

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO : CATTOLICA - FANO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD PROGETTO DEFINITIVO

NUOVO SVINCOLO DI FANO NORD

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E SOTTOVIA (L>10m)
Nuovo Cavalcavia di Svincolo
al Km 169+792.50 (A14)
RELAZIONE DI CALCOLO

**IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE
SPECIALISTICA**

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N. 2188

RESPONSABILE UFFICIO STR

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Giuliana Garigali
Ord. Ingg. Milano N. 18419

RESPONSABILE AREA DI PROGETTO BOLOGNA

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano N. 16492

RESPONSABILE FUNZIONE STP

RIFERIMENTO ELABORATO		DIRETTORIO		FILE		DATA:	REVISIONE				
CV01	codice commessa		N.Prog.	unita'	n. progressivo	OTTOBRE 2010	n.	data			
	1	1	1	4	3	1	0	1	STR 104 --	SCALA: --	

spea
autostrade

ingegneria
europea

ELABORAZIONE
GRAFICA
A CURA DI :

--

ELABORAZIONE
PROGETTUALE
A CURA DI :

--

CONSULENZA
A CURA DI :

IL RESPONSABILE
UFFICIO/UNITA'

Ing. Lucio Ferretti Torricelli O.I. Brescia N. 2188

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA
DIREZIONE OPERATIVA
PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASP1

Ing. Alberto Selleri

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

Geom. Mauro Moretti

VISTO DEL CONCEDENTE



Ampliamento alla terza corsia Rimini Nord – Pedaso

tratto Cattolica – Fano

Nuovo svincolo di Fano Nord

Nuovo cavalcavia di svincolo a tre luci – Relazione di calcolo

1.	Introduzione	5
1.1	Descrizione generale dell'opera	5
1.2	Modalità realizzative	7
1.3	Materiali impiegati	7
1.4	Normative di riferimento	9
1.5	Software di calcolo	9
1.6	Convenzioni generali	10
2.	Impostazioni generali delle analisi strutturali	10
2.1	Analisi della mutua interazione di impalcato e spalla	10
2.2	Analisi globale impalcato	12
2.2.1	Fasi di analisi	12
2.2.2	Connessione impalcato-spalla	14
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	14
2.2.4	Larghezze collaboranti di soletta	15
2.2.5	Conci di impalcato	16
2.2.6	Sezioni di verifica	26
2.2.7	Combinazioni di verifica	42
2.2.8	Metodologia di verifica	46
2.2.8.1	Metodo plastico	47
2.2.8.2	Metodo elastico	49
2.2.8.3	Procedura di verifica	50
2.3	Analisi globale sostegni	53
2.3.1	Sezioni di verifica	53
2.3.2	Combinazioni di verifica	53
2.3.3	Metodologia di verifica	54
2.4	Analisi sismica dell'intero cavalcavia	54
2.4.1	Analisi della struttura a telaio	54
2.4.2	Analisi delle pile	60
2.4.3	Combinazione sismica	61
3.	Analisi dei carichi	61
3.1	Carichi agenti in fase 1	61
3.1.1	Pesi propri acciaio (g_1')	61
3.1.2	Peso proprio soletta (g_1'')	62
3.1.3	Peso proprio sostegni (g_1''')	63
3.2	Carichi agenti in fase 2	63
3.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_2)	63
3.2.2	Reologia calcestruzzo (ϵ_2)	63
3.2.3	Cedimenti differenziali ai sostegni (ϵ_4)	64
3.3	Carichi agenti in fase 3	64

3.3.1	Variazioni termiche (ε_3)	64
3.3.1.1	Variazioni termiche uniformi Δt_N	65
3.3.1.2	Variazioni termiche lineari Δt_M	65
3.3.1.3	Combinazione degli effetti uniformi e lineari	66
3.3.2	Carichi mobili (q_1)	66
3.3.3	Azioni di frenatura (q_3)	68
3.3.4	Gruppi di azioni da traffico	69
3.3.5	Azione del vento (q_5)	69
3.3.5.1	Componente media del vento	69
3.3.5.2	Componente turbolenta del vento	71
3.3.5.3	Valore di picco della pressione del vento	72
3.3.6	Resistenze parassite dei vincoli (q_7)	72
3.3.7	Azione sismica	73
4.	Analisi della mutua interazione di impalcato e spalla	74
4.1	Fasi realizzative della paratia di spalla e della connessione con l'impalcato	75
4.2	Azioni scambiate dalla paratia all'impalcato per effetto di reinterro e scavo	81
4.3	Azioni trasmesse dalla paratia all'impalcato per effetto del ritiro	81
4.4	Azioni trasmesse dalla paratia all'impalcato per effetto delle variazioni termiche	83
4.5	Sintesi delle azioni scambiate dall'impalcato con la paratia	86
5.	Analisi dell'impalcato	87
5.1	Output grafico sintetico	88
5.1.1	Pesi propri (acciaio + soletta)	89
5.1.2	Sovraccarichi permanenti	90
5.1.3	Cedimenti vincolari	91
5.1.4	Ritiro	93
5.1.5	Reinterro e scavo	94
5.1.6	Inviluppo mobili TS	95
5.1.7	Inviluppo mobili UDL	97
5.1.8	Inviluppi Combinazioni termiche	99
5.2	Output numerico sintetico	100
5.2.1	Sollecitazioni sezioni critiche travi principali	101
6.	Analisi e verifica dell'impalcato	112
6.1	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	112
6.1.1	Limitazioni tensionali	112
6.1.1.1	Verifiche del calcestruzzo di soletta	113
6.1.1.2	Verifiche dell'acciaio da armatura	114
6.1.1.3	Verifiche dell'acciaio di carpenteria	115
6.1.2	Verifica a fessurazione della soletta in longitudinale	118
6.1.3	Limitazioni riguardo al "Web breathing"	121
6.1.4	Verifiche di deformabilità	123

6.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	125
6.3	Verifiche allo Stato Limite di Fatica	128
6.3.1.1	Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi ciclici	130
6.4	Verifiche della connessione trave-soletta	133
6.4.1	Verifiche a fatica dei pioli	140
6.5	Verifiche dei collegamenti principali	143
6.5.1	Verifiche della giunzione bullonata	143
6.6	Verifiche dei sistemi di irrigidimento	149
6.6.1	Sistema di irrigidimento per sollevamento impalcato	149
6.7	Traversi d'impalcato	150
6.7.1	Verifiche allo Stato Limite di Esercizio	151
6.7.2	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	156
6.7.2.1	Classificazione delle sezioni	156
6.7.2.2	Verifiche di resistenza flessionale (effetti globali)	156
6.7.3	Verifiche allo Stato Limite di Fatica	160
6.7.3.1	Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi ciclici	161
6.7.4	Verifica in caso di sollevamento dell'impalcato	164
6.7.5	Verifiche delle bullonature dei traversi di testa-pila	165
6.8	Soletta d'impalcato	169
6.8.1	Verifica coppella in fase di costruzione	169
6.8.2	Analisi trasversale della soletta	172
6.8.3	Combinazione degli effetti locali e globali	178
7.	Analisi e verifica delle pile	181
7.1.1	Verifica delle elevazioni	181
7.1.2	Verifica delle fondazioni	189
7.1.3	Verifica dei pali di fondazione	189
7.1.3.1	Verifiche S.L.U.	191
7.1.3.2	Verifiche sisma	192
7.1.3.3	Verifiche S.L.E. rara	193
7.1.3.4	Verifiche S.L.E. frequente	194
8.	Analisi e verifica delle spalle	195
8.1	Verifica dei pali di fondazione	203
8.2	Verifiche in condizioni sismiche	205
8.2.1	Verifiche della paratia di spalla	205
9.	Apparecchiature di appoggio	206
9.1	Sollecitazioni	206
9.2	Escursioni S.L.E.	207

1. Introduzione

Il presente elaborato riporta i calcoli statici elaborati per il dimensionamento e verifica del cavalcavia integrale a tre luci con impalcato di tipo metallico, da realizzarsi nell'ambito dei lavori di ampliamento alla terza corsia Rimini Nord – Pedaso dell'autostrada A14 nel tratto Cattolica – Fano al km 169+792.500.

1.1 Descrizione generale dell'opera

Il cavalcavia in esame, di lunghezza complessiva pari a 90.50 m, risulta articolato in 3 campate di luci pari a 22.50 + 45.50 + 22.50 m. Il cavalcavia è realizzato in obliquo con un'inclinazione dei sostegni pari a 20.28° rispetto all'asse ortogonale al ponte.

La sovrastruttura si compone di una travata bitrave in sezione mista di altezza variabile da un massimo di 2.70 m circa in corrispondenza del testa-pila, ad un minimo di 1.35 m circa in mezzeria campata e in asse spalla. La travata, realizzata in acciaio tipo S 355, risulta composta da due travi gemelle ad anima verticale, disposte ad interasse costante pari a 7.0 m, collegate da traversi ad anima piena, disposti con passo pari a 4.55 m, aventi altezza pari a 0.85 m in campata e 1.80 m in asse pila. Le anime delle travi metalliche principali sono inoltre irrigidite da un sistema di nervature trasversali, aventi interasse tipico pari a 4.55 m. La travata è infine dotata di un sistema di controventi di montaggio superiore costituito da profili L100x100x8.

Le campate del viadotto sono suddivise in conci di lunghezza al massimo pari a 12.0 m, giuntati mutuamente mediante saldature di testa a piena penetrazione ed una giunzione bullonata con bulloni ad attrito posta in corrispondenza della campata centrale fra il concio di testa pila ed il concio intermedio. I traversi ed i controventi di montaggio sono invece collegati mediante bullonatura ad attrito.

La soletta in calcestruzzo, sagomata a schiena d'asino per una larghezza complessiva pari a 13.50 m, presenta uno spessore variabile da un minimo di 25 cm ad un massimo di 37 cm. Per la sua realizzazione si prevede l'adozione di coppelle prefabbricate di spessore pari a 6.0 cm, dotate di armatura a traliccio, aventi la funzione di cassero a perdere. La solidarizzazione della soletta con la travata metallica avviene tramite connettori a piolo tipo Nelson, di diametro pari a 22.0 mm, disposti sulla piattabanda superiore delle travi metalliche principali.

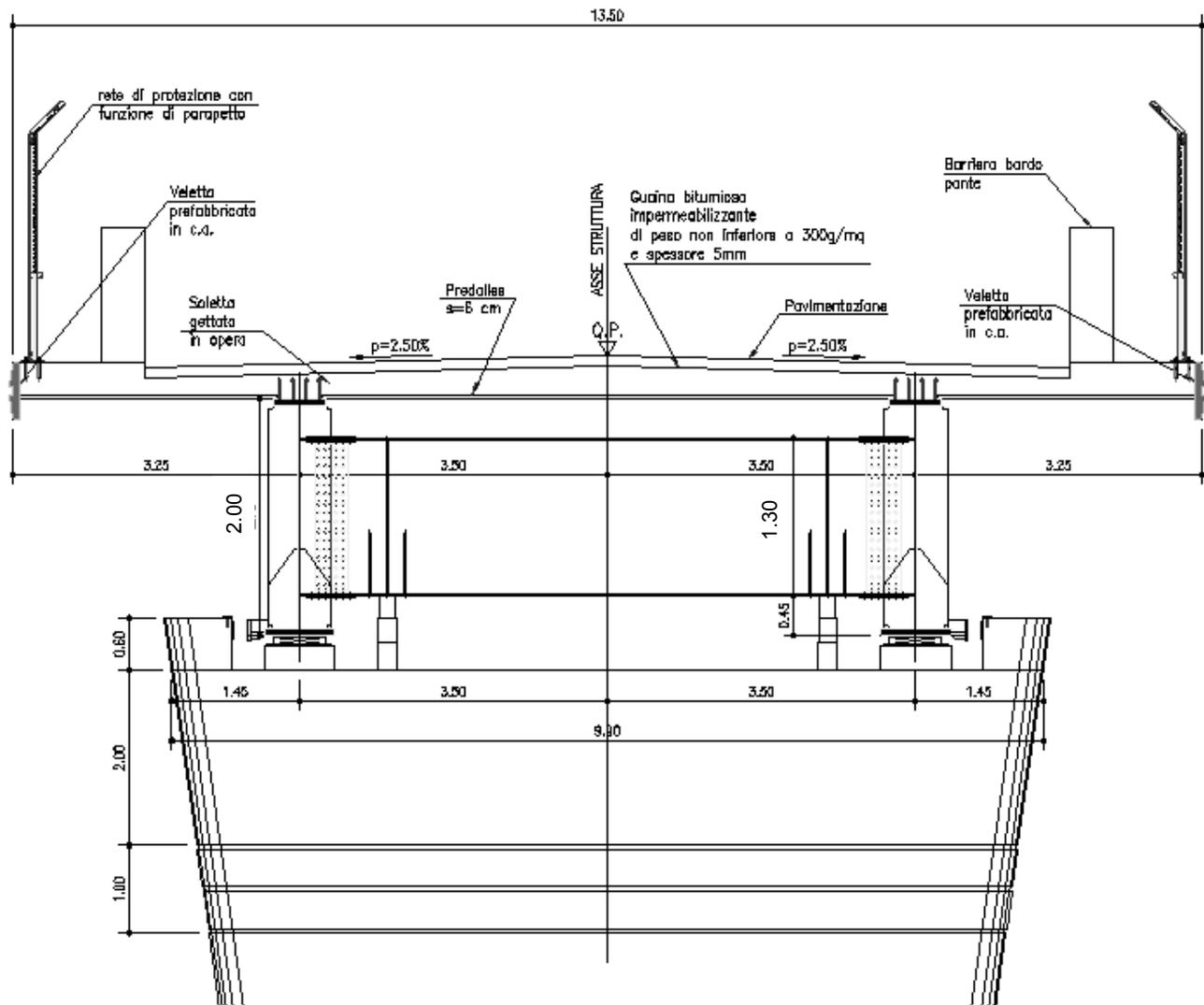
Lo schema statico prevede per l'impalcato la realizzazione di una connessione tipo "cerniera" in corrispondenza delle spalle a livello della sezione di sommità dei pali, e una connessione tipo "carrello" su ciascuna pila. A tale scopo sulle pile vengono disposte due apparecchiature d'appoggio di tipo multidirezionale, mentre in corrispondenza delle spalle l'impalcato risulta terminare in modo continuo nella sella di spalla che a sua volta è collegata alla paratia di pali mediante spinotti in grado di trasmettere unicamente azioni assiale e tagliante.

Le pile si presentano come setti di sezione rastremata verso il basso, avente spessore pari a 1.0 m e altezza pari a 9.50 m, plinto incluso. Per le fondazioni delle pile si è optato per una soluzione su pali lunghi 24.0 m di diametro 1200 mm con un plinto di fondazione di spessore pari a 1.50 m e di ingombro in pianta pari a 12.80 x 5.60 m.

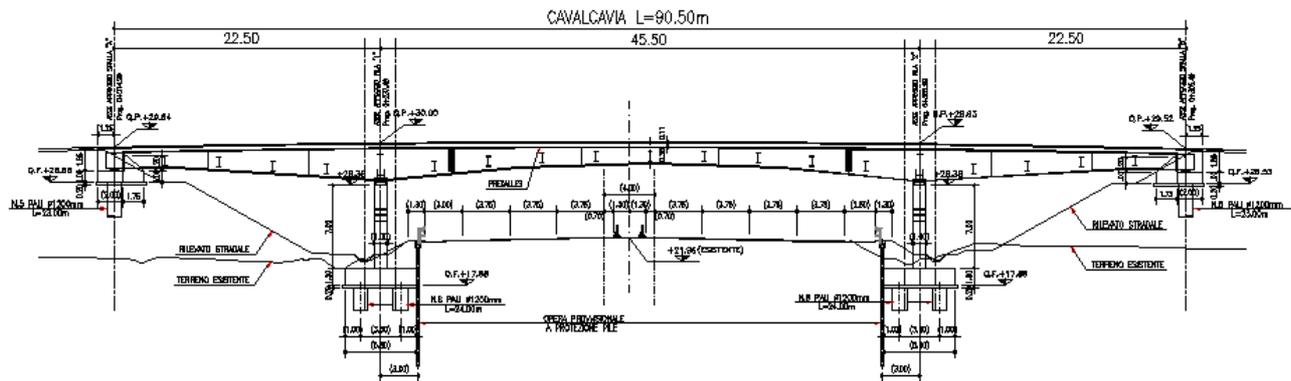
Le spalle sono costituite da una fila di pali lunghi 23.0 m di diametro 1200 mm, posti ad interasse 3.80 m, collegati in sommità da una trave pulvino avente spessore di 2.0 m e altezza massima pari a 1.81 m.

Le figure seguenti riportano la generica sezione trasversale dell'impalcato, il prospetto dell'opera e lo schema statico di riferimento della struttura principale.

SEZIONE TRASVERSALE SULLE PILE



SEZIONE LONGITUDINALE



1.2 Modalità realizzative

La costruzione del cavalcavia di tipo integrale si articola nelle seguenti fasi:

- Realizzazione delle fondazioni e delle elevazioni delle pile;
- Realizzazione dei pali di spalla, posizionamento degli spinotti di collegamento palo-sella, getto della parte inferiore della sella;
- Assemblaggio dei tre macro-conci di impalcato (*);
- Montaggio dei tre macroconci mediante gru e collegamento degli stessi mediante giunto bullonato;
- Posizionamento delle predalles e getto della soletta d'impalcato ad esclusione delle zone terminali lato spalla;
- Realizzazione della connessione monolitica tra impalcato e setto di spalla mediante getto delle parti terminali di soletta e delle elevazioni dei paraghiaia;
- Completamento del rilevato a tergo spalla;
- Completamento della sovrastruttura mediante posa delle finiture d'impalcato.

(*) Per facilitare la messa in opera del cavalcavia, l'impalcato è stato progettato articolato nei seguenti 3 macro-conci:

- Macro-concio 1: formato dai conci E-D-A lato spalla SA;
- Macro-concio 2: formato dai tre conci B-C-B della campata centrale;
- Macro-concio 3: formato dai conci A-D-E lato spalla SB.

I macro-conci 1 e 3 risultano tra di loro simmetrici.

1.3 Materiali impiegati

Carpenteria metallica

Per le sezioni in acciaio saldate delle travi principali e dei traversi, e per le piastre dei relativi giunti bullonati si utilizza acciaio tipo S 355 ed in particolare:

- Acciaio S355 J2 G3 per $t \leq 40$ mm
- Acciaio S355 K2 G3 per $t > 40$ mm
- Acciaio S355 J0 per elementi non saldati, angolari di controvento, piastre di collegamento, imbottiture delle giunzioni bullonate

Nell'ottica del metodo semiprobabilistico agli stati limite, in fase di verifica allo stato limite ultimo elastico delle sezioni si farà riferimento alle seguenti tensioni:

$$f_d = 355.0/\gamma_M = 355/1.05 = 338.10 \text{ MPa} \quad \text{per } t \leq 40 \text{ mm}$$

$$f_d = 335.0/\gamma_M = 335/1.05 = 319.05 \text{ MPa} \quad \text{per } 40 \text{ mm} < t < 80 \text{ mm}$$

L'acciaio da carpenteria risulta inoltre caratterizzato da:

$$E_s = 210000.0 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\nu_s = 0.3 \quad \text{coefficiente di Poisson}$$

$$G_s = 80769.23 \text{ MPa} \quad \text{modulo di elasticità tangenziale}$$

Per la connessione trave-soletta vengono impiegati pioli con testa tipo "Nelson" aventi le seguenti caratteristiche, in accordo alle norme EN 10025/2005:

- Acciaio S235J2+450C (ex ST37-3K – DIN 17100)
- tensione di snervamento: $f_{yk} \geq 350$ MPa
- tensione di rottura a trazione: $f_u \geq 450$ MPa

Per le giunzioni bullonate, realizzate tutte ad attrito, vengono impiegati bulloni ad alta resistenza aventi le seguenti caratteristiche:

- viti di classe 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1:2001
- dadi di classe 10 secondo UNI EN 20898-2:1994
- rosette e piastrine C 50 secondo UNI EN 10083-2:2006

Tutte le saldature sono di I° classe e devono essere realizzate secondo le indicazioni contenute nella norma UNI EN ISO 4063:2001.

Calcestruzzo

Per la realizzazione dei vari elementi in calcestruzzo si adottano le classi di seguito elencate unitamente alle rispettive caratteristiche (valori in MPa):

	Classe	f _{cm}	E _{cm}	Esposizione
Soletta	C35/45	43	34077.15	XF4
Coppelle	C35/45	43	34077.15	XF4
Elevazioni pile	C32/40	40	33345.76	XF2
Pulvini spalle	C32/40	40	33345.76	XF2
Pali di fondazione	C28/35	36	32308.25	XC2
Fondazioni	C28/35	36	32308.25	XC2

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

Si prevede l'adozione di barre nervate tipo B450C controllate in stabilimento:

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$$

L'acciaio da armatura risulta inoltre caratterizzato da:

$$E_s = 210000.0 \text{ MPa} \quad \text{modulo elastico}$$

$$\nu_s = 0.3 \quad \text{coefficiente di Poisson}$$

$$G_s = 80769.23 \text{ MPa} \quad \text{modulo di elasticità tangenziale}$$

1.4 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare si è fatto riferimento alle seguenti norme:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica

UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per i ponti

1.5 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "LUSAS (vers. 14.3)", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma windows NT. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "Excel 7.0". La descrizione delle modalità di operare dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre al programma V.S.P.F., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

Per lo studio delle spalle, infine, si ricorre al programma "Paratie".

1.6 Convenzioni generali

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN

tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione assiale

Fy azione tagliante agente nel piano orizzontale

Fz azione tagliante agente nel piano verticale

Mx momento torcente

My momento flettente agente nel piano verticale

Mz momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche Fx, Fz, Mx, My, dal momento che risultano nulli i contributi Fy ed Mz per tutte condizioni di carico, ad eccezione delle condizioni di ritiro, variazioni termiche e vento, che però forniscono nella trave un effetto trascurabile.

Per tale motivo, in alcuni casi verrà anche utilizzata la notazione alternativa:

M (Mf) in luogo di My

T in luogo di Fz

Mt in luogo di Mx

2. Impostazioni generali delle analisi strutturali

2.1 Analisi della mutua interazione di impalcato e spalla

La tipologia di ponte integrale si contraddistingue rispetto alle tipologie tradizionali per i vantaggi conseguenti al comportamento interdipendente dell'impalcato e del corpo spalla che realizzano in sostanza uno schema a telaio. In fase di studio si è deciso di condurre analisi separate rispettivamente per l'impalcato e la struttura di spalla riproducendo però in ciascuna analisi le condizioni di vincolo derivanti dalla presenza dell'altra porzione di struttura non considerata. L'impalcato pertanto viene studiato in maniera a sè stante, mediante un modello ad elementi finiti a grigliato realizzato con il programma Lusas, vincolando le estremità delle travi mediante "joint" in grado di riprodurre le caratteristiche di rigidezza della paratia di spalla; analogamente la

paratia viene studiata in maniera a sè stante mediante un modello piano di Paratie in cui sono presenti vincoli tali da riprodurre le caratteristiche di rigidità dell'impalcato. Inoltre, per valutare le azioni scambiate tra impalcato e paratia, è stata delineata un'adeguata procedura che viene di seguito descritta:

- 1) Si è ipotizzato che l'impalcato risulti assialmente rigido;
- 2) Si è studiato il comportamento della paratia di spalla modellandola a sè stante e assumendo che a quota del baricentro impalcato sia posizionato un carrello verticale (spostamento orizzontale impedito);
- 3) Grazie al modello descritto al punto precedente sono stati valutati innanzitutto gli effetti delle fasi di reinterro e scavo della paratia ad impalcato montato; in particolare in tale situazione si è fatto riferimento alle caratteristiche sezionali piene dell'impalcato nella situazione a lungo termine;
- 4) Le altre azioni di importanza decisiva scambiate tra impalcato e paratia risultano quelle derivanti dalle variazioni termiche e dal ritiro; per determinare tali azioni di scambio risulta necessario studiare le curve di comportamento rispettivamente della paratia e dell'impalcato ed individuare infine i punti di intersezione di tali curve, che rappresenteranno la situazione equilibrata e congruente in cui impalcato e paratia si trovano realmente;
- 5) A tale scopo è stata valutata la rigidità traslazionale della paratia assoggettandola ad una forza orizzontale di intensità via crescente, di segno sia positivo che negativo, in corrispondenza della quota del baricentro impalcato; tale operazione è stata condotta considerando le caratteristiche sezionali della sezione omogeneizzata secondo un coefficiente n di breve termine; conseguentemente sono state ricavate due curve forza-spostamento che descrivono appunto l'andamento delle rigidità traslazionali nei due suddetti casi;
- 6) Per determinare invece le curve di comportamento dell'impalcato per effetto delle azioni termiche e da ritiro è sufficiente individuare le due condizioni limite di "impalcato incastrato agli estremi" (A) e di "impalcato semplicemente appoggiato" (B): nel primo caso lo spostamento indotto dai contributi di carico in esame risulta impedito e di conseguenza la forza trasmessa al vincolo risulta la massima possibile; viceversa nel secondo caso, l'impalcato risulta libero di accorciarsi e/o dilatarsi, pertanto lo spostamento assiale risulterà quello massimo possibile mentre la forza trasmessa al vincolo sarà nulla. Essendo la situazione reale intermedia tra le due condizioni limite appena richiamate, si può concludere che il comportamento dell'impalcato è rappresentato dalla retta che unisce i punti A e B. In particolare, seguendo tale procedura, si arriva a determinare una curva di comportamento relativa al ritiro e due curve di comportamento relative alle variazioni termiche, una positiva (dilatazione) e una negativa (accorciamento).
- 7) Note le curve di comportamento di impalcato e paratia, rimangono da determinare i punti di intersezione delle stesse, ed in particolare:
- 8) La curva di comportamento dell'impalcato soggetto a ritiro viene sovrapposta alla curva di comportamento della paratia ottenuta considerando le caratteristiche della paratia a breve termine e l'azione di una forza che "tira" la paratia verso l'impalcato; il punto di intersezione determina l'effettivo spostamento orizzontale della paratia, coincidente con l'effettivo accorciamento dell'impalcato, e permette di individuare immediatamente l'azione orizzontale (F_{ritiro}) scambiata tra le due parti strutturali;

- 9) La curva di comportamento dell'impalcato soggetto a variazione termica positiva viene sovrapposta alla curva di comportamento della paratia ottenuta considerando le caratteristiche dell'impalcato a breve termine e l'azione di una forza che "spinge" la paratia verso il rilevato; il punto di intersezione determina l'effettivo spostamento orizzontale della paratia, coincidente con l'effettivo allungamento dell'impalcato, e permette di individuare immediatamente l'azione orizzontale ($F_{\text{termica positiva}}$) scambiata tra le due parti strutturali;
- 10) La curva di comportamento dell'impalcato soggetto a variazione termica negativa viene sovrapposta alla curva di comportamento della paratia ottenuta considerando le caratteristiche dell'impalcato a breve termine e l'azione di una forza che "tira" la paratia verso l'impalcato; il punto di intersezione determina l'effettivo spostamento orizzontale della paratia, coincidente con l'effettivo accorciamento dell'impalcato, e permette di individuare immediatamente l'azione orizzontale ($F_{\text{termica negativa}}$) scambiata tra le due parti strutturali;
- 11) Pur se di intensità decisamente inferiore rispetto alle sollecitazioni appena trattate, anche le sollecitazioni scambiate tra impalcato e paratia per effetto dei pesi permanenti e dei carichi mobili sono state tenute in conto. Per la loro valutazione si è operato come di seguito descritto.
- 12) L'analisi dell'impalcato in fase 2a, attraverso il quale vengono studiati gli effetti dei carichi permanenti, è stata eseguita su di un modello dotato di vincoli a cerniera in corrispondenza dei cordoli di spalla.
- 13) Analogamente si opera con riferimento alle azioni da traffico: l'analisi dell'impalcato in fase 3, soggetto ai carichi mobili, è stata eseguita sulla base di un modello nel quale sono stati inseriti vincoli a cerniera in corrispondenza delle spalle.

Tale procedura, qui riportata in maniera sintetica, viene descritta nel dettaglio nel capitolo 4 della presente relazione.

2.2 Analisi globale impalcato

2.2.1 Fasi di analisi

Per l'analisi della sovrastruttura si ricorre ad un modello agli elementi finiti. La travata continua viene modellata mediante elementi di tipo "thick beam" come un grigliato di travi e traversi, collegati ai sostegni mediante elementi di tipo "joint" opportunamente selezionati ed orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo.

L'analisi globale dell'impalcato viene eseguita differenziando le fasi di vita della struttura riassunte in tabella e descritte più in dettaglio nel seguito:

Fase	Condizione	Sezione resistente	Connessione
1	peso proprio acciaio + soletta	solo trave metallica	non attiva
2a	permanenti	sez omog con $n=n_{Lperm}$	attiva
2a	cedimenti		
2a	reinterro e scavo		
2b	ritiro	sez omog con $n=n_{Lritiro}$	
3	carichi mobili	sez omog con $n=n_0$	attiva
3	frenatura		
3	variazioni termiche (unif + grad)		

Fase 1

Tale fase coincide con la posa in opera delle travi metalliche e il getto della soletta in calcestruzzo; la sezione resistente della trave è relativa al solo acciaio, essendo la soletta in calcestruzzo non ancora collaborante; i carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di travi e traversi ed al getto della soletta in calcestruzzo. Non essendo ancora stata realizzata la connessione monolitica con il corpo spalla, in tale fase l'impalcato risulta appoggiato sui quattro sostegni (2 spalle e 2 pile).

Fase 2

In fase 2 vengono esaminati i carichi di tipo permanente, ovvero:

- pesi permanenti portati (peso dei cordoli, dei guardavia e del manto di finitura e barriere)
- cedimenti vincolari dei sostegni
- azione di reinterro e scavo a tergo spalla
- ritiro della soletta in calcestruzzo

Tali carichi sono stati considerati in due differenti condizioni in base alla loro durata:

- o fase 2a: i carichi dovuti a permanenti e cedimenti e alla azione di reinterro e scavo a tergo spalla vengono considerati;
- o fase 2b: si considera la sola azione da ritiro.

La sezione resistente è quella composta acciaio/calcestruzzo; si tiene conto, per i carichi di tale fase, dell'influenza della viscosità omogeneizzando le aree in calcestruzzo ad acciaio secondo i coefficienti di omogeneizzazione descritti nel seguito.

Dal momento che prima della posa dei carichi permanenti viene realizzata la connessione monolitica tra impalcato e corpo spalla, in tale fase l'impalcato risulta appoggiato sulle pile e incastrato nella sella di spalla che a sua volta risulta incernierata nella paratia di pali. Ulteriori dettagli riguardo al vincolo tra impalcato e spalle vengono forniti nel seguito.

Fase 3

In tale fase si considera, di volta in volta, la presenza di tutti i contributi di carico di tipo istantaneo, ovvero:

- carichi mobili ed azioni collegate (frenatura, centrifuga,)
- variazioni termiche
- azioni di breve durata in genere

La sezione resistente è anche in questo caso quella composta acciaio/calcestruzzo; in questo caso, però, l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n di breve durata, definito nel seguito.

Come nella precedente fase, anche ora l'impalcato risulta appoggiato sulle pile e incastrato nella sella incernierata alla paratia di pali. Ulteriori dettagli riguardo al vincolo tra impalcato e spalle vengono forniti nel seguito.

2.2.2 Connessione impalcato-spalla

Come già accennato, lo schema statico della struttura in esame risulta il seguente: in corrispondenza delle pile viene fornito all'impalcato un vincolo alla sola traslazione verticale, essendo presenti unicamente appoggi multidirezionali, mentre la connessione con le strutture di spalla fornisce un vincolo tipo "cerniera", in quanto la spalla è costituita da una paratia di pali dotati in sommità di spinotti di collegamento alla sella in grado di trasmettere unicamente azioni assiali e taglianti.

In fase di analisi, come verrà meglio descritto nel seguito, l'impalcato verrà trattato in modo isolato modellando i vincoli di estremità come cerniere e gli appoggi sulle pile come carrelli orizzontali.

2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione

Lo studio dell'impalcato viene eseguito, come d'uso per strutture composte di questo tipo, "omogeneizzando" la sezione di calcestruzzo ad acciaio. In funzione della durata del carico si distinguono due tipi di coefficienti:

n_0 coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata;

n_L coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata.

In particolare, il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata risulta semplicemente pari al rapporto tra i moduli elastici di acciaio e calcestruzzo, ossia $n_0 = E_a / E_{cm}$. Nel presente caso si ha $n_0 = 6.16$.

Il coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata, invece, viene valutato in accordo alla norma EN 1994-2 al punto 5.4.2.2, in funzione della fase di vita in esame e del tipo di carico applicato, nel seguente modo:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_t)$$

dove:

$$n_0 = E_a / E_{cm}$$

ψ_L = moltiplicatore di viscosità, funzione del tipo di carico applicato

ϕ_t = coefficiente di viscosità

dove:

$\psi_L = 1.10$ per i carichi permanenti e i cedimenti vincolari

$\psi_L = 1.50$ per le deformazioni imposte

$\psi_L = 0.55$ per l'azione del ritiro

Avendo assunto:

$t_0 = 1 \text{ g}$ per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione dei n_L riferiti al ritiro

$t_0 = 30 \text{ g}$ per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione di n_L riferito ai carichi permanenti e ai cedimenti

si ottiene (per il calcolo esteso di ϕ_t vedere il paragrafo relativo alla "Reologia del calcestruzzo"):

$\phi_t = 2.659$ per la valutazione dei n_L riferiti al ritiro

$\phi_t = 1.410$ per la valutazione di n_L riferito ai carichi permanenti e ai cedimenti

Da cui si ottengono i seguenti valori del coefficiente di omogeneizzazione:

$n_1 = \infty$ (*) in fase 1, ossia per la fase di montaggio (soletta in calcestruzzo non collaborante);

$n_{L_{2a}} = 15.72$ in fase 2a, per i pesi permanenti ed i cedimenti vincolari;

$n_{r_{2b}} = 15.18$ in fase 2b, per l'azione di ritiro;

$n_0 = 6.163$ in fase 3, per i carichi, sia accidentali che permanenti, di breve durata.

(*) Per ragioni puramente numeriche, in fase 1, si considera $n = 0$.

2.2.4 Larghezze collaboranti di soletta

L'effettiva larghezza della soletta che risulta collaborante con le travi metalliche viene valutata in accordo a quanto esposto nella norma UNI EN 1994-2 al punto 5.4.1.2. In particolare, nelle zone di campata e di appoggio interno la larghezza collaborante viene calcolata secondo l'espressione:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{e,i}$$

mentre nelle zone di appoggio d'estremità:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{e,i}$$

dove:

$$b_{e,i} = L_e / 8 \leq b_{\text{reale},i}$$

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{e,i}) \leq 1.0$$

L_e = lunghezza di riferimento definita in accordo alla legenda della figura 5.1 del citato paragrafo normativo

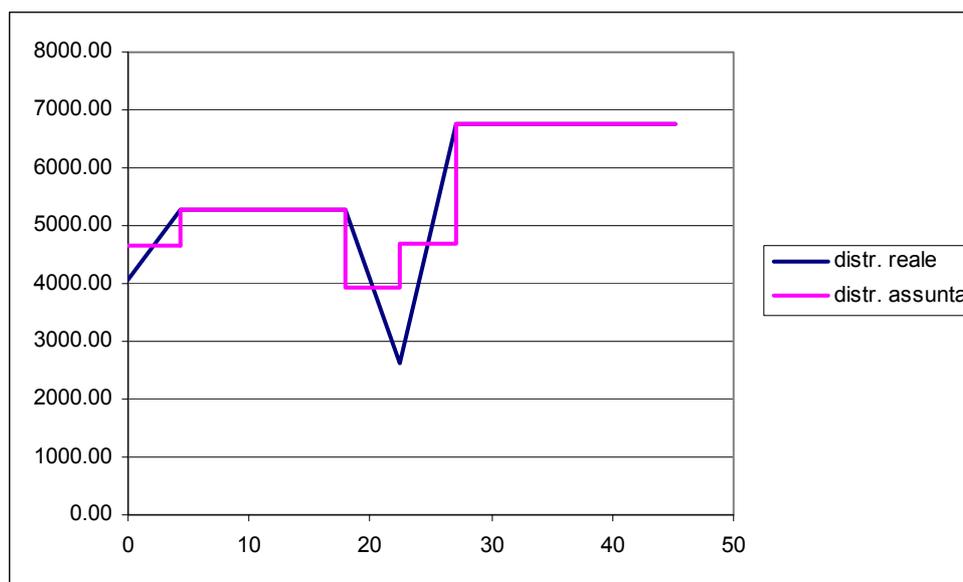
Considerando l'impalcato appoggiato alle spalle, si riporta nella seguente tabella, il valore della larghezza di soletta collaborante in funzione dell'ascissa corrente.

x	b _{reale}	b ₀	b ₁	b ₂	beta ₁	beta ₂	L _e	b _{e1}	b _{e2}	b _{eff reale}
0	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	0.75	0.75	19125.00	2390.63	2390.63	4065.94
4.3	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
5	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
8	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
8.85	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
13.4	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
16.5	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
17.95	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	19125.00	2390.63	2390.63	5261.25
22.5	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	8500.00	1062.50	1062.50	2605.00
27.05	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
28.5	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
31.6	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
36.15	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
39.5	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
40.7	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00
45.25	6750.00	480.00	3260.00	3010.00	1.00	1.00	31850.00	3260.00	3010.00	6750.00

I valori delle larghezza di soletta collaborante da attribuire ai diversi conci, in cui è stato suddiviso l'impalcato per l'analisi strutturale, si ricavano dai precedenti come valori medi delle larghezza delle sezioni di estremità dei conci. Tali valori sono riportati nella seguente tabella.

Concio	L concio (m)	bef (mm)
A_1	4.95	4663.59
A_2	0.70	5261.25
A_3	3.00	5261.25
B_1	0.85	5261.25
B_2	4.55	5261.25
B_3	3.10	5261.25
C_1	1.45	5261.25
C_2	4.55	3933.13
C_3	4.55	4677.50
C_4	1.45	6750.00
D_1	3.10	6750.00
D_2	4.55	6750.00
D_3	3.35	6750.00
E_1	1.20	6750.00
E_2	4.55	6750.00

Nel seguente grafico si riporta l'andamento delle larghezza di soletta collaboranti secondo la distribuzione reale e quella assunta nel calcolo per metà impalcato. Per ragioni di simmetria si riporta il grafico di una sola metà dell'impalcato.



2.2.5 Conci di impalcato

L'impalcato risulta suddiviso in 5 tipologie di conci, di lunghezza ed altezza variabili. Per ragioni di economia si è cercato di ottimizzare le larghezze e gli spessori dei vari piatti di acciaio costituenti le piattabande e le anime delle travi principali, modulando lo spessore in base all'effettivo impegno statico.

Per esigenze di calcolo la denominazione dei conci presente sugli elaborati grafici non corrisponde a quella utilizzata in relazione, pertanto, per chiarezza, si riporta di seguito la corrispondenza fra i due elaborati.

den./relazione	den./elaborati
A	E
B	D
C	A
D	B
E	C

La tabella seguente restituisce la lunghezza dei vari concii.

concio	Lunghezza (m)
A	8.00
B	8.50
C	12.00
D	11.00
E	11.50

Le caratteristiche costituenti le lamiere delle travi principali di ciascun concio sono riportate nella tabella seguente (valori espressi in mm). Per esigenze di modellazione i 5 concii principali sono stati anch'essi suddivisi in sottoconci a cui sono state attribuite le caratteristiche geometriche della sezione di altezza media fra quelle di estremità del sottoconcio. A tal proposito nella seguente tabella si riportano le caratteristiche geometriche dei concii utilizzati nell'analisi e dei traversi tipo e di testapila.

	A 1	A 2	A 3	B 1	B 2	B 3	C 1	C 2	C 3	C 4	D 1	D 2	D 3	E 1	E 2	traverso tipo	traverso pila	
Sezione metallica	h_s	1350.00	1350.00	1469.00	1622.00	1836.50	2140.00	2320.50	2539.00	2469.00	2167.00	1964.50	1692.00	1485.50	1404.50	1369.50	850.00	1800.00
	b_{inf}	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	350.00	500.00
	t_{inf}	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	80.00	80.00	20.00	30.00
	b_{sup}	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00	350.00	500.00
	t_{sup}	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	20.00	30.00
	h_{web}	1230.00	1230.00	1349.00	1502.00	1716.50	2020.00	2180.50	2399.00	2329.00	2027.00	1824.50	1552.00	1345.50	1254.50	1219.50	810.00	1740.00
t_{web}	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	22.00	22.00	22.00	22.00	20.00	20.00	20.00	18.00	18.00	12.00	16.00	
Soletta	$h_{c/s}$	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	0.00	0.00	
	h_{cop}	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00	0.00	0.00	
	t_{sol}	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	0.00	0.00	
	b_{reale}	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	0.00	0.00
	b_{eff}	4663.59	5261.25	5261.25	5261.25	5261.25	5261.25	5261.25	3933.13	4677.50	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	6750.00	0.00	0.00
Armatura	ϕ_{sup}	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	20.00	20.00	20.00	20.00	14.00	14.00	14.00	14.00	20.00	20.00	
	$passo_{sup}$	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	
	c_{sup}	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	63.00	45.00	45.00
	ϕ_{inf}	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	20.00	20.00	20.00	20.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	20.00	20.00
	$passo_{inf}$	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
	c_{inf}	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	60.00	60.00

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo E_1

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	1.29E+05	2.42E+05	2.46E+05	1.92E+05	4.02E+05	1.39E+05
y _g	591.45	1055.98	1063.95	917.14	1266.20	664.09
J _{xx}	4.82E+10	1.08E+11	1.09E+11	9.00E+10	1.36E+11	5.73E+10
J _{yy}	4.67E+09	2.40E+11	2.47E+11	1.44E+11	5.43E+11	4.41E+10
k _t	2.08E+08	2.30E+09	2.38E+09	1.28E+09	5.55E+09	5.55E+09
W _{xxcls}		1.66E+08	1.70E+08	1.14E+08	3.09E+08	
W _{xxreinf}		2.13E+08	2.18E+08	1.39E+08	4.57E+08	6.38E+07
W _{xx5}	5.93E+07	3.10E+08	3.20E+08	1.85E+08	9.81E+08	7.74E+07
W _{xx4}	6.49E+07	3.88E+08	4.03E+08	2.16E+08	1.99E+09	8.55E+07
W _{xx2}	-9.42E+07	-1.11E+08	-1.11E+08	-1.07E+08	-1.14E+08	-9.82E+07
W _{xx1}	-8.15E+07	-1.02E+08	-1.02E+08	-9.81E+07	-1.07E+08	-8.63E+07
S _{xx5}		5.97E+07	6.08E+07	4.19E+07	8.68E+07	9.34E+06
S _{xx4}	3.27E+07	7.29E+07	7.36E+07	6.09E+07	9.11E+07	3.90E+07
S _{xx3 reale}	3.76E+07	7.36E+07	7.42E+07	6.24E+07	9.11E+07	4.30E+07
S _{xx2}	3.53E+07	6.50E+07	6.55E+07	5.61E+07	7.85E+07	3.99E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo E_2

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	1.28E+05	2.41E+05	2.45E+05	1.91E+05	4.01E+05	1.38E+05
y _g	576.39	1032.76	1040.57	896.57	1238.61	647.87
J _{xx}	4.56E+10	1.03E+11	1.04E+11	8.56E+10	1.29E+11	5.44E+10
J _{yy}	4.67E+09	2.40E+11	2.47E+11	1.44E+11	5.43E+11	4.41E+10
k _t	2.08E+08	2.30E+09	2.38E+09	1.28E+09	5.55E+09	5.55E+09
W _{xxcls}		1.62E+08	1.65E+08	1.11E+08	3.00E+08	
W _{xxreinf}		2.08E+08	2.13E+08	1.36E+08	4.47E+08	6.18E+07
W _{xx5}	5.75E+07	3.05E+08	3.16E+08	1.81E+08	9.88E+08	7.53E+07
W _{xx4}	6.31E+07	3.86E+08	4.01E+08	2.13E+08	2.12E+09	8.34E+07
W _{xx2}	-9.19E+07	-1.08E+08	-1.08E+08	-1.05E+08	-1.12E+08	-9.57E+07
W _{xx1}	-7.91E+07	-9.96E+07	-9.98E+07	-9.55E+07	-1.04E+08	-8.39E+07
S _{xx5}		5.84E+07	5.94E+07	4.10E+07	8.47E+07	9.15E+06
S _{xx4}	3.18E+07	7.11E+07	7.17E+07	5.94E+07	8.88E+07	3.80E+07
S _{xx3 reale}	3.65E+07	7.17E+07	7.23E+07	6.08E+07	8.88E+07	4.18E+07
S _{xx2}	3.43E+07	6.35E+07	6.40E+07	5.48E+07	7.67E+07	3.89E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2.2.6 Sezioni di verifica

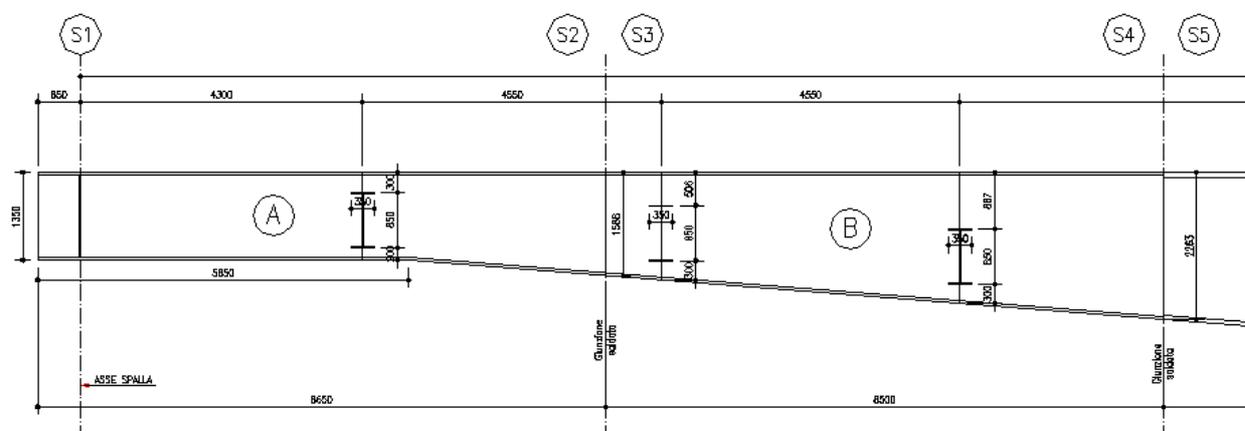
Per l'analisi della struttura metallica d'impalcato si prendono in esame le sezioni rappresentative di tutte le tipologie di concio presenti. Ai fini delle verifiche si fissa l'attenzione su 23 sezioni di verifica, denominate a

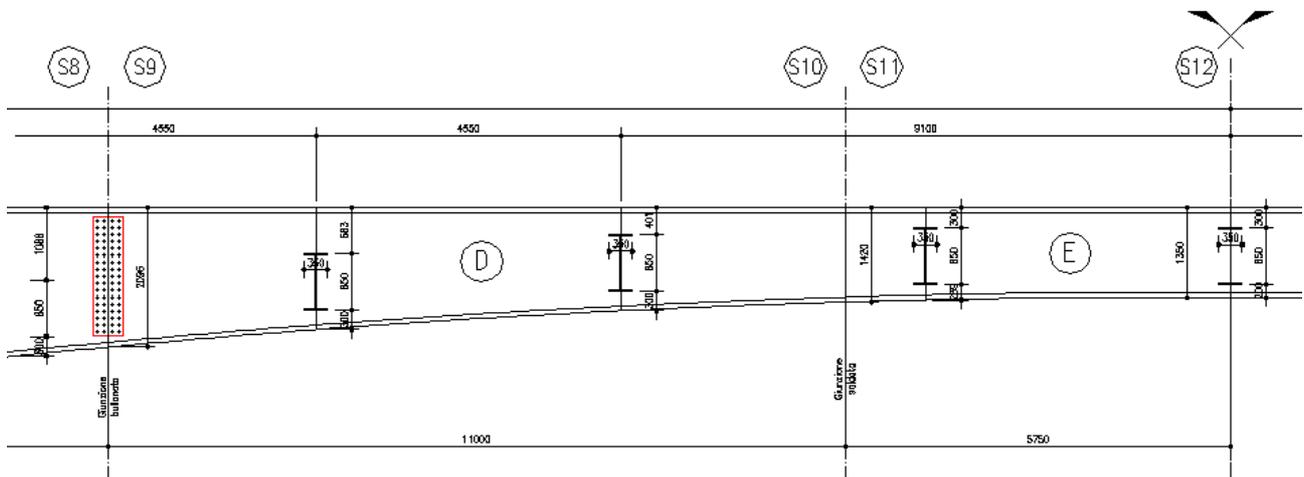
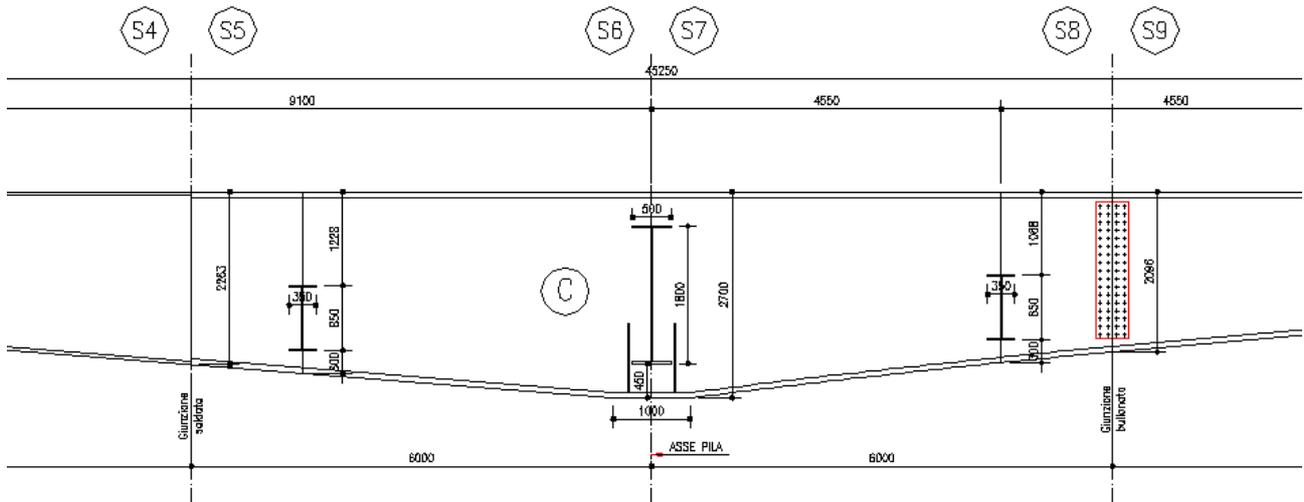
partire da S1 fino a S23. Esse corrispondono a tutte le sezioni di giunzione tra un concio e l'altro, e alle sezioni di testa-spalla, testa-pila e mezzeria campata.

Per tutti i conci di trave viene considerata collaborante una porzione di soletta spessore pari a 0.30 m e di larghezza pari a quanto valutato in accordo ai criteri precedentemente esposti. Lo spessore dichiarato tiene conto della sagoma a schiena d'asino della soletta a seguito della quale lo spessore varia da un minimo di 0.25 m ad un massimo di 0.37 m. La seguente tabella riporta, il valore dell'altezza della sezione, l'entità di larghezza collaborante di soletta considerata e i quantitativi di armatura longitudinale inferiore e superiore per le sezioni critiche in esame.

sezione	concio	denominazione	H trave (mm)	beff (mm)	Armatura inf.	Armatura sup.
1	A	A_S1	1350.00	4663.59	f16/20	f16/20
2	A	A_S2	1588.00	5261.25	f16/20	f16/20
3	B	B_S1	1588.00	5261.25	f20/20	f20/20
4	B	B_S2	2263.00	5261.25	f20/20	f20/20
5	C	C_S1	2263.00	5261.25	f22/20	f22/20
6	C	C_S2	2700.00	3933.13	f22/20	f22/20
7	C	C_S3	2700.00	4677.50	f22/20	f22/20
8	C	C_S4	2096.00	6750.00	f22/20	f22/20
9	D	D_S1	2096.00	6750.00	f16/20	f16/20
10	D	D_S2	1420.00	6750.00	f16/20	f16/20
11	E	E_S1	1420.00	6750.00	f16/20	f16/20
12	E	E_S2	1350.00	6750.00	f16/20	f16/20
13	E	E_S3	1420.00	6750.00	f16/20	f16/20
14	D	D_S3	1420.00	6750.00	f16/20	f16/20
15	D	D_S4	2096.00	6750.00	f16/20	f16/20
16	C	C_S5	2096.00	6750.00	f22/20	f22/20
17	C	C_S6	2700.00	4677.50	f22/20	f22/20
18	C	C_S7	2700.00	3933.13	f22/20	f22/20
19	C	C_S8	2263.00	5261.25	f22/20	f22/20
20	B	B_S3	2263.00	5261.25	f20/20	f20/20
21	B	B_S4	1588.00	5261.25	f20/20	f20/20
22	A	A_S3	1588.00	5261.25	f16/20	f16/20
23	A	A_S4	1350.00	4663.59	f16/20	f16/20

I seguenti disegni mostrano l'esatta ubicazione delle sezioni critiche appena definite.





Nelle tabelle seguenti, compilate in automatico mediante foglio elettronico "excel", si riportano le principali caratteristiche statiche di tutte le sezioni di verifica da S1 a S23 esaminate nelle diverse fasi di vita considerate; nell'ultima colonna a destra sono riportate le caratteristiche valutate nel caso di fessurazione della soletta ("cracked").

Concio tipo A sez. S23

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	1.09E+05	1.87E+05	1.90E+05	1.52E+05	2.97E+05	1.16E+05
y _g	603.73	991.16	998.44	868.00	1191.24	659.83
J _{xx}	3.75E+10	7.68E+10	7.75E+10	6.42E+10	9.75E+10	4.31E+10
J _{yy}	3.64E+09	2.27E+11	2.34E+11	1.31E+11	5.30E+11	3.09E+10
k _t	1.04E+08	1.55E+09	1.60E+09	8.44E+08	3.79E+09	3.79E+09
W _{xxcls}		1.17E+08	1.19E+08	8.21E+07	2.12E+08	
W _{xxreinf}		1.48E+08	1.52E+08	1.00E+08	3.07E+08	5.08E+07
W _{xx5}	5.03E+07	2.14E+08	2.21E+08	1.33E+08	6.14E+08	6.24E+07
W _{xx4}	5.47E+07	2.57E+08	2.66E+08	1.52E+08	9.87E+08	6.83E+07
W _{xx2}	-6.90E+07	-8.25E+07	-8.26E+07	-7.95E+07	-8.62E+07	-7.18E+07
W _{xx1}	-6.21E+07	-7.75E+07	-7.77E+07	-7.40E+07	-8.18E+07	-6.53E+07
S _{xx5}		4.21E+07	4.29E+07	2.87E+07	6.38E+07	6.09E+06
S _{xx4}	2.58E+07	5.39E+07	5.44E+07	4.50E+07	6.84E+07	2.99E+07
S _{xx3 reale}	3.05E+07	5.48E+07	5.53E+07	4.68E+07	6.85E+07	3.38E+07
S _{xx2}	2.75E+07	4.61E+07	4.65E+07	4.02E+07	5.57E+07	3.02E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Con riferimento alle tabelle precedenti, si rimanda alla legenda riportata di seguito.

A	Area complessiva della sezione
y _g	quota baricentro, valutato a partire dall'intradosso
J _{xx}	momento di inerzia rispetto all'asse orizzontale
J _{yy}	momento di inerzia rispetto all'asse verticale
k _t	inerzia torsionale
W _{xxcls}	modulo di resistenza lembo superiore soletta
W _{xxreinf}	modulo di resistenza rispetto al baricentro armature longitudinali
W _{xx5}	modulo di resistenza rispetto all'estradosso piattabanda superiore
W _{xx4}	modulo di resistenza rispetto all'attacco anima-piattabanda superiore
W _{xx2}	modulo di resistenza rispetto all'attacco anima-piattabanda inferiore
W _{xx1}	modulo di resistenza rispetto intradosso piattabanda inferiore
S _{xx5}	momento statico rispetto all'estradosso piattabanda superiore
S _{xx4}	momento statico rispetto all'attacco anima-piattabanda superiore
S _{xx3 reale}	momento statico rispetto all'asse baricentrico
S _{xx2}	momento statico rispetto all'attacco anima-piattabanda inferiore
S _{xx1}	momento statico rispetto intradosso piattabanda inferiore

Si riporta infine la tabella con le corrispondenze delle sezioni in cui vengono estratti i risultati dal modello ad elementi finiti.

sezione	element	gauss point
S1	58	1
S2	60	11
S3	61	1
S4	63	11
S5	64	1
S6	65	11
S7	66	1
S8	67	11
S9	68	1
S10	70	11
S11	71	1
S12	72	11
S13	74	11
S14	75	1
S15	77	11
S16	78	1
S17	79	11
S18	80	1
S19	81	11
S20	82	1
S21	84	11
S22	85	1
S23	87	11

Per quanto riguarda invece i traversi, si distinguono due tipologie: i traversi di pila e quelli di campata.

