.000) +		SLE R_ML2(1.000) +		SLE R_ML3(1.000)
	+	SLE R_ML4(1.000) +		SLE R_Vpc1(1.000) +		SLE R_Vpc2(1.000)
	+	SLE R_Vpc3(1.000) +		SLE R_Vpc4(1.000) +		SLE R_T1(1.000)
	+	SLE R_T2(1.000) +		SLE R_T3(1.000) +		SLE R_T4(1.000)
	+	SLE R_Vps1(1.000) +		SLE R_Vps2(1.000) +		SLE R_Vps3(1.000)
	+	SLE R_Vps4(1.000)				
58	Q1 FATICA	Active	Envelope			
		C1+C2 FATICA(1.000) +		C3+C4 FATICA(1.000)		
59	dead	Active	Add			
		Dead Load(1.000)				
60	creep	Active	Add			
		Creep(1.000)				
61	shrin	Active	Add			
		Shrinkage(1.000)				

Come si può notare le combinazioni SLU sono state considerate sia a tempo infinito, che a tempo t0, cioè prima dell'intervento degli effetti di creep e ritiro.

8. Verifiche dell'impalcato

8.1 Criteri di verifica delle sezioni miste acciaio cls

8.1.1 Premessa

In accordo con quanto indicato al punto 4.3.2.3 – *N.T.C.* la distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa oppure considerando nel calcolo una larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , può essere valutata come:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$ è il valore della larghezza collaborante di ciascun lato della sezione composta.

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

dove

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

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

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale

$$\gamma_c \text{ (calcestruzzo)} = 1,5$$

$$\gamma_a \text{ (acciaio da carpenteria)} = 1,05$$

$$\gamma_s \text{ (acciaio da armatura)} = 1,15$$

$$\gamma_v \text{ (connessioni)} = 1,25$$

In particolare, per gli impalcati in sistema misto di progetto, le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo sono condotte con il Metodo elastico. La resistenza delle membrane viene calcolata al limite elastico ovvero viene individuata dal raggiungimento, anche in un solo punto della sezione, della resistenza di progetto nell'acciaio e nel calcestruzzo senza deformazioni plastiche.

Le resistenze di calcolo dei materiali acciaio e cls sono rispettivamente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 338,1 \text{ MPa per } t \leq 40 \text{ mm}; 319,05 \text{ MPa per } t < 40 \text{ mm}$$

$$f_d = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = 21,17 \text{ MPa}$$

8.1.2 Resistenza a flessione

Le verifiche sono svolte in accordo con quanto indicato al punto 4.3.4.2.1 – *N.T.C.* Il momento resistente delle sezioni composte può essere ricavato utilizzando differenti metodi:

- Metodo elastico

Il momento resistente elastico è calcolato sulla base di una distribuzione elastica delle tensioni all'interno della sezione, è applicabile a qualunque tipo di sezione e limitato all' ipotesi di comportamento lineare dei materiali. Viene trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il momento resistente elastico, M_{el} , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali, ossia:

f_{cd} per il calcestruzzo

f_{yd} per l'acciaio strutturale

f_{sd} per le barre d'armatura

Le verifiche in campo elastico si eseguono con il seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

8.1.3 Verifica delle connessioni a taglio con pioli

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0,8 \cdot f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v$$

essendo:

γ_v fattore parziale connessioni pari ad 1,25

f_t resistenza a rottura dell'acciaio del piolo

f_{ck} resistenza cilindrica del cls della soletta

d diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm

$$\alpha = 0,2 \cdot (h_{sc} / d + 1) \quad \text{per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

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

con h_{sc} pari all'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo.

8.2 Criteri di verifica delle sezioni in acciaio

Seguono i criteri di verifica adottati per le aste in acciaio costituenti le membrature di controvento di piano e dei traversi dell' impalcato.

8.2.1 Verifiche per tensioni normali

- Membrature soggette a sola trazione

In generale per la verifica allo Stato Limite Ultimo per trazione pura deve essere rispettata la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

dove

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo

$N_{t, Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione che, per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, si assume pari al valore minimo tra:

$$N_{pl, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{resistenza plastica della sezione lorda})$$

$$N_{u, Rd} = 0.9 A_{net} f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (\text{resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i collegamenti})$$

In presenza di azioni sismiche, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, deve risultare:

$$N_{pl, Rd} \leq N_{u, Rd}$$

- Membrature soggette a sola compressione

La verifica allo Stato Limite Ultimo per compressione pura viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{c, Rd}$$

dove

N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo

$N_{c, Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione da assumere pari a:

$$N_{c, Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{c, Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

8.2.2 Stabilità delle membrature

- Membrature compresse

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, viene condotta secondo la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{b, Rd}$$

dove

N_{Ed} è la forza di compressione di calcolo

$N_{b, Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b, Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$N_{b, Rd} = \chi A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

dove i coefficienti χ , che dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, si ricavano dalla formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

dove

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

α è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VI (D.M. 14-01-2008)

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale da valutare come:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (\text{per le sezioni di classe 4})$$

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione $l_0 = \beta \cdot l$ dell'asta, essendo β un coefficiente da valutare in base alle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

I fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati qualora $\bar{\lambda}$ sia minore di 0.2 oppure quando la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0.04 \cdot N_{cr}$.

- Membrature inflesse

La verifica nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale di un'asta con sezione ad I o ad H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, viene condotta secondo la relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{b, Rd}$$

dove

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b, Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità da poter assumere pari a:

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

in cui

W_y è il modulo resistente della sezione da assumere pari al:

modulo plastico $W_{pl, y}$ (per le sezioni di classe 1 e 2)

modulo elastico $W_{el, y}$ (per le sezioni di classe 3)

modulo efficace $W_{eff, y}$ (per le sezioni di classe 4)

χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale che, per profili laminati o composti saldati può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1 \\ 1/(\bar{\lambda}_{LT}^2 \cdot f) \end{cases}$$

in cui

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme

α_{LT} è il fattore di imperfezione che si ricava dalla Tab 4.2.VII (D.M. 14-01-2008)

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0.2 e comunque mai superiore a 0.4 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate)

β può essere assunto in generale pari a 1 e comunque mai inferiore a 0.75 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate)

f è un fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

in cui il fattore correttivo k_c si deduce dalla Tab 4.2.VIII (D.M. 14-01-2008).

8.3 Verifiche di resistenza e di stabilità delle membrature in acciaio

8.3.1 Verifiche delle travi principali

Le travi principali sono realizzate mediante profili laminati in acciaio S355. Con riferimento alle analisi effettuate, si riportano di seguito le immagini significative del modello di calcolo, distinguendo le anime (modellate come elementi di tipo *shell*) dalle piattabande (modellate come elementi di tipo *beam*). Per ognuna di esse viene riportato lo stato tensionale relativo all'involuppo da Stato Limite Ultimo nella configurazione finale.

8.3.1.1 Anime

Le seguenti tabelle riportano la classificazione dei piatti che costituiscono le anime delle travi principali, in accordo con la Tabella 4.2.I delle NTC '08.

Classificazione sezioni profili anime - Trave interno curva							Classificazione sezioni profili anime - Trave esterno curva						
CONCIO	h	t	s	C	C/t	Classe	CONCIO	h	t	s	C	C/t	Classe
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
1	1358	16	8	1342	83.9	3	1	1184	16	8	1168	73.0	3
2	1336	16	8	1320	82.5	3	2	1212	16	8	1196	74.8	3
3	1276	25	12.5	1251	50.0	1	3	1280	25	12.5	1255	50.2	1
4	1130	16	8	1114	69.6	3	4	1402	16	8	1386	86.6	3
5	1115	16	8	1099	68.7	3	5	1415	16	8	1399	87.4	3
6	1115	25	12.5	1090	43.6	1	6	1415	25	12.5	1390	55.6	1
7	1115	16	8	1099	68.7	3	7	1415	16	8	1399	87.4	3
8	1115	20	10	1095	54.8	1	8	1415	20	10	1395	69.8	3
9	1115	35	17.5	1080	30.9	1	9	1415	35	17.5	1380	39.4	1
10	1115	20	10	1095	54.8	1	10	1415	20	10	1395	69.8	3
11	1115	20	10	1095	54.8	1	11	1415	20	10	1395	69.8	3
12	1115	20	10	1095	54.8	1	12	1415	20	10	1395	69.8	3
13	1115	35	17.5	1080	30.9	1	13	1415	35	17.5	1380	39.4	1
14	1115	20	10	1095	54.8	1	14	1415	20	10	1395	69.8	3
15	1115	16	8	1099	68.7	3	15	1415	16	8	1399	87.4	3
16	1115	25	12.5	1090	43.6	1	16	1415	25	12.5	1390	55.6	1
17	1155	16	8	1139	71.2	3	17	1382	16	8	1366	85.4	3
18	1211	16	8	1195	74.7	3	18	1273	16	8	1257	78.6	3
19	1286	25	12.5	1261	50.4	1	19	1212	25	12.5	1187	47.5	1
20	1336	16	8	1320	82.5	3	20	1212	16	8	1196	74.8	3
21	1336	16	8	1320	82.5	3	21	1212	16	8	1196	74.8	3

Dalle tabelle si evince che nessuno dei profili è di classe 4, per cui le verifiche di resistenza si eseguono riferendosi all'area lorda A della sezione del singolo piatto.

Nella figure seguenti si riporta, mediante rappresentazione globale e successiva suddivisione in conci, l'inviluppo dello stato tensionale massimo relativo alle anime delle travi principali allo SLU.



Figura 18 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime



Figura 19 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 1 / 21



Figura 20 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 2 / 20



Figura 21 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 3 / 19



Figura 22 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 4 / 18



Figura 23 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 5 / 17

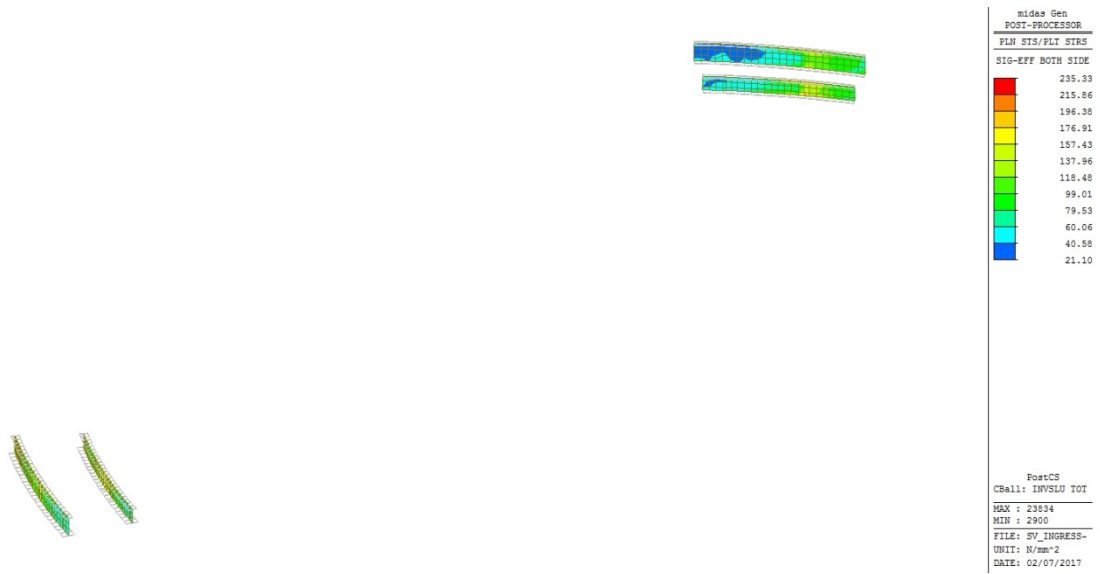


Figura 24 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 6 / 16



Figura 25 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 7 / 15



Figura 26 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 8 / 14

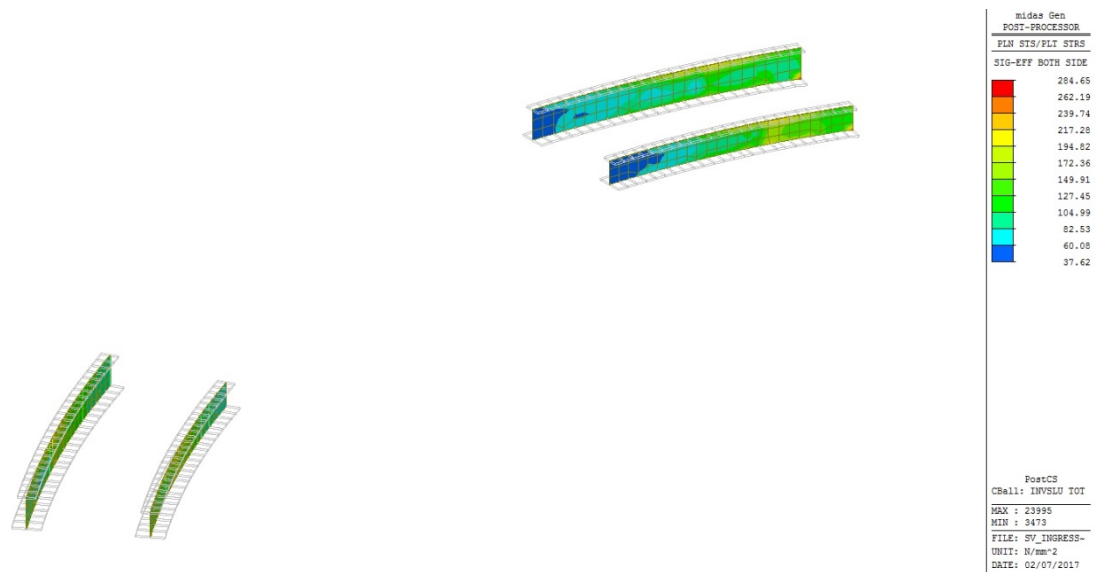


Figura 27 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 9 / 13

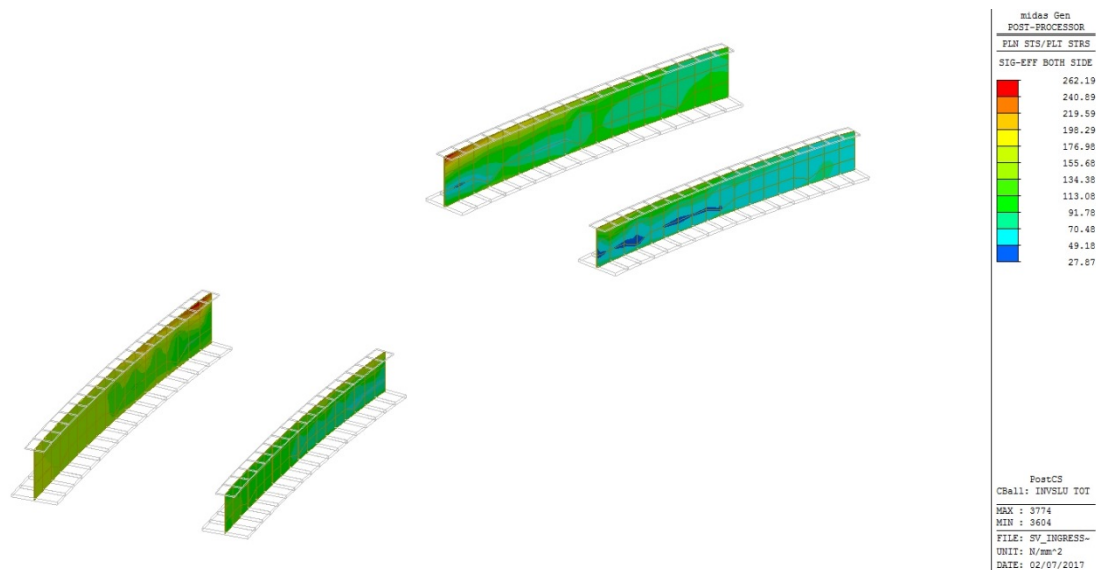


Figura 28 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei conci 10 / 12

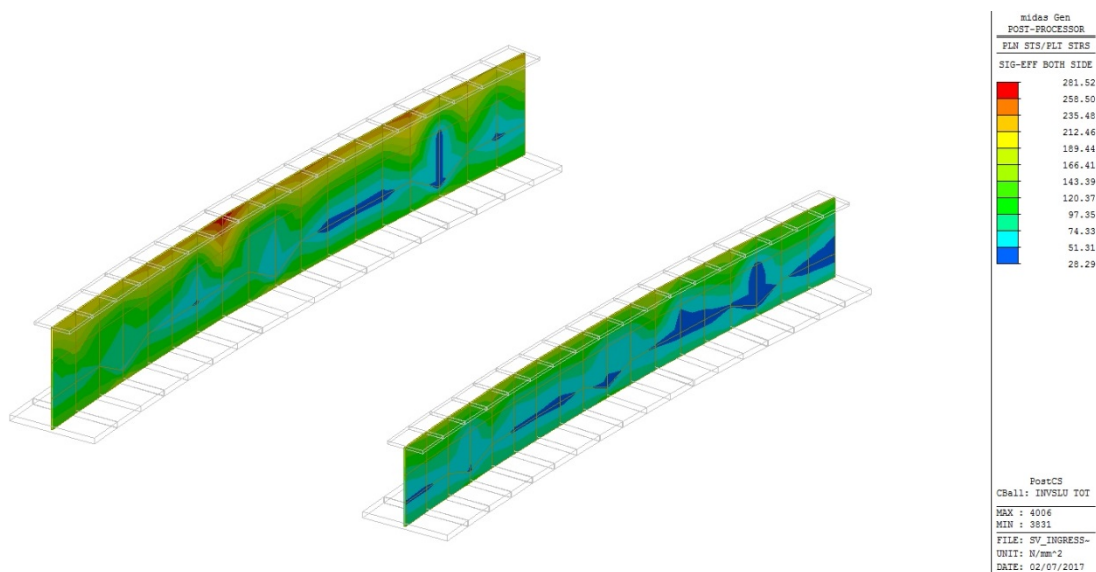


Figura 29 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei concio 11

Ai fini delle verifiche di resistenza deve risultare che la tensione in ogni punto sia inferiore al valore limite.

Per i piatti di spessore $t \leq 40$ mm il valore limite della tensione è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dalle figure precedenti si evince che la massima tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = 296.53 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa riportante le massime tensioni ideali sui singoli conci ed il relativo coefficiente di utilizzazione:

	σ_{id}	C_U
Conci 1 / 21	214.00	0.63
Conci 2 / 20	204.75	0.61
Conci 3 / 19	296.53	0.88
Conci 4 / 18	229.57	0.68
Conci 5 / 17	224.35	0.66
Conci 6 / 16	235.33	0.70
Conci 7 / 15	152.25	0.45
Conci 8 / 14	244.62	0.72
Conci 9 / 13	284.65	0.84
Conci 10 / 12	262.19	0.78
Concio 11	281.52	0.83

8.3.1.2 Piattabande

Le seguenti tabelle riportano la classificazione dei piatti che costituiscono le piattabande superiori ed inferiori delle travi principali, in accordo con la Tabella 4.2.II delle NTC '08.

Classificazione sezioni profili piattabande inferiori						
CONCIO	b [mm]	t [mm]	s [mm]	C [mm]	C/t	Classe
1	700	40	8	334	8.4	3
2	700	40	8	334	8.4	3
3	900	40	12.5	429.5	10.7	3
4	700	30	8	334	11.1	3
5	700	35	8	334	9.5	3
6	900	40	12.5	429.5	10.7	3
7	700	40	8	334	8.4	3
8	1200	40	10	582	14.6	4
9	1200	80	17.5	574.5	7.2	1
10	1200	80	10	582	7.3	1
11	1200	80	10	582	7.3	1
12	1200	80	10	582	7.3	1
13	1200	80	17.5	574.5	7.2	1
14	1200	40	10	582	14.6	4
15	700	40	8	334	8.4	3
16	900	40	12.5	429.5	10.7	3
17	700	35	8	334	9.5	3
18	700	30	8	334	11.1	3
19	900	40	12.5	429.5	10.7	3
20	700	40	8	334	8.4	3
21	700	40	8	334	8.4	3

Classificazione sezioni profili piattabande superiori						
CONCIO	b [mm]	t [mm]	s [mm]	C [mm]	C/t	Classe
1	500	25	8	234	9.4	3
2	500	25	8	234	9.4	3
3	600	40	12.5	279.5	7.0	1
4	500	25	8	234	9.4	3
5	500	25	8	234	9.4	3
6	600	40	12.5	279.5	7.0	1
7	500	25	8	234	9.4	3
8	600	40	10	282	7.1	1
9	700	80	17.5	324.5	4.1	1
10	500	30	10	232	7.7	2
11	500	40	10	232	5.8	1
12	500	30	10	232	7.7	2
13	700	80	17.5	324.5	4.1	1
14	600	40	10	282	7.1	1
15	500	25	8	234	9.4	3
16	600	40	12.5	279.5	7.0	1
17	500	25	8	234	9.4	3
18	500	25	8	234	9.4	3
19	600	40	12.5	279.5	7.0	1
20	500	25	8	234	9.4	3
21	500	25	8	234	9.4	3

L'unico piatto risultato in classe 4 è relativo alla piattabanda inferiore dei conci 8 e 14, soggetta a sforzo normale di trazione, pertanto tutte le verifiche di resistenza si eseguono riferendosi all'area lorda A della sezione.

Nella figure seguenti si riporta, mediante rappresentazione globale e successiva suddivisione in conci, l'involuppo dello stato tensionale massimo relativo alle piattabande delle travi principali allo SLU.

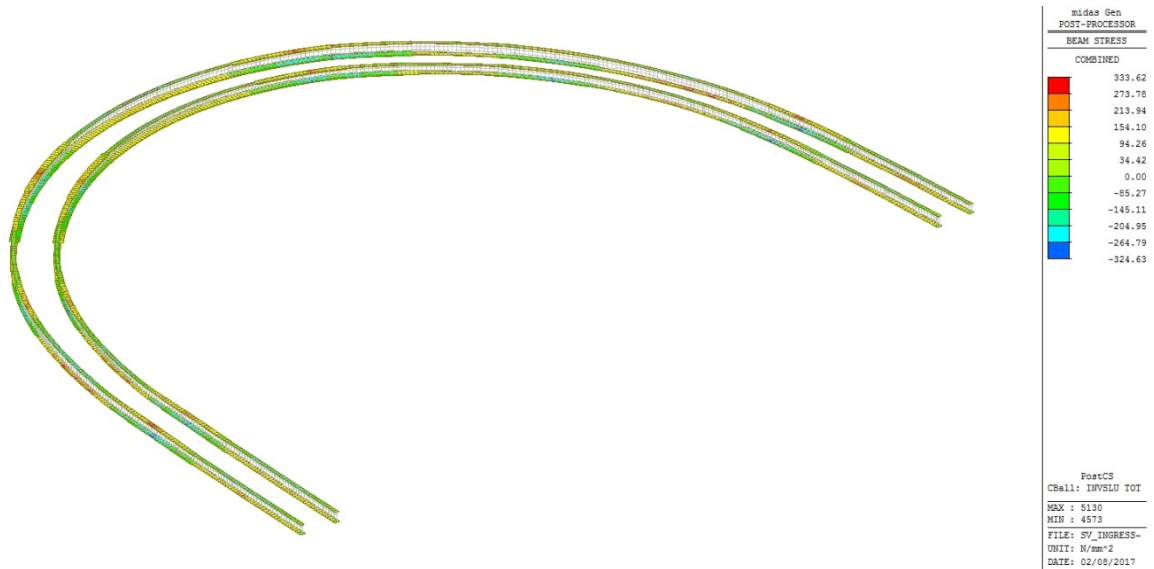


Figura 30 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande

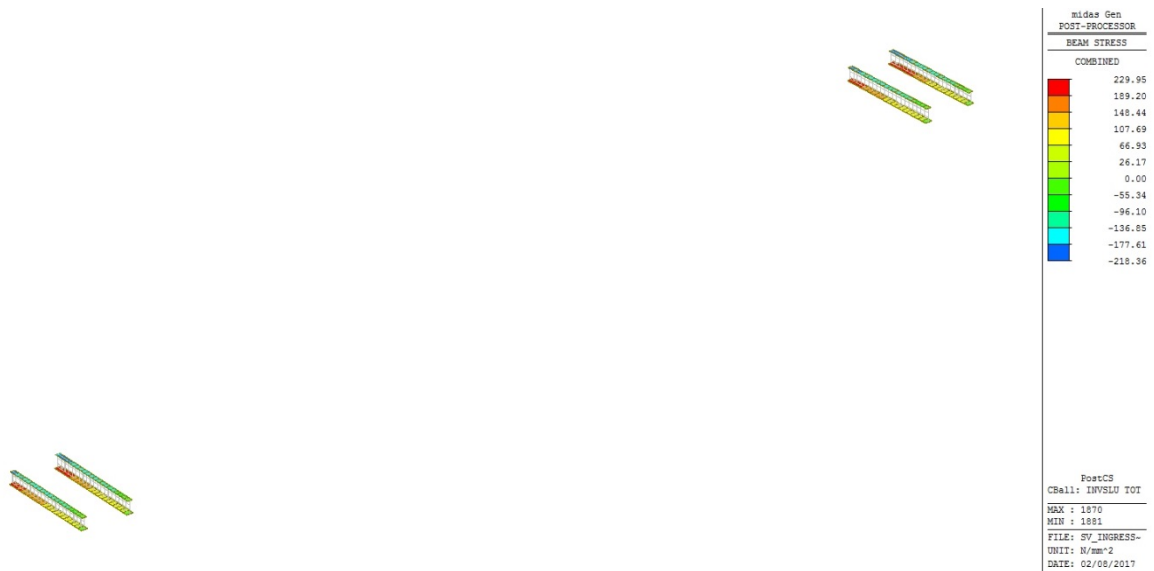


Figura 31 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 1 / 21 ($t \leq 40$ mm)

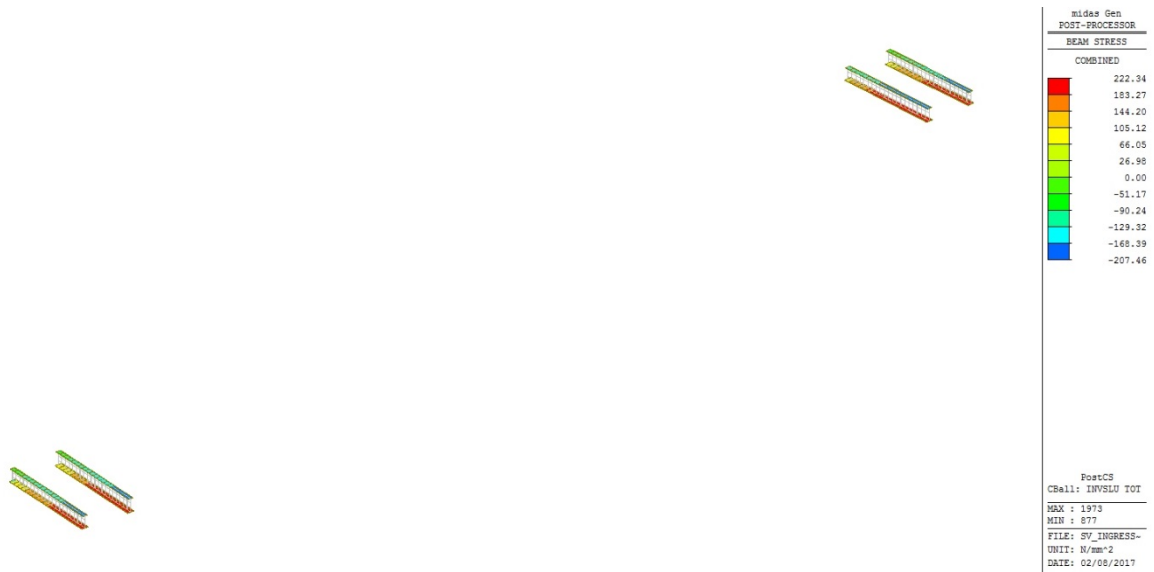


Figura 32 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 2 / 20 ($t \leq 40$ mm)



Figura 33 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 3 / 19 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)



Figura 34 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 4 / 18 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)



Figura 35 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 5 / 17 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)



Figura 36 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 6 / 16 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)

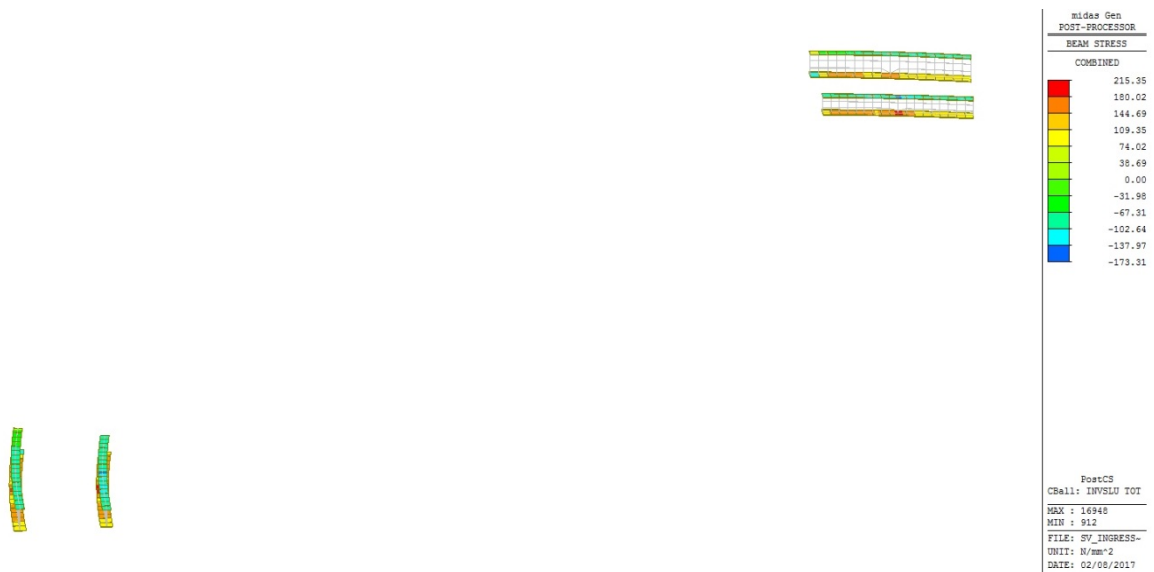


Figura 37 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 7 / 15 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)



Figura 38 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 8 / 14 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)

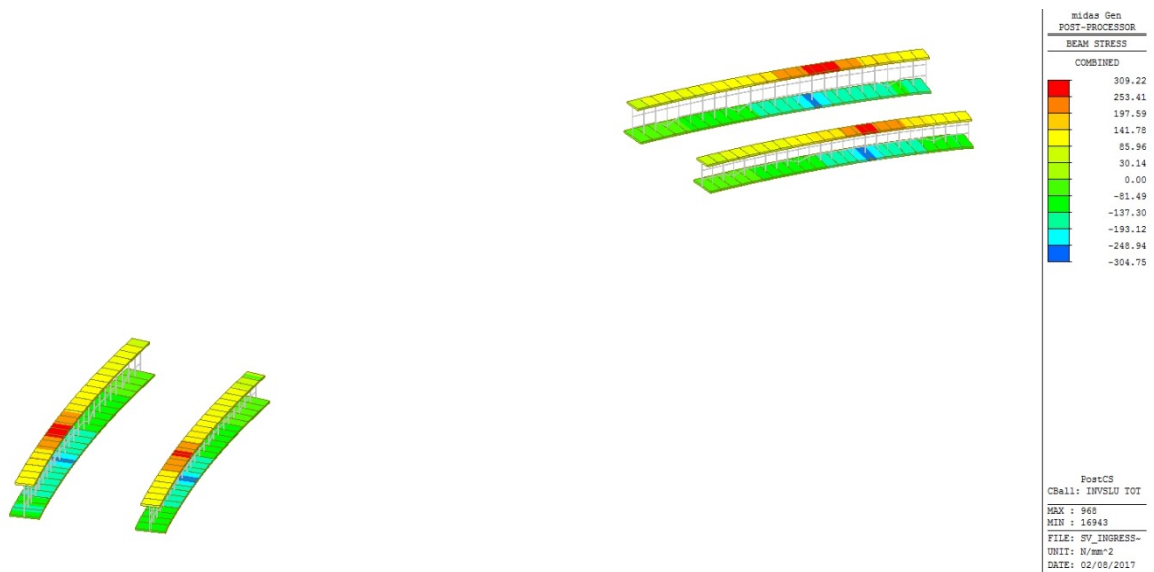


Figura 39 – Involuppo SLU tensioni ideali oid sulle piattabande dei conci 9 / 13 (sp. piatti 40 mm $< t \leq 80$ mm)

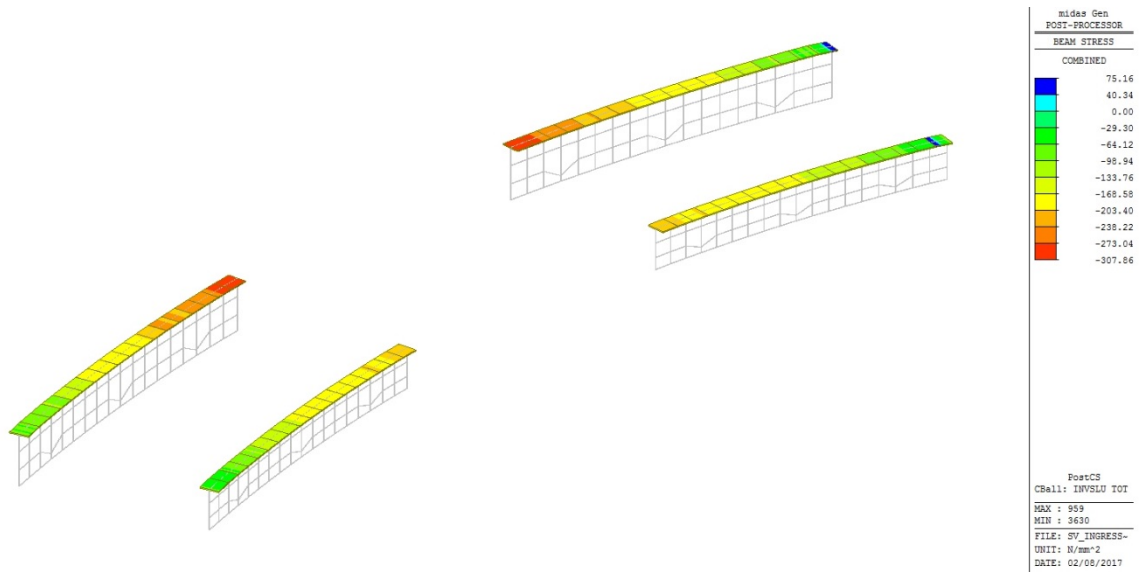


Figura 40 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 10 / 12 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)

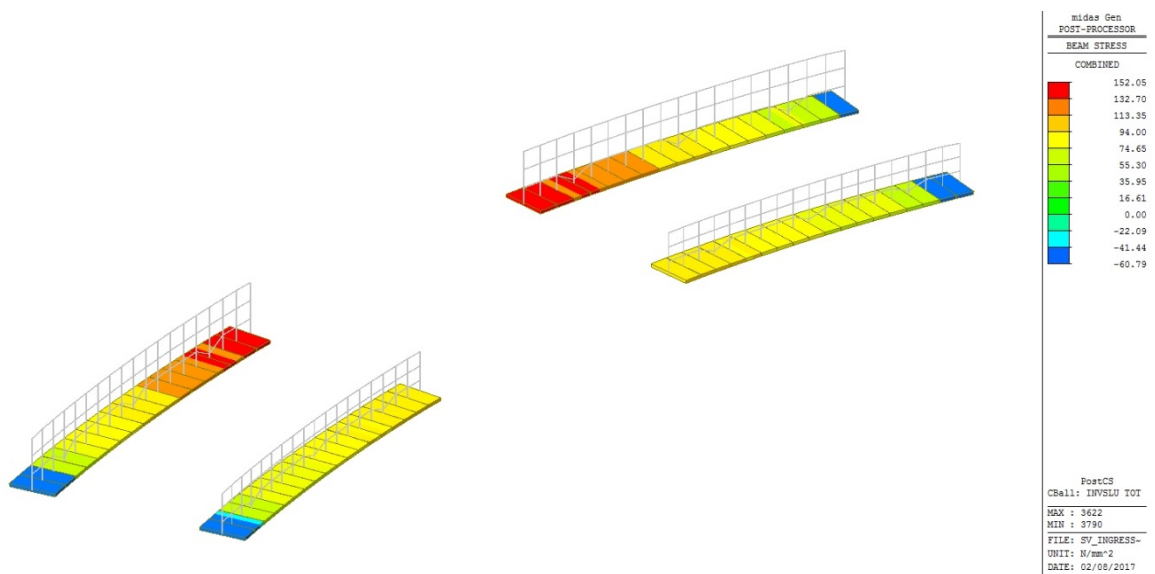


Figura 41 – Involuppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei conci 10 / 12 (sp. piatti 40 mm $< t \leq 80$ mm)

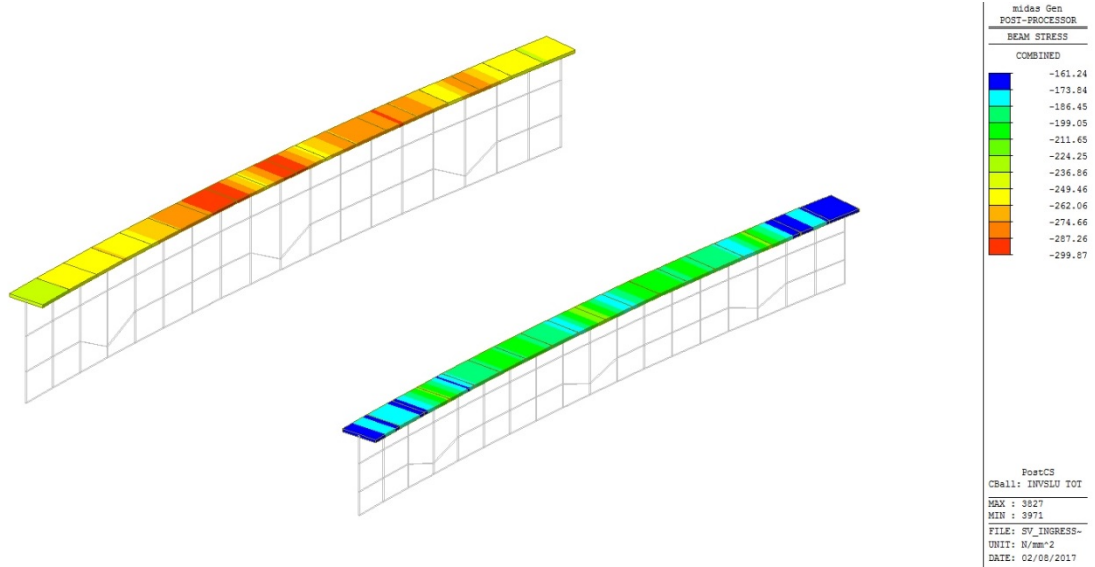


Figura 42 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei concio 11 (sp. piatti $t \leq 40$ mm)

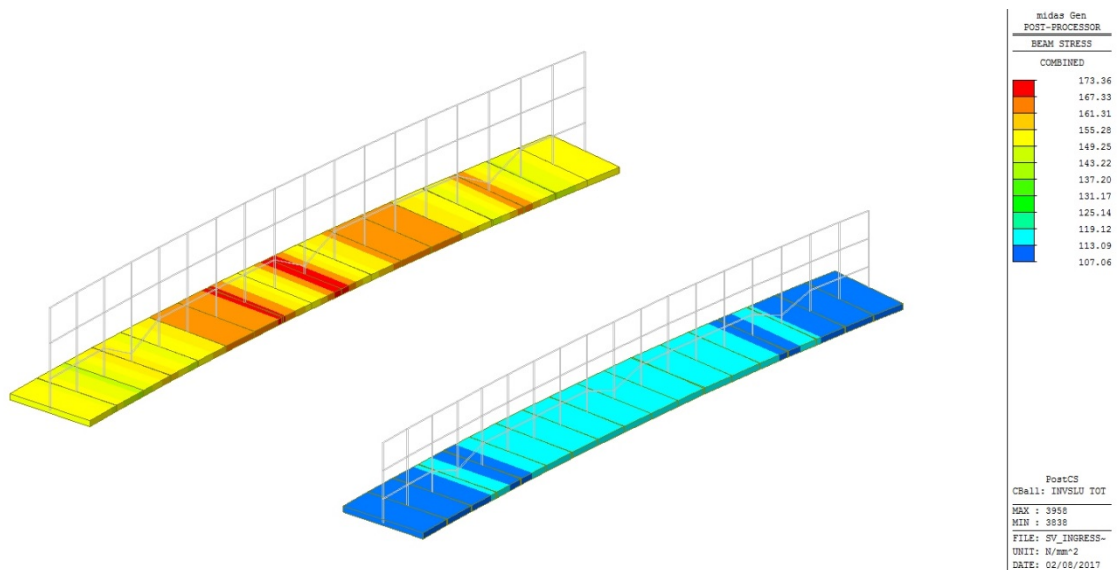


Figura 43 – Inviluppo SLU tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei concio 11 (sp. piatti 40 mm $< t \leq 80$ mm)

Ai fini delle verifiche di resistenza, anche per le piattabande deve risultare che la tensione in ogni punto sia inferiore al valore limite.

Per i piatti di spessore $t \leq 40$ mm il valore limite della tensione è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dalle figure precedenti si evince che la massima tensione ideale, per tale tipologia di piatti, risulta pari a:

$$\sigma_{id} = 333.62 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

Per i piatti di spessore $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$ deve invece risultare:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{335}{1.05} = 319.05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dalle figure precedenti si evince che la massima tensione ideale, per tale tipologia di piatti, risulta pari a:

$$\sigma_{id} = 309.22 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

Va sottolineato che le tensioni ideali sopra calcolate sono compressive, oltre che degli effetti dello sforzo normale sui piatti, anche delle azioni flettenti nel piano del piatto, che in funzione dell'andamento planimetrico curvo inducono dei picchi di sollecitazione in corrispondenza dei traversi, nonché delle azioni flettenti fuori dal piano del piatto, le quali presentano dei picchi in corrispondenza del nodo in cui è presente il vincolo esterno. In ogni caso, pur considerando tali sollecitazioni di picco, si osserva che tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa, nella quale si evidenziano i piatti con spessore $40 \text{ mm} < t \leq 80$, riportante le massime tensioni ideali sui singoli conci ed il relativo coefficiente di utilizzazione:

	σ_{id}	C_U
Conci 1 / 21	229.95	0.68
Conci 2 / 20	222.34	0.66
Conci 3 / 19	333.62	0.99
Conci 4 / 18	327.29	0.97
Conci 5 / 17	313.16	0.93
Conci 6 / 16	324.63	0.96
Conci 7 / 15	215.35	0.64
Conci 8 / 14	324.55	0.96
Conci 9 / 13	309.22	0.97
Conci 10 / 12 a	307.86	0.91
Conci 10 / 12 b	152.05	0.48
Concio 11 a	299.87	0.89
Concio 11 b	173.36	0.54

8.3.2 Verifiche dei traversi intermedi

8.3.2.1 Correnti inferiori

Si riporta, nell'immagine che segue, il diagramma dell' involuppo SLU dello sforzo normale calcolato nel corrente inferiore dei traversi.



Figura 44 – Sforzi normali nei correnti inferiori - Involuppo SLU

Verifica nel piano del diaframma

VERIFICHE DEI CORRENTI INFERIORI DEI TRAVERSI INTERMEDI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>ε</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
<i>Profilo Accoppiato</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>A</i>	<i>I_{min}</i>		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	150	300	15	8604	17962000		
L 150 x 150 x 15	<i>W_{min}</i>	<i>ρ_{min}</i>	<i>Classe</i>	<i>k_σ</i>	<i>λ_p</i>	<i>ρ</i>	<i>A_{eff}</i>
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	167040	45.69	3	0.43	0.663	1.00	8604
<i>Distanza Massima</i>	Distanza massima consentita tra i singoli profilati.					[mm]	
						45	
<i>Disposizione Imbottiture</i>	Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice. La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.					[mm]	
						685	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
<i>N_{t,Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato		
[kN]		[kN]		[adim]			
2812.4		859.6		0.31			
Verifiche di resistenza a compressione							
<i>N_{Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato		
[kN]		[kN]		[adim]			
2909.0		1252.6		0.43			
Verifiche di stabilità asta compressa							
<i>N_{ed}</i>	<i>I₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg}</i>	<i>è necessaria la verifica di stabilità</i>			
[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]				
1252.6	2345	6770	0.67				
<i>α</i>	<i>Φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{b,Rd}</i>	Verificato		
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]			
0.34	0.81	0.80	2220	0.56			

Verifica fuori dal piano

VERIFICHE DEI CORRENTI INFERIORI DEI TRAVERSI INTERMEDI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
Acciaio	E	G	$f_{y,k}$	$f_{t,k}$	ϵ	γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
Profilo Accoppiato	h	b	t	A	I_{min}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	150	300	15	8604	42266000		
L 150 x 150 x 15	W_{min}	ρ_{min}	Classe	k_{σ}	λ_p	ρ	A_{eff}
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	167040	45.69	3	0.43	0.663	1.00	8604
Distanza Massima	Distanza massima consentita tra i singoli profilati.					[mm]	
						45	
Disposizione Imbottiture	Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice. La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.					[mm]	
						685	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
$N_{t,Rd}$	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato	
[kN]	[kN]			[adim]			
2812.4	859.6			0.31			
Verifiche di resistenza a compressione							
N_{Rd}	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato	
[kN]	[kN]			[adim]			
2909.0	1252.6			0.43			
Verifiche di stabilità asta compressa							
N_{ed}	I_0	N_{cr}	$\lambda_{seg.}$	è necessaria la verifica di stabilità			
[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]				
1252.6	4690	3983	0.88				
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	Verificato		
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]			
0.34	1.00	0.68	1879	0.67			

8.3.2.2 Diagonali

Si riporta, nell'immagine che segue, il diagramma dell' involuppo SLU dello sforzo normale calcolato nelle diagonali dei traversi



Figura 45 – Sforzi normali nei diagonali - Involuppo SLU

VERIFICHE DEI DIAGONALI DEI TRAVERSI INTERMEDI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
Acciaio	E	G	$f_{v,k}$	$f_{t,k}$	ϵ	γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
Profilo Accoppiato	h	b	t	A	I_{min}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	100	200	12	4542	4134000		
L 100 x 100 x 12	W_{min}	ρ_{min}	Classe	k_{σ}	λ_{ρ}	ρ	A_{eff}
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	58240	30.17	3	0.43	0.552	1.00	4542
Distanza Massima	Distanza massima consentita tra i singoli profilati.					[mm]	
						36	
Disposizione Imbottiture	Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice. La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.					[mm]	
						453	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
$N_{t,Rd}$	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}	Verificato		
[kN]	[kN]			[adim]			
1443.1	758.8			0.53			
Verifiche di resistenza a compressione							
N_{Rd}	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}	Verificato		
[kN]	[kN]			[adim]			
1535.6	738.8			0.48			
Verifiche di stabilità asta compressa							
N_{ed}	I_0	N_{cr}	λ_{seg}	è necessaria la verifica di stabilità			
[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]				
738.8	2080	1980	0.90				
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	Verificato		
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]			
0.34	1.03	0.66	967	0.76			

8.3.2.3 Correnti superiori

I correnti superiori data la presenza della sovrastante soletta vengono considerati attivi, relativamente alla compressione ed ai possibili fenomeni di instabilità, esclusivamente durante la fase di montaggio e pertanto, rispetto a tali problematiche, vengono verificati con riferimento alle sollecitazioni in prima fase.



Figura 46 – Sforzi normali nei correnti superiori in prima fase



Figura 47 – Sforzi normali nei correnti superiori in seconda fase

VERIFICHE DEI CORRENTI SUPERIORI DEI TRAVERSI INTERMEDI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>ε</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
<i>Profilo Accoppiato</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>A</i>	<i>I_{min}</i>		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	100	200	12	4542	4134000		
L 100 x 100 x 12	<i>W_{min}</i>	<i>ρ_{min}</i>	<i>Classe</i>	<i>k_σ</i>	<i>λ_p</i>	<i>ρ</i>	<i>A_{eff}</i>
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	58240	30.17	3	0.43	0.552	1.00	4542
<i>Distanza Massima</i>	<i>Distanza massima consentita tra i singoli profilati.</i>					[mm]	
						36	
<i>Disposizione Imbottiture</i>	<i>Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice.</i>					[mm]	
	<i>La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.</i>					453	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
<i>N_{t,Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato		
[kN]		[kN]		[adim]			
1443.1		418.4		0.29			
Verifiche di resistenza a compressione							
<i>N_{Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato		
[kN]		[kN]		[adim]			
1535.6		289.9		0.19			
Verifiche di stabilità asta compressa							
<i>N_{ed}</i>	<i>I₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg.}</i>	<i>è necessaria la verifica di stabilità</i>			
[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]				
289.9	4195	487	1.82				
<i>α</i>	<i>Φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{b,Rd}</i>	Verificato		
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]			
0.34	2.43	0.25	363	0.80			

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per $\gamma_{G1}=1.35$ e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate di 1.50.

La saldatura della piastra di collegamento tra il corrente e la trave principale sarà realizzata a piena penetrazione. La saldatura del fazzoletto da 20 mm avverrà non solo sul lato adiacente all'anima, ma anche su quello adiacente alla costola. La trazione massima trasferita dal corrente è di 418.4 kN, da dividere sui due fazzoletti. Anche considerando solo le saldature parallele all'azione, si ha una resistenza di:

$$V_{res}=2 \times 20 \times 200 \times (355 / \sqrt{3} / 1.05) / 1000 = 1561 \text{ kN},$$

per cui i margini di sicurezza risultano ampiamente cautelativi.

8.3.3 Verifiche dei diaframmi di pila e spalla

Nelle figure seguenti si riporta lo stato tensionale relativo all'involuppo allo SLU per i traversi ad anima piena di pila e spalla.

8.3.3.1 Anime



Figura 48 – Tensioni ideali σ_{id} sulle anime dei traversi di testata - Involuppo SLU

Ai fini delle verifiche di resistenza deve risultare che la tensione in ogni punto sia inferiore al valore limite.

Per i piatti di spessore $t \leq 40$ mm il valore limite della tensione è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dalla figura precedente si evince che la massima tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = 215.18 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.3.3.2 Piattabande



Figura 49 – Tensioni ideali σ_{id} sulle piattabande dei traversi di testata - Inviluppo SLU

Ai fini delle verifiche di resistenza deve risultare che la tensione in ogni punto sia inferiore al valore limite.

Per i piatti di spessore $t \leq 40$ mm il valore limite della tensione è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dalla figura precedente si evince che la massima tensione ideale risulta pari a:

$$\sigma_{id} = 245.23 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.3.3.1 Giunti

La connessione tra traversi ad anima piena e travi principali avviene attraverso unioni bullonate ad attrito.

Per i giunti si utilizzano bulloni ad alta resistenza lavoranti ad attrito di classe 10.9.

La forza trasmessa da ciascun bullone, in accordo al D.M. 2008, vale:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25$$

$$\mu = 0.3 \quad (\text{giunzioni in opera})$$

$$F_{p,C} = 0.7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} \quad (\text{forza di precarico del bullone})$$

$$f_{tb} = 1000 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad (\text{per bulloni di classe 10.9})$$

$$n=2 \quad (\text{numero delle superfici di attrito}).$$

La resistenza di ciascun bullone vale:

	A_{res} (mm ²)	$F_{p,C}$ (kN)	F_f (kN)	$F_{s,Rd}$ (kN)
bulloni $\varnothing 27$	459	292.09	79.315	140.2

Si riporta la verifica più gravosa dei giunti dei traversi di pila e spalla in formato tabellare.

		G-pila	G-spalla
s ala superiore	(cm)	2	2
B ala superiore	(cm)	40	40
s ala inferiore	(cm)	2	2
B ala inferiore	(cm)	40	40
t anima	(cm)	1.6	1.6
h anima	(cm)	108	120
sigma sup	(kg/cm ²)	-1770	-510
sigma inf	(kg/cm ²)	1770	-490
Taglio	(kg)	94848	46592
PIATTABANDA SUPERIORE			
s CG	(cm)	1.6	1.6
B CG	(cm)	15	15
N° CG		4	4
Sforzo piattapanda	(kg/cm ²)	-141600	-40800
N° bulloni M27		12	8
Taglio su 1 bullone	(kg)	-11800	-5100
N° bulloni su 1 fila		2	2
Area netta CG	(cm ²)	59.5	59.5
sigma CG	(kg/cm ²)	-2379	-685
PIATTABANDA INFERIORE			
s CG1	(cm)	1.6	1.6
B CG1	(cm)	15	15
N° CG1		2	2
s CG2	(cm)	1.6	1.6
B CG2	(cm)	15	15
N° CG2		2	2
Sforzo piattapanda	(kg/cm ²)	141600	-39200
N° bulloni M27		12	8
Taglio su 1 bullone	(kg)	11800	-4900
N° bulloni su 1 fila		2	2
Area netta CG	(cm ²)	59.5	59.5
sigma CG	(kg/cm ²)	2379	-659
ANIMA			
t CG	(cm)	1.6	1.6
h CG	(cm)	100	100
N eq	(kg)	0	-96000
Meq	(kgxcm)	5505408	38400
dist b	(cm)	7	18
dist max b	(cm)	91	90
N b		28	12
Nb 1 fila		14	6
f		0.2063	0.4545
H b	(kg)	12484	-7806
V b	(kg)	3387	3883
F b	(kg)	12935	8718
I anima	(cm ⁴)	167962	230400
I CG	(cm ⁴)	266667	266667

8.3.3.2 Verifica in fase di sollevamento

Le nervature verticali in corrispondenza delle anime sono destinate ad accogliere i martinetti che serviranno per il sollevamento degli impalcato per eventuali interventi di manutenzione sugli isolatori. Lo sforzo normale massimo, dovuto al peso proprio ed ai carichi permanenti è pari a 2540 kN.

Si ha:

$$V_{Ed}=1.35 \times 2540 =3429 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}=3429 \times 0.65 =2229 \text{ kN m.}$$

$$\sigma=180 \text{ MPa}$$

$$\tau=154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id}=320 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa. Verifica soddisfatta!}$$

8.3.4 Verifiche dei controventi inferiori

Il sistema di controventamento inferiore è costituito da campi di lunghezza pari a circa 6.00 m oppure 3.00 m. Nella parte centrale dell'impalcato (conci 8-14) i campi sono da 3.00 m, mentre nel resto dell'impalcato i campi sono da 6.00 m ad eccezione dei due campi di estremità (in corrispondenza delle spalle S3 ed S4) dove i campi sono ancora da 3.00 m. I campi di controvento sono realizzati con elementi ad incrocio costituiti da due profili ad "L" accoppiati. Per ciascun campo, uno dei due controventi è continuo mentre l'altro è interrotto, ossia costituito da due elementi collegati all'incrocio ad una piastra metallica.

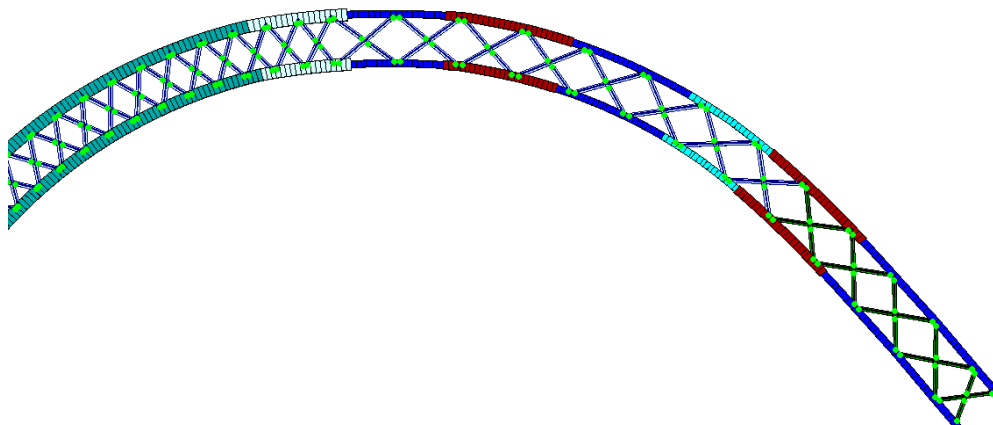


Figura 50 – Sistema di controventamento inferiore

I profili utilizzati per i controventi inferiori sono 2L 180x18 accoppiati per le due campate di estremità e 2L 200x20 per tutte le altre campate.

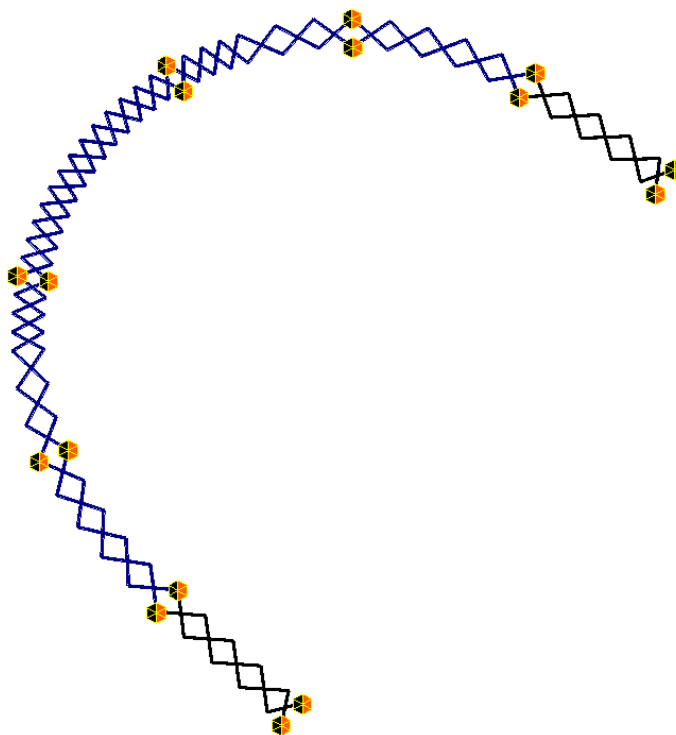


Figura 51 – Controventi inferiori sull'intero sviluppo dell'impalcato

Di seguito si riporta lo sforzo normale relativo all'involuppo allo SLU e, a seguire, le verifiche relative agli elementi più sollecitati e alla combinazione di carico più gravosa.