Nelle tabelle seguenti, compilate in automatico mediante foglio elettronico "excel", si riportano le principali caratteristiche statiche delle due tipologie di traverso impiegate.

	trav. tipo	trav. pila
A	2.37E+04	5.78E+04
yg	4.25E+02	9.00E+02
Jxx	2.94E+09	3.05E+10
Jyy	1.43E+08	6.26E+08
kt	2.33E+06	1.14E+07
Wxxcls	0.00E+00	0.00E+00
Wxxreinf	0.00E+00	0.00E+00
Wxx5	6.92E+06	3.39E+07
Wxx4	7.27E+06	3.51E+07
Wxx2	-7.27E+06	-3.51E+07
Wxx1	-6.92E+06	-3.39E+07
Sxx5	0.00E+00	0.00E+00
Sxx4	2.91E+06	1.33E+07
Sxx3 reale	3.89E+06	1.93E+07
Sxx2	2.91E+06	1.33E+07
Sxx1	0.00E+00	0.00E+00
e	0.00E+00	0.00E+00

Si riporta infine la tabella con le corrispondenze delle sezioni in cui vengono estratti i risultati dal modello ad elementi finiti.

element	gauss point	sezione
3	1	tipo
4	11	tipo
5	1	tipo
6	11	tipo
7	1	tipo
8	11	tipo
9	1	pila
10	11	pila
11	1	tipo
12	11	tipo
13	1	tipo
14	11	tipo
15	1	tipo
16	11	tipo
17	1	tipo
18	11	tipo
19	1	tipo
20	11	tipo
21	1	tipo
22	11	tipo
23	1	tipo
24	11	tipo
25	1	tipo
26	11	tipo
27	1	tipo
28	11	tipo
29	1	pila
30	11	pila
31	1	tipo
32	11	tipo
33	1	tipo
34	11	tipo
35	1	tipo
36	11	tipo

2.2.7 Combinazioni di verifica

La scelta delle combinazioni di carico da prendere in esame viene eseguita in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990.

In particolare, per lo studio dell'impalcato vengono prese in esame le seguenti combinazioni:

- Stato Limite di Esercizio:
 - Combinazione caratteristica o rara
 - Combinazione frequente
 - Combinazione quasi-permanente

- Stato Limite Ultimo:
 - Combinazione STR
- Stato Limite di Fatica

Più in dettaglio le combinazioni delle azioni da adottare ai fini delle verifiche sono quelle riportate nel prospetto seguente:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per la scelta dei coefficienti “ γ ” e “ ψ ” da adottare nelle suddette combinazioni ci si riferisce a quanto esposto nella stessa UNI EN 1990. Si precisa che si è scelto di adottare per il contributo “Reinterro&scavo” un valore pari a 1.0 quando tale contributo risulta agire favorevolmente. Inoltre per i carichi permanenti si è scelto di adottare, come concesso dal DM 14 Gennaio 2008, il coefficiente di combinazione allo SLU pari a 1.35 al posto di 1.50 in quanto tali contributo risultano nel presente progetto univocamente determinati.

Per la specifica tipologia dei ponti integrali si è ritenuto opportuno considerare quale azione dominante in fase combinatoria sia il modello dei carichi da traffico sia la combinazione termica.

Di seguito si riportano, per ciascun contributo di carico considerato, i coefficienti di combinazione considerati.

SLU**Carichi mobili dominanti**

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.35	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.35	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.20	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.35	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.20	1.20
Q_k - mobili (az. dominante)	1.35	0.00
T_k - termiche concomitanti (*)	0.72	0.00

(*) Come coeff si presenta direttamente il prodotto $\psi_0 \gamma$ dove ψ_0 è pari a 0.6

SLU**Termiche dominanti**

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.35	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.35	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.20	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.35	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.20	1.20
Q_k - mobili (az. concomitante)	1.35	0.00
T_k - termiche dominanti	1.20	0.00

SLE RARA**Carichi mobili dominanti**

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.00	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.00	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.00	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.00	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.00	1.00
Q_k - mobili (az. dominante)	1.00	0.00
T_k - termiche concomitanti (*)	0.60	0.00

(*) Come coeff si presenta direttamente il prodotto $\psi_0 \gamma$ dove ψ_0 è pari a 0.6

SLE RARA**Termiche dominanti**

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.00	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.00	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.00	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.00	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.00	1.00
Q_k - mobili (az. concomitante)	1.00	0.00
T_k - termiche dominanti	1.00	0.00

SLE FREQUENTE**Termiche dominanti**

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.00	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.00	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.00	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.00	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.00	1.00
Q_k - mobili (az. concomitante)	1.00	0.00
T_k - termiche dominanti	0.60	0.00

SLE QUASI-PERMANENTE

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.00	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.00	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.00	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.00	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.00	1.00
Q_k - mobili	0.00	0.00
T_k - termiche	0.50	0.00

FATICA: SLE frequente (mobili dominanti) + FLM1

	riepilogo coeff. $\gamma \psi$	
	γ_{unfav}	γ_{fav}
$g_{k1}+g_{k2}$: pesi propri acc+cls	1.00	1.00
g_{k3} : sovraccarichi di finitura	1.00	1.00
g_{ksett} - comb. ced. vincolari	1.00	0.00
g_{kp} - spinta delle terre	1.00	1.00
g_{sh} I+II - effetti ritiro	1.00	1.00
Q_k - mobili (az. dominante)	0.00	0.00
T_k - termiche concomitanti	0.50	0.00
FLM1 (az. ciclica)	1.00	0.00

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono stati elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, che risultano complete dei rispettivi valori concomitanti.

2.2.8 Metodologia di verifica

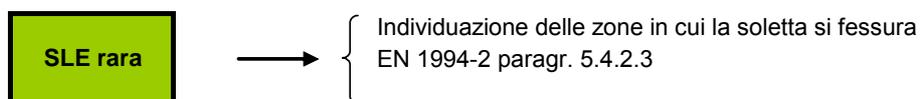
Le verifiche vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

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

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

I seguenti schemi di flusso ripropongono nel dettaglio il procedimento di verifica seguito.

Analisi con inerzie piene



Analisi con inerzie fessurate		
SLE rara	→	<ul style="list-style-type: none"> Limitazioni tensionali acciaio da carpenteria EN 1993-2 paragr. 7.3 (1) Limitazioni tensionali calcestruzzo di soletta EN 1992-1-1 par. 7.2 Limitazioni tensionali acciaio d'armatura EN 1992-1-1 par. 7.2 (5) Verifica della bullonatura allo SLE EN 1993-2 paragr. 7.3 (4) + EN 1993-1-8 par. 3 Verifica della piolatura allo SLE EN 1994-2 par. 6.6.3
SLE quasi-permanente	→	<ul style="list-style-type: none"> Limitazioni tensionali calcestruzzo di soletta EN 1992-1-1 par. 7.2
SLE frequente	→	<ul style="list-style-type: none"> Verifica di deformabilità delle travi EN 1993-2 paragr. 7.8 (2) Verifica a fatica sul I-II medio EN 1993-2 paragr. 7.3 (1) + EN 1993-1-9
SLU STR	→	<ul style="list-style-type: none"> Verifiche di resistenza EN 1993-1-1 cap. 6 Verifica di stabilità EN 1993-1-5 Verifica delle saldature EN 1993-1-8 par. 4 Verifica della bullonatura allo SLU EN 1993-1-1 cap. 6 + EN 1993-1-8 par. 3 Verifica della piolatura allo SLU EN 1994-2 par. 6.6.3
FATICA	→	<ul style="list-style-type: none"> Verifica dei dettagli di carpenteria metallica EN 1993-2 cap. 9 + EN 1993-1-9 Verifica della piolatura a fatica EN 1994-2 par. 6.8.6.2 Verifica della armatura di soletta EN 1994-2 par. 6.8.6.1 Verifica del calcestruzzo di soletta EN 1992-2 par. 6.8.7

Per maggiore chiarezza si precisano di seguito le metodologie di verifica che sono state impiegate nel presente progetto.

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

- Classe 1 o 2: si adotterà il metodo plastico;
- Classe 3 o 4: si adotterà il metodo elastico.

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

A titolo di completezza, e per favorire un raffronto diretto, per tutte le sezioni esaminate si riporteranno i risultati delle verifiche condotte con entrambi i metodi di verifica, ponendo tra parentesi il risultato laddove il metodo impiegato non risulti appropriato e non porti quindi ad un risultato significativo.

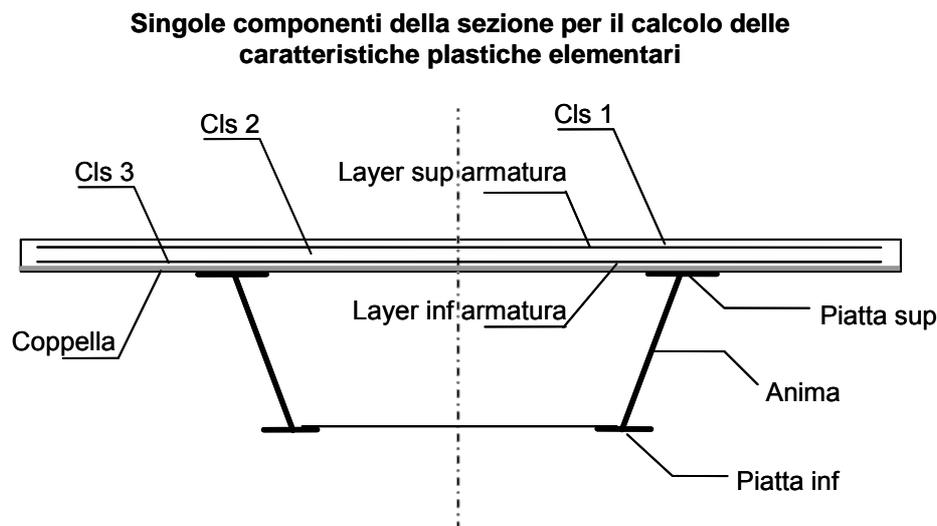
2.2.8.1 Metodo plastico

Il metodo plastico prevede innanzitutto la valutazione delle caratteristiche plastiche elementari delle varie componenti della sezione, e quindi la valutazione delle caratteristiche plastiche complessive della sezione in

termini di pura azione assiale e puro momento flettente, ed infine in termini di momento flettente ridotto per effetto dell'interazione con azione assiale e azione tagliante. Affinché le verifiche condotte con il metodo plastico possano ritenersi soddisfatte, le sollecitazioni agenti sulla sezione dovranno risultare inferiori ai suddetti valori plastici. In particolare il rapporto tra l'azione sollecitante (genericamente indicata $E_{calcolo}$) e quella resistente (genericamente indicata E_R) viene definito η e dovrà quindi risultare inferiore all'unità:

$$\eta = \frac{E_{calcolo}}{E_R} < 1.0$$

Nello schema seguente si riportano i componenti della sezione trasversale di cui vengono valutate le caratteristiche plastiche elementari.



Più in dettaglio le componenti considerate sono le seguenti:

- 1) cls 1: porzione di cls compresa tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta
- 2) layer superiore di armatura della soletta
- 3) cls 2: porzione di cls compresa tra i due layer di armatura della soletta
- 4) layer inferiore di armatura della soletta
- 5) cls 3: porzione di cls compresa tra l'estradosso coppella e il layer inferiore di armatura
- 6) coppella
- 7) piattabanda superiore
- 8) anima
- 9) piattabanda inferiore

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2008). In particolare, il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

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

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

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

Si evidenzia inoltre che:

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

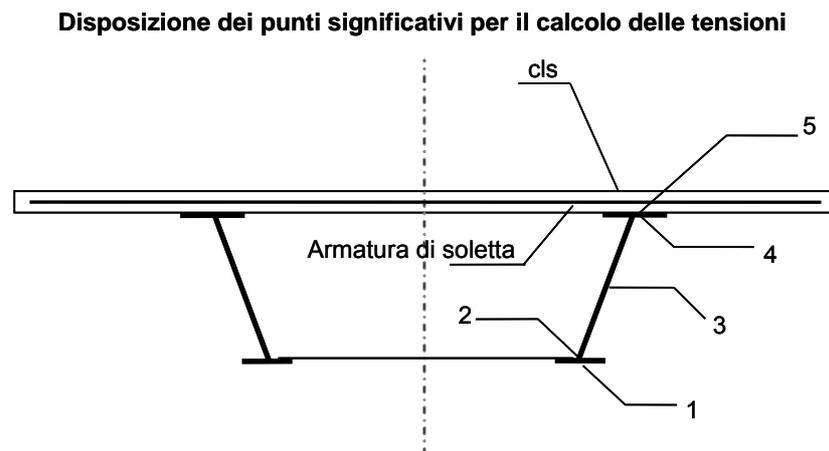
2.2.8.2 Metodo elastico

Il metodo elastico prevede la valutazione delle tensioni presenti in determinati punti considerati significativi per la sezione, ed il successivo confronto di questi valori tensionali con i valori limite imposti da normativa. In

particolare il rapporto tra la tensione agente e quella limite viene definito “rapporto di sfruttamento” η e dovrà quindi risultare inferiore all’unità:

$$\eta = \frac{\sigma_{calcolo}}{f_d} < 1.0$$

Nello schema seguente si riportano, lungo la sezione trasversale, i punti ritenuti significativi per il calcolo delle tensioni.



L'ubicazione esatta dei punti indicati è la seguente:

- | | |
|--------|--|
| 1) | intradosso piattabanda inferiore |
| 2) | attacco anima/piattabanda inferiore |
| 3) | baricentro sezione |
| 4) | attacco anima/piattabanda superiore |
| 5) | estradosso piattabanda superiore (attacco trave/soletta) |
| reinf) | baricentro armature di soletta (inf+sup) |
| cls) | estradosso soletta in calcestruzzo |

2.2.8.3 Procedura di verifica

Date le novità introdotte dalle norme NTC e dagli Eurocodici in materia di progettazione delle strutture in acciaio, si ritiene utile presentare a livello generale le procedure di verifica seguite nel presente lavoro.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni si seguono i criteri contenuti in EN 1993-1-1, EN 1993-2, EN 1994-2 e EN 1993-1-5.

La classificazione delle sezioni viene effettuata sulla base dei rapporti dimensionali e con riferimento al reale stato tensionale indotto dai carichi agenti sulla struttura. Una volta individuata la classe di riferimento di ciascuna sezione di verifica si adottano le seguenti metodologie di verifica:

- | | |
|-------------|--|
| classe 1-2: | analisi plastica; |
| classe 3: | analisi elastica; |
| classe 4: | analisi elastica con caratteristiche resistenti valutate secondo “hole in web method”. |

Le verifiche vengono effettuate mediante una procedura automatica implementata in un foglio elettronico, organizzata in "schede" relativa a ciascuna sezione di verifica. La procedura automatica effettua, per ciascuna sezione di verifica la combinazione delle sollecitazioni per ottenere il massimo e minimo momento flettente, e la massima azione tagliante assoluta e, nell'ambito di queste tre combinazioni di base, vengono seguiti i seguenti passaggi:

- classificazione della sezione con riferimento alla combinazione in esame
- analisi plastica per tensioni normali, con valutazione di:
 - resistenza a trazione/compressione semplice
 - resistenza a flessione
 - resistenza a presso-flessione
- analisi elastica, effettuata sulla base delle caratteristiche resistenti della sezione (reali o efficaci in base alla classe della sezione stessa)
- calcolo dei contributi resistenti a taglio
- verifica interazione azione assiale - flessione - taglio.

I principali criteri di verifica adottati vengono di seguito sintetizzati.

2.2.8.3.1 Azione assiale N, flessione M ed effetti combinati N-M (cfr. EN1993-1-1 cap. 6.2.9)

Per le sezioni di classe 1 e 2, la verifica nei confronti delle sollecitazioni indotte da azione assiale e momento flettente concomitante viene effettuata attraverso l'analisi plastica della sezione. Con riferimento a EN1993-1-1- cap. 6.2.9.1(P)1, la presenza di una azione assiale N è debitamente tenuta in conto con una analisi rigorosa, costruendo il dominio N-M plastico, e valutando pertanto il reale decadimento di M_{Rd} per effetto della concomitante azione assiale

Il rapporto di sfruttamento della sezione è rappresentato dal parametro:

$$\eta_1 = M_{E,d}/M_{NR,d}$$

essendo $M_{NR,d}$ il valore del momento flettente ultimo in presenza dell'azione assiale concomitante.

Per le sezioni di classe 3, 4 si effettua una comune analisi tensionale elastica deducendo per la sezione il massimo rapporto di sfruttamento, rappresentato al parametro:

$$\eta_1 = \max \sigma_{xE,d} / f_y$$

in cui $\sigma_{xE,d}$ è la massima tensione normale calcolata nei vari elementi rappresentativi della sezione per effetto del cumulo delle sollecitazioni nelle varie fasi, ed f_y è la tensione di snervamento riferita all'elemento (anima/piattabande) ove σ viene calcolata.

Per piattabande di classe massima pari a 3, il calcolo delle tensioni viene effettuato in corrispondenza della fibra media come consentito da 1993-1-1 cap. 6.1(P)9 e relativa nota (per le verifiche S.L.E. si assumerà invece la posizione reale coincidente con estradosso/intradosso trave metallica).

Per le sezioni in classe 4, le caratteristiche geometrico statiche di riferimento vengono dedotte dall'applicazione dell' "hole in web method", procedendo iterativamente alla riduzione dell'area d'anima, in

funzione della distribuzione di tensioni relativa a ciascuna condizione di carico, ed applicando il momento flettente parassita dovuto allo "shift" progressivo dell'asse neutro durante l'operazione di riduzione.

Per anime prive di irrigidimenti longitudinali, la riduzione (ρ_{loc}) viene rappresentata da un "foro" nell'anima, la cui posizione viene stabilita sulla base del quadro tensionale dell'iterazione precedente.

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali, in aggiunta alla riduzione ρ_{loc} operata sui singoli sottopannelli, si considera l'ulteriore riduzione "globale" ρ_c , uniformemente distribuita sulla parte compressa dell'anima, così come consentito da 1993-1-5, cap. 4.5.1(P)7.

2.2.8.3.2 Taglio V (cfr. EN1993-1-1 cap. 6.2.6)

Per la verifica a taglio, si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.2, EN 1993-1-1 cap. 6.2.6. e EN 1993-1-5 cap. 5; la condizione di vincolo di estremità per l'anima è quella di "non rigid end post".

In presenza di shear buckling vengono valutati sia il contributo resistente dell'anima (eq. 5.2 di EN 1993-1-5 cap. 5.2(P)1, sia il contributo resistente delle flange.

Questo ultimo valore viene calcolato con riferimento a:

$M_{f,Rd}$: momento resistente plastico della sezione, valutato escludendo il contributo dell'anima, con riferimento all'effettiva azione assiale di progetto

$M_{E,d}$ momento agente di progetto, inteso, per sezioni di classe > 2 come momento equivalente in grado di fornire, per la sezione, il massimo valore dell' "accumulated stress" $\sigma_{xE,d}$.

La verifica consiste pertanto nella valutazione del rapporto: $V_{E,d}/V_{b,Rd}$, che dovrà risultare ≤ 1 .

con: $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = V_{bf,Rd}$

2.2.8.3.3 Interazione azione assiale-taglio-flessione (N-V-M) (cfr. EN1993-1-5 cap. 7.)

In accordo con quanto previsto da EN 1993-1-1 cap. 6.2.10.(P)2 ed EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(P)1, l'interazione tra azione assiale, taglio e momento non viene studiata se $V_{E,d} < 0.5 V_{b,Rd}$ (o $V_{pl,Rd}$).

Per sezioni di qualsiasi classe, soggette o meno a "shear buckling", si seguono comunque, per unitarietà d'approccio, i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 7. Questo porta ad un giudizio sulla sicurezza leggermente più gravoso rispetto a quanto sarebbe strettamente richiesto ad es. da EN 1994-2 cap. 6.2.2.4(P)2.

Il soddisfacimento della sicurezza sotto l'azione combinata di azione assiale, momento flettente ed azione tagliante avviene attraverso la definizione di un rapporto di sfruttamento modificato, che conduce alla disuguaglianza:

$$\overline{\eta}_1 \times (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}) \times (2\overline{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1$$

dove:

$$\overline{\eta}_3 = V_{E,d}/V_{bw,Rd}$$

$$\overline{\eta}_1 = M_{E,d}/M_{c,Rd}$$

Vengono osservate le seguenti ipotesi, limitazioni:

- Per sezioni in classe >2, ovvero per anime interamente compresse, si sostituirà il rapporto di sfruttamento elastico η_1 a quello plastico $\overline{\eta_1}$ (cfr. EN 1993-1-5 cap. 7.1. (P)4).
- Per valori di $\overline{\eta_1} \geq M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}$ non vi è interazione (l'azione flettente è portata dalle piattabande ed il taglio dall'anima).
- il valore di $M_{f,Rd}$ viene dedotto dal corrispondenza dominio di resistenza, tenendo pertanto automaticamente conto della concomitante presenza di azione assiale.

2.3 Analisi globale sostegni

L'analisi delle sottostrutture viene condotta in modo distinto per le pile e le spalle.

Per l'analisi delle pile si è ricorso al medesimo modello ad elementi finiti utilizzato per lo studio dell'impalcato, in cui le pile sono costituite da elementi finiti tipo "thick beam" vincolati a terra mediante un incastro.

Per l'analisi delle spalle si è invece ricorso all'utilizzo del programma Paratie.

2.3.1 Sezioni di verifica

Con riferimento alle elevazioni delle pile, le sezioni maggiormente sollecitate risultano essere quelle di spiccato, cui si riferiscono le verifiche strutturali. Vengono inoltre prese in esame le sezioni di intradosso plinto per lo studio delle sollecitazioni scaricate in fondazione, e lo studio delle sezioni in spessore del plinto per il dimensionamento dell'armatura di questo ultimo nelle due direzioni principali longitudinale e trasversale.

Con riferimento infine alle spalle, vengono prese in esame le sezioni di spiccato paraghiaia e spiccato paramento per lo studio dell'elevazione, e le sezioni in spessore della suola di fondazione della spalla B. Infine per lo studio dei pali di fondazioni viene fatto riferimento alla sezione caratterizzata dalle maggiori sollecitazioni.

2.3.2 Combinazioni di verifica

La scelta delle combinazioni di carico da prendere in esame viene eseguita in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e al prospetto riportato al par. 2.2.9.

Per lo studio delle elevazioni delle pile e per gli appoggi verranno prese in esame le seguenti combinazioni:

- Stato Limite di Esercizio:
 - Combinazione caratteristica o rara
 - Combinazione frequente
 - Combinazione quasi-permanente
- Stato Limite Ultimo:
 - Combinazione STR

Per l'esame delle ulteriori combinazioni GEO di Stato Limite Ultimo si rimanda all'apposita relazione geotecnica della struttura in esame.

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, verranno elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, che saranno complete dei rispettivi valori concomitanti.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi ci si riferisce a quanto esposto nella norma UNI EN 1990 in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

2.3.3 Metodologia di verifica

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

Con riferimento alle sole sottostrutture vengono effettuate le seguenti verifiche di:

- verifica a pressoflessione della sezione di spiccato delle pile
- verifica a flessione del plinto di fondazione delle pile
- verifica a pressoflessione della sezione di spiccato paraghiaia delle spalle
- verifica a pressoflessione della sezione di spiccato paramento delle spalle
- verifica a pressoflessione della suola di fondazione delle spalle
- verifica a pressoflessione della sezione critica dei pali di fondazione delle pile e delle spalle.

2.4 Analisi sismica dell'intero cavalcavia

Data la specifica configurazione del cavalcavia in esame che risulta costituito da una struttura a telaio composta da impalcato e spalle, e da due pile intermedie che fungono unicamente da supporto verticale per l'impalcato, l'analisi sismica può essere suddivisa in due parti:

- Analisi della struttura a telaio (impalcato + spalle)
- Analisi delle pile come mensole isolate

Di seguito vengono riportati i criteri seguiti e la procedura di analisi implementata. Per la definizione dell'input sismico si rimanda invece al capitolo dell'analisi dei carichi.

2.4.1 Analisi della struttura a telaio

Nel presente paragrafo si prende in esame la sola struttura a telaio composta dall'impalcato, considerato appoggiato nella zona centrale su due sostegni rigidi simulanti le pile, e dalle paratie di spalla, monoliticamente connesse all'impalcato stesso.

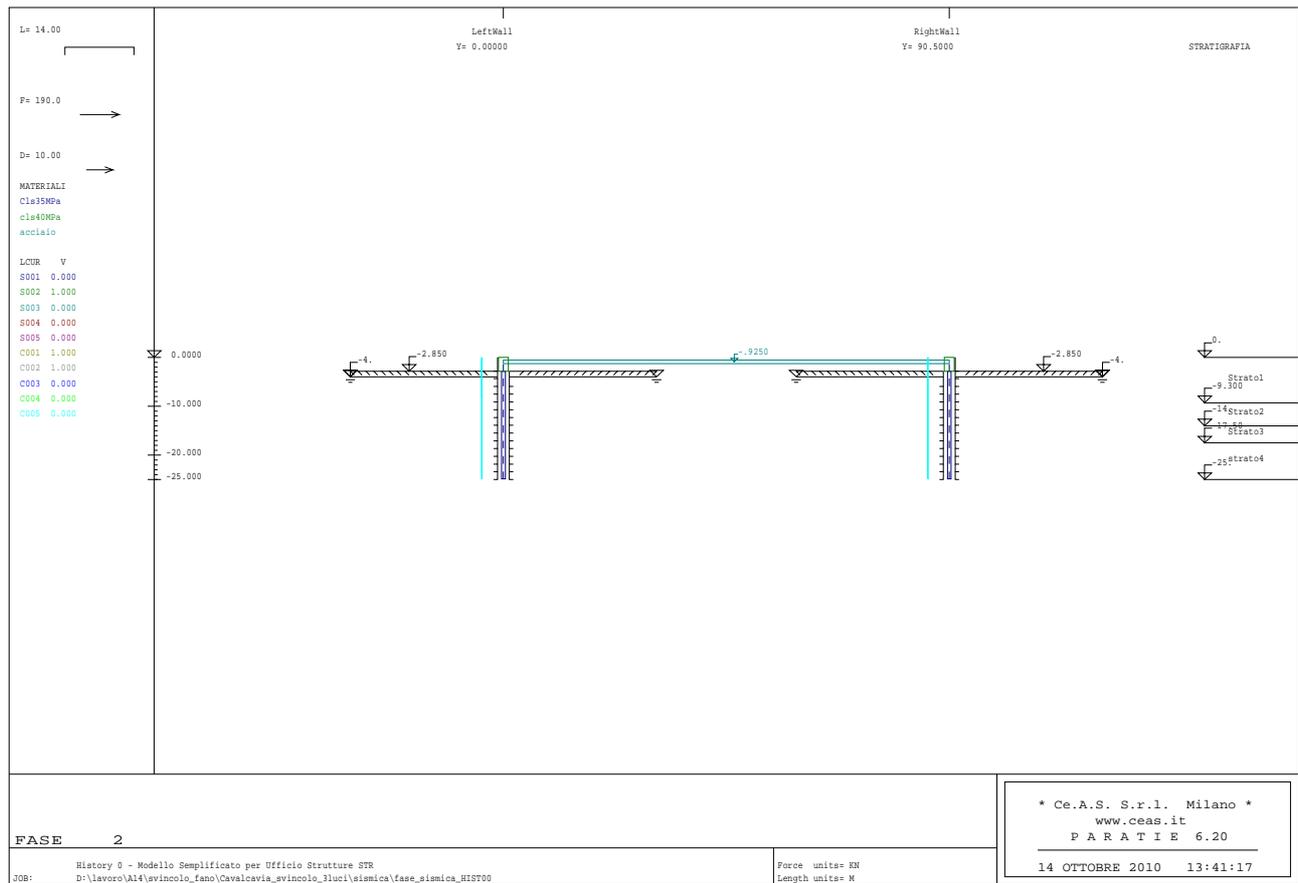
La procedura di analisi sismica di tale assieme viene condotta facendo uso del programma Paratie e può essere sintetizzata nei passaggi di seguito riportati.

STEP 1: condizione geostatica



Si parte dalla condizione a riposo del terreno prima della realizzazione della struttura. Viene descritta la stratigrafia del terreno e vengono definiti i parametri geotecnici del terreno in valore caratteristico.

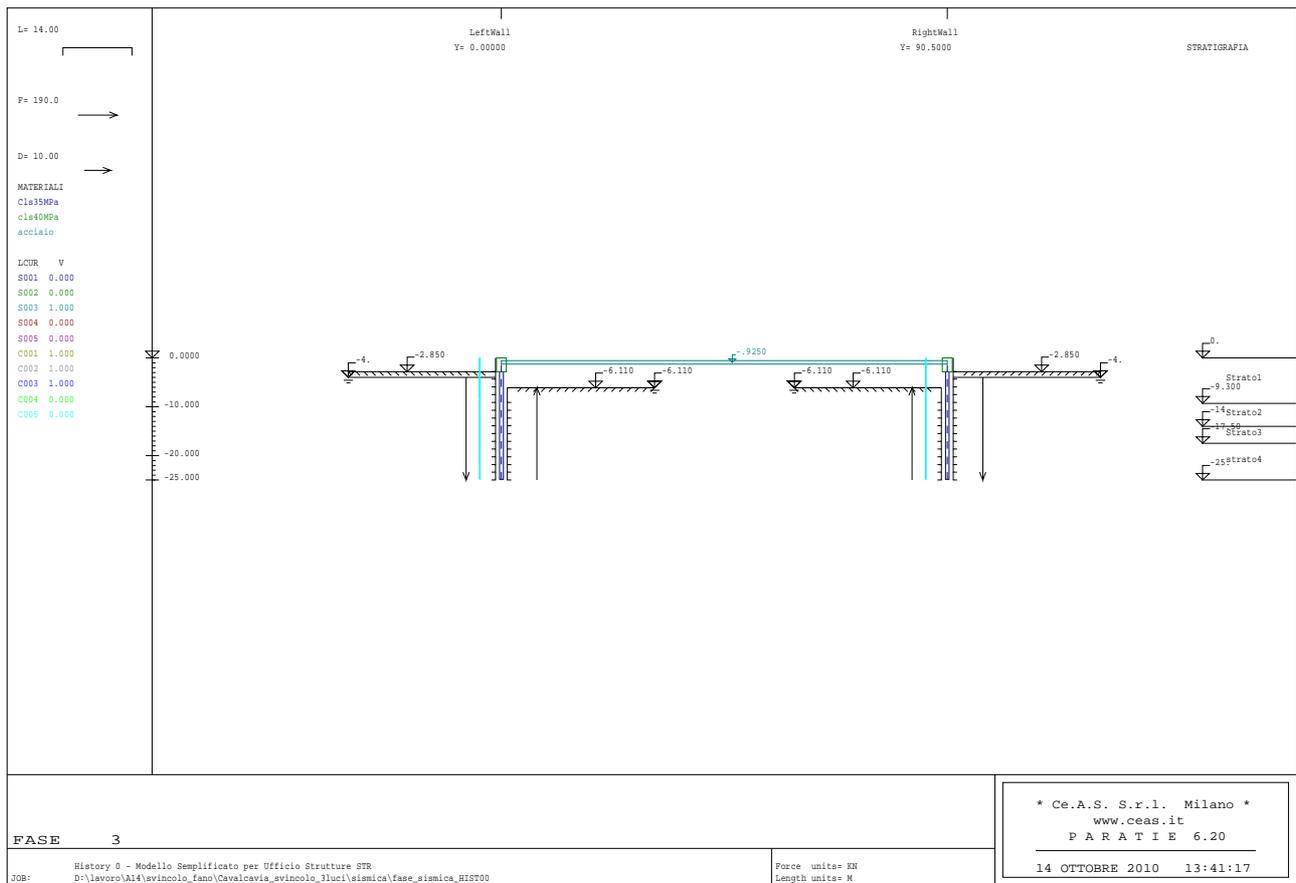
STEP 2: realizzazione delle due paratie di spalla e montaggio dell'impalcato



Si procede alla realizzazione delle due paratie di spalla, definendo i due elementi “palo” e “sella”.

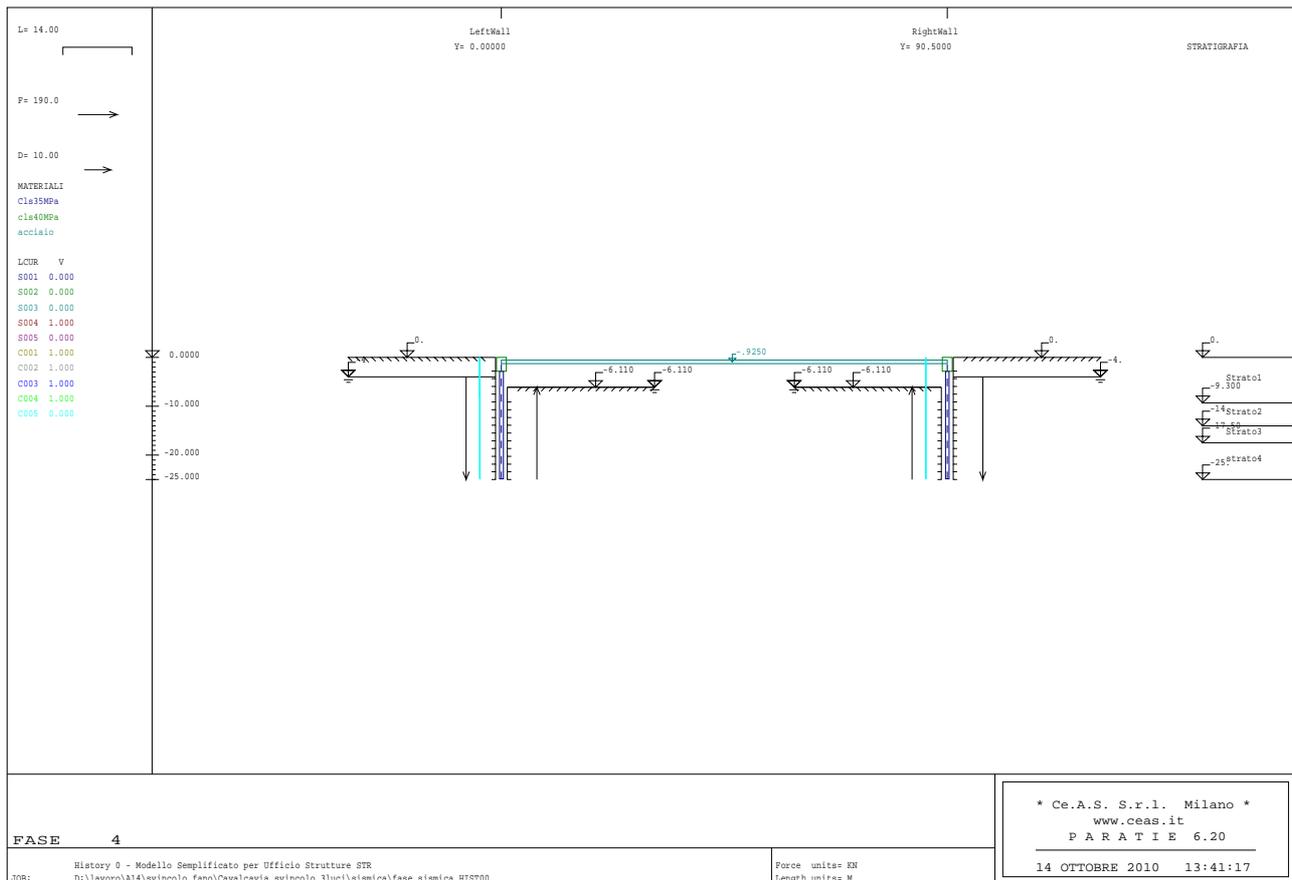
Dal momento che il programma ragiona a metro lineare di paratia, per l’elemento “palo” deve essere assegnato uno spessore equivalente che viene dedotto in funzione del diametro reale del palo stesso e dell’interasse della palificata.

STEP 3: Esecuzione dello scavo a valle per simulare la presenza del terreno in pendenza



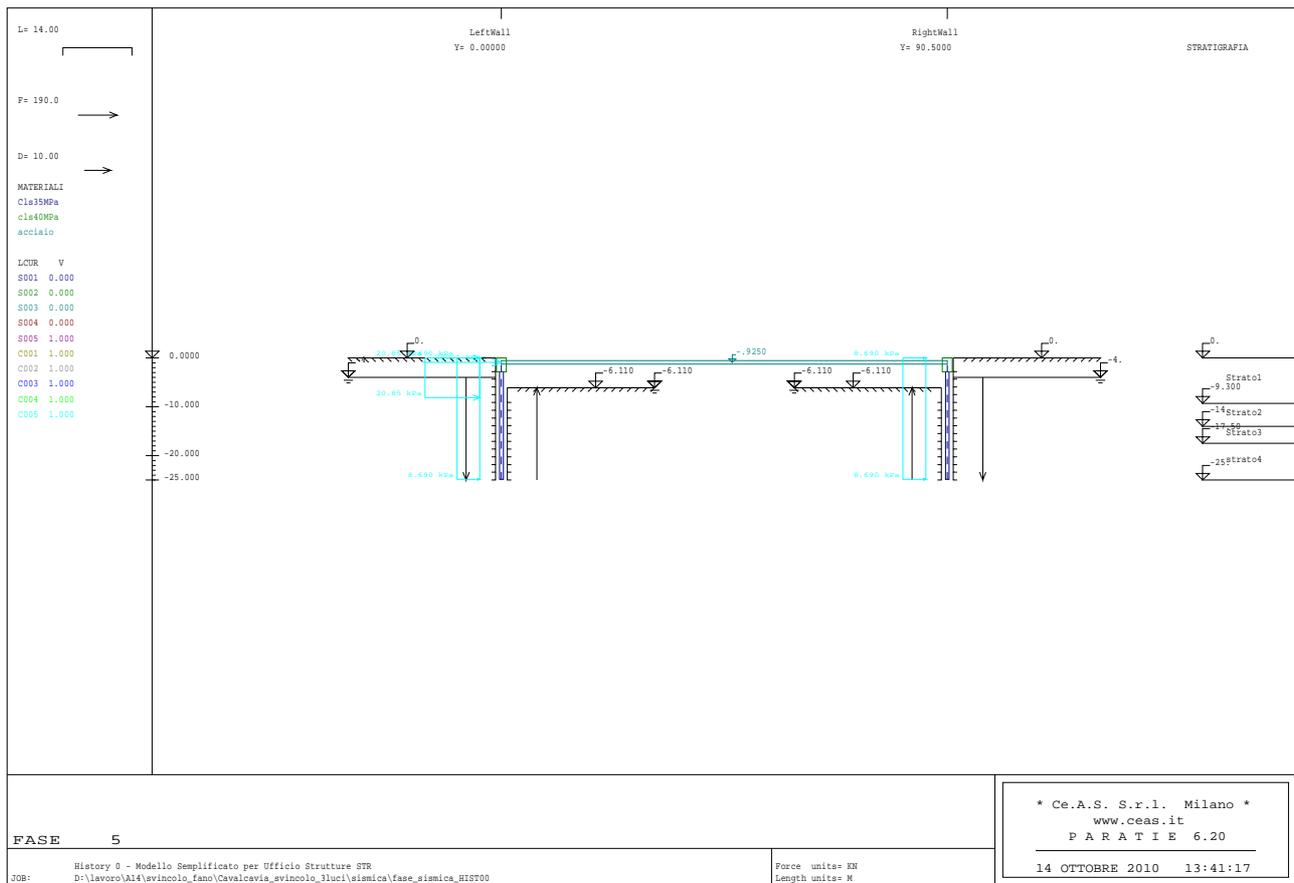
Si completa la struttura a telaio definendo per l'impalcato un elemento orizzontale caratterizzato dall'area A e dall'inerzia I dell'impalcato in fase 3 in condizioni non fessurate; si precisa che anche tali valori vengono per coerenza assegnati a metro lineare.

STEP 4: condizione statica pre-sisma



Si definisce la configurazione finale della struttura assegnando le quote terreno a monte e a valle delle due paratie, simulanti le operazioni di reinterro a monte e scavo a valle. Si assegnano successivamente i carichi statici da considerare concomitanti al sisma (pesi propri, permanenti ed eventuali accidentali).

In questo step il programma valuta automaticamente il regime di spinta esistente nelle condizioni immediatamente antecedenti all'evento sismico che verrà introdotto nello step successivo. A monte di ciascuna paratia si instaura in generale un regime di spinta prossimo a quello attivo; in conseguenza di ciò la valutazione delle spinte sismiche potrà in generale sempre avvenire secondo l'approccio di Mononobe-Okabe (strutture deformabili).

STEP 5: evento sismico

Dal momento che la spinta delle terre in condizioni statiche è già stata valutata automaticamente dal programma nello step precedente, nel presente step deve essere calcolato il solo incremento di spinta dovuto al sisma. Dato che la formula di Mononobe- Okabe rappresenta la spinta complessiva sismica (statica+dinamica), la sovraspinta sismica viene valutata come differenza tra la spinta di Mononobe-Okabe e quella attiva. Si evidenzia che tale approccio opera a favore di sicurezza valutando per eccesso la sovraspinta sismica come differenza tra la spinta sismica di Mononobe-Okabe e la minima spinta possibile in condizioni statiche, ossia la spinta attiva.

Si ricorda che, secondo quanto previsto dalla vigente normativa con riferimento alle paratie, nella procedura di calcolo del coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe deve essere imposto $k_v = 0$. Nel calcolo del $K_{sismico}$ si è inoltre concordato di adottare, a favore di sicurezza, $\beta=1.0$.

La sovraspinta sismica, agente da monte verso valle, viene assegnata ad una sola paratia come carico uniformemente distribuito su un'altezza pari all'altezza di scavo maggiorata di 2.0 m. La necessità di aumentare l'altezza di scavo di una certa aliquota è contemplata dalla vigente normativa senza che però vengano definiti criteri concreti. Da studi specialistici condotti dall'ufficio GEI-APE di SPEA, una ragionevole quantificazione di tale aliquota nel caso di paratie è appunto 2.0 m.

Le forze di inerzia dell'impalcato e delle paratie stesse devono essere assegnate come carichi esterni. A favore di sicurezza si è scelto di assegnare tutta l'inerzia dell'impalcato come carico concentrato agente in testa alla paratia su cui grava la sovraspinta sismica.

Per la definizione delle forze sismiche si fa riferimento ai parametri dichiarati nel capitolo dell'analisi dei carichi; si precisa comunque che l'accelerazione considerata per la valutazione delle forze inerziali è pari all'accelerazione del terreno.

Dal momento che la resistenza passiva del terreno in condizioni sismiche è inferiore a quella in condizioni statiche, nello step relativo all'evento sismico deve essere introdotta la modifica del coefficiente di spinta passiva. Tale coefficiente viene calcolato con la formula di Mononobe-Okabe per la spinta passiva, imponendo $\beta=1.0$, $k_v = 0$ e $\delta=0$.

Di seguito si riportano i valori di tutti i parametri adottati nell'analisi con riferimento al terreno presente nel sito in esame:

Sismica

ag/g	0.284
S	1.300

Terreno

γ	18.000 kN/m ³
ϕ	0.611 °
K_0	0.426
K_a	0.271
K_p	3.690
q	20.000 kN/m
r	1.000
kh	0.369
k_v	0.000
H	8.110 m
ψ	1.571
β	0.000
δ	0.305
θ	0.354
K_{sa}	0.557
K_{sp}	2.897
S	329.494 kN
S_a	160.412 kN
ΔS	20.849 kN/m

2.4.2 Analisi delle pile

Come anticipato, le pile, fungendo unicamente da supporto verticale per l'impalcato, possono essere modellate come mensole isolate dotate della massa propria. Per studiare il loro comportamento in fase sismica, viene quindi condotta un'analisi modale con spettro di risposta per le due direzioni longitudinale e trasversale, secondo i criteri riportati nel capitolo dell'analisi dei carichi.

Una volta valutata la risposta strutturale del viadotto per ciascuna delle due componenti sismiche, si procederà alla valutazione dei loro effetti combinati secondo le seguenti espressioni:

$$E_1 = (E_x + 0.3xE_y)$$

$$E_2 = (E_y + 0.3xE_x)$$

dove con E_x e E_y sono stati indicati gli effetti dell'azione sismica agenti rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale.

In tali analisi si tiene conto della riduzione delle rigidità dei vari sostegni dovuta alla fessurazione stimandone un valore ridotto della rigidità rispetto a quello "pieno".

2.4.3 Combinazione sismica

La scelta della combinazione di carico da prendere in esame viene eseguita in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e al prospetto riportato al par. 2.2.9. La combinazione sismica risulta quindi la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

dove i coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi sono desunti dalla norma UNI EN 1990 in funzione della tipologia di carico:

$$\psi_{21} = 0 \quad \text{per i carichi da traffico } Q_{k1}$$

$$\psi_{22} = 0.5 \quad \text{per le variazioni termiche } Q_{k2}$$

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, verranno elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, che saranno complete dei rispettivi valori concomitanti.

3. Analisi dei carichi

Nel presente capitolo si riportano i contributi di carico presi in esame fase per fase secondo quanto già anticipato al paragrafo 2.1.1.

L'analisi dei carichi viene fatta in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1990.

3.1 Carichi agenti in fase 1

3.1.1 Pesì propri acciaio (g_1')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 .

Il peso complessivo a metro lineare della singola trave per ciascuna tipologia di concio è risultato:

concio tipo	plordo (kN/m)
A_1	10.98
A_2	10.98
A_3	11.16
B_1	11.40
B_2	11.74
B_3	12.22
C_1	13.91
C_2	14.29
C_3	14.17
C_4	13.65
D_1	13.01
D_2	12.58
D_3	12.26
E_1	12.55
E_2	12.50

I valori indicati tengono conto, oltre che del peso netto delle lamiere componenti la sezione, anche dei seguenti fattori aggiuntivi:

- peso aggiuntivo per giunzioni +10% sul peso netto teorico
- peso aggiuntivo per bullonature, piastrame,... +5% sul peso netto teorico
- peso irrigidimenti principali d'anima 0.53 kN/m
- peso controventatura di montaggio (completa) 0.42 kN/m
- peso piolatura 0.11 kN/m
- peso traversi tipo 2.05 kN/m
- peso traversi di pila 4.99 kN/m

Il peso totale dei traversi risulta pertanto:

- peso traversi tipo 259.76 kN
- peso traversi di pila 74.52 kN

Complessivamente si ottiene quindi un peso di vestizione pari a circa 2.45 kN/m di singola trave, esclusi i traversi.

3.1.2 Peso proprio soletta (g_1'')

Il peso complessivo del getto in calcestruzzo e delle coppelle prefabbricate risulta pari a:

$$g_1'' = 25.0 \times [13.5 \times 0.30] = 101.25 \text{ kN/m}$$

Su ciascuna delle due travi graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_1'' = 50.625 \text{ kN/m}$.

3.1.3 Peso proprio sostegni (g_1''')

L'elevazione delle pile è costituita da un fusto a setto di spessore pari a 1.0 m avente larghezza B variabile lungo l'altezza. La seguente tabella riporta, per il singolo sostegno, le principali caratteristiche geometriche e il valore del peso proprio espresso in kN, plinto escluso.

3.2 Carichi agenti in fase 2

3.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_2)

I sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

- Manto asfaltatura	$g_2' = 10.5 \times 3.0 =$	31.50 kN/m
- Marciapiedi	$g_2'' = 2 \times 25.0 \times 0.16 \times 1.5 =$	12.0 kN/m
- Guardavia	$g_2^{IV} = 2 \times 1.5 =$	3.0 kN/m
- Reti di protezione	$g_2^V = 2 \times 0.5 =$	1.0 kN/m

Il carico totale per effetto dei contributi permanenti risulta quindi: $g_2 = 48.50$ kN/m. Su ciascuna delle due travi graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_2 = 24.25$ kN/m.

3.2.2 Reologia calcestruzzo (ϵ_2)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1.

Viscosità

Le deformazioni viscosive subite dalla soletta per effetto dei carichi di tipo permanente generano all'interno della sezione una redistribuzione delle tensioni con generale migrazione delle tensioni dal calcestruzzo all'acciaio e conseguente nascita, sulle strutture iperstatiche, di sollecitazioni "parassite". Come d'uso, si terrà conto di tale redistribuzione, eseguendo l'analisi della struttura sotto l'effetto dei carichi di lunga durata (fase 2a-b) tenendo conto di un modulo elastico ridotto della soletta.

Di seguito si riporta il calcolo della deformazione finale da ritiro e il calcolo dei coefficienti di viscosità valutati con l'aiuto di un foglio elettronico con riferimento ai carichi di fase 2, ossia permanenti, cedimenti e ritiro.

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità

t	300.00 mm - Spessore reale
b	13500.00 mm Larghezza reale
Ac	4050000.00 mm ² - Aera reale
u	14100.00 mm - Perimetro di calcolo (2 x t + b inf)
ho	574.47 mm - Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro

h_0	574.47 mm
t_s	2
α_{ds1}	4 cemento tipo N
α_{ds2}	0.12 cemento tipo N
β_{RH}	0.7564 (1992-1-1- B.12)
$\varepsilon_{cd}(\rho)$	2.533E-04 ε_{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
$\varepsilon_{ca}(\omega)$	6.250E-05 ε_{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k_h	0.70 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
$\varepsilon_{cs}(\infty)$	-2.361E-04

Calcolo effetti primari del ritiro

Nr (kN) -6614.90

Valutazione coefficienti di viscosità (annex B EN 1992-1-1)

α_1	0.866	B.8c	
α_2	0.960	B.8c	
α_3	0.902	B.8c	
α	0	B.9	
$\beta(f_{cm})$	2.56	B.4	
β_h	1353.29	B.8a / B.8b	
φ_{RH}	1.160	B.3a / B.3b	
	t_{01}	t_{02}	
t_{0i}	30.00	1.00	
$t_{0i,mod}$	30	1	B.5
$\beta(t_0)$	0.482	0.909	B.2
φ_0	1.432	2.701	B.2
$\varphi(t_0, t_e)$	1.410	2.659	B.1

3.2.3 Cedimenti differenziali ai sostegni (ε_4)

Si considera per ciascun sostegno, un cedimento pari allo 0.2 ‰ della media delle luci concorrenti al sostegno in esame, ottenendo:

$\delta_{A/B} = 2.3$ mm spalla A e spalla B

$\delta_{1/2} = 6.8$ mm pila 1 e 2

I cedimenti di ciascun sostegno saranno combinati in modo da fornire, di volta in volta, le sollecitazioni più gravose sull'elemento strutturale in esame.

3.3 Carichi agenti in fase 3**3.3.1 Variazioni termiche (ε_3)**

La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nelle norme UNI EN 1991-1-5 e nell'Annesso Nazionale.

3.3.1.1 Variazioni termiche uniformi Δt_N

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

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

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

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

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

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

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

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

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

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60.0 \text{ }^\circ\text{C}.$$

3.3.1.2 Variazioni termiche lineari Δt_M

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

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

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

Considerando il coefficiente riduttivo di Δt_{pos} concesso per tenere conto dello spessore del manto di asfaltatura ($k_{\text{sur}} = 1$ per $t = 100.0 \text{ mm}$), si ottengono i valori di progetto:

$$k_{\text{sur}} \Delta T_{M,\text{heat}} = 15.0 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{estradosso più caldo dell'intradosso}$$

$$k_{\text{sur}} \Delta T_{M,\text{cool}} = -18.0 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{estradosso più freddo dell'intradosso}$$

Facendo riferimento all'altezza media h_{media} dei vari conci, si ottengono i gradienti riassunti nella seguente tabella:

concio tipo	h media	DT	grad DT
concioA_1	1.35	-18	-13.33
concioA_2	1.35	-18	-13.33
concioA_3	1.47	-18	-12.25
concioB_1	1.62	-18	-11.10
concioB_2	1.84	-18	-9.80
concioB_3	2.14	-18	-8.41
concioC_1	2.32	-18	-7.76
concioC_2	2.54	-18	-7.09
concioC_3	2.47	-18	-7.29
concioC_4	2.17	-18	-8.31
concioD_1	1.96	-18	-9.16
concioD_2	1.69	-18	-10.64
concioD_3	1.49	-18	-12.12
concioE_1	1.40	-18	-12.82
concioE_2	1.37	-18	-13.14
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>			
concioA_1	1.35	15	11.11
concioA_2	1.35	15	11.11
concioA_3	1.47	15	10.21
concioB_1	1.62	15	9.25
concioB_2	1.84	15	8.17
concioB_3	2.14	15	7.01
concioC_1	2.32	15	6.46
concioC_2	2.54	15	5.91
concioC_3	2.47	15	6.08
concioC_4	2.17	15	6.92
concioD_1	1.96	15	7.64
concioD_2	1.69	15	8.87
concioD_3	1.49	15	10.10
concioE_1	1.40	15	10.68
concioE_2	1.37	15	10.95

3.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

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

$$C1: \quad \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$C2: \quad 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

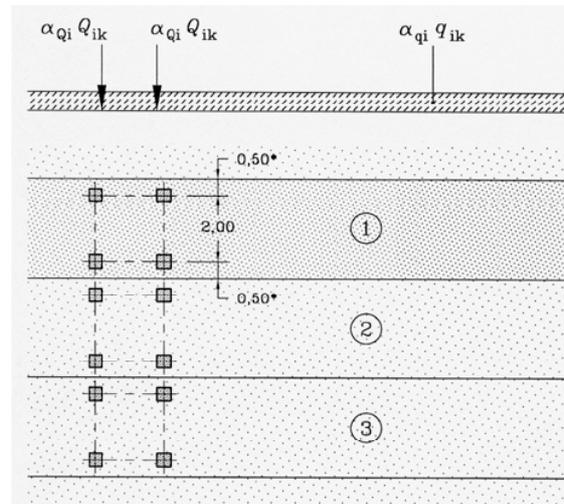
3.3.2 Carichi mobili (q_1)

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nella norma UNI EN 1991-2. Si fa riferimento in particolare ai ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 10.5 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente risulta quindi pari a 1.50 m.

Per le verifiche globali dell'impalcato e dei sostegni si ricorre al Modello di carico 1 (LM1), mostrato in figura, composto da due sistemi accoppiati: un tandem system (TS) formato da un veicolo a due assi, avente ciascuno un peso pari a Q_{ik} , e un carico uniformemente distribuito (UDL system), avente un peso per unità di

superficie pari a q_{ik} . In funzione del numero di corsie di volta in volta caricate, i valori di Q_{ik} e q_{ik} sono quelli riportati in tabella.



Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Sui marciapiedi viene inoltre considerata, quando peggiorativa, la presenza di un carico da folla, denominato Modello di carico 4, costituito da un carico uniformemente distribuito di intensità pari a 5 kN/m² (valore caratteristico).

Le diverse disposizioni dei carichi mobili sulla sezione trasversale vengono automaticamente determinate dal programma in base alle sollecitazioni da massimizzare/minimizzare in una data sezione di verifica. Analogamente la disposizione longitudinale dei carichi mobili viene automaticamente determinate dal programma sulla base delle linee di influenza delle sollecitazioni di interesse in corrispondenza dei punti di verifica.

In particolare, le disposizioni trasversali dei carichi mobili dovranno essere tali da massimizzare/minimizzare le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

- T in asse travi
- M_{torc} dell'impalcato

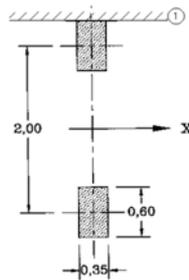
Mentre le disposizioni longitudinali dei carichi mobili dovranno essere tali da massimizzare/minimizzare le seguenti caratteristiche di sollecitazione:

- M, T e N in mezzeria campata
- M, T e N in testa pila
- M, T e N in testa spalla
- M, T e N in tutti i punti in cui si verifica un cambiamento di sezione trasversale

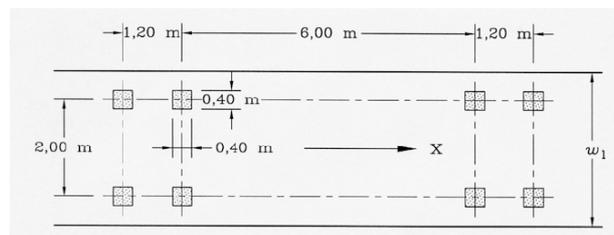
Con riferimento invece alle apparecchiature d'appoggio, le disposizioni longitudinali dei carichi mobili dovranno essere tali da massimizzare/minimizzare le reazioni vincolari (max/min R_z).

Infine con riferimento ai sostegni, le disposizioni trasversali e longitudinali dei carichi mobili dovranno essere tali da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni assiali e flettenti.

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



Per le verifiche a fatica dell'impalcato si ricorre infine al Modello di carico a fatica 3 (FLM3), mostrato in figura, composto da un veicolo a quattro assi, aventi ciascuno un peso pari a 120 kN.



Anche in questo caso le diverse disposizioni longitudinali del modello di carico da far viaggiare sulla corsia lenta vengono automaticamente determinate dal programma in base alle sollecitazioni da massimizzare/minimizzare in una data sezione di verifica.

3.3.3 Azioni di frenatura (q_3)

La forza di frenatura, valutata in accordo alla norma UNI EN 1991-2, è data da un'azione longitudinale funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. La sua intensità è pari a:

$$Q_{fk} = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 91.80 \text{ m}$$

Tale valore deve inoltre risultare: $180 \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN}$

Ne consegue:

$$Q_{ik} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 91.80 = 607.86 \text{ kN}$$

La forza di frenatura distribuita uniformemente sulla travata d'impalcato risulta quindi:

$$q_x = +/-607.86/91.80 = +/- 6.62 \text{ kN/m}$$

3.3.4 Gruppi di azioni da traffico

Le azioni da traffico vengono definite, in base a quanto specificato nella norma EN 1991-2 al paragrafo 4.5, come azioni multi-componenti che combinano tra loro i singoli carichi agenti sulla carreggiata, ed in particolare i modelli di carico mobile (LM1 e LM2), il carico da folla sui marciapiedi, l'azione di frenatura e la forza centrifuga.

Nel presente caso, i gruppi di azioni da traffico presi in esame risultano quelli indicati nella seguente tabella.

	LM1	LM2	LM4	Frenatura
Gruppo 1a	Val. caratt.			
Gruppo 1b		Val. caratt.		
Gruppo 2	Val. frequente			Val. caratt.
Gruppo 4			Val. caratt.	

In particolare i valori dei coefficienti di combinazione adottati per il modello LM1 sono i seguenti:

LM1	ψ_0	ψ_1
TS	0.75	0.75
UDL	0.40	0.40

mentre quelli relativi al modello LM2 e al carico da folla LM4 risultano i seguenti:

	ψ_0	ψ_1
LM2	0.00	0.75
LM4	0.00	0.75

3.3.5 Azione del vento (q_5)

L'azione del vento viene valutata in accordo alla norma UNI EN 1991-1-4 e all'Annesso Nazionale.

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell'impalcato viene valutata sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico, come esposto nel seguito.

La pressione di picco del vento viene valutata come somma di una componente media e di una fluttuante.

3.3.5.1 Componente media del vento

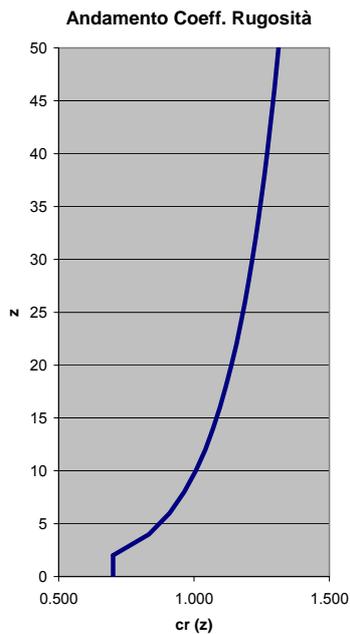
La componente media del vento viene calcolata come segue:

$$q_b(z) = 0.5 \rho v_m^2(z)$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$v_m(z)$ = velocità media del vento, valutata come di seguito esposto.



Di conseguenza, la componente media del vento, calcolata come anticipato nel seguente modo:

$$q_b(z) = 0.5 \rho v_m^2(z)$$

ad una quota di circa 10.0 m dal suolo assume il valore seguente:

$$q_b(10.0) = 0.5 \rho v_m^2(10.0) = 461.733 \text{ N/m}^2.$$

3.3.5.2 Componente turbolenta del vento

La componente turbolenta del vento viene invece calcolata come segue:

$$q_v(z) = 7 \times I_v(z) \times 0.5 \rho v_m^2(z)$$

dove:

$I_v(z)$ = intensità di turbolenza, calcolata come di seguito esposto:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{per } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

Essendo:

$k_l = 1.0$	fattore della turbolenza
$c_0(z) = 1.0$	coefficiente di orografia
$z_0 = 0.05 \text{ m}$	lunghezza di rugosità
$z_{\min} = 2.0 \text{ m}$	altezza minima
$z_{\max} = 200.0 \text{ m}$	altezza massima

ne consegue che, per $z = 10.0 \text{ m}$, risulta:

$$I_v(10.0 \text{ m}) = 0.189$$

La componente turbolenta del vento infine sarà pari a:

$$q_v(10) = 7 \times I_v(10.0) \times 0.5 \rho v_m^2(10.0) = 610.03 \text{ N/m}^2$$

3.3.5.3 Valore di picco della pressione del vento

Il valore di picco della pressione del vento è dato dalla somma della componente media e di quella turbolenta del vento:

$$q_p(z) = q_b(z) + q_v(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times 0.5 \rho v_m^2(z)$$

Per $z = 10.0$ m risulta:

$$q_p(z) = q_b(z) + q_v(z) = 1071.76 \text{ N/m}^2$$

L'azione del vento agente effettivamente sull'impalcato del ponte in direzione trasversale risulta infine determinata come segue:

$$F_{wk} = c_{f,x} q_p(z) h$$

dove:

$c_{f,x} = c_{f,x,0}$ coefficiente di forza in direzione trasversale

$c_{f,x,0} = f(b/d_{tot})$ coefficiente di forza in assenza di flusso di estremità libera

Tale coefficiente, funzione della larghezza d'impalcato b e dell'altezza esposta al vento d_{tot} , assume i seguenti valori:

- Caso di impalcato scarico: $c_{f,x}(13.5/2.26) = 1.3$
- Caso di impalcato carico: $c_{f,x}(13.5/4.92) = 1.69$

L'altezza esposta al vento, tenendo conto di un ingombro in altezza del parapetto pari a 0.30 m, nel caso di impalcato scarico risulta pari a 2.30 m, mentre nel caso di impalcato carico, tenendo conto di un ingombro in altezza del veicolo pari a 3.0 m, risulta pari a 5.24 m. Si precisa che, a favore di sicurezza, è stata presa un'altezza di veicolo pari a 3.0 m, come richiesto espressamente dal cogente D.M. 2008, al posto di 2.0 m come consentito dalle norme EN 1991-1-4.

Di conseguenza la pressione del vento agente sull'impalcato risulta pari a:

- Caso di impalcato scarico: $c_{f,x} q_p(10.0 \text{ m}) = 1400.75 \text{ N/m}^2 = 1.41 \text{ kN/m}^2$
- Caso di impalcato carico: $c_{f,x} q_p(10.0 \text{ m}) = 1822.6 \text{ N/m}^2 = 1.82 \text{ kN/m}^2$

L'azione del vento agente sull'impalcato, data dal prodotto della pressione per l'altezza esposta al vento, assume i seguenti valori a metro lineare:

- Caso di impalcato scarico: $F_{wk} = c_{f,x} q_p(z) h_{imp \text{ scarico}} = 1.41 \times 2.3 = 3.22 \text{ kN/m}$
- Caso di impalcato carico: $F_{wk} = c_{f,x} q_p(z) h_{imp \text{ carico}} = 1.82 \times 5.24 = 9.55 \text{ kN/m}$

3.3.6 Resistenze parassite dei vincoli (q_7)

Per la valutazione delle resistenze passive dei vincoli si fa riferimento a un coefficiente di attrito base pari a $\mu_{base} = 0.03$. La forza d'attrito viene infine valutata sulla base dell'azione dei soli contributi permanenti (pesi propri e permanenti) scaricati sul singolo sostegno, ossia in base ai seguenti contributi:

$$R_z \text{ pesi propri (acciaio + soletta)} = 2756.94 \text{ kN}$$

$$R_z \text{ pesi permanenti} = 1002.7 \text{ kN}$$

$$R_z \text{ totali} = 3759.64 \text{ kN}$$

Le forze d'attrito sviluppate dagli appoggi sul singolo sostegno risultano quindi le seguenti:

$$\text{Attrito appoggio pila} = \mu R_z = 0.03 \times 3759.64 = 112.79 \text{ kN}$$

3.3.7 Azione sismica

La caratterizzazione dell'azione sismica viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e relative istruzioni. In particolare si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sè:

- o Vita utile dell'opera = 50 anni
- o Classe d'uso III \Rightarrow $C_u = 1.5$
- o Vita di riferimento = 75 anni
- o Probabilità di superamento P_{RV} (SLV) = 10%

Pur trattandosi di un progetto tipologico, la necessità di contestualizzarlo ad un caso pratico ha richiesto la definizione dei seguenti ulteriori parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno:

- o Comune: Fano (Long. 13.53; Lat. 42.55)
- o Categoria di sottosuolo: C
- o Condizione topografica: T1

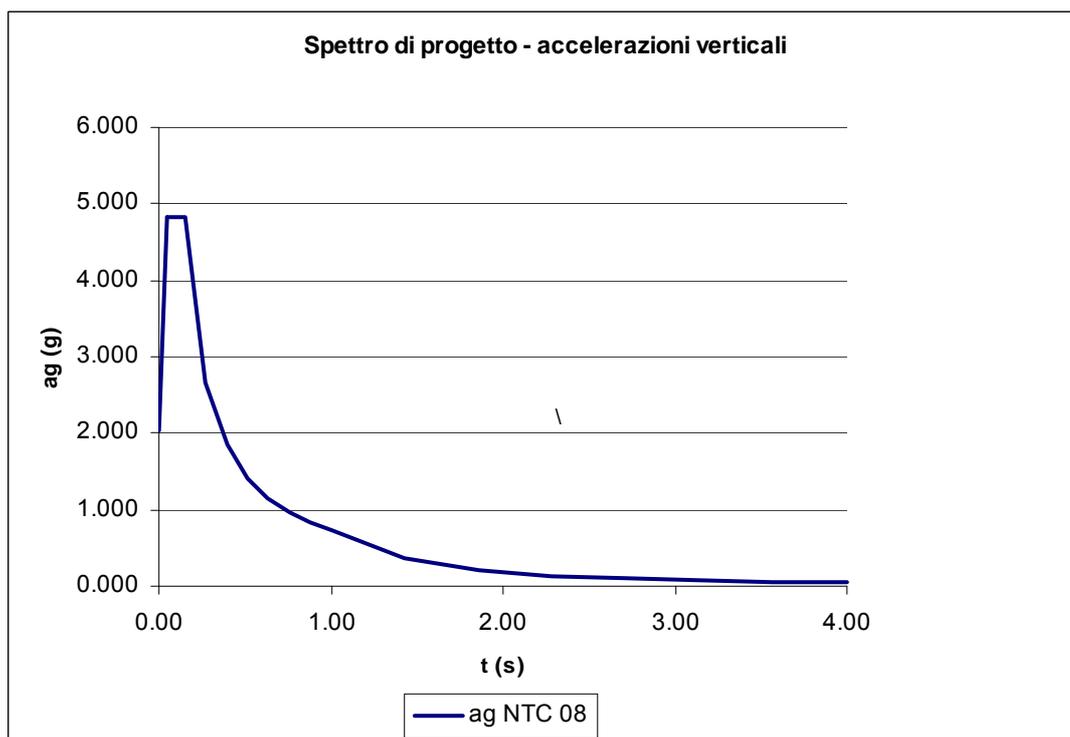
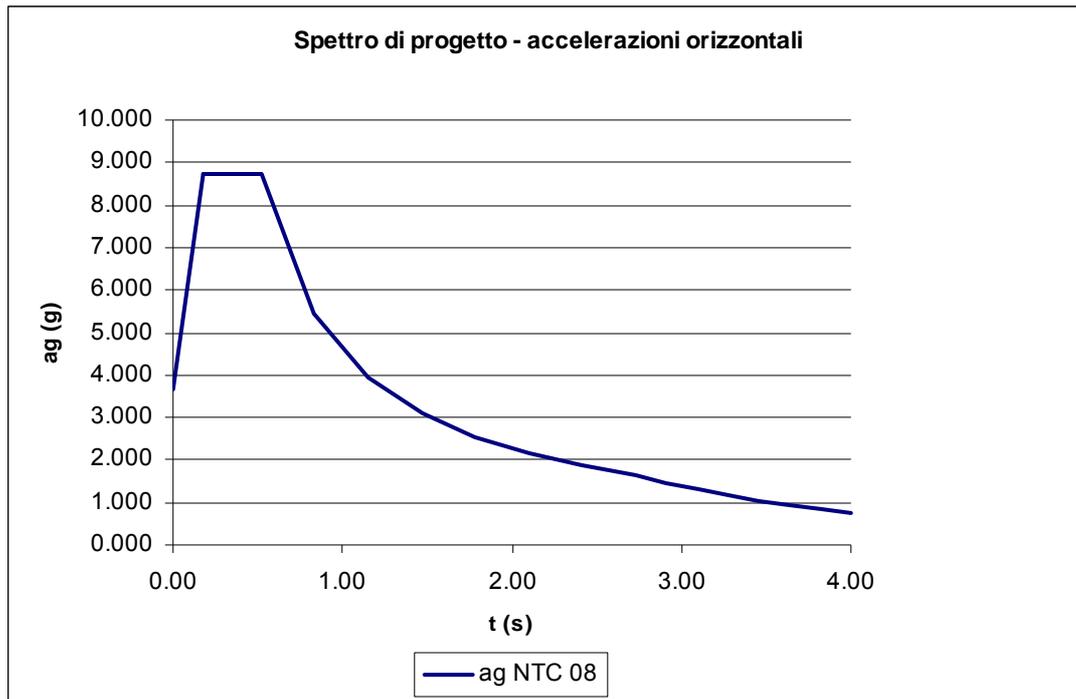
Nel seguente prospetto si riassumono infine i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

NTC 2008: Parametri dello scuotimento per il periodo di ritorno prefissato

Parametri per elaborazione spettro di risposta

ag	2.824	
Fo	2.381	
Fv	1.708	
T*C	0.351	
Cc	1.483	
St	1.000	
η	1.000	
	NTc_orizz	NTc_vert
Ss	1.30	1.00
S	1.30	1.00
Tb	0.17	0.05
Tc	0.52	0.15
Td	2.73	1.00

Le seguenti figure restituiscono lo spettro di risposta elastico utilizzato per la definizione delle componenti sismiche orizzontali e verticali.



4. Analisi della mutua interazione di impalcato e spalla

Come preannunciato nel capitolo relativo all'impostazione delle analisi effettuate per lo studio del ponte integrale in oggetto, la metodologia impiegata prevede che vengano condotte analisi separate rispettivamente per l'impalcato e la struttura di spalla riproducendo però in ciascuna analisi le condizioni di vincolo derivanti dalla presenza della porzione di struttura non considerata.

Il comportamento dell'impalcato viene ulteriormente scisso nei due contributi flessionale e assiale, trattati in modo indipendente e successivamente sovrapposti. A tale scopo l'impalcato viene dapprima studiato come

un grigliato con le travi vincolate alle estremità mediante "joint" in grado di riprodurre il vincolo "a cerniera" offerto dal sistema di spinotti che collegano la sovrastruttura alla paratia di spalla. In tale schema vengono studiati tutti i contributi che sollecitano l'impalcato principalmente a flessione. In secondo luogo viene esaminato il comportamento dell'impalcato assoggettato ai contributi di carico che lo sollecitano prevalentemente assialmente, ossia ritiro e variazioni termiche. A tale scopo viene considerato il modello a grigliato semplicemente appoggiato (isostatico assialmente) e caricato mediante le "azioni di scambio" derivate dallo studio dell'interazione tra impalcato e paratia. Tutti i contributi di carico sopraccitati vengono infine considerati in fase di dimensionamento e verifica degli elementi di impalcato.

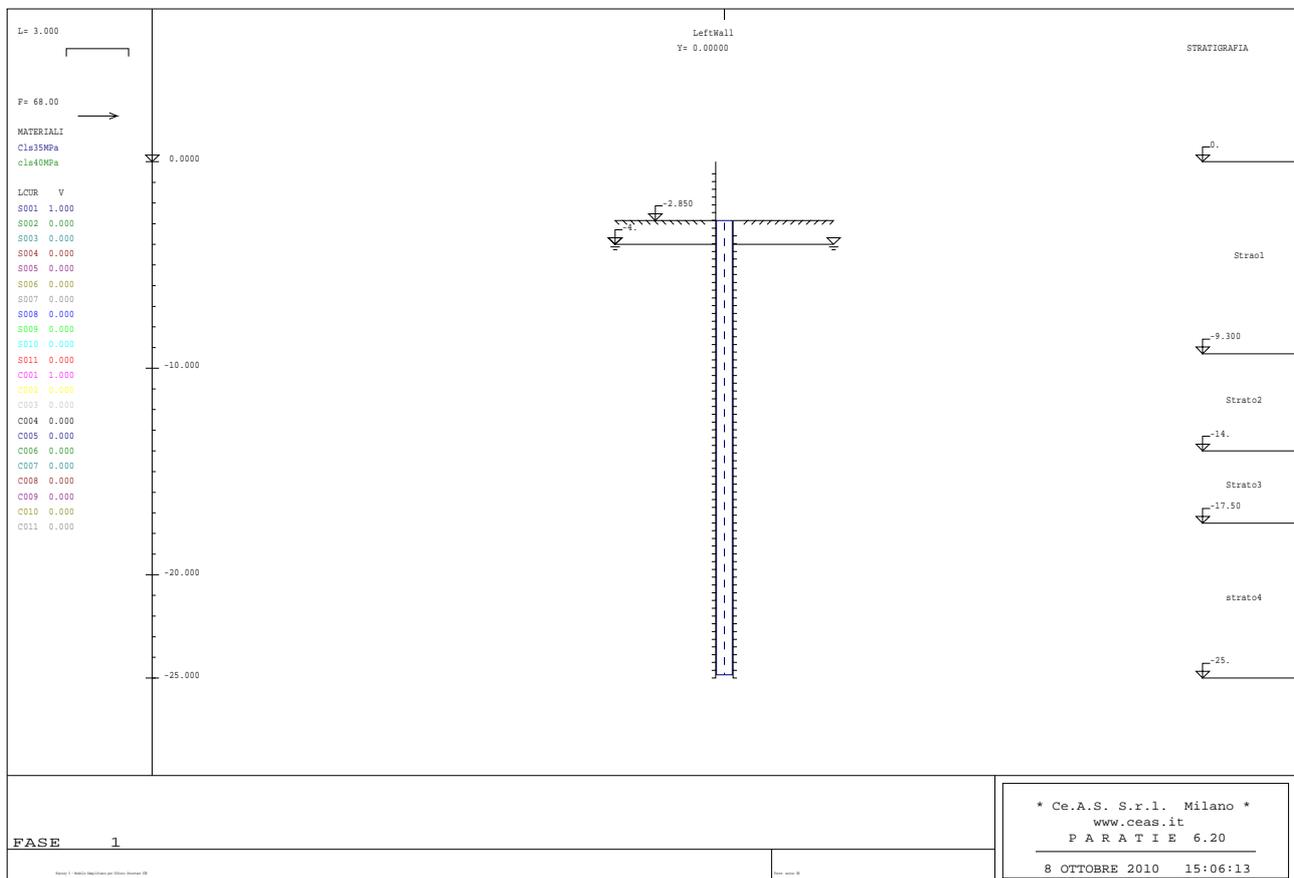
Per determinare appunto le cosiddette "azioni di scambio" tra impalcato e corpo spalla, è necessario valutare innanzitutto la rigidità della paratia di pali costituente la spalla. A tale scopo questa viene studiata mediante un modello piano in cui sono presenti condizioni al contorno tali da riprodurre il vincolo fornito dall'impalcato. Nell'ipotesi che l'impalcato possa essere assunto rigido assialmente, tale vincolo risulta simulato per mezzo di un carrello verticale.

Ripercorrendo la procedura delineata sommariamente in precedenza, si illustrano di seguito i principali risultati dei vari passaggi della suddetta metodologia.

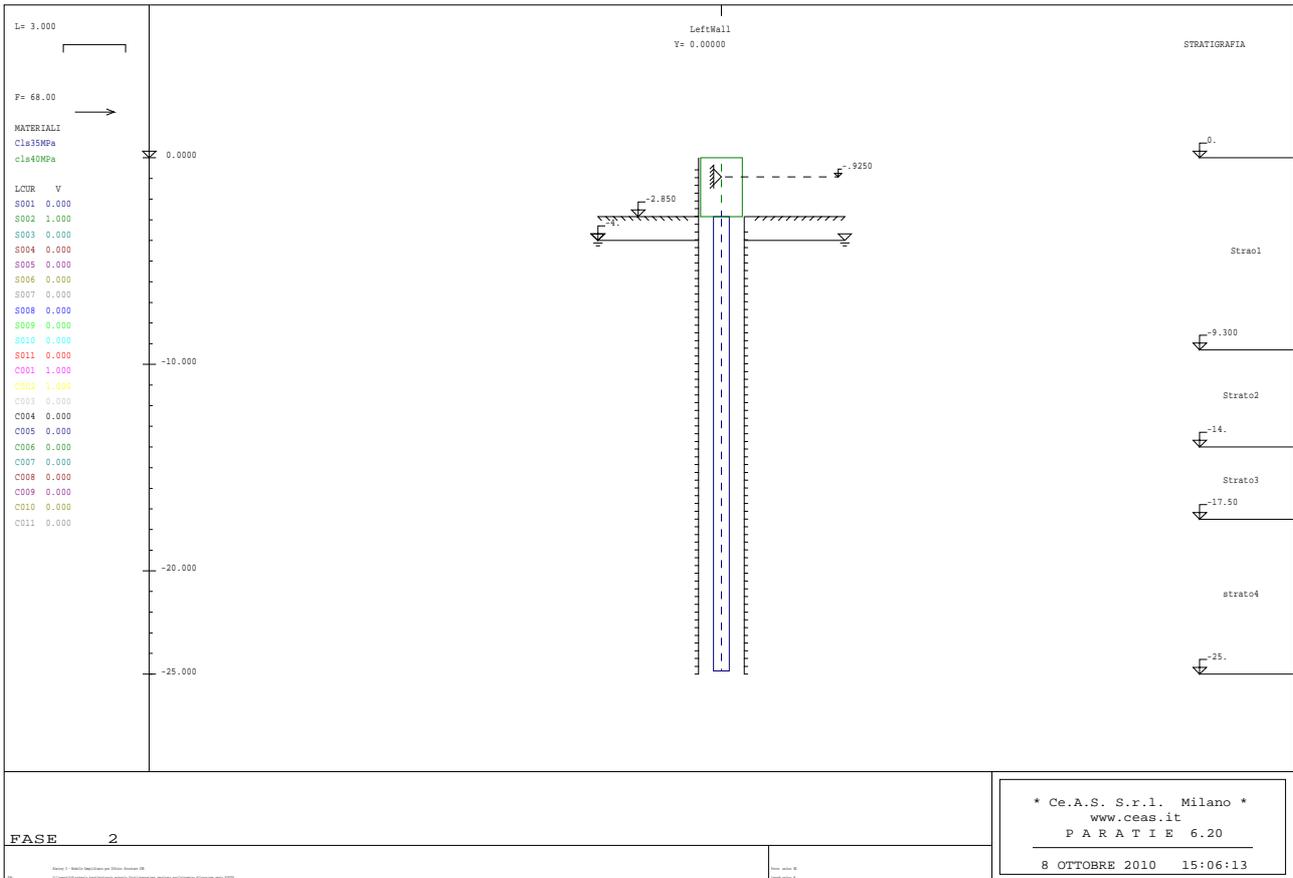
4.1 Fasi realizzative della paratia di spalla e della connessione con l'impalcato

Le fasi di realizzazione della paratia, quelle di scavo e reinterro, e quelle di montaggio dell'impalcato vengono di seguito sinteticamente richiamate.

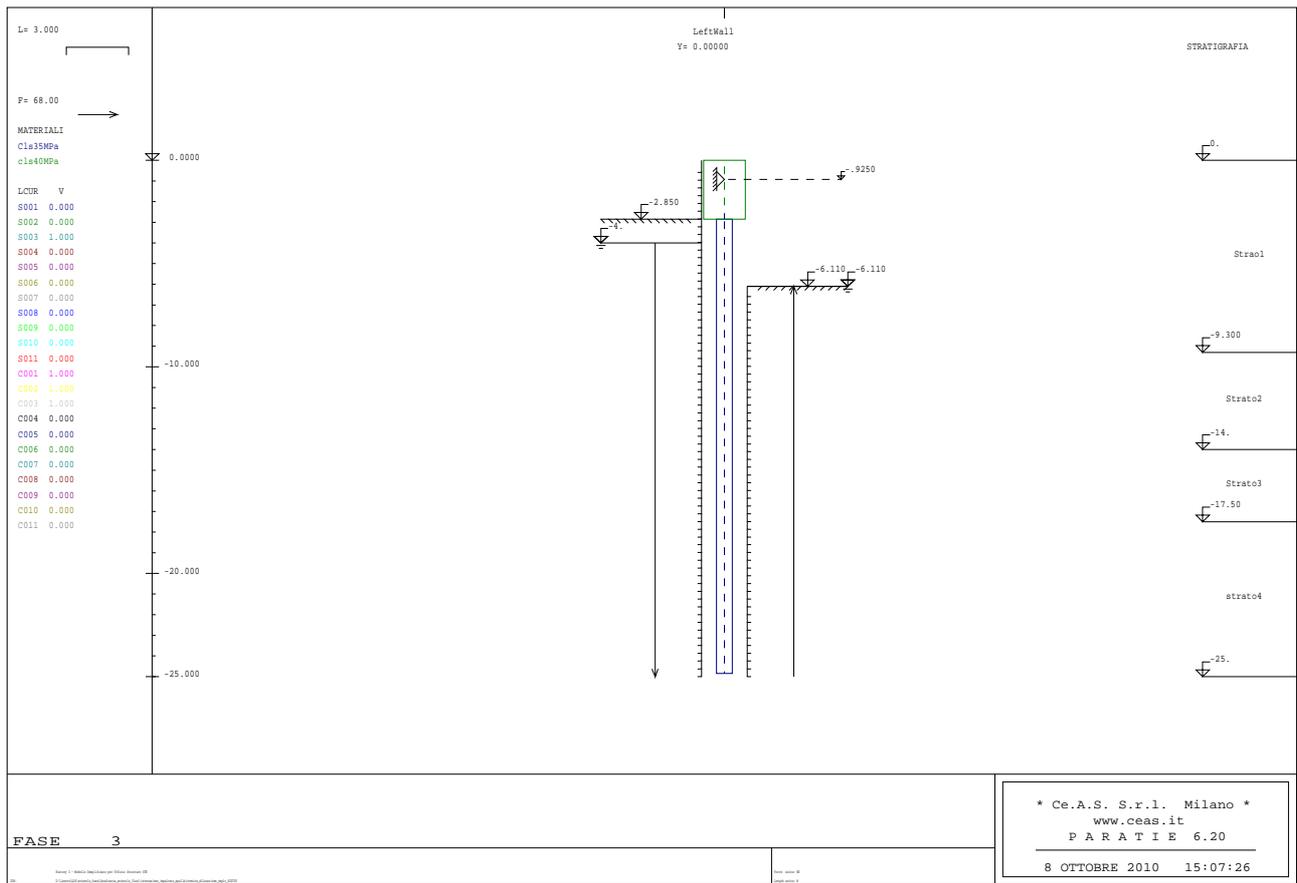
Fase 1: Condizione geostatica (piano di lavoro a quota -2.85 m)



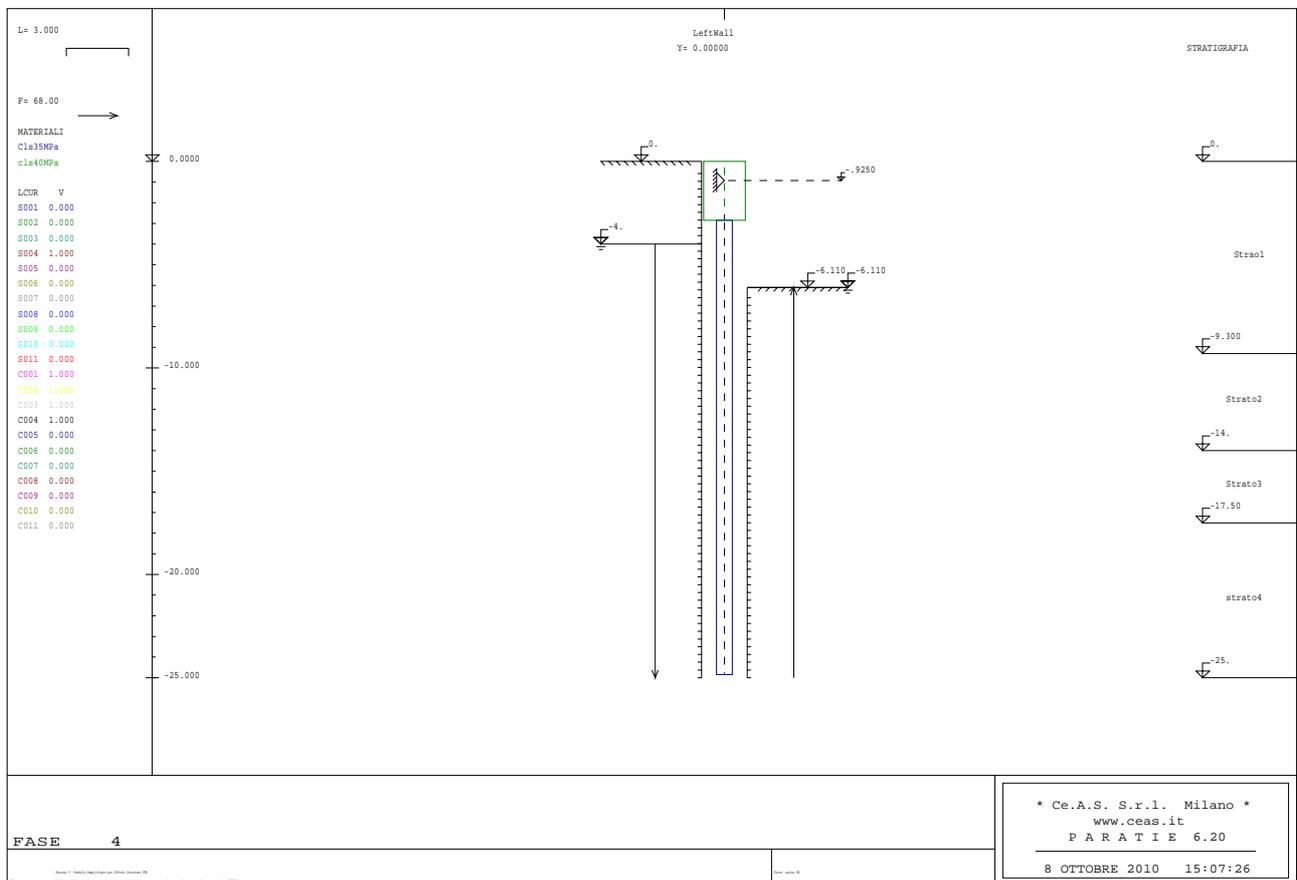
Fase 2: Realizzazione della paratia, montaggio dell'impalcato e realizzazione della connessione impalcato-paratia (carrello verticale)



Fase 3: Realizzazione dello scavo a valle (*)



Fase 4: Realizzazione del reinterro a monte



(*) Con riferimento alle fase 3 e 4 si vuole fare la seguente precisazione: la configurazione finale del terreno a valle della paratia di spalla prevede un pendio 4/7; in fase di analisi si è scelto, operando a favore di sicurezza, di modellare tale configurazione ricorrendo ad una "berma equivalente" che presenta un'altezza di scavo pari a 6.11 m circa.

Si precisa inoltre che si è scelto volutamente di modellare lo scavo a valle successivamente alla fase di montaggio dell'impalcato e della realizzazione della connessione con la spalla in quanto la presenza di uno scavo così ingente in assenza del contrasto dato dall'impalcato avrebbe portato a dedurre delle sollecitazioni molto ingenti sulla paratia che non rispecchiano il reale stato tensionale.

Con riferimento, infine, alla stratigrafia del terreno presente in sito si distinguono i seguenti due strati:

- Terreno di base 1: strato di sabbia e ghiaia al di sotto di una quota stimata pari a 17.5 m circa;
- Terreno di base 2: strato di sabbia e ghiaia nello strato tra 17.5 m e 14.0 m circa;
- Terreno di base 3: strato di sabbia e ghiaia nello strato tra 14.0 m e 9.3 m circa;
- Rilevato: strato superficiale adeguatamente preparato, situato a quota compresa tra 0 e 9.3 m.

Più nel dettaglio, le caratteristiche impiegate in fase di analisi risultano di seguito elencate:

Strato: **Rilevato**

Tipo di terreno: Sabbia e ghiaia

Unità di peso

$$\gamma_d = 20 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma' = 10.19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ [kN]/[m]^3}$$

Parametri terreno

$$K_0^{\text{NC}} = 0.42642$$

$$\text{OCR} = 1$$

$$n = 0$$

$$c' = 0 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 35 \text{ [degrees]}$$

$$K_A = 0.271$$

$$K_P = 3.69$$

$$E_{VC} = 30000 \text{ [kPa]}$$

$$E_{ur} = 30000 \text{ [kPa]}$$

Strato: **Terreno di base 1**

Tipo di terreno: Sabbia e ghiaia

Unità di peso

$$\gamma_d = 19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma' = 19.19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ [kN]/[m]^3}$$

Parametri terreno

$$K_0^{\text{NC}} = 0.56163$$

$$\text{OCR} = 1$$

$$n = 0$$

$$c' = 2 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 26 \text{ [degrees]}$$

$$K_A = 0.35$$

$$K_P = 2.73$$

$$E_{VC} = 5000 \text{ [kPa]}$$

$$E_{UR} = 7000 \text{ [kPa]}$$

Strato: **Terreno di base 2**

Tipo di terreno: Sabbia e ghiaia

Unità di peso

$$\gamma_d = 19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma' = 19.19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ [kN]/[m]^3}$$

Parametri terreno

$$K_0^{NC} = 0.38434$$

$$OCR = 1$$

$$n = 0$$

$$c' = 2 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 38 \text{ [degrees]}$$

$$K_A = 0.22$$

$$K_P = 6.289$$

$$E_{VC} = 2e5 \text{ [kPa]}$$

$$E_{UR} = 3.2e5 \text{ [kPa]}$$

Strato: **Terreno di base 3**

Tipo di terreno: Sabbia e ghiaia

Unità di peso

$$\gamma_d = 20 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma' = 10.19 \text{ [kN]/[m]^3}$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ [kN]/[m]^3}$$

Parametri terreno

$$K_0^{NC} = 0.5$$

$$OCR = 1$$

$$n = 0$$

$$c' = 15 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 30 \text{ [degrees]}$$

$$K_A = 0.3$$

$$K_p = 3.489$$

$$E_{VC} = 50000 \text{ [kPa]}$$

$$E_{UR} = 80000 \text{ [kPa]}$$

4.2 Azioni scambiate dalla paratia all'impalcato per effetto di reinterro e scavo

Per studiare l'effetto derivato dal reinterro e dallo scavo della paratia si è impiegato un modello della paratia isolata, assumendo che a quota del baricentro impalcato sia posizionato un carrello verticale (spostamento orizzontale impedito) che restituisce il vincolo offerto dall'impalcato.

Il seguente prospetto riassume i valori di calcolo delle sollecitazioni di scambio valutate per effetto del reinterro e dello scavo della paratia. I valori sono espressi a metro lineare di spalla.

Effetti dell'azione di reinterro e scavo:

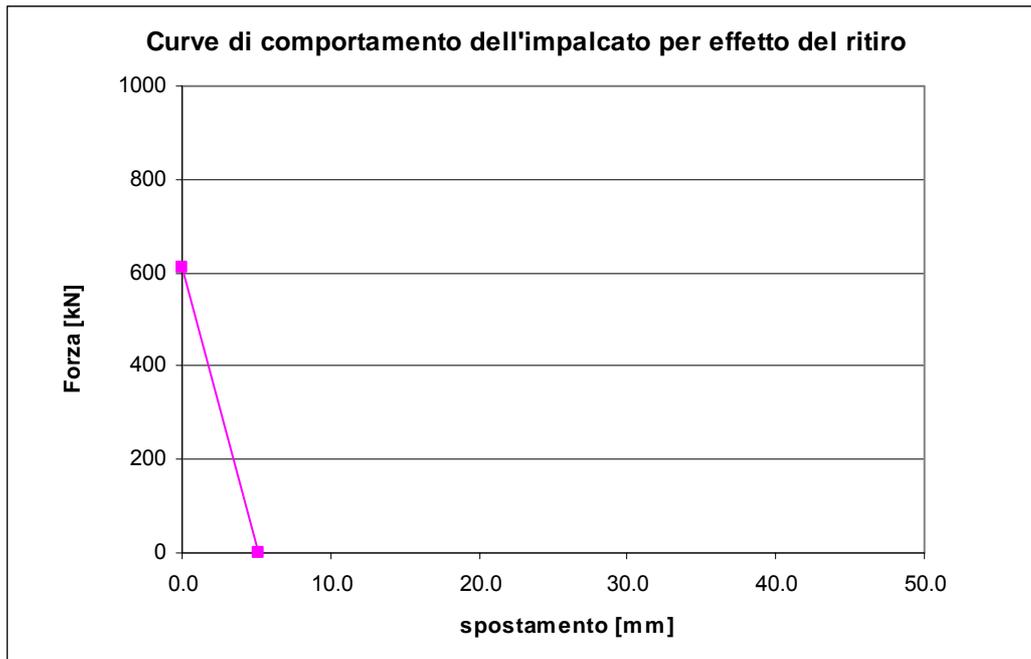
$$F_x = 110900 \text{ N/m} \quad \text{valore a lungo termine}$$

$$F_x = 135600 \text{ N/m} \quad \text{valore a breve termine}$$

4.3 Azioni trasmesse dalla paratia all'impalcato per effetto del ritiro

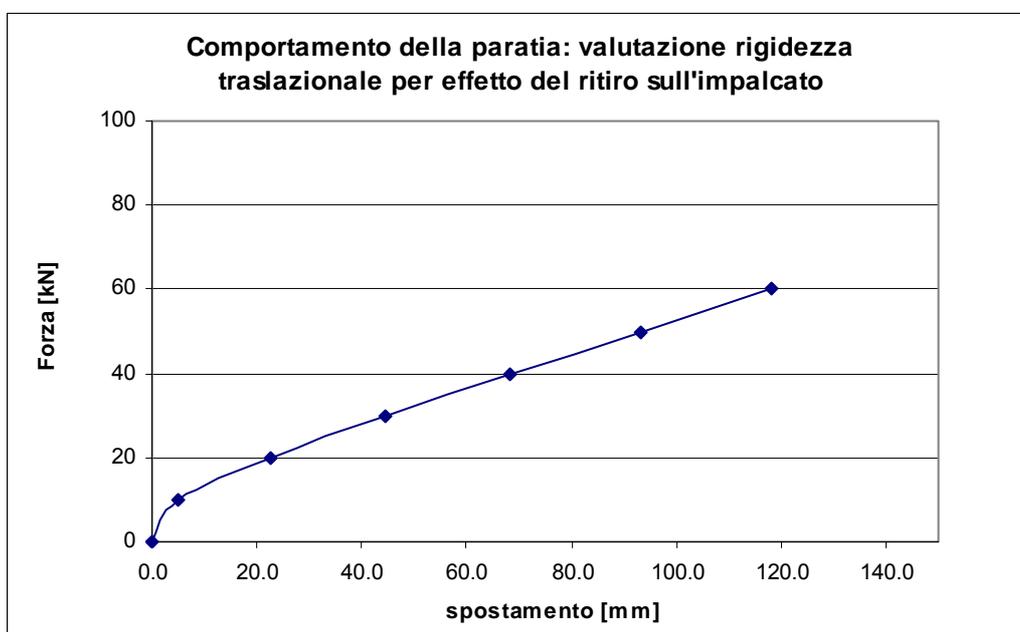
Tra le azioni scambiate tra impalcato e paratia, quelle di importanza decisiva risultano dovute essenzialmente al ritiro e alle variazioni termiche. Per determinare le azioni di scambio risulta necessario studiare le curve di comportamento rispettivamente della paratia e dell'impalcato soggetti rispettivamente ai suddetti contributi di carico, ed individuare infine i punti di intersezione di tali curve, i quali rappresenteranno la situazione equilibrata e congruente in cui impalcato e paratia si trovano realmente.

Partendo innanzitutto dagli effetti del ritiro, il comportamento dell'impalcato è stato studiato sulla base delle sezioni fessurate nella condizione a lungo termine. Sono state prese in particolare in esame le due condizioni limite di "impalcato incastrato agli estremi" (A) e di "impalcato semplicemente appoggiato" (B): nel primo caso l'accorciamento indotto dal ritiro risulta impedito e di conseguenza la forza trasmessa al vincolo risulta la massima possibile; viceversa nel secondo caso, l'impalcato risulta libero di accorciarsi, pertanto lo spostamento assiale risulterà quello massimo possibile mentre la forza trasmessa al vincolo sarà nulla. Essendo la situazione reale intermedia tra le due condizioni limite appena richiamate, si può concludere che il comportamento dell'impalcato è rappresentato dalla retta che unisce i punti A e B, riportata nella seguente figura.

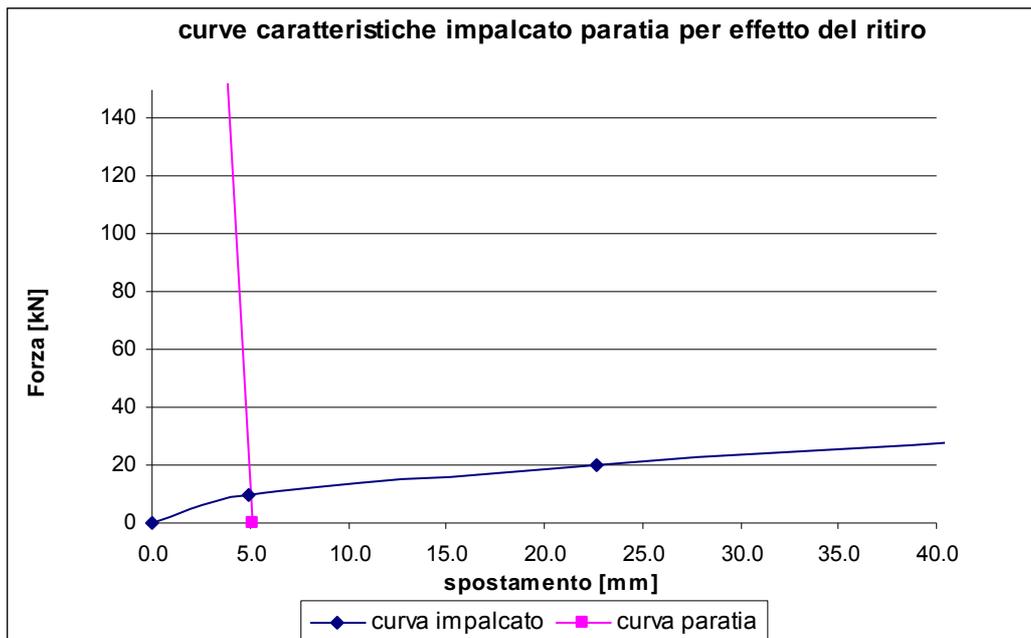


Il comportamento della paratia per effetto del ritiro dell'impalcato è stato studiato andando a valutare innanzitutto la rigidità traslazionale della spalla. A tale scopo la paratia è stata assoggettata ad una forza orizzontale di intensità via via crescente, diretta verso valle (ossia nel verso che "tira" la paratia verso l'impalcato), posizionata in corrispondenza della quota del baricentro impalcato..

Il comportamento della paratia per effetto del ritiro dell'impalcato risulta quindi rappresentato dalla curva forza-spostamento riprodotta nella seguente figura.



Il comportamento reale del ponte integrale in esame soggetto all'azione di ritiro dell'impalcato risulta quindi individuato dal punto di intersezione delle due curve di comportamento delle due parti strutturali, ossia dal punto C evidenziato nella seguente figura.



Il punto C di intersezione individua l'effettivo spostamento orizzontale della paratia, coincidente con l'effettivo accorciamento dell'impalcato per effetto del ritiro (δ_{ritiro}), e permette di determinare immediatamente l'azione orizzontale (F_{ritiro}) scambiata tra le due parti strutturali.

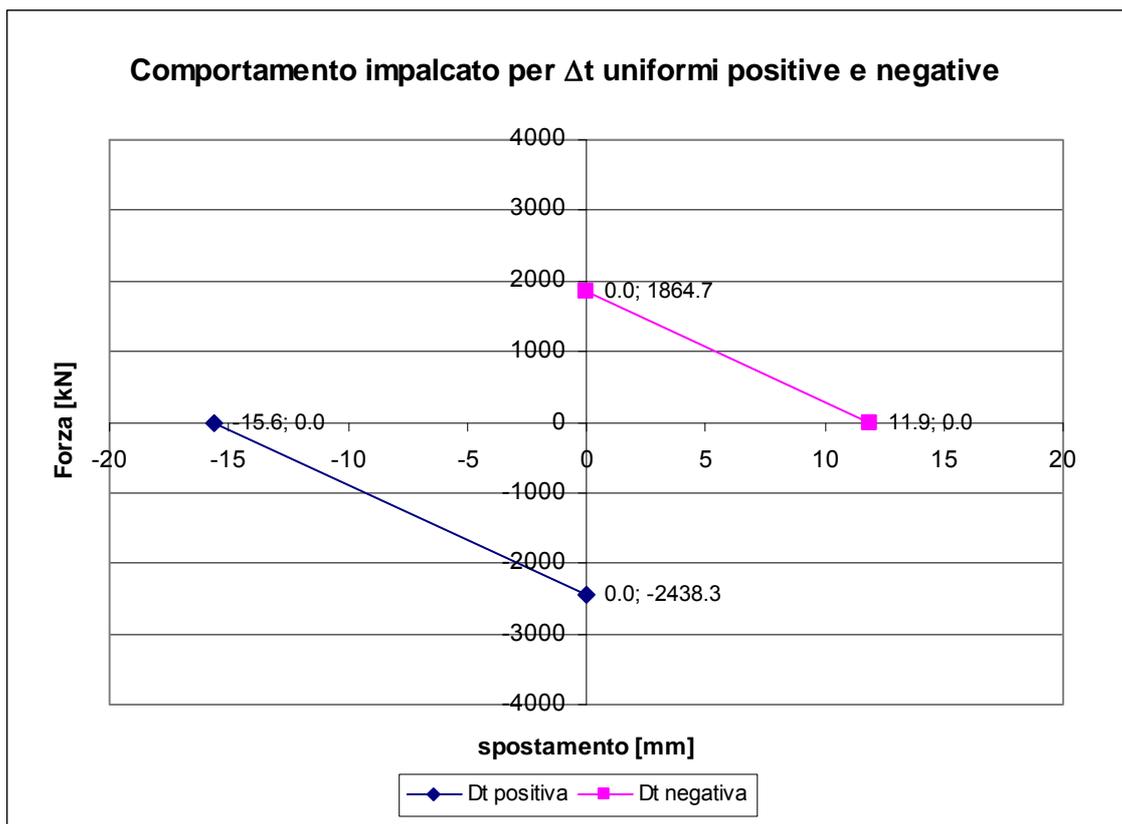
Il seguente prospetto riassume i valori delle sollecitazioni di scambio valutate per effetto del ritiro. I valori sono espressi a metro lineare di spalla.

$$F_x = 10110 \text{ N/m}$$

4.4 Azioni trasmesse dalla paratia all'impalcato per effetto delle variazioni termiche

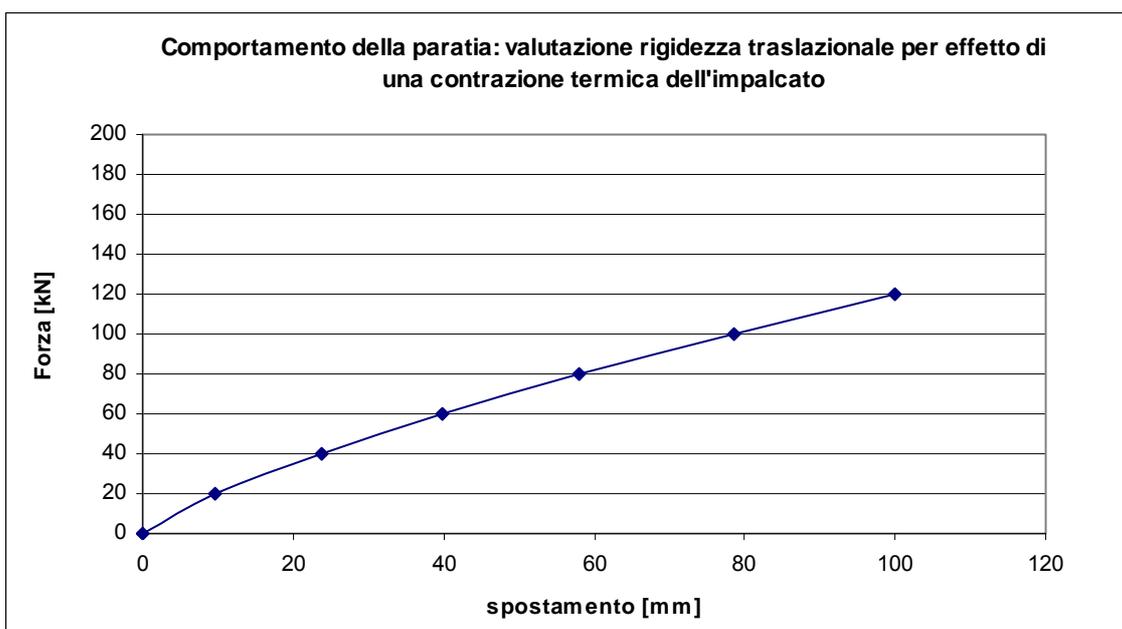
Analogamente a quanto fatto per valutare gli effetti del ritiro, i comportamenti di impalcato e paratia sono stati esaminati sotto l'effetto delle variazioni termiche sia positive (dilatazione dell'impalcato) che negative (contrazione dell'impalcato).

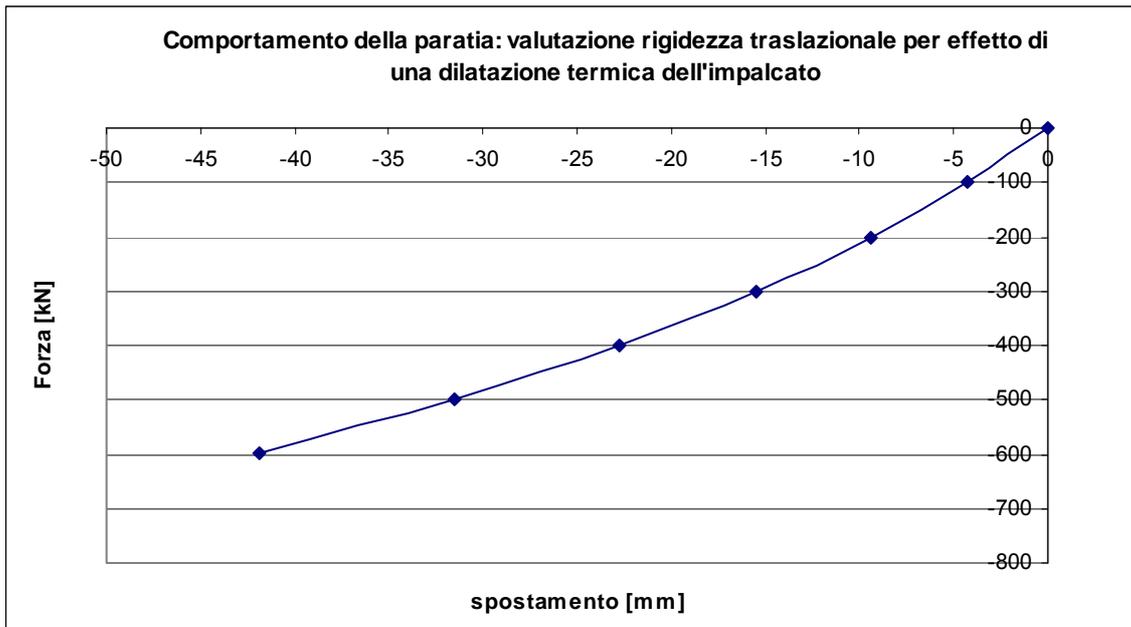
Partendo innanzitutto dal comportamento dell'impalcato, sono state considerate le sue caratteristiche derivate dalle sezioni fessurate nella condizione a breve termine e sono state esaminate le due condizioni limite di "impalcato incastrato agli estremi" (A) e di "impalcato semplicemente appoggiato" (B): nel primo caso l'accorciamento/allungamento indotto dalla variazione termica risulta impedito e di conseguenza la forza trasmessa al vincolo risulta la massima possibile; viceversa nel secondo caso, l'impalcato risulta libero di accorciarsi/allungarsi, pertanto lo spostamento assiale risulterà quello massimo (in valore assoluto) possibile mentre la forza trasmessa al vincolo sarà nulla. Essendo la situazione reale intermedia tra le due condizioni limite appena richiamate, si può concludere che il comportamento dell'impalcato è rappresentato dalla retta che unisce i punti A e B, riportata nella seguente figura.



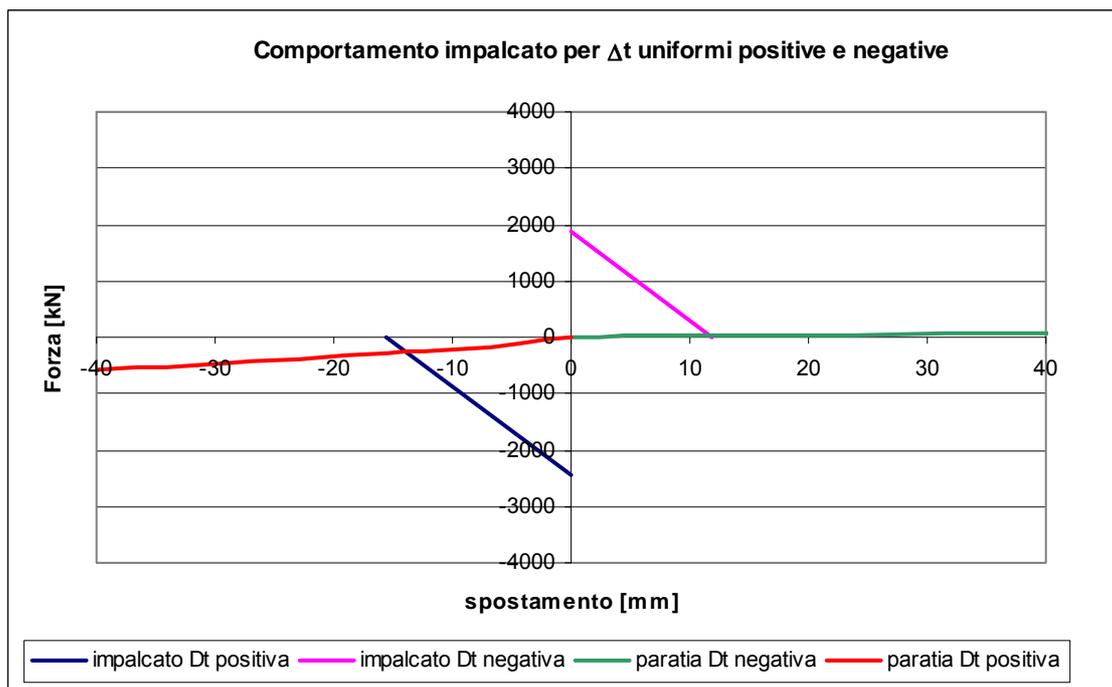
Il comportamento della paratia per effetto delle variazioni termiche dell'impalcato è stato studiato andando a valutare innanzitutto la rigidità traslazionale della spalla. A tale scopo la paratia è stata assoggettata ad una forza orizzontale di intensità via via crescente, diretta verso valle (ossia nel verso che "tira" la paratia verso l'impalcato), posizionata in corrispondenza della quota del baricentro impalcato.

Il comportamento della paratia per effetto delle variazioni termiche dell'impalcato risulta quindi rappresentato dalle curve forza-spostamento riprodotte di seguito.





Il comportamento reale del ponte integrale in esame soggetto a variazioni termiche risulta quindi individuato dal punto di intersezione delle due curve di comportamento delle due parti strutturali.



Il punto di intersezione di ciascuna coppia di curve individua l'effettivo spostamento orizzontale della paratia, coincidente con l'effettivo accorciamento/allungamento dell'impalcato per effetto della variazione termica (δ_{term}), e permette di determinare immediatamente l'azione orizzontale (F_{term}) scambiata tra le due parti strutturali.

Il seguente prospetto riassume i valori di calcolo delle sollecitazioni di scambio valutate per effetto delle variazioni termiche. I valori sono espressi a metro lineare di spalla.

Effetto della dilatazione termica:

$$F_x = 272938 \text{ N/m}$$

Effetto della contrazione termica

$$F_x = 22980 \text{ N/m}$$

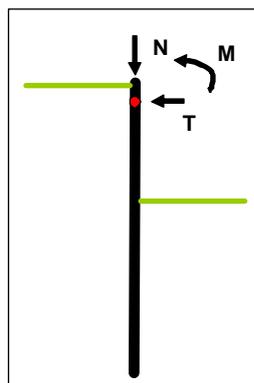
4.5 Sintesi delle azioni scambiate dall'impalcato con la paratia

Si riporta di seguito il riepilogo finale delle azioni scambiate tra impalcato e paratia. Tali valori, riferiti a metro lineare di spalla, sono espressi in kN/m e kNm/m.

Per convenzione si riterrà positiva la forza verticale N diretta verso il basso e la forza orizzontale che "spinge" la paratia verso monte, come da schema allegato.