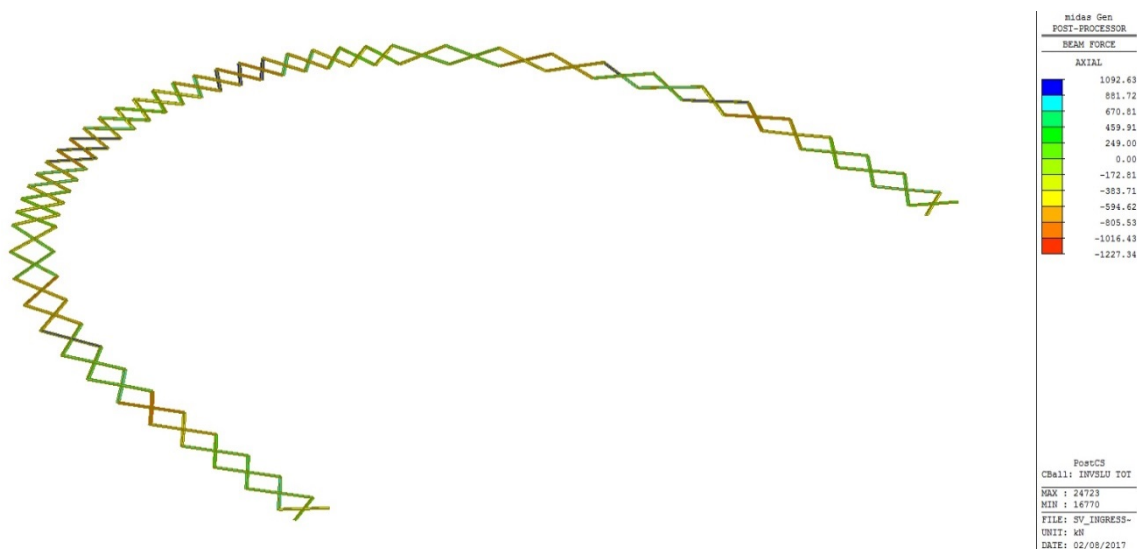


Figura 52 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Involuppo SLU

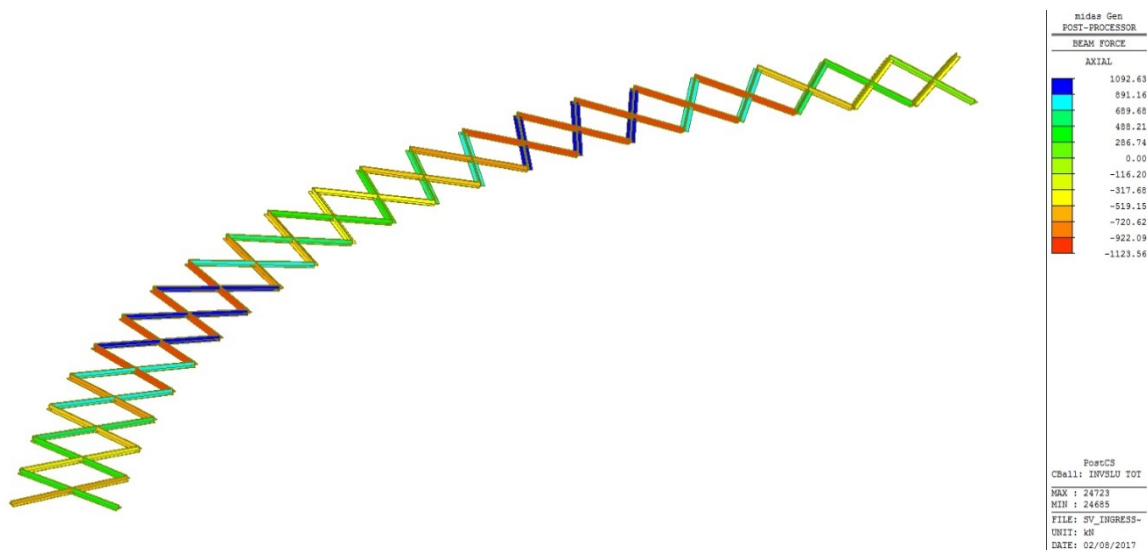


Figura 53 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Involuppo SLU (campi da 3.00 m – profili 2L 200x20)

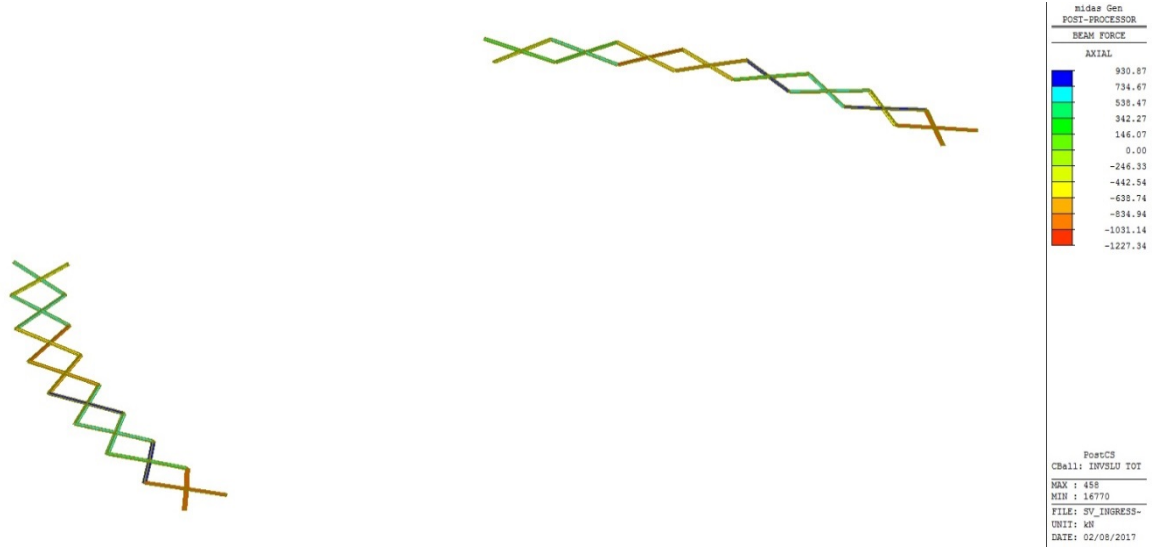


Figura 54 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Involuppo SLU (campi da 6.00 m – profili 2L 200x20)



Figura 55 – Sforzi normali nei controventi inferiori - Involuppo SLU (profili 2L 180x18)

Verifica dei controventi inferiori - campi da 3.00 m – profili 2L 200x20

VERIFICHE DEI CONTROVENTI INFERIORI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>ε</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
<i>Profilo Accoppiato</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>A</i>	<i>I_{min}</i>		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	200	400	20	15270	57020000		
L 200 x 200 x 20	<i>W_{min}</i>	<i>ρ_{min}</i>	<i>Classe</i>	<i>k_σ</i>	<i>λ_p</i>	<i>ρ</i>	<i>A_{eff}</i>
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	398200	61.11	2	0.43	0.663	1.00	15270
<i>Distanza Massima</i>	<i>Distanza massima consentita tra i singoli profilati.</i>					[mm]	
						60	
<i>Disposizione Imbottiture</i>	<i>Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice.</i>					[mm]	
	<i>La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.</i>					917	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
<i>N_{t,Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>		Verificato	
[kN]		[kN]		[adim]			
5144.5		1092.6		0.21			
Verifiche di resistenza a compressione							
<i>N_{Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>		Verificato	
[kN]		[kN]		[adim]			
5162.7		1123.6		0.22			
Verifiche di stabilità asta compressa (C.4.2.4.1.3.3.1)							
<i>N_{ed}</i>	<i>M_{ed}</i>	<i>l₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg.}</i>	<i>è necessaria la verifica di stabilità</i>		
[kN]	[kNm]	[mm]	[kN]	[adim.]			
1123.6	8.0	5100	4544	1.09			
<i>α</i>	<i>Φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>M_{b,Rd}</i>	<i>(NM)_{Ed} / (NM)_{Rd}</i>	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[kNm]	[adim]		
0.34	1.25	0.54	2660	174	0.47		

Verifica dei controventi inferiori - campi da 6.00 m – profili 2L 200x20

VERIFICHE DEI CONTROVENTI INFERIORI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
Acciaio	E	G	$f_{v,k}$	$f_{t,k}$	ϵ	γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
Profilo Accoppiato	h	b	t	A	I_{min}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	200	400	20	15270	57020000		
L 200 x 200 x 20	W_{min}	ρ_{min}	Classe	k_{σ}	λ_{ρ}	ρ	A_{eff}
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	398200	61.11	2	0.43	0.663	1.00	15270
Distanza Massima	Distanza massima consentita tra i singoli profilati.					[mm]	
						60	
Disposizione Imbottiture	Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice. La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.					[mm]	
						917	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
$N_{t,Rd}$		N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato
[kN]		[kN]			[adim]		
5144.5		930.9			0.18		
Verifiche di resistenza a compressione							
N_{Rd}		N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato
[kN]		[kN]			[adim]		
5162.7		1227.3			0.24		
Verifiche di stabilità asta compressa (C.4.2.4.1.3.3.1)							
N_{ed}	M_{ed}	l_0	N_{cr}	$\lambda_{seg.}$	è necessaria la verifica di stabilità		
[kN]	[kNm]	[mm]	[kN]	[adim.]			
1227.3	15.5	7100	2344	1.52			
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$M_{b,Rd}$	$(NM)_{Ed} / (NM)_{Rd}$	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[kNm]	[adim]		
0.34	1.88	0.33	1650	110	0.88		

Verifica dei controventi inferiori - campi da 6.00 m – profili 2L 180x18

VERIFICHE DEI CONTROVENTI INFERIORI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
Acciaio	E	G	$f_{v,k}$	$f_{t,k}$	ϵ	γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
Profilo Accoppiato	h	b	t	A	I_{min}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]		
	180	360	18	12382	37320000		
L 180 x 180 x 18	W_{min}	ρ_{min}	Classe	k_{σ}	λ_{σ}	ρ	A_{eff}
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	289400	54.90	2	0.43	0.663	1.00	12382
Distanza Massima	Distanza massima consentita tra i singoli profilati.					[mm]	
						54	
Disposizione Imbottiture	Distanza massima consentita tra le imbottiture per considerare le sezioni collegate come un'asta semplice. La distanza è misurata tra i centri dei due collegamenti successivi ed è indispensabile per considerare l'asta unica.					[mm]	
						824	
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
$N_{t,Rd}$	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato	
[kN]	[kN]			[adim]			
4169.9	763.6			0.18			
Verifiche di resistenza a compressione							
N_{Rd}	N_{ed}			N_{Ed}/N_{Rd}		Verificato	
[kN]	[kN]			[adim]			
4186.3	888.1			0.21			
Verifiche di stabilità asta compressa (C.4.2.4.1.3.3.1)							
N_{ed}	M_{ed}	l_0	N_{cr}	$\lambda_{seg.}$		è necessaria la verifica di stabilità	
[kN]	[kNm]	[mm]	[kN]	[adim.]			
888.1	12.6	7100	1534	1.69			
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$M_{b,Rd}$	$(NM)_{Ed} / (NM)_{Rd}$		Verificato
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[kNm]	[adim]		
0.34	2.19	0.28	1119	71	0.97		

8.3.5 Verifiche dei controventi superiori

Il sistema di controventamento superiore è costituito da campi di lunghezza pari a circa 6.00 m oppure 3.00 m. Nella parte centrale dell'impalcato (conci 8-14) i campi sono da 3.00 m, mentre nel resto dell'impalcato i campi sono da 6.00 m ad eccezione dei due campi di estremità (in corrispondenza delle spalle S3 ed S4) dove i campi sono ancora da 3.00 m. I campi di controvento sono realizzati con elementi ad incrocio costituiti da profili ad L 150x12.

I controventi superiori vengono considerati attivi esclusivamente durante la fase di montaggio, per cui essi vengono verificati con riferimento alle sollecitazioni in prima fase.

Nel modello di calcolo, per ciascun campo, è stato modellato soltanto uno dei due controventi, ammettendo che quello compresso possa instabilizzarsi.

Di seguito si riporta il massimo stato di sollecitazione in prima fase e, a seguire, la verifica relativa all'elemento più sollecitato.



Figura 56 – Sforzi normali nei controventi superiori in prima fase

Si evidenzia che per le verifiche dei correnti superiori gli sforzi normali letti in prima fase sono stati amplificati per $\gamma_{G1}=1.35$ e si è tenuto conto anche delle sollecitazioni da vento a ponte scarico amplificate di 1.50.

VERIFICHE DEI CONTROVENTI SUPERIORI							
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE							
Dati Tensionali							
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>ε</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	[adim]
S355	210000	80769.2	355	510	0.81	1.05	1.10
Caratteristiche Geometriche							
<i>Profilo singolo</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>A</i>		<i>I_{min}</i>	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]		[mm ⁴]	
	150	150	12	3483		7369000	
L 150 x 150 x 12	<i>W_{min}</i>	<i>ρ_{min}</i>	<i>Classe</i>	<i>k_σ</i>	<i>λ_p</i>	<i>ρ</i>	<i>A_{eff}</i>
	[mm ³]	[mm]	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	67750	46.00	4	0.43	0.829	0.55	1933
VERIFICHE							
Verifiche di resistenza a trazione							
<i>N_{t,Rd}</i>		<i>N_{ed}</i>		<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>		Verificato	
[kN]		[kN]		[adim]			
1054.2		311.6		0.30			

8.3.6 Verifiche a sforzo normale in corrispondenza degli appoggi

La seguente tabella riporta l'esito delle verifiche degli elementi in acciaio relativamente allo stato tensionale indotto dalle forze concentrate dovute alle reazioni degli appoggi. Si considera un'area resistente a compressione di spessore pari a quello dei relativi profili e lunghezza pari a $14 \varepsilon t$ come derivante dalla tabella 4.2.II par.4.2.3.1 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Appoggio	<i>c_{costola}</i> [mm]	<i>t_{costola}</i> [mm]	<i>t_{traverso}</i> [mm]	<i>t_{anima}</i> [mm]	<i>A</i> [mm ²]	<i>R_{max,SLU}</i> [kN]	<i>σ_{max}</i> [N/mm ²]	<i>σ_{lim}</i> [N/mm ²]	Esito verifica
S3	235	30	20	16	17712	2059	116.2	338.1	OK
P7	235	30	20	25	26261	4872	185.5	338.1	OK
P8	235	30	20	25	26261	4533	172.6	338.1	OK
P9	300	30	20	35	42019	6692	159.3	338.1	OK
P10	300	30	20	35	42019	6704	159.5	338.1	OK
P11	235	30	20	25	26261	4550	173.3	338.1	OK
P12	235	30	20	25	26261	4644	176.8	338.1	OK
S4	235	30	20	16	17712	2017	113.9	338.1	OK

La verifica è quindi soddisfatta in corrispondenza di ciascuno appoggio.

8.4 Verifiche del sistema di connessione

Nel modello di calcolo il sistema di connessione è stato modellato mediante elementi aventi rigidità infinita rispetto all'acciaio ed al calcestruzzo, disposti ad interasse di circa 0.50 m. Pertanto, la forza sollecitante per la verifica dei pioli è stata ricavata direttamente dal modello, considerando una lunghezza unitaria di trave. La tabella seguente sintetizza i risultati ottenuti, relativamente alle sezioni significative.

SOVRAPPASSO DI INGRESSO _ CONCI 1-7								
SEZIONE		CONCIO 1	CONCIO 2	CONCIO 3	CONCIO 4	CONCIO 5	CONCIO 6	CONCIO 7
T _{Ed}	[kN]	876	1084	1407	1127	1064	1594	1027
n	[-]	3	5	5	4	4	6	5
p	[mm]	400	400	400	400	400	400	400
P _{Ed}	[kN]	116.9	86.7	112.5	112.7	106.4	106.3	82.2
d	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
h	[mm]	100	100	100	100	100	100	100
h _{sc}	[mm]	80	80	80	80	80	80	80
α	[-]	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
P _{Rd,a}	[kN]	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0
P _{Rd,c}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
P _{Rd}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
Verifica P _{Rd} /P _{Ed}	[-]	1.01	1.37	1.05	1.05	1.11	1.11	1.44

SOVRAPPASSO DI INGRESSO _ CONCI 8-14								
SEZIONE		CONCIO 8	CONCIO 9	CONCIO 10	CONCIO 11	CONCIO 12	CONCIO 13	CONCIO 14
T _{Ed}	[kN]	1091	2352	1578	670	1603	2346	991
n	[-]	5	5	6	3	6	5	5
p	[mm]	400	200	400	400	400	200	400
P _{Ed}	[kN]	87.3	94.1	105.2	89.3	106.9	93.8	79.3
d	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
h	[mm]	100	100	100	100	100	100	100
h _{sc}	[mm]	80	80	80	80	80	80	80
α	[-]	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
P _{Rd,a}	[kN]	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0
P _{Rd,c}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
P _{Rd}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
Verifica P _{Rd} /P _{Ed}	[-]	1.36	1.26	1.13	1.33	1.11	1.26	1.49

SOVRAPPASSO DI INGRESSO _ CONCI 15-21								
SEZIONE		CONCIO 15	CONCIO 16	CONCIO 17	CONCIO 18	CONCIO 19	CONCIO 20	CONCIO 21
T _{Ed}	[kN]	1054	1704	1103	1104	1379	1059	846
n	[-]	5	6	4	4	5	5	3
p	[mm]	400	400	400	400	400	400	400
P _{Ed}	[kN]	84.3	113.6	110.3	110.4	110.4	84.7	112.8
d	[mm]	22	22	22	22	22	22	22
h	[mm]	100	100	100	100	100	100	100
h _{sc}	[mm]	80	80	80	80	80	80	80
α	[-]	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
P _{Rd,a}	[kN]	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0	124.0
P _{Rd,c}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
P _{Rd}	[kN]	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4	118.4
Verifica P _{Rd} /P _{Ed}	[-]	1.40	1.04	1.07	1.07	1.07	1.40	1.05

Verifiche connettori

dove:

T_{Ed} è la forza di scorrimento per metro di lunghezza;

n è il numero di pioli;

p è il passo dei pioli;

$P_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{n \cdot \left(\frac{1000}{p}\right)}$ è la forza di scorrimento agente sul singolo piolo;

d è il diametro dei pioli;

h è l'altezza dei pioli;

h_{sc} è l'altezza del piolo oltre la saldatura;

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

$\alpha = 1$ per $3 \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$;

$P_{Rd,a}$ è la resistenza dell'acciaio del piolo;

$P_{Rd,c}$ è la resistenza del calcestruzzo all'intorno del piolo;

$P_{Rd} = \min(P_{Rd,a}; P_{Rd,c})$ è la resistenza della connessione.

La verifica risulta soddisfatta se

$$\frac{P_{Rd}}{P_{Ed}} > 1$$

8.5 Verifiche a taglio dei bulloni e a rifollamento

Si riporta l'esito delle verifiche a taglio dei bulloni e a rifollamento dei profili e delle piastre in acciaio.

Traversi-Correnti inferiori

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
Acciaio	E	G	$f_{y,k}$	$f_{t,k}$	Coeff. di sicurezza	γ_{M0}				
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[adim]	1.05			
	210000	80769.23	355	510						
Caratteristiche bullonatura										
Bulloni	d	$d0$	A	$A/Ares$	Coeff. di sicurezza	γ_{M2}				
M30	[mm]	[mm]	[mm ²]	[adim]		[adim]	1.25			
	30	31.5	707	0.82						
classe	Ares		f_{yb}	f_{tb}						
10.9	[mm ²]		[MPa]	[MPa]						
	579.6		900	1000						
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
Profilo		n° file	n° colonne	$P1$		$e1$		$P1$	$e1$	
		[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]	
L 150 x 150 x 15		3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	90	45	
				69.3	200.0	37.8	100.0			
h	b	t	sezioni di taglio		$P2$		$e2$		$P2$	$e2$
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
150	150	15	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	75
					-	-	37.8	100.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5	218.6	231.8	218.6	1253	208.8	0.96			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
Spessore piastra		n° file	n° colonne	$P1$		$e1$		$P1$	$e1$	
[mm]		[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]	
20		3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	90	70	
				69.3	200.0	37.8	120.0			
		sezioni di taglio		$P2$		$e2$		$P2$	$e2$	
		[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]	
		1		Min.	Max.	Min.	Max.	-	200	
				-	-	37.8	100.0			
Verifiche a Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$		$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato			
[adim]	[adim]	[kN]		[kN]	[kN]	[adim]				
0.7	2.5	429.9		1253	417.5	0.97				

Traversi-Diagonali

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
Acciaio	E	G	$f_{y,k}$		$f_{t,k}$		Coeff. di sicurezza	γ_{M0}		
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]	[adim]	
	210000	80769.23	355		510			1.05		
Caratteristiche bullonatura										
Bulloni	d	$d0$	A		$A/Ares$		Coeff. di sicurezza	γ_{M2}		
M24	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]	[adim]	
	24	25.5	452		0.78			1.25		
classe	Ares		f_{yb}		f_{tb}					
10.9	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
	352.9		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
Profilo			n° file	n° colonne	$P1$		$e1$		$P1$	$e1$
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 100 x 100 x 12			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	40
					56.1	168.0	30.6	88.0		
h	b	t	sezioni di taglio		$P2$		$e2$		$P2$	$e2$
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
100	100	12	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	50
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5	153.6	141.1	141.1	759	126.5	0.90			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
Spessore piastra			n° file	n° colonne	$P1$		$e1$		$P1$	$e1$
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
20			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	45
					56.1	200.0	30.6	120.0		
			sezioni di taglio		$P2$		$e2$		$P2$	$e2$
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	-	200
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche a Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$		$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato			
[adim]	[adim]	[kN]		[kN]	[kN]	[adim]				
0.6	2.5	288.0		759	252.9	0.88				

Traversi-Correnti superiori

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{y,k}</i>		<i>f_{t,k}</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M0}</i>		
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]		
	210000	80769.23	355		510			1.05		
Caratteristiche bullonatura										
<i>Bulloni</i>	<i>d</i>	<i>d0</i>	<i>A</i>		<i>A/Ares</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M2}</i>		
M24	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]		
	24	25.5	452		0.78			1.25		
<i>classe</i>	<i>Ares</i>		<i>f_{yb}</i>		<i>f_{t b}</i>					
10.9	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
	352.9		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Profilo</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 100 x 100 x 12			2	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	40
					56.1	168.0	30.6	88.0		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
100	100	12	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	50
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>	<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{v,Rd}</i>	<i>F_{Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5	153.6	141.1	141.1	418	104.5	0.74			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Spessore piastra</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
20			2	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	40
					56.1	200.0	30.6	120.0		
			<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	-	50
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche a Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>			<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]			[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5			256.0	209	104.5	0.41			

Controventi inferiori – 2L 180 x 18 (campi da 6.0 m)

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{y,k}</i>		<i>f_{t,k}</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M0}</i>		
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]		
	210000	80769.23	355		510			1.05		
Caratteristiche bullonatura										
<i>Bulloni</i>	<i>d</i>	<i>d0</i>	<i>A</i>		<i>A/Ares</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M2}</i>		
M27	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]		
	27	28.5	573		0.8			1.25		
<i>classe</i>	<i>Ares</i>		<i>fyb</i>		<i>ftb</i>					
10.9	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
	458.0		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Profilo</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 180 x 180 x 18			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	50
					62.7	200.0	34.2	112.0		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
180	180	18	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	90
					-	-	34.2	112.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>	<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{v,Rd}</i>	<i>F_{Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.6	2.5	281.9	183.2	183.2	888	148.0	0.81			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Spessore piastra</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
40			3	2	Min.	Max.	Min.	Max.	70	60
					62.7	200.0	34.2	200.0		
			<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	180	200
-	-	34.2			112.0					
Verifiche a Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>	<i>F_{b,Rd}</i>		<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato			
[adim]	[adim]	[kN]		[kN]	[kN]	[adim]				
0.6	2.5	626.5		888	148.0	0.24				

Controventi inferiori – 2L 180 x 18 (campi da 3.0 m)

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
Acciaio	E	G	$f_{y,k}$		$f_{t,k}$		Coeff. di sicurezza	γ_{M0}		
S355	[MPa] 210000	[MPa] 80769.23	[MPa] 355		[MPa] 510			[adim] 1.05		
Caratteristiche bullonatura										
Bulloni	d	d0	A		A/Ares		Coeff. di sicurezza	γ_{M2}		
M24	[mm] 24	[mm] 25.5	[mm ²] 452		[adim] 0.78			[adim] 1.25		
classe	Ares		f_{yb}		f_{tb}					
10.9	[mm ²] 352.9		[MPa] 900		[MPa] 1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
Profilo			n° file	n° colonne	P1		e1		P1	e1
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 180 x 180 x 18			2	2	Min. 56.1	Max. 200.0	Min. 30.6	Max. 112.0	60	75
h	b	t	sezioni di taglio		P2		e2		P2	e2
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
180	180	18	1		Min. 61.2	Max. 200.0	Min. 30.6	Max. 112.0	120	120
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5	235.4	141.1	141.1	404	101.0	0.72			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
Spessore piastra			n° file	n° colonne	P1		e1		P1	e1
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
40			2	2	Min. 56.1	Max. 200.0	Min. 30.6	Max. 200.0	60	31
			sezioni di taglio		P2		e2		P2	e2
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min. 61.2	Max. 200.0	Min. 30.6	Max. 112.0	120	30
Verifiche a Rifollamento										
α	k			$F_{b,Rd}$	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]			[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.4	1.6			253.0	404	101.0	0.40			

Controventi inferiori – 2L 200 x 20 (campi da 6.0 m)

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
Acciaio	E	G	$f_{y,k}$		$f_{t,k}$		Coeff. di sicurezza	γ_{M0}		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]		
S355	210000	80769.23	355		510			1.05		
Caratteristiche bullonatura										
Bulloni	d	d0	A		A/Ares		Coeff. di sicurezza	γ_{M2}		
	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]		
M30	30	31.5	707		0.82			1.25		
classe	Ares		fyb		ftb					
	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
10.9	579.6		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
Profilo			n° file	n° colonne	P1		e1		P1	e1
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 200 x 200 x 20			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	90	40
					69.3	200.0	37.8	120.0		
h	b	t	sezioni di taglio		P2		e2		P2	e2
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
200	200	20	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	100
					-	-	37.8	120.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
α	k	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.4	2.5	259.0	231.8	231.8	1227	204.5	0.88			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
Spessore piastra			n° file	n° colonne	P1		e1		P1	e1
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
30			3	2	Min.	Max.	Min.	Max.	90	65
					69.3	200.0	37.8	160.0		
			sezioni di taglio		P2		e2		P2	e2
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	200	200
					-	-	37.8	120.0		
Verifiche a Rifollamento										
α	k			$F_{b,Rd}$	$F_{Ed,tot}$	F_{Ed}	F_{Ed}/F_{Rd}	Verificato		
[adim]	[adim]			[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.7	2.5			631.4	1227	204.5	0.32			

Controventi inferiori – 2L 200 x 20 (campi da 3.0 m)

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{y,k}</i>		<i>f_{t,k}</i>		Coeff. di sicurezza	γ_{M0}		
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]		
	210000	80769.23	355		510			1.05		
Caratteristiche bullonatura										
<i>Bulloni</i>	<i>d</i>	<i>d0</i>	<i>A</i>		<i>A/Ares</i>		Coeff. di sicurezza	γ_{M2}		
M30	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]		
	30	31.5	707		0.82			1.25		
<i>classe</i>	<i>Ares</i>		<i>f_{yb}</i>		<i>f_{tb}</i>					
10.9	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
	579.6		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Profilo</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 200 x 200 x 20			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	90	40
					69.3	200.0	37.8	120.0		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
200	200	20	2		Min.	Max.	Min.	Max.	-	100
					-	-	37.8	120.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>	<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{v,Rd}</i>	<i>F_{Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.4	2.5	259.0	231.8	231.8	1124	187.3	0.81			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Spessore piastra</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
40			3	2	Min.	Max.	Min.	Max.	90	50
					69.3	200.0	37.8	200.0		
			<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	200	200
			-	-	37.8	120.0				
Verifiche a Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>			<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]			[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5			647.6	1124	187.3	0.29			

Controventi superiori

VERIFICHE A TAGLIO E RIFOLLAMENTO										
DATI TENSIONALI E COEFFICIENTI										
Dati Tensionali										
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>G</i>	<i>f_{y,k}</i>		<i>f_{t,k}</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M0}</i>		
S355	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]			[adim]	1.05	
	210000	80769.23	355		510					
Caratteristiche bullonatura										
<i>Bulloni</i>	<i>d</i>	<i>d0</i>	<i>A</i>		<i>A/Ares</i>		Coeff. di sicurezza	<i>γ_{M2}</i>		
M24	[mm]	[mm]	[mm ²]		[adim]			[adim]	1.25	
	24	25.5	452		0.78					
<i>classe</i>	<i>Ares</i>		<i>f_{yb}</i>		<i>f_{tb}</i>					
10.9	[mm ²]		[MPa]		[MPa]					
	352.9		900		1000					
VERIFICHE A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DEI PROFILI										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Profilo</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
L 150 x 150 x 12			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	45
					56.1	168.0	30.6	88.0		
<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
[mm]	[mm]	[mm]	[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
150	150	12	1		Min.	Max.	Min.	Max.	-	75
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche di Resistenza a Taglio e Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>	<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{v,Rd}</i>	<i>F_{Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.6	2.5	172.8	141.1	141.1	312	104.0	0.74			
VERIFICHE A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA										
Caratteristiche Geometriche										
<i>Spessore piastra</i>			<i>n° file</i>	<i>n° colonne</i>	<i>P1</i>		<i>e1</i>		<i>P1</i>	<i>e1</i>
[mm]			[adim]	[adim]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
20			3	1	Min.	Max.	Min.	Max.	70	40
					56.1	200.0	30.6	120.0		
			<i>sezioni di taglio</i>		<i>P2</i>		<i>e2</i>		<i>P2</i>	<i>e2</i>
			[adim]		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]
			1		Min.	Max.	Min.	Max.	-	200
					-	-	30.6	88.0		
Verifiche a Rifollamento										
<i>α</i>	<i>k</i>			<i>F_{b,Rd}</i>	<i>F_{Ed,tot}</i>	<i>F_{Ed}</i>	<i>F_{Ed}/F_{Rd}</i>	Verificato		
[adim]	[adim]			[kN]	[kN]	[kN]	[adim]			
0.5	2.5			256.0	312	104.0	0.41			

8.6 Verifiche a compressione della soletta in direzione longitudinale

Si riportano i valori dei massimi sforzi assiali in direzione longitudinale sulla soletta in c.a. per l'involuppo SLU di tutte le combinazioni di carico.

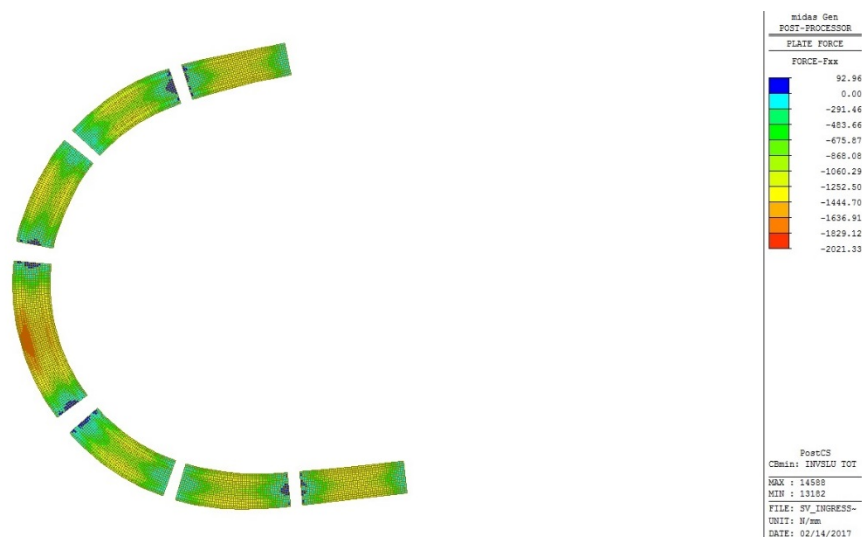


Figura 57 – Sforzi assiali in direzione longitudinale nella soletta in c.a.

Ai fini della verifica a compressione, il massimo sforzo di calcolo nella soletta deve essere inferiore al valore limite di compressione nel calcestruzzo.

La tensione limite di compressione nel calcestruzzo è:

$$f_d = f_{ck} / \gamma_c = 24.9 \text{ N/mm}^2$$

per cui lo sforzo limite di compressione nella soletta è pari a:

$$N_{lim} = 5976 \text{ kN}$$

Il massimo sforzo di calcolo di compressione è $N_{max} = 2021.33 \text{ kN}$.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.7 Verifiche di deformabilità

8.7.1 Calcolo delle frecce

La deformazione elastica è data da:

$$f_{\text{tot}} = f_{G1} + f_{G2} + f_r + f_Q$$

dove:

f_{G1} è la freccia da peso proprio in prima fase;

f_{G2} è la freccia da carichi permanenti e creep;

f_r è la freccia da ritiro;

f_Q è la freccia dovuta alle azioni da traffico.

Nelle seguenti tabelle sono riportate per ciascun giunto le frecce di calcolo derivanti dalle analisi ed utilizzate per il dimensionamento delle contromonte.