Azioni pure a metro lineare

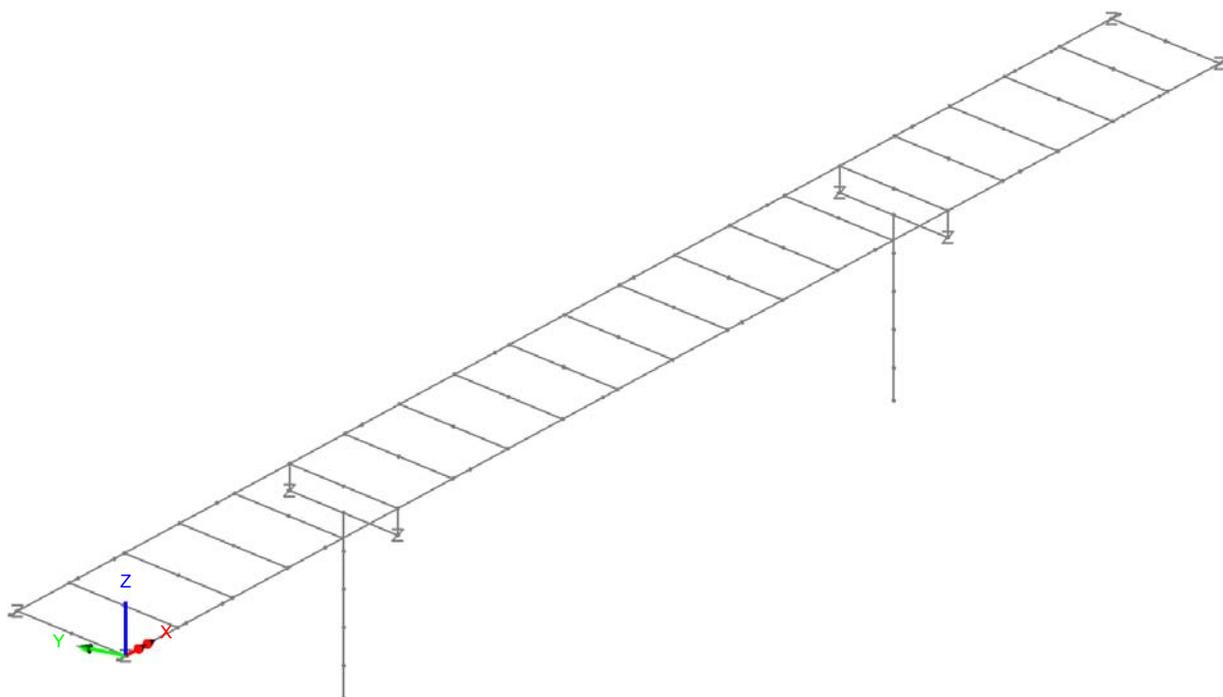
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	
0.00	-23.45	1.40	fase 1
0.00	-160.07	-0.17	permanenti
10.11	20.53	-0.27	ritiro
0.00	4.22	-0.29	cedimenti max T
0.00	-5.37	0.31	cedimenti min T
0.00	4.22	-0.29	cedimenti max N
0.00	-5.37	0.31	cedimenti min N
0.00	-5.37	0.31	cedimenti max M
0.00	4.22	-0.29	cedimenti min M
22.98	16.51	0.00	termica max T
-272.94	-13.76	0.00	termica min T
8.04	22.02	0.00	termica max N
-95.53	-18.35	0.00	termica min N
-95.53	22.02	0.00	termica max M
8.04	-18.35	0.00	termica min M
0.00	1.31	0.00	mobili TS max T
0.00	20.57	0.00	mobili TS min T
0.00	25.86	0.00	mobili TS max N
0.00	-107.55	0.00	mobili TS min N
0.00	-82.67	0.21	mobili TS max M
0.00	1.91	-0.01	mobili TS min M
0.00	0.29	0.00	mobili UDL max T
0.00	23.52	0.00	mobili UDL min T
0.00	26.19	0.00	mobili UDL max N
0.00	-52.68	0.02	mobili UDL min N
0.00	-51.31	0.02	mobili UDL max M
0.00	25.18	0.00	mobili UDL min M
0.00	-5.82	0.00	folla max T
0.00	3.87	0.00	folla min T
0.00	4.16	0.00	folla max N
0.00	-6.11	0.00	folla min N
0.00	-6.10	0.00	folla max M
0.00	4.15	0.00	folla min M
-13.91	-0.51	0.02	vento



Tali azioni verranno utilizzate per le verifiche della paratia di spalla, descritte nel dettaglio nel capitolo 8 della presente relazione.

5. Analisi dell'impalcato

L'intero viadotto è stato modellato usando 132 elementi di tipo "beam" lineari a due nodi.



Come anticipato, l'analisi strutturale è stata eseguita tenendo conto delle varie fasi di vita della struttura mista costituente l'impalcato, ossia nel dettaglio:

- o fase 1: sola sezione metallica; azione dei pesi propri (acciaio + soletta in c.a.);
- o fase 2a: sezione metallica + soletta omogeneizzata ad acciaio con coefficiente $n_{L\ 2a}$ per carichi di lunga durata; azione dei pesi permanenti (permanentemente portati + cedimenti + reinterro e scavo);
- o fase 2b: sezione metallica + soletta omogeneizzata ad acciaio con coefficiente $n_{L\ 2b}$ per carichi di lunga durata; azione del solo ritiro;
- o fase 3: sezione metallica + soletta omogeneizzata ad acciaio con coefficiente n_0 per carichi di breve durata; azione dei carichi accidentali (carichi mobili, frenatura, vento e variazioni termiche).

In ciascuna delle suddette fasi il modello ad elementi finiti di trave, aggiornato in base alle corrette caratteristiche sezionali di ogni fase, è stato studiato separatamente sotto l'effetto dei carichi di volta in volta agenti. La tabella seguente riepiloga, fase per fase, le varie fasi studiate, come già precedentemente esposto.

Fase	Condizione	Sez resist	Connessione
1	peso proprio acciaio + soletta	solo trave metallica	non attiva
2a	permanenti cedimenti reinterro e scavo	sez omog con $n=nL$ 2a	attiva
2b	ritiro	sez omog con $n=nL$ 2b	
3	carichi mobili frenatura variazioni termiche (unif + grad)	sez omog con $n=n0$	

In fase di analisi vengono elaborati gli involuipi massimi e minimi delle sollecitazioni dovute sia ai cedimenti vincolari che ai gruppi di carico da traffico (carichi mobili + frenatura) che alle combinazioni termiche (variazioni uniformi + gradienti termici). In fase di verifica, inoltre, vengono determinate in automatico le più sfavorevoli combinazioni dei vari contributi, in funzione della caratteristica di sollecitazione che si intende estrarre e della combinazione di carico in esame (max/min Momento flettente, max/min Azione tagliente).

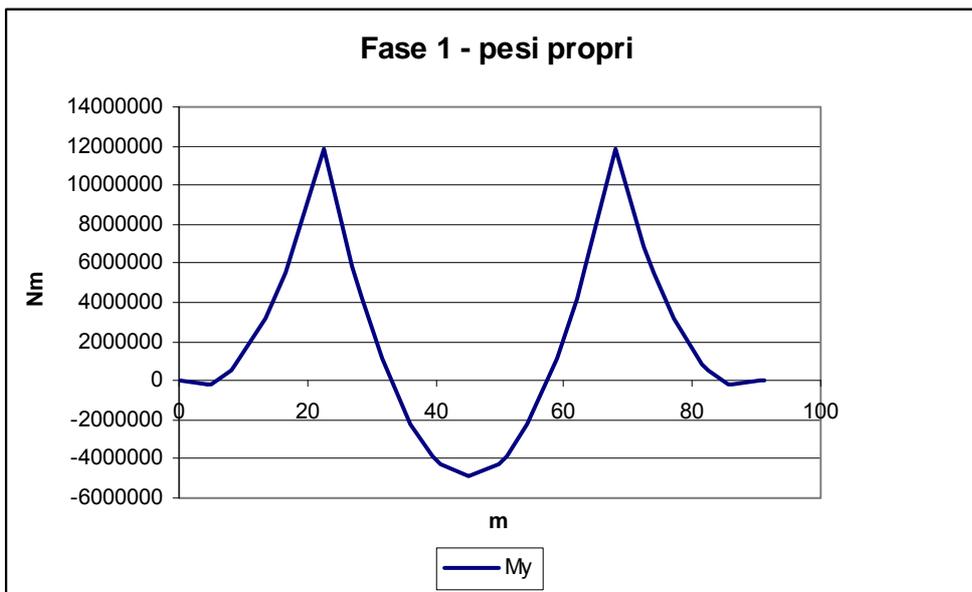
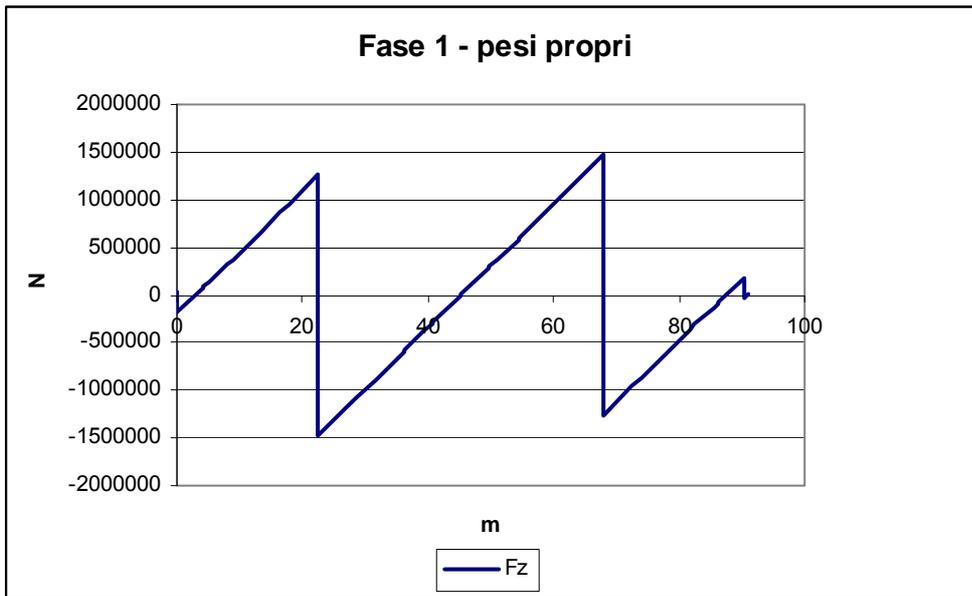
L'analisi sopra descritta è stata condotta, come già anticipato nel capitolo introduttivo, tenendo conto della mutua interazione tra impalcato e corpo spalla.

Di seguito sono stati riportati i diagrammi delle sollecitazioni maggiormente rappresentative riscontrate nelle due situazioni prese in esame.

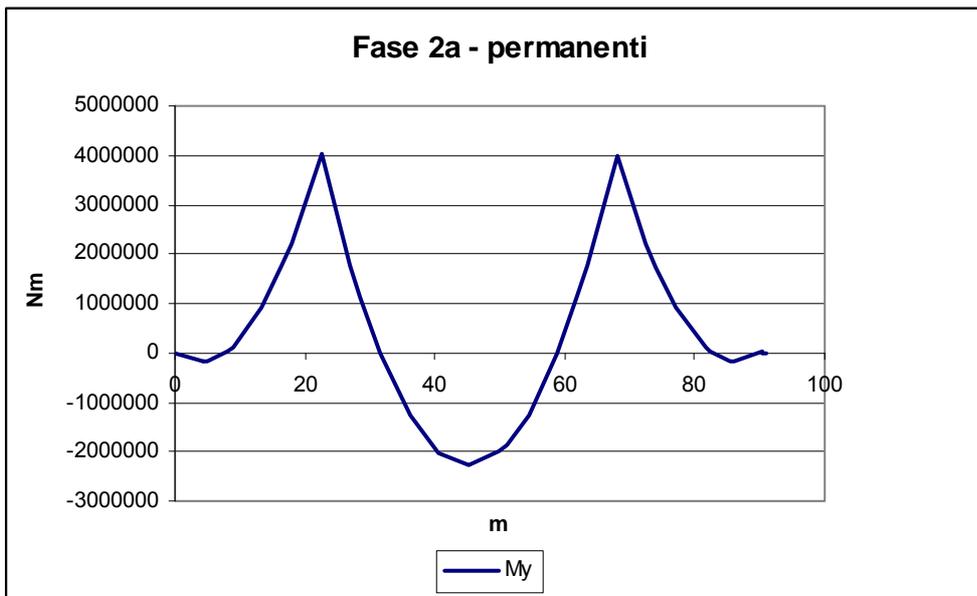
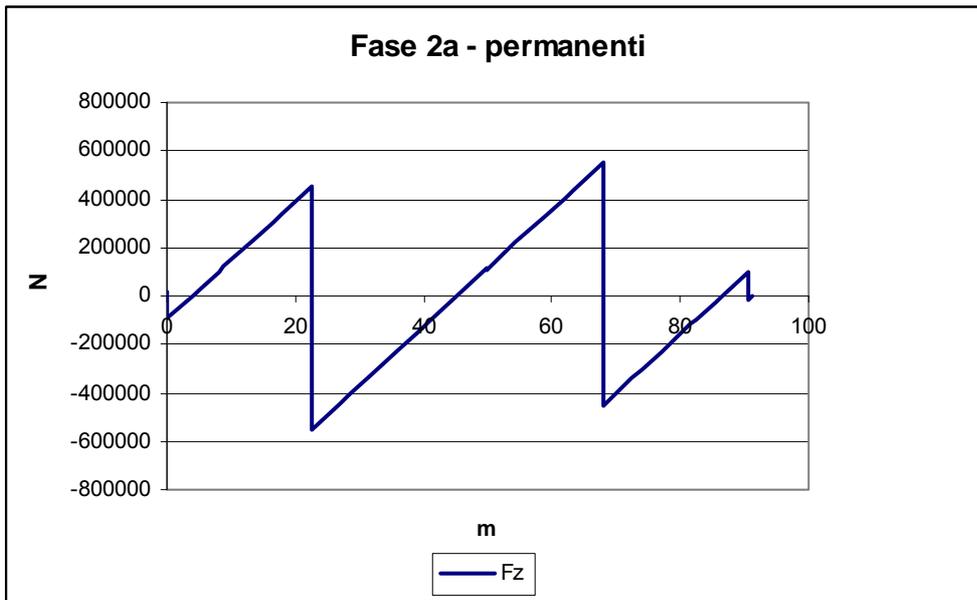
5.1 Output grafico sintetico

Di seguito si riporta l'output grafico relativo alle sollecitazioni dell'impalcato, espresse in valore caratteristico, riferite ai principali contributi di carico. A tal fine nel modello sono stati resi visibili i soli elementi della singola trave d'impalcato. I valori numerici sono espressi in N e Nm.

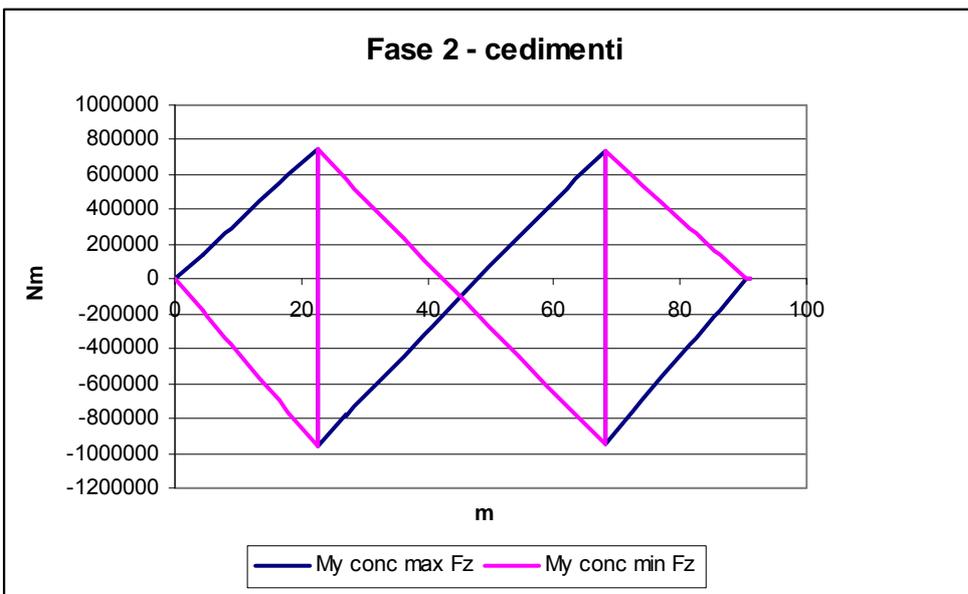
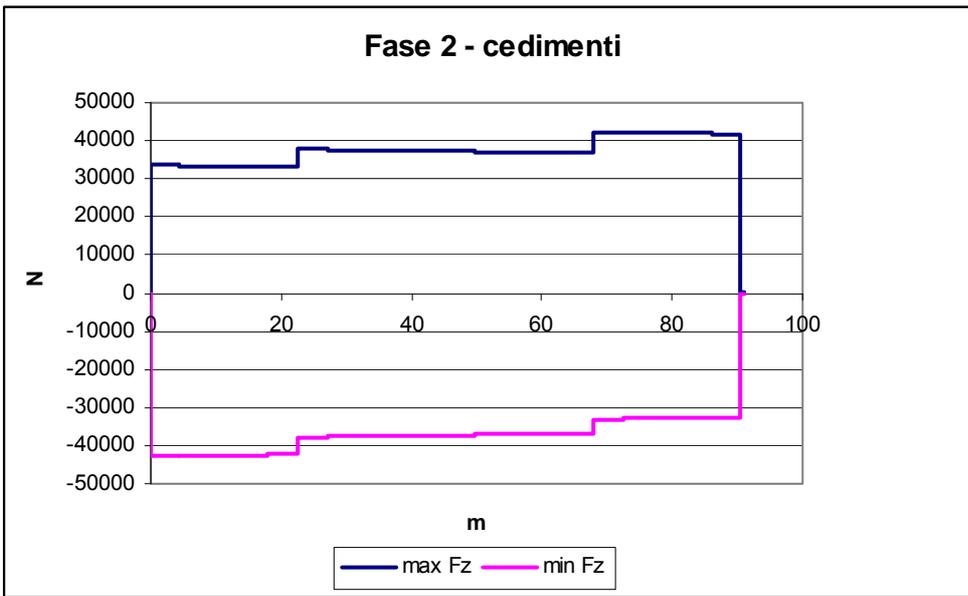
5.1.1 Pesì propri (acciaio + soletta)

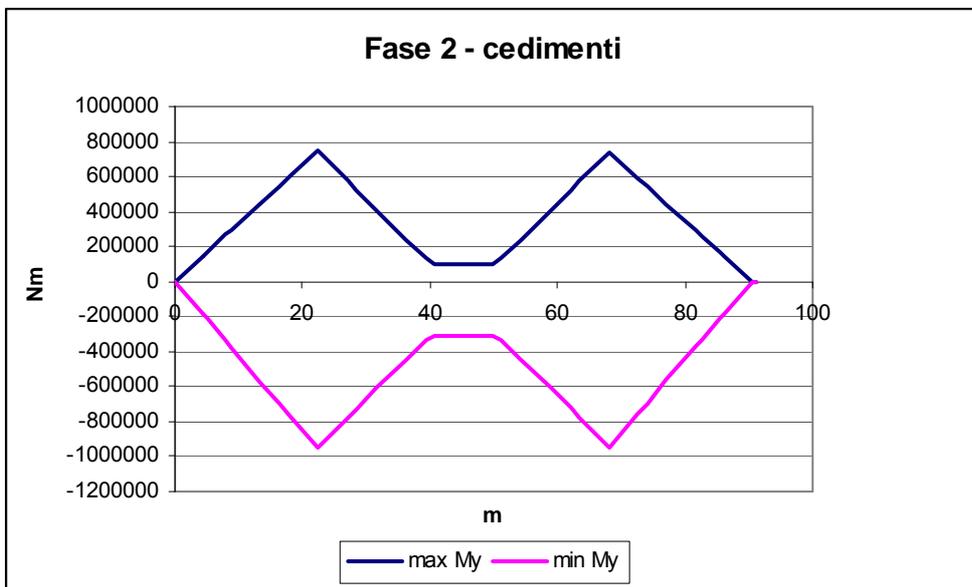
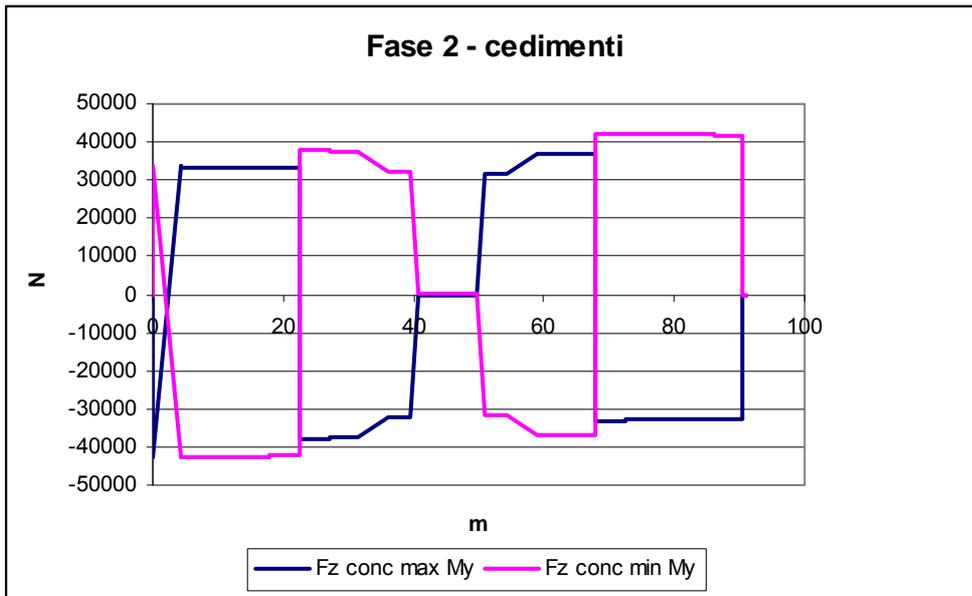


5.1.2 Sovraccarichi permanenti

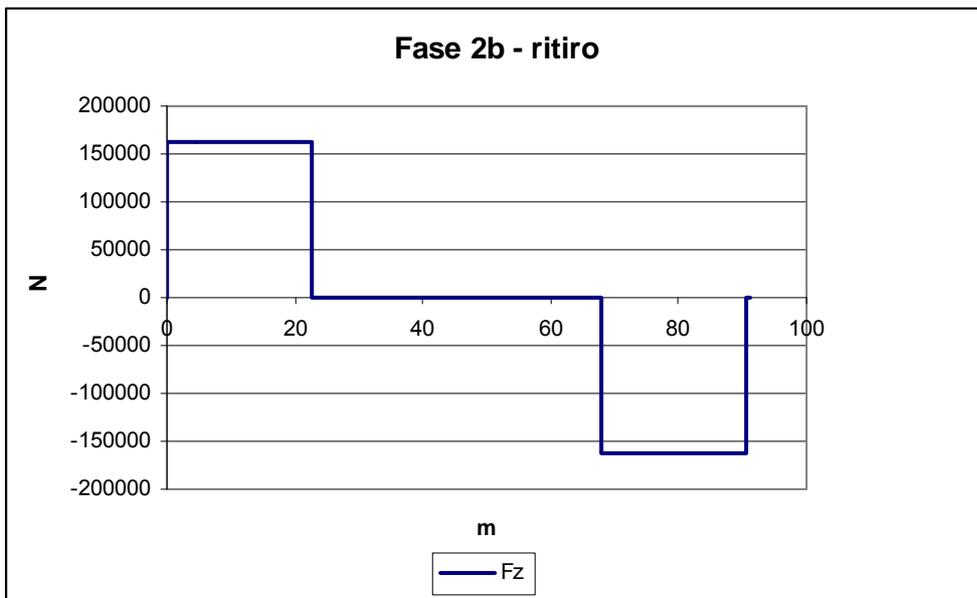
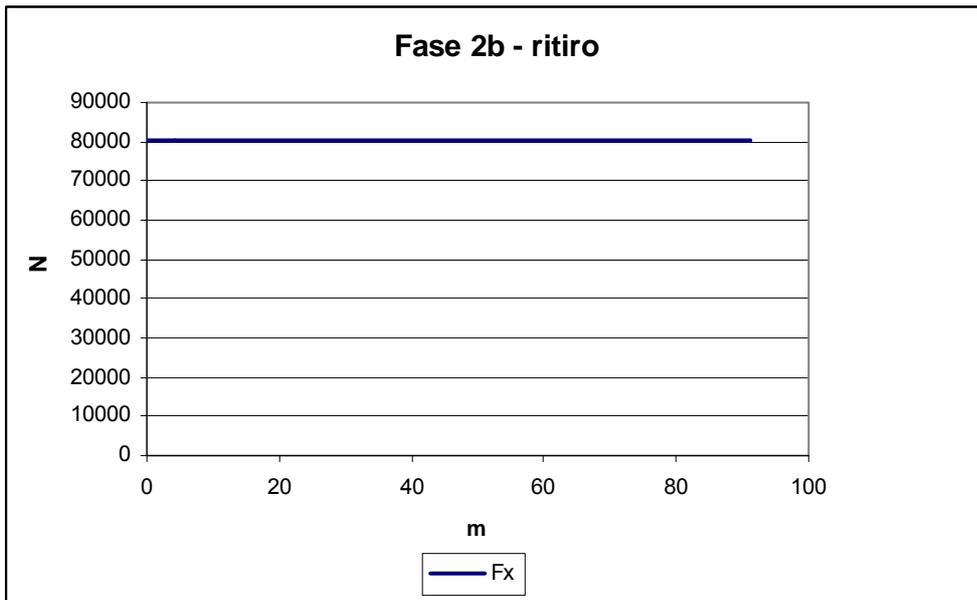


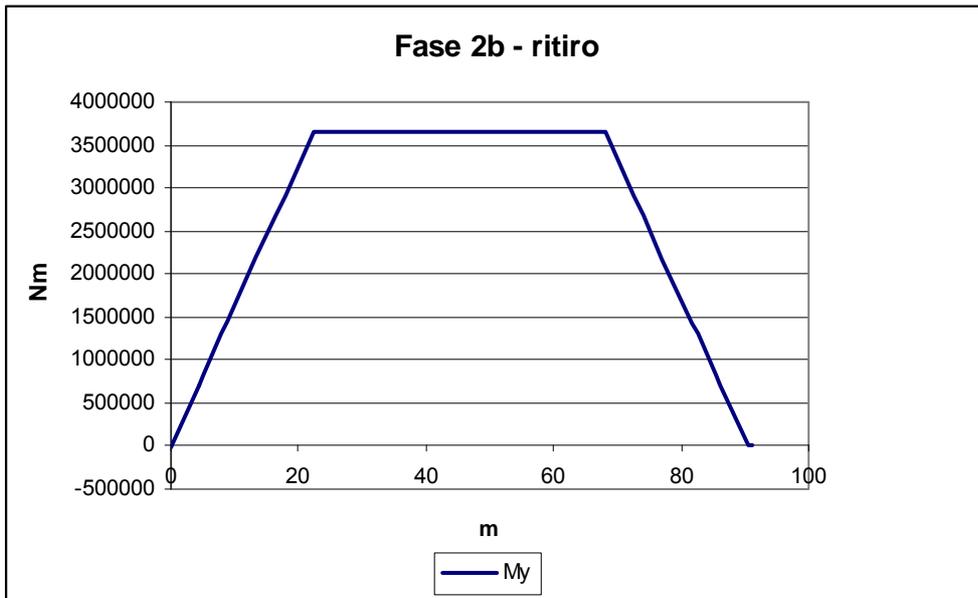
5.1.3 Cedimenti vincolari



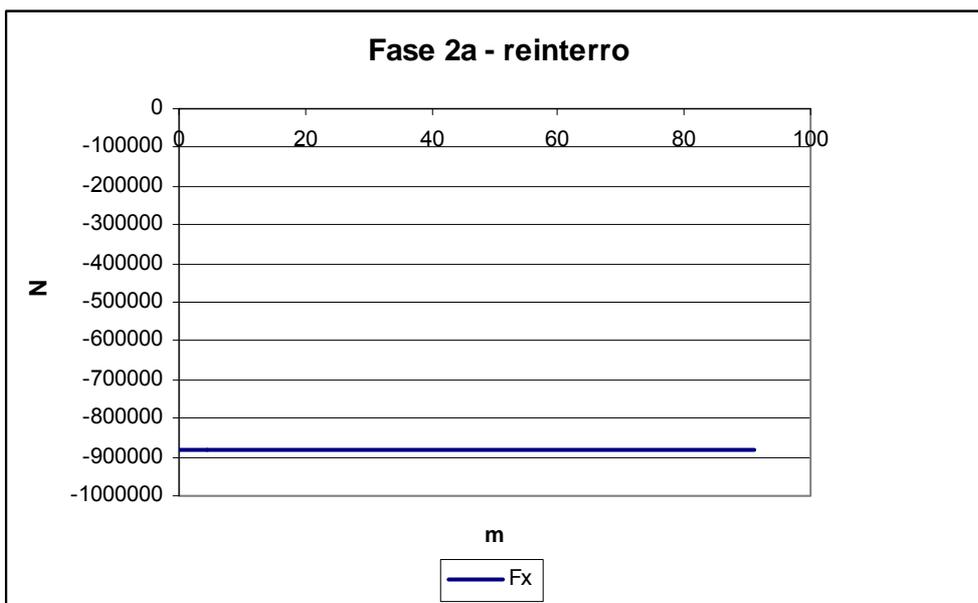


5.1.4 Ritiro

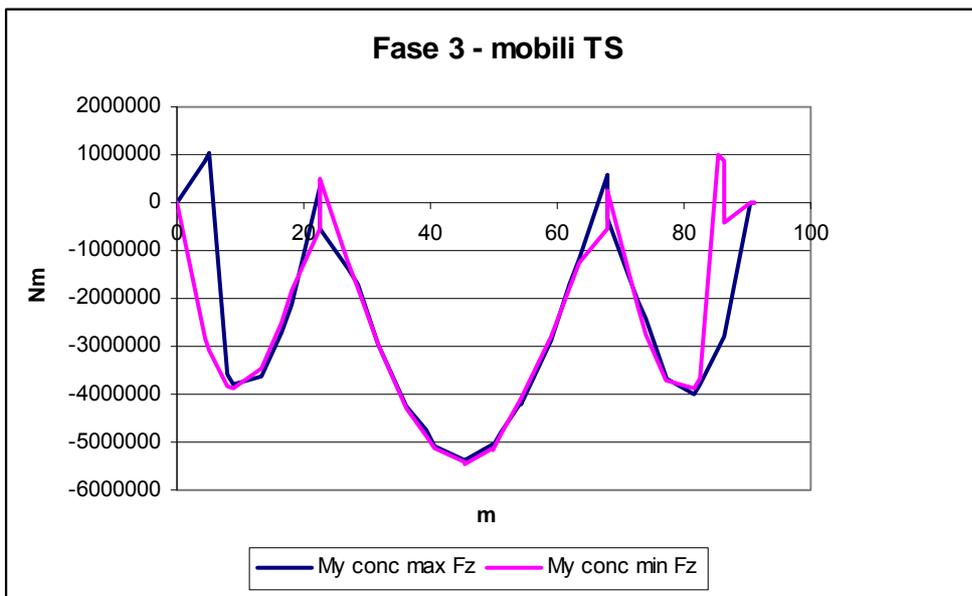
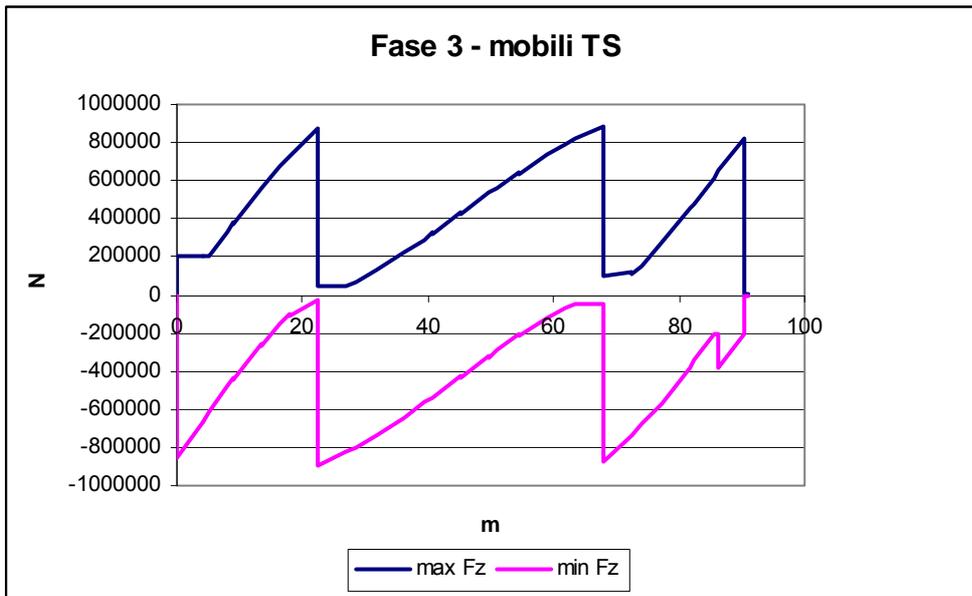


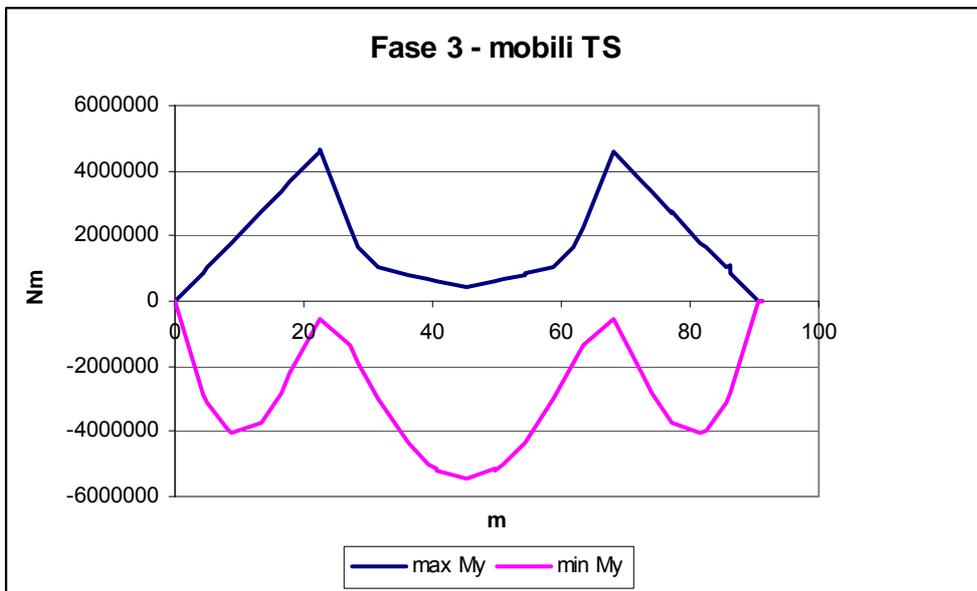
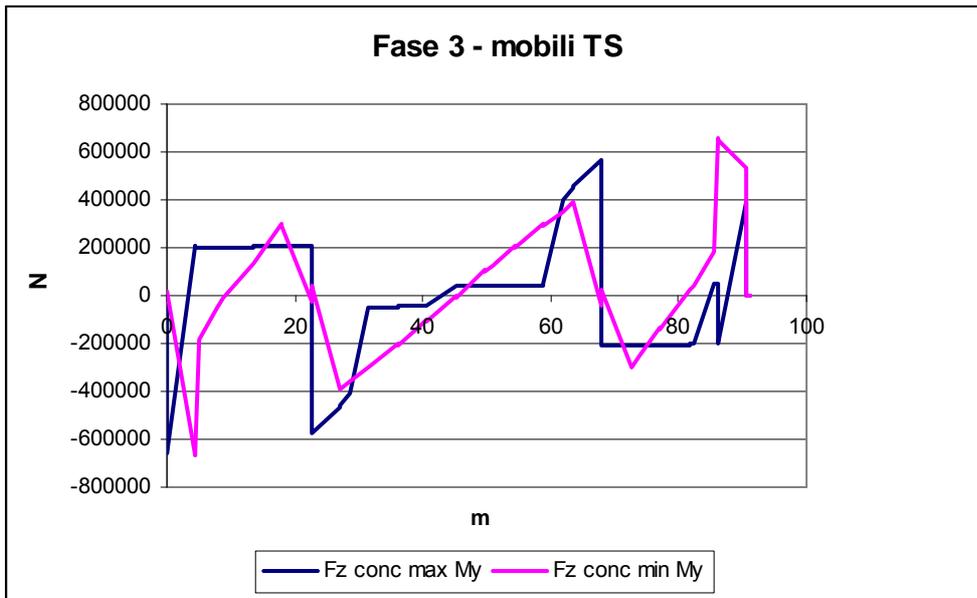


5.1.5 Reinterro e scavo

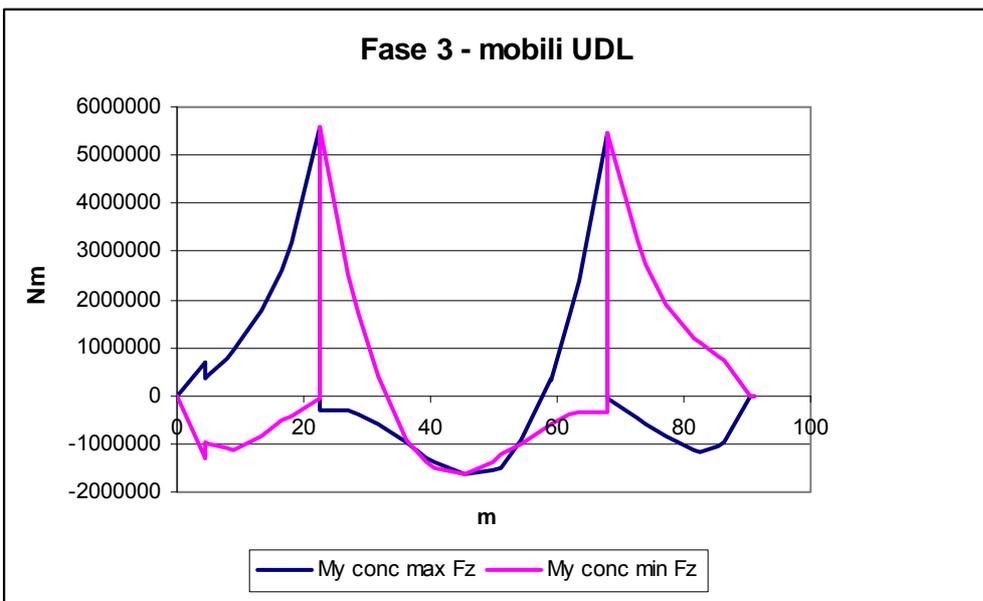
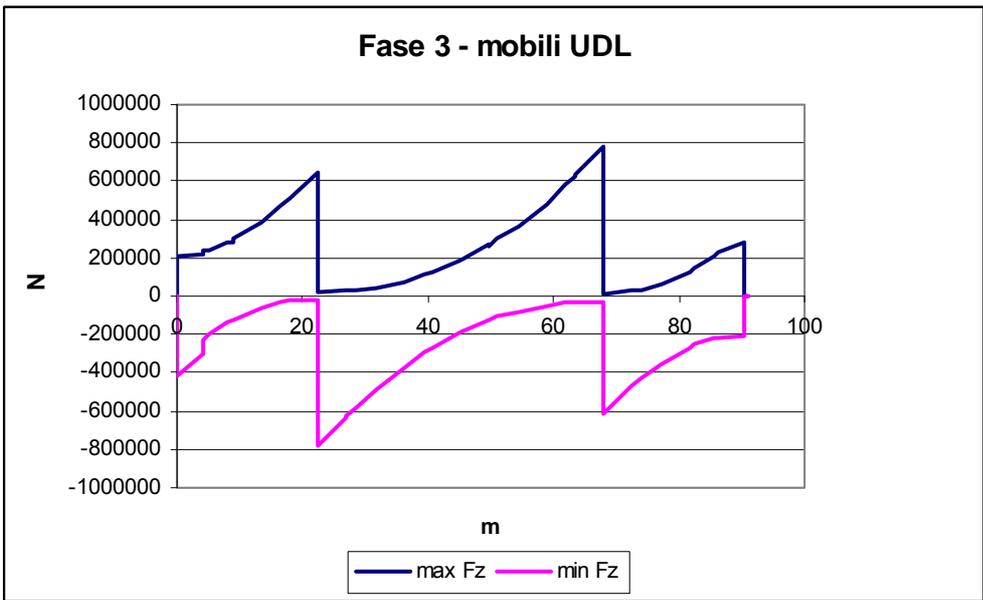


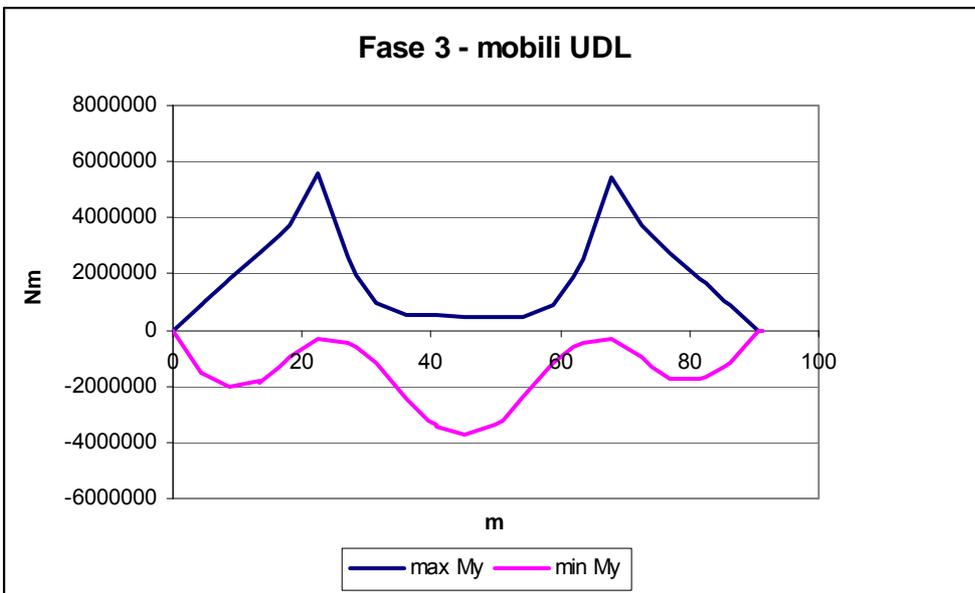
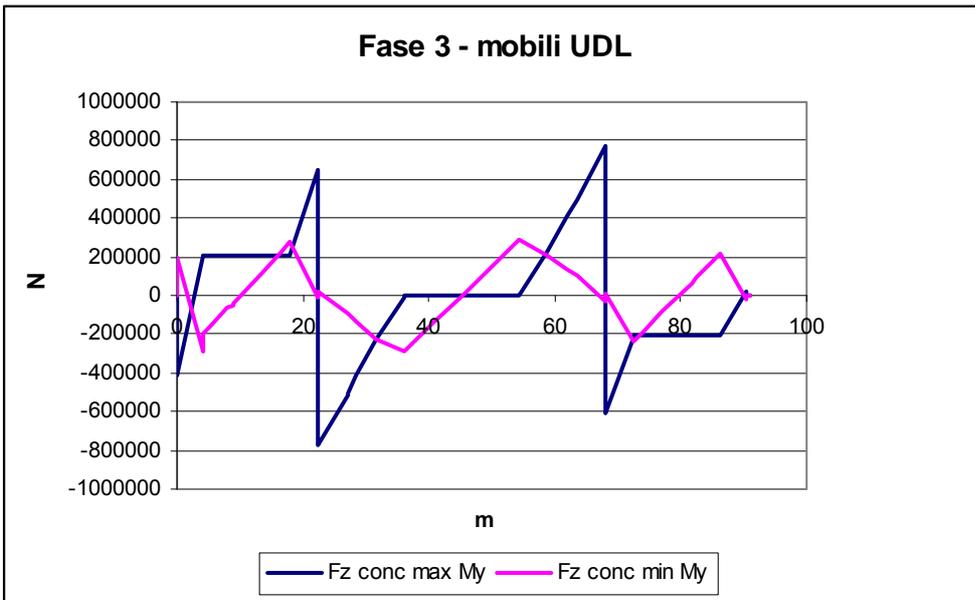
5.1.6 Involuppo mobili TS



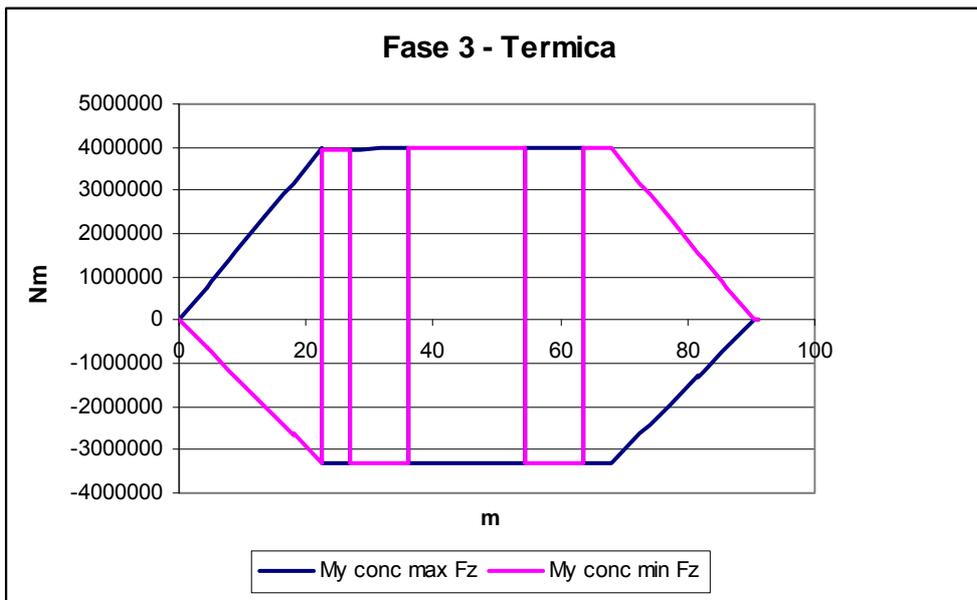
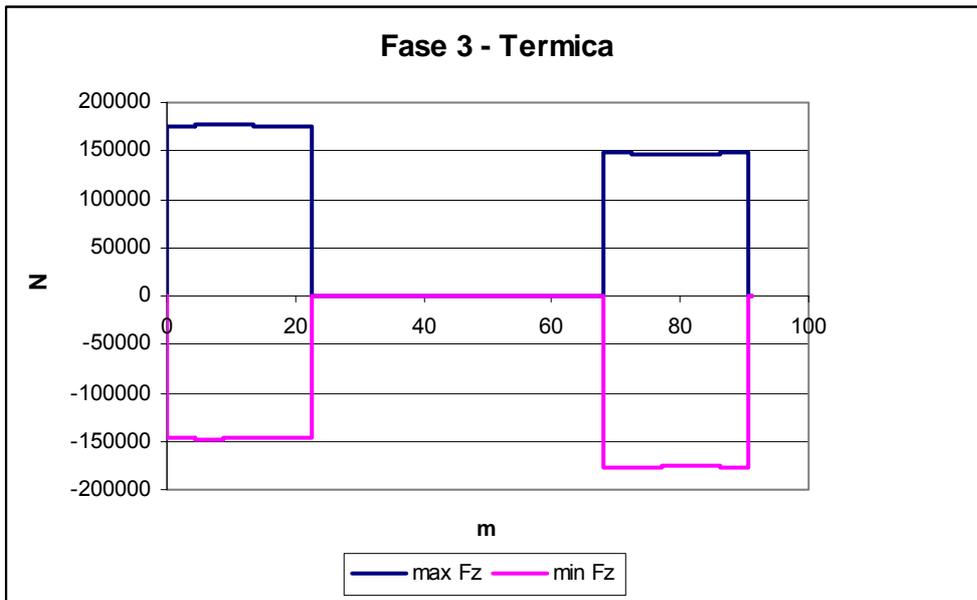


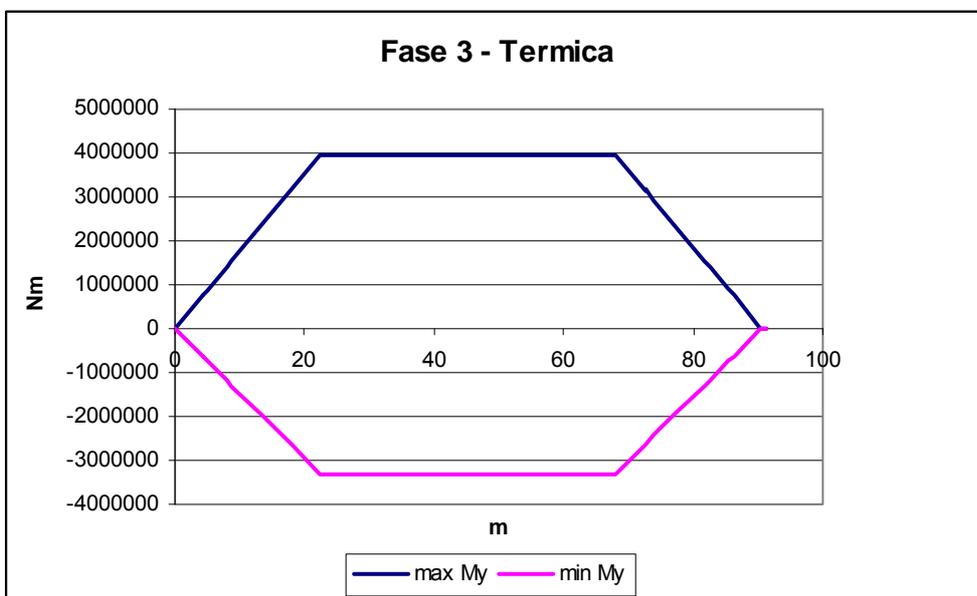
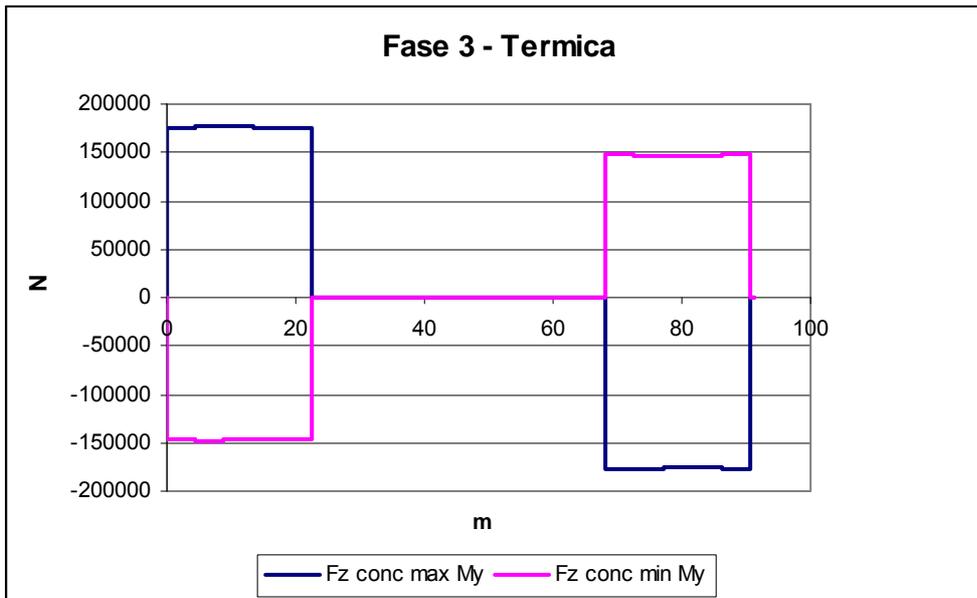
5.1.7 Involuppo mobili UDL





5.1.8 Involuppi Combinazioni termiche





5.2 Output numerico sintetico

Nel presente paragrafo vengono riportate le tabelle relative alle sollecitazioni, espresse in valore caratteristico, riscontrate per i singoli contributi di carico nelle diverse sezioni critiche esaminate. Tali risultati discendono, come già precedentemente dichiarato, dall'analisi effettuata con riferimento alle caratteristiche inerziali fessurate, laddove necessario. In fase di verifica tali contributi verranno opportunamente combinati come specificato nel seguito della presente relazione.

5.2.1 Sollecitazioni sezioni critiche travi principali

Sezione S1

element	GP	F _x (N)	F _z (N)	My (Nm)	
58	1	0.00	-187135.00	14943.30	fase 1
58	1	0.00	-95818.80	11808.50	permanenti
58	1	0.00	32714.20	2124.77	cedimenti max Fz
58	1	0.00	-41799.90	-2268.60	cedimenti min Fz
58	1	0.00	32714.20	2124.77	cedimenti max My
58	1	0.00	-41799.90	-2268.60	cedimenti min My
58	1	80460.00	161472.00	6246.25	ritiro
58	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
58	1	0.00	203556.00	5.66	mobili TS max Fz
58	1	0.00	-955268.00	928.08	mobili TS min Fz
58	1	0.00	-597072.00	2787.58	mobili TS max My
58	1	0.00	-579971.00	-67.22	mobili TS min My
58	1	0.00	209848.00	29.13	mobili UDL max Fz
58	1	0.00	-352446.00	80.92	mobili UDL min Fz
58	1	0.00	-137947.00	299.26	mobili UDL max My
58	1	0.00	-286428.00	-15.11	mobili UDL min My
58	1	-760245.00	177155.00	10.98	termica max Fz
58	1	64008.00	-147629.00	-9.15	termica min Fz
58	1	-760245.00	177155.00	10.98	termica max My
58	1	64008.00	-147629.00	-9.15	termica min My

Sezione S2

element	GP	F _x (N)	F _z (N)	My (Nm)	
60	11	0.00	313920.00	518284.00	fase 1
60	11	0.00	98240.00	21403.70	permanenti
60	11	0.00	32808.50	264066.00	cedimenti max Fz
60	11	0.00	-41919.80	-336958.00	cedimenti min Fz
60	11	0.00	32808.50	264066.00	cedimenti max My
60	11	0.00	-41919.80	-336958.00	cedimenti min My
60	11	80460.00	161852.00	1298940.00	ritiro
60	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
60	11	0.00	333777.00	-3626840.00	mobili TS max Fz
60	11	0.00	-477847.00	-3822130.00	mobili TS min Fz
60	11	0.00	-181215.00	2580120.00	mobili TS max My
60	11	0.00	-49558.10	-3950250.00	mobili TS min My
60	11	0.00	254484.00	1136930.00	mobili UDL max Fz
60	11	0.00	-149433.00	-1121460.00	mobili UDL min Fz
60	11	0.00	202302.00	1697960.00	mobili UDL max My
60	11	0.00	-97251.10	-1682500.00	mobili UDL min My
60	11	-760245.00	174903.00	1411830.00	termica max Fz
60	11	64008.00	-145752.00	-1176520.00	termica min Fz
60	11	-760245.00	174903.00	1411830.00	termica max My
60	11	64008.00	-145752.00	-1176520.00	termica min My

Sezione S3

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
61	1	0.00	313920.00	518284.00	fase 1
61	1	0.00	98240.00	21403.70	permanenti
61	1	0.00	32808.50	264066.00	cedimenti max Fz
61	1	0.00	-41919.80	-336958.00	cedimenti min Fz
61	1	0.00	32808.50	264066.00	cedimenti max My
61	1	0.00	-41919.80	-336958.00	cedimenti min My
61	1	80460.00	161852.00	1298940.00	ritiro
61	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
61	1	0.00	333777.00	-3626840.00	mobili TS max Fz
61	1	0.00	-477847.00	-3822130.00	mobili TS min Fz
61	1	0.00	-181215.00	2580120.00	mobili TS max My
61	1	0.00	-49558.10	-3950250.00	mobili TS min My
61	1	0.00	261490.00	1059740.00	mobili UDL max Fz
61	1	0.00	-139779.00	-1044280.00	mobili UDL min Fz
61	1	0.00	202302.00	1697960.00	mobili UDL max My
61	1	0.00	-80591.10	-1682500.00	mobili UDL min My
61	1	-760245.00	174903.00	1411830.00	termica max Fz
61	1	64008.00	-145752.00	-1176520.00	termica min Fz
61	1	-760245.00	174903.00	1411830.00	termica max My
61	1	64008.00	-145752.00	-1176520.00	termica min My

Sezione S4

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
63	11	0.00	860694.00	5522460.00	fase 1
63	11	0.00	305154.00	1735190.00	permanenti
63	11	0.00	32898.60	543217.00	cedimenti max Fz
63	11	0.00	-42036.10	-693635.00	cedimenti min Fz
63	11	0.00	32898.60	543217.00	cedimenti max My
63	11	0.00	-42036.10	-693635.00	cedimenti min My
63	11	80460.00	162664.00	2678260.00	ritiro
63	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
63	11	0.00	677234.00	-2732620.00	mobili TS max Fz
63	11	0.00	-285749.00	715038.00	mobili TS min Fz
63	11	0.00	207239.00	3364850.00	mobili TS max My
63	11	0.00	245541.00	-2838630.00	mobili TS min My
63	11	0.00	426534.00	2723380.00	mobili UDL max Fz
63	11	0.00	-42733.20	-149663.00	mobili UDL min Fz
63	11	0.00	203860.00	3425750.00	mobili UDL max My
63	11	0.00	182052.00	-1251410.00	mobili UDL min My
63	11	-760245.00	176421.00	2904060.00	termica max Fz
63	11	64008.00	-147018.00	-2420050.00	termica min Fz
63	11	-760245.00	176421.00	2904060.00	termica max My
63	11	64008.00	-147018.00	-2420050.00	termica min My

Sezione S5

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
64	1	0.00	860694.00	5522460.00	fase 1
64	1	0.00	305154.00	1735190.00	permanenti
64	1	0.00	32898.60	543217.00	cedimenti max Fz
64	1	0.00	-42036.10	-693635.00	cedimenti min Fz
64	1	0.00	32898.60	543217.00	cedimenti max My
64	1	0.00	-42036.10	-693635.00	cedimenti min My
64	1	80460.00	162664.00	2678260.00	ritiro
64	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
64	1	0.00	677234.00	-2732620.00	mobili TS max Fz
64	1	0.00	-285749.00	715038.00	mobili TS min Fz
64	1	0.00	207239.00	3364850.00	mobili TS max My
64	1	0.00	245541.00	-2838630.00	mobili TS min My
64	1	0.00	439748.00	2667150.00	mobili UDL max Fz
64	1	0.00	-41479.30	-127991.00	mobili UDL min Fz
64	1	0.00	203860.00	3425750.00	mobili UDL max My
64	1	0.00	198712.00	-1251410.00	mobili UDL min My
64	1	-760245.00	176421.00	2904060.00	termica max Fz
64	1	64008.00	-147018.00	-2420050.00	termica min Fz
64	1	-760245.00	176421.00	2904060.00	termica max My
64	1	64008.00	-147018.00	-2420050.00	termica min My

Sezione S6

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
65	11	0.00	1257430.00	11887400.00	fase 1
65	11	0.00	451763.00	4006230.00	permanenti
65	11	0.00	33059.50	741133.00	cedimenti max Fz
65	11	0.00	-42243.70	-946529.00	cedimenti min Fz
65	11	0.00	33059.50	741133.00	cedimenti max My
65	11	0.00	-42243.70	-946529.00	cedimenti min My
65	11	80460.00	163381.00	3656580.00	ritiro
65	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
65	11	0.00	872750.00	284703.00	mobili TS max Fz
65	11	0.00	-288172.00	-989086.00	mobili TS min Fz
65	11	0.00	209458.00	4615430.00	mobili TS max My
65	11	0.00	-288172.00	-989086.00	mobili TS min My
65	11	0.00	607539.00	5463100.00	mobili UDL max Fz
65	11	0.00	-42428.90	-148999.00	mobili UDL min Fz
65	11	0.00	607537.00	5463330.00	mobili UDL max My
65	11	0.00	-19472.60	-316076.00	mobili UDL min My
65	11	-760245.00	177418.00	3965830.00	termica max Fz
65	11	64008.00	-147848.00	-3304860.00	termica min Fz
65	11	-760245.00	177418.00	3965830.00	termica max My
65	11	64008.00	-147848.00	-3304860.00	termica min My

Sezione S7

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
66	1	0.00	-1480250.00	11887500.00	fase 1
66	1	0.00	-549181.00	4006010.00	permanenti
66	1	0.00	36723.60	-946377.00	cedimenti max Fz
66	1	0.00	-36719.30	741040.00	cedimenti min Fz
66	1	0.00	-36719.30	741040.00	cedimenti max My
66	1	0.00	36723.60	-946377.00	cedimenti min My
66	1	80460.00	212.77	3656230.00	ritiro
66	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
66	1	0.00	42378.50	-532396.00	mobili TS max Fz
66	1	0.00	-887463.00	534939.00	mobili TS min Fz
66	1	0.00	-568975.00	4609200.00	mobili TS max My
66	1	0.00	34713.30	-980072.00	mobili TS min My
66	1	0.00	24275.10	-315401.00	mobili UDL max Fz
66	1	0.00	-763469.00	5456990.00	mobili UDL min Fz
66	1	0.00	-763469.00	5456990.00	mobili UDL max My
66	1	0.00	24275.10	-315401.00	mobili UDL min My
66	1	64008.00	192.81	3965210.00	termica max Fz
66	1	-760246.00	-160.68	-3304340.00	termica min Fz
66	1	-760246.00	192.81	3965210.00	termica max My
66	1	64008.00	-160.68	-3304340.00	termica min My

Sezione S8

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
67	11	0.00	-1084770.00	4182720.00	fase 1
67	11	0.00	-405137.00	1147190.00	permanenti
67	11	0.00	36931.20	-726001.00	cedimenti max Fz
67	11	0.00	-36899.60	520694.00	cedimenti min Fz
67	11	0.00	-36899.60	520694.00	cedimenti max My
67	11	0.00	36931.20	-726001.00	cedimenti min My
67	11	80460.00	-360.62	3657420.00	ritiro
67	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
67	11	0.00	69139.60	-1735020.00	mobili TS max Fz
67	11	0.00	-795237.00	-1755530.00	mobili TS min Fz
67	11	0.00	-404087.00	1637130.00	mobili TS max My
67	11	0.00	-354519.00	-1919370.00	mobili TS min My
67	11	0.00	31985.20	-369715.00	mobili UDL max Fz
67	11	0.00	-585321.00	1626940.00	mobili UDL min Fz
67	11	0.00	-416308.00	1871180.00	mobili UDL max My
67	11	0.00	-137028.00	-613953.00	mobili UDL min My
67	11	64008.00	257.78	-3305240.00	termica max Fz
67	11	-760246.00	-309.34	3966290.00	termica min Fz
67	11	-760246.00	-309.34	3966290.00	termica max My
67	11	64008.00	257.78	-3305240.00	termica min My

Sezione S9

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
68	1	0.00	-1084770.00	4182720.00	fase 1
68	1	0.00	-405137.00	1147190.00	permanenti
68	1	0.00	36931.20	-726001.00	cedimenti max Fz
68	1	0.00	-36899.60	520694.00	cedimenti min Fz
68	1	0.00	-36899.60	520694.00	cedimenti max My
68	1	0.00	36931.20	-726001.00	cedimenti min My
68	1	80460.00	-360.62	3657420.00	ritiro
68	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
68	1	0.00	69139.60	-1735020.00	mobili TS max Fz
68	1	0.00	-795237.00	-1755530.00	mobili TS min Fz
68	1	0.00	-404087.00	1637130.00	mobili TS max My
68	1	0.00	-354519.00	-1919370.00	mobili TS min My
68	1	0.00	33578.40	-409966.00	mobili UDL max Fz
68	1	0.00	-570254.00	1667190.00	mobili UDL min Fz
68	1	0.00	-416308.00	1871180.00	mobili UDL max My
68	1	0.00	-120368.00	-613953.00	mobili UDL min My
68	1	64008.00	257.78	-3305240.00	termica max Fz
68	1	-760246.00	-309.34	3966290.00	termica min Fz
68	1	-760246.00	-309.34	3966290.00	termica max My
68	1	64008.00	257.78	-3305240.00	termica min My

Sezione S10

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
70	11	0.00	-374644.00	-3831700.00	fase 1
70	11	0.00	-140298.00	-1850660.00	permanenti
70	11	0.00	37087.60	-318938.00	cedimenti max Fz
70	11	0.00	-37093.00	113896.00	cedimenti min Fz
70	11	0.00	-31801.60	133726.00	cedimenti max My
70	11	0.00	31796.10	-338768.00	cedimenti min My
70	11	80460.00	-30.92	3654180.00	ritiro
70	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
70	11	0.00	288208.00	-4795710.00	mobili TS max Fz
70	11	0.00	-562117.00	-4845770.00	mobili TS min Fz
70	11	0.00	-43970.50	677952.00	mobili TS max My
70	11	0.00	-124692.00	-5004990.00	mobili TS min My
70	11	0.00	106264.00	-1233360.00	mobili UDL max Fz
70	11	0.00	-299242.00	-1507630.00	mobili UDL min Fz
70	11	0.00	-388.63	468640.00	mobili UDL max My
70	11	0.00	-192590.00	-3209630.00	mobili UDL min My
70	11	64008.00	6.42	3962860.00	termica max Fz
70	11	-760246.00	-5.35	-3302380.00	termica min Fz
70	11	-760246.00	6.42	3962860.00	termica max My
70	11	64008.00	-5.35	-3302380.00	termica min My

Sezione S11

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
71	1	0.00	-374644.00	-3831700.00	fase 1
71	1	0.00	-140298.00	-1850660.00	permanenti
71	1	0.00	37087.60	-318938.00	cedimenti max Fz
71	1	0.00	-37093.00	113896.00	cedimenti min Fz
71	1	0.00	-31801.60	133726.00	cedimenti max My
71	1	0.00	31796.10	-338768.00	cedimenti min My
71	1	80460.00	-30.92	3654180.00	ritiro
71	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
71	1	0.00	288208.00	-4795710.00	mobili TS max Fz
71	1	0.00	-562117.00	-4845770.00	mobili TS min Fz
71	1	0.00	-43970.50	677952.00	mobili TS max My
71	1	0.00	-124692.00	-5004990.00	mobili TS min My
71	1	0.00	112045.00	-1330740.00	mobili UDL max Fz
71	1	0.00	-288364.00	-1410250.00	mobili UDL min Fz
71	1	0.00	-388.63	468640.00	mobili UDL max My
71	1	0.00	-175930.00	-3209630.00	mobili UDL min My
71	1	64008.00	6.42	3962860.00	termica max Fz
71	1	-760246.00	-5.35	-3302380.00	termica min Fz
71	1	-760246.00	6.42	3962860.00	termica max My
71	1	64008.00	-5.35	-3302380.00	termica min My

Sezione S12

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
72	11	0.00	-4396.08	-4908660.00	fase 1
72	11	0.00	-1410.20	-2258280.00	permanenti
72	11	0.00	37204.30	-105303.00	cedimenti max Fz
72	11	0.00	-37226.30	-99824.10	cedimenti min Fz
72	11	0.00	10.90	101437.00	cedimenti max My
72	11	0.00	-32.95	-306564.00	cedimenti min My
72	11	80460.00	72.92	3654340.00	ritiro
72	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
72	11	0.00	431737.00	-5406130.00	mobili TS max Fz
72	11	0.00	-429146.00	-5407060.00	mobili TS min Fz
72	11	0.00	-42970.20	428473.00	mobili TS max My
72	11	0.00	7837.11	-5469050.00	mobili TS min My
72	11	0.00	187342.00	-1631320.00	mobili UDL max Fz
72	11	0.00	-186132.00	-1637730.00	mobili UDL min Fz
72	11	0.00	429.11	469045.00	mobili UDL max My
72	11	0.00	781.08	-3738100.00	mobili UDL min My
72	11	64008.00	122.24	3963280.00	termica max Fz
72	11	-760246.00	-101.86	-3302730.00	termica min Fz
72	11	64008.00	122.24	3963280.00	termica max My
72	11	-760246.00	-101.86	-3302730.00	termica min My

Sezione S13

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
74	11	0.00	374292.00	-3837350.00	fase 1
74	11	0.00	138577.00	-1865540.00	permanenti
74	11	0.00	37482.30	109253.00	cedimenti max Fz
74	11	0.00	-37487.80	-314509.00	cedimenti min Fz
74	11	0.00	32137.20	129783.00	cedimenti max My
74	11	0.00	-32142.70	-335039.00	cedimenti min My
74	11	80460.00	-30.92	3654770.00	ritiro
74	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
74	11	0.00	557829.00	-4852110.00	mobili TS max Fz
74	11	0.00	-292590.00	-4804000.00	mobili TS min Fz
74	11	0.00	44841.30	673148.00	mobili TS max My
74	11	0.00	120339.00	-5011740.00	mobili TS min My
74	11	0.00	287439.00	-1405140.00	mobili UDL max Fz
74	11	0.00	-112303.00	-1331840.00	mobili UDL min Fz
74	11	0.00	2009.23	475088.00	mobili UDL max My
74	11	0.00	173127.00	-3212070.00	mobili UDL min My
74	11	64008.00	6.42	3963990.00	termica max Fz
74	11	-760246.00	-5.35	-3303320.00	termica min Fz
74	11	64008.00	6.42	3963990.00	termica max My
74	11	-760246.00	-5.35	-3303320.00	termica min My

Sezione S14

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
75	1	0.00	374292.00	-3837350.00	fase 1
75	1	0.00	138577.00	-1865540.00	permanenti
75	1	0.00	37482.30	109253.00	cedimenti max Fz
75	1	0.00	-37487.80	-314509.00	cedimenti min Fz
75	1	0.00	32137.20	129783.00	cedimenti max My
75	1	0.00	-32142.70	-335039.00	cedimenti min My
75	1	80460.00	-30.92	3654770.00	ritiro
75	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
75	1	0.00	557829.00	-4852110.00	mobili TS max Fz
75	1	0.00	-292590.00	-4804000.00	mobili TS min Fz
75	1	0.00	44841.30	673148.00	mobili TS max My
75	1	0.00	120339.00	-5011740.00	mobili TS min My
75	1	0.00	298238.00	-1502690.00	mobili UDL max Fz
75	1	0.00	-106442.00	-1234290.00	mobili UDL min Fz
75	1	0.00	2009.23	475088.00	mobili UDL max My
75	1	0.00	189787.00	-3212070.00	mobili UDL min My
75	1	64008.00	6.42	3963990.00	termica max Fz
75	1	-760246.00	-5.35	-3303320.00	termica min Fz
75	1	64008.00	6.42	3963990.00	termica max My
75	1	-760246.00	-5.35	-3303320.00	termica min My

Sezione S15

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
77	11	0.00	1085760.00	4180940.00	fase 1
77	11	0.00	407238.00	1133540.00	permanenti
77	11	0.00	37675.70	522283.00	cedimenti max Fz
77	11	0.00	-37644.20	-727370.00	cedimenti min Fz
77	11	0.00	37675.70	522283.00	cedimenti max My
77	11	0.00	-37644.20	-727370.00	cedimenti min My
77	11	80460.00	-360.62	3652390.00	ritiro
77	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
77	11	0.00	796992.00	-1754980.00	mobili TS max Fz
77	11	0.00	-67544.60	-1735250.00	mobili TS min Fz
77	11	0.00	406664.00	1636440.00	mobili TS max My
77	11	0.00	356210.00	-1919050.00	mobili TS min My
77	11	0.00	574498.00	1683290.00	mobili UDL max Fz
77	11	0.00	-32363.30	-392121.00	mobili UDL min Fz
77	11	0.00	420015.00	1887280.00	mobili UDL max My
77	11	0.00	122120.00	-596115.00	mobili UDL min My
77	11	64008.00	257.78	-3301150.00	termica max Fz
77	11	-760246.00	-309.34	3961380.00	termica min Fz
77	11	64008.00	-309.34	3961380.00	termica max My
77	11	-760246.00	257.78	-3301150.00	termica min My

Sezione S16

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
78	1	0.00	1085760.00	4180940.00	fase 1
78	1	0.00	407238.00	1133540.00	permanenti
78	1	0.00	37675.70	522283.00	cedimenti max Fz
78	1	0.00	-37644.20	-727370.00	cedimenti min Fz
78	1	0.00	37675.70	522283.00	cedimenti max My
78	1	0.00	-37644.20	-727370.00	cedimenti min My
78	1	80460.00	-360.62	3652390.00	ritiro
78	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
78	1	0.00	796992.00	-1754980.00	mobili TS max Fz
78	1	0.00	-67544.60	-1735250.00	mobili TS min Fz
78	1	0.00	406664.00	1636440.00	mobili TS max My
78	1	0.00	356210.00	-1919050.00	mobili TS min My
78	1	0.00	589602.00	1643030.00	mobili UDL max Fz
78	1	0.00	-30806.50	-351865.00	mobili UDL min Fz
78	1	0.00	420015.00	1887280.00	mobili UDL max My
78	1	0.00	138780.00	-596115.00	mobili UDL min My
78	1	64008.00	257.78	-3301150.00	termica max Fz
78	1	-760246.00	-309.34	3961380.00	termica min Fz
78	1	64008.00	-309.34	3961380.00	termica max My
78	1	-760246.00	257.78	-3301150.00	termica min My

Sezione S17

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
79	11	0.00	1481550.00	11893000.00	fase 1
79	11	0.00	554194.00	4018210.00	permanenti
79	11	0.00	37856.10	748923.00	cedimenti max Fz
79	11	0.00	-37851.70	-953910.00	cedimenti min Fz
79	11	0.00	37856.10	748923.00	cedimenti max My
79	11	0.00	-37851.70	-953910.00	cedimenti min My
79	11	80460.00	212.77	3652090.00	ritiro
79	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
79	11	0.00	889549.00	546459.00	mobili TS max Fz
79	11	0.00	-43362.70	-538349.00	mobili TS min Fz
79	11	0.00	574142.00	4627100.00	mobili TS max My
79	11	0.00	-43362.70	-538349.00	mobili TS min My
79	11	0.00	770646.00	5501500.00	mobili UDL max Fz
79	11	0.00	-23523.00	-291900.00	mobili UDL min Fz
79	11	0.00	770627.00	5501510.00	mobili UDL max My
79	11	0.00	-23504.00	-291912.00	mobili UDL min My
79	11	64008.00	192.81	3961150.00	termica max Fz
79	11	-760246.00	-160.68	-3300960.00	termica min Fz
79	11	64008.00	192.81	3961150.00	termica max My
79	11	-760246.00	-160.68	-3300960.00	termica min My

Sezione S18

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
80	1	0.00	-1257380.00	11893100.00	fase 1
80	1	0.00	-450272.00	4018420.00	permanenti
80	1	0.00	42287.90	-954060.00	cedimenti max Fz
80	1	0.00	-33216.90	749015.00	cedimenti min Fz
80	1	0.00	-33216.90	749015.00	cedimenti max My
80	1	0.00	42287.90	-954060.00	cedimenti min My
80	1	80460.00	-161500.00	3652440.00	ritiro
80	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
80	1	0.00	24212.70	-537502.00	mobili TS max Fz
80	1	0.00	-872204.00	295419.00	mobili TS min Fz
80	1	0.00	-208047.00	4619670.00	mobili TS max My
80	1	0.00	24212.70	-537502.00	mobili TS min My
80	1	0.00	14835.10	-28729.70	mobili UDL max Fz
80	1	0.00	-611603.00	5495010.00	mobili UDL min Fz
80	1	0.00	-611590.00	5495080.00	mobili UDL max My
80	1	0.00	13104.10	-291487.00	mobili UDL min My
80	1	-760245.00	145791.00	-3301470.00	termica max Fz
80	1	64008.00	-174949.00	3961770.00	termica min Fz
80	1	64008.00	-174949.00	3961770.00	termica max My
80	1	-760245.00	145791.00	-3301470.00	termica min My

Sezione S19

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
81	11	0.00	-860967.00	5527840.00	fase 1
81	11	0.00	-305881.00	1753110.00	permanenti
81	11	0.00	42495.50	-700301.00	cedimenti max Fz
81	11	0.00	-33377.80	549689.00	cedimenti min Fz
81	11	0.00	-33377.80	549689.00	cedimenti max My
81	11	0.00	42495.50	-700301.00	cedimenti min My
81	11	80460.00	-162218.00	2683330.00	ritiro
81	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
81	11	0.00	150727.00	-2457290.00	mobili TS max Fz
81	11	0.00	-677980.00	-2722040.00	mobili TS min Fz
81	11	0.00	-206030.00	3371780.00	mobili TS max My
81	11	0.00	-246303.00	-2827620.00	mobili TS min My
81	11	0.00	30790.20	-502418.00	mobili UDL max Fz
81	11	0.00	-444931.00	2665370.00	mobili UDL min Fz
81	11	0.00	-208755.00	3418710.00	mobili UDL max My
81	11	0.00	-205386.00	-1255770.00	mobili UDL min My
81	11	-760245.00	146622.00	-2426600.00	termica max Fz
81	11	64008.00	-175946.00	2911910.00	termica min Fz
81	11	64008.00	-175946.00	2911910.00	termica max My
81	11	-760245.00	146622.00	-2426600.00	termica min My

Sezione S20

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
82	1	0.00	-860967.00	5527840.00	fase 1
82	1	0.00	-305881.00	1753110.00	permanenti
82	1	0.00	42495.50	-700301.00	cedimenti max Fz
82	1	0.00	-33377.80	549689.00	cedimenti min Fz
82	1	0.00	-33377.80	549689.00	cedimenti max My
82	1	0.00	42495.50	-700301.00	cedimenti min My
82	1	80460.00	-162218.00	2683330.00	ritiro
82	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
82	1	0.00	150727.00	-2457290.00	mobili TS max Fz
82	1	0.00	-677980.00	-2722040.00	mobili TS min Fz
82	1	0.00	-206030.00	3371780.00	mobili TS max My
82	1	0.00	-246303.00	-2827620.00	mobili TS min My
82	1	0.00	34222.40	-558416.00	mobili UDL max Fz
82	1	0.00	-431703.00	2721360.00	mobili UDL min Fz
82	1	0.00	-208755.00	3418710.00	mobili UDL max My
82	1	0.00	-188726.00	-1255770.00	mobili UDL min My
82	1	-760245.00	146622.00	-2426600.00	termica max Fz
82	1	64008.00	-175946.00	2911910.00	termica min Fz
82	1	64008.00	-175946.00	2911910.00	termica max My
82	1	-760245.00	146622.00	-2426600.00	termica min My

Sezione S21

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
84	11	0.00	-314574.00	520124.00	fase 1
84	11	0.00	-100545.00	27204.40	permanenti
84	11	0.00	42611.80	-338760.00	cedimenti max Fz
84	11	0.00	-33467.90	265723.00	cedimenti min Fz
84	11	0.00	-33467.90	265723.00	cedimenti max My
84	11	0.00	42611.80	-338760.00	cedimenti min My
84	11	80460.00	-163029.00	1303260.00	ritiro
84	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
84	11	0.00	475129.00	-3813260.00	mobili TS max Fz
84	11	0.00	-336284.00	-3620420.00	mobili TS min Fz
84	11	0.00	-202468.00	1629040.00	mobili TS max My
84	11	0.00	46850.10	-3941800.00	mobili TS min My
84	11	0.00	135131.00	-1086010.00	mobili UDL max Fz
84	11	0.00	-266325.00	1004910.00	mobili UDL min Fz
84	11	0.00	-205399.00	1652360.00	mobili UDL max My
84	11	0.00	74204.90	-1733460.00	mobili UDL min My
84	11	-760245.00	147887.00	-1177460.00	termica max Fz
84	11	64008.00	-177464.00	1412950.00	termica min Fz
84	11	64008.00	-177464.00	1412950.00	termica max My
84	11	-760245.00	147887.00	-1177460.00	termica min My

Sezione S22

element	GP	Fx (N)	Fz (N)	My (Nm)	
85	1	0.00	-314574.00	520124.00	fase 1
85	1	0.00	-100545.00	27204.40	permanenti
85	1	0.00	42611.80	-338760.00	cedimenti max Fz
85	1	0.00	-33467.90	265723.00	cedimenti min Fz
85	1	0.00	-33467.90	265723.00	cedimenti max My
85	1	0.00	42611.80	-338760.00	cedimenti min My
85	1	80460.00	-163029.00	1303260.00	ritiro
85	1	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
85	1	0.00	475129.00	-3813260.00	mobili TS max Fz
85	1	0.00	-336284.00	-3620420.00	mobili TS min Fz
85	1	0.00	-202468.00	1629040.00	mobili TS max My
85	1	0.00	46850.10	-3941800.00	mobili TS min My
85	1	0.00	144736.00	-1163060.00	mobili UDL max Fz
85	1	0.00	-259270.00	1081960.00	mobili UDL min Fz
85	1	0.00	-205399.00	1652360.00	mobili UDL max My
85	1	0.00	90864.90	-1733460.00	mobili UDL min My
85	1	-760245.00	147887.00	-1177460.00	termica max Fz
85	1	64008.00	-177464.00	1412950.00	termica min Fz
85	1	64008.00	-177464.00	1412950.00	termica max My
85	1	-760245.00	147887.00	-1177460.00	termica min My

Sezione S23

element	GP	F _x (N)	F _z (N)	My (Nm)	
87	11	0.00	186406.00	11140.30	fase 1
87	11	0.00	93396.20	-1328.31	permanenti
87	11	0.00	42731.70	2493.11	cedimenti max Fz
87	11	0.00	-33562.20	-2301.79	cedimenti min Fz
87	11	0.00	42731.70	2493.11	cedimenti max My
87	11	0.00	-33562.20	-2301.79	cedimenti min My
87	11	80460.00	-163410.00	-2111.67	ritiro
87	11	-882580.00	0.00	0.00	reinterro
87	11	0.00	851680.00	2.44	mobili TS max Fz
87	11	0.00	-205772.00	-17.17	mobili TS min Fz
87	11	0.00	765143.00	625.54	mobili TS max My
87	11	0.00	99268.20	-26.75	mobili TS min My
87	11	0.00	343281.00	15.70	mobili UDL max Fz
87	11	0.00	-208651.00	-16.55	mobili UDL min Fz
87	11	0.00	334447.00	20.80	mobili UDL max My
87	11	0.00	-200416.00	-22.49	mobili UDL min My
87	11	-760245.00	146010.00	-9.16	termica max Fz
87	11	64008.00	-175212.00	11.00	termica min Fz
87	11	-760245.00	-175212.00	11.00	termica max My
87	11	64008.00	146010.00	-9.16	termica min My

6. Analisi e verifica dell'impalcato

L'analisi e la verifica della struttura d'impalcato sono state condotte in accordo a quanto dichiarato nel capitolo 2 sulla base dell'analisi dei carichi riportata al capitolo 3 della presente relazione.

Come dichiarato nel capitolo 1, le combinazioni considerate nelle verifiche sono quelle previste dalle norme EN 1990 e l'azione accidentale dominante è l'azione da traffico. Ai fini delle verifiche tensionali sono risultate effettivamente significative le sole combinazioni relative alla massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni flettenti (max/min M) e taglianti (max |V|).

Nel presente capitolo vengono riportate, per ciascuna tipologia di verifica, le generalità della procedura seguita e il riepilogo sintetico dei risultati, espressi in termini di coefficienti di sicurezza o di rapporti di sfruttamento. Nell'allegato della presente relazione si troverà invece riscontro della versione estesa di tutte le verifiche condotte su tutte le sezioni critiche prese in esame.

6.1 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio**6.1.1 Limitazioni tensionali**

Allo stato limite di esercizio viene richiesto il rispetto di alcune limitazioni tensionali.

In particolare, con riferimento al calcestruzzo di soletta, le norme EN 1992-1-1 prevedono due tipi di limitazioni per la tensione massima di compressione del calcestruzzo, ed in particolare:

- Allo SLE rara: $\sigma_{compr} \leq k_1 f_{ck}$ con $k_1 = 0.60$
- Allo SLE quasi-permanente: $\sigma_{compr} \leq k_2 f_{ck}$ con $k_2 = 0.45$

Con riferimento, invece, all'acciaio di armatura della soletta in c.a., le norme EN 1992-1-1 impongono la seguente limitazione:

- Allo SLE rara: $\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$ con $k_1 = 0.80$

Con riferimento, infine, all'acciaio da carpenteria, le norme EN 1993-2 prevedono le seguenti limitazioni:

- Allo SLE rara:

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

$$\tau_{Ed} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed}^2 + \tau_{Ed}^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

con $\gamma_{M,ser} = 1.0$

6.1.1.1 Verifiche del calcestruzzo di soletta

Si riporta di seguito il riepilogo sintetico delle tensioni calcolate nel calcestruzzo di soletta di ciascuna sezione nelle combinazioni SLE rara con azione accidentale dominante. La tensione è stata indicata solo ove significativa ($\sigma_c < 0$). I valori sono espressi in MPa.

Combinazione S.L.E. rara - combinazione min My

sezione	den.	σ_c sup	σ_c inf
S1	A_S1	0.00	0.00
S2	A_S2	-3.10	-0.90
S3	B_S1	-3.30	-1.10
S4	B_S2	0.00	0.00
S5	C_S1	-2.80	-0.60
S6	C_S2	-0.40	0.50
S7	C_S3	-0.60	0.30
S8	C_S4	-3.00	-0.80
S9	D_S1	-0.10	0.70
S10	D_S2	0.00	0.00
S11	E_S1	0.00	0.00
S12	E_S2	0.00	0.00
S13	E_S3	0.00	0.00
S14	D_S3	0.00	0.00
S15	D_S4	0.00	0.00
S16	C_S5	-0.20	0.60
S17	C_S6	0.00	0.00
S18	C_S7	-4.50	-0.90
S19	C_S8	-4.70	-1.10
S20	B_S3	0.00	0.70
S21	B_S4	-4.40	-1.00
S22	A_S3	-5.60	-1.60
S23	A_S4	-4.60	-1.20

La tensione limite di compressione per il calcestruzzo sotto la combinazione SLE rara risulta pari a $0.6 f_{ck} = -21.0$ MPa. Essendo il massimo valore riscontrato ampiamente inferiore alle tensioni limite di riferimento, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Si rammenta comunque che le tensioni finora valutate derivano dalla sola analisi globale dell'impalcato e dovranno successivamente venire combinate con i risultati dell'analisi locale, come verrà mostrato in dettaglio nel seguito.

6.1.1.2 Verifiche dell'acciaio da armatura

Si riporta di seguito il riepilogo sintetico delle massime/minime tensioni calcolate nell'armatura di soletta di ciascuna sezione. I valori sono espressi in MPa e derivano dalla combinazione SLE rara con il carico accidentale come azione dominante.

Combinazione S.L.E. rara - combinazione max My

sezione	den.	σ_s sup	σ_s inf
S1	A_S1	-40.80	-36.80
S2	A_S2	114.40	95.80
S3	B_S1	100.40	84.50
S4	B_S2	-11.40	-11.40
S5	C_S1	112.80	93.40
S6	C_S2	142.10	124.00
S7	C_S3	146.00	127.90
S8	C_S4	99.10	82.40
S9	D_S1	109.70	95.10
S10	D_S2	146.50	130.40
S11	E_S1	141.30	125.50
S12	E_S2	82.00	70.60
S13	E_S3	91.30	79.40
S14	D_S3	150.20	134.00
S15	D_S4	144.40	128.60
S16	C_S5	105.10	91.00
S17	C_S6	110.30	95.10
S18	C_S7	88.80	71.70
S19	C_S8	92.00	74.90
S20	B_S3	113.60	98.40
S21	B_S4	87.80	71.50
S22	A_S3	86.10	70.10
S23	A_S4	90.80	74.60

Combinazione S.L.E. rara - combinazione min My

sezione	den.	σ_s sup	σ_s inf
S1	A_S1	-5.70	-5.70
S2	A_S2	-55.40	-45.40
S3	B_S1	-57.00	-47.00
S4	B_S2	-6.20	-6.10
S5	C_S1	-54.90	-44.40
S6	C_S2	-35.50	-32.00
S7	C_S3	-36.80	-33.40
S8	C_S4	-56.40	-45.80
S9	D_S1	-32.70	-29.50
S10	D_S2	16.20	14.00
S11	E_S1	15.40	13.20
S12	E_S2	-10.10	-9.40
S13	E_S3	-13.60	-12.90
S14	D_S3	16.50	14.00
S15	D_S4	16.00	13.50
S16	C_S5	-35.50	-32.20
S17	C_S6	-12.50	-11.60
S18	C_S7	-63.90	-47.70
S19	C_S8	-65.20	-49.00
S20	B_S3	-34.80	-32.00
S21	B_S4	-63.20	-48.10
S22	A_S3	-71.20	-52.70
S23	A_S4	-64.40	-49.30

In condizione SLE rara la tensione limite per l'acciaio d'armatura risulta pari a $0.8 f_{yk} = 360$ MPa. Essendo il massimo valore riscontrato ampiamente inferiore alle tensioni limite di riferimento, la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Si rammenta comunque che le tensioni finora valutate derivano dalla sola analisi globale dell'impalcato e dovranno successivamente venire combinate con i risultati dell'analisi locale, come verrà mostrato in dettaglio nel seguito.

6.1.1.3 Verifiche dell'acciaio di carpenteria

Si riporta di seguito il riepilogo sintetico delle tensioni ideali massime riscontrate nei punti critici di ciascuna sezione. In grassetto sono stati evidenziati i valori peggiori riscontrati.

Combinazione caratteristica S.L.E.

Sezione	den.	Combinazione	sig_id/sig_amm
1	A_S1	SLS caratt. , Mmax	0.123
1	A_S1	SLS caratt. , Mmin	0.211
1	A_S1	SLS caratt. , Vmax	0.089
1	A_S1	SLS caratt. , Vmin	0.288
2	A_S2	SLS caratt. , Mmax	0.324
2	A_S2	SLS caratt. , Mmin	0.161
2	A_S2	SLS caratt. , Vmax	0.212
2	A_S2	SLS caratt. , Vmin	0.144
3	A_S3	SLS caratt. , Mmax	0.281
3	A_S3	SLS caratt. , Mmin	0.159
3	A_S3	SLS caratt. , Vmax	0.149
3	A_S3	SLS caratt. , Vmin	0.213
4	A_S4	SLS caratt. , Mmax	0.22
4	A_S4	SLS caratt. , Mmin	0.019
4	A_S4	SLS caratt. , Vmax	0.269
4	A_S4	SLS caratt. , Vmin	0.088
5	B_S1	SLS caratt. , Mmax	0.323
5	B_S1	SLS caratt. , Mmin	0.161
5	B_S1	SLS caratt. , Vmax	0.213
5	B_S1	SLS caratt. , Vmin	0.143
6	B_S2	SLS caratt. , Mmax	0.533
6	B_S2	SLS caratt. , Mmin	0.201
6	B_S2	SLS caratt. , Vmax	0.406
6	B_S2	SLS caratt. , Vmin	0.226
7	B_S3	SLS caratt. , Mmax	0.53
7	B_S3	SLS caratt. , Mmin	0.203
7	B_S3	SLS caratt. , Vmax	0.148
7	B_S3	SLS caratt. , Vmin	0.415

8	B_S4	SLS caratt., Mmax	0.28
8	B_S4	SLS caratt., Mmin	0.157
8	B_S4	SLS caratt., Vmax	0.148
8	B_S4	SLS caratt., Vmin	0.213
9	C_S1	SLS caratt., Mmax	0.456
9	C_S1	SLS caratt., Mmin	0.184
9	C_S1	SLS caratt., Vmax	0.348
9	C_S1	SLS caratt., Vmin	0.196
10	C_S2	SLS caratt., Mmax	0.633
10	C_S2	SLS caratt., Mmin	0.302
10	C_S2	SLS caratt., Vmax	0.569
10	C_S2	SLS caratt., Vmin	0.305
11	C_S3	SLS caratt., Mmax	0.629
11	C_S3	SLS caratt., Mmin	0.3
11	C_S3	SLS caratt., Vmax	0.381
11	C_S3	SLS caratt., Vmin	0.518
12	C_S4	SLS caratt., Mmax	0.38
12	C_S4	SLS caratt., Mmin	0.204
12	C_S4	SLS caratt., Vmax	0.15
12	C_S4	SLS caratt., Vmin	0.354
13	C_S5	SLS caratt., Mmax	0.376
13	C_S5	SLS caratt., Mmin	0.205
13	C_S5	SLS caratt., Vmax	0.323
13	C_S5	SLS caratt., Vmin	0.22
14	C_S6	SLS caratt., Mmax	0.64
14	C_S6	SLS caratt., Mmin	0.305
14	C_S6	SLS caratt., Vmax	0.591
14	C_S6	SLS caratt., Vmin	0.305

15	C_S7	SLS caratt., Mmax	0.625
15	C_S7	SLS caratt., Mmin	0.304
15	C_S7	SLS caratt., Vmax	0.308
15	C_S7	SLS caratt., Vmin	0.568
16	C_S8	SLS caratt., Mmax	0.443
16	C_S8	SLS caratt., Mmin	0.188
16	C_S8	SLS caratt., Vmax	0.145
16	C_S8	SLS caratt., Vmin	0.35
17	D_S1	SLS caratt., Mmax	0.436
17	D_S1	SLS caratt., Mmin	0.238
17	D_S1	SLS caratt., Vmax	0.175
17	D_S1	SLS caratt., Vmin	0.427
18	D_S2	SLS caratt., Mmax	0.247
18	D_S2	SLS caratt., Mmin	0.444
18	D_S2	SLS caratt., Vmax	0.291
18	D_S2	SLS caratt., Vmin	0.374
19	D_S3	SLS caratt., Mmax	0.256
19	D_S3	SLS caratt., Mmin	0.441
19	D_S3	SLS caratt., Vmax	0.346
19	D_S3	SLS caratt., Vmin	0.357
20	D_S4	SLS caratt., Mmax	0.443
20	D_S4	SLS caratt., Mmin	0.249
20	D_S4	SLS caratt., Vmax	0.381
20	D_S4	SLS caratt., Vmin	0.249
21	E_S1	SLS caratt., Mmax	0.244
21	E_S1	SLS caratt., Mmin	0.401
21	E_S1	SLS caratt., Vmax	0.291
21	E_S1	SLS caratt., Vmin	0.351
22	E_S2	SLS caratt., Mmax	0.239
22	E_S2	SLS caratt., Mmin	0.503
22	E_S2	SLS caratt., Vmax	0.363
22	E_S2	SLS caratt., Vmin	0.417
23	E_S3	SLS caratt., Mmax	0.252
23	E_S3	SLS caratt., Mmin	0.398
23	E_S3	SLS caratt., Vmax	0.344
23	E_S3	SLS caratt., Vmin	0.325

Essendo le tensioni riscontrate inferiori alle limitazioni da normativa, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

6.1.2 Verifica a fessurazione della soletta in longitudinale

Le norme EN 1994-2 al par. 7.4 forniscono indicazioni finalizzate ad evitare l'insorgere di fenomeni fessurativi nella soletta in calcestruzzo. In particolare viene innanzitutto definito un quantitativo minimo di armatura che deve essere garantito in ogni sezione. In secondo luogo si procede ad illustrare un metodo semplificato per verificare che le fessure rimangano entro limiti accettabili controllando il diametro e la spaziatura delle armature di soletta.

Relativamente alla fessurazione vengono eseguite le seguenti verifiche:

- 1) Verifica armatura minima
- 2) Verifica per carichi indiretti
- 3) Verifica per carichi diretti

I risultati sono riportati sinteticamente nella tabella seguente:

sezione	den.	z0 fe (mm)	kc	Act (mm2)	Asmin (mm2)	Asreale (mm2)		fi max/p max	sigmac rara	stato (comb rara)	sigma s (Mpa)	fi(mm)	sig amm fi(Mpa)	sig amm p (Mpa)	verifica (carichi indiretti)	sig s max freq (Mpa)	Tens. Stiffening (Mpa)	Sgs+Dsig	verifica carichi indiretti
S1	A_S1	336.00	1.00	1119262.00	5748.00	9377.00	SI	16\200	0.44	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-40.00	----	----	----
S2	A_S2	394.00	1.00	1119262.00	5748.00	9377.00	SI	16\200	4.82	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-17.00	----	----	----
S3	A_S3	394.00	1.00	1119262.00	5748.00	9377.00	SI	16\200	4.43	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-19.00	----	----	----
S4	A_S4	336.00	1.00	1119262.00	5748.00	9377.00	SI	16\200	0.42	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-40.00	----	----	----
S5	B_S1	361.00	1.00	1315250.00	6755.00	16528.00	SI	20\200	4.35	Non Fess.	----	18.07	191.00	160.00	----	-20.00	----	----	----
S6	B_S2	506.00	1.00	1315250.00	6755.00	16528.00	SI	20\200	5.43	Non Fess.	----	18.07	191.00	160.00	----	88.00	73.00	161.00	SI (0.84)
S7	B_S3	506.00	1.00	1315250.00	6755.00	16528.00	SI	20\200	5.66	Non Fess.	----	18.07	191.00	160.00	----	91.00	73.00	164.00	SI (0.86)
S8	B_S4	361.00	1.00	1315250.00	6755.00	16528.00	SI	20\200	4.01	Non Fess.	----	18.07	191.00	160.00	----	-21.00	----	----	----
S9	C_S1	546.00	1.00	1315312.00	6755.00	20000.00	SI	22\200	5.35	Non Fess.	----	19.88	183.00	160.00	----	76.00	59.00	135.00	SI (0.74)
S10	C_S2	777.00	1.00	983282.00	5050.00	14951.00	SI	22\200	7.88	Fess.	152.00	19.88	183.00	160.00	SI (0.83)	104.00	65.00	169.00	SI (0.92)
S11	C_S3	707.00	1.00	1169375.00	6006.00	17781.00	SI	22\200	7.05	Fess.	152.00	19.88	183.00	160.00	SI (0.83)	99.00	62.00	161.00	SI (0.88)
S12	C_S4	465.00	1.00	1687500.00	8667.00	25659.00	SI	22\200	3.77	Non Fess.	----	19.88	183.00	160.00	----	-14.00	----	----	----
S13	C_S5	546.00	1.00	1315312.00	6755.00	20000.00	SI	22\200	4.65	Non Fess.	----	19.88	183.00	160.00	----	69.00	59.00	128.00	SI (0.7)
S14	C_S6	777.00	1.00	983282.00	5050.00	14951.00	SI	22\200	8.16	Fess.	152.00	19.88	183.00	160.00	SI (0.83)	106.00	65.00	171.00	SI (0.94)
S15	C_S7	707.00	1.00	1169375.00	6006.00	17781.00	SI	22\200	7.28	Fess.	152.00	19.88	183.00	160.00	SI (0.83)	102.00	62.00	164.00	SI (0.9)
S16	C_S8	465.00	1.00	1687500.00	8667.00	25659.00	SI	22\200	4.72	Non Fess.	----	19.88	183.00	160.00	----	-12.00	----	----	----
S17	D_S1	432.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.96	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-14.00	----	----	----
S18	D_S2	293.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.17	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-25.00	----	----	----
S19	D_S3	293.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.35	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-24.00	----	----	----
S20	D_S4	432.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	4.15	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-13.00	----	----	----
S21	E_S1	316.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.10	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-25.00	----	----	----
S22	E_S2	301.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.14	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-26.00	----	----	----
S23	E_S3	316.00	1.00	1687500.00	8667.00	13572.00	SI	16\200	3.28	Non Fess.	----	14.45	215.00	160.00	----	-24.00	----	----	----

6.1.3 Limitazioni riguardo al "Web breathing"

Le norme EN 1993-2 al par. 7.4 richiedono che la snellezza dei pannelli d'anima sia contenuta in modo da evitare eccessive deformazioni che inducano fenomeni di fatica in corrispondenza della connessione tra l'anima e le piattabande. A tale scopo viene verificata la disuguaglianza seguente:

$$\frac{b}{t} \leq 30 + 40L \text{ e comunque } \frac{b}{t} \leq 300.$$

dove b è la minore dimensione del pannello, t è il suo spessore, e L è la luce della campata in cui ricade il pannello in esame (L > 20.0 m).

Nella seguente tabella si riporta la suddetta verifica sezione per sezione, dove con η è stato indicato il rapporto tra il primo e il secondo membro della disuguaglianza in esame. In grassetto viene evidenziato il caso peggiore.

Combinazione frequente S.L.E.

Sezione	denominazione	Combinazione	web breathing
1	A_S1	SLS freq., Mmax	0.085
1	A_S1	SLS freq., Mmin	0.114
1	A_S1	SLS freq., Vmax	0.063
1	A_S1	SLS freq., Vmin	0.152
2	A_S2	SLS freq., Mmax	0.155
2	A_S2	SLS freq., Mmin	0.069
2	A_S2	SLS freq., Vmax	0.184
2	A_S2	SLS freq., Vmin	0.033
3	A_S3	SLS freq., Mmax	0.176
3	A_S3	SLS freq., Mmin	0.072
3	A_S3	SLS freq., Vmax	0.039
3	A_S3	SLS freq., Vmin	0.177
4	A_S4	SLS freq., Mmax	0.12
4	A_S4	SLS freq., Mmin	0.041
4	A_S4	SLS freq., Vmax	0.147
4	A_S4	SLS freq., Vmin	0.048
5	B_S1	SLS freq., Mmax	0.155
5	B_S1	SLS freq., Mmin	0.07
5	B_S1	SLS freq., Vmax	0.184
5	B_S1	SLS freq., Vmin	0.034
6	B_S2	SLS freq., Mmax	0.531
6	B_S2	SLS freq., Mmin	0.355
6	B_S2	SLS freq., Vmax	0.553
6	B_S2	SLS freq., Vmin	0.292
7	B_S3	SLS freq., Mmax	0.512
7	B_S3	SLS freq., Mmin	0.369
7	B_S3	SLS freq., Vmax	0.298
7	B_S3	SLS freq., Vmin	0.54

8	B_S4	SLS freq. , Mmax	0.176
8	B_S4	SLS freq. , Mmin	0.072
8	B_S4	SLS freq. , Vmax	0.039
8	B_S4	SLS freq. , Vmin	0.177
9	C_S1	SLS freq. , Mmax	0.39
9	C_S1	SLS freq. , Mmin	0.262
9	C_S1	SLS freq. , Vmax	0.407
9	C_S1	SLS freq. , Vmin	0.212
10	C_S2	SLS freq. , Mmax	0.702
10	C_S2	SLS freq. , Mmin	0.404
10	C_S2	SLS freq. , Vmax	0.727
10	C_S2	SLS freq. , Vmin	0.404
11	C_S3	SLS freq. , Mmax	0.762
11	C_S3	SLS freq. , Mmin	0.465
11	C_S3	SLS freq. , Vmax	0.511
11	C_S3	SLS freq. , Vmin	0.716
12	C_S4	SLS freq. , Mmax	0.418
12	C_S4	SLS freq. , Mmin	0.308
12	C_S4	SLS freq. , Vmax	0.247
12	C_S4	SLS freq. , Vmin	0.447
13	C_S5	SLS freq. , Mmax	0.402
13	C_S5	SLS freq. , Mmin	0.315
13	C_S5	SLS freq. , Vmax	0.417
13	C_S5	SLS freq. , Vmin	0.285
14	C_S6	SLS freq. , Mmax	0.739
14	C_S6	SLS freq. , Mmin	0.485
14	C_S6	SLS freq. , Vmax	0.738
14	C_S6	SLS freq. , Vmin	0.485
15	C_S7	SLS freq. , Mmax	0.689
15	C_S7	SLS freq. , Mmin	0.455
15	C_S7	SLS freq. , Vmax	0.456
15	C_S7	SLS freq. , Vmin	0.714

16	C_S8	SLS freq. , Mmax	0.383
16	C_S8	SLS freq. , Mmin	0.269
16	C_S8	SLS freq. , Vmax	0.214
16	C_S8	SLS freq. , Vmin	0.401
17	D_S1	SLS freq. , Mmax	0.491
17	D_S1	SLS freq. , Mmin	0.381
17	D_S1	SLS freq. , Vmax	0.306
17	D_S1	SLS freq. , Vmin	0.539
18	D_S2	SLS freq. , Mmax	0.12
18	D_S2	SLS freq. , Mmin	0.12
18	D_S2	SLS freq. , Vmax	0.1
18	D_S2	SLS freq. , Vmin	0.177
19	D_S3	SLS freq. , Mmax	0.107
19	D_S3	SLS freq. , Mmin	0.121
19	D_S3	SLS freq. , Vmax	0.18
19	D_S3	SLS freq. , Vmin	0.092
20	D_S4	SLS freq. , Mmax	0.481
20	D_S4	SLS freq. , Mmin	0.388
20	D_S4	SLS freq. , Vmax	0.514
20	D_S4	SLS freq. , Vmin	0.34
21	E_S1	SLS freq. , Mmax	0.114
21	E_S1	SLS freq. , Mmin	0.125
21	E_S1	SLS freq. , Vmax	0.108
21	E_S1	SLS freq. , Vmin	0.182
22	E_S2	SLS freq. , Mmax	0.073
22	E_S2	SLS freq. , Mmin	0.091
22	E_S2	SLS freq. , Vmax	0.135
22	E_S2	SLS freq. , Vmin	0.115
23	E_S3	SLS freq. , Mmax	0.103
23	E_S3	SLS freq. , Mmin	0.127
23	E_S3	SLS freq. , Vmax	0.181
23	E_S3	SLS freq. , Vmin	0.102

Dal momento che le limitazioni dimensionali sono soddisfatte, essendo ovunque η inferiore all'unità, non risulta necessario procedere alla verifica del "web breathing".

6.1.4 Verifiche di deformabilità

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalla trave di impalcato in condizioni di esercizio. In particolare, per tale valutazione viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro + Reinterro&scavo (fase 2);
- Carichi mobili + Variazioni termiche (Inviluppi per massimo spostamento verticale negativo) (fase 3).

Nel seguito vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato.

Scale: 1: 317.592

Zoom: 127.69

Eye: (-0.806551, -0.489597, 0.331316)

Linear/dynamic analysis

Pesi_propri

Maximum displacement 0.0649184 at node 47

Deformation exaggeration: 97.8434

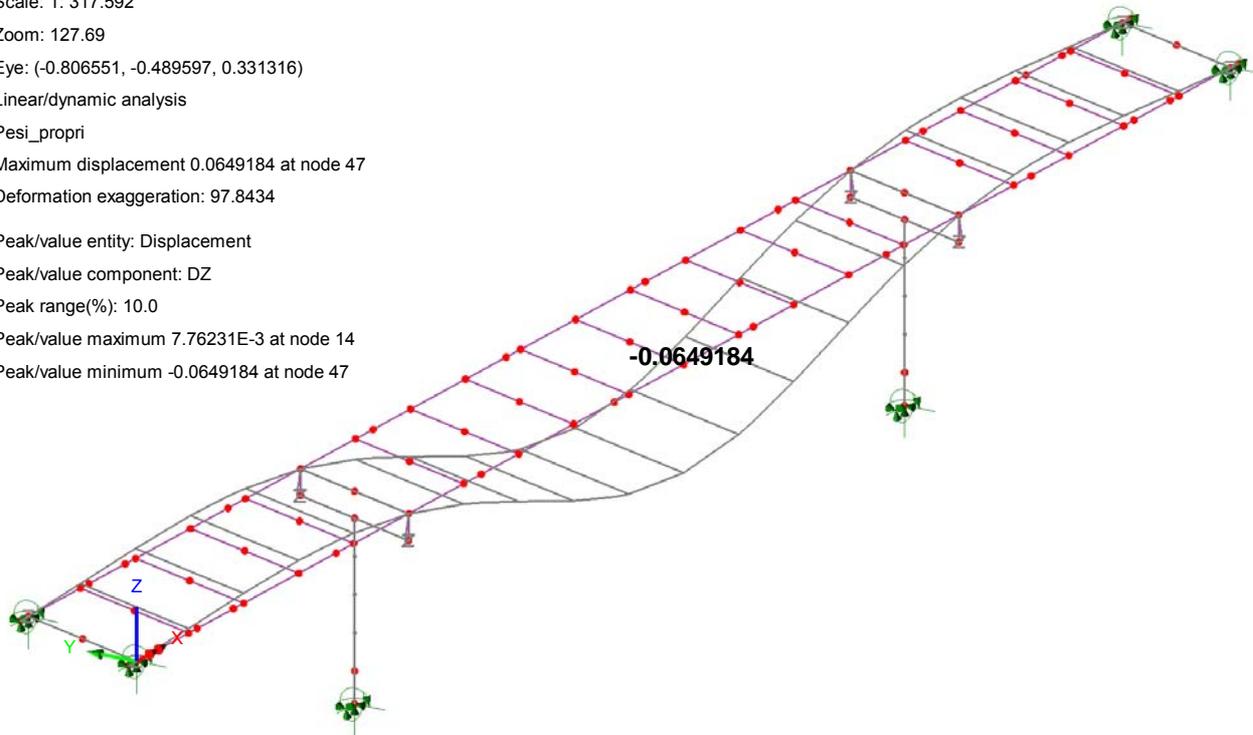
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 7.76231E-3 at node 14

Peak/value minimum -0.0649184 at node 47



Scale: 1: 317.592

Zoom: 127.69

Eye: (-0.806551, -0.489597, 0.331316)

Linear/dynamic analysis

Combing on: DZ

Def_f2 (Min)

Maximum displacement 0.0211537 at node 47

Deformation exaggeration: 300.271

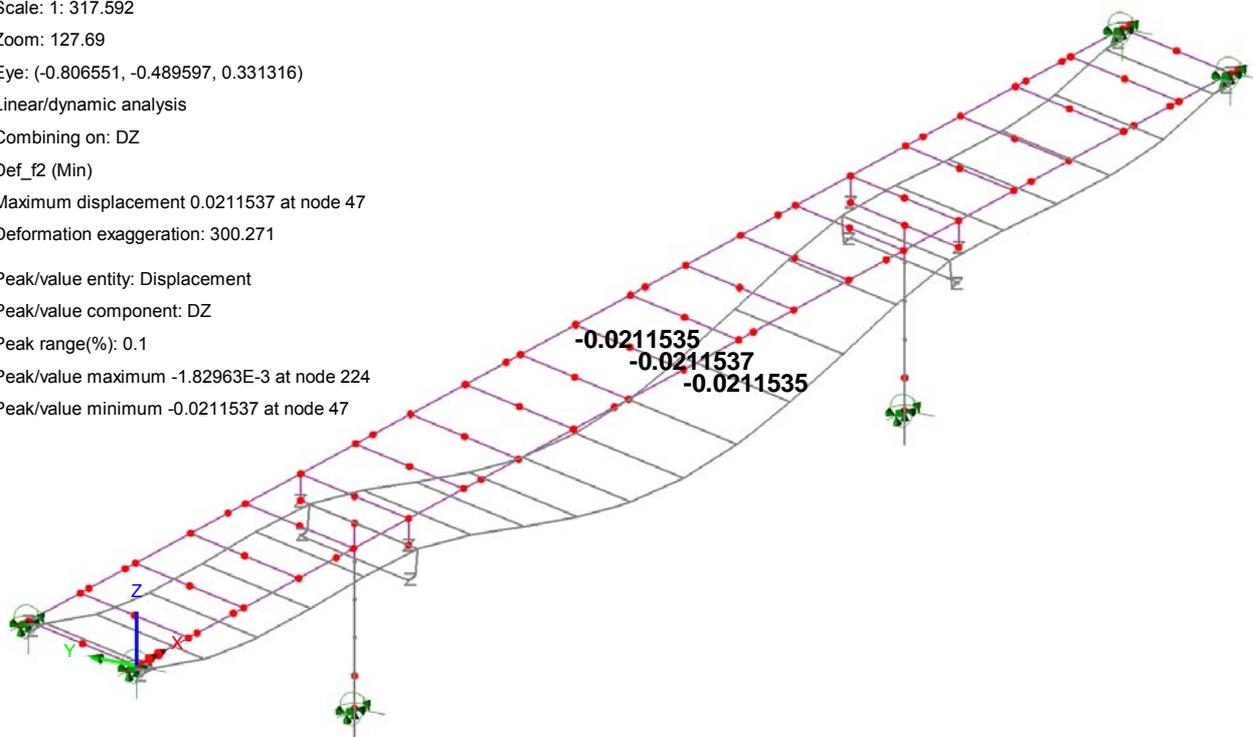
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

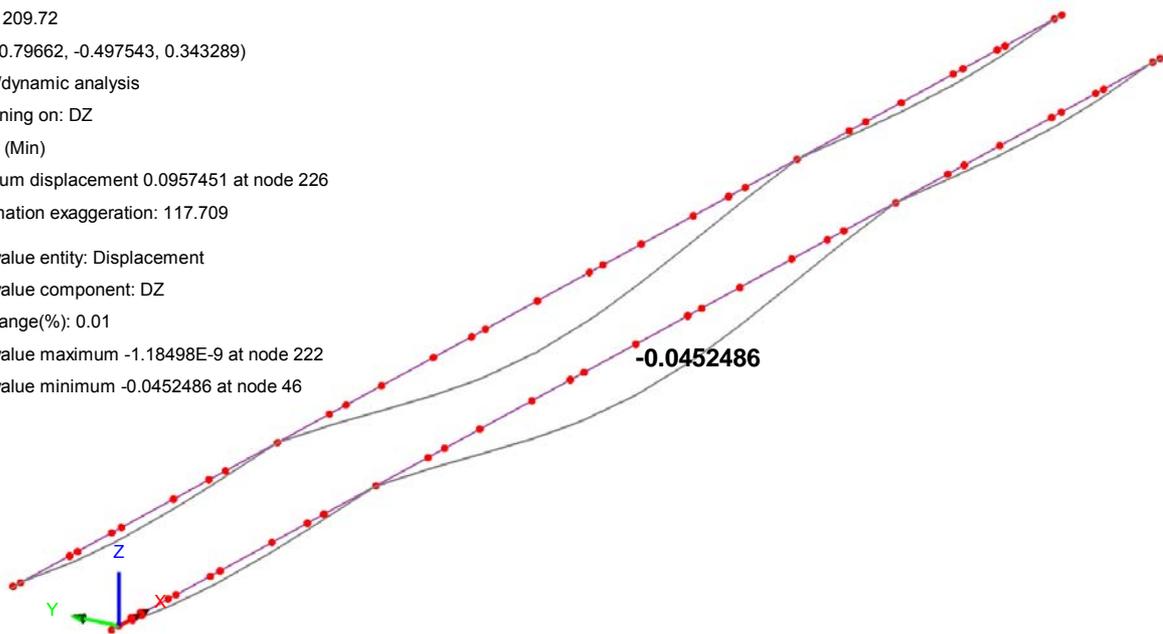
Peak range(%): 0.1

Peak/value maximum -1.82963E-3 at node 224

Peak/value minimum -0.0211537 at node 47



Scale: 1: 317.592
 Zoom: 209.72
 Eye: (-0.79662, -0.497543, 0.343289)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: DZ
 Def_f3 (Min)
 Maximum displacement 0.0957451 at node 226
 Deformation exaggeration: 117.709
 Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DZ
 Peak range(%): 0.01
 Peak/value maximum -1.18498E-9 at node 222
 Peak/value minimum -0.0452486 at node 46



I rapporti luce/freccia massima restituiscono pertanto:

fase 1: $f_{max}/L = 64.92/45000 = 1/693$

fase 1+2: $f_{max}/L = 86.07/45000 = 1/522$

fase 3: $f_{max}/L = 45.24/45000 = 1/994$

e risultano pertanto ampiamente entro i limiti ammissibili.