FRECCHE DI CALCOLO - TRAVE INTERNO CURVA

	G1 [mm]	G2 + creep [mm]	shrinkage [mm]	30% Q1k [mm]	Freccia totale [mm]	Contromonta [mm]
Giunto G1	28.8	4.3	8.5	7.3	48.9	50
Giunto G2	17.5	2.4	6.0	5.8	31.7	0
Giunto G3	3.2	1.1	0.0	3.3	7.6	0
Giunto G4	20.3	4.2	0.9	8.2	33.6	40
Giunto G5	8.6	1.5	0.9	3.3	14.3	0
Giunto G6	-1.3	0.2	2.4	5.0	6.3	0
Giunto G7	-4.2	0.1	3.0	7.1	6.0	0
Giunto G8	-8.2	-0.9	0.9	2.7	-5.5	-24
Giunto G9	35.3	4.8	5.8	6.0	51.9	40
Giunto G10	74.7	10.5	10.2	11.5	106.9	110
Giunto G11	75.3	10.5	10.2	11.5	107.5	110
Giunto G12	36.2	4.8	5.8	6.0	52.8	40
Giunto G13	-8.7	-0.9	0.9	2.8	-5.9	-24
Giunto G14	-6.2	0.2	2.7	7.4	4.0	0
Giunto G15	-2.1	0.3	2.2	5.4	5.7	0
Giunto G16	9.8	1.7	1.0	3.7	16.2	0
Giunto G17	24.8	4.7	0.8	8.9	39.2	40
Giunto G18	5.9	1.3	-0.1	3.6	10.7	0
Giunto G19	12.2	2.1	5.8	5.5	25.6	0
Giunto G20	23.6	4.1	8.3	7.1	43.1	50

FRECCE DI CALCOLO - TRAVE ESTERNO CURVA

	G1 [mm]	G2 + creep [mm]	shrinkage [mm]	30% Q1k [mm]	Freccia totale [mm]	Contromonta [mm]
Giunto G1	26.6	4.5	8.2	7.7	47.1	50
Giunto G2	12.5	2.3	5.7	5.9	26.4	0
Giunto G3	7.1	1.5	-1.2	4.0	11.4	0
Giunto G4	30.1	5.2	-1.6	10.1	43.8	45
Giunto G5	13.3	2.0	-0.1	4.2	19.4	0
Giunto G6	-10.9	0.2	0.8	6.0	-3.9	0
Giunto G7	-22.0	-0.1	0.8	8.5	-12.8	-10
Giunto G8	-18.3	-1.2	0.0	3.4	-16.1	-30
Giunto G9	54.1	6.9	2.3	8.5	71.8	50
Giunto G10	112.9	14.7	3.9	16.5	148.0	150
Giunto G11	112.1	14.7	4.0	16.5	147.3	150
Giunto G12	53.1	6.9	2.4	8.6	71.0	50
Giunto G13	-17.5	-1.1	-0.1	3.5	-15.2	-30
Giunto G14	-21.9	0.1	0.2	9.0	-12.6	-10
Giunto G15	-11.2	0.3	0.5	6.4	-4.0	0
Giunto G16	14.1	2.0	0.2	4.3	20.6	0
Giunto G17	30.2	5.4	-1.0	10.1	44.7	45
Giunto G18	6.8	1.6	-1.0	4.0	11.4	0
Giunto G19	13.4	2.2	5.6	5.7	26.9	0
Giunto G20	26.4	4.3	8.2	7.5	46.4	50

Nelle seguenti immagini si riportano gli spostamenti verticali relativi alle suddette condizioni di carico lungo l'intero sviluppo del sovrappasso:

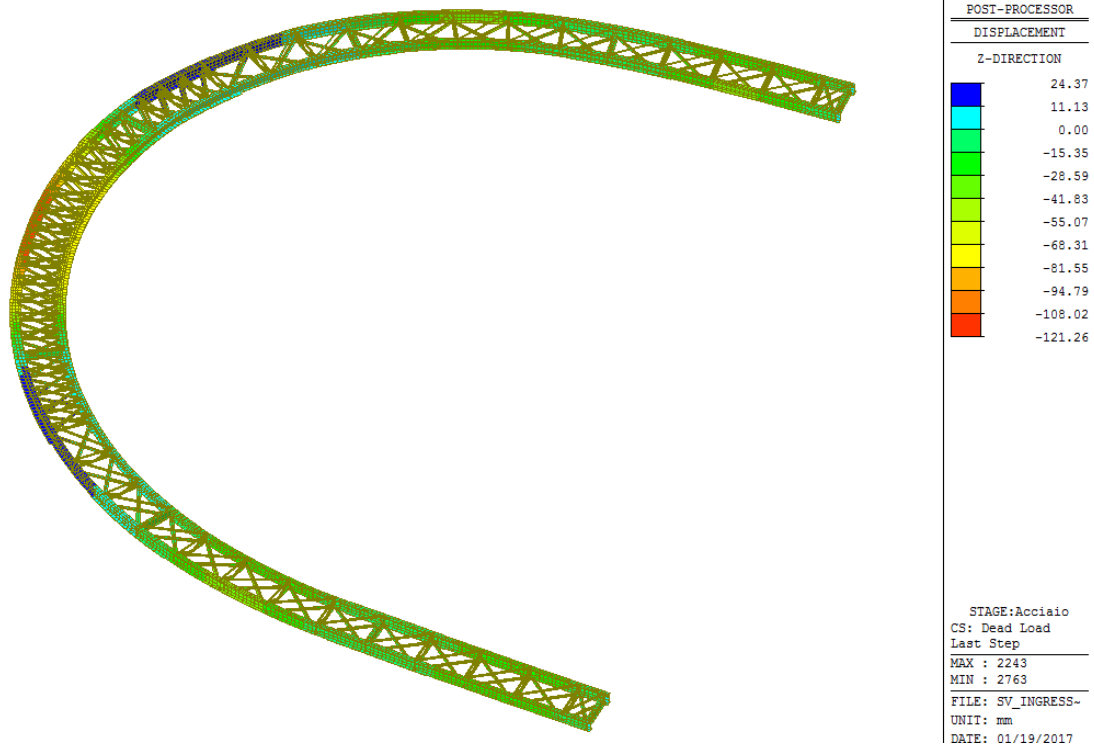


Figura 58 – Spostamenti verticali in prima fase dovuti al peso proprio delle strutture

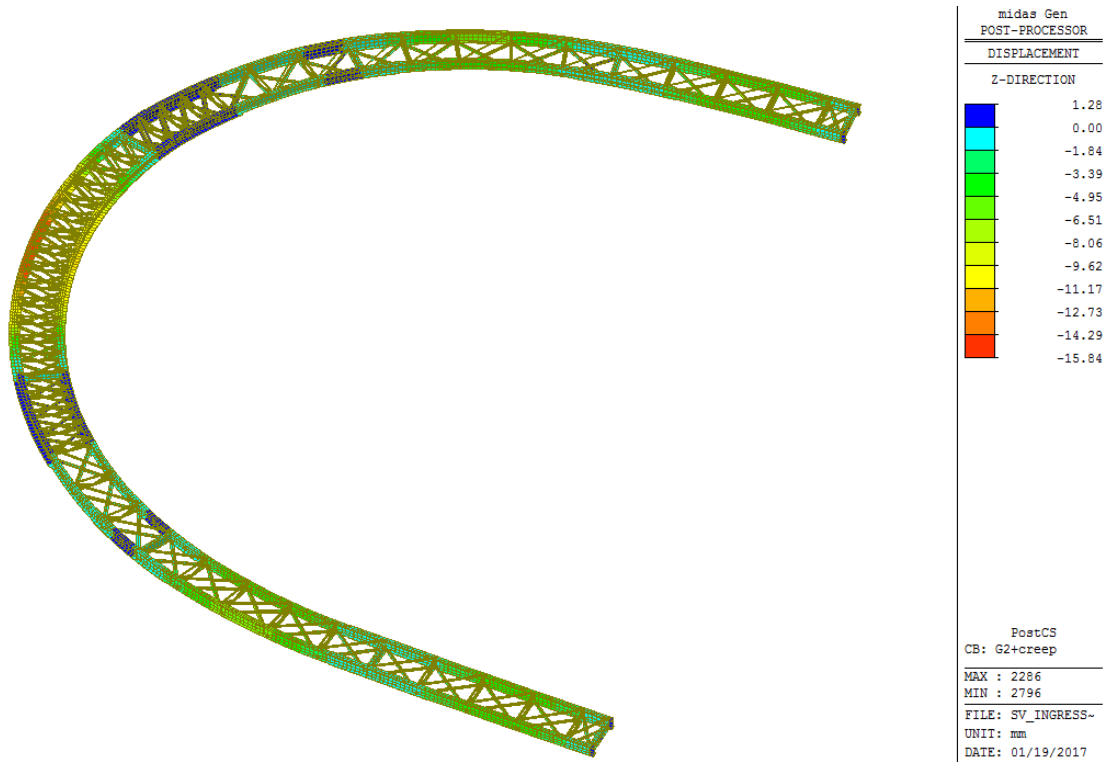


Figura 59 – Spostamenti verticali da carichi permanenti e creep

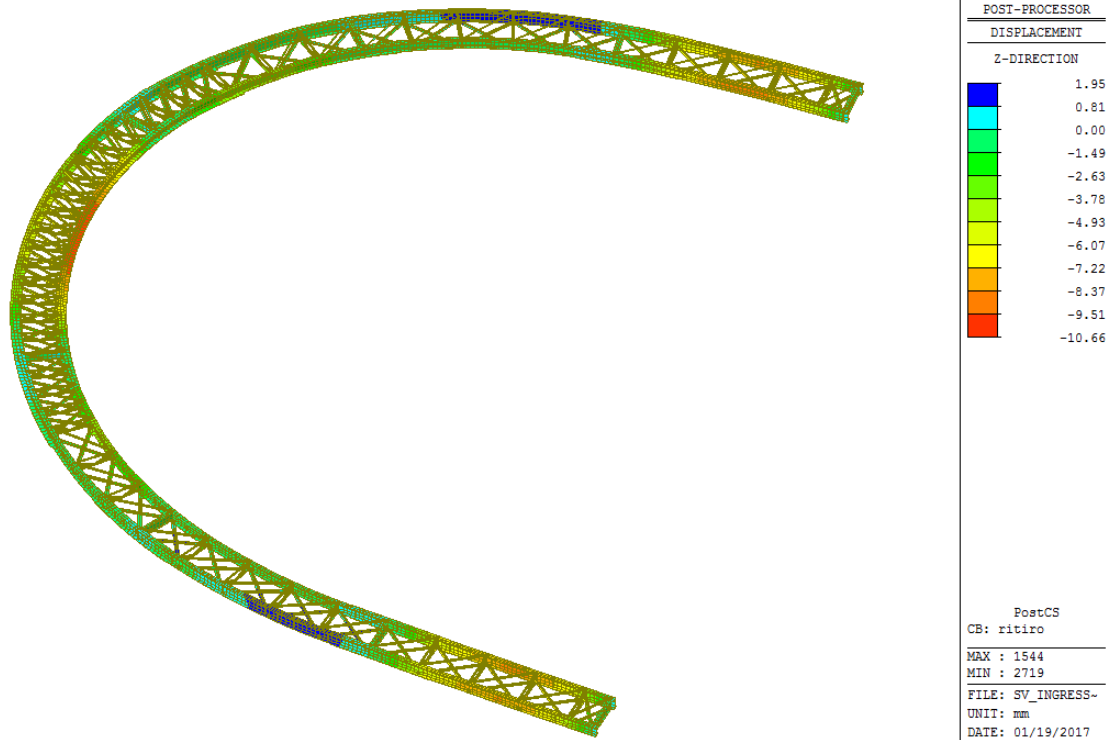


Figura 60 – Spostamenti verticali dovuti al ritiro

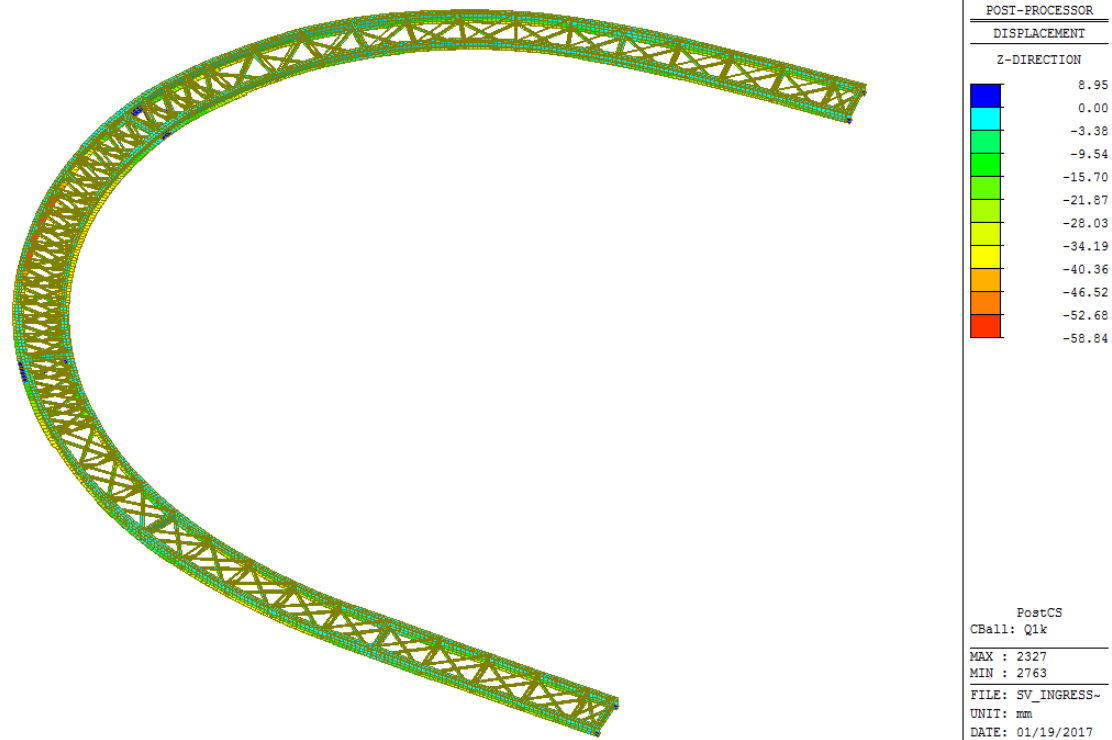


Figura 61 – Spostamenti verticali dovuti ai carichi mobili

Relativamente alle azioni variabili da traffico, il massimo spostamento in direzione verticale si registra nella campata centrale sulla trave esterno curva. La lunghezza di tale trave è di circa 44 m, per cui risulta:

$$\frac{f_Q}{L} = \frac{58.84}{44000} = 0.00134 = \frac{1}{748} < \frac{1}{700}$$

Tale valore risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

8.8 Reazioni agli appoggi

Nella tabella seguente si riportano le reazioni verticali relative alle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi desunti dal modello di calcolo dell'impalcato. Per le reazioni orizzontali si rimanda al modello globale ed alla relativa relazione.

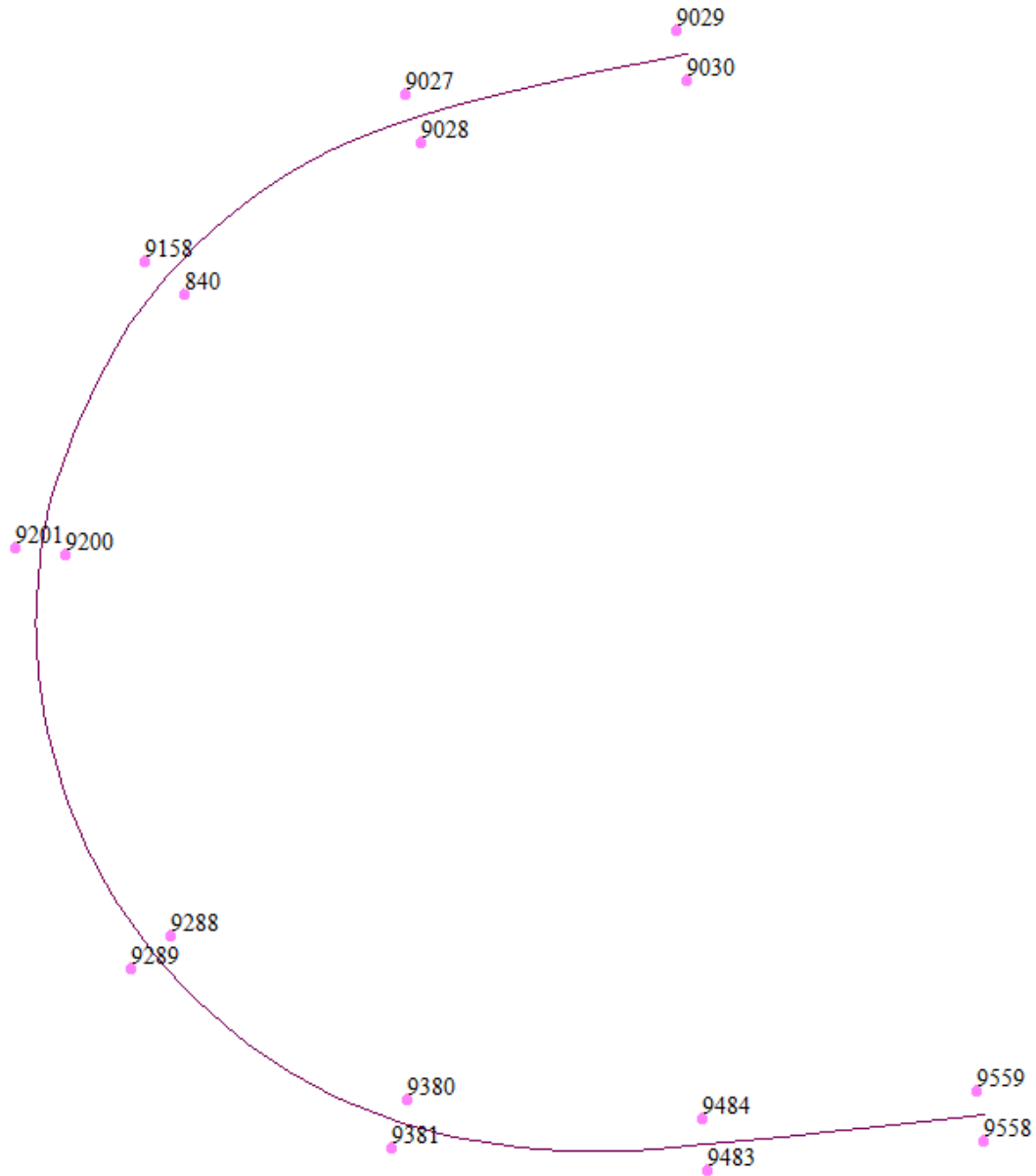


Figura 62 – Numerazione nodi appoggi

Node	Load	F_z (KN)
840	INVSLU TOT(max)	4532.6
9027	INVSLU TOT(max)	4688.0
9028	INVSLU TOT(max)	4872.1
9029	INVSLU TOT(max)	2058.6
9030	INVSLU TOT(max)	1916.9
9158	INVSLU TOT(max)	4073.2
9200	INVSLU TOT(max)	6691.6
9201	INVSLU TOT(max)	5795.2
9288	INVSLU TOT(max)	6704.1
9289	INVSLU TOT(max)	5862.5
9380	INVSLU TOT(max)	4550.2
9381	INVSLU TOT(max)	4133.2
9483	INVSLU TOT(max)	4643.8
9484	INVSLU TOT(max)	4478.4
9558	INVSLU TOT(max)	1932.3
9559	INVSLU TOT(max)	2017.2
840	INVSLU TOT(min)	1609.9
9027	INVSLU TOT(min)	1957.1
9028	INVSLU TOT(min)	2159.4
9029	INVSLU TOT(min)	400.7
9030	INVSLU TOT(min)	456.0
9158	INVSLU TOT(min)	802.4
9200	INVSLU TOT(min)	3051.9
9201	INVSLU TOT(min)	2020.6
9288	INVSLU TOT(min)	3055.5
9289	INVSLU TOT(min)	2021.7
9380	INVSLU TOT(min)	1620.6
9381	INVSLU TOT(min)	865.3
9483	INVSLU TOT(min)	2053.8
9484	INVSLU TOT(min)	2026.9
9558	INVSLU TOT(min)	338.9
9559	INVSLU TOT(min)	477.4
840	INVSLU TOT(all)	4532.6
9027	INVSLU TOT(all)	4688.0
9028	INVSLU TOT(all)	4872.1
9029	INVSLU TOT(all)	2058.6
9030	INVSLU TOT(all)	1916.9
9158	INVSLU TOT(all)	4073.2
9200	INVSLU TOT(all)	6691.6
9201	INVSLU TOT(all)	5795.2
9288	INVSLU TOT(all)	6704.1
9289	INVSLU TOT(all)	5862.5
9380	INVSLU TOT(all)	4550.2
9381	INVSLU TOT(all)	4133.2
9483	INVSLU TOT(all)	4643.8
9484	INVSLU TOT(all)	4478.4
9558	INVSLU TOT(all)	1932.3
9559	INVSLU TOT(all)	2017.2

8.9 Verifiche allo stato limite di fatica

8.9.1 Analisi dei carichi

In accordo con il par. 5.1.4.3 del D.M. 14 gennaio 2008, viene considerato il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. La seguente figura mostra il modello di carico utilizzato.

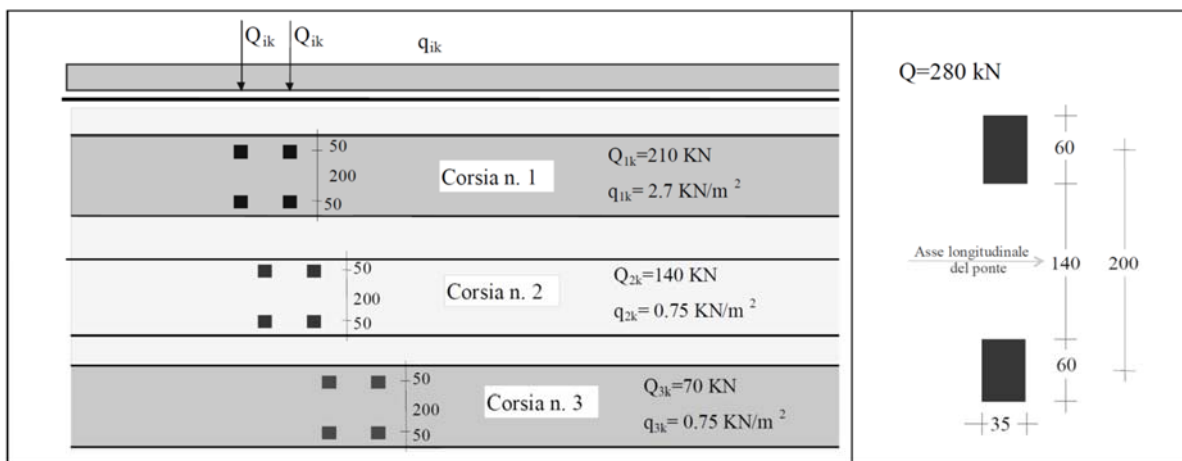
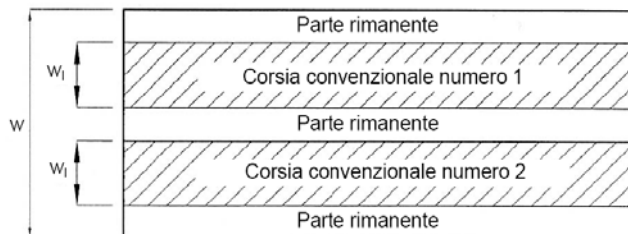


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

L'impalcato è suddiviso in n. 2 corsie convenzionali così come rappresentato nella figura sottostante.



Schema corsie convenzionali

Essendo la larghezza della singola corsia convenzionale pari a:

$$w_i = 3.00 \text{ m}$$

La posizione e la numerazione delle due corsie è stata determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

8.9.2 Limiti tensionali

Le verifiche vengono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{D \max}$ indotto nel dettaglio dal modello di *carico di fatica 1* sia minore del limite di fatica del dettaglio stesso $\Delta\sigma_D$ diviso per il coefficiente γ_{Mf} pari ad 1.35 per strutture sensibili alla rottura per fatica con conseguenze

significative in caso di rottura (Tab. 4.2.IX NTC2008, Tab. C.4.2.XII Circ. 617). I valori di $\Delta\sigma_D$ sono determinati in accordo al par. C.4.2.4.1.4 della Circ. 617 del 2009 e valgono:

- 1) $\Delta\sigma_D=100.0\text{MPa}$ per le saldature longitudinali dei delle travi principali;
- 2) $\Delta\sigma_D=80.0\text{MPa}$ per gli attacchi degli irrigidimenti trasversali;
- 3) $\Delta\sigma_D=80.0\text{MPa}$ per le piastre su cui sono saldati i pioli;
- 4) $\Delta\sigma_D=90.0\text{MPa}$ (*) per le saldature di testa a piena penetrazione tra i vari conci.

(*) La tensione va ridotta del coefficiente $k_s=(25/t)^{0.2}$ per spessori $t>25\text{mm}$.

8.9.3 Verifiche

Si riportano nel seguito le immagini, dedotte dal modello di calcolo relativa alle condizioni di carico mobile del modello di *carico di fatica 1*, dei valori di tensione normale massima e minima calcolata in corrispondenza delle piattabande delle travi principali, dalle quali si possono ricavare i valori di $\Delta\sigma_{D \max}$ da considerare nelle verifiche.

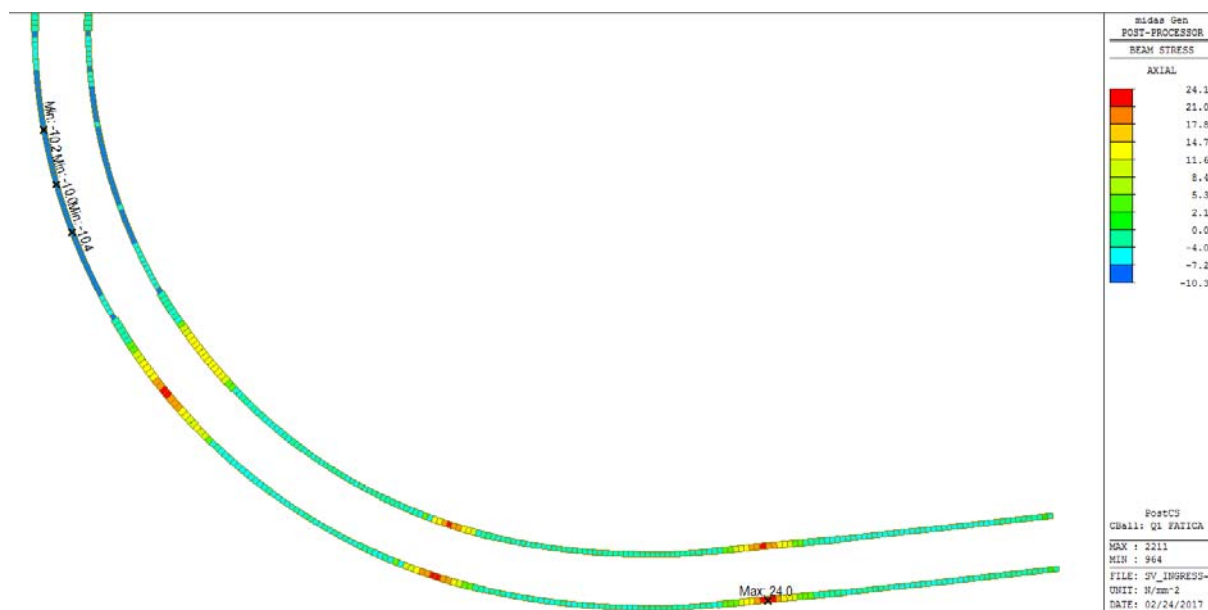


Figura 63 – Tensioni calcolate sulla piattabanda superiore

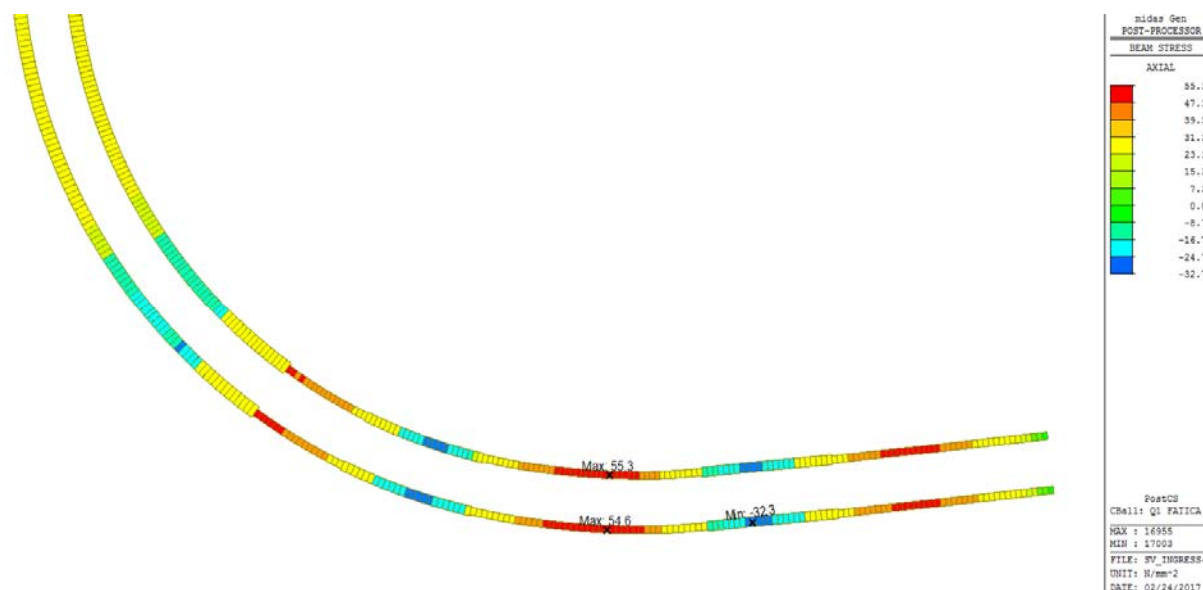


Figura 64 – Tensioni calcoate sulla piattabanda inferiore

Saldature longitudinali delle travi principali:

$\Delta\sigma_{D \max} = 55.3 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 70.1 \text{ MPa}$ Verifica soddisfatta!

Attacchi degli irrigidimenti trasversali:

$\Delta\sigma_{D \max} = 55.3 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 59.2 \text{ MPa}$ Verifica soddisfatta!

Piastre su cui sono saldati i pioli:

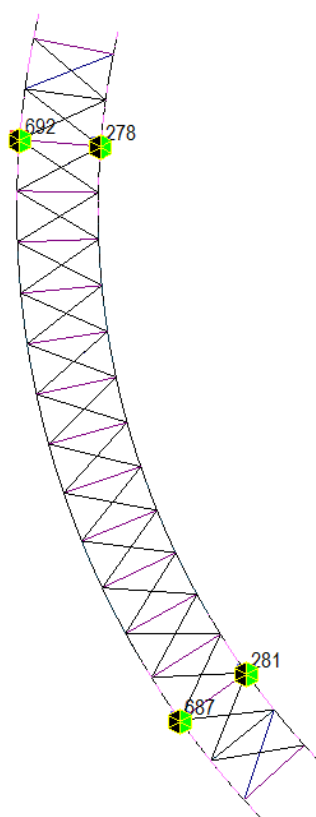
$\Delta\sigma_{D \max} = 24.2 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 59.2 \text{ MPa}$ Verifica soddisfatta!

Saldature di testa dei conchi delle travi principali:

$\Delta\sigma_{D \max} = 55.3 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 64.3 \text{ MPa}$ ($t=30$) Verifica soddisfatta!

8.10 Verifiche in fase di varo e montaggio

Il varo dei 5 blocchi, come descritto, avverrà dal basso mediante l'utilizzo di autogru. Il sollevamento del blocco centrale, dotato di predalles durante le operazioni di varo, necessita di disporre gli agganci in determinati punti della struttura, per poter varare la struttura in sicurezza, in funzione del peso e della forma curvilinea della struttura. In particolare, i 4 punti di aggancio saranno posti in corrispondenza del primo traverso dopo la pila verso l'interno della campata centrale, a circa 7.50 m dall'estremità del blocco. Di seguito si mostra l'immagine degli sforzi normali, calcolati in tale configurazione, per effetto del peso della struttura metallica, delle predalles, delle velette e dei parapetti di sicurezza.



midas Gen POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-Z	
MIN. REACTION	
NODE=	12469
FZ:	2.7772E+002
MAX. REACTION	
NODE=	12517
FZ:	6.9153E+002
ST: G1 acciaio	
MAX :	12517
MIN :	12469
FILE:	SV_INGRESS-
UNIT:	kN
DATE:	02/27/2017

Figura 65 – Sforzi in fase di varo

Come si può notare il peso totale del blocco è pari a 1938 kN e tutte le forze risultano di trazione nei cavi di sollevamento.