6.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

In funzione della classe in cui ricade la sezione è stato scelto il metodo di verifica da applicare:

- Classe 1 o 2: metodo plastico;
- Classe 3 o 4: il metodo elastico.

Le verifiche secondo il Metodo plastico sono state effettuate in automatico avvalendosi di un foglio elettronico "excel" che effettua la combinazione delle sollecitazioni relative alle varie condizioni di carico nell'ambito di ciascuna fase, e procede al calcolo delle proprietà plastiche della sezione.

Anche le verifiche secondo il Metodo elastico sono state effettuate in automatico avvalendosi di un foglio elettronico "excel" che, a seguito della combinazione delle sollecitazioni relative alle varie condizioni di carico nell'ambito di ciascuna fase, procede al calcolo delle tensioni nelle varie fasi di vita della struttura. Sulla base della classificazione della sezione, tale foglio è in grado di calcolare le sole caratteristiche "efficaci", andando a depurare l'anima delle sezioni di classe 4 dalle porzioni compresse che, a causa di fenomeni locali di instabilità, risultano appunto inefficaci. Tale foglio elettronico provvede inoltre automaticamente ad escludere il contributo del calcestruzzo, quando in trazione (in questo caso si considera la presenza delle sole barre d'armatura). Il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo viene eseguito sovrapponendo, fase per fase, lo stato tensionale locale dovuto al ritiro del calcestruzzo ed al gradiente termico trave/soletta. In particolare in fase 2, il controllo delle tensioni nel calcestruzzo, per definire lo stato fessurato/non fessurato della sezione viene

eseguito sulla base delle tensioni che scaturiscono dai soli effetti globali, depurandole dalla trazione dovuta al ritiro. In fase 3, per la sovrapposizione delle tensioni di fase 3, il controllo viene eseguito sulle tensioni totali che derivano dalla fase 2 (ritiro incluso), sommate agli effetti dei carichi di fase 3, depurati dagli effetti del ritiro.

Per tutte le sezioni si riporta comunque l'esito delle verifiche condotte con entrambi i metodi ricordando però che i risultati indicati tra parentesi sono da considerare non significativi.

Vengono eseguite le seguenti verifiche:

- 1) Verifica flessionale
- 2) Verifica a taglio
- 3) Verifiche di interazione azione assiale/momento flettente/azione tagliante

Di seguito si riporta il riepilogo sintetico relativo all'interazione azione assiale/momento flettente/azione tagliante nelle sezioni critiche esaminate.

Combinazione caratteristica S.L.U.										
Sezione	denominazione	Combinazione	classe F1	classe F3	Med/Mrd	sig.ed/fy	Ved/Vrd	Med/Mf,rd	Ved/Vbw,rd	V/M/N
1	A_S1	SLU fond., Mmax	1	1	0.080	-0.041	0.197	0.090	0.219	No int.
1	A_S1	SLU fond., Mmin	1	1	0.080	-0.027	0.296	0.090	0.328	No int.
1	A_S1	SLU fond., Vmax	1	1	0.080	-0.044	0.137	0.090	0.152	No int.
1	A_S1	SLU fond., Vmin	1	1	0.080	-0.025	0.438	0.090	0.485	No int.
2	A_S2	SLU fond., Mmax	1	3	-0.240	0.422	0.193	0.300	0.215	No int.
2	A_S2	SLU fond., Mmin	1	1	0.270	-0.225	0.047	0.330	0.052	No int.
2	A_S2	SLU fond., Vmax	1	1	0.060	-0.063	0.346	0.080	0.388	No int.
2	A_S2	SLU fond., Vmin	1	1	0.240	-0.196	0.086	0.300	0.095	No int.
3	A_S3	SLU fond., Mmax	1	3	-0.190	0.360	0.298	0.240	0.333	No int.
3	A_S3	SLU fond., Mmin	1	1	0.270	-0.225	0.050	0.330	0.056	No int.
3	A_S3	SLU fond., Vmax	1	1	0.240	-0.188	0.083	0.300	0.092	No int.
3	A_S3	SLU fond., Vmin	1	1	0.070	-0.038	0.350	0.080	0.392	No int.
4	A_S4	SLU fond., Mmax	1	1	0.080	-0.048	0.326	0.090	0.362	No int.
4	A_S4	SLU fond., Mmin	1	1	0.080	-0.018	0.000	0.090	0.000	No int.
4	A_S4	SLU fond., Vmax	1	1	0.080	-0.048	0.406	0.090	0.450	No int.
4	A_S4	SLU fond., Vmin	1	1	0.080	-0.018	0.139	0.090	0.154	No int.
5	B_S1	SLU fond., Mmax	1	3	-0.220	0.420	0.193	0.290	0.214	No int.
5	B_S1	SLU fond., Mmin	1	1	0.270	-0.225	0.052	0.330	0.058	No int.
5	B_S1	SLU fond., Vmax	1	1	0.070	-0.119	0.348	0.090	0.391	No int.
5	B_S1	SLU fond., Vmin	1	1	0.230	-0.192	0.083	0.290	0.092	No int.
6	B_S2	SLU fond., Mmax	4	4	-0.460	0.729	0.469	0.840	0.486	No int.
6	B_S2	SLU fond., Mmin	4	1	0.040	-0.112	0.307	0.060	0.346	No int.
6	B_S2	SLU fond., Vmax	4	4	-0.260	0.481	0.621	0.560	0.675	No int.
6	B_S2	SLU fond., Vmin	4	4	-0.090	0.248	0.126	0.290	0.140	No int.
7	B_S3	SLU fond., Mmax	4	4	-0.470	0.722	0.468	0.810	0.488	No int.
7	B_S3	SLU fond., Mmin	4	1	0.040	-0.120	0.309	0.060	0.348	No int.
7	B_S3	SLU fond., Vmax	4	1	0.010	-0.113	0.159	0.020	0.178	No int.
7	B_S3	SLU fond., Vmin	4	4	-0.260	0.469	0.620	0.530	0.676	No int.

8	B_S4	SLU fond., Mmax	1	3	-0.180	0.358	0.298	0.230	0.332	No int.
8	B_S4	SLU fond., Mmin	1	1	0.270	-0.225	0.055	0.330	0.061	No int.
8	B_S4	SLU fond., Vmax	1	1	0.240	-0.184	0.080	0.290	0.089	No int.
8	B_S4	SLU fond., Vmin	1	1	0.070	-0.036	0.352	0.090	0.394	No int.
9	C_S1	SLU fond., Mmax	4	4	-0.390	0.620	0.390	0.720	0.416	No int.
9	C_S1	SLU fond., Mmin	4	1	0.040	-0.104	0.264	0.050	0.301	No int.
9	C_S1	SLU fond., Vmax	4	4	-0.220	0.408	0.525	0.470	0.582	No int.
9	C_S1	SLU fond., Vmin	4	3	-0.070	0.213	0.106	0.100	0.120	No int.
10	C_S2	SLU fond., Mmax	4	4	-0.620	0.883	0.590	1.040	0.590	0.893
10	C_S2	SLU fond., Mmin	4	4	-0.160	0.312	0.175	0.370	0.196	No int.
10	C_S2	SLU fond., Vmax	4	4	-0.530	0.772	0.709	0.910	0.726	No int.
10	C_S2	SLU fond., Vmin	4	4	-0.160	0.316	0.171	0.380	0.191	No int.
11	C_S3	SLU fond., Mmax	4	4	-0.600	0.879	0.716	1.030	0.716	0.937
11	C_S3	SLU fond., Mmin	4	4	-0.150	0.309	0.253	0.380	0.282	No int.
11	C_S3	SLU fond., Vmax	4	4	-0.240	0.413	0.255	0.510	0.281	No int.
11	C_S3	SLU fond., Vmin	4	4	-0.430	0.676	0.744	0.790	0.782	No int.
12	C_S4	SLU fond., Mmax	4	4	-0.270	0.491	0.487	0.560	0.534	No int.
12	C_S4	SLU fond., Mmin	4	1	0.030	-0.086	0.305	0.050	0.348	No int.
12	C_S4	SLU fond., Vmax	4	1	0.020	-0.100	0.184	0.030	0.210	No int.
12	C_S4	SLU fond., Vmin	4	4	-0.180	0.380	0.596	0.440	0.664	No int.
13	C_S5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.290	0.474	0.488	0.550	0.536	No int.
13	C_S5	SLU fond., Mmin	4	1	0.020	-0.104	0.306	0.030	0.349	No int.
13	C_S5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.100	0.245	0.586	0.140	0.666	No int.
13	C_S5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.080	0.239	0.187	0.270	0.211	No int.
14	C_S6	SLU fond., Mmax	4	4	-0.630	0.877	0.720	1.050	0.720	0.932
14	C_S6	SLU fond., Mmin	4	4	-0.170	0.335	0.252	0.390	0.282	No int.
14	C_S6	SLU fond., Vmax	4	4	-0.540	0.775	0.770	0.930	0.785	No int.
14	C_S6	SLU fond., Vmin	4	4	-0.170	0.335	0.252	0.390	0.282	No int.
15	C_S7	SLU fond., Mmax	4	4	-0.600	0.862	0.589	1.010	0.589	0.871
15	C_S7	SLU fond., Mmin	4	4	-0.160	0.333	0.226	0.390	0.252	No int.
15	C_S7	SLU fond., Vmax	4	4	-0.160	0.340	0.225	0.400	0.251	No int.
15	C_S7	SLU fond., Vmin	4	4	-0.510	0.752	0.713	0.930	0.726	No int.
16	C_S8	SLU fond., Mmax	4	4	-0.370	0.596	0.389	0.690	0.418	No int.
16	C_S8	SLU fond., Mmin	4	1	0.050	-0.115	0.265	0.060	0.302	No int.
16	C_S8	SLU fond., Vmax	4	1	0.020	-0.123	0.135	0.030	0.154	No int.
16	C_S8	SLU fond., Vmin	4	3	-0.200	0.387	0.516	0.280	0.583	No int.
17	D_S1	SLU fond., Mmax	2	4	-0.320	0.551	0.588	0.610	0.647	No int.
17	D_S1	SLU fond., Mmin	2	1	0.030	-0.094	0.359	0.040	0.417	No int.
17	D_S1	SLU fond., Vmax	2	1	0.020	-0.108	0.219	0.030	0.255	No int.
17	D_S1	SLU fond., Vmin	2	4	-0.220	0.427	0.712	0.480	0.801	No int.
18	D_S2	SLU fond., Mmax	1	4	0	0.287	0.119	0.170	0.135	No int.
18	D_S2	SLU fond., Mmin	1	1	0.540	-0.624	0.230	0.640	0.249	No int.
18	D_S2	SLU fond., Vmax	1	1	0.270	-0.324	0.018	0.320	0.020	No int.
18	D_S2	SLU fond., Vmin	1	1	0.450	-0.508	0.397	0.540	0.436	No int.
19	D_S3	SLU fond., Mmax	1	3	0	0.304	0.119	0.000	0.135	No int.
19	D_S3	SLU fond., Mmin	1	1	0.540	-0.616	0.228	0.640	0.246	No int.
19	D_S3	SLU fond., Vmax	1	1	0.320	-0.397	0.389	0.380	0.434	No int.
19	D_S3	SLU fond., Vmin	1	1	0.400	-0.429	0.020	0.470	0.022	No int.
20	D_S4	SLU fond., Mmax	2	3	-0.320	0.542	0.575	0.430	0.650	No int.
20	D_S4	SLU fond., Mmin	2	1	0.030	-0.111	0.360	0.040	0.418	No int.
20	D_S4	SLU fond., Vmax	2	3	-0.110	0.280	0.694	0.140	0.803	No int.
20	D_S4	SLU fond., Vmin	2	4	-0.080	0.263	0.223	0.290	0.256	No int.
21	E_S1	SLU fond., Mmax	1	1	0.000	-0.285	0.117	0.000	0.135	No int.
21	E_S1	SLU fond., Mmin	1	1	0.500	-0.563	0.221	0.580	0.243	No int.
21	E_S1	SLU fond., Vmax	1	1	0.250	-0.324	0.020	0.300	0.022	No int.
21	E_S1	SLU fond., Vmin	1	1	0.420	-0.454	0.386	0.490	0.433	No int.
22	E_S2	SLU fond., Mmax	1	1	0.040	-0.288	0.013	0.050	0.014	No int.
22	E_S2	SLU fond., Mmin	1	1	0.610	-0.702	0.001	0.700	0.001	No int.
22	E_S2	SLU fond., Vmax	1	1	0.330	-0.400	0.181	0.380	0.203	No int.
22	E_S2	SLU fond., Vmin	1	1	0.520	-0.591	0.187	0.590	0.205	No int.
23	E_S3	SLU fond., Mmax	1	1	0.000	-0.300	0.117	0.000	0.135	No int.
23	E_S3	SLU fond., Mmin	1	1	0.500	-0.555	0.218	0.580	0.241	No int.
23	E_S3	SLU fond., Vmax	1	1	0.300	-0.396	0.378	0.350	0.430	No int.
23	E_S3	SLU fond., Vmin	1	1	0.380	-0.391	0.022	0.440	0.024	No int.

Dall'osservazione della precedente tabella si può concludere che in nessun caso l' interazione azione assiale/momento flettente/azione tagliante risulta significativa.

6.3 Verifiche allo Stato Limite di Fatica

Le verifiche a fatica vengono eseguite con riferimento a quanto esposto nelle norme EN 1993-1-9 (Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica). Dal momento che la struttura da ponte in esame viene ritenuta "sensibile" alle problematiche legate ai fenomeni di fatica si è scelto di adottare il "Safe Life Method" finalizzato a garantire che la struttura abbia le prestazioni desiderate per la sua intera vita di esercizio senza che vengano attuati specifici programmi di ispezione e manutenzione atti a riscontrare e sanare danneggiamenti dovuti ai fenomeni di fatica.

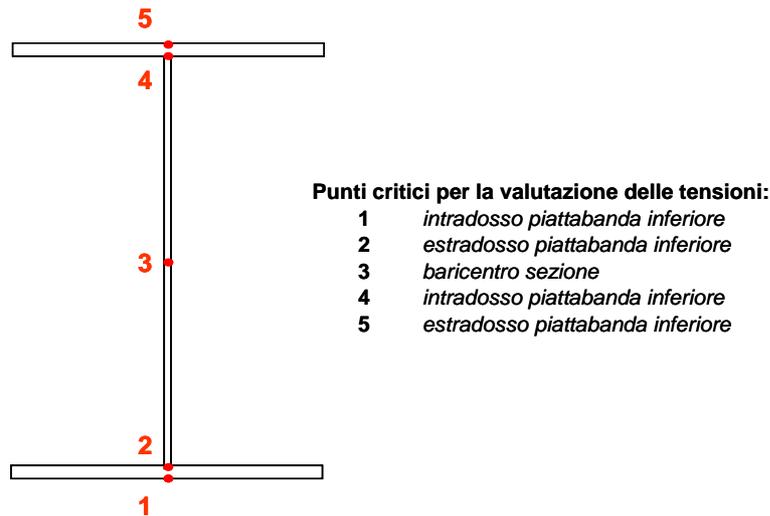
I dettagli maggiormente critici nell'ottica della crisi per fatica sono costituiti principalmente dai seguenti:

- saldature disposte in senso trasversale ad una lamiera tesa/compressa (saldatura dell'irrigidimento verticale d'anima sulle piattabande inferiore e superiore; saldatura dell'irrigidimento verticale sull'anima; rottura in lamiera per effetto della saldatura dei pioli sulla piattabanda superiore della trave;
- saldature disposte in senso longitudinale ad una lamiera tesa/compressa (saldatura di composizione tra i due piatti costituenti la piattabanda della trave; saldatura dell'irrigidimento longitudinale sull'anima; saldatura di composizione tra anima e piattabande;
- bullonature di giunzione.

Nella presente trattazione sono stati individuati come critici i seguenti dettagli costruttivi:

- 1) Saldatura di giunzione della piattabanda superiore;
- 2) Saldatura di giunzione dell'anima;
- 3) Saldatura di giunzione della piattabanda inferiore;
- 4) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore;
- 5) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda inferiore;
- 6) Saldatura dell'irrigidimento verticale sull'anima;
- 7) Saldatura dell'irrigidimento verticale d'anima sulla piattabanda superiore;
- 8) Saldatura dell'irrigidimento verticale d'anima sulla piattabanda inferiore;
- 9) Saldatura dei pioli sulla piattabanda superiore della trave (rottura del piolo);
- 10) Saldatura dei pioli sulla piattabanda superiore in trazione (rottura in lamiera);
- 11) Saldatura dei pioli: interazione rottura del piolo e strappo della lamiera.

La seguente figura indica la posizione di ogni tipo di dettaglio per cui la $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$ risulta da controllare.



Secondo i criteri riportati nel capitolo 8 delle norme sopra citate, vengono eseguite le due seguenti verifiche:

- Controllo della variazione di sforzo sotto la combinazione SLE frequente:

$$\Delta\sigma \leq 1.5 f_y \quad \text{e} \quad \Delta\tau \leq 1.5 f_y / \sqrt{3}$$

- Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi di fatica:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1$$

Nel secondo caso la metodologia di verifica seguita consiste nel valutare la variazione $\Delta\sigma_p$ tra la massima e la minima tensione riscontrate nel dettaglio costruttivo in esame e nel confrontarla con un valore ammissibile $\Delta\sigma_R$ definito in funzione della categoria di dettaglio in esame. Perché tale confronto sia possibile, la variazione di calcolo $\Delta\sigma_p$ (o $\Delta\tau_p$) deve essere trasformata nel valore $\Delta\sigma_{E,2}$ (o $\Delta\tau_{E,2}$) riferito allo stesso numero di cicli di carico sulla base del quale è stato fissato il valore ammissibile $\Delta\sigma_R$, ossia $n = 2 \times 10^6$ cicli per le strutture da ponte. La relazione che lega il $\Delta\sigma_p$ al $\Delta\sigma_{E,2}$ risulta la seguente:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p \quad (\text{e analogamente } \gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\tau_p)$$

dove λ è il fattore di danneggiamento equivalente, da valutarsi in accordo a quanto esposto al paragrafo 9.5.2 della EN 1993-2 come prodotto di λ_1 , λ_2 , λ_3 e λ_4 , mentre Φ_2 è il fattore di impatto di danneggiamento equivalente, che risulta pari a 1.0 per i ponti stradali.

In particolare: $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$

dove:

λ_1 è il fattore che tiene conto dell'effetto del danneggiamento da traffico;

λ_2 è il fattore che tiene conto del volume di traffico;

λ_3 è il fattore che tiene conto della vita di progetto del ponte;

λ_4 è il fattore che tiene conto dell'effetto del traffico sulle altre corsie;

λ_{\max} è il massimo valore di amplificazione del $\Delta\sigma_p$ tenendo conto del limite a fatica.

Il seguente prospetto riporta i valori dei vari coefficienti impiegati per le verifiche a fatica.

	A	B	C	D	E
Φ	1.300	1.000	1.000	1.000	1.000
λ_1	2.425	2.425	2.310	2.195	2.195
λ_2	1.224	1.224	1.224	1.224	1.224
λ_3	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
λ_4	1.149	1.149	1.149	1.149	1.149
λ	4.434	3.410	3.249	3.087	3.087
λ_{max}	2.080	2.080	2.000	2.000	2.000

I fattori γ_{Ff} e γ_{Mf} rappresentano infine i coefficienti parziali di sicurezza rispettivamente per i carichi di fatica e per la resistenza a fatica. In accordo con le norme citate, sono stati adottati i seguenti valori:

$$\gamma_{Ff} = 1.0$$

$$\gamma_{Mf} = 1.15 \quad (\text{Safe Life Method} - \text{Low consequence})$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35 \quad (\text{Safe Life Method} - \text{High consequence})$$

In particolare il valore $\gamma_{Mf} = 1.35$ viene assegnato a tutti i dettagli costruttivi ritenuti critici ("non fail-safe"), ossia quelli la cui crisi potrebbe portare al collasso dell'intera struttura. L'unico dettaglio per cui è stato considerato idoneo il valore $\gamma_{Mf} = 1.15$ è quello relativo alla piolatura in quanto la presenza di un numero ridondante di connettori consente di asserire che, anche in caso di collasso di uno o più pioli, la struttura sia in grado di redistribuire le sollecitazioni agenti senza pericolo di un collasso globale.

Per le verifiche a fatica di strutture da ponte, al paragrafo 9.2 delle EN 1993-2, viene fornito un modello di carico semplificato. Si tratta del Modello di carico a fatica 3 (FLM3) descritto nel capitolo relativo all'analisi dei carichi della presente relazione. Tale modello include già gli effetti dinamici ordinari. In corrispondenza però della connessione lato spalla si è adottato un coefficiente dinamico aggiuntivo $\Delta\phi_{fat}$ che si è assunto a favore di sicurezza pari a 1.30 per tutto il concio E.

6.3.1.1 Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi ciclici

Si procede ora a verificare che i range tensionali $\Delta\sigma_P = |\sigma_{max} - \sigma_{min}|$ e $\Delta\tau_P = |\tau_{max} - \tau_{min}|$ valutati con riferimento ai carichi da fatica, opportunamente trasformati nei range tensionali $\Delta\sigma_{E,2}$ e $\Delta\tau_{E,2}$ riferiti ad un numero di cicli pari a $n = 2 \times 10^6$, risultino soddisfare le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1$$

dove γ_{Mf} , $\Delta\sigma_C$ e $\Delta\tau_C$ sono funzione del dettaglio di volta in volta in esame.

In particolare, per ciascuno dei dettagli precedentemente elencati viene controllata la seguente variazione tensionale di calcolo:

- | | | |
|--|-----|---|
| 1) Saldatura di giunzione della piattabanda superiore | ==> | media($\Delta\sigma_5; \Delta\sigma_5$) |
| 2) Saldatura di giunzione dell'anima | ==> | media($\Delta\sigma_2; \Delta\sigma_4$) |
| 3) Saldatura di giunzione della piattabanda inferiore | ==> | media($\Delta\sigma_1; \Delta\sigma_2$) |
| 4) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore | ==> | $\Delta\sigma_4$ |

5) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda inferiore	==>	$\Delta\sigma_2$
6) Saldatura dell'irrigidimento verticale sull'anima	==>	$\max(\Delta\sigma_2; \Delta\sigma_4)$
7) Saldatura dell'irrigidimento verticale d'anima sulla piattabanda superiore	==>	$\Delta\sigma_4$
8) Saldatura dell'irrigidimento verticale d'anima sulla piattabanda inferiore	==>	$\Delta\sigma_2$
9) Saldatura dei pioli sulla piattabanda superiore della trave (rottura del piolo)	==>	$\Delta\tau_{\text{piolo}}$
10) Saldatura dei pioli sulla piattabanda superiore in trazione (rottura in lamiera)	==>	$\Delta\sigma_5$
11) Saldatura dei pioli: interazione rottura del piolo e strappo della lamiera	==>	$\Delta\tau_{\text{piolo}} / \Delta\sigma_5$

La verifica a fatica dei vari dettagli strutturali viene infine condotta con riferimento alle categorie dei dettagli costruttivi della norma EN 1993-1-9, come di seguito indicato:

- o Dettaglio 1: n. 5 Tabella 8.3 $\Delta\sigma_c = k_s \times 120.0$ [MPa]
- o Dettaglio 2: n. 5 Tabella 8.3 $\Delta\sigma_c = k_s \times 120.0$ [MPa]
- o Dettaglio 3: n. 5 Tabella 8.3 $\Delta\sigma_c = k_s \times 120.0$ [MPa]
- o Dettaglio 4: n. 3 Tabella 8.2 $\Delta\sigma_c = 112.0$ [MPa]
- o Dettaglio 5: n. 3 Tabella 8.2 $\Delta\sigma_c = 112.0$ [MPa]
- o Dettaglio 6: n. 7 Tabella 8.4 $\Delta\sigma_c = 80.0$ [MPa]
- o Dettaglio 7: n. 7 Tabella 8.4 $\Delta\sigma_c = 80.0$ [MPa]
- o Dettaglio 8: n. 7 Tabella 8.4 $\Delta\sigma_c = 80.0$ [MPa]
- o Dettaglio 9: n. 10 Tabella 8.5 $\Delta\tau_c = 90.0$ [MPa]
- o Dettaglio 10: n. 9 Tabella 8.4 $\Delta\sigma_c = 80.0$ [MPa]
- o Dettaglio 11: cfr. dettagli n.8-9

Il coefficiente k_s tiene conto dell'influenza dello spessore delle lamiere saldate e risulta dato dalla seguente

espressione: $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0.2}$ per $t > 25$ mm.

Di seguito vengono riportati i prospetti riassuntivi dei coefficienti η riscontrati in corrispondenza dei vari dettagli critici esaminati per tutte le sezioni critiche. In particolare, per i dettagli dal n. 1 al n. 8 e per il

dettaglio n. 10 si è posto:
$$\eta = \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}$$

Per il dettaglio n. 9 si è invece posto:
$$\eta = \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}}$$

Infine per il dettaglio n. 11 si è posto:
$$\eta = \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right) / 1.30$$

Le verifiche si riterranno soddisfatte se i coefficienti η risulteranno tutti inferiori all'unità.

Di seguito viene riportato, per ciascuna categoria di dettaglio esaminata, il prospetto sintetico dell'esito delle verifiche a fatica.

Combinazione fatica

Sezione	den.	Combinazione	Psup	Pinf	web	Psup-Psup	Pinf-Pinf	web-Psup	web-Pinf	irrV-web	irrV-Psup	irrV-Pinf
1	A_S1	SL fatica., Mmax	0.000	0.000	0.177	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica., Mmin	0.000	0.000	0.177	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica., Vmax	0.000	0.000	0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica., Vmin	0.000	0.000	0.381	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	A_S2	SL fatica., Mmax	0.521	0.519	0.054	0.556	0.553	0.538	0.535	0.753	0.753	0.749
2	A_S2	SL fatica., Mmin	0.521	0.519	0.054	0.556	0.553	0.538	0.535	0.753	0.753	0.749
2	A_S2	SL fatica., Vmax	0.506	0.504	0.191	0.541	0.538	0.523	0.520	0.732	0.732	0.728
2	A_S2	SL fatica., Vmin	0.506	0.504	0.191	0.541	0.538	0.523	0.520	0.732	0.732	0.728
3	A_S3	SL fatica., Mmax	0.521	0.518	0.127	0.556	0.553	0.537	0.535	0.752	0.752	0.748
3	A_S3	SL fatica., Mmin	0.521	0.518	0.127	0.556	0.553	0.537	0.535	0.752	0.752	0.748
3	A_S3	SL fatica., Vmax	0.509	0.507	0.192	0.544	0.541	0.526	0.523	0.736	0.736	0.732
3	A_S3	SL fatica., Vmin	0.509	0.507	0.192	0.544	0.541	0.526	0.523	0.736	0.736	0.732
4	A_S4	SL fatica., Mmax	0.000	0.000	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica., Mmin	0.000	0.000	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica., Vmax	0.000	0.000	0.364	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica., Vmin	0.000	0.000	0.364	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	B_S1	SL fatica., Mmax	0.442	0.502	0.054	0.493	0.561	0.453	0.521	0.729	0.634	0.729
5	B_S1	SL fatica., Mmin	0.442	0.502	0.054	0.493	0.561	0.453	0.521	0.729	0.634	0.729
5	B_S1	SL fatica., Vmax	0.429	0.488	0.191	0.479	0.545	0.440	0.506	0.709	0.616	0.709
5	B_S1	SL fatica., Vmin	0.429	0.488	0.191	0.479	0.545	0.440	0.506	0.709	0.616	0.709
6	B_S2	SL fatica., Mmax	0.356	0.394	0.042	0.397	0.439	0.375	0.417	0.584	0.525	0.584
6	B_S2	SL fatica., Mmin	0.356	0.394	0.042	0.397	0.439	0.375	0.417	0.584	0.525	0.584
6	B_S2	SL fatica., Vmax	0.151	0.167	0.175	0.168	0.186	0.159	0.177	0.248	0.223	0.248
6	B_S2	SL fatica., Vmin	0.151	0.167	0.175	0.168	0.186	0.159	0.177	0.248	0.223	0.248
7	B_S3	SL fatica., Mmax	0.355	0.393	0.042	0.397	0.439	0.374	0.417	0.583	0.524	0.583
7	B_S3	SL fatica., Mmin	0.355	0.393	0.042	0.397	0.439	0.374	0.417	0.583	0.524	0.583
7	B_S3	SL fatica., Vmax	0.065	0.072	0.157	0.072	0.080	0.068	0.076	0.106	0.096	0.106
7	B_S3	SL fatica., Vmin	0.065	0.072	0.157	0.072	0.080	0.068	0.076	0.106	0.096	0.106
8	B_S4	SL fatica., Mmax	0.441	0.502	0.126	0.492	0.560	0.453	0.521	0.729	0.634	0.729
8	B_S4	SL fatica., Mmin	0.441	0.502	0.126	0.492	0.560	0.453	0.521	0.729	0.634	0.729
8	B_S4	SL fatica., Vmax	0.416	0.473	0.184	0.464	0.528	0.427	0.491	0.687	0.598	0.687
8	B_S4	SL fatica., Vmin	0.416	0.473	0.184	0.464	0.528	0.427	0.491	0.687	0.598	0.687
9	C_S1	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.313	0.351	0.306	0.346	0.484	0.429	0.484
9	C_S1	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.313	0.351	0.306	0.346	0.484	0.429	0.484
9	C_S1	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.140	0.157	0.137	0.154	0.216	0.192	0.216
9	C_S1	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.140	0.157	0.137	0.154	0.216	0.192	0.216
10	C_S2	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.264	0.274	0.261	0.272	0.380	0.366	0.380
10	C_S2	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.264	0.274	0.261	0.272	0.380	0.366	0.380
10	C_S2	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.073	0.076	0.073	0.075	0.106	0.102	0.106
10	C_S2	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.073	0.076	0.073	0.075	0.106	0.102	0.106
11	C_S3	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.252	0.271	0.249	0.269	0.377	0.349	0.377
11	C_S3	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.252	0.271	0.249	0.269	0.377	0.349	0.377
11	C_S3	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.117	0.126	0.116	0.125	0.176	0.163	0.176
11	C_S3	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.117	0.126	0.116	0.125	0.176	0.163	0.176
12	C_S4	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.131	0.158	0.128	0.156	0.218	0.179	0.218
12	C_S4	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.131	0.158	0.128	0.156	0.218	0.179	0.218
12	C_S4	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.024	0.029	0.023	0.028	0.040	0.033	0.040
12	C_S4	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.024	0.029	0.023	0.028	0.040	0.033	0.040
13	C_S5	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.132	0.159	0.128	0.156	0.219	0.180	0.219
13	C_S5	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.132	0.159	0.128	0.156	0.219	0.180	0.219
13	C_S5	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.026	0.031	0.025	0.030	0.043	0.035	0.043
13	C_S5	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.026	0.031	0.025	0.030	0.043	0.035	0.043
14	C_S6	SL fatica., Mmax	--	--	--	0.251	0.270	0.249	0.269	0.376	0.348	0.376
14	C_S6	SL fatica., Mmin	--	--	--	0.251	0.270	0.249	0.269	0.376	0.348	0.376
14	C_S6	SL fatica., Vmax	--	--	--	0.116	0.125	0.115	0.124	0.174	0.161	0.174
14	C_S6	SL fatica., Vmin	--	--	--	0.116	0.125	0.115	0.124	0.174	0.161	0.174

15	C_S7	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.262	0.272	0.260	0.270	0.378	0.364	0.378
15	C_S7	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.262	0.272	0.260	0.270	0.378	0.364	0.378
15	C_S7	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.068	0.071	0.068	0.071	0.099	0.095	0.099
15	C_S7	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.068	0.071	0.068	0.071	0.099	0.095	0.099
16	C_S8	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.313	0.351	0.306	0.345	0.483	0.428	0.483
16	C_S8	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.313	0.351	0.306	0.345	0.483	0.428	0.483
16	C_S8	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.057	0.064	0.056	0.063	0.088	0.078	0.088
16	C_S8	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.057	0.064	0.056	0.063	0.088	0.078	0.088
17	D_S1	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.175	0.180	0.171	0.176	0.247	0.239	0.247
17	D_S1	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.175	0.180	0.171	0.176	0.247	0.239	0.247
17	D_S1	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.032	0.033	0.031	0.032	0.045	0.044	0.045
17	D_S1	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.032	0.033	0.031	0.032	0.045	0.044	0.045
18	D_S2	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.507	0.532	0.476	0.503	0.704	0.667	0.704
18	D_S2	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.507	0.532	0.476	0.503	0.704	0.667	0.704
18	D_S2	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.042	0.044	0.040	0.042	0.059	0.056	0.059
18	D_S2	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.042	0.044	0.040	0.042	0.059	0.056	0.059
19	D_S3	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.506	0.531	0.475	0.502	0.703	0.666	0.703
19	D_S3	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.600	0.663	0.562	0.628	0.879	0.787	0.879
19	D_S3	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.028	0.030	0.027	0.028	0.039	0.037	0.039
19	D_S3	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.139	0.165	0.130	0.157	0.219	0.182	0.219
20	D_S4	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.176	0.181	0.171	0.177	0.248	0.240	0.248
20	D_S4	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.176	0.181	0.171	0.177	0.248	0.240	0.248
20	D_S4	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.022	0.023	0.022	0.022	0.031	0.030	0.031
20	D_S4	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.022	0.023	0.022	0.022	0.031	0.030	0.031
21	E_S1	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.505	0.481	0.478	0.445	0.669	0.669	0.623
21	E_S1	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.505	0.481	0.478	0.445	0.669	0.669	0.623
21	E_S1	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.021	0.020	0.020	0.018	0.027	0.027	0.025
21	E_S1	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.021	0.020	0.020	0.018	0.027	0.027	0.025
22	E_S2	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.554	0.529	0.521	0.486	0.729	0.729	0.680
22	E_S2	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.507	0.622	0.469	0.581	0.813	0.656	0.813
22	E_S2	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.004	0.004	0.004	0.003	0.005	0.005	0.005
22	E_S2	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.000	0.003	0.000	0.003	0.004	0.000	0.004
23	E_S3	SL fatica, Mmax	--	--	--	0.504	0.480	0.477	0.444	0.667	0.667	0.622
23	E_S3	SL fatica, Mmin	--	--	--	0.613	0.603	0.578	0.559	0.809	0.809	0.783
23	E_S3	SL fatica, Vmax	--	--	--	0.010	0.009	0.009	0.009	0.013	0.013	0.012
23	E_S3	SL fatica, Vmin	--	--	--	0.010	0.009	0.009	0.009	0.013	0.013	0.012

Si precisa che i risultati riportati tra parentesi non sono significativi.

Tutte le verifiche possono ritenersi soddisfatte, essendo tutti i coefficienti inferiori all'unità.

6.4 Verifiche della connessione trave-soletta

Il calcolo della connessione trave-soletta viene effettuato in accordo a quanto riportato nelle norme EN 1994-2 facendo riferimento alle sollecitazioni agenti in condizioni SLU STR e considerando le caratteristiche resistenti della sezione composta non fessurata. In condizioni di esercizio, in particolare sotto la combinazione SLE rara, viene inoltre richiesto di evitare apprezzabili scorrimenti.

Per tale collegamento si è scelto di impiegare pioli di tipo Nelson aventi diametro (d) di 22 mm e altezza (h_{sc}) di 200 mm. Il passo longitudinale della piolatura è stato fissato ovunque pari a 200 mm, mentre quello trasversale è pari a 150 mm nei conci B, C E, D, dove il numero di pioli presenti pari a 4, mentre risulta pari a 120 mm nel concio A dove il numero di pioli in trasversale è stato fissato pari a 5.

In condizioni ultime la resistenza di progetto del singolo connettore risulta valutata come segue:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 f_u \pi d^2}{4 \gamma_V} = 109.48 \cdot kN \\ \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = 122.63 \cdot kN \end{array} \right.$$

dove:

$f_u = 500$ MPa resistenza ultima a trazione dell'acciaio (≤ 500 MPa)

$d = 22$ mm diametro del piolo

$\gamma_V = 1.25$

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

$f_{ck} = 35.0$ MPa resistenza cilindrica a compressione del cls di soletta

$E_{cm} = 34625$ MPa

Ne consegue: $P_{Rd} = 109.48$ kN

In condizioni di esercizio, al fine di evitare apprezzabili scorrimenti, la massima forza di taglio deve risultare inferiore al seguente valore:

$$k_s P_{Rd} = 0.75 \times 109.48 = 82.11 \text{ kN.}$$

Di seguito vengono riportati i prospetti sintetici di verifica della piolatura in condizioni ultime con riferimento rispettivamente all'azione di traffico dominante.

Sezione	den.	Ved/n*Prd
1	A_S1	0.160
1	A_S1	0.279
1	A_S1	0.185
1	A_S1	0.417
2	A_S2	0.091
2	A_S2	0.021
2	A_S2	0.238
2	A_S2	0.146
3	A_S3	0.190
3	A_S3	0.019
3	A_S3	0.143
3	A_S3	0.241
4	A_S4	0.298
4	A_S4	0.038
4	A_S4	0.383
4	A_S4	0.187
5	B_S1	0.119
5	B_S1	0.020
5	B_S1	0.309
5	B_S1	0.182
6	B_S2	0.214
6	B_S2	0.147
6	B_S2	0.380
6	B_S2	0.035
7	B_S3	0.215
7	B_S3	0.149
7	B_S3	0.001
7	B_S3	0.382

8	B_S4	0.246
8	B_S4	0.017
8	B_S4	0.178
8	B_S4	0.313
9	C_S1	0.209
9	C_S1	0.148
9	C_S1	0.376
9	C_S1	0.034
10	C_S2	0.266
10	C_S2	0.012
10	C_S2	0.384
10	C_S2	0.017
11	C_S3	0.351
11	C_S3	0.038
11	C_S3	0.037
11	C_S3	0.411
12	C_S4	0.290
12	C_S4	0.168
12	C_S4	0.023
12	C_S4	0.427
13	C_S5	0.293
13	C_S5	0.168
13	C_S5	0.429
13	C_S5	0.024
14	C_S6	0.355
14	C_S6	0.037
14	C_S6	0.414
14	C_S6	0.037

15	C_S7	0.265
15	C_S7	0.036
15	C_S7	0.036
15	C_S7	0.384
16	C_S8	0.211
16	C_S8	0.149
16	C_S8	0.001
16	C_S8	0.378
17	D_S1	0.309
17	D_S1	0.173
17	D_S1	0.024
17	D_S1	0.450
18	D_S2	0.055
18	D_S2	0.157
18	D_S2	0.128
18	D_S2	0.379
19	D_S3	0.056
19	D_S3	0.154
19	D_S3	0.376
19	D_S3	0.130
20	D_S4	0.312
20	D_S4	0.174
20	D_S4	0.453
20	D_S4	0.025
21	E_S1	0.074
21	E_S1	0.200
21	E_S1	0.173
21	E_S1	0.497
22	E_S2	0.022
22	E_S2	0.004
22	E_S2	0.337
22	E_S2	0.337
23	E_S3	0.074
23	E_S3	0.196
23	E_S3	0.494
23	E_S3	0.176

Dal momento che il rapporto $V_{Sd} / n \times P_{Rd}$ risulta ovunque inferiore all'unica, le verifiche si ritengono pienamente soddisfatte.

Per la verifica finalizzata ad evitare in condizioni di esercizio apprezzabili scorrimenti tra trave e soletta, vengono, invece, riportati i seguenti prospetti con riferimento all'azione di traffico dominante.

Sezione	den.	Ved/ksnPrd
1	A_S1	0.155
1	A_S1	0.323
1	A_S1	0.214
1	A_S1	0.466
2	A_S2	0.113
2	A_S2	0.021
2	A_S2	0.275
2	A_S2	0.159
3	A_S3	0.222
3	A_S3	0.018
3	A_S3	0.155
3	A_S3	0.278
4	A_S4	0.336
4	A_S4	0.054
4	A_S4	0.428
4	A_S4	0.216
5	B_S1	0.147
5	B_S1	0.017
5	B_S1	0.357
5	B_S1	0.197
6	B_S2	0.243
6	B_S2	0.181
6	B_S2	0.433
6	B_S2	0.025
7	B_S3	0.246
7	B_S3	0.182
7	B_S3	0.013
7	B_S3	0.434

8	B_S4	0.286
8	B_S4	0.014
8	B_S4	0.192
8	B_S4	0.361
9	C_S1	0.237
9	C_S1	0.181
9	C_S1	0.428
9	C_S1	0.025
10	C_S2	0.308
10	C_S2	0
10	C_S2	0.437
10	C_S2	0.004
11	C_S3	0.399
11	C_S3	0.059
11	C_S3	0.058
11	C_S3	0.464
12	C_S4	0.326
12	C_S4	0.206
12	C_S4	0.043
12	C_S4	0.481
13	C_S5	0.329
13	C_S5	0.206
13	C_S5	0.483
13	C_S5	0.044
14	C_S6	0.403
14	C_S6	0.059
14	C_S6	0.467
14	C_S6	0.059

15	C_S7	0.307
15	C_S7	0.054
15	C_S7	0.054
15	C_S7	0.436
16	C_S8	0.24
16	C_S8	0.183
16	C_S8	0.012
16	C_S8	0.429
17	D_S1	0.347
17	D_S1	0.213
17	D_S1	0.044
17	D_S1	0.507
18	D_S2	0.072
18	D_S2	0.177
18	D_S2	0.135
18	D_S2	0.426
19	D_S3	0.073
19	D_S3	0.173
19	D_S3	0.424
19	D_S3	0.138
20	D_S4	0.35
20	D_S4	0.213
20	D_S4	0.509
20	D_S4	0.046
21	E_S1	0.097
21	E_S1	0.224
21	E_S1	0.183
21	E_S1	0.559
22	E_S2	0.025
22	E_S2	0.005
22	E_S2	0.382
22	E_S2	0.381
23	E_S3	0.097
23	E_S3	0.22
23	E_S3	0.556
23	E_S3	0.187

Dal momento che il rapporto $V_{Sd} / n \times P_{Rd}$ risulta ovunque inferiore all'unica, le verifiche si ritengono pienamente soddisfatte.

6.4.1 Verifiche a fatica dei pioli

Si riportano di seguito, in forma sintetica, le verifiche a fatica dei pioli.

Combinazione fatica

Sezione	den.	Combinazione	pioli eta1	pioli eta2	pioli eta3
1	A_S1	SL fatica, Mmax	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica, Mmin	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica, Vmax	0.000	0.000	0.000
1	A_S1	SL fatica, Vmin	0.000	0.000	0.000
2	A_S2	SL fatica, Mmax	0.000	0.814	0.626
2	A_S2	SL fatica, Mmin	0.000	0.814	0.626
2	A_S2	SL fatica, Vmax	0.000	0.791	0.609
2	A_S2	SL fatica, Vmin	0.000	0.791	0.609
3	A_S3	SL fatica, Mmax	0.000	0.814	0.626
3	A_S3	SL fatica, Mmin	0.000	0.814	0.626
3	A_S3	SL fatica, Vmax	0.000	0.796	0.612
3	A_S3	SL fatica, Vmin	0.000	0.796	0.612
4	A_S4	SL fatica, Mmax	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica, Mmin	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica, Vmax	0.000	0.000	0.000
4	A_S4	SL fatica, Vmin	0.000	0.000	0.000
5	B_S1	SL fatica, Mmax	0.000	0.690	0.531
5	B_S1	SL fatica, Mmin	0.000	0.690	0.531
5	B_S1	SL fatica, Vmax	0.000	0.671	0.516
5	B_S1	SL fatica, Vmin	0.000	0.671	0.516
6	B_S2	SL fatica, Mmax	0.000	0.556	0.428
6	B_S2	SL fatica, Mmin	0.000	0.556	0.428
6	B_S2	SL fatica, Vmax	0.000	0.236	0.181
6	B_S2	SL fatica, Vmin	0.000	0.236	0.181
7	B_S3	SL fatica, Mmax	0.000	0.555	0.427
7	B_S3	SL fatica, Mmin	0.000	0.555	0.427
7	B_S3	SL fatica, Vmax	0.000	0.101	0.078
7	B_S3	SL fatica, Vmin	0.000	0.101	0.078

8	B_S4	SL fatica, Mmax	0.000	0.689	0.530
8	B_S4	SL fatica, Mmin	0.000	0.689	0.530
8	B_S4	SL fatica, Vmax	0.000	0.650	0.500
8	B_S4	SL fatica, Vmin	0.000	0.650	0.500
9	C_S1	SL fatica, Mmax	0.000	0.459	0.353
9	C_S1	SL fatica, Mmin	0.000	0.459	0.353
9	C_S1	SL fatica, Vmax	0.000	0.205	0.158
9	C_S1	SL fatica, Vmin	0.000	0.205	0.158
10	C_S2	SL fatica, Mmax	0.000	0.386	0.297
10	C_S2	SL fatica, Mmin	0.000	0.386	0.297
10	C_S2	SL fatica, Vmax	0.000	0.107	0.083
10	C_S2	SL fatica, Vmin	0.000	0.107	0.083
11	C_S3	SL fatica, Mmax	0.000	0.368	0.283
11	C_S3	SL fatica, Mmin	0.000	0.368	0.283
11	C_S3	SL fatica, Vmax	0.000	0.172	0.132
11	C_S3	SL fatica, Vmin	0.000	0.172	0.132
12	C_S4	SL fatica, Mmax	0.000	0.192	0.148
12	C_S4	SL fatica, Mmin	0.000	0.192	0.148
12	C_S4	SL fatica, Vmax	0.000	0.035	0.027
12	C_S4	SL fatica, Vmin	0.000	0.035	0.027
13	C_S5	SL fatica, Mmax	0.000	0.193	0.148
13	C_S5	SL fatica, Mmin	0.000	0.193	0.148
13	C_S5	SL fatica, Vmax	0.000	0.037	0.029
13	C_S5	SL fatica, Vmin	0.000	0.037	0.029
14	C_S6	SL fatica, Mmax	0.000	0.368	0.283
14	C_S6	SL fatica, Mmin	0.000	0.368	0.283
14	C_S6	SL fatica, Vmax	0.000	0.170	0.131
14	C_S6	SL fatica, Vmin	0.000	0.170	0.131

15	C_S7	SL fatica, Mmax	0.000	0.384	0.295
15	C_S7	SL fatica, Mmin	0.000	0.384	0.295
15	C_S7	SL fatica, Vmax	0.000	0.100	0.077
15	C_S7	SL fatica, Vmin	0.000	0.100	0.077
16	C_S8	SL fatica, Mmax	0.000	0.458	0.352
16	C_S8	SL fatica, Mmin	0.000	0.458	0.352
16	C_S8	SL fatica, Vmax	0.000	0.084	0.064
16	C_S8	SL fatica, Vmin	0.000	0.084	0.064
17	D_S1	SL fatica, Mmax	0.000	0.257	0.197
17	D_S1	SL fatica, Mmin	0.000	0.257	0.197
17	D_S1	SL fatica, Vmax	0.000	0.047	0.036
17	D_S1	SL fatica, Vmin	0.000	0.047	0.036
18	D_S2	SL fatica, Mmax	0.000	0.742	0.571
18	D_S2	SL fatica, Mmin	0.000	0.742	0.571
18	D_S2	SL fatica, Vmax	0.000	0.062	0.048
18	D_S2	SL fatica, Vmin	0.000	0.062	0.048
19	D_S3	SL fatica, Mmax	0.000	0.741	0.570
19	D_S3	SL fatica, Mmin	0.000	0.878	0.675
19	D_S3	SL fatica, Vmax	0.000	0.041	0.032
19	D_S3	SL fatica, Vmin	0.000	0.204	0.157
20	D_S4	SL fatica, Mmax	0.000	0.258	0.198
20	D_S4	SL fatica, Mmin	0.000	0.258	0.198
20	D_S4	SL fatica, Vmax	0.000	0.033	0.025
20	D_S4	SL fatica, Vmin	0.000	0.033	0.025
21	E_S1	SL fatica, Mmax	0.000	0.740	0.569
21	E_S1	SL fatica, Mmin	0.000	0.740	0.569
21	E_S1	SL fatica, Vmax	0.000	0.030	0.023
21	E_S1	SL fatica, Vmin	0.000	0.030	0.023
22	E_S2	SL fatica, Mmax	0.000	0.811	0.624
22	E_S2	SL fatica, Mmin	0.000	0.742	0.570
22	E_S2	SL fatica, Vmax	0.000	0.005	0.004
22	E_S2	SL fatica, Vmin	0.000	0.000	0.000
23	E_S3	SL fatica, Mmax	0.000	0.738	0.568
23	E_S3	SL fatica, Mmin	0.000	0.897	0.690
23	E_S3	SL fatica, Vmax	0.000	0.014	0.011
23	E_S3	SL fatica, Vmin	0.000	0.014	0.011

6.5 Verifiche dei collegamenti principali

Si riportano nel presente paragrafo le verifiche del collegamento bullonato in corrispondenza della campata centrale dove i conci laterali si collegano al concio centrale.

6.5.1 Verifiche della giunzione bullonata

Come già precisato, per facilitare la messa in opera del cavalcavia, l'impalcato è stato progettato articolato nei seguenti 3 macro-conci:

- Macro-concio 1: formato dai conci A-B-C lato spalla SA;
- Macro-concio 2: formato dai tre conci D-E della campata centrale;
- Macro-concio 3: formato dai conci A-B-C lato spalla SB.

Mentre le giunzioni all'interno del singolo macro-concio sono di tipo saldato, le giunzioni di collegamento dei macro-conci sono di tipo bullonato. Essendo i macro-conci 1 e 3 simmetrici tra loro, le giunzioni bullonate presenti risultano di un solo tipo. A tale scopo vengono impiegati bulloni M27 di Categoria B (ossia ad attrito) di classe 10.9. In particolare, la bullonatura d'anima è costituita da 40+40 bulloni mentre le bullonature di piattabanda vengono realizzate con 32+32 bulloni superiormente e 48+48 bulloni inferiormente.

Secondo quanto imposto dalle norme EN 1993-1-8, per i collegamenti di tipo bullonato viene richiesto il soddisfacimento delle seguenti condizioni:

- 1) Non si deve verificare scorrimento in condizioni di esercizio (SLE), ossia $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$;
- 2) Il taglio sollecitante di progetto in condizioni ultime (SLU) non deve eccedere la resistenza ultima tagliante, ossia $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$;
- 3) Il taglio sollecitante di progetto in condizioni ultime (SLU) non deve eccedere la resistenza ultima a rifollamento, ossia $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$;
- 4) La forza di trazione che sollecita la sezione bullonata in condizioni ultime (SLU) non deve eccedere sia la resistenza ultima di progetto della sezione "netta" depurata dai fori, ossia $N_{u,Sd} \leq N_{u,Rd}$, sia la resistenza a snervamento della sezione lorda, ossia $N_{u,Sd} \leq N_{pl,Rd}$.

Si valutano quindi innanzitutto i valori delle resistenze sopra citate.

La resistenza a scorrimento in condizioni di esercizio viene valutata come segue:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} 0.7 f_{ub} A_s = 87.62 \text{ kN}$$

dove:

$k_s = 1.0$	per bulloni in fori normali
$n = 1.0$	essendo una le superficie di contatto
$\mu = 0.30$	coefficiente di attrito
$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$	resistenza ultima a trazione del bullone
$A_s = 459.0 \text{ mm}^2$	area resistente dei bulloni M27

$$\gamma_{M3} = 1.10$$

La resistenza a taglio del singolo bullone in condizioni ultime viene invece valutata, tenendo conto della resistenza di una faccia, come segue:

$$F_{s,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 161.64 \text{ kN}$$

dove:

$\alpha_v = 0.5$ per bulloni di classe 10.9
 $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ resistenza ultima a trazione del bullone
 $A = 459.0 \text{ mm}^2$ area resistente dei bulloni M27
 $\gamma_{M2} = 1.25$

In base alla clausola (12) riportata nelle EN 1993-1-8 al paragrafo 3.6.1, qualora la giunzione bullonata preveda l'utilizzo di imbottiture per compensare il diverso spessore delle lamiere da collegare, risulta necessario penalizzare la resistenza a taglio del bullone mediante il fattore di riduzione seguente:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p}$$

dove:

d diametro del bullone
 t_p spessore del piatto di imbottitura

Nella giunzione bullonata in esame sono previste imbottiture sia per la bullonatura d'anima che per quella della piattabanda inferiore; ne consegue pertanto la seguente riduzione in termini di resistenza a taglio:

	t_p (*)	β_p	$F_{v,Rd,red}$
piatta sup	20	0.880	323.30
anima	2	1.000	367.20
piatta inf	20	0.880	323.30

(*) t_p = spessore della piastra di imbottitura

La resistenza a rifollamento in condizioni ultime viene valutata come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 301.644 \text{ kN}$$

dove:

$k_1 = 2.50$ funzione della geometria della bullonatura
 $\alpha_b = 0.57$ funzione della geometria della bullonatura
 $f_u = 510 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$
 $f_u = 490 \text{ MPa}$ per $t > 40 \text{ mm}$
 $d = 27 \text{ mm}$ diametro del bullone
 $t = 20 \text{ mm}$ minimo spessore della lamiera
 $\gamma_{M2} = 1.25$

A favore di sicurezza e per maggiore semplicità si è scelto di impiegare per il calcolo della resistenza a rifollamento il valore di f_u riferito alle lamiere di spessore superiore a 40 mm.

La resistenza ultima di progetto della sezione "netta" depurata dai fori viene infine valutata come segue:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

dove:

A_{net} = area della sezione resistente depurata dai fori

$f_u = 510$ MPa per $t \leq 40$ mm

$f_u = 490$ MPa per $t > 40$ mm

$\gamma_{M2} = 1.25$

mentre la resistenza a snervamento della sezione lorda viene valutata come segue:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove:

A = area della sezione lorda

$f_y = 355$ MPa per $t \leq 40$ mm

$f_y = 335$ MPa per $t > 40$ mm

$\gamma_{M0} = 1.05$

A favore di sicurezza e per maggiore semplicità si è scelto di impiegare per il calcolo delle resistenze i valori di f_y e f_u riferiti alle lamiere di spessore superiore a 40 mm.

Si valutano ora le sollecitazioni agenti nella sezione bullonata in condizioni sia di esercizio che ultime per le combinazioni max/min M e max/min T. Si fa riferimento al caso di traffico dominante essendo tale condizione maggiormente gravosa per la giunzione rispetto al caso di combinazione termica dominante. I valori sono espressi in kN e kNm.

S.L.E. rara

N	V	M	T
-7160.00	-2430.00	11800.00	-102.00
-6730.00	-1930.00	-542.00	-11.00
-6730.00	-1300.00	-97.30	4.84
-7160.00	-3020.00	8150.00	-85.80

S.L.U.

N	V	M	T
-8710.00	-3230.00	15300.00	-128.00
-7910.00	-2080.00	-1980.00	-22.20
-7910.00	-1270.00	-1410.00	-3.88
-8710.00	-3990.00	10400.00	-104.00

Da tali sollecitazioni complessive si ricavano le azioni di taglio agenti rispettivamente in condizioni di esercizio e ultime sulle bullonature della piattabanda superiore, di quella inferiore e dell'anima.

S.L.E. - Piattabanda superiore

	N piattabanda	Tbullone
max M	5310.90	82.98
min M	1295.70	20.25
max V	1444.80	22.58
min V	4086.60	63.85

S.L.E. - Piattabanda inferiore

	N piattabanda	Tbullone
max M	7464.80	77.76
min M	1906.80	19.86
max V	2102.80	21.90
min V	5868.80	61.13

S.L.E. - Anima

	N	M	T	Tbullone
max M	133.01	1830.40	2150.30	70.24
min M	-32.90	583.79	1717.37	30.43
max V	-36.30	570.17	1181.42	25.48
min V	-101.30	1529.89	2658.86	64.44

S.L.U. - Piattabanda superiore

	N piattabanda	Tbullone
max M	6757.80	105.59
min M	1085.70	16.96
max V	1276.80	19.95
min V	5115.60	79.93

S.L.U. - Piattabanda inferiore

	N piattabanda	Tbullone
max M	9525.60	99.23
min M	1626.80	16.95
max V	1876.00	19.54
min V	7392.00	77.00

S.L.U. - Anima

	N	M	T	Tbullone
max M	179.95	1690.72	-3230.00	70.12
min M	62.59	114.36	-2080.00	26.21
max V	60.64	256.91	-1270.00	18.07
min V	199.51	1133.33	-3990.00	62.86

In conclusione, la forza di taglio massima agente in condizioni di esercizio risulta pari a:

$$F_{v,Ed,ser} = 82.98 \text{ kN} \quad \text{piattabanda inferiore – condizione max M}$$

ed, essendo inferiore alla resistenza a scorrimento in condizioni di servizio, porta a soddisfare la condizione di verifica 1).

Invece la forza di taglio massima agente in condizioni ultime risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = 105.59 \text{ kN} \quad \text{piattabanda inferiore - condizione max M}$$

ed, essendo inferiore sia alla resistenza a taglio in condizioni ultime sia alla resistenza a rifollamento, porta a soddisfare le rimanenti condizioni di verifica 2) e 3).