Nella configurazione di montaggio, invece il blocco sarà poggiato sulle due pile definitive e su dei supporti temporanei posti in corrispondenza del cordolo spartitraffico. Tali supporti costituiscono un ulteriore elemento di sicurezza nei confronti del ribaltamento del blocco in fase di montaggio, data la forma curva dell' elemento. Per la determinazione degli sforzi normali su tutti i punti di appoggio, è stata analizzata la struttura costituita dal solo blocco centrale in carpenteria metallica vincolata nei 6 punti suddetti. Gli sforzi normali relativi a tale configurazione sono riportati nella figura seguente.

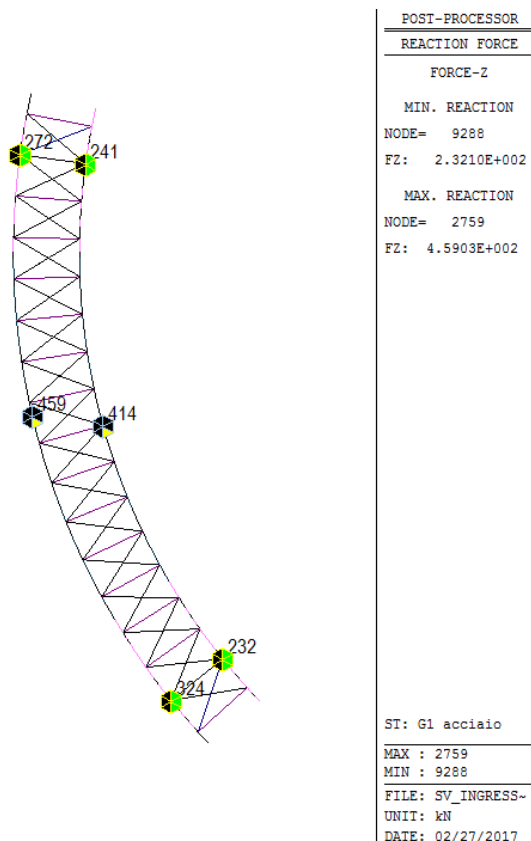


Figura 66 – Sforzi in fase di montaggio blocco centrale

Gli sforzi sono sempre di compressione sugli elementi di supporto. Il supporto centrale provvisorio maggiormente caricato è sottoposto ad uno sforzo di 459 kN (valore caratteristico) corrispondente a $N_{sd}=459 \times 1.35=620$ kN. Utilizzando un profilo HE 300 A, acciaio S355 e considerando , a vantaggio di sicurezza, una lunghezza libera di inflessione di $2 \times 5=10$ m, si ha:

		pilastro asse forte HEA300	pilastro asse debole HEA300
A	[mm ²]	11250	11250
Verifica di stabilità			
I	[mm ⁴]	1.83E+08	6.31E+07
L	[mm]	10000	10000
N _{cr}	[kN]	3781	1306
λ	[-]	1.028	1.748
α	[-]	0.34	0.49
Φ	[-]	1.169	2.408
χ _y	[-]	0.580	0.246
N _{b,Rd}	[kN]	2104	893
FS	[-]	3.39	1.44

Si riportano di seguito gli sforzi normali in fase di montaggio su tutti gli elementi di supporto (pile definitive e provvisorie).

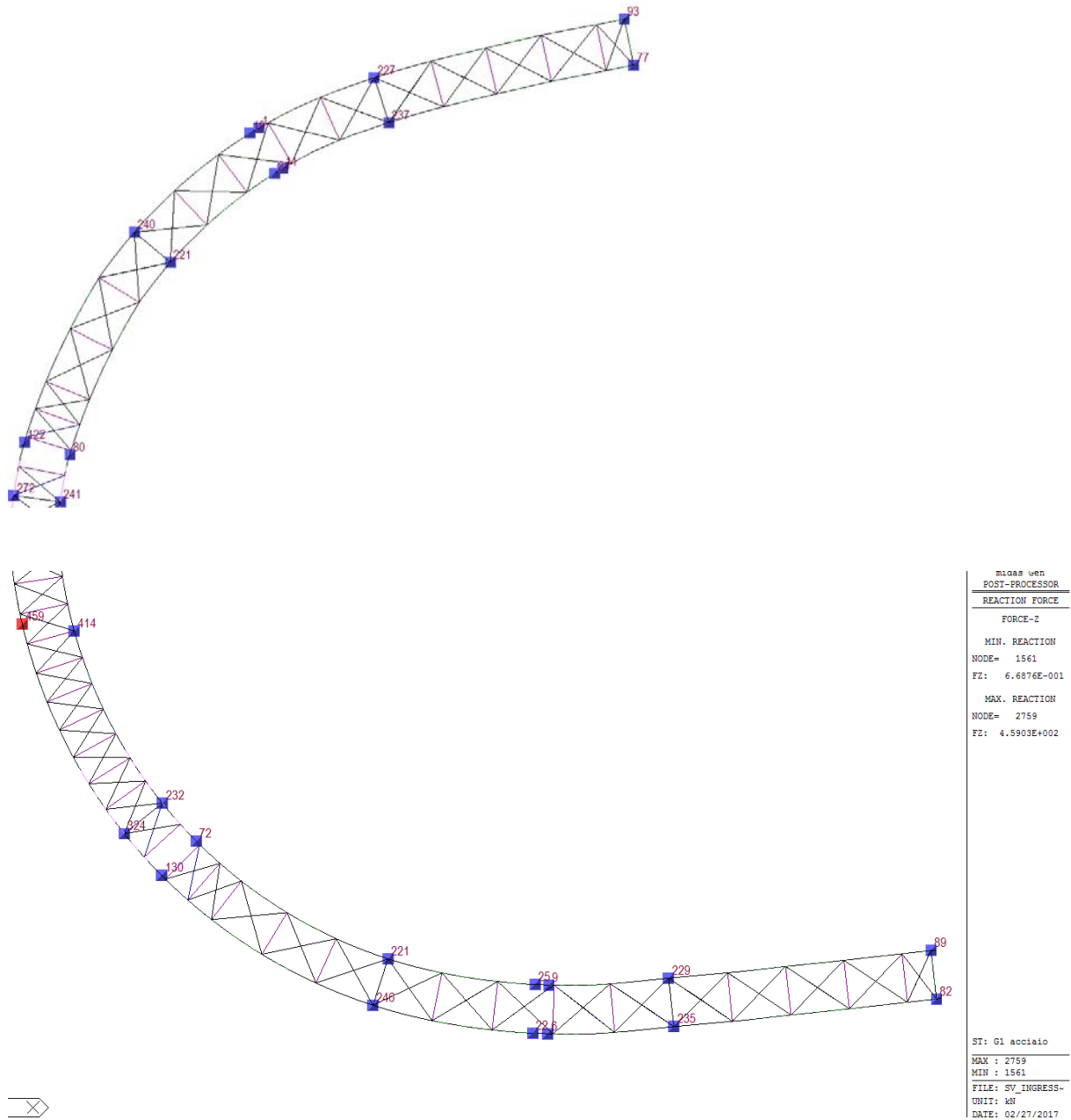


Figura 67 – Sforzi in fase di montaggio

Si riporta, inoltre, il diagramma delle tensioni ideali sulle anime e sulle aste, calcolato in fase di montaggio.

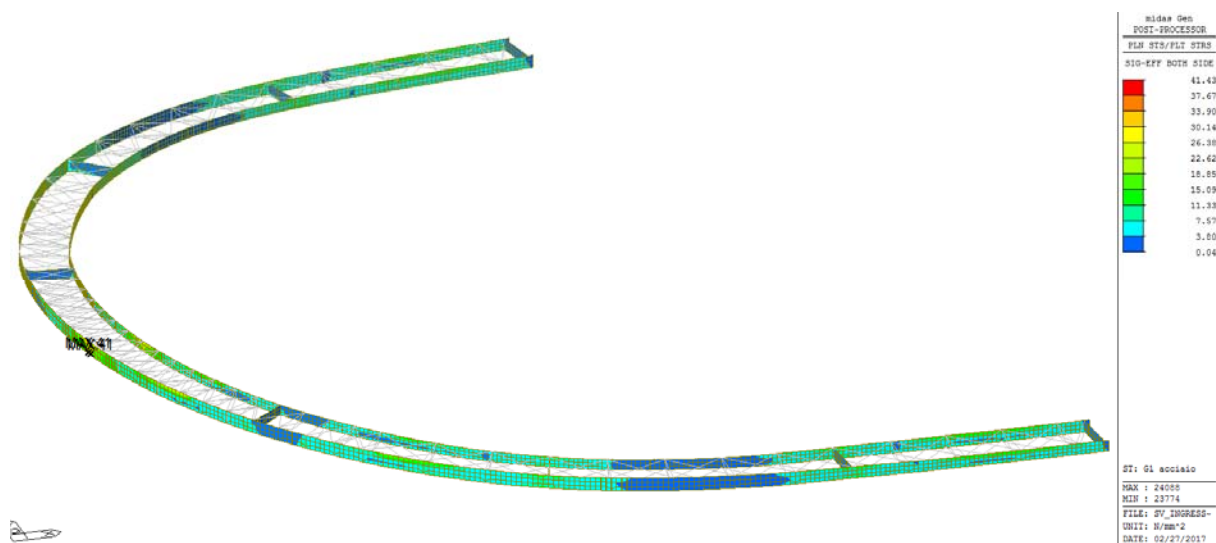


Figura 68 – Tensioni sulle anime in fase di montaggio



Figura 69 – Tensioni sulle aste in fase di montaggio

La tensione massima sull'anima, in corrispondenza del supporto centrale, in fase transitoria, è pari a 41 MPa, mentre la tensione ideale massima si ha sul controvento inferiore ed è pari a 51 MPa. I valori indicati si riferiscono alle azioni caratteristiche dovute al peso.

8.11 Verifiche attacco palo d'illuminazione

Il palo per l'illuminazione, del peso di 1.6 kN ed alto circa 12.5m, come da progetto impiantistico, viene attaccato al cordolo della soletta mediante un' apposita struttura in acciaio. Il peso totale della struttura e del palo è pari a 4.28 kN, con un momento flettente rispetto all'interfaccia di attacco pari a 4.61 kNm. L'azione del vento fornisce un momento alla base di 8.13 kNm, che può intervenire sia nel piano della piastra (torsione) che ortogonalmente ad essa. Si considerano due combinazioni di carico allo SLU:

(per i pesi propri ed i carichi permanenti compiutamente definiti si utilizza un coefficiente di combinazione $\gamma=1.35$, mentre per le azioni da vento si utilizza $\gamma=1.5$)

Comb 1:

$$V=4.28 \times 1.35 = 5.78 \text{ kN};$$

$$M_f = (4.61 \times 1.35 + 8.13 \times 1.5) = 18.42 \text{ kNm}$$

Comb 2:

$$V=4.28 \times 1.35 = 5.78 \text{ kN};$$

$$M_f = 4.61 \times 1.35 = 6.22 \text{ kNm}$$

$$M_t = 8.13 \times 1.5 = 12.2 \text{ kNm}$$

Il tubo di attacco è soggetto a

$$\sigma_{id} = 67.4 \text{ MPa} < f_{yd}$$

La verifica dell' ancoraggio è svolta con l' ausilio del software Profis Anchor e viene riportata nel seguito, nell'ipotesi cautelativa di considerare la sola fila di ancoranti superiori.



Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	N = 0.000; V _x = 5.780; V _y = 1.890; M _x = 0.000; M _y = 6.220; M _z = -12.200	no	no	42
2	Combinazione 2	N = 1.890; V _x = 5.780; V _y = 0.000; M _x = 0.000; M _y = 18.420; M _z = 0.000	no	no	89

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	22.689	1.445	1.445	0.000
2	22.689	1.445	1.445	0.000
3	22.689	1.445	1.445	0.000
4	22.689	1.445	1.445	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo:

0.17 [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

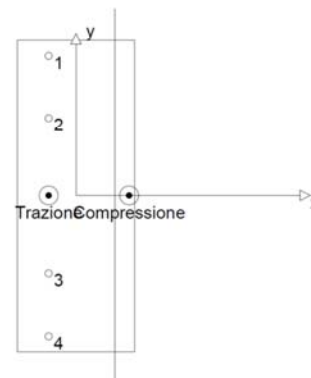
5.21 [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-70/0):

90.757 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(136/0):

88.867 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β _N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	22.689	58.824	39	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	90.757	116.330	79	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	90.757	102.741	89	OK
Fessurazione**	90.757	290.373	32	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

N _{Rk,s} [kN]	γ _{M,s}	N _{Rd,s} [kN]	N _{Sd} [kN]
110.000	1.870	58.824	22.689

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

A _{p,N} [mm ²]	A _{p,N} ⁰ [mm ²]	τ _{Rk,ucr,25} [N/mm ²]	s _{cr,Np} [mm]	c _{cr,Np} [mm]	c _{min} [mm]
474139	245760	18.00	496	248	170
ψ _c	τ _{Rk,cr} [N/mm ²]	k	ψ _{g,Np} ⁰	ψ _{g,Np}	
1.044	8.87	2.300	1.392	1.119	
e _{c1,N} [mm]	ψ _{ec1,Np}	e _{c2,N} [mm]	ψ _{ec2,Np}	ψ _{s,Np}	ψ _{re,Np}
0	1.000	0	1.000	0.906	1.000
N _{Rk,p} ⁰ [kN]	N _{Rk,p} [kN]	γ _{M,p}	N _{Rd,p} [kN]	N _{Sd} [kN]	
89.217	174.495	1.500	116.330	90.757	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,N} [mm]	s _{cr,N} [mm]			
514800	360000	300	600			
e _{c1,N} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,N} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}	k ₁
0	1.000	0	1.000	0.870	1.000	7.200
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,c}	N _{Rd,c} [kN]	N _{Sd} [kN]			
123.873	1.500	102.741	90.757			

3.4 Fessurazione

A _{c,N} [mm ²]	A _{c,N} ⁰ [mm ²]	c _{cr,sp} [mm]	s _{cr,sp} [mm]	ψ _{h,sp}		
414400	160000	200	400	1.422		
e _{c1,N} [mm]	ψ _{ec1,N}	e _{c2,N} [mm]	ψ _{ec2,N}	ψ _{s,N}	ψ _{re,N}	k ₁
0	1.000	0	1.000	0.955	1.000	7.200
N _{Rk,c} ⁰ [kN]	γ _{M,sp}	N _{Rd,sp} [kN]	N _{Sd} [kN]			
123.873	1.500	290.373	90.757			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1.445	35.256	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	5.780	205.481	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	5.780	116.472	5	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
55.000	1.560	35.256	1.445

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
514800	360000	300	600	2.000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.870	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
123.873	1.500	205.481	5.780		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
192	16.0	1.700	0.093	0.059	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
220	455400	217800			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1.000	1.000	1.000	0	1.000	1.400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
59.683	1.500	116.472	5.780		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0.883	0.050	1.000	78	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 16.807 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0.117 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 1.070 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0.043 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0.125 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 16.807 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0.267 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 1.070 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0.064 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0.275 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

7 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

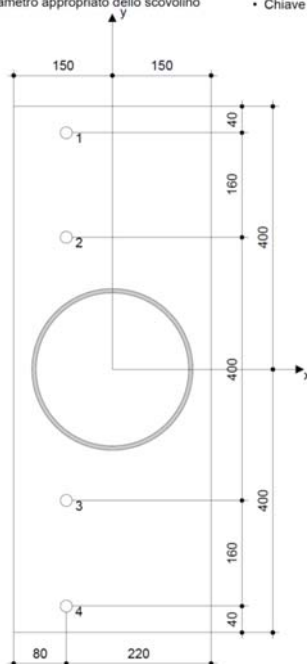
8 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
 Profilo: Tubolare; 245 x 245 x 6 mm
 Diametro del foro nella piastra: $d_f = 18$ mm
 Spessore della piastra (input): 20 mm
 Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
 Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
 Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V-R M16
 Coppia di serraggio: 0.080 kNm
 Diametro del foro nel materiale base: 18 mm
 Profondità del foro nel materiale base: 200 mm
 Spessore minimo del materiale base: 236 mm

8.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Seismic/Filling set • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_x	c_{rx}	c_y	c_{ry}
1	-70	360	170	220	-	-
2	-70	200	170	220	-	-
3	-70	-200	170	220	-	-
4	-70	-360	170	220	-	-

9. Verifiche delle predalles e della soletta

9.1 Premessa

Come già descritto in precedenza, il viadotto in oggetto è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo. In particolare, si prevede di realizzare una soletta in c.a. gettata in opera di spessore 24 cm, utilizzando quale cassatura predalles autoportanti in acciaio munite di armature a traliccio. Tali predalles sono costituite da lastre di spessore 4 mm e larghezza variabile (in funzione della curvatura del sovrappasso). Nei tratti rettilinei la larghezza è di 200 cm, mentre nei tratti curvi la larghezza in asse è ancora pari a 200 cm, mentre alle estremità varia fino ad un massimo di 218 cm per il lato esterno curva ed un minimo di 182 cm per il lato interno curva. In ogni caso, indipendentemente dalla larghezza, ciascuna predalla è dotata di 5 tralici disposti ad interasse di circa 40 cm. Le predalle vengono poggiate sulle piattabande superiori delle due travi principali con il ricorso a piattine in acciaio per compensare le differenze di quota all'attacco trave-predalla dovute alla pendenza trasversale dell'impalcato. In corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali le predalles sono inoltre asolate per consentire il passaggio dei connettori.

Dopo la posa in opera delle predalles, si provvede alla posa dell'armatura trasversale e longitudinale della soletta e quindi al getto di quest'ultima fino a raggiungere lo spessore di progetto.

In base alla modalità costruttiva, si distinguono due fasi di funzionamento strutturale:

- 1^a fase: getto della soletta sostenuta dalle predalles;
- 2^a fase: maturazione della soletta sulla quale agiscono il peso proprio delle finiture (cordoli, barriere, pavimentazione) ed i carichi da traffico.

Nel seguito si riportano gli schemi di calcolo e le verifiche significative degli elementi strutturali relativamente alle due fasi descritte.

9.2 Verifiche nei tratti di larghezza B = 8.00 m

La figura seguente sintetizza le caratteristiche geometriche dell'impalcato nel tratto in cui la larghezza è pari a 8.00m.

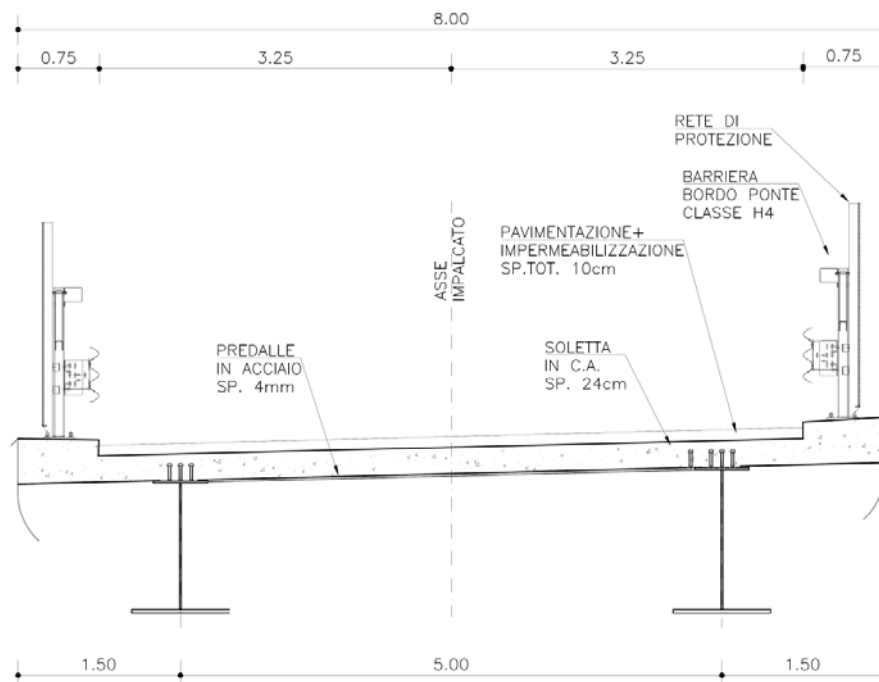


Figura 70 – Sezione trasversale dell'impalcato nel tratto di larghezza 8.00 m

9.2.1 Verifiche delle predalles (1ª fase)

9.2.1.1 Geometria e carichi

Le caratteristiche della predalla sono:

larghezza: 2000 mm

lunghezza: 8000 mm

spessore: 4 mm

numero tralicci per lastra: 5

tralicci: H = 16.5 cm (8/16/8), +2 monconi $\Phi 18$ sull'asola

L'analisi dei carichi, condotta per la striscia di 2.00 m, prevede:

- peso proprio predalla in acciaio $g_p = 0.004 \times 2.00 \times 78.5 = 0.628 \text{ kN/m}$
- peso cls e armature soletta $g_1 = 0.24 \times 2.00 \times 26 = 12.48 \text{ kN/m}$
- peso veletta $G_2 = 0.006 \times 1.08 \times 2.00 \times 78.5 = 1.02 \text{ kN}$
- peso mezzi d'opera (1 kN/m^2) $q_1 = 1.00 \times 2.00 = 2.00 \text{ kN/m}$

Si precisa che per massimizzare le sollecitazioni in mezzera ed in appoggio sono state analizzate due possibili situazioni:

- il calcestruzzo viene gettato partendo dalla zona centrale e procedendo successivamente verso gli sbalzi; in tale fase la zona caricata dal peso della soletta è prevalentemente quella tra le due travi principali.
- il calcestruzzo viene gettato distribuendolo in maniera uniforme sull'intera larghezza dell'impalcato.

Per la situazione “a” lo schema statico è quello di trave su due appoggi con i relativi sbalzi.

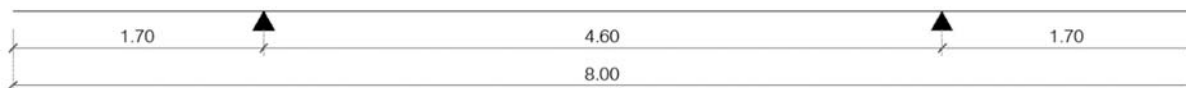


Figura 71 – Schema di calcolo fase 1_a

Per la situazione “b” lo schema statico è invece quello di trave su quattro appoggi.

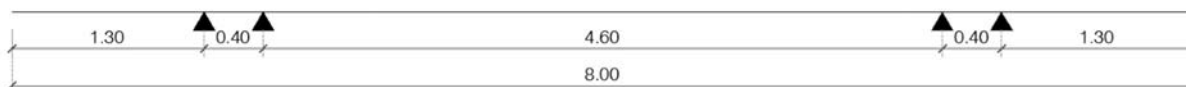


Figura 72 – Schema di calcolo fase 1_b

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti flettenti e dei tagli relativi alla prima fase.

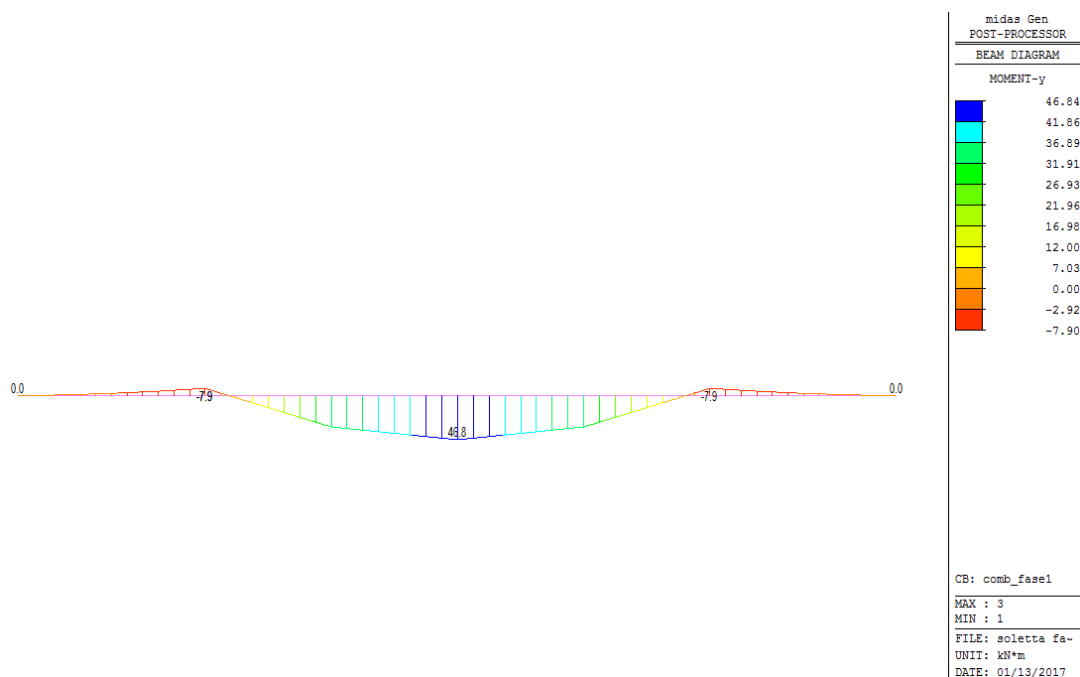


Figura 73 – Fase 1_a – Diagramma dei momenti flettenti

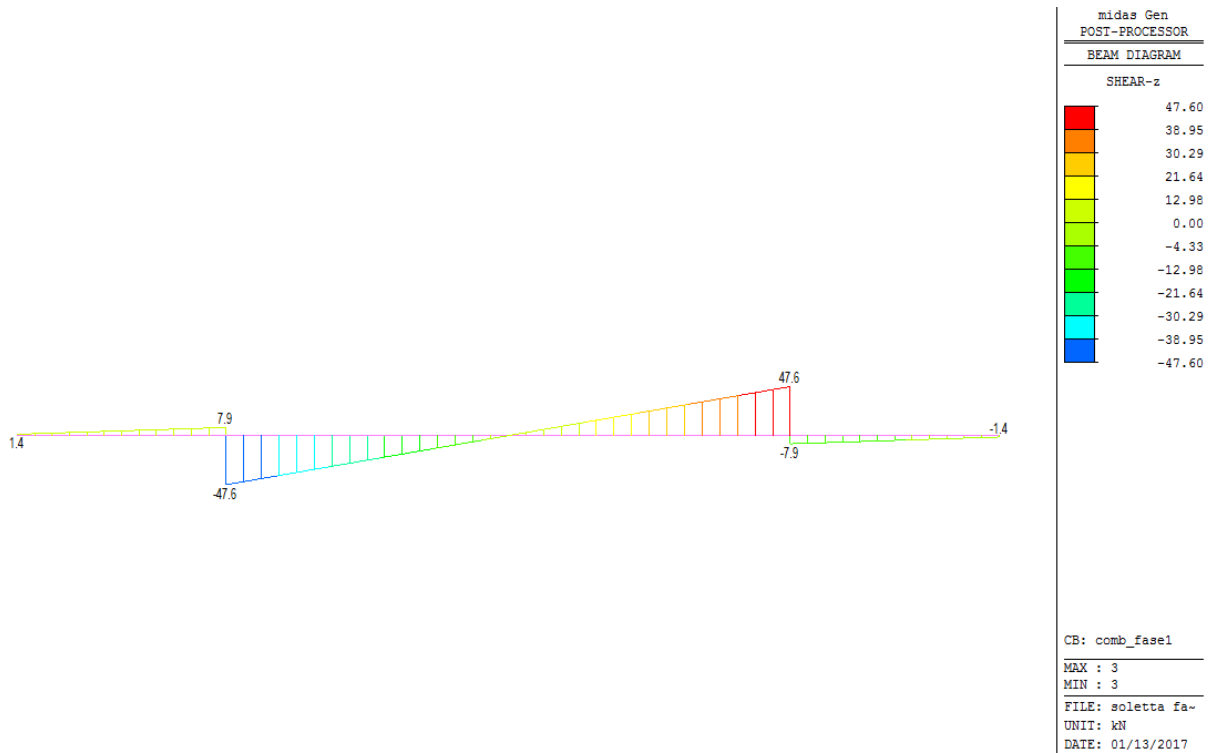


Figura 74 – Fase 1_a – Diagramma dei tagli

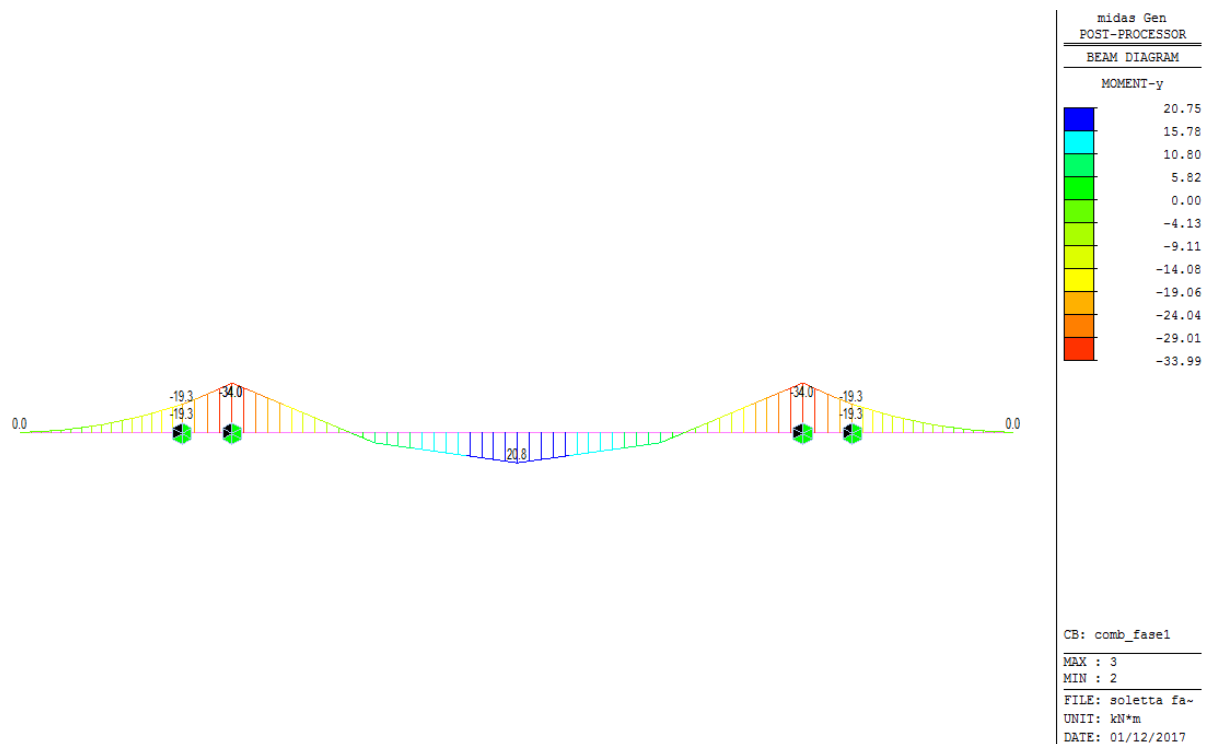


Figura 75 – Fase 1_b – Diagramma dei momenti flettenti

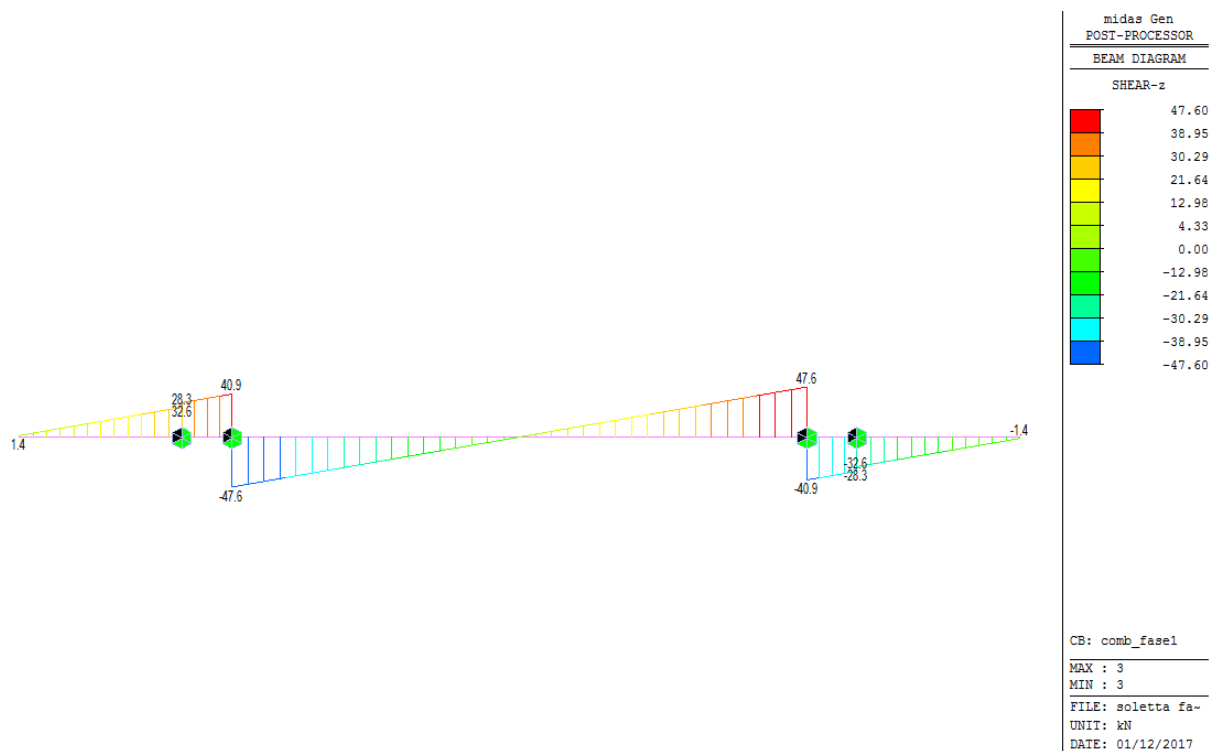


Figura 76 – Fase 1_b – Diagramma dei tagli

9.2.1.2 Verifiche a flessione

Con riferimento agli schemi di carico descritti, risulta:

$$M_{\min} = -34.0 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 46.84 \text{ kNm}$$