Rimane infine da verificare la sezione resistente delle piattabande, dell'anima e dei relativi coprigiunti.

Si riporta quindi di seguito, per la piattabanda inferiore e superiore, il calcolo delle resistenza ultime e delle relative sollecitazioni di calcolo.

Collegamento piattabanda inferiore

Coprigiunto interno		Coprigiunto esterno		piattabanda	
b	700.00	b	560.00	b	800.00
s	30.00	s	40.00	s	70.00
Anet	15870.00	Anet	15560.00	Anet	44030.00
fy	355.00	fy	335.00	fy	335.00
fu	490.00	fu	490.00	fu	490.00
γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25
γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05
Nu,rd	5598.94	Nu,rd	5489.57	Nu,rd	15533.78
Npl,rd	7100.00	Npl,rd	7146.67	Npl,rd	17866.67
Nrd	5598.94	Nrd	5489.57	Nrd	15533.78
Sollecitazioni di calcolo					
max M	4762.80	max M	4762.80	max M	9525.60
min M	813.40	min M	813.40	min M	1626.80
max V	938.00	max V	938.00	max V	1876.00
min V	3696.00	min V	3696.00	min V	7392.00
Nsd inf	4762.80	Nsd sup	4762.80	Nsd Piat	9525.60

Collegamento piattabanda superiore

Coprigiunto interno		Coprigiunto esterno		piattabanda	
b	420	b	500	b	600
s	35	s	30	s	60
Anet	10710	Anet	11580	Anet	29160
fy	355	fy	355	fy	335
fu	490	fu	490	fu	490
γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25
γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05
Nu,rd	3778.49	Nu,rd	4085.42	Nu,rd	10287.65
Npl,rd	4970.00	Npl,rd	5071.43	Npl,rd	11485.71
Nrd	3778.49	Nrd	4085.42	Nrd	10287.65
Sollecitazioni di calcolo					
max M	3378.90	max M	3378.90	max M	6757.80
min M	542.85	min M	542.85	min M	1085.70
max V	638.40	max V	638.40	max V	1276.80
min V	2557.80	min V	2557.80	min V	5115.60
Nsd inf	3378.90	Nsd sup	3378.90	Nsd Piat	6757.80

Si può notare come i valori delle sollecitazioni agenti N_{sd} sono sempre inferiori alle resistenze $N_{u,Rd}$.

Si riporta di seguito il riepilogo delle sollecitazioni nei collegamenti d'anima con i relativi valori delle tensioni ideali per le diverse combinazioni di carico.

Anima - verifica S.L.U.

N	M	T	σ_{max}	τ_{med}	σ_{id}	comb
143.96	1352.58	-2584.00	137.67	-93.22	212.18	max M
50.07	91.49	-1664.00	10.77	-60.03	104.53	min M
48.51	205.53	-1016.00	21.88	-36.65	67.15	max V
159.61	906.67	-3192.00	94.56	-115.15	220.73	min V

Coprigiunto - verifica S.L.U.

N	M	T	σ_{max}	τ_{med}	σ_{id}	comb
71.98	676.29	-1292.00	141.78	-79.90	198.12	max M
25.04	45.74	-832.00	10.84	-51.45	89.78	min M
24.25	102.76	-508.00	22.37	-31.42	58.83	max V
79.80	453.33	-1596.00	96.99	-98.70	196.55	min V

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

6.5.1.1.1 Dimensionamento a taglio dello spinotto di collegamento palo-sella

L'azione assiale derivante dall'impalcato si trasforma in azione tagliante per la paratia di pali e viene trasmessa dalla sella al singolo palo tramite lo spinotto costituito da un tubo d'acciaio avente diametro pari a 200 mm e spessore pari a 20 mm.

L'azione tagliante massima agente in condizioni ultime (SLU) risulta pari a:

$$V_{sd} = 377.84 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dello spinotto, valutata come prodotto dell'area di taglio del tubo e della resistenza di progetto dell'acciaio, risulta invece pari a:

$$V_{rd} = A_t \times f_{yd} = 5969.03 \text{ mm}^2 \times 391.30 \text{ MPa} = 2335.71 \text{ kN}$$

Essendo V_{rd} maggiore di V_{sd} , la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

6.6 Verifiche dei sistemi di irrigidimento

Nel presente paragrafo vengono riportate sinteticamente le verifiche locali relative ai diversi sistemi di irrigidimento adottati nella struttura in esame.

6.6.1 Sistema di irrigidimento per sollevamento impalcato

In caso di necessità di provvedere alla sostituzione degli appoggi, il sollevamento dell'impalcato è previsto avvenire mediante una coppia di martinetti disposti su ciascuna pila in corrispondenza delle estremità del traverso di testa-pila. A tale scopo nella suddetta posizione vengono previsti dei sistemi di irrigidimento costituiti da una coppia di nervature simmetriche affiancate da due coppie di coltelli simmetrici, alti 700 mm, posizionati ad interasse 200 mm rispetto alle nervature centrali. Le nervature principali, così come i coltelli laterali, risultano avere dimensioni pari a 240 x 18 mm.

Le norme EN 1993-1-5 richiedono di verificare che tale sistema irrigidente, cui collabora una porzione di anima della trave pari a $15\epsilon t$ da ogni lato della nervatura, sia in grado di sostenere la forza trasmessa dal martinetto. Il valore di ϵ è dato da $\sqrt{235/f_y} = 0.81$. A favore di sicurezza si trascura il contributo resistente delle due coppie di coltelli laterali, che risultano svolgere essenzialmente un'azione di diffusione del carico.

La larghezza di anima collaborante con la nervatura principale risulta:

$$b_{w\text{ coll}} = t_{\text{rib}} + 2 \times 15 \times \epsilon \times t_w = 475.0 \text{ mm}$$

dove $t_w = 18 \text{ mm}$.

La sezione resistente del sistema di irrigidimento risulta quindi pari a:

$$A = 17190.0 \text{ mm}^2$$

$$J_{\text{min}} = 1.61\text{e}8 \text{ mm}^4$$

$$L_{\text{cr}} = 2200 \text{ mm}$$

$$N_{\text{cr}} = 68940.67 \text{ kN}$$

$$\lambda = 0.297$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\Phi = 0.568$$

$$\chi = 0.95$$

$$N_{b,\text{Rd}} = 0.95 \times 17190 \times 355 / 1.05 = 5521.26$$

Essendo la reazione massima del martinetto valutata in combinazione SLU STR pari a:

$$N_{\text{Ed}} = 5232.9 \text{ kN}$$

$$\eta = 5232.9/5521.26 = 0.95$$

Essendo η inferiore all'unità, la verifica si ritiene soddisfatta.

6.7 Traversi d'impalcato

Lungo l'impalcato vengono predisposti i seguenti sistemi di traversi:

- Traversi principali di testa pila:

disposti in corrispondenza di ciascuna pila, aventi la funzione di trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni verticali trasmesse dalle campate concorrenti sul sostegno in esame.

- Traversi secondari (detti traversi correnti o di campata):

disposti in campata, ad interasse longitudinale pari a 4.75 m circa, aventi la funzione di garantire la collaborazione tra le due travi principali nella ripartizione trasversale dei carichi.

Nel presente paragrafo si riportano le principali verifiche condotte per i traversi sia di campata che di appoggio, e per le relative giunzioni bullonate di collegamento con le travi principali. In particolare, per lo studio dei traversi, sono state prese in esame le critiche corrispondenti alle sezioni di attacco con la trave principale. Nella seguente tabella è riportato l'elenco delle sezioni di verifica dei traversi.

sezione	element	GP	Denominazione
1	3	1	A_S1
2	4	11	A_S2
3	5	1	A_S3
4	6	11	A_S4
5	7	1	A_S5
6	8	11	A_S6
7	9	1	B_S1
8	10	11	B_S2
9	11	1	A_S7
10	12	11	A_S8
11	13	1	A_S9
12	14	11	A_S10
13	15	1	A_S11
14	16	11	A_S12
15	17	1	A_S13
16	18	11	A_S14
17	19	1	A_S15
18	20	11	A_S16
19	21	1	A_S17
20	22	11	A_S18
21	23	1	A_S19
22	24	11	A_S20
23	25	1	A_S21
24	26	11	A_S22
25	27	1	A_S23
26	28	11	A_S24
27	29	1	B_S3
28	30	11	B_S4
29	31	1	A_S25
30	32	11	A_S26
31	33	1	A_S27
32	34	11	A_S28
33	35	1	A_S29
34	36	11	A_S30

Per lo studio dei traversi si ritengono significative le sole combinazioni con azione da traffico dominante.

6.7.1 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio

Allo stato limite di esercizio, come già visto per le travi principali, viene richiesto il rispetto di alcune limitazioni tensionali. Con riferimento all'acciaio da carpenteria, le norme EN 1993-2 prevedono, infatti, le seguenti limitazioni sotto la combinazione SLE rara:

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} ; \quad \tau_{Ed} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} ; \quad \sqrt{(\sigma_{Ed}^2 + \tau_{Ed}^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

dove $\gamma_{M,ser} = 1.0$. Dal momento che tutte le lamiere costituenti i traversi risultano avere spessore inferiore ai

40 mm, la tensione limite di riferimento risulta pari a $\frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} = 355.0$ MPa.

Si riporta di seguito il riepilogo sintetico dei coefficienti η , dati dal rapporto tra le tensioni massime calcolate nelle sezioni sotto la combinazione SLE rara e il limite imposto da normativa.

Combinazione caratteristica S.L.E.

Sezione	den.	Combinazione	sig_id/sig_amm
1	A_S1	Mmax	0.022
1	A_S1	Mmin	0.478
1	A_S1	Vmax	0.478
1	A_S1	Vmin	0.02
2	A_S2	Mmax	0.013
2	A_S2	Mmin	0.153
2	A_S2	Vmax	0.142
2	A_S2	Vmin	0.014
3	A_S3	Mmax	0.018
3	A_S3	Mmin	0.109
3	A_S3	Vmax	0.109
3	A_S3	Vmin	0.018
4	A_S4	Mmax	0.013
4	A_S4	Mmin	0.079
4	A_S4	Vmax	0.064
4	A_S4	Vmin	0.017
5	A_S5	Mmax	0.017
5	A_S5	Mmin	0.033
5	A_S5	Vmax	0.012
5	A_S5	Vmin	0.017
6	A_S6	Mmax	0.009
6	A_S6	Mmin	0.03
6	A_S6	Vmax	0.008
6	A_S6	Vmin	0.015
7	A_S7	Mmax	0.016
7	A_S7	Mmin	0.026
7	A_S7	Vmax	0.026
7	A_S7	Vmin	0.016

8	A_S8	Mmax	0.031
8	A_S8	Mmin	0.018
8	A_S8	Vmax	0.031
8	A_S8	Vmin	0.018
9	A_S9	Mmax	0.007
9	A_S9	Mmin	0.017
9	A_S9	Vmax	0.015
9	A_S9	Vmin	0.006
10	A_S10	Mmax	0.016
10	A_S10	Mmin	0.005
10	A_S10	Vmax	0.015
10	A_S10	Vmin	0.005
11	A_S11	Mmax	0.019
11	A_S11	Mmin	0.031
11	A_S11	Vmax	0.031
11	A_S11	Vmin	0.019
12	A_S12	Mmax	0.025
12	A_S12	Mmin	0.014
12	A_S12	Vmax	0.025
12	A_S12	Vmin	0.013
13	A_S13	Mmax	0.03
13	A_S13	Mmin	0.038
13	A_S13	Vmax	0.038
13	A_S13	Vmin	0.03
14	A_S14	Mmax	0.034
14	A_S14	Mmin	0.027
14	A_S14	Vmax	0.034
14	A_S14	Vmin	0.027
15	A_S15	Mmax	0.036
15	A_S15	Mmin	0.036
15	A_S15	Vmax	0.036
15	A_S15	Vmin	0.036

16	A_S16	Mmax	0.036
16	A_S16	Mmin	0.036
16	A_S16	Vmax	0.036
16	A_S16	Vmin	0.036
17	A_S17	Mmax	0.034
17	A_S17	Mmin	0.027
17	A_S17	Vmax	0.027
17	A_S17	Vmin	0.034
18	A_S18	Mmax	0.03
18	A_S18	Mmin	0.038
18	A_S18	Vmax	0.03
18	A_S18	Vmin	0.038
19	A_S19	Mmax	0.025
19	A_S19	Mmin	0.013
19	A_S19	Vmax	0.013
19	A_S19	Vmin	0.025
20	A_S20	Mmax	0.019
20	A_S20	Mmin	0.031
20	A_S20	Vmax	0.019
20	A_S20	Vmin	0.031
21	A_S21	Mmax	0.015
21	A_S21	Mmin	0.005
21	A_S21	Vmax	0.004
21	A_S21	Vmin	0.014
22	A_S22	Mmax	0.007
22	A_S22	Mmin	0.017
22	A_S22	Vmax	0.007
22	A_S22	Vmin	0.017
23	A_S23	Mmax	0.031
23	A_S23	Mmin	0.018
23	A_S23	Vmax	0.018
23	A_S23	Vmin	0.031

24	A_S24	Mmax	0.016
24	A_S24	Mmin	0.026
24	A_S24	Vmax	0.016
24	A_S24	Vmin	0.026
25	A_S25	Mmax	0.009
25	A_S25	Mmin	0.02
25	A_S25	Vmax	0.015
25	A_S25	Vmin	0.009
26	A_S26	Mmax	0.017
26	A_S26	Mmin	0.017
26	A_S26	Vmax	0.017
26	A_S26	Vmin	0.009
27	A_S27	Mmax	0.012
27	A_S27	Mmin	0.041
27	A_S27	Vmax	0.018
27	A_S27	Vmin	0.025
28	A_S28	Mmax	0.018
28	A_S28	Mmin	0.052
28	A_S28	Vmax	0.018
28	A_S28	Vmin	0.052
29	A_S29	Mmax	0.012
29	A_S29	Mmin	0.072
29	A_S29	Vmax	0.016
29	A_S29	Vmin	0.061
30	A_S30	Mmax	0.017
30	A_S30	Mmin	0.215
30	A_S30	Vmax	0.017
30	A_S30	Vmin	0.214
31	B_S1	Mmax	0.007
31	B_S1	Mmin	0.006
31	B_S1	Vmax	0.006
31	B_S1	Vmin	0.007
32	B_S2	Mmax	0.007
32	B_S2	Mmin	0.006
32	B_S2	Vmax	0.007
32	B_S2	Vmin	0.006
33	B_S3	Mmax	0.007
33	B_S3	Mmin	0.006
33	B_S3	Vmax	0.006
33	B_S3	Vmin	0.007
34	B_S4	Mmax	0.007
34	B_S4	Mmin	0.005
34	B_S4	Vmax	0.007
34	B_S4	Vmin	0.005

Essendo i coefficienti η tutti inferiori all'unità, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

6.7.2 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Come già visto per le travi principali, in funzione della classe in cui ricade la sezione è stato scelto il metodo di verifica da applicare in condizioni ultime:

- Classe 1 o 2: metodo plastico;
- Classe 3 o 4: il metodo elastico.

Si procede pertanto, innanzitutto alla classificazione delle sezioni dei traversi in esame. Qualunque sia la classe delle sezioni si riporta comunque l'esito delle verifiche condotte con entrambi i metodi ricordando che i risultati indicati tra parentesi sono da considerare non significativi.

6.7.2.1 Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni dei traversi, effettuata in base all'effettivo stato di sollecitazione delle stesse, viene di seguito riproposta, indicando anche il metodo impiegato in fase di verifica e le caratteristiche resistenti a cui si è fatto riferimento.

6.7.2.2 Verifiche di resistenza flessionale (effetti globali)

I traversi intermedi sono coinvolti nella statica globale dell'impalcato, quali elementi ripartitori trasversali tra le due travi principali.

Di seguito si riporta il riepilogo sintetico delle verifiche di resistenza allo SLU delle sezioni critiche esaminate, effettuate con i metodi sia elastico che plastico. Si ricorda che i risultati indicati tra parentesi sono da considerare non significativi. In grassetto vengono evidenziate le situazioni maggiormente critiche.

Per le verifiche in forma estesa si rimanda all'Allegato.

Combinazione caratteristica S.L.U.

Sezione	denominazione	Combinazione	classe F1	classe F3	Med/Mrd	sig _{ed} /f _y	Ved/V _{rd}	Med/M _{f,rd}	Ved/V _{bw,rd}	V/M/N
1	A_S1	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.020	0.028	0.008	0.030	0.009	No int.
1	A_S1	SLU fond. , Mmin	3	2	0.590	-0.669	0.061	0.800	0.064	No int.
1	A_S1	SLU fond. , Vmax	3	3	-0.590	0.669	0.061	0.800	0.064	No int.
1	A_S1	SLU fond. , Vmin	3	3	-0.020	0.024	0.010	0.030	0.011	No int.
2	A_S2	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.010	0.016	0.007	0.020	0.007	No int.
2	A_S2	SLU fond. , Mmin	2	2	0.190	-0.214	0.065	0.250	0.068	No int.
2	A_S2	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.180	0.199	0.069	0.240	0.073	No int.
2	A_S2	SLU fond. , Vmin	2	2	0.020	-0.019	0.002	0.020	0.002	No int.
3	A_S3	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.030	0.011	No int.
3	A_S3	SLU fond. , Mmin	3	2	0.130	-0.152	0.005	0.180	0.005	No int.
3	A_S3	SLU fond. , Vmax	3	2	0.130	-0.152	0.005	0.180	0.005	No int.
3	A_S3	SLU fond. , Vmin	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.030	0.011	No int.
4	A_S4	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.010	0.015	0.007	0.020	0.007	No int.
4	A_S4	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.100	0.109	0.008	0.130	0.008	No int.
4	A_S4	SLU fond. , Vmax	2	2	0.080	-0.091	0.013	0.110	0.014	No int.
4	A_S4	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.020	0.023	0.003	0.030	0.003	No int.
5	A_S5	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.010	No int.
5	A_S5	SLU fond. , Mmin	3	2	0.040	-0.047	0.000	0.050	0.000	No int.
5	A_S5	SLU fond. , Vmax	3	2	0.010	-0.016	0.000	0.020	0.000	No int.
5	A_S5	SLU fond. , Vmin	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.010	No int.
6	A_S6	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.010	0.012	0.007	0.010	0.008	No int.
6	A_S6	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.030	0.040	0.001	0.050	0.001	No int.
6	A_S6	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.010	0.008	0.008	0.010	0.008	No int.
6	A_S6	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.020	0.020	0.002	0.020	0.002	No int.
7	A_S7	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.020	0.020	0.011	0.020	0.011	No int.
7	A_S7	SLU fond. , Mmin	2	2	0.030	-0.035	0.007	0.040	0.007	No int.
7	A_S7	SLU fond. , Vmax	2	2	0.030	-0.035	0.007	0.040	0.007	No int.
7	A_S7	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.020	0.020	0.011	0.020	0.011	No int.

8	A_S8	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.040	0.041	0.015	0.050	0.016	No int.
8	A_S8	SLU fond. , Mmin	3	3	-0.020	0.025	0.003	0.030	0.003	No int.
8	A_S8	SLU fond. , Vmax	3	3	-0.040	0.041	0.015	0.050	0.016	No int.
8	A_S8	SLU fond. , Vmin	3	3	-0.020	0.025	0.003	0.030	0.003	No int.
9	A_S9	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.010	0.009	0.005	0.010	0.005	No int.
9	A_S9	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.020	0.023	0.001	0.030	0.001	No int.
9	A_S9	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.020	0.020	0.002	0.020	0.002	No int.
9	A_S9	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.010	0.007	0.006	0.010	0.007	No int.
10	A_S10	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.020	0.019	0.010	0.020	0.010	No int.
10	A_S10	SLU fond. , Mmin	3	3	-0.010	0.007	0.002	0.010	0.002	No int.
10	A_S10	SLU fond. , Vmax	3	3	-0.020	0.019	0.010	0.020	0.010	No int.
10	A_S10	SLU fond. , Vmin	3	2	0.010	-0.006	0.002	0.010	0.002	No int.
11	A_S11	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.020	0.025	0.009	0.030	0.010	No int.
11	A_S11	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.040	0.042	0.006	0.050	0.006	No int.
11	A_S11	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.040	0.041	0.007	0.050	0.007	No int.
11	A_S11	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.020	0.024	0.010	0.030	0.011	No int.
12	A_S12	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.030	0.032	0.015	0.040	0.015	No int.
12	A_S12	SLU fond. , Mmin	3	2	0.020	-0.018	0.002	0.020	0.002	No int.
12	A_S12	SLU fond. , Vmax	3	3	-0.030	0.032	0.015	0.040	0.015	No int.
12	A_S12	SLU fond. , Vmin	3	2	0.020	-0.018	0.002	0.020	0.003	No int.
13	A_S13	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.040	0.039	0.014	0.050	0.014	No int.
13	A_S13	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.050	0.051	0.009	0.060	0.009	No int.
13	A_S13	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.050	0.051	0.010	0.060	0.010	No int.
13	A_S13	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.030	0.039	0.015	0.050	0.016	No int.
14	A_S14	SLU fond. , Mmax	3	3	-0.040	0.045	0.018	0.050	0.018	No int.
14	A_S14	SLU fond. , Mmin	3	2	0.030	-0.036	0.007	0.040	0.007	No int.
14	A_S14	SLU fond. , Vmax	3	3	-0.040	0.045	0.018	0.050	0.018	No int.
14	A_S14	SLU fond. , Vmin	3	2	0.030	-0.036	0.007	0.040	0.007	No int.
15	A_S15	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.040	0.047	0.018	0.060	0.018	No int.
15	A_S15	SLU fond. , Mmin	2	2	0.040	-0.048	0.010	0.060	0.010	No int.
15	A_S15	SLU fond. , Vmax	2	2	0.040	-0.048	0.010	0.060	0.010	No int.
15	A_S15	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.040	0.047	0.018	0.060	0.018	No int.
16	A_S16	SLU fond. , Mmax	2	3	-0.040	0.047	0.017	0.060	0.018	No int.
16	A_S16	SLU fond. , Mmin	2	3	-0.040	0.048	0.010	0.060	0.010	No int.
16	A_S16	SLU fond. , Vmax	2	3	-0.040	0.046	0.018	0.060	0.018	No int.
16	A_S16	SLU fond. , Vmin	2	3	-0.040	0.048	0.010	0.060	0.010	No int.

17	A_S17	SLU fond., Mmax	3	3	-0.040	0.045	0.018	0.050	0.018	No int.
17	A_S17	SLU fond., Mmin	3	2	0.030	-0.036	0.007	0.040	0.007	No int.
17	A_S17	SLU fond., Vmax	3	2	0.030	-0.036	0.007	0.040	0.007	No int.
17	A_S17	SLU fond., Vmin	3	3	-0.040	0.045	0.018	0.050	0.018	No int.
18	A_S18	SLU fond., Mmax	2	3	-0.040	0.039	0.014	0.050	0.014	No int.
18	A_S18	SLU fond., Mmin	2	3	-0.050	0.051	0.009	0.060	0.009	No int.
18	A_S18	SLU fond., Vmax	2	3	-0.030	0.039	0.015	0.050	0.016	No int.
18	A_S18	SLU fond., Vmin	2	3	-0.050	0.051	0.010	0.060	0.010	No int.
19	A_S19	SLU fond., Mmax	3	3	-0.030	0.032	0.015	0.040	0.015	No int.
19	A_S19	SLU fond., Mmin	3	2	0.020	-0.018	0.002	0.020	0.002	No int.
19	A_S19	SLU fond., Vmax	3	2	0.020	-0.018	0.002	0.020	0.003	No int.
19	A_S19	SLU fond., Vmin	3	3	-0.030	0.032	0.015	0.040	0.015	No int.
20	A_S20	SLU fond., Mmax	2	3	-0.020	0.025	0.009	0.030	0.010	No int.
20	A_S20	SLU fond., Mmin	2	3	-0.040	0.042	0.006	0.050	0.006	No int.
20	A_S20	SLU fond., Vmax	2	3	-0.020	0.024	0.010	0.030	0.011	No int.
20	A_S20	SLU fond., Vmin	2	3	-0.040	0.041	0.007	0.050	0.007	No int.
21	A_S21	SLU fond., Mmax	3	3	-0.020	0.019	0.010	0.020	0.010	No int.
21	A_S21	SLU fond., Mmin	3	3	-0.010	0.007	0.002	0.010	0.002	No int.
21	A_S21	SLU fond., Vmax	3	2	0.000	-0.005	0.002	0.010	0.002	No int.
21	A_S21	SLU fond., Vmin	3	3	-0.010	0.016	0.010	0.020	0.010	No int.
22	A_S22	SLU fond., Mmax	2	3	-0.010	0.009	0.005	0.010	0.005	No int.
22	A_S22	SLU fond., Mmin	2	3	-0.020	0.023	0.001	0.030	0.001	No int.
22	A_S22	SLU fond., Vmax	2	3	-0.010	0.008	0.006	0.010	0.007	No int.
22	A_S22	SLU fond., Vmin	2	3	-0.020	0.023	0.002	0.030	0.002	No int.
23	A_S23	SLU fond., Mmax	3	3	-0.040	0.041	0.015	0.050	0.016	No int.
23	A_S23	SLU fond., Mmin	3	3	-0.020	0.025	0.003	0.030	0.003	No int.
23	A_S23	SLU fond., Vmax	3	3	-0.020	0.025	0.003	0.030	0.003	No int.
23	A_S23	SLU fond., Vmin	3	3	-0.040	0.041	0.015	0.050	0.016	No int.
24	A_S24	SLU fond., Mmax	2	3	-0.020	0.020	0.011	0.020	0.011	No int.
24	A_S24	SLU fond., Mmin	2	2	0.030	-0.035	0.007	0.040	0.007	No int.
24	A_S24	SLU fond., Vmax	2	3	-0.020	0.020	0.011	0.020	0.011	No int.
24	A_S24	SLU fond., Vmin	2	2	0.030	-0.035	0.007	0.040	0.007	No int.
25	A_S25	SLU fond., Mmax	2	3	-0.010	0.011	0.007	0.010	0.008	No int.
25	A_S25	SLU fond., Mmin	2	3	-0.020	0.027	0.000	0.030	0.000	No int.
25	A_S25	SLU fond., Vmax	2	3	-0.020	0.020	0.002	0.020	0.002	No int.
25	A_S25	SLU fond., Vmin	2	3	-0.010	0.011	0.007	0.010	0.008	No int.
26	A_S26	SLU fond., Mmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.010	No int.
26	A_S26	SLU fond., Mmin	3	2	0.020	-0.024	0.001	0.030	0.001	No int.
26	A_S26	SLU fond., Vmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.010	No int.
26	A_S26	SLU fond., Vmin	3	2	0.010	-0.012	0.000	0.010	0.000	No int.
27	A_S27	SLU fond., Mmax	2	3	-0.010	0.015	0.007	0.020	0.007	No int.
27	A_S27	SLU fond., Mmin	2	3	-0.050	0.056	0.004	0.070	0.004	No int.
27	A_S27	SLU fond., Vmax	2	3	-0.020	0.023	0.003	0.030	0.003	No int.
27	A_S27	SLU fond., Vmin	2	2	0.030	-0.037	0.010	0.040	0.010	No int.
28	A_S28	SLU fond., Mmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.011	No int.
28	A_S28	SLU fond., Mmin	3	2	0.060	-0.073	0.002	0.090	0.002	No int.
28	A_S28	SLU fond., Vmax	3	3	-0.020	0.022	0.010	0.020	0.011	No int.
28	A_S28	SLU fond., Vmin	3	2	0.060	-0.073	0.002	0.090	0.002	No int.
29	A_S29	SLU fond., Mmax	2	3	-0.010	0.015	0.007	0.020	0.008	No int.
29	A_S29	SLU fond., Mmin	2	2	0.090	-0.100	0.030	0.120	0.032	No int.
29	A_S29	SLU fond., Vmax	2	2	0.020	-0.021	0.002	0.020	0.002	No int.
29	A_S29	SLU fond., Vmin	2	3	-0.080	0.085	0.034	0.100	0.036	No int.
30	A_S30	SLU fond., Mmax	3	3	-0.020	0.021	0.010	0.020	0.010	No int.
30	A_S30	SLU fond., Mmin	3	2	0.270	-0.303	0.027	0.360	0.028	No int.
30	A_S30	SLU fond., Vmax	3	3	-0.020	0.021	0.010	0.020	0.010	No int.
30	A_S30	SLU fond., Vmin	3	3	-0.270	0.303	0.027	0.360	0.028	No int.

31	B_S1	SLU fond., Mmax	4	4	-0.010	0.008	0.005	0.010	0.006	No int.
31	B_S1	SLU fond., Mmin	4	3	-0.010	0.008	0.002	0.010	0.002	No int.
31	B_S1	SLU fond., Vmax	4	3	-0.010	0.007	0.000	0.010	0.000	No int.
31	B_S1	SLU fond., Vmin	4	4	-0.010	0.008	0.006	0.010	0.007	No int.
32	B_S2	SLU fond., Mmax	4	3	-0.010	0.008	0.005	0.010	0.006	No int.
32	B_S2	SLU fond., Mmin	4	4	-0.010	0.008	0.001	0.010	0.001	No int.
32	B_S2	SLU fond., Vmax	4	3	-0.010	0.007	0.006	0.010	0.007	No int.
32	B_S2	SLU fond., Vmin	4	4	-0.010	0.008	0.000	0.010	0.000	No int.
33	B_S3	SLU fond., Mmax	4	3	-0.010	0.008	0.005	0.010	0.006	No int.
33	B_S3	SLU fond., Mmin	4	4	-0.010	0.008	0.001	0.010	0.001	No int.
33	B_S3	SLU fond., Vmax	4	4	-0.010	0.008	0.000	0.010	0.000	No int.
33	B_S3	SLU fond., Vmin	4	3	-0.010	0.008	0.006	0.010	0.007	No int.
34	B_S4	SLU fond., Mmax	4	4	-0.010	0.008	0.005	0.010	0.006	No int.
34	B_S4	SLU fond., Mmin	4	3	-0.010	0.007	0.001	0.010	0.001	No int.
34	B_S4	SLU fond., Vmax	4	4	-0.010	0.008	0.006	0.010	0.007	No int.
34	B_S4	SLU fond., Vmin	4	3	-0.010	0.007	0.000	0.010	0.000	No int.

Essendo tutti i rapporti η inferiori all'unità, le verifiche risultano pienamente soddisfatte.

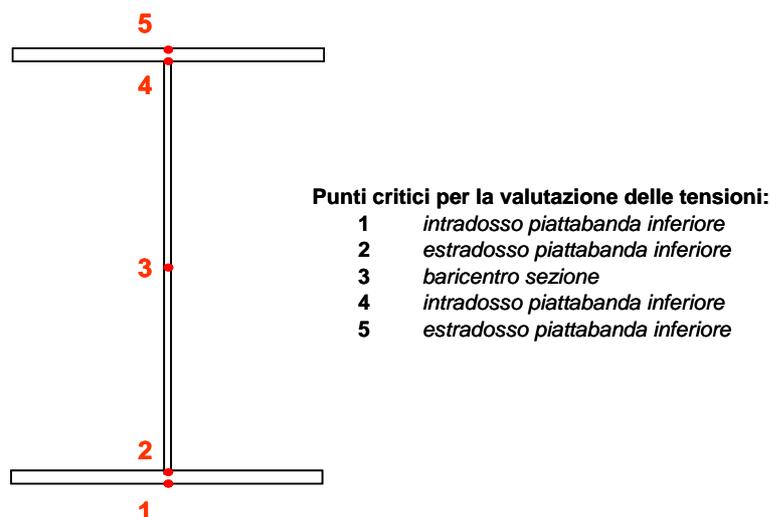
6.7.3 Verifiche allo Stato Limite di Fatica

Le verifiche a fatica vengono eseguite secondo i criteri già esposti con riferimento alle travi principali.

I dettagli maggiormente critici nell'ottica della crisi per fatica dei traversi sono costituiti principalmente dai seguenti:

- 1) Bullonatura di giunzione della piattabanda superiore;
- 2) Bullonatura di giunzione dell'anima;
- 3) Bullonatura di giunzione della piattabanda inferiore;
- 4) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore;
- 5) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda inferiore.

La seguente figura indica la posizione di ogni tipo di dettaglio per cui la $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$ risulta da controllare.



Secondo i criteri riportati nel capitolo 8 delle norme sopra citate, vengono eseguite le due seguenti verifiche:

- Controllo della variazione di sforzo sotto la combinazione SLE frequente:

$$\Delta\sigma \leq 1.5 f_y \quad \text{e} \quad \Delta\tau \leq 1.5 f_y / \sqrt{3}$$

- Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi di fatica:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1$$

6.7.3.1 Controllo della variazione di sforzo sotto i carichi ciclici

Si procede ora a verificare che i range tensionali $\Delta \sigma_P = |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|$ e $\Delta \tau_P = |\tau_{\max} - \tau_{\min}|$ valutati con riferimento alla combinazione di fatica risultino soddisfare le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1$$

dove i valori di γ_{Ff} , γ_{Mf} e $\Delta \sigma_C$ e $\Delta \tau_C$ sono funzione del dettaglio di volta in volta in esame.

In particolare, per ciascuno dei dettagli precedentemente elencati viene controllata la seguente variazione tensionale di calcolo:

- | | | |
|--|-----|---|
| 1) Bullonatura di giunzione della piattabanda superiore | ==> | media($\Delta \sigma_5; \Delta \sigma_5$) |
| 2) Bullonatura di giunzione dell'anima | ==> | max($\Delta \sigma_2; \Delta \sigma_4$) |
| 3) Bullonatura di giunzione della piattabanda inferiore | ==> | media($\Delta \sigma_1; \Delta \sigma_2$) |
| 4) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda superiore | ==> | $\Delta \sigma_4$ |
| 5) Saldatura di composizione tra anima e piattabanda inferiore | ==> | $\Delta \sigma_2$ |

La verifica a fatica dei vari dettagli strutturali viene infine condotta con riferimento alle categorie dei dettagli costruttivi della norma EN 1993-1-9, come di seguito indicato:

- | | | | |
|----------------|-------------------|---------------------------|-------|
| ○ Dettaglio 1: | n. 11 Tabella 8.1 | $\Delta \sigma_c = 80.0$ | [MPa] |
| ○ Dettaglio 2: | n. 11 Tabella 8.1 | $\Delta \sigma_c = 80.0$ | [MPa] |
| ○ Dettaglio 3: | n. 11 Tabella 8.1 | $\Delta \sigma_c = 80.0$ | [MPa] |
| ○ Dettaglio 4: | n. 3 Tabella 8.2 | $\Delta \sigma_c = 112.0$ | [MPa] |
| ○ Dettaglio 5: | n. 3 Tabella 8.2 | $\Delta \sigma_c = 112.0$ | [MPa] |

Di seguito vengono riportati i prospetti riassuntivi dei coefficienti η riscontrati in corrispondenza dei vari dettagli critici esaminati per tutte le sezioni critiche. In particolare, si è posto:

$$\eta = \frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}}$$

Le verifiche si riterranno soddisfatte se i coefficienti η risulteranno tutti inferiori all'unità.

Nelle seguenti tabelle verranno indicate in grassetto le situazioni maggiormente critiche, dettaglio per dettaglio.

Combinazione fatica

Sezione	den.	Combinazione	Psup	Pinf	web	Psup-Psup	Pinf-Pinf	web-Psup	web-Pinf	irrV-web	irrV-Psup	irrV-Pinf
1	A_S1	SL fatica., Mmax	0.872	0.872	0.081	0.931	0.931	0.928	0.928	1.299	1.299	1.299
1	A_S1	SL fatica., Mmin	0.872	0.872	0.081	0.931	0.931	0.928	0.928	1.299	1.299	1.299
1	A_S1	SL fatica., Vmax	0.872	0.872	0.081	0.931	0.931	0.928	0.928	1.299	1.299	1.299
1	A_S1	SL fatica., Vmin	0.872	0.872	0.081	0.931	0.931	0.928	0.928	1.299	1.299	1.299
2	A_S2	SL fatica., Mmax	0.290	0.290	0.068	0.310	0.310	0.309	0.309	0.433	0.433	0.433
2	A_S2	SL fatica., Mmin	0.290	0.290	0.068	0.310	0.310	0.309	0.309	0.433	0.433	0.433
2	A_S2	SL fatica., Vmax	0.238	0.238	0.081	0.254	0.254	0.253	0.253	0.354	0.354	0.354
2	A_S2	SL fatica., Vmin	0.238	0.238	0.081	0.254	0.254	0.253	0.253	0.354	0.354	0.354
3	A_S3	SL fatica., Mmax	0.202	0.202	0.012	0.215	0.215	0.214	0.214	0.300	0.300	0.300
3	A_S3	SL fatica., Mmin	0.202	0.202	0.012	0.215	0.215	0.214	0.214	0.300	0.300	0.300
3	A_S3	SL fatica., Vmax	0.201	0.201	0.012	0.215	0.215	0.214	0.214	0.299	0.299	0.299
3	A_S3	SL fatica., Vmin	0.201	0.201	0.012	0.215	0.215	0.214	0.214	0.299	0.299	0.299
4	A_S4	SL fatica., Mmax	0.145	0.145	0.002	0.155	0.155	0.154	0.154	0.216	0.216	0.216
4	A_S4	SL fatica., Mmin	0.145	0.145	0.002	0.155	0.155	0.154	0.154	0.216	0.216	0.216
4	A_S4	SL fatica., Vmax	0.103	0.103	0.012	0.110	0.110	0.110	0.110	0.154	0.154	0.154
4	A_S4	SL fatica., Vmin	0.103	0.103	0.012	0.110	0.110	0.110	0.110	0.154	0.154	0.154
5	A_S5	SL fatica., Mmax	0.066	0.066	0.005	0.070	0.070	0.070	0.070	0.098	0.098	0.098
5	A_S5	SL fatica., Mmin	0.066	0.066	0.005	0.070	0.070	0.070	0.070	0.098	0.098	0.098
5	A_S5	SL fatica., Vmax	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
5	A_S5	SL fatica., Vmin	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
6	A_S6	SL fatica., Mmax	0.051	0.051	0.002	0.054	0.054	0.054	0.054	0.075	0.075	0.075
6	A_S6	SL fatica., Mmin	0.051	0.051	0.002	0.054	0.054	0.054	0.054	0.075	0.075	0.075
6	A_S6	SL fatica., Vmax	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
6	A_S6	SL fatica., Vmin	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
7	A_S7	SL fatica., Mmax	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
7	A_S7	SL fatica., Mmin	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
7	A_S7	SL fatica., Vmax	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
7	A_S7	SL fatica., Vmin	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
8	A_S8	SL fatica., Mmax	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
8	A_S8	SL fatica., Mmin	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
8	A_S8	SL fatica., Vmax	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
8	A_S8	SL fatica., Vmin	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
9	A_S9	SL fatica., Mmax	0.034	0.034	0.007	0.036	0.036	0.036	0.036	0.050	0.050	0.050
9	A_S9	SL fatica., Mmin	0.034	0.034	0.007	0.036	0.036	0.036	0.036	0.050	0.050	0.050
9	A_S9	SL fatica., Vmax	0.033	0.033	0.007	0.035	0.035	0.035	0.035	0.048	0.048	0.048
9	A_S9	SL fatica., Vmin	0.033	0.033	0.007	0.035	0.035	0.035	0.035	0.048	0.048	0.048
10	A_S10	SL fatica., Mmax	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
10	A_S10	SL fatica., Mmin	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
10	A_S10	SL fatica., Vmax	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
10	A_S10	SL fatica., Vmin	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
11	A_S11	SL fatica., Mmax	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.075	0.075	0.105	0.105	0.105
11	A_S11	SL fatica., Mmin	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.075	0.075	0.105	0.105	0.105
11	A_S11	SL fatica., Vmax	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.074	0.074	0.104	0.104	0.104
11	A_S11	SL fatica., Vmin	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.074	0.074	0.104	0.104	0.104
12	A_S12	SL fatica., Mmax	0.054	0.054	0.016	0.058	0.058	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
12	A_S12	SL fatica., Mmin	0.054	0.054	0.016	0.058	0.058	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
12	A_S12	SL fatica., Vmax	0.053	0.053	0.016	0.057	0.057	0.057	0.057	0.079	0.079	0.079
12	A_S12	SL fatica., Vmin	0.053	0.053	0.016	0.057	0.057	0.057	0.057	0.079	0.079	0.079
13	A_S13	SL fatica., Mmax	0.095	0.095	0.023	0.101	0.101	0.101	0.101	0.141	0.141	0.141
13	A_S13	SL fatica., Mmin	0.095	0.095	0.023	0.101	0.101	0.101	0.101	0.141	0.141	0.141
13	A_S13	SL fatica., Vmax	0.094	0.094	0.023	0.101	0.101	0.100	0.100	0.140	0.140	0.140
13	A_S13	SL fatica., Vmin	0.094	0.094	0.023	0.101	0.101	0.100	0.100	0.140	0.140	0.140
14	A_S14	SL fatica., Mmax	0.085	0.085	0.023	0.091	0.091	0.091	0.091	0.127	0.127	0.127
14	A_S14	SL fatica., Mmin	0.085	0.085	0.023	0.091	0.091	0.091	0.091	0.127	0.127	0.127
14	A_S14	SL fatica., Vmax	0.085	0.085	0.023	0.090	0.090	0.090	0.090	0.126	0.126	0.126
14	A_S14	SL fatica., Vmin	0.085	0.085	0.023	0.090	0.090	0.090	0.090	0.126	0.126	0.126

15	A_S15	SL fatica, Mmax	0.100	0.100	0.025	0.106	0.106	0.106	0.106	0.148	0.148	0.148
15	A_S15	SL fatica, Mmin	0.100	0.100	0.025	0.106	0.106	0.106	0.106	0.148	0.148	0.148
15	A_S15	SL fatica, Vmax	0.099	0.099	0.025	0.106	0.106	0.105	0.105	0.148	0.148	0.148
15	A_S15	SL fatica, Vmin	0.099	0.099	0.025	0.106	0.106	0.105	0.105	0.148	0.148	0.148
16	A_S16	SL fatica, Mmax	0.100	0.100	0.025	0.106	0.106	0.106	0.106	0.148	0.148	0.148
16	A_S16	SL fatica, Mmin	0.100	0.100	0.025	0.106	0.106	0.106	0.106	0.148	0.148	0.148
16	A_S16	SL fatica, Vmax	0.099	0.099	0.025	0.106	0.106	0.105	0.105	0.148	0.148	0.148
16	A_S16	SL fatica, Vmin	0.099	0.099	0.025	0.106	0.106	0.105	0.105	0.148	0.148	0.148
17	A_S17	SL fatica, Mmax	0.085	0.085	0.023	0.091	0.091	0.091	0.091	0.127	0.127	0.127
17	A_S17	SL fatica, Mmin	0.085	0.085	0.023	0.091	0.091	0.091	0.091	0.127	0.127	0.127
17	A_S17	SL fatica, Vmax	0.085	0.085	0.023	0.090	0.090	0.090	0.090	0.126	0.126	0.126
17	A_S17	SL fatica, Vmin	0.085	0.085	0.023	0.090	0.090	0.090	0.090	0.126	0.126	0.126
18	A_S18	SL fatica, Mmax	0.095	0.095	0.023	0.101	0.101	0.101	0.101	0.141	0.141	0.141
18	A_S18	SL fatica, Mmin	0.095	0.095	0.023	0.101	0.101	0.101	0.101	0.141	0.141	0.141
18	A_S18	SL fatica, Vmax	0.094	0.094	0.023	0.101	0.101	0.100	0.100	0.140	0.140	0.140
18	A_S18	SL fatica, Vmin	0.094	0.094	0.023	0.101	0.101	0.100	0.100	0.140	0.140	0.140
19	A_S19	SL fatica, Mmax	0.054	0.054	0.016	0.058	0.058	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
19	A_S19	SL fatica, Mmin	0.054	0.054	0.016	0.058	0.058	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
19	A_S19	SL fatica, Vmax	0.053	0.053	0.016	0.057	0.057	0.057	0.057	0.079	0.079	0.079
19	A_S19	SL fatica, Vmin	0.053	0.053	0.016	0.057	0.057	0.057	0.057	0.079	0.079	0.079
20	A_S20	SL fatica, Mmax	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.075	0.075	0.105	0.105	0.105
20	A_S20	SL fatica, Mmin	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.075	0.075	0.105	0.105	0.105
20	A_S20	SL fatica, Vmax	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.074	0.074	0.104	0.104	0.104
20	A_S20	SL fatica, Vmin	0.070	0.070	0.016	0.075	0.075	0.074	0.074	0.104	0.104	0.104
21	A_S21	SL fatica, Mmax	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
21	A_S21	SL fatica, Mmin	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
21	A_S21	SL fatica, Vmax	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
21	A_S21	SL fatica, Vmin	0.023	0.023	0.007	0.025	0.025	0.025	0.025	0.035	0.035	0.035
22	A_S22	SL fatica, Mmax	0.034	0.034	0.007	0.036	0.036	0.036	0.036	0.050	0.050	0.050
22	A_S22	SL fatica, Mmin	0.034	0.034	0.007	0.036	0.036	0.036	0.036	0.050	0.050	0.050
22	A_S22	SL fatica, Vmax	0.033	0.033	0.007	0.035	0.035	0.035	0.035	0.048	0.048	0.048
22	A_S22	SL fatica, Vmin	0.033	0.033	0.007	0.035	0.035	0.035	0.035	0.048	0.048	0.048
23	A_S23	SL fatica, Mmax	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
23	A_S23	SL fatica, Mmin	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
23	A_S23	SL fatica, Vmax	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
23	A_S23	SL fatica, Vmin	0.065	0.065	0.015	0.069	0.069	0.069	0.069	0.097	0.097	0.097
24	A_S24	SL fatica, Mmax	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
24	A_S24	SL fatica, Mmin	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
24	A_S24	SL fatica, Vmax	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
24	A_S24	SL fatica, Vmin	0.054	0.054	0.015	0.057	0.057	0.057	0.057	0.080	0.080	0.080
25	A_S25	SL fatica, Mmax	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
25	A_S25	SL fatica, Mmin	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
25	A_S25	SL fatica, Vmax	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
25	A_S25	SL fatica, Vmin	0.026	0.026	0.007	0.027	0.027	0.027	0.027	0.038	0.038	0.038
26	A_S26	SL fatica, Mmax	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
26	A_S26	SL fatica, Mmin	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
26	A_S26	SL fatica, Vmax	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
26	A_S26	SL fatica, Vmin	0.027	0.027	0.007	0.029	0.029	0.029	0.029	0.041	0.041	0.041
27	A_S27	SL fatica, Mmax	0.033	0.033	0.008	0.035	0.035	0.035	0.035	0.049	0.049	0.049
27	A_S27	SL fatica, Mmin	0.033	0.033	0.008	0.035	0.035	0.035	0.035	0.049	0.049	0.049
27	A_S27	SL fatica, Vmax	0.033	0.033	0.008	0.035	0.035	0.035	0.035	0.049	0.049	0.049
27	A_S27	SL fatica, Vmin	0.033	0.033	0.008	0.035	0.035	0.035	0.035	0.049	0.049	0.049
28	A_S28	SL fatica, Mmax	0.031	0.031	0.008	0.034	0.034	0.033	0.033	0.047	0.047	0.047
28	A_S28	SL fatica, Mmin	0.031	0.031	0.008	0.034	0.034	0.033	0.033	0.047	0.047	0.047
28	A_S28	SL fatica, Vmax	0.031	0.031	0.008	0.033	0.033	0.033	0.033	0.046	0.046	0.046
28	A_S28	SL fatica, Vmin	0.031	0.031	0.008	0.033	0.033	0.033	0.033	0.046	0.046	0.046
29	A_S29	SL fatica, Mmax	0.038	0.038	0.009	0.041	0.041	0.040	0.040	0.057	0.057	0.057
29	A_S29	SL fatica, Mmin	0.038	0.038	0.009	0.041	0.041	0.040	0.040	0.057	0.057	0.057
29	A_S29	SL fatica, Vmax	0.038	0.038	0.009	0.041	0.041	0.040	0.040	0.057	0.057	0.057
29	A_S29	SL fatica, Vmin	0.038	0.038	0.009	0.041	0.041	0.040	0.040	0.057	0.057	0.057

30	A_S30	SL fatica., Mmax	0.036	0.036	0.009	0.039	0.039	0.038	0.038	0.054	0.054	0.054
30	A_S30	SL fatica., Mmax	0.036	0.036	0.009	0.039	0.039	0.038	0.038	0.054	0.054	0.054
30	A_S30	SL fatica., Mmin	0.036	0.036	0.009	0.039	0.039	0.038	0.038	0.054	0.054	0.054
30	A_S30	SL fatica., Vmax	0.036	0.036	0.009	0.039	0.039	0.038	0.038	0.054	0.054	0.054
31	B_S1	SL fatica., Vmin	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
31	B_S1	SL fatica., Mmax	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
31	B_S1	SL fatica., Mmin	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
31	B_S1	SL fatica., Vmax	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
32	B_S2	SL fatica., Vmin	0.014	0.014	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
32	B_S2	SL fatica., Mmax	0.014	0.014	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
32	B_S2	SL fatica., Mmin	0.013	0.013	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
32	B_S2	SL fatica., Vmax	0.013	0.013	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
33	B_S3	SL fatica., Vmin	0.014	0.014	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
33	B_S3	SL fatica., Mmax	0.014	0.014	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
33	B_S3	SL fatica., Mmin	0.013	0.013	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
33	B_S3	SL fatica., Vmax	0.013	0.013	0.005	0.015	0.015	0.015	0.015	0.020	0.020	0.020
34	B_S4	SL fatica., Vmin	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
34	B_S4	SL fatica., Mmax	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
34	B_S4	SL fatica., Mmin	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019
34	B_S4	SL fatica., Vmax	0.012	0.012	0.005	0.014	0.014	0.013	0.013	0.019	0.019	0.019

Essendo i coefficienti tutti ampiamente inferiori all'unità, le verifiche possono ritenersi pienamente soddisfatte.

6.7.4 Verifica in caso di sollevamento dell'impalcato

Il progetto prevede che il sollevamento dell'impalcato ai fini della manutenzione/sostituzione delle apparecchiature d'appoggio avvenga mediante martinetti posizionati a coppie su ciascuna pila. Dal momento che tali martinetti è previsto che trovino riscontro sul traverso di pila, un apposito sistema di irrigidenti è stato predisposto per irrigidire l'anima del traverso.

La portata dei martinetti, valutata in assenza di traffico, risulta essere pari a 3876.22 kN allo SLE e 5232.9 kN allo SLU. Si considera quindi il traverso semplicemente appoggiato alle travi principali e soggetto a due forze dirette verso l'alto posizionate a distanza di 1.0 m rispetto alle estremità del traverso stesso.

Si riporta di seguito la verifica in condizioni di esercizio per effetto delle seguenti sollecitazioni:

$$V = 3876.22 \text{ kN}$$

$$M = 3876.22 \text{ kNm}$$

Sollevamento SLE

	σ	η
$\sigma 5$	111.10	0.31
$\sigma 4$	190.80	0.54
$\sigma 3$	238.60	0.67
$\sigma 2$	190.80	0.54
$\sigma 1$	111.10	0.31

Dal momento che il coefficiente η risulta inferiore all'unità, la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Si riporta ora la verifica in condizioni ultime per effetto delle seguenti sollecitazioni:

$$V = 5232.9 \text{ kN}$$

$$M = 5232.9 \text{ kNm}$$

Si effettua innanzitutto la classificazione della sezione.

Essendo risultata di classe 3 la sezione, viene applicato il metodo elastico in fase di verifica della capacità resistente flessionale in condizioni ultime.

Sollevarmento SLU

	σ	η
$\sigma 5$	150.00	0.42
$\sigma 4$	145.00	0.41
$\sigma 3$	0.00	0.00
$\sigma 2$	-145.00	0.41
$\sigma 1$	-150.00	0.42

Dal momento che il coefficiente η risulta inferiore all'unità, la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Con riferimento alla capacità resistente a taglio, la verifica restituisce quanto segue:

$$V_{ed}/V_{pl,Rd} = 0.71 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$M_{ed}/M_{f,Rd} = 0.58$$

$$V_{ed}/V_{bw,Rd} = 0.75 \quad \text{non c'è interazione taglio momento}$$

Dal momento che il coefficiente η risulta inferiore all'unità, la verifica si ritiene ampiamente soddisfatta.

6.7.5 Verifiche delle bullonature dei traversi di testa-pila

I traversi di testa-pila risultano collegati alle travi principali mediante giunzioni bullonate ad attrito. A tale scopo vengono impiegati bulloni M27 di Categoria B di classe 10.9. La bullonatura d'anima è costituita da 32+32 bulloni su due file ciascuna mentre le bullonature di piattabanda vengono realizzate con 12+12 bulloni sia superiormente che inferiormente.

Si valutano innanzitutto i valori delle resistenze con riferimento a bulloni M27.

La resistenza a scorrimento in condizioni di esercizio viene valutata come segue:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} 0.7 f_{ub} A_s = 87.62 \text{ kN}$$

dove:

$$k_s = 1.0 \quad \text{per bulloni in fori normali}$$

$$n = 1.0 \quad \text{essendo una la superficie di contatto}$$

$$\mu = 0.30 \quad \text{coefficiente di attrito}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \quad \text{resistenza ultima a trazione del bullone}$$

$$A_s = 453.0 \text{ mm}^2 \quad \text{area resistente dei bulloni M20}$$

$$\gamma_{M3} = 1.10$$

La resistenza a taglio del singolo bullone in condizioni ultime viene invece valutata, tenendo conto della resistenza di una faccia, come segue:

$$F_{s,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 161.64 \text{ kN}$$

dove:

$\alpha_v = 0.5$ per bulloni di classe 10.9

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ resistenza ultima a trazione del bullone

$A = 453.0 \text{ mm}^2$ area resistente dei bulloni M20

$\gamma_{M2} = 1.25$

La resistenza a rifollamento in condizioni ultime viene infine valutata come segue:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$k_1 = 2.50$ funzione della geometria della bullonatura

$\alpha_b = 0.52$ funzione della geometria della bullonatura

$f_u = 510 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$

$d = 27 \text{ mm}$ diametro del bullone

$t = 20 \text{ mm}$ minimo spessore della lamiera

$\gamma_{M2} = 1.25$

Di conseguenza:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 301.64 \text{ kN}$$

La resistenza ultima di progetto della sezione "netta" depurata dai fori viene infine valutata come segue:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

dove:

A_{net} = area della sezione resistente depurata dai fori

$f_u = 510 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$

$\gamma_{M2} = 1.25$

mentre la resistenza a snervamento della sezione lorda viene valutata come segue:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove:

A = area della sezione lorda

$f_y = 355 \text{ MPa}$ per $t \leq 40 \text{ mm}$

$\gamma_{M0} = 1.05$

La condizione maggiormente gravosa per la bullonatura di collegamento dei traversi di testa-pila alla trave principale risulta coincidere con la condizione di sollevamento dell'impalcato finalizzata all'ispezione/manutenzione degli appoggi. In tale condizione si rileva il seguente stato tensionale, rispettivamente in condizioni di esercizio e ultime. I valori sono espressi in kN e kNm.

Condizione di sollevamento impalcato S.L.E.:

$$V = 3876.22 \text{ kN}$$

$$M = 3876.22 \text{ kN}$$

Condizione di sollevamento impalcato S.L.U.:

$$V = 5232.9 \text{ kN}$$

$$M = 5232.9 \text{ kN}$$

Da tali sollecitazioni complessive si ricavano le azioni di taglio agenti rispettivamente in condizioni di esercizio e ultime sulle bullonature della piattabanda superiore, di quella inferiore e dell'anima.

Piattabanda superiore

	N piattabanda	Tbullone
S.L.E.	1638.75	68.28
S.L.U.	2212.50	92.19

Piattabanda inferiore

	N piattabanda	Tbullone
S.L.E.	1638.75	68.28
S.L.U.	2212.50	92.19

Anima

	N	M	T	Tbullone
S.L.E.	0.00	1294.34	3338.71	87.48
S.L.U.	0.00	1816.47	5230.00	128.35

In conclusione, la forza di taglio massima agente in condizioni di esercizio risulta pari a:

$$F_{v,Ed,ser} = 87.48 \text{ kN}$$

ed, essendo inferiore alla resistenza a scorrimento in condizioni di servizio, porta a soddisfare la condizione di verifica 1).

Invece la forza di taglio massima agente in condizioni ultime risulta pari a:

$$F_{v,Ed} = 128.35 \text{ kN}$$

ed, essendo inferiore sia alla resistenza a scorrimento in condizioni ultime sia alla resistenza a rifollamento, porta a soddisfare le rimanenti condizioni di verifica 2) e 3).

Rimane infine da verificare la sezione resistente delle piattabande, dell'anima e dei relativi coprigiunti.