Nelle tabelle seguenti si sintetizzano i risultati delle verifiche a flessione, condotte per le sollecitazioni flettenti riportate. Con riferimento a quanto contenuto in esse si precisa che:

M_{Ed} è il momento di calcolo;

h è l'interasse tra i correnti del traliccio;

N_{Ed} è lo sforzo normale sul corrente, che si intende di compressione per il corrente compresso e di trazione per quello teso;

ϕ , A , n sono il diametro, l'area e il numero di correnti del traliccio;

ϕ' , A' sono il diametro e l'area di eventuali armature aggiuntive;

I è il momento di inerzia della sezione;

l_0 è la lunghezza libera di inflessione;

Verifiche a momento negativo – corrente superiore teso

VERIFICHE DEI CORRENTI SUPERIORI				
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE				
Dati Tensionali				
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>f_{y,k}</i>	<i>γ_{M0}</i>	
	[MPa]	[MPa]	[adim]	
B450C	210000	450	1.05	
Caratteristiche Geometriche				
<i>Corrente superiore</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ</i>	<i>A</i>
	[mm]	[adim]	[mm]	[mm ²]
	160	5	16	201
VERIFICHE				
Verifiche di resistenza a trazione				
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>N_{pl,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato
[kNm]	[kN]	[kN]	[adim]	
34.0	42.5	86.2	0.49	

Verifiche a momento negativo – corrente inferiore compresso

VERIFICHE CORRENTI INFERIORI						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>f_{y,k}</i>	<i>f_{tk}</i>		<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[adim]	[adim]
B450C	210000	450	540		1,05	1,05
Caratteristiche Geometriche						
<i>Corrente inferiore</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ'</i>	<i>A'</i>	<i>I'</i>	
	[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	
	160	10	18	254	5153	
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>I₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg}</i>	<i>è necessaria la verifica di stabilità</i>	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]		
34,0	21,3	400	67	1,31		
<i>α</i>	<i>φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{b,Rd}</i>	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]		
0,49	1,63	0,38	42	0,51		

Verifiche a momento positivo – corrente inferiore teso

VERIFICHE DEI CORRENTI INFERIORI					
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE					
Dati Tensionali					
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>f_{y,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]
B450C	210000	450		1,05	
Caratteristiche Geometriche					
<i>Corrente inferiore</i>	<i>A_{predalla}</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ</i>	<i>A</i>
	[mm ²]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm ²]
+ predalla	8000	160	10	8	50
VERIFICHE					
Verifiche di resistenza a trazione					
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>N_{pl,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{Rd}</i>	Verificato	
[kNm]	[kN]	[kN]	[adim]		
46,8	29,3	364,4	0,08		

Verifiche a momento positivo – corrente superiore compresso

VERIFICHE CORRENTI SUPERIORI						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
<i>Acciaio</i>	<i>E</i>	<i>f_{y,k}</i>	<i>f_{t,k}</i>	<i>γ_{M0}</i>	<i>γ_{M1}</i>	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]	
B450C	210000	450	540	1,05	1,05	
Caratteristiche Geometriche						
<i>Corrente superiore</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	
	[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	
	160	5	16	201	3217	
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>l₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg.}</i>	è necessaria la verifica di stabilità	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]		
46,8	58,6	200	167	0,74		
<i>α</i>	<i>φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>N_{Ed}/N_{b,Rd}</i>	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]		
0,49	0,90	0,70	60	0,97		

9.2.1.3 Verifiche a taglio

Dai diagrammi riportati si evince che il taglio sollecitante massimo risulta pari a 47.60 kN.

Di seguito si riporta la relativa verifica a taglio, dove α e β indicano l'inclinazione della staffa rispettivamente rispetto all'orizzontale in direzione trasversale e rispetto alla verticale in direzione longitudinale.

VERIFICHE STAFFE						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
Acciaio	E	$f_{y,k}$	$f_{t,k}$		γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[adim]	[adim]
B450C	210000	450	540		1,05	1,05
Caratteristiche Geometriche						
Staffa traliccio	n	α	β	ϕ	A	I
	[-]	[°]	[°]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]
	10	61	10	8	50	201
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
T_{ed}	N_{ed}	l_0	N_{cr}	$\lambda_{seg.}$	è necessaria la verifica di stabilità	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]		
47,6	5,5	190	12	1,40		
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]		
0,49	1,77	0,35	8	0,73		

9.2.2 Verifica della soletta (2^a fase)

9.2.2.1 Geometria e carichi

La seconda fase coincide con la completa maturazione del calcestruzzo e, pertanto, la sezione trasversale resistente è costituita da quella della soletta in c.a. di altezza pari a 24 cm. Alle azioni già presenti in prima fase si aggiungono il peso delle finiture (cordoli, pavimentazione, barriere, rete di protezione, tubazioni per lo smaltimento delle acque) ed i carichi variabili da traffico. Lo schema di calcolo considerato in tale fase è quello di trave su due appoggi, con i relativi sbalzi.

I carichi permanenti unitari sono:

- cordoli in c.a. $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- pavimentazione 3.00 kN/m^2
- barriere e smaltimento acque 0.80 kN/m
- rete di protezione 0.40 kN/m

Per quanto riguarda le azioni variabili, sono state considerate agenti i carichi variabili da traffico corrispondenti allo schema 1 del D.M. 14/01/2008. L'analisi dell'impalcato, al fine di massimizzare gli effetti di detti carichi, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo

MIDAS GEN, facendo riferimento ad una porzione di impalcato significativa in direzione longitudinale e più in dettaglio pari a 12 m.

Si riportano, di seguito, gli schemi di carico utilizzati al fine di massimizzare momento flettente e taglio, ovvero le sollecitazioni atte al dimensionamento della soletta.

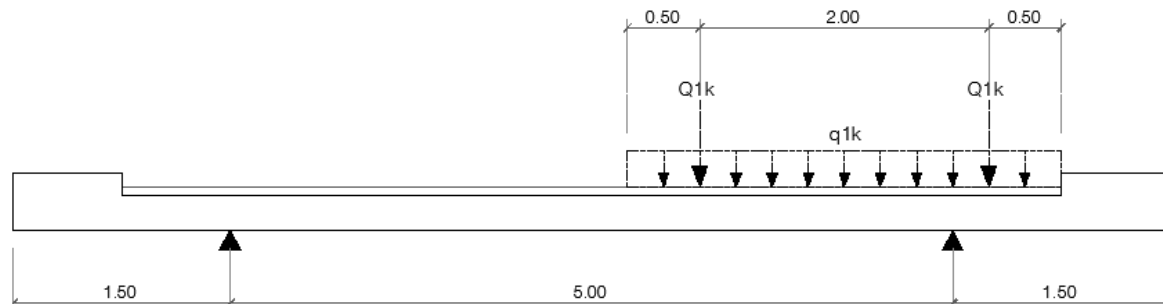


Figura 77 – Schema di carico 1

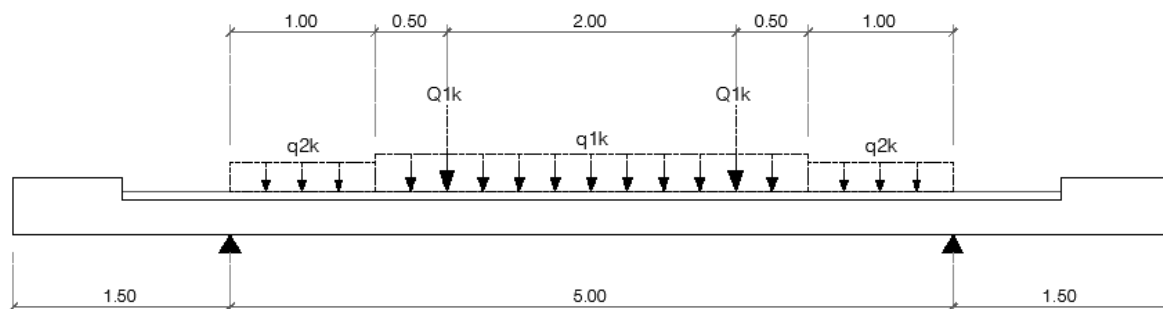


Figura 78 – Schema di carico 2

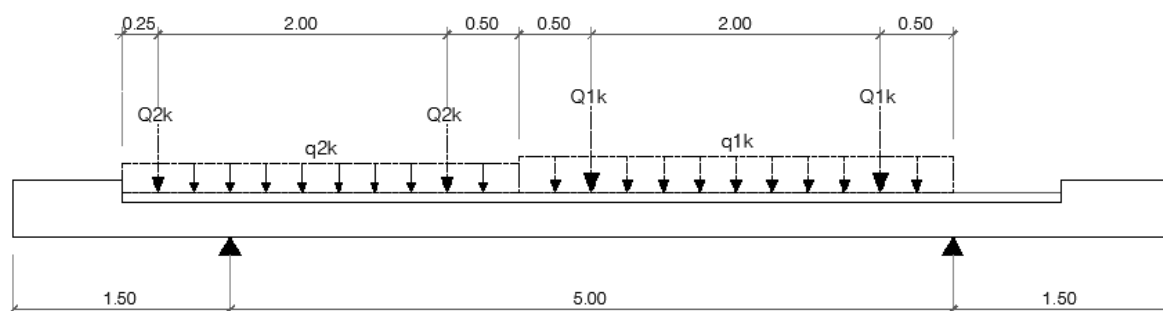


Figura 79 – Schema di carico 3

Inoltre, è stata presa in considerazione una combinazione di carico eccezionale relativa all'urto sulle barriere di un veicolo in svio. In essa, è stato considerato agente in corrispondenza della barriera una coppia per unità di lunghezza pari al momento di plasticizzazione della barriera, il cui valore caratteristico risulta 35.7 kNm. Inoltre, a tale momento è stato associato un carico verticale isolato in adiacenza al cordolo secondo lo schema di carico 2 (200 kN).

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) relativamente ai carichi permanenti portati e all'involuppo delle azioni variabili da traffico. Si precisa che il peso proprio della soletta è stato considerato agente anche in fase 2.

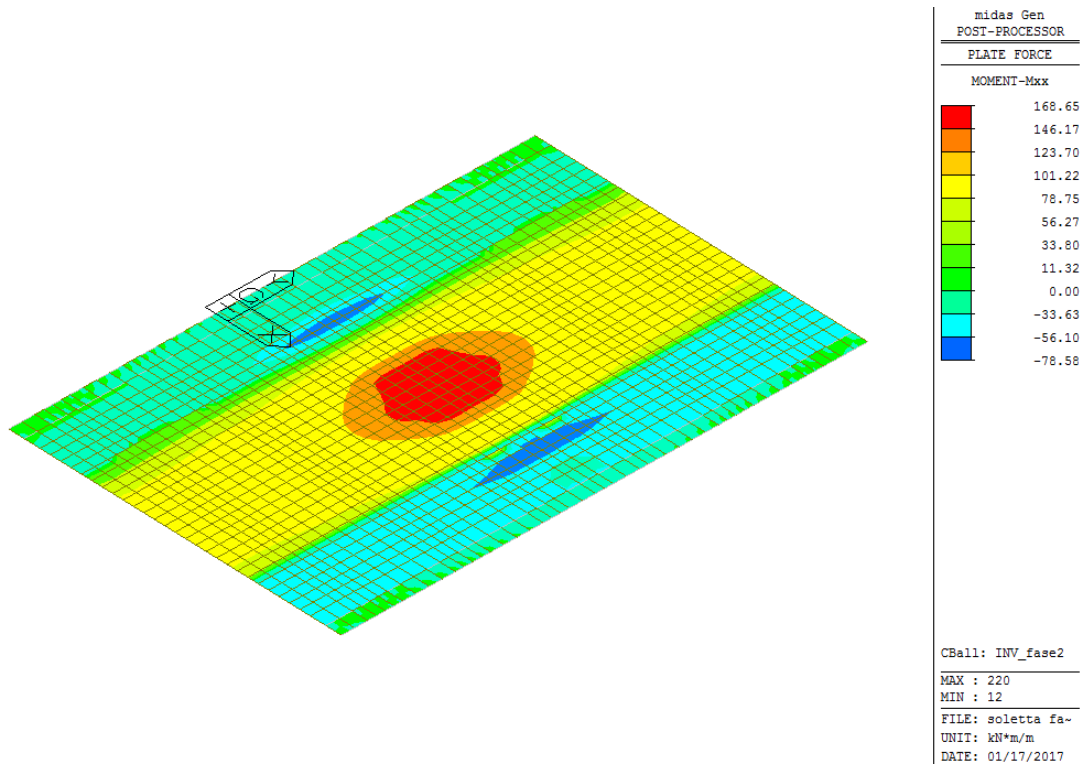


Figura 80 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione trasversale

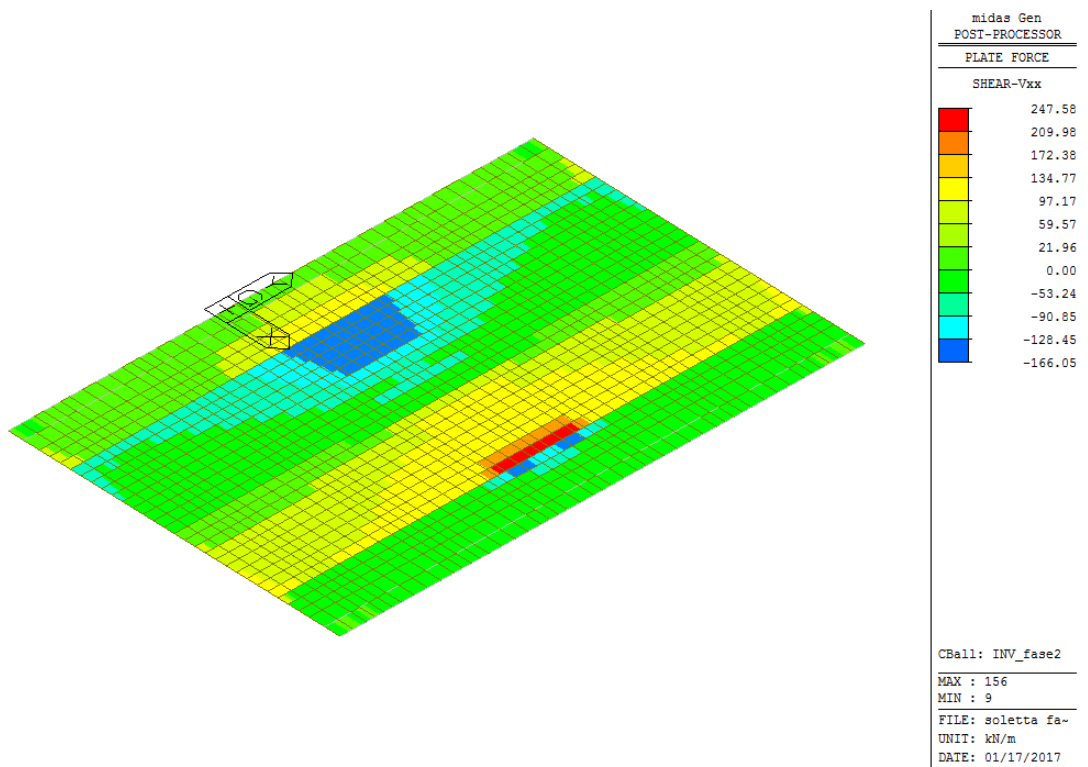


Figura 81 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione trasversale

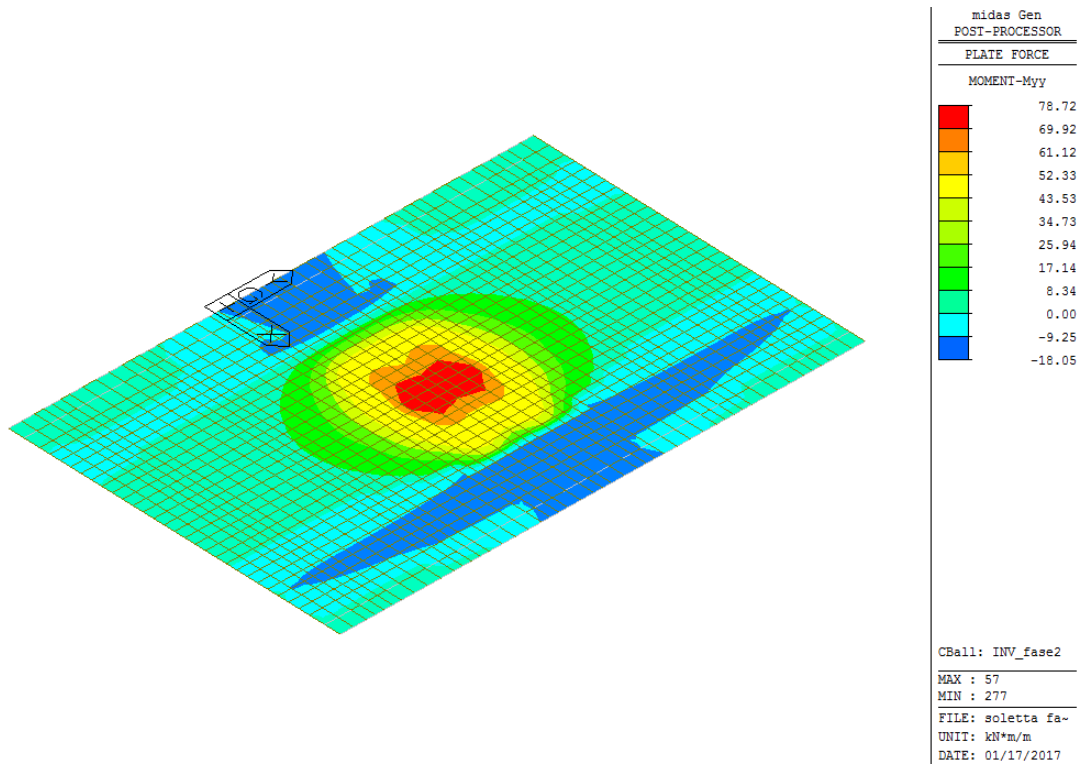


Figura 82 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione longitudinale

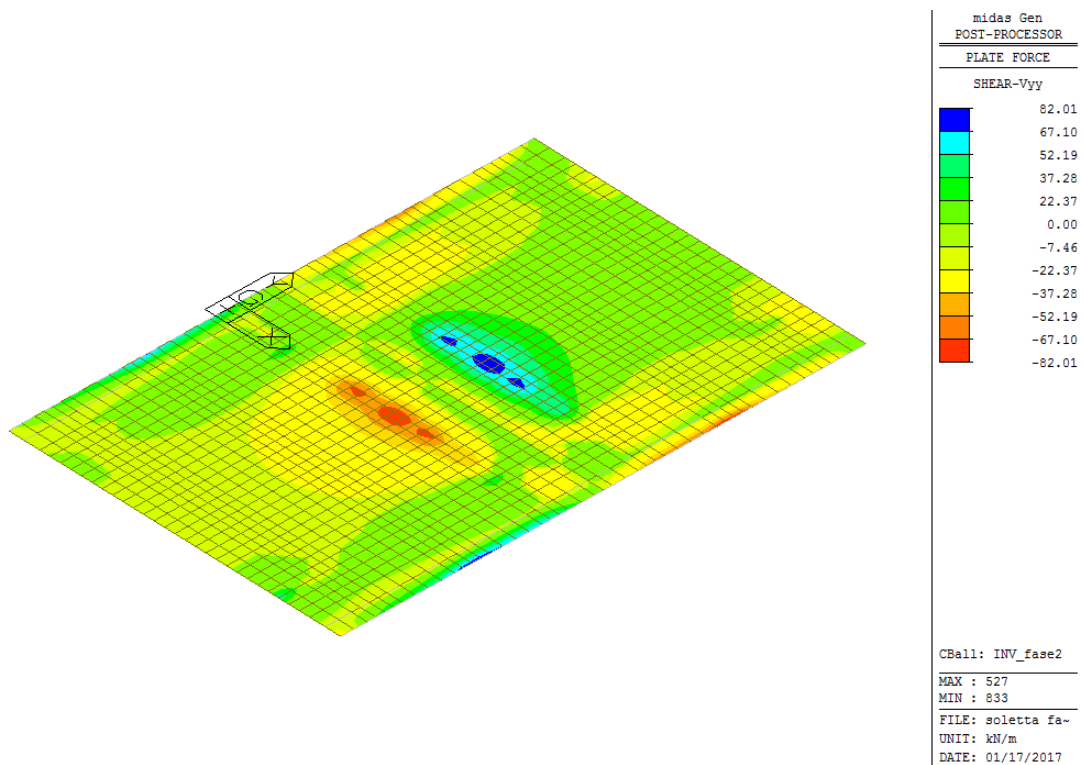


Figura 83 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione longitudinale

9.2.2.2 Verifica a flessione in direzione trasversale

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione trasversale risultano:

$$M_{Ed,min} = -78.58 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 168.65 \text{ kNm}$$

L'armatura trasversale è costituita da:

armatura superiore: $\Phi 12/20$ cm correnti + $\Phi 22/20$ cm aggiuntivi agli appoggi;

armatura inferiore: $\Phi 12/20$ cm correnti + $\Phi 22/20$ cm aggiuntivi in mezzera.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

Titolo: [Empty field]

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	24	1	5,65	4
			2	24,66	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN

M_{Ed}: 168,65 kNm

M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro

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

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o: 0 cm **Col. modello**

Precompresso: []

Materiali: B450C C35/45

E_{su}: 67,5 ‰ **E_{c2}:** 2 ‰

f_{yd}: 391,3 N/mm² **E_{cu}:** 3,5

E_s: 200.000 N/mm² **f_{cd}:** 19,83

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0,8

E_{syd}: 1,957 ‰ **σ_{c,adm}:** 13,5

σ_{s,adm}: 255 N/mm² **τ_{co}:** 0,8

τ_{c1}: 2,257

M_{xRd}: 169,6 kNm

σ_c: -19,83 N/mm²

σ_s: 391,3 N/mm²

ε_c: 3,5 ‰

ε_s: 9,516 ‰

d: 20 cm

x: 5,378 **x/d:** 0,2689

δ: 0,7761

Figura 84 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale

Figura 85 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.2.3 Verifica a taglio in direzione trasversale

Si riporta di seguito l'esito della verifica a taglio della soletta in direzione trasversale, considerando il contributo dei ferri sagomati.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
Calcestruzzo Rck [Mpa] 45 fck [Mpa] 37.4 fcd [Mpa] 21.2	b [mm] 1000 h [mm] 240 c [mm] 40 d [mm] 200	N _{Ed} [kN] 0 V _{Ed} [kN] 247.58	k 2.00 v _{min} 0.61 ρ _l 0.0028 σ _{cp} 0.0000 v 0.5 (σ _{cp}) [*] 0 α _c 1.000 ω _{sw} 0.035 cotgθ 3.654 cotgθ [*] 2.500
Acciaio fyk [Mpa] 450 fyd [Mpa] 391.3	Armatura longitudinale n° barre 5 diametro 12 Area [mm ²] 565.2	VERIFICHE Sezione non armata a taglio V _{Rd} [kN] 121.00 Armare!!!	α 45
	Armatura trasversale Staffe Φ 12 n° bracci 5 A _{sw} [mm ²] 565.2 s [mm] 300	Sezione armata a taglio Crisi armatura a taglio V _{Rsd} [kN] 328.41 V _{Rcd} [kN] 919.58 V _{Rd} [kN] 328.41 Verificato	

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.2.4 Verifica a flessione in direzione longitudinale

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione longitudinale risultano:

$$M_{Ed,min} = -18.05 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 78.72 \text{ kNm}$$

L'armatura longitudinale è costituita da:

armatura superiore: $\Phi 16/20 \text{ cm}$;

armatura inferiore: $\Phi 22/20 \text{ cm}$ nella zona centrale (per un tratto di 4.0 m)
 $\Phi 16/20 \text{ cm}$ nelle restanti zone.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window contains several panels for data entry and calculation results.

Titolo: [Empty field]

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	6
2	19.01	18

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C35/45

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

Calcoli:

M_{xRd} 121.4 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 8.491 ‰

d 18 cm

x 5.254 x/d 0.2919

δ 0.8049

Parametri di progetto: N° rett. 100, L₀ 0 cm, Col. modello

Precompresso

Figura 86 – Verifica a momento positivo- direzione longitudinale

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	24

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	6
2	10.05	18

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

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -18.05 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -76.07 kN m
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 11.32 %
d 18 cm
x 4.251 x/d 0.2362
δ 0.7352

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 87 – Verifica a momento negativo- direzione longitudinale

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.2.5 Verifica a taglio in direzione longitudinale

Si riporta di seguito l'esito della verifica a taglio della soletta in direzione longitudinale.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Armatura longitudinale	Sollecitazioni di calcolo
Calcestruzzo	b [mm] 1000	n° barre 5	N _{Ed} [kN] 0
R _{ck} [Mpa] 45	h [mm] 240	diámetro 16	V _{Ed} [kN] 82.01
f _{ck} [Mpa] 37.4	c [mm] 40	Area [mm²] 1004.8	
f _{cd} [Mpa] 21.2	d [mm] 200		
Acciaio		Parametri di verifica	VERIFICA
f _{yk} [Mpa] 450		k 2.00	Sezione non armata a taglio
f _{yd} [Mpa] 391.3		V _{min} 0.61	V _{Rd} [kN] 127.55
		ρ _l 0.005	Verificato
		σ _{cp} 0.000	

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.2.6 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico frequente. Si riporta il diagramma dei momenti flettenti per l'involuppo delle combinazioni frequenti e, a seguire, le verifiche relative allo stato limite di apertura delle fessure.

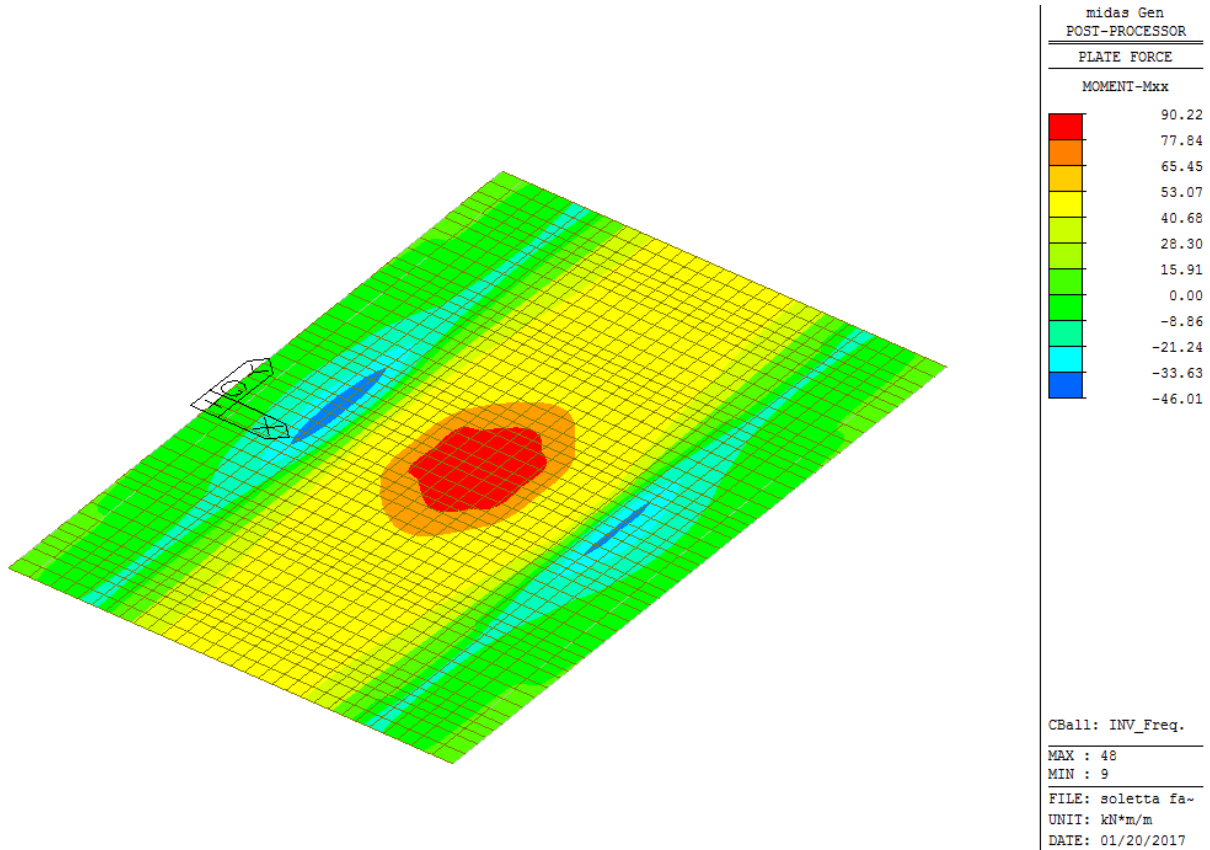


Figura 88 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti

- Verifica a momento positivo ($M_{Ed,max} = 90.2 \text{ kNm}$)

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C35/45	f_{ctm}	3.35 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
		E_c	34625 MPa
		E_s	210000 MPa
		α_e	6.06
Ipotesi di calcolo			
Cond. ambientali	Aggressive		
Tipo di armature	Poco sensibili		
Tipi di carichi	Lunga durata		
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	90.2 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	200 mm
h	240 mm	$h_{c,eff}$	51.0 mm
x	87 mm	$A_{c,eff}$	51007.4 mm ²
<i>ricopr.</i>	30.75 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	100 mm	A_s	2686.663 mm ²
n. ferri	10	ρ_{eff}	0.053
ϕ	18.5 mm	σ_s	215.21 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
ϵ_{sm}	0.0008649 deformazione unitaria media delle barre		
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c+\phi/2)$	200 mm	> della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	164.26 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.142 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

- Verifica a momento negativo ($M_{Ed,min} = -46.0 \text{ kNm}$)

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)

Tipo di combinazione SLE			
Comb.	Frequente		
Materiali			
Cls	C35/45	f_{ctm}	3.35 MPa
		E_c	34625 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa
		E_s	210000 MPa
		α_e	6.06
Ipotesi di calcolo			
Cond. ambientali	Aggressive		
Tipo di armature	Poco sensibili		
Tipi di carichi	Lunga durata		
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	46 kNm	Sollecitazione flettente	
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)	
B	1000 mm	d	200 mm
h	240 mm	$h_{c,eff}$	51.0 mm
x	87 mm	$A_{c,eff}$	51007.4 mm ²
$ricopr.$	30.75 mm		
Caratteristiche dell'armatura tesa			
Spaziatura	100 mm	A_s	2686.663 mm ²
n. ferri	10	ρ_{eff}	0.053
ϕ	18.5 mm	σ_s	109.75 MPa
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre			
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi		
ϵ_{sm}	0.0003627 deformazione unitaria media delle barre		
Calcolo della distanza massima tra le fessure			
$5(c + \phi/2)$	200 mm	> della spaziatura fra i ferri	
k_1	0.8		
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)	
k_3	3.4		
k_4	0.425		
Δ_{smax}	164.26 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica			
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.060 mm	(Eq. C.4.1.15)	
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA	

9.2.2.7 Verifica tensionale

La verifica tensionale viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico rara. Si riporta il diagramma dei momenti flettenti per l'involuppo delle combinazioni rare e, a seguire, le verifiche relative allo stato limite delle tensioni in esercizio.

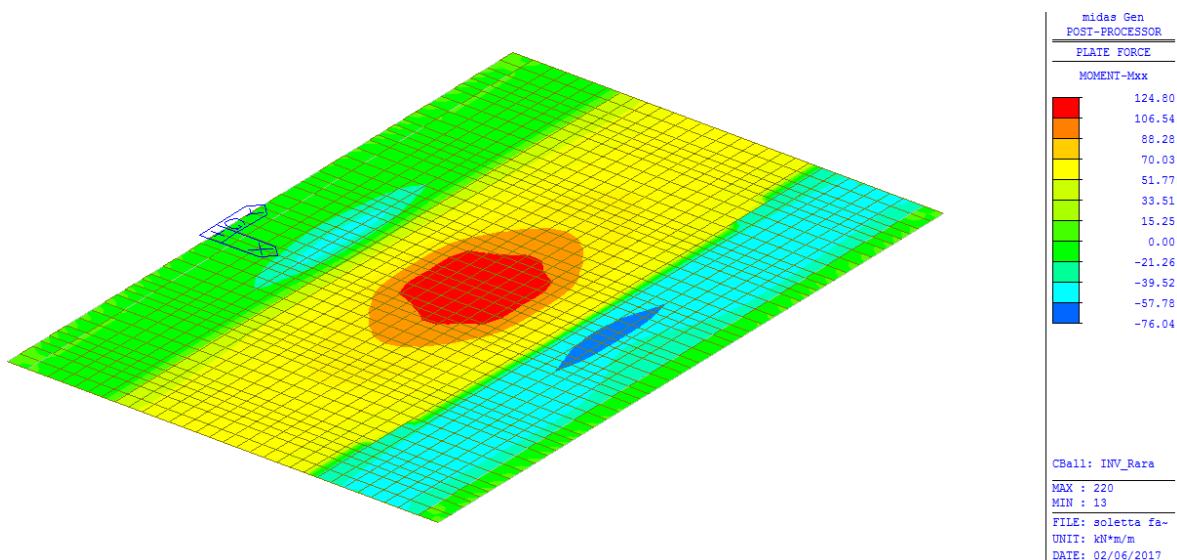


Figura 89 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti

Sollecitazioni e caratteristiche della sezione		
M_{Ed}	124,8 kNm	Sollecitazione flettente
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)
c	40 mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo
H	240 mm	Altezza totale della sezione
B	1000 mm	Base della sezione
d	200 mm	Altezza utile della sezione
A_s	2464,9 mm ²	Armatura tesa
$A's$	565,2 mm ²	Armatura compressa
n	15	Omogeneizzazione acciaio/cls compr.
y	120 mm	Posizione del baricentro

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	87 mm	Posizione dell'asse neutro	
I_{ci}	7,1034E+08 mm ⁴	Inerzia omogeneizzata	
f	45 mm		
h_o	170 mm		
σ_{tmax}	297,89 MPa	Tensione nell'acciaio	Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	15,28 MPa	Tensione nel calcestruzzo	Verifica tensionale OK
M_y	189 kNm	Momento allo snervamento	

9.3 Verifiche nei tratti di larghezza B = 9.30 m

La figura seguente sintetizza le caratteristiche geometriche dell'impalcato nel tratto in cui la larghezza è pari a 8.00m.

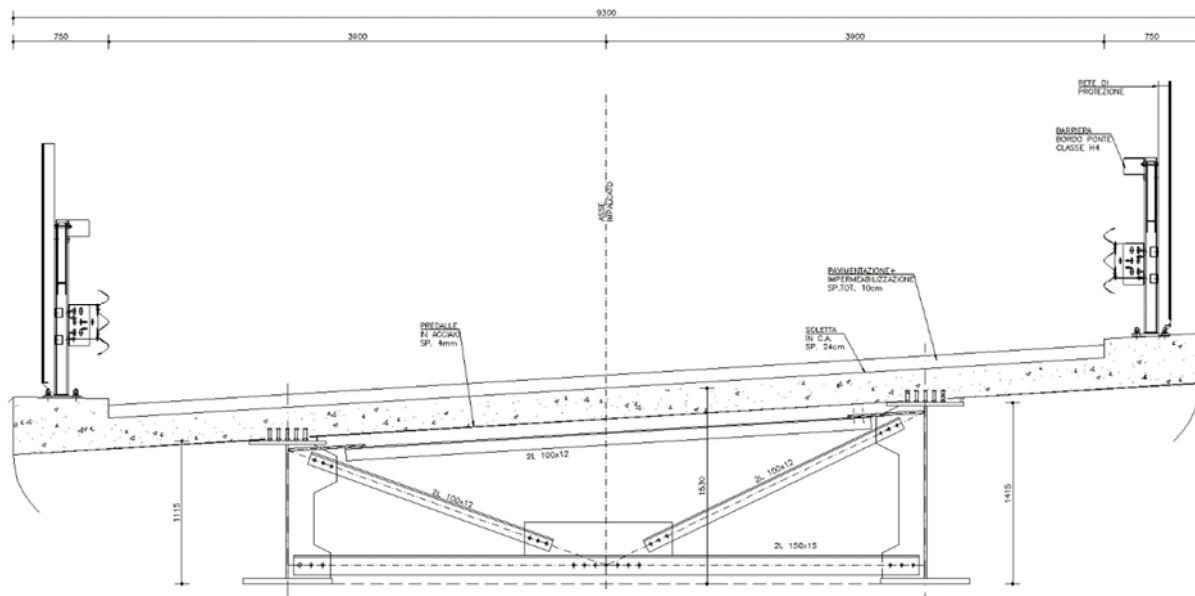


Figura 90 – Sezione trasversale dell'impalcato nel tratto di larghezza 9.30 m

9.3.1 Verifiche delle predalles (1ª fase)

9.3.1.1 Geometria e carichi

Le caratteristiche della predalla sono:

- larghezza: 2000 mm
- lunghezza: 9300 mm
- spessore: 4 mm
- numero tralicci per lastra: 5
- tralicci: H = 16.5 cm (8/16/8)

L'analisi dei carichi, condotta per la striscia di 2.00 m, prevede:

- peso proprio predalla in acciaio $g_p = 0.004 \times 2.00 \times 78.5 = 0.628 \text{ kN/m}$
- peso cls e armature soletta $g_1 = 0.24 \times 2.00 \times 26 = 12.48 \text{ kN/m}$
- peso veletta $G_2 = 0.006 \times 1.08 \times 2.00 \times 78.5 = 1.02 \text{ kN}$
- peso mezzi d'opera (1 kN/m²) $q_1 = 1.00 \times 2.00 = 2.00 \text{ kN/m}$

Si precisa che per massimizzare le sollecitazioni in appoggio ed in mezzera sono state analizzate due possibili situazioni:

- c. il calcestruzzo viene gettato partendo dalla zona centrale e procedendo successivamente verso gli sbalzi; in tale fase la zona caricata dal peso della soletta è prevalentemente quella tra le due travi principali.
- d. il calcestruzzo viene gettato distribuendolo in maniera uniforme sull'intera larghezza dell'impalcato.

Per la situazione “a” lo schema statico è quello di trave su due appoggi con i relativi sbalzi.

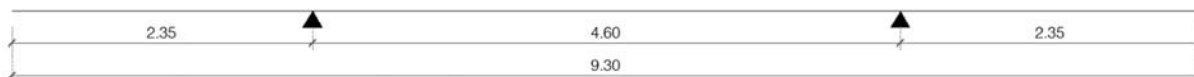


Figura 91 – Schema di calcolo fase 1_a

Per la situazione “b” lo schema statico è invece quello di trave su quattro appoggi.

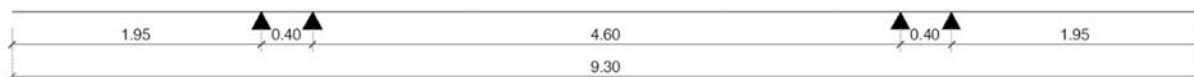


Figura 92 – Schema di calcolo fase 1_b

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti flettenti e dei tagli relativi alla prima fase.

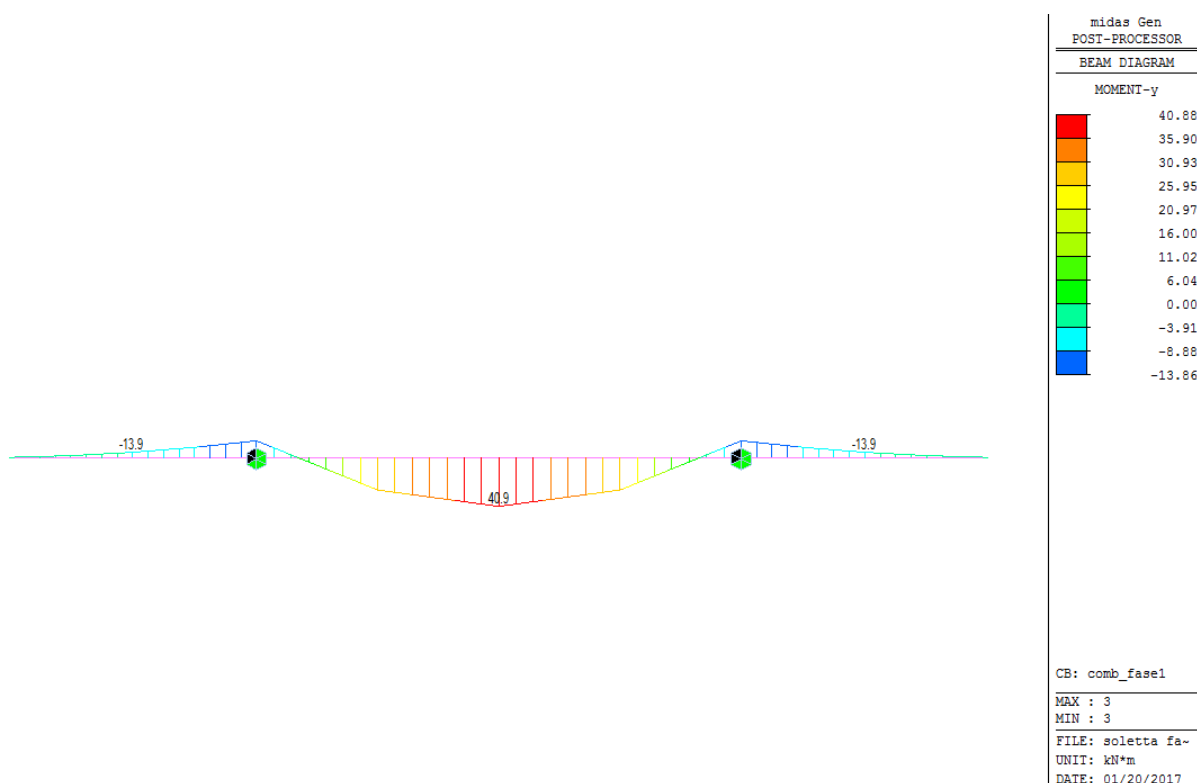


Figura 93 – Fase 1_a – Diagramma dei momenti flettenti

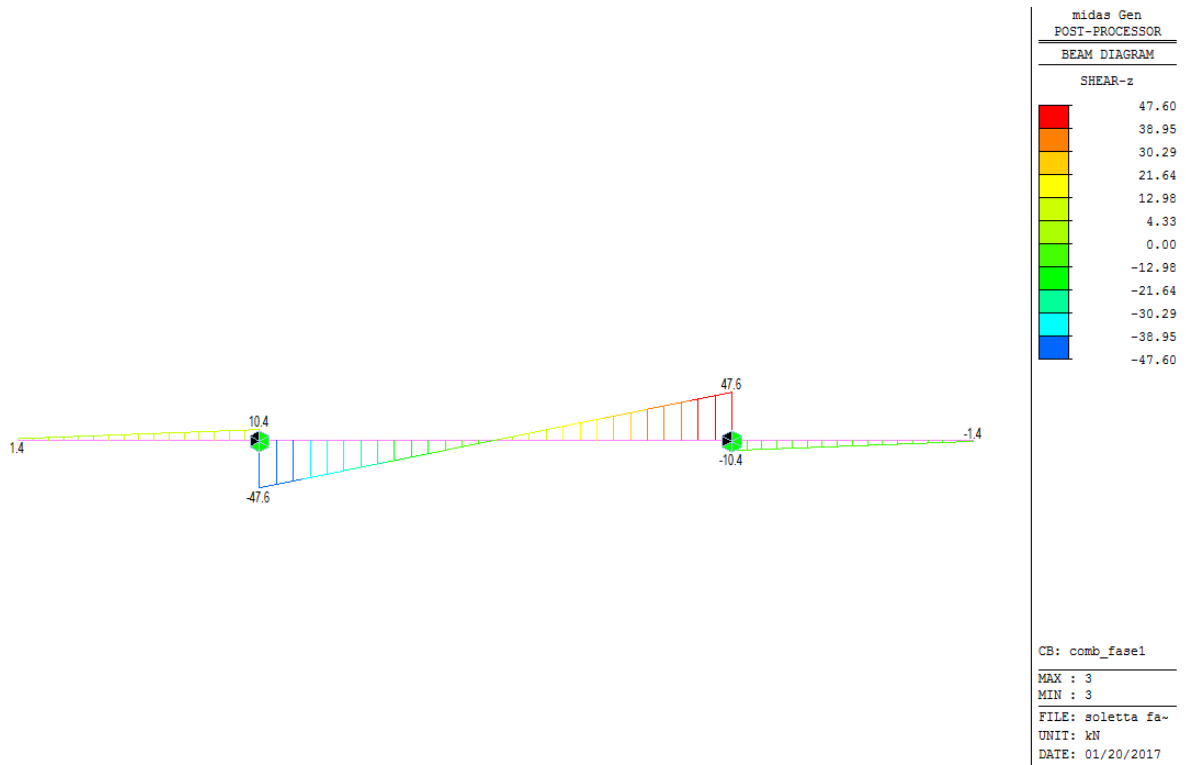


Figura 94 – Fase 1_a – Diagramma dei tagli

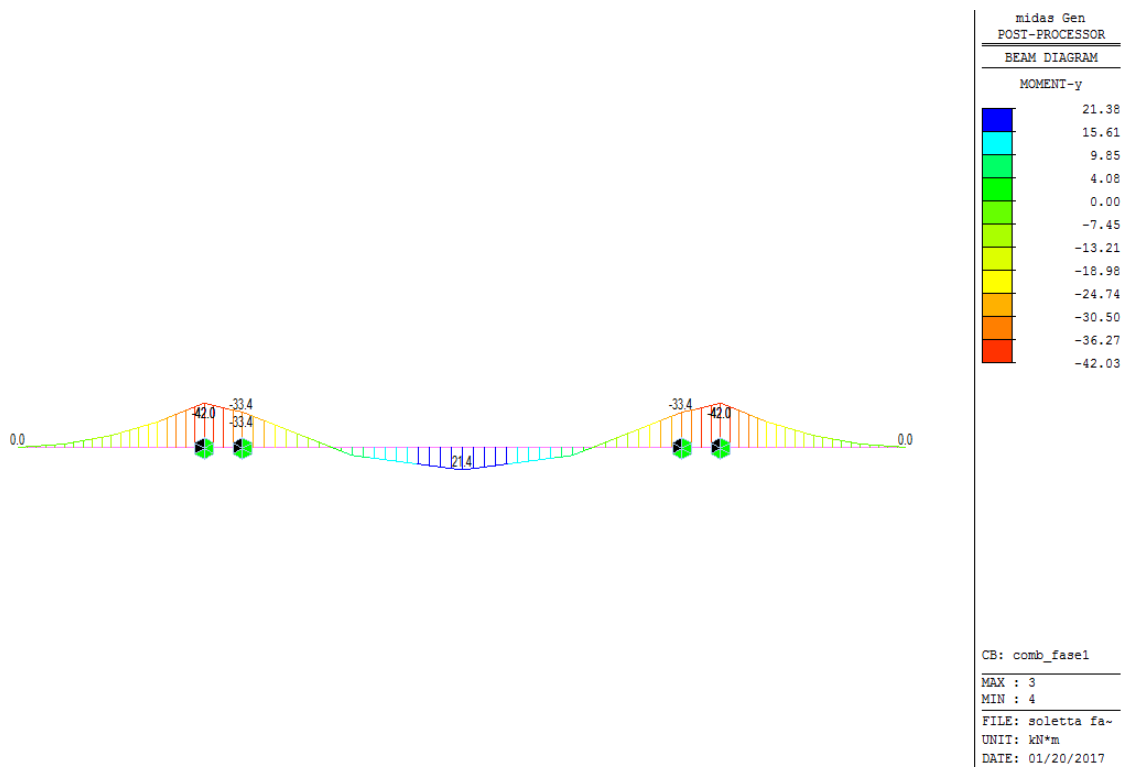


Figura 95 – Fase 1_b – Diagramma dei momenti flettenti

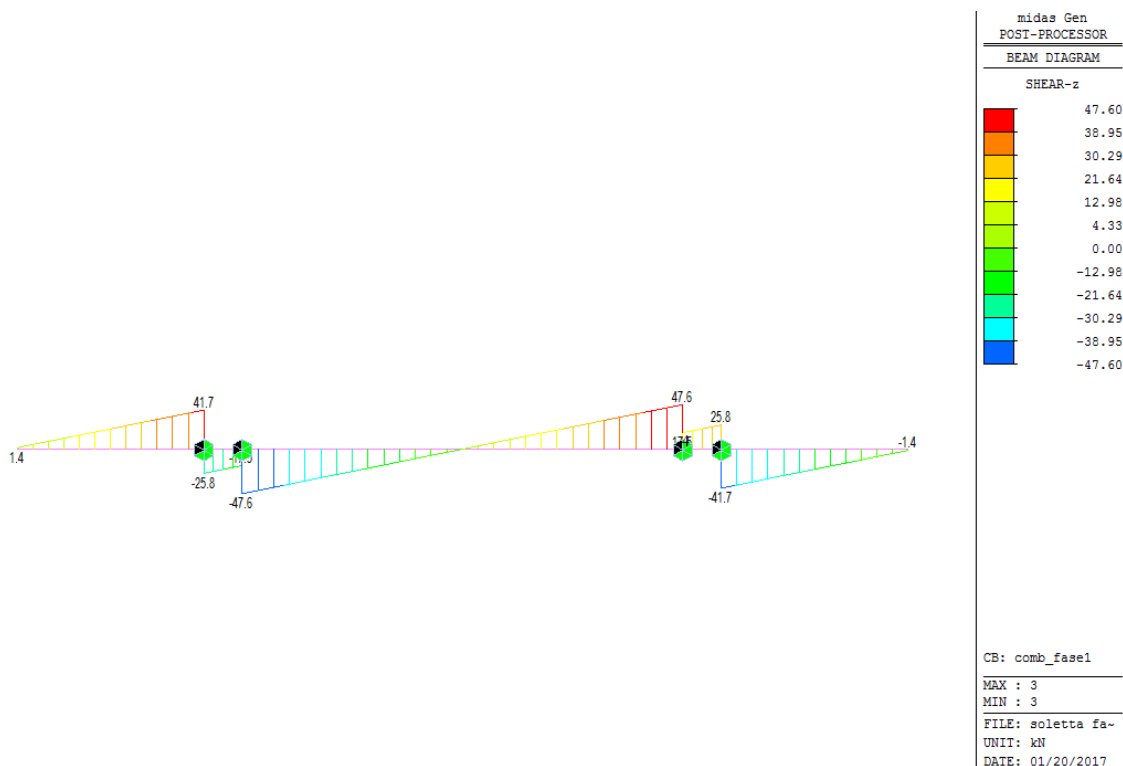


Figura 96 – Fase 1_b – Diagramma dei tagli

9.3.1.2 Verifiche a flessione

Con riferimento agli schemi di carico descritti, risulta:

$$M_{\min} = -42.03 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 40.88 \text{ kNm}$$

Nelle tabelle seguenti si sintetizzano i risultati delle verifiche a flessione, condotte per le sollecitazioni flettenti riportate. Con riferimento a quanto contenuto in esse si precisa che:

M_{Ed} è il momento di calcolo;

h è l'interasse tra i correnti del traliccio;

N_{Ed} è lo sforzo normale sul corrente, che si intende di compressione per il corrente compresso e di trazione per quello teso;

ϕ , A , n sono il diametro, l'area e il numero di correnti del traliccio;

ϕ' , A' sono il diametro e l'area di eventuali armature aggiuntive;

I è il momento di inerzia della sezione;

l_0 è la lunghezza libera di inflessione;

Verifiche a momento negativo – corrente superiore teso

VERIFICHE DEI CORRENTI SUPERIORI				
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE				
Dati Tensionali				
Acciaio	E	f_{yk}	γ_{M0}	
	[MPa]	[MPa]	[adim]	
B450C	210000	450	1.05	
Caratteristiche Geometriche				
Corrente superiore	h	n	ϕ	A
	[mm]	[adim]	[mm]	[mm ²]
	160	5	16	201
VERIFICHE				
Verifiche di resistenza a trazione				
M_{ed}	N_{ed}	$N_{pl,Rd}$	N_{Ed}/N_{Rd}	Verificato
[kNm]	[kN]	[kN]	[adim]	
42.0	52.5	86.2	0.61	

Verifiche a momento negativo – corrente inferiore compresso

VERIFICHE CORRENTI INFERIORI						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
Acciaio	E	f_{yk}	f_{tk}		γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[adim]	[adim]
B450C	210000	450	540		1,05	1,05
Caratteristiche Geometriche						
Corrente inferiore	h	n	ϕ'	A'	I'	
	[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	
	160	10	18	254	5153	
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
M_{ed}	N_{ed}	I_0	N_{cr}	λ_{seg}	è necessaria la verifica di stabilità	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]		
42,0	26,3	400	67	1,31		
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim.]		
0,49	1,63	0,38	42	0,63		

Verifiche a momento positivo – corrente inferiore teso

VERIFICHE DEI CORRENTI INFERIORI					
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE					
Dati Tensionali					
<i>Acciaio</i>		<i>E</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>γ_{M0}</i>	
		[MPa]	[MPa]	[adim]	
B450C		210000	450	1,05	
Caratteristiche Geometriche					
<i>Corrente inferiore</i>	<i>A_{predalla}</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ</i>	<i>A</i>
	[mm ²]	[mm]	[adim]	[mm]	[mm ²]
+ predalla	8000	160	10	8	50
VERIFICHE					
Verifiche di resistenza a trazione					
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>N_{pl,Rd}</i>	<i>N_{Ed/NRd}</i>		Verificato
[kNm]	[kN]	[kN]	[adim]		
40,9	25,6	364,4	0,07		

Verifiche a momento positivo – corrente superiore compresso

VERIFICHE CORRENTI SUPERIORI						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
<i>Acciaio</i>		<i>E</i>	<i>f_{v,k}</i>	<i>f_{Lk}</i>	<i>γ_{M0}</i>	
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[adim]	[adim]
B450C		210000	450	540	1,05	1,05
Caratteristiche Geometriche						
<i>Corrente superiore</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>φ</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	
	[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	
	160	5	16	201	3217	
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
<i>M_{ed}</i>	<i>N_{ed}</i>	<i>I₀</i>	<i>N_{cr}</i>	<i>λ_{seg}</i>	<i>è necessaria la verifica di stabilità</i>	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim]		
40,9	51,1	200	167	0,74		
<i>α</i>	<i>φ</i>	<i>χ</i>	<i>N_{b,Rd}</i>	<i>N_{Ed/Nb,Rd}</i>	Verificato	
[adim]	[adim]	[adim]	[kN]	[adim]		
0,49	0,90	0,70	60	0,84		

9.3.1.3 Verifiche a taglio

Dai diagrammi riportati si evince che il taglio sollecitante massimo risulta pari a 47.60 kN.

Di seguito si riporta la relativa verifica a taglio, dove α e β indicano l'inclinazione della staffa rispettivamente rispetto all'orizzontale in direzione trasversale e rispetto alla verticale in direzione longitudinale.

VERIFICHE STAFFE						
GEOMETRIA E CARATTERIZZAZIONE DELLA SEZIONE						
Dati Tensionali						
Acciaio	E	$f_{y,k}$	$f_{t,k}$		γ_{M0}	γ_{M1}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[adim]	[adim]
B450C	210000	450	540		1,05	1,05
Caratteristiche Geometriche						
Staffa traliccio	n	α	β	ϕ	A	I
	[-]	[°]	[°]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]
	10	61	10	8	50	201
VERIFICHE						
Verifiche di stabilità asta compressa						
T_{ed}	N_{ed}	l_0	N_{cr}	$\lambda_{seg.}$	è necessaria la verifica di stabilità	
[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[adim.]		
47,6	5,5	190	12	1,40		
α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	Verificato	
[adim.]	[adim.]	[adim.]	[kN]	[adim]		
0,49	1,77	0,35	8	0,73		

9.3.2 Verifica della soletta (2^a fase)

9.3.2.1 Geometria e carichi

La seconda fase coincide con la completa maturazione del calcestruzzo e, pertanto, la sezione trasversale resistente è costituita da quella della soletta in c.a. di altezza pari a 24 cm. Alle azioni già presenti in prima fase si aggiungono il peso delle finiture (cordoli, pavimentazione, barriere, rete di protezione, tubazioni per lo smaltimento delle acque) ed i carichi variabili da traffico. Lo schema di calcolo considerato in tale fase è quello di trave su due appoggi, con i relativi sbalzi.

I carichi permanenti unitari sono:

- cordoli in c.a. $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- pavimentazione 3.00 kN/m^2
- barriere e smaltimento acque 0.80 kN/m
- rete di protezione 0.40 kN/m

Per quanto riguarda le azioni variabili, sono state considerate agenti i carichi variabili da traffico corrispondenti allo schema 1 del D.M. 14/01/2008. L'analisi dell'impalcato, al fine di massimizzare gli effetti di detti carichi, è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo

MIDAS GEN, facendo riferimento ad una porzione di impalcato significativa in direzione longitudinale e più in dettaglio pari a 12 m.

Si riportano, di seguito, gli schemi di carico utilizzati al fine di massimizzare momento flettente e taglio, ovvero le sollecitazioni atte al dimensionamento della soletta.

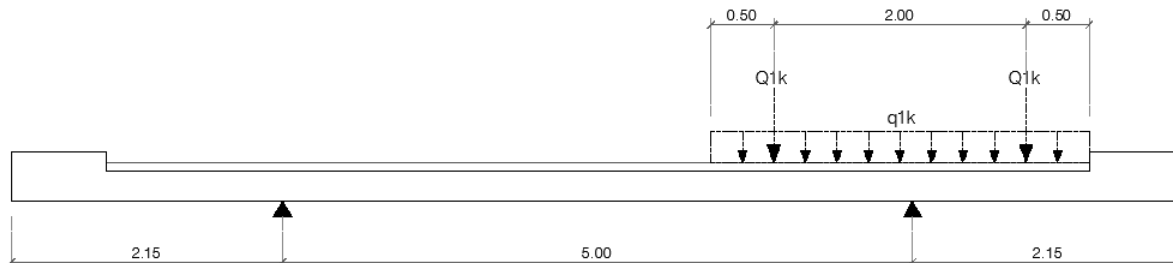


Figura 97 – Schema di carico 1

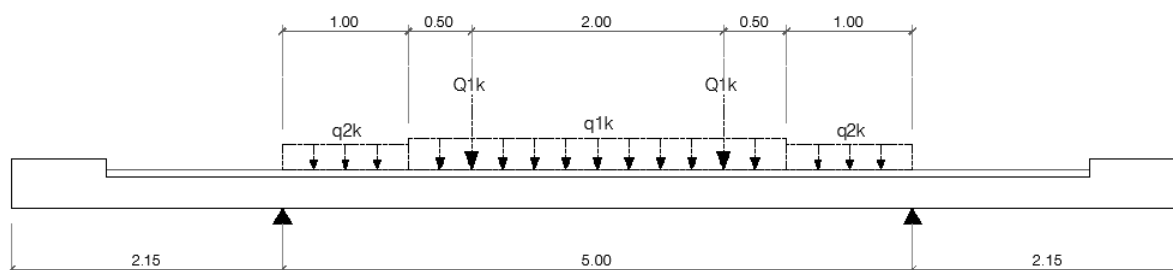


Figura 98 – Schema di carico 2

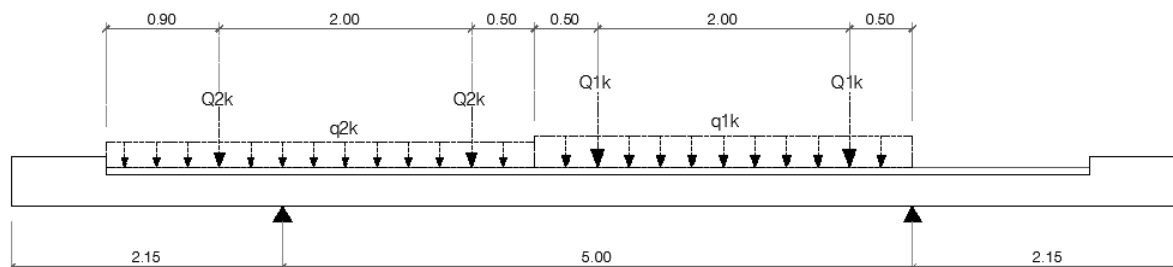


Figura 99 – Schema di carico 3

Inoltre, è stata presa in considerazione una combinazione di carico eccezionale relativa all'urto sulle barriere di un veicolo in svio. In essa, è stato considerato agente in corrispondenza della barriera una coppia per unità di lunghezza pari al momento di plasticizzazione della barriera, il cui valore caratteristico risulta 35.7 kNm. Inoltre, a tale momento è stato associato un carico verticale isolato in adiacenza al cordolo secondo lo schema di carico 2 (200 kN).

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) relativamente ai carichi permanenti portati e alle azioni variabili da traffico. Si precisa che il peso proprio della soletta è stato considerato agente anche in fase 2.

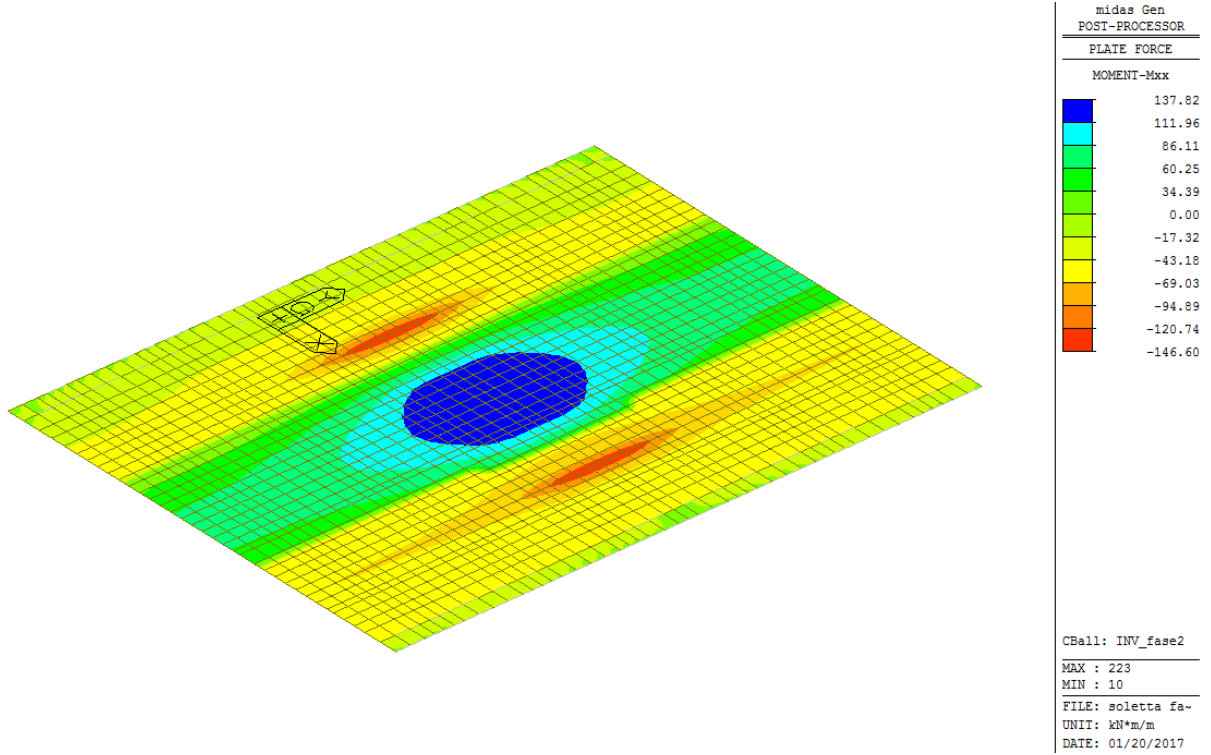


Figura 100 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione trasversale

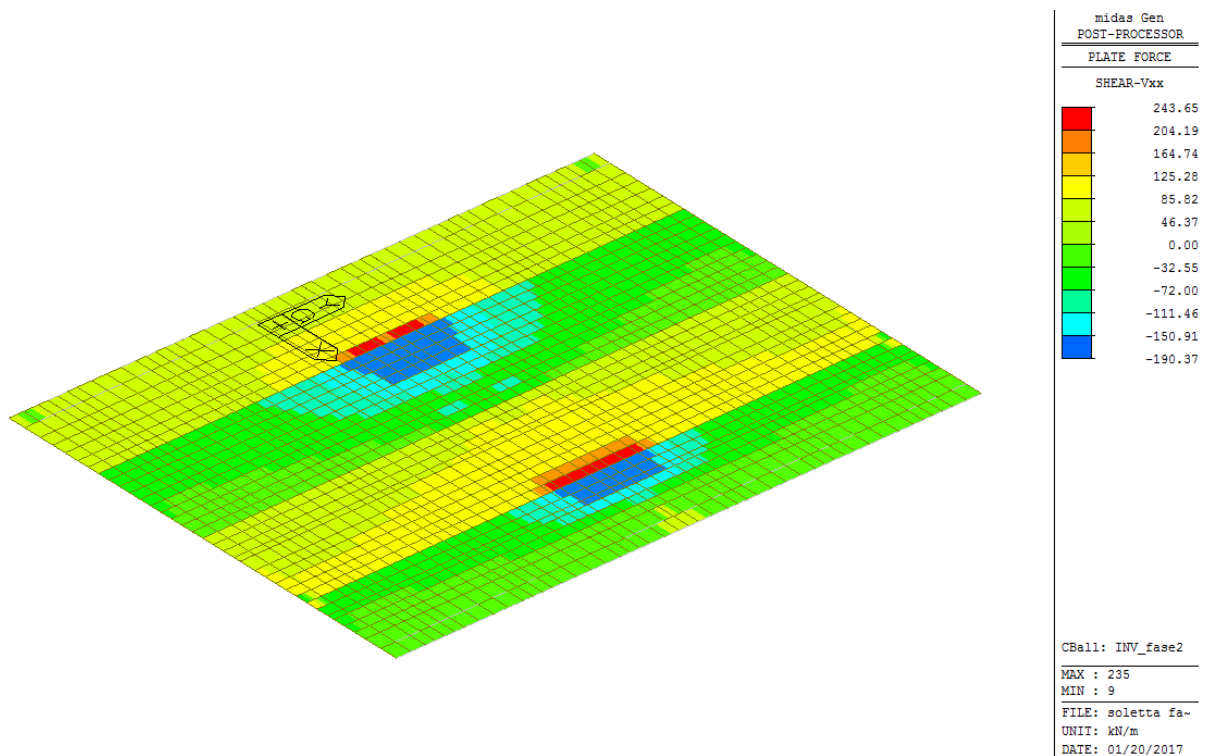


Figura 101 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione trasversale

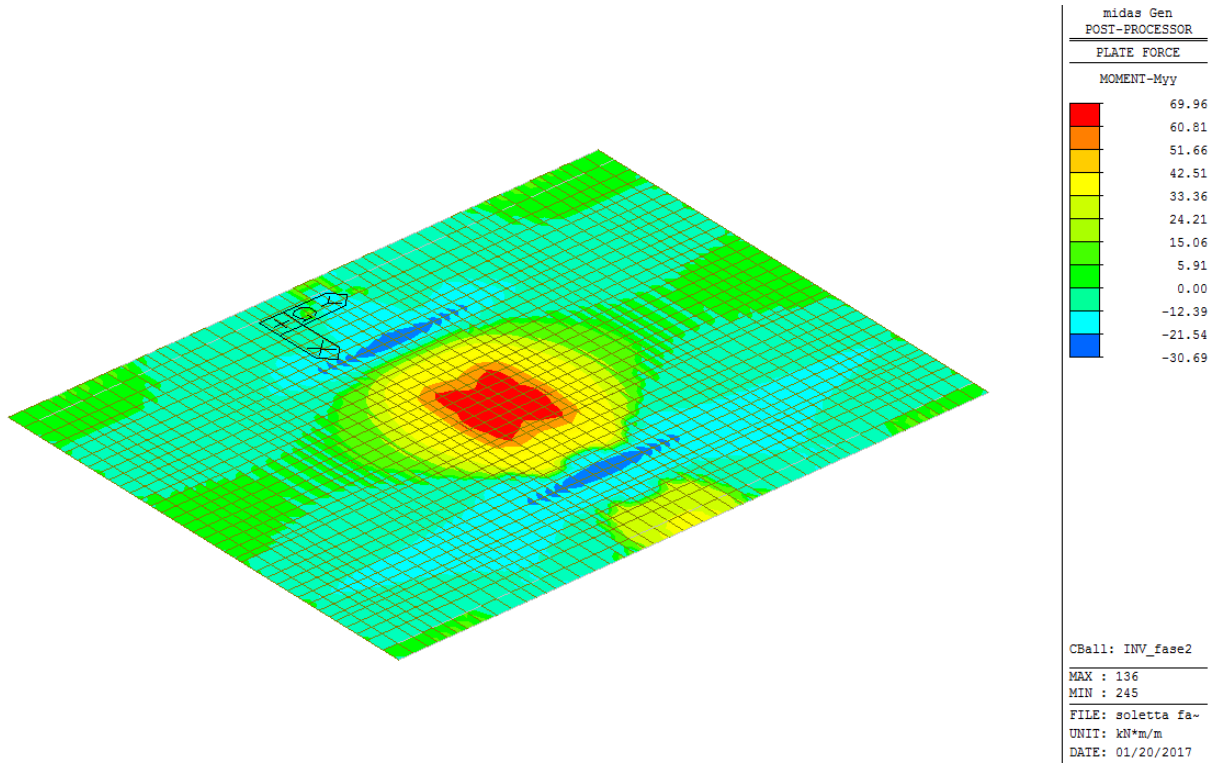


Figura 102 – Fase 2 – Momenti flettenti sulla soletta in direzione longitudinale

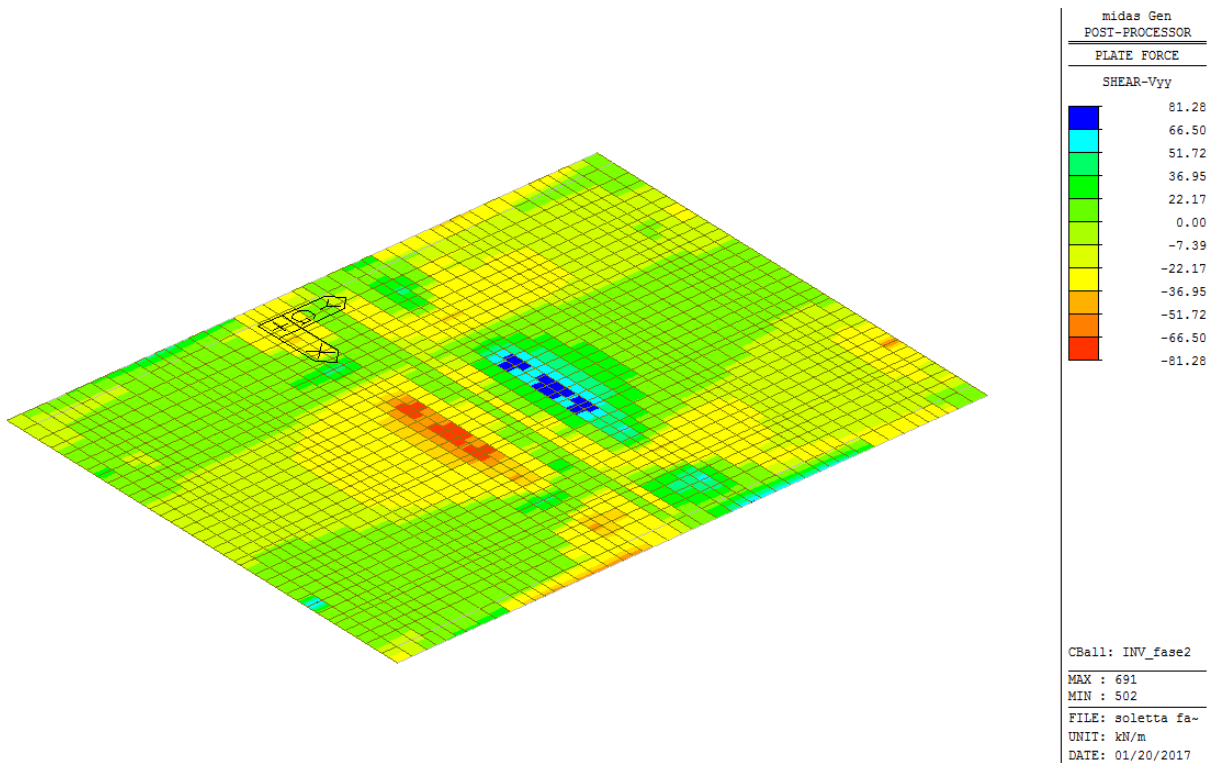


Figura 103 – Fase 2 – Tagli sulla soletta in direzione longitudinale

9.3.2.2 Verifica a flessione in direzione trasversale

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione trasversale risultano:

$$M_{Ed,min} = -146.60 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 137.82 \text{ kNm}$$

L'armatura trasversale è costituita da:

armatura superiore: $\Phi 12/20$ cm correnti + $\Phi 22/20$ cm aggiuntivi agli appoggi;

armatura inferiore: $\Phi 12/20$ cm correnti + $\Phi 22/20$ cm aggiuntivi in mezzera.

Verifica C.A. S.L.U. - File: B=9.30m_M+

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

Titolo :

N* figure elementari 1 Zoom N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	24	1	5,65	4
			2	24,66	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 137,82 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} 169,6 kN m

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 9,516 ‰
d 20 cm
x 5,378 x/d 0,2689
 δ 0,7761

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 104 – Verifica a momento positivo- direzione trasversale

Figura 105 – Verifica a momento negativo- direzione trasversale

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.2.3 Verifica a taglio in direzione trasversale

Si riporta di seguito l'esito della verifica a taglio della soletta in direzione trasversale.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008			
Materiali	Geometria sezione	Sollecitazioni di calcolo	Parametri di verifica
Calcestruzzo Rck [Mpa] 45 fck [Mpa] 37.4 fcd [Mpa] 21.2	b [mm] 1000 h [mm] 240 c [mm] 40 d [mm] 200	N _{Ed} [kN] 0 V _{Ed} [kN] 243.65	k 2.00 v _{min} 0.61 ρ _l 0.0028 σ _{cp} 0.0000 v 0.5 (σ _{cp}) [*] 0 α _c 1.000 ω _{sw} 0.035 cotgθ 3.654 cotgθ [*] 2.500
Acciaio fyk [Mpa] 450 fyd [Mpa] 391.3	Armatura longitudinale n° barre 5 diametro 12 Area [mm ²] 565.2	VERIFICHE Sezione non armata a taglio V _{Rd} [kN] 121.00 Armare!!!	α 45
	Armatura trasversale Staffe Φ 12 n° bracci 5 A _{sw} [mm ²] 565.2 s [mm] 300	Sezione armata a taglio Crisi armatura a taglio V _{Rsd} [kN] 328.41 V _{Rcd} [kN] 919.58 V _{Rd} [kN] 328.41 Verificato	

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2.4 Verifica a flessione in direzione longitudinale

In base alle analisi sviluppate e alle combinazioni allo SLU, i valori dimensionanti del momento flettente in direzione longitudinale risultano:

$$M_{Ed,min} = -30.69 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 69.96 \text{ kNm}$$

L'armatura longitudinale è costituita da:

armatura superiore: $\Phi 16/20 \text{ cm}$;

armatura inferiore: $\Phi 20/20 \text{ cm}$ nella zona centrale (per un tratto di 4.0 m)

$\Phi 16/20 \text{ cm}$ nelle restanti zone.

Verifica C.A. S.L.U. - File: B=9.30m_M+_longitudinale

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	24	1	10,05	4
			2	15,71	20

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 113,3 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 14,37 %
 d 20 cm
 x 3,918 x/d 0,1959
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 106 – Verifica a momento positivo - direzione longitudinale

Verifica C.A. S.L.U. - File: B=9.30m_M_-longitudinale

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	24	1	10,05	4
			2	10,05	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -30,69 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -76,9 kNm
σ_c -19,83 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 17,52 ‰
d 20 cm
x 3,329 x/d 0,1665
δ 0,7

Materiali B450C C35/45
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 107 – Verifica a momento negativo - direzione longitudinale

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.3.2.5 Verifica a taglio in direzione longitudinale

Si riporta di seguito l'esito della verifica a taglio della soletta in direzione longitudinale.

Verifiche a taglio - D.M. 14-01-2008							
Materiali		Geometria sezione		Armatura longitudinale		Sollecitazioni di calcolo	
Calcestruzzo		b [mm]	1000	n° barre	5	N _{Ed} [kN]	0
Rck [Mpa]	45	h [mm]	240	diametro	16	V _{Ed} [kN]	81.28
fck [Mpa]	37.4	c [mm]	40	Area [mm ²]	1004.8		
fcid [Mpa]	21.2	d [mm]	200				
Acciaio				Parametri di verifica		VERIFICA	
f _{yk} [Mpa]	450			k	2.00	Sezione non armata a taglio	
f _{yd} [Mpa]	391.3			V _{min}	0.61	V _{Rd} [kN]	127.55
				ρ _l	0.005		Verificato
				σ _{cp}	0.000		

La verifica risulta soddisfatta.

9.3.2.6 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico frequente. Si riporta il diagramma dei momenti flettenti per l'involuppo delle combinazioni frequenti e, a seguire, le verifiche relative allo stato limite di apertura delle fessure.

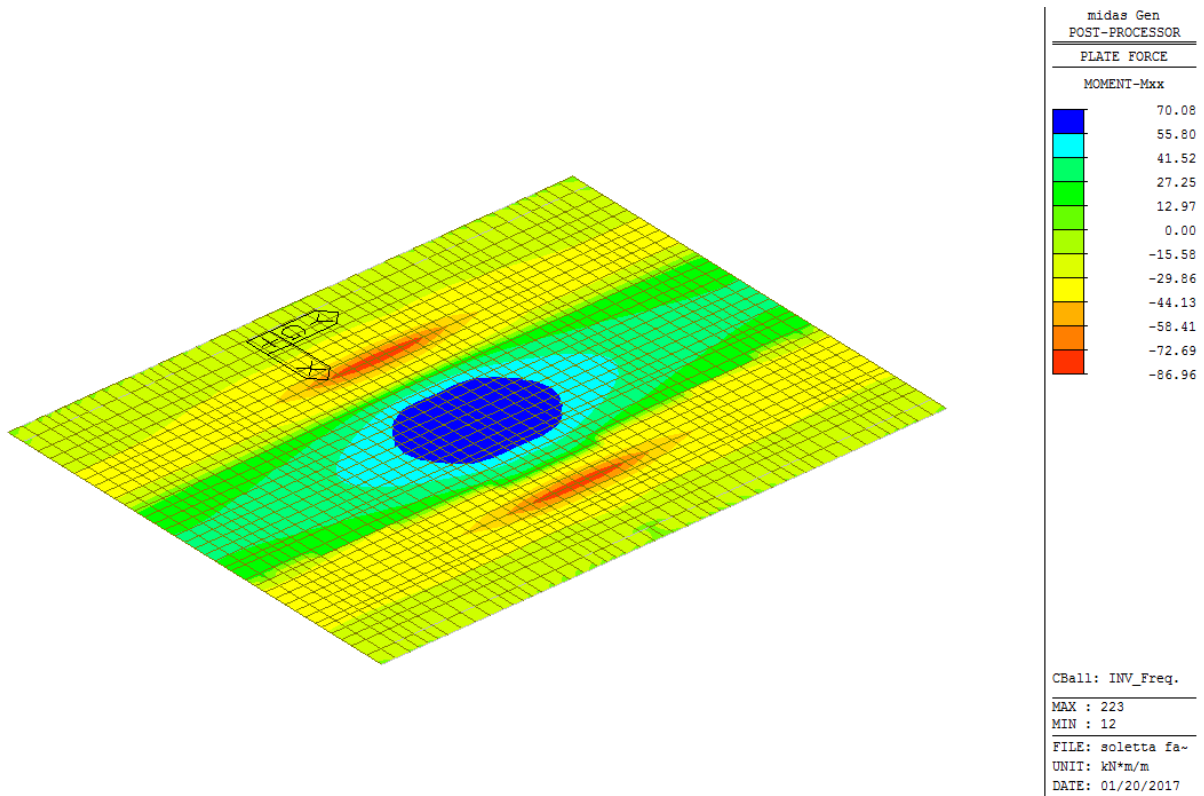


Figura 108 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazioni di carico frequenti

- Verifica a momento positivo ($M_{Ed,max} = 70.1 \text{ kNm}$)

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)

Tipo di combinazione SLE					
Comb.	Frequente				
Materiali					
Cls	C35/45	f_{ctm}	3.35 MPa	E_c	34625 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa	E_s	210000 MPa
				α_e	6.06
Ipotesi di calcolo					
Cond. ambientali	Aggressive				
Tipo di armature	Poco sensibili				
Tipi di carichi	Lunga durata				
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione					
M_{Ed}	70.1 kNm	Sollecitazione flettente			
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)			
B	1000 mm	d	200 mm		
h	240 mm	$h_{c,eff}$	51.0 mm		
x	87 mm	$A_{c,eff}$	51007.4 mm ²		
$ricopr.$	30.75 mm				
Caratteristiche dell'armatura tesa					
Spaziatura	100 mm	A_s	2686.663 mm ²		
n. ferri	10	ρ_{eff}	0.053		
ϕ	18.5 mm	σ_s	167.26 MPa		
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre					
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi				
ϵ_{sm}	0.0006365 deformazione unitaria media delle barre				
Calcolo della distanza massima tra le fessure					
$5(c+\phi/2)$	200 mm	> della spaziatura fra i ferri			
k_1	0.8				
k_2	0.5	(<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)			
k_3	3.4				
k_4	0.425				
Δ_{smax}	164.26 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure		
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica					
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.105 mm	(Eq. C.4.1.15)			
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA			

- Verifica a momento negativo ($M_{Ed,min} = -87.0 \text{ kNm}$)

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURE DELLE FESSURE (NTC 2008 e Istruzioni)

Tipo di combinazione SLE					
Comb.	Frequente				
Materiali					
Cls	C35/45	f_{ctm}	3.35 MPa	E_c	34625 MPa
Acciaio	B450C	f_{yk}	450 MPa	E_s	210000 MPa
				α_e	6.06
Ipotesi di calcolo					
Cond. ambientali	Aggressive				
Tipo di armature	Poco sensibili				
Tipi di carichi	Lunga durata				
Sollecitazioni e caratteristiche della sezione					
M_{ed}	87 kNm	Sollecitazione flettente			
N_{ed}	0 kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)			
B	1000 mm	d	200 mm		
h	240 mm	$h_{c,eff}$	51.0 mm		
x	87 mm	$A_{c,eff}$	51007.4 mm ²		
$ricopr.$	30.75 mm				
Caratteristiche dell'armatura tesa					
Spaziatura	100 mm	A_s	2686.663 mm ²		
n. ferri	10	ρ_{eff}	0.053		
ϕ	18.5 mm	σ_s	207.58 MPa		
Calcolo della deformazione unitaria media delle barre					
k_t	0.4 coefficiente dipendente dalla durata dei carichi				
ϵ_{sm}	0.0008285 deformazione unitaria media delle barre				
Calcolo della distanza massima tra le fessure					
$5(c + \phi/2)$	200 mm	> della spaziatura fra i ferri			
k_1	0.8				
k_2	0.5 (<= 1 per trazione eccentrica; 0,5 nel caso di flessione)				
k_3	3.4				
k_4	0.425				
Δ_{smax}	164.26 mm	(Eq. C.4.1.17)	distanza massima fra le fessure		
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure e verifica					
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$	0.136 mm	(Eq. C.4.1.15)			
w_{amm}	0.300 mm	> w_d : LA VERIFICA E' SODDISFATTA			

9.3.2.7 Verifica tensionale

La verifica tensionale viene effettuata con riferimento alla combinazione di carico rara. Si riporta il diagramma dei momenti flettenti per l'involuppo delle combinazioni rare e, a seguire, le verifiche relative allo stato limite delle tensioni in esercizio.

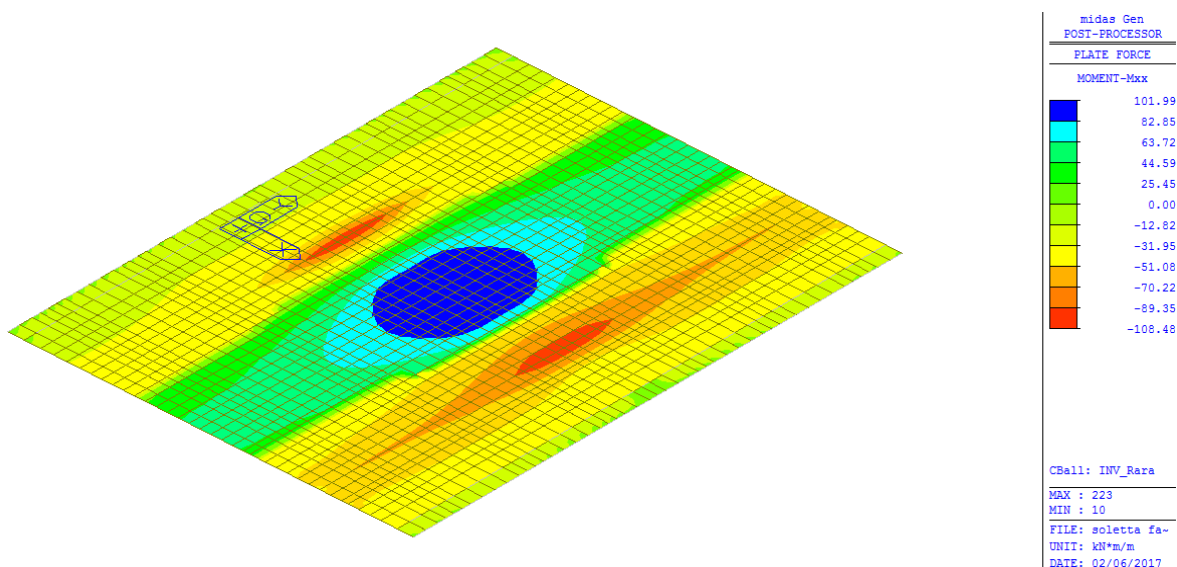


Figura 109 – Momenti flettenti sulla soletta per combinazione di carico rara

Sollecitazioni e caratteristiche della sezione			
M_{Ed}	108,48	kNm	Sollecitazione flettente
N_{ed}	0	kN	Sforzo normale (negativo se di compressione)
c	40	mm	Distanza dell'asse delle armature tese dal bordo
H	240	mm	Altezza totale della sezione
B	1000	mm	Base della sezione
d	200	mm	Altezza utile della sezione
A_s	2464,9	mm ²	Armatura tesa
$A's$	565,2	mm ²	Armatura compressa
n	15		Omogeneizzazione acciaio/cls compr.
y	120	mm	Posizione del baricentro

Calcolo delle tensioni nel caso di flessione semplice (sezione fessurata)			
x_c	87	mm	Posizione dell'asse neutro
I_{ci}	7,1034E+08	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
f	45	mm	
h_o	170	mm	
σ_{tmax}	258,94	MPa	Tensione nell'acciaio
			Verifica tensionale OK
σ_{cmax}	13,28	MPa	Tensione nel calcestruzzo
			Verifica tensionale OK
M_y	189	kNm	Momento allo snervamento

9.4 Verifica all'urto

La barriera metallica laterale è di tipo bordo ponte classe H4, a tripla onda con montanti verticali costituiti da profili HEA100 ad interasse 1.50 m. Considerando il modulo di resistenza plastico del profilo pari a $W_{pl} = 83.01 \text{ cm}^3$ ed una tensione di rottura pari ad $f_t = 430 \text{ MPa}$, si ottiene un momento ultimo sul montante pari a:

$$M_u = 83.01 \times 430/1000 = 35.7 \text{ kNm}, \text{ corrispondente a } 35.7/1.5 = 23.8 \text{ kNm/m}.$$

Considerando, a vantaggio di sicurezza che l'urto avvenga a 0.60 m dalla base del montante, il taglio corrispondente al momento ultimo vale:

$$V = 35.7/0.60 = 59.5 \text{ kN} \text{ corrispondente a } 59.5/1.5 = 39.7 \text{ kN/m}.$$

Essendo la verifica relativa ad una condizione eccezionale, tutti i coefficienti γ vanno considerati pari ad 1.

La verifica verrà condotta nella situazione più gravosa, considerando lo sbalzo da 2.15m ed il carico massimo verticale da traffico e pesi strutturali e permanenti, precedentemente determinato per la combinazione Rara.

Considerando una sezione larga un metro si ha:

$$M_{Ed} = -108.5 - 23.8 = -132.3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 39.7 \text{ kN (trazione)}$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Empty text field.
- N° strati barre:** 2
- Materiali:**
 - B450C:** $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 450$ N/mm², $E_s = 200,000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 2.25$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm².
 - C35/45:** $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 29.74$ N/mm², $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 13.5$ N/mm², $\tau_{co} = 0.8$, $\tau_{c1} = 2.257$ N/mm².
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. $N_{Ed} = -39.7$ kN, $M_{xEd} = -132.3$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro. $xN = 0$, $yN = 0$.
- Calcoli:** $M_{xRd} = -197.3$ kNm, $\sigma_c = -29.74$ N/mm², $\sigma_s = 450$ N/mm², $\epsilon_c = 3.5$ ‰, $\epsilon_s = 12.7$ ‰, $d = 20$ cm, $x = 4.32$, $x/d = 0.216$, $\delta = 0.81$.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta, Deviata.
- Parametri:** $N^* \text{ rett.} = 100$, $L_0 = 0$ cm, $\sigma_{c,adm} = 13.5$, $\tau_{co} = 0.8$, $\tau_{c1} = 2.257$.

Figura 110 – Verifica a tensoflessione- direzione trasversale

La verifica a taglio, in combinazione eccezionale, risulta superflua, in quanto, rispetto alla verifica SLU i valori sollecitanti sono minori, perchè presentano lo stesso valore caratteristico, ma non amplificato per γ_G e γ_Q e le resistenze dei materiali sono maggiori in quanto non decurtate di γ_C e γ_s .