Collegamento piattabanda inferiore

Coprigiunto interno		Coprigiunto esterno		piattabanda	
b	380	b	380	b	500
s	20	s	20	s	30
Anet	5320	Anet	5320	Anet	11580
fy	355	fy	355	fy	355
fu	490	fu	490	fu	490
γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25
γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05
Nu,rd	1876.90	Nu,rd	1876.90	Nu,rd	4085.42
Npl,rd	2569.52	Npl,rd	2569.52	Npl,rd	5071.43
Nrd	1876.90	Nrd	1876.90	Nrd	4085.42
Nsd inf	1106.25	Nsd inf	1106.25	Nsd inf	2212.50

Collegamento piattabanda superiore

Coprigiunto interno		Coprigiunto esterno		piattabanda	
b	380	b	380	b	500
s	20	s	20	s	30
Anet	5320	Anet	5320	Anet	11580
fy	355	fy	355	fy	355
fu	490	fu	490	fu	490
γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25	γ_{m2}	1.25
γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05	γ_{m0}	1.05
Nu,rd	1876.90	Nu,rd	1876.90	Nu,rd	4085.42
Npl,rd	2569.52	Npl,rd	2569.52	Npl,rd	5071.43
Nrd	1876.90	Nrd	1876.90	Nrd	4085.42
Nsd inf	1106.25	Nsd inf	1106.25	Nsd inf	2212.50

Coprigiunto anima

h	1675
s	20
Arid	24380
Jprid	5.7E+09

Coprigiunto anima

N	M	T	σ_{max}	τ_{med}	σ_{id}
0.00	726.59	2092.00	106.84	85.81	183.04

Anima

foro	28.5
n file x	2
n file y	16
iy	105
Arid	23112
Jprid	5979055500

Anima

N	M	T	σ_{max}	τ_{med}	σ_{id}
0.00	1271.53	3661.00	185.02	158.40	330.92

6.8 Soletta d'impalcato

Nel presente paragrafo si prende in esame la soletta dell'impalcato. In particolare si provvede ad eseguire lo studio della statica locale della soletta in quanto la statica globale è già stata presa in esame nei paragrafi precedenti, valutando le tensioni nel calcestruzzo e nelle barre d'armatura longitudinali.

In fase di progetto si è scelto di realizzare la soletta con l'utilizzo di coppelle prefabbricate che fungono da cassero a perdere. Lo spessore complessivo di soletta è pari mediamente a circa 0.315 m, di cui 0.06 m sono relativi alla coppella. La larghezza totale della soletta è pari a 13.50 m.

Nei punti seguenti viene innanzitutto verificata la coppella durante la fase di getto della soletta; in secondo luogo viene esaminato il comportamento complessivo in fase di esercizio.

6.8.1 Verifica coppella in fase di costruzione

In direzione trasversale, il getto della soletta avverrà in due fasi:

- fase 1: viene gettata la zona centrale tra le due travi e un'aliquota degli sbalzi di lunghezza pari a 1.50 m a partire dagli assi delle travi;
- fase 2: viene gettata la parte residua degli sbalzi della soletta, comprensiva del sovra spessore dovuto alla presenza dei marciapiedi.

In fase di getto si terrà conto, oltre al peso dei casseri fermagetto pari 0.75 kN/m, anche della presenza di un carico accidentale del valore di 1.0 kN/m².

Si prevede l'utilizzo di coppelle di larghezza 2.40 m e dello spessore di 60.0 mm, armate con n. 4 tralacci d'armatura. Si potranno eventualmente adottare campiture differenti, a patto di mantenere i medesimi quantitativi d'armatura e, per i tralacci, i medesimi rapporti dimensionali.

Ciascun traliccio è così formato:

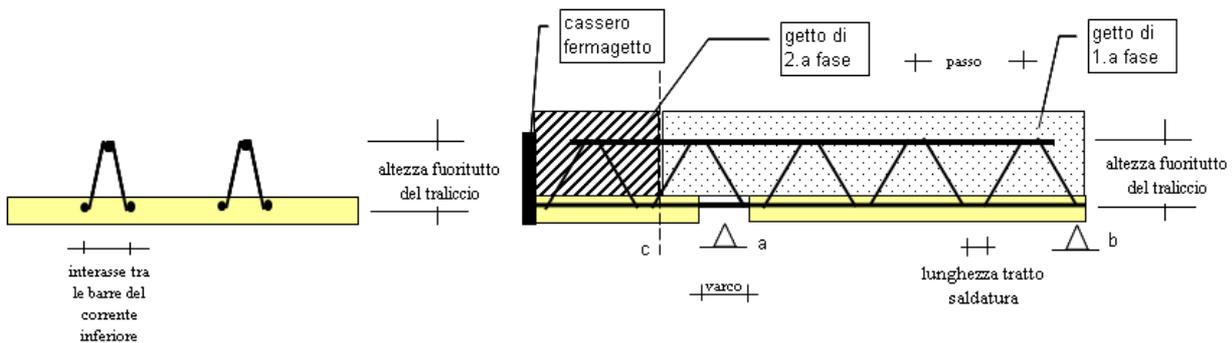
Corrente superiore: n. 1 ϕ 30

Corrente inferiore: n. 2 ϕ 20 annegati nella coppella.

Staffe diagonali: n. 2 ϕ 16/25

Altezza fuoritutto del traliccio: 159.0 mm

Distanza assi corrente superiore/inferiore: 134.0 mm

1 . COPPELLA PER GETTO SOLETTA : NON COLLABORANTE CON SBALZO AUTOSOSTENTANTE E FERMAGETTO A FINE SBALZO.POSIZIONE : **muro frontale agli imbocchi****1.1. DATI D'INGRESSO.**

Geometria	luce tra gli appoggi "a" e "b" :	=	7.46	m	
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella :	=	3.46	m	
	numero degli sbalzi :	=	2		
Coppella	spessore della coppella :	=	0.060	m	
	varco tra le coppelle (vedi figura):	=	0.300	m	
	larghezza della coppella in campata :	=	2.400	m	
	larghezza della coppella presso lo sbalzo :	=	2.400	m	
Tralicci	numero di tralicci per coppella :	=	4		
	altezza fuoritutto del traliccio :	=	0.159	m	
	diametro delle barre del corrente superiore :	$\Phi_{cor.sup}$	=	30	mm
	diametro delle barre del corrente inferiore :	$\Phi_{cor.inf}$	=	20	mm
	diametro delle barre diagonali :	Φ_{diag}	=	16	mm
	coefficiente α per corrente superiore in funzione di λ calcolato più avanti : $\lambda =$	29.33333	$\alpha_{cor.sup}$	=	1.10
	coefficiente α per corrente inferiore in funzione di λ calcolato più avanti : $\lambda =$	36	$\alpha_{cor.inf}$	=	1.16
	coefficiente α per diagonale in funzione di λ calcolato più avanti : $\lambda =$	43	α_{diag}	=	1.24
	passo degli elementi diagonali :		=	0.25	m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore :		=	0.03	m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore :		=	0.03	m
	interasse fra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell' immagine) :		=	0.100	m
Carichi	spessore del getto (compreso maggior spessore in fase esecutiva da livellare) :	=	0.32	m	
	lunghezza di getto in 1.a fase dello sbalzo da "a" a "c" :	=	1.50	m	
	sovraccarico accidentale in corso di esecuzione :	=	1.00	kN / m ²	
	cassero fermagetto :	=	0.00	kN / m	
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase presso la sua sezione di incastro :	taglio	=	0.00	kN / m
		momento	=	0.00	kN * m / m
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 2.a fase presso la sua sezione di incastro :	taglio	=	0.00	kN / m
		momento	=	0.00	kN * m / m
Opzioni	deduzione dei momenti agli sbalzi dal momento in campata (inputare il codice 1 se si vogliono dedurre, altrimenti inputare 0) :		=	1	
	deduzione del varco tra le coppelle dalle luci delle mensole e della campata (inputare il codice 1 se si vogliono dedurre, altrimenti inputare 0) :		=	0	

1.2. DATI CALCOLATI.

$$\text{Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore : } ic = 0.16 - (0.03 + 0.02) / 2 = 0.134 \text{ m}$$

$$\text{Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella dell' elemento di diagonale : } a = (0.25 - 0.03 - 0.03) / 2 = 0.095 \text{ m}$$

$$\text{inclinazione dell' elemento di diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale : } \alpha = \arctg (a / ic) = \arctg (0.095 / 0.134) = 35.33^\circ$$

$$\text{Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella dell' elemento di diagonale : } b = (0.100 + 0.020 - 0.030) / 2 = 0.045 \text{ m}$$

$$\text{inclinazione dell' elemento di diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale : } \beta = \arctg (b / ic) = \arctg (0.045 / 0.134) = 18.56^\circ$$

Taglio presso l' appoggio :

dallo sbalzo : coppella :	2.400	*	0.060	* 25.0 *	3.46	=	12.46 kN / coppella
carico accidentale :	2.400	*	1.00	*	3.46	=	8.30 kN / coppella
fermagetto :	2.400	*	0.00			=	0.00 kN / coppella
getto :	2.400	*	0.32	* 25.0 *	1.50	=	28.35 kN / coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase					2.400	*	0.00
						Tasbal	= 49.11 kN / coppella

dalla campata : coppella + getto :	2.400	*	(0.32 + 0.060) * 25.0 *	7.46	/ 2	=	83.93 kN / coppella
carico accidentale :		*	2.400 * 1.00 *	7.46	/ 2	=	8.95 kN / coppella
					Tacamp	=	92.88 kN / coppella

$$Ta = \text{MAX} [Tacamp ; Tasbal] = [92.88 ; 49.11] = 92.88 \text{ kN / coppella}$$

Momento presso l' appoggio :

coppella :	12.46	*	3.46	/ 2	=	21.55 kN * m / coppella	
carico accidentale :	8.30	*	3.46	/ 2	=	14.37 kN * m / coppella	
fermagetto :	0.00	*	3.46	/ 2	=	0.00 kN * m / coppella	
getto :	28.35	*	1.50	/ 2	=	21.26 kN * m / coppella	
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase			2.400	*	0.00	=	0.00 kN * m / coppella
					Ma	=	57.18 kN * m / coppella

Momento in campata :

momento dallo/dagli sbalzo/i :	1	*	2	*	57.18	/ 2	=	57.18 kN * m / coppella
coppella + getto :	-2.400	*	(0.32 + 0.060) * 25.0 *	7.46	* 2 / 8	=	-156.52 kN * m / coppella	
carico accidentale :		*	-2.400 * 1.00 *	7.46	* 2 / 8	=	-16.70 kN * m / coppella	
					Mab	=	-116.04 kN * m / coppella	

Taglio presso la ripresa dello sbalzo :

coppella :	2.400	*	0.060	* 25.0 * (3.46 - 1.50)	=	7.06 kN / coppella	
carico accidentale :	2.400	*	1.000	* (3.46 - 1.50)	=	4.70 kN / coppella	
fermagetto :	2.400	*	0.000		=	0.00 kN / coppella	
getto :	2.400	*	0.315	* 25.0 * (3.46 - 1.50)	=	37.04 kN / coppella	
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase				2.400	*	0.00	
					Tc	=	48.80 kN / coppella

Momento presso la ripresa dello sbalzo :

coppella :	7.06	*	(3.46 - 1.50) / 2	=	6.91 kN * m / coppella		
carico accidentale :	4.70	*	(3.46 - 1.50) / 2	=	4.61 kN * m / coppella		
fermagetto :	0.00	*	(3.46 - 1.50)	=	0.00 kN * m / coppella		
getto :	37.04	*	(3.46 - 1.50) / 2	=	36.30 kN * m / coppella		
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase			2.400	*	0.00	=	0.00 kN * m / coppella
					Mc	=	47.83 kN * m / coppella

1.3. VERIFICA DELLE COPPELLE.

Convenzione : sforzi e tensioni > 0 se di trazione.

1.3.1. TENSIONI NEL CORRENTE SUPERIORE.

Massima tensione di compressione nella barra (sezione in campata) :

Massimo sforzo di compressione nella barra :

$$C = -116.04 / (0.134 * 1 \text{ barra / traliccio} * 4 \text{ tralici / coppella}) = -216.49 \text{ kN / barra}$$

Raggio giratore : $i = 3.00 / \sqrt{4} = 0.75 \text{ cm}$

lunghezza della barra tra vincolo e vincolo : $L = 25.00 - 3.00 = 22.00 \text{ cm}$

lunghezza di libera inflessione (caso euleriano cerniera - cerniera) : $LO = L = 22.00 \text{ cm}$

snellezza : $\lambda = LO / i = 22.00 / 0.75 = 29.33333$

tensione di compressione nella barra : $C * \omega / Af = -216.49 * 10^3 * 1.10 / 707 = -336.9 \text{ N / mm}^2$

Massima tensione di trazione nella barra (sezione presso l'appoggio) :

Massimo sforzo di trazione nella barra :

$$\text{MAX [Ma ; Mc]} = [57.18 ; 47.83] = 57.18 \text{ kN / coppella}$$

T = $57.18 / (0.134 * 1 \text{ barra / traliccio} * 4 \text{ tralici / coppella}) = 106.67 \text{ kN / barra}$

tensione di trazione nella barra : $T / Af = 106.67 * 10^3 / 707 = 150.9 \text{ N / mm}^2$

1.3.2. TENSIONI NEL CORRENTE INFERIORE.

Massima tensione di compressione nella barra (sezione presso l'appoggio) :

Massimo sforzo di compressione nella barra :

$$\text{MAX [Ma ; Mc]} = [57.18 ; 47.83] = 57.18 \text{ kN * m / coppella}$$

C = $-57.18 / (0.134 * 2 \text{ barre / traliccio} * 4 \text{ tralici / coppella}) = -53.34 \text{ kN / barra}$

Raggio giratore : $i = 2.00 / \sqrt{4} = 0.50 \text{ cm}$

lunghezza della barra tra vincolo e vincolo : $L = 30.00 + 2 * 3.00 = 36.00 \text{ cm}$

lunghezza di libera inflessione (caso euleriano incastro - incastro) : $LO = 0.5 * L = 0.50 * 36.00 = 18.00 \text{ cm}$

snellezza : $\lambda = LO / i = 18.00 / 0.50 = 36$

tensione di compressione nella barra : $C * \omega / Af = -53.34 * 10^3 * 1.16 / 314 = -196.9 \text{ N / mm}^2$

Massima tensione di trazione nella barra (sezione in campata) :

Massimo sforzo di trazione nella barra :

T = $116.04 / (0.134 * 2 \text{ barre / traliccio} * 4 \text{ tralici / coppella}) = 108.24 \text{ kN / barra}$

tensione di trazione nella barra : $T / Af = 108.24 * 10^3 / 314 = 344.6 \text{ N / mm}^2$

1.3.3. TENSIONI NEGLI ELEMENTI DIAGONALI.

Massima tensione di compressione nella barra (sezione presso l'appoggio) :

Massimo sforzo di taglio sulle sezioni :

$$\text{MAX [Ta ; Tc]} = [92.88 ; 48.80] = 92.88 \text{ kN / coppella}$$

Massimo sforzo di compressione nella barra :

D = $-92.88 / (\cos 35.33 * \cos 18.56 * 2 \text{ diagonali / traliccio} * 4 \text{ tralici / coppella}) = -15.01 \text{ kN / barra}$

Raggio giratore : $i = 1.60 / \sqrt{4} = 0.40 \text{ cm}$

lunghezza della barra tra vincolo e vincolo : $L = 0.134 / (\cos 35.33 * \cos 18.56) = 17.33 \text{ cm}$

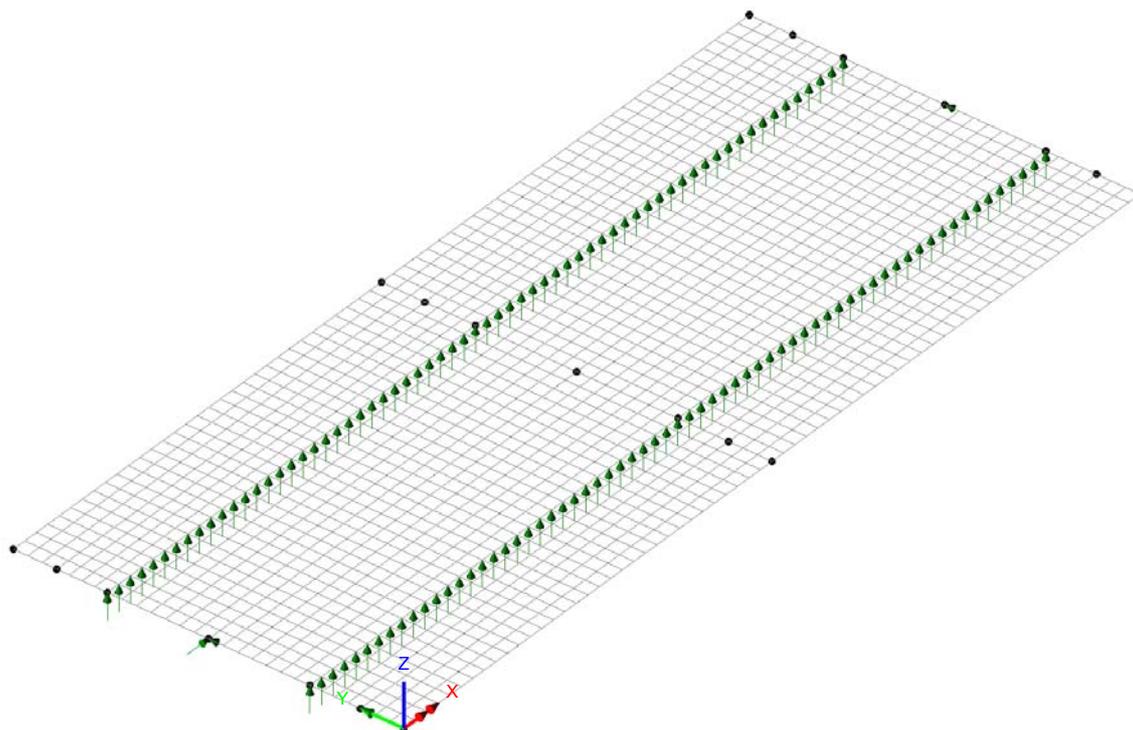
lunghezza di libera inflessione (caso euleriano cerniera - cerniera) : $LO = L = 17.33 \text{ cm}$

snellezza : $\lambda = LO / i = 17.33 / 0.40 = 43$

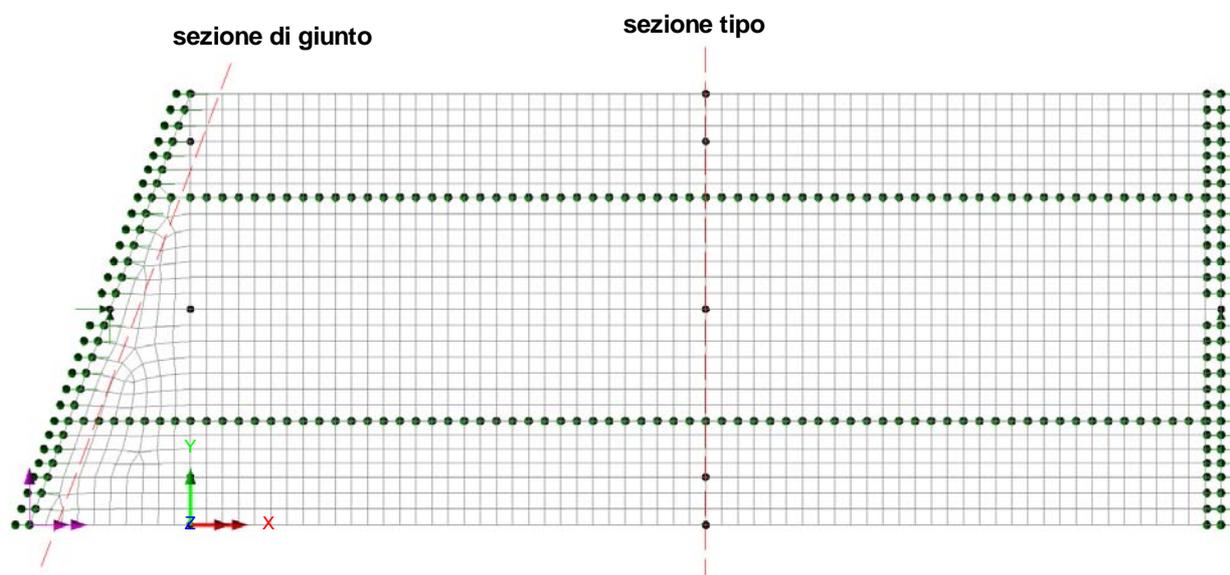
tensione di compressione nella barra : $D * \omega / Af = -15.01 * 10^3 * 1.24 / 201 = -92.6 \text{ N / mm}^2$

6.8.2 Analisi trasversale della soletta

L'analisi trasversale della soletta viene condotta con riferimento al modello bidimensionale a piastra mostrato in figura, utilizzando elementi "thick shell" lineari a 4 nodi. La soletta viene schematizzata come appoggiata sulle travi principali e vincolata in corrispondenza delle spalle mediante un incastro rigido (Caso A) o una cerniera cilindrica (caso B).



L'analisi della soletta d'impalcato viene condotta prendendo in esame i contributi di carico relativi a peso proprio, carichi permanenti e carichi accidentali. In particolare, con riferimento a questi ultimi, sono state considerate apposite condizioni di carico mobile al fine di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni nelle sezioni ritenute maggiormente significative, ossia quelle in corrispondenza della connessione con la spalla, ed in corrispondenza di una sezione tipo corrente.



Per semplicità, ed a favore di sicurezza, si considera integralmente agente sulla sezione completa di coppella il contributo del peso proprio, ipotizzando che vi sia la totale redistribuzione sullo schema statico finale delle sollecitazioni inizialmente assorbite dalla coppella in calcestruzzo.

Si considera quindi la presenza dei seguenti contributi:

- Peso proprio

$g1 = 25.0 \times 0.31 = 7.75 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulla sezione corrente

- o Sovraccarichi permanenti:

Manto:

$g2' = 3.0 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sul piano viabile

Marciapiedi

$g2'' = 0.15 \times 25.0 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito in corrispondenza dei marciapiedi

Finiture

$g2''' = 3.0 \text{ kN/m}$ peso della barriera di sicurezza

$g2^{iv} = 2.0 \text{ kN/m}$ peso della rete protettiva

$g2^v = 3.0 \text{ kN/m}$ peso del carter metallico

- o Carichi mobili

La posizione dei carichi mobili viene definita con l'obiettivo principale di massimizzare/minimizzare il momento flettente trasversale in corrispondenza di:

- sezione di attacco dello sbalzo
- sezione di mezzeria del campo centrale fra le travi.

A tale scopo vengono applicati i modelli di carico LM1 (solo componente Tandem System), LM2, LM3, descritti nel capitolo relativo all'analisi dei carichi, nelle disposizioni trasversali rappresentate di seguito:

- 1) Due Tandem System con coppie di assi da 300 kN e 200 kN disposti nel campo fra le travi.
- 2) Tre Tandem System con coppie di assi da 300 kN, 200 kN e 100 kN disposti nel campo fra le travi.
- 3) Un Tandem System con coppie di assi da 300 kN disposto nel campo fra le travi in asse impalcato.
- 4) Due Tandem System con coppie di assi da 300 kN e 200 kN disposti con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato.
- 5) Due colonne di carico UDL da 9 kN/mq e 2.5 kN/mq disposte nel campo fra le travi.
- 6) Una colonna di carico UDL da 9 kN/mq disposta nel campo fra le travi in asse impalcato.
- 7) Una colonna di carico UDL da 9 kN/mq disposta con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato.
- 8) Una colonna di carico UDL da 9 kN/mq disposta con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato sul lato opposto alla precedente.
- 9) Asse di carico LM2 da 400 kN posto in asse impalcato.
- 10) Asse di carico LM2 da 400 kN posto con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato.
- 11) Asse di carico LM2 da 400 kN posto con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato sul lato opposto alla precedente.
- 12) Asse di carico LM3 da 150 kN posto in asse impalcato.
- 13) Asse di carico LM3 da 150 kN posto con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato.

- 14) Asse di carico LM3 da 150 kN posto con la massima eccentricità rispetto all'asse impalcato sul lato opposto alla precedente.

La risultante di competenza di ciascuna ruota del veicolo TS e LM2 viene diffusa attraverso il manto (assunto di spessore pari a 11 cm) fino al piano medio della soletta, stimata di spessore medio pari a 0.31 m. Ne consegue che l'impronta sul piano medio della soletta della ruota del TS risulta pari a 0.93 x 0.93 m, mentre quella della ruota del LM2 risulta 1.13 x 0.88 m.

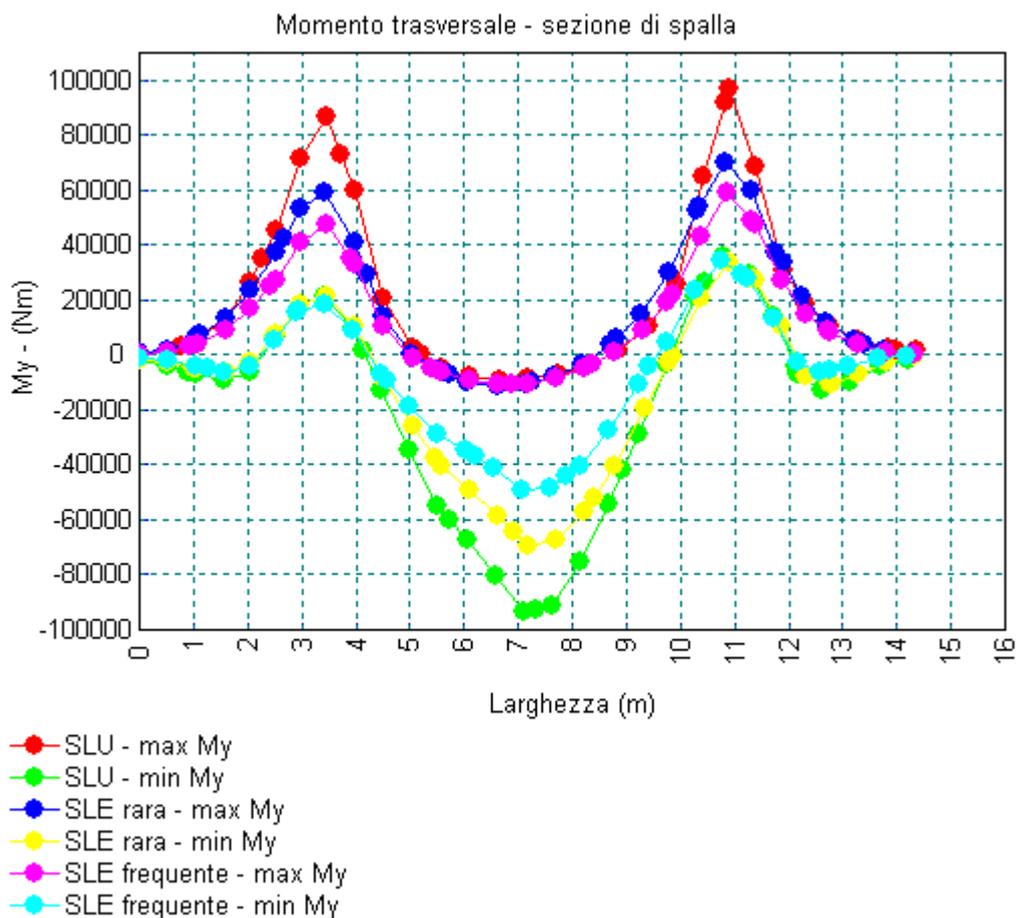
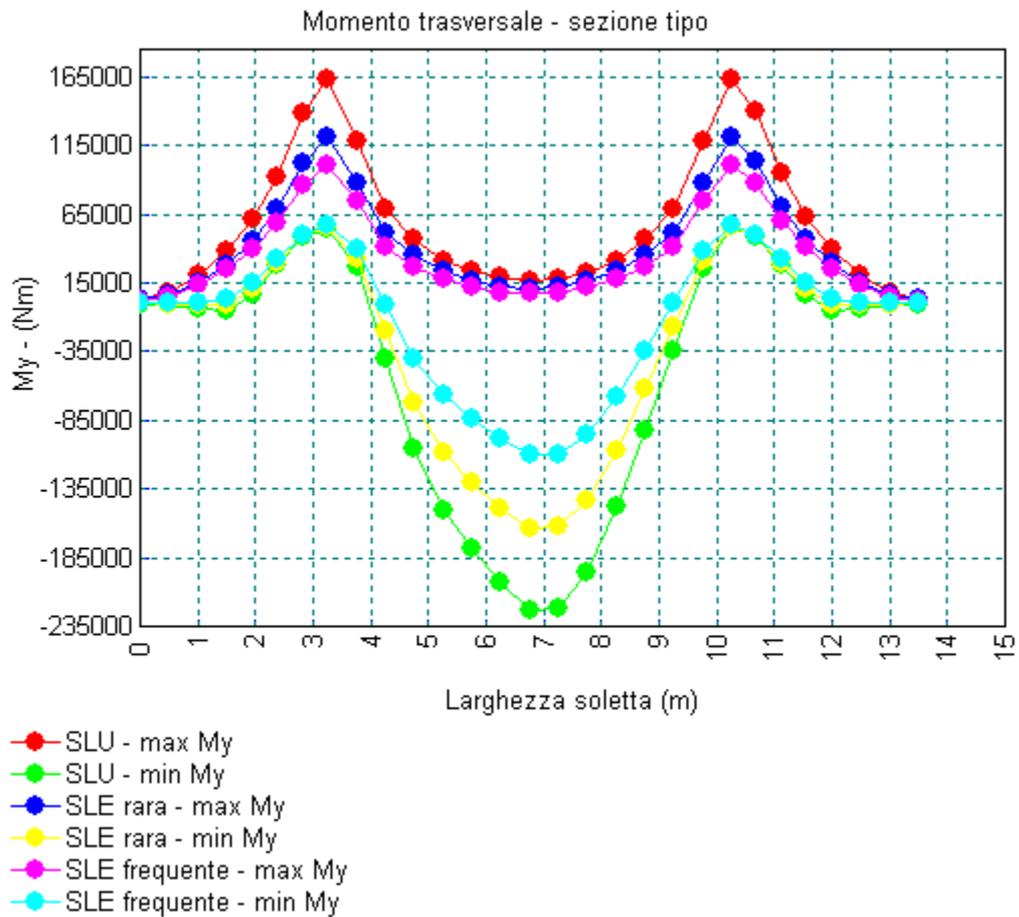
In corrispondenza della zona di estremità della soletta, ossia lato connessione con la spalla, si è tenuto conto dell'effetto dinamico dei carichi mobili mediante un coefficiente amplificativo fissato per semplicità e a favore di sicurezza pari a 1.3.

La posizione longitudinale dei carichi viene fissata previo uno studio semplificato delle linee di influenza delle sollecitazioni effettuato in corrispondenza delle quattro sezioni critiche sopra citate. In totale vengono previste 28 disposizioni di carico mobile (14 condizioni di carico mobile x 2 sezioni critiche).

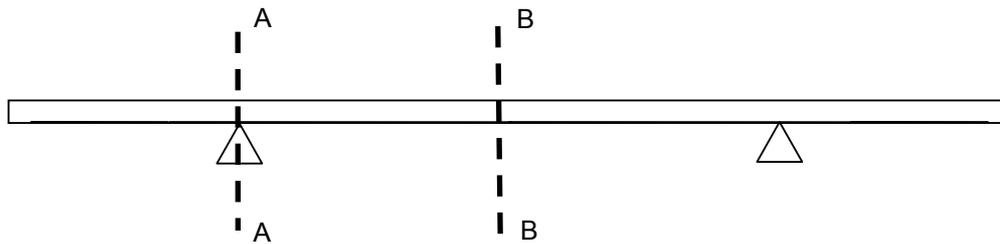
Le verifiche vengono effettuate allo S.L.E. e S.L.U., con riferimento ai coefficienti di normativa; tali combinazioni vengono utilizzate per le verifiche della soletta come di seguito specificato:

- combinazione S.L.E. rara per le verifiche delle tensioni di esercizio
- combinazione S.L.E. frequente per le verifiche a fessurazione
- combinazione S.L.U. per le verifiche a rottura

Di seguito si riportano i diagrammi relativi al momento flettente trasversale (M_y), tracciati lungo la sezione trasversale di volta in volta in esame, per effetto delle diverse combinazioni di carico sopra citate. Si precisa che i diagrammi relativi alla zona di estremità della soletta, ossia lato connessione con la spalla, non tengono ancora conto dell'effetto dinamico dei carichi mobili dato dal coefficiente amplificativo pari a 1.3.



In fase di verifica si considerano le due sezioni indicate in figura.



Per la zona di estremità della soletta, ossia quella in prossimità della connessione con la spalla, sono stati riscontrati i seguenti valori massimi e minimi di momento trasversale che tengono conto dell'amplificazione dinamica considerata con coefficiente 1.3:

$M_A = 97.33 \text{ kNm/m}$	allo SLE rara
$M_A = 82.40 \text{ kNm/m}$	allo SLE frequente
$M_A = 133.98 \text{ kNm/m}$	allo SLU
$M_B = -95.88 \text{ kNm/m}$	allo SLE rara
$M_B = -68.06 \text{ kNm/m}$	allo SLE frequente
$M_B = -129.81 \text{ kNm/m}$	allo SLU

Per la zona in corrispondenza della sezione trasversale corrente, sono stati invece riscontrati i seguenti valori massimi e minimi di momento trasversale:

$M_A = 128.7 \text{ kNm/m}$	allo SLE rara
$M_A = 107.8 \text{ kNm/m}$	allo SLE frequente
$M_A = 173.8 \text{ kNm/m}$	allo SLU
$M_B = -174.6 \text{ kNm/m}$	allo SLE rara
$M_B = -116.9 \text{ kNm/m}$	allo SLE frequente
$M_B = -238.1 \text{ kNm/m}$	allo SLU

In fase di verifica si farà riferimento chiaramente alla situazione caratterizzata dalle sollecitazioni peggiori.

Si riportano di seguito le verifiche strutturali condotte per le due sezioni in esame sulla base delle massime sollecitazioni riscontrate lungo tutta la soletta. In fase di verifica si considera l'effettivo spessore della soletta, comprensivo di coppella, ossia:

- $S_A = 0.2937 \text{ m}$ (esattamente in asse alla trave); in luogo di tale spessore, però, a favore di sicurezza, si considera lo spessore effettivo che si ha all'estremo esterno della piattabanda della trave, che risulta pari a 0.2860 m ;
- $s_B = 0.3812 \text{ m}$ (in mezzeria della soletta); in luogo di tale spessore, però, a favore di sicurezza, si considera lo spessore medio della zona di soletta compresa tra le travi, che risulta pari a 0.33745 m .

L'armatura trasversale corrente viene realizzata mediante barre correnti $\phi 20/20$ inferiori/superiori che vengono integrate mediante ulteriori $\phi 20/20$ superiori nella zona a cavallo delle travi metalliche e mediante $\phi 20/20$ inferiori nella zona centrale fra le travi.

L'armatura trasversale nella zona in corrispondenza della spalla è realizzata con $\phi 20/20$ inferiori e superiori integrati con ulteriori $\phi 20/20$ superiori a cavallo delle travi metalliche.

Le armature trasversali sono ordite parallelamente alla direzione della spalla.

Si riportano di seguito, in forma sintetica, le verifiche di entrambe le sezioni tipo studiate.

S.L.E. rara

sezione	M (kNm)	σ_{cmin} (MPa)	σ_{smax} (MPa)
sez. A tipo	128.74	-10.03	202.04
sez. B tipo	-174.61	-7.92	193.87
sez. A giunto	97.33	-7.58	152.75
sez. B giunto	-95.88	-5.56	206.97

S.L.E. frequente

sezione	M (kNm)	σ_{cmin} (MPa)	σ_{smax} (MPa)	$f_{p,eff}$	$S_{r,max}$	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	w_k (mm)
sez. A tipo	107.84	-8.40	169.24	5.02E-02	203.66	4.97E-04	0.101
sez. B tipo	-116.91	-5.30	129.81	3.70E-02	227.84	3.71E-04	0.085
sez. A giunto	82.40	-6.42	129.32	5.02E-02	203.66	3.69E-04	0.075
sez. B giunto	-68.06	-3.94	146.92	1.65E-02	341.81	4.20E-04	0.143

sezione	M	Mu	Cs
sez. A tipo	173.80	259.95	1.50
sez. B tipo	-238.09	-375.48	1.58
sez. A giunto	133.99	259.95	1.94
sez. B giunto	-129.82	-375.48	2.89

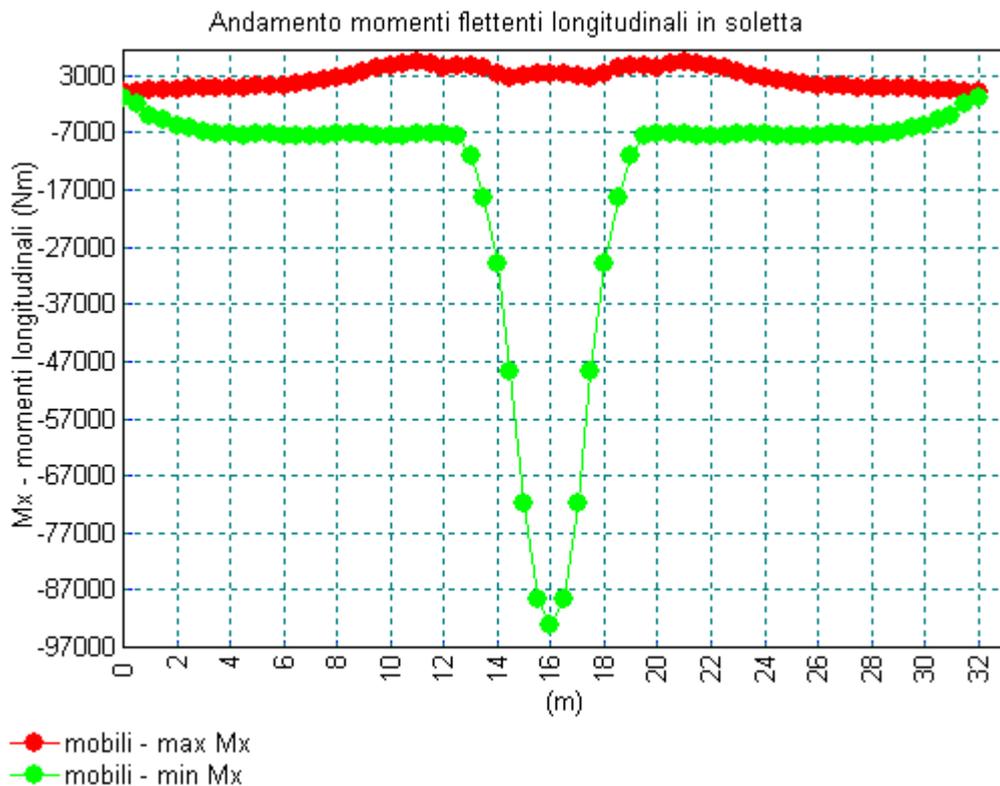
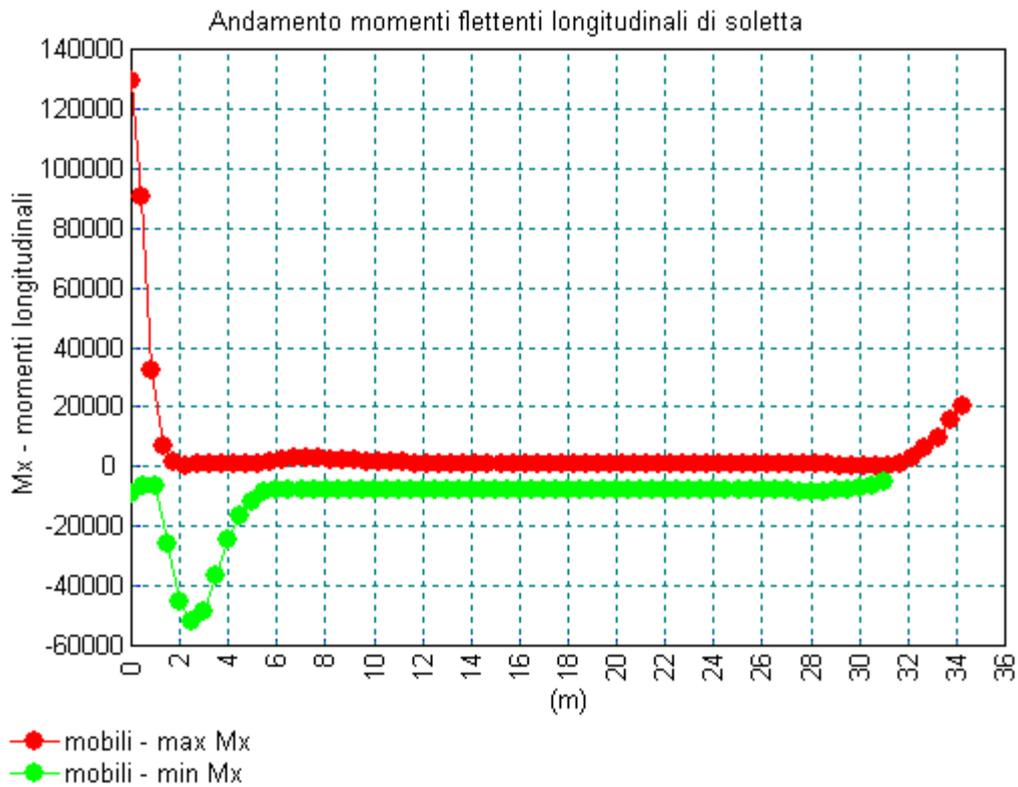
6.8.3 Combinazione degli effetti locali e globali

La sovrapposizione degli effetti locali e globali nello studio della soletta d'impalcato viene eseguita in accordo a quanto esposto nell'Annesso E delle norme EN 1993-2. In particolare viene adottata la seguente regola di combinazione:

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{glob,d} + \psi \sigma_{loc,d}$$

dove ψ risulta variabile da 0.70 a 1.0 in funzione della luce della campata in esame. Come indicato nell'Annesso Nazionale delle norme EN 1994-2, si è adottato il valore unitario.

I grafici seguenti riportano l'andamento delle sollecitazioni flettenti longitudinali derivanti dai soli effetti locali del carico mobile disposto secondo quanto descritto al precedente paragrafo.



Le verifiche tensionali effettuate sulla base delle sollecitazioni derivanti dai soli effetti locali dei carichi mobili restituiscono quanto segue.

Il massimo momento riscontrato nella zona in prossimità della spalla (concio A), amplificato mediante il coefficiente dinamico pari a 1.3, risulta pari a:

$$M = 1.3 \times 129.54 = 168.40 \text{ kNm}$$

Le tensioni derivanti da tali sollecitazioni, valutate tenendo conto di un'armatura longitudinale di soletta formata da $\phi 24/10$ inferiori e superiori (concio A), risultano le seguenti:

$$\sigma_{cmin} = -8.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 178.57 \text{ MPa}$$

Il minimo momento riscontrato nella generica sezione longitudinale (conci B, C, D e) risulta:

$$M = -93.28 \text{ kNm.}$$

Le tensioni derivanti da tali sollecitazioni, valutate tenendo conto di un'armatura longitudinale di soletta formata da $\phi 20/20$ inferiori e superiori (concio B), risultano le seguenti:

$$\sigma_{cmin} = -4.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 72.05 \text{ MPa}$$

Le tensioni derivanti da tali sollecitazioni, valutate invece tenendo conto di un'armatura longitudinale di soletta formata da $\phi 22/20$ inferiori e superiori (concio C), risultano le seguenti:

$$\sigma_{cmin} = -3.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 59.88 \text{ MPa}$$

Le tensioni derivanti da tali sollecitazioni, valutate invece tenendo conto di un'armatura longitudinale di soletta formata da $\phi 16/20$ inferiori e superiori (concio D, E), risultano le seguenti:

$$\sigma_{cmin} = -5.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} = 110.76 \text{ MPa}$$

In definitiva, quindi, le tensioni riscontrate nell'acciaio di armatura dei vari conci, per effetto dei soli effetti locali dei carichi mobili, risultano le seguenti (valori in MPa):

Tensioni derivanti dagli effetti locali

	A	B	C	D	E
$\sigma_{\text{reinf, loc}}$	178.57	72.05	59.88	110.76	104.63

Dall'analisi globale dell'impalcato, sotto la combinazione SLE rara, erano stati valutati i seguenti tassi di lavoro dell'acciaio di soletta (valori in MPa):

Tensioni derivanti dagli effetti globali

	A	B	C	D	E
$\sigma_{\text{reinf, glob}}$	108.50	124.40	143.80	107.30	85.00

Sovrapponendo ora gli effetti locali secondo la regola di combinazione sopra richiamata si ottengono le seguenti tensioni:

Tensioni derivanti dalla combinazione degli effetti locali e globali

	A	B	C	D	E
$\sigma_{\text{reinf, glob}}$	287.07	196.45	203.68	218.06	189.63

La massima tensione, riscontrata nel concio D, risulta pari a 287.07 MPa. Essendo tale valore inferiore al limite imposto da normativa, ossia $0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$, le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

7. Analisi e verifica delle pile

Ciascun sostegno viene studiato come un elemento isolato soggetto alle reazioni scaricate in sommità dall'impalcato, al suo peso proprio e all'azione del vento lungo la sua elevazione. Data la presenza di appoggi multidirezionali, l'impalcato non risulta in grado di trasmettere alcuna forza orizzontale alle sottostrutture. L'unica azione orizzontale da considerare risulta quindi la forza d'attrito dell'apparecchiatura d'appoggio stessa.

7.1.1 Verifica delle elevazioni

Le seguenti tabelle riportano, per la sezione di spiccato di ciascun sostegno, i valori delle sollecitazioni agenti sulle pile nelle varie combinazioni di carico da esaminare. In grassetto sono state evidenziate le condizioni più sfavorevoli. I valori sono espressi in kN e kNm.

	N	T _x	T _y	M _x	M _y			
Pila 1	-9146.41	317.34	117.26	-1295.29	-2221.37	max N	A1 STR	
	-18121.10	-317.34	-117.26	8483.55	2221.37	min N		
	-13393.70	-317.34	-117.26	12249.10	2221.37	max M _x		
	-16571.80	317.34	117.26	-12691.50	-2221.37	min M _x		
	-14811.50	-317.34	-117.26	-3230.95	2221.37	max M _y		
	-11207.20	317.34	117.26	2010.99	-2221.37	min M _y		
	-9204.71	211.56	78.17	-885.14	-1480.91	max N	SLE rara	
	-13498.30	-211.56	-78.17	6206.76	1480.91	min N		
	-12407.00	-211.56	-78.17	8992.60	1480.91	max M _x		
	-12307.60	211.56	78.17	-9322.89	-1480.91	min M _x		
	-10989.80	-211.56	-78.17	-2424.41	1480.91	max M _y		
	-10800.20	211.56	78.17	1518.10	-1480.91	min M _y		
	-9351.61	211.56	78.17	-721.36	-1480.91	max N	SLE frequente	
	-11865.10	-211.56	-78.17	3554.31	1480.91	min N		
	-11174.70	-211.56	-78.17	4851.25	1480.91	max M _x		
	-11147.60	211.56	78.17	-4998.08	-1480.91	min M _x		
	-9613.51	-211.56	-78.17	480.28	1480.91	max M _y		
	-9892.12	211.56	78.17	-498.61	-1480.91	min M _y		
	-9425.30	216.02	399.87	2068.55	1079.41	max M _x	sisma	
	-9425.30	720.07	119.97	620.57	3598.03	min M _x		
	-9425.30	720.07	119.97	620.57	3598.03	max M _y		
	-9425.30	216.02	399.87	2068.55	1079.41	min M _y		
	Pila 2	-9149.09	-317.34	-117.26	1289.10	2221.37	max N	A1 STR
		-18115.70	317.34	117.26	-8491.51	-2221.37	min N	
-16581.40		-317.34	-117.26	12338.90	2221.37	max M _x		
-13386.80		317.34	117.26	-12225.60	-2221.37	min M _x		
-11142.40		-317.34	-117.26	2173.40	2221.37	max M _y		
-14802.60		317.34	117.26	-3347.68	-2221.37	min M _y		
-9206.69		-211.56	-78.17	880.56	1480.91	max N	SLE rara	
-13494.30		211.56	78.17	-6212.65	-1480.91	min N		
-12314.70		-211.56	-78.17	9061.73	1480.91	max M _x		
-12401.80		211.56	78.17	-8975.22	-1480.91	min M _x		
-10752.10		-211.56	-78.17	1581.44	1480.91	max M _y		
-10983.30		211.56	78.17	-2448.65	-1480.91	min M _y		
-9353.59		-211.56	-78.17	716.78	1480.91	max N	SLE frequente	
-11863.50		211.56	78.17	-3556.13	-1480.91	min N		
-11150.40		-211.56	-78.17	4893.63	1480.91	max M _x		
-11172.80		211.56	78.17	-4844.26	-1480.91	min M _x		
-9892.12		-211.56	-78.17	498.61	1480.91	max M _y		
-9613.51		211.56	78.17	-480.28	-1480.91	min M _y		
-9425.30		216.02	399.87	2068.55	1079.41	max M _x	sisma	
-9425.30		720.07	119.97	620.57	3598.03	min M _x		
-9425.30		720.07	119.97	620.57	3598.03	max M _y		
-9425.30		216.02	399.87	2068.55	1079.41	min M _y		

Le sollecitazioni sismiche sono derivanti dal sisma della pila per effetto della massa propria dell'elemento.

A tal proposito è stata eseguita un'analisi dinamica con spettro di risposta che utilizza i risultati dell'analisi modale della quale si riportano i risultati:

Modo	Periodo (sec)	coeff. Part. X	coeff. Part. Y
1	0.0821	0.608	0.000
2	0.0635	0.608	0.000
3	0.0207	0.608	0.000
4	0.0134	0.794	0.000
5	0.0119	0.794	0.000
6	0.0105	0.794	0.301
7	0.0080	0.794	0.301
8	0.0075	0.794	0.301
9	0.0059	0.794	0.301
10	0.0050	0.856	0.301
11	0.0049	0.856	0.301
12	0.0033	0.856	0.475
13	0.0026	0.887	0.475
14	0.0024	0.887	0.475
15	0.0019	0.887	0.510
16	0.0017	0.904	0.510
17	0.0014	0.904	0.533
18	0.0014	0.904	0.533
19	0.0013	0.904	0.545
20	0.0012	0.915	0.545
21	0.0012	0.915	0.551
22	0.0009	0.915	0.551
23	0.0008	0.920	0.551
24	0.0007	0.920	0.551
25	0.0006	0.925	0.551
26	0.0006	0.925	0.551
27	0.0006	0.925	0.551
28	0.0006	0.925	0.551
29	0.0005	0.925	0.551
30	0.0005	0.928	0.551
31	0.0005	0.928	0.552
32	0.0005	0.928	0.552
33	0.0005	0.928	0.553
34	0.0004	0.931	0.553
35	0.0003	0.932	0.553
36	0.0003	0.932	0.553
37	0.0003	0.932	0.985
38	0.0003	0.932	0.985
39	0.0002	0.932	0.985
40	0.0001	1.000	0.985
41	0.0001	1.000	1.000
42	0.0000	1.000	1.000

Gli effetti del sisma nelle due direzioni sono stati combinati secondo la seguente combinazione.

$$E_1 = E_x + 0.3 E_y$$

$$E_2 = E_y + 0.3 E_x$$

Le verifiche vengono condotte facendo affidamento ad una sezione resistente in calcestruzzo di spessore pari a 1.0 m e larghezza complessiva pari a 10.05 m, armata mediante $\phi 16/20$ disposti perimetralmente.

Le verifiche tensionali condotte in condizioni SLE restituiscono quanto segue:

Combinazioni	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	σ_{omin} (MPa)	σ_{omax} (MPa)	σ_{smax} (MPa)	σ_{smin} (MPa)
Pila 1 - SLE rara	-9204.71	-1480.91	-885.14	-1.82	0.00	-1.30	-25.94
	-13498.30	1480.91	6206.76	-2.53	-0.13	-3.36	-36.58
	-12407.00	1480.91	8992.60	-2.58	0.00	0.59	-37.29
	-12307.60	-1480.91	-9322.89	-2.59	0.00	1.04	-37.44
	-10989.80	1480.91	-2424.41	-2.08	-0.09	-2.70	-29.82
	-10800.20	-1480.91	1518.10	-2.01	-0.12	-3.15	-28.81
Pila 1 - SLE frequente	-9351.61	-1480.91	-721.36	-1.82	-0.02	-1.64	-26.02
	-11865.10	1480.91	3554.31	-2.23	-0.11	-3.08	-32.02
	-11174.70	1480.91	4851.25	-2.23	0.00	-1.02	-32.05
	-11147.60	-1480.91	-4998.08	-2.24	0.00	-0.86	-32.12
	-9613.51	1480.91	480.28	-1.83	-0.06	-2.23	-26.22
	-9892.12	-1480.91	-498.61	-1.86	-0.09	-2.62	-26.64
Pila 2 - SLE rara	-9206.69	-211.56	-78.17	-1.04	-0.78	-11.90	-15.34
	-13494.30	211.56	78.17	-1.46	-1.20	-18.24	-21.68
	-12314.70	-211.56	-78.17	-1.34	-1.09	-16.50	-19.94
	-12401.80	211.56	78.17	-1.35	-1.10	-16.62	-20.07
	-10752.10	-211.56	-78.17	-1.19	-0.93	-14.18	-17.63
	-10983.30	211.56	78.17	-1.21	-0.96	-14.53	-17.97
Pila 2 - SLE frequente	-9353.59	-211.56	-78.17	-1.05	-0.80	-12.12	-15.56
	-11863.50	211.56	78.17	-1.30	-1.04	-15.83	-19.27
	-11150.40	-211.56	-78.17	-1.23	-0.97	-14.77	-18.22
	-11172.80	211.56	78.17	-1.23	-0.97	-14.81	-18.25
	-9892.12	-211.56	-78.17	-1.10	-0.85	-12.91	-16.35
	-9613.51	211.56	78.17	-1.08	-0.82	-12.50	-15.94

La tensione massima dell'acciaio risulta rispettare per tutte le condizioni esaminate la limitazione seguente, come richiesto dalle normative di riferimento:

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk} = 0.8 \times 450 = 360.0 \text{ MPa}$$

Analogamente, le tensioni massime di compressione del calcestruzzo risultano rispettare le limitazioni seguenti:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 35 = -21.00 \text{ MPa} \quad \text{per le combinazioni rare}$$

Dati i modesti tassi di lavoro dell'acciaio, inoltre, le verifiche a fessurazione possono ritenersi automaticamente soddisfatte.

Le verifiche a rottura condotte in condizioni SLU restituiscono invece quanto segue:

VERIFICHE S.L.U. PILA 1**CONDIZIONE DI CARICO 1**

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-1295.29 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9146.41 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.448
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.445
Momento di rottura MXr	-7658.48 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-4461.94 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9157.05 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	180.22 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 2 DA ASSE NEUTRO	0.16 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 68	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 2

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	8483.55 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-18121.1 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.658
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.65
Momento di rottura MXr	10346.95 (kN.m)
Momento di rottura MYr	39446.72 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-18121.9 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	2.11 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.39 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.89 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 3

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	12249.1 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-13393.8 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.766
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.761
Momento di rottura MXr	8364.78 (kN.m)
Momento di rottura MYr	46071.76 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-13381.3 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	2.93 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 24 DA ASSE NEUTRO	0.4 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 102	1 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 4

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-12691.5 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-16571.8 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.138
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.146
Momento di rottura MXr	-9191.75 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-52622.5 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-16568.9 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	183.29 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 3 DA ASSE NEUTRO	0.46 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 95	1 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 5

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-3230.95 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-14811.5 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.429
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.428
Momento di rottura MXr	9837.82 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-14305.5 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-14820.8 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	-0.71 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 22 DA ASSE NEUTRO	0.24 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 90	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 6

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2010.99 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-11207.2 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.819
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.82
Momento di rottura MXr	-8483.17 (kN.m)
Momento di rottura MYr	7681.41 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-11205.4 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	179.63 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 43 DA ASSE NEUTRO	0.19 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 46	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 7

MOMENTO SOLLECITANTE X	1079.41 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2068.55 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	7.129
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	7.127
Momento di rottura MXr	7695.53 (kN.m)
Momento di rottura MYr	14742.59 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9427.74 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.75 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.21 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.86 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 8

MOMENTO SOLLECITANTE X	3598.03 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	620.57 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	2.162
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	2.165
Momento di rottura MXr	7780.21 (kN.m)
Momento di rottura MYr	1343.53 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9432.77 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.07 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.15 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.81 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 9

MOMENTO SOLLECITANTE X	3598.03 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	620.57 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	2.162
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	2.165
Momento di rottura MXr	7780.21 (kN.m)
Momento di rottura MYr	1343.53 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9432.77 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.07 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.15 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.81 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 10

MOMENTO SOLLECITANTE X	1079.41 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2068.55 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	7.129
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	7.127
Momento di rottura MXr	7695.53 (kN.m)
Momento di rottura MYr	14742.59 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9427.74 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.75 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.21 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.86 (m)

VERIFICHE S.L.U. PILA 2**CONDIZIONE DI CARICO 1**

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	1289.1 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9149.09 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.445
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.448
Momento di rottura MXr	7653.1 (kN.m)
Momento di rottura MYr	4444.8 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9143.94 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.22 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.16 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 2

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-8491.51 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-18115.7 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.656
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.649
Momento di rottura MXr	-10342.6 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-39476.7 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-18112.6 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	182.12 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 2 DA ASSE NEUTRO	0.39 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 68	0.89 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 3

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	12338.9 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-16581.4 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.169
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.174
Momento di rottura MXr	9260.03 (kN.m)
Momento di rottura MYr	51504.92 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-16588 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	3.17 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 24 DA ASSE NEUTRO	0.46 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 102	0.99 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 4

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-12225.6 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-13386.8 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.766
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.774
Momento di rottura MXr	-8366.14 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-46134.5 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-13393.2 (kN)
Rottura nel Dominio 3	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	182.94 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 3 DA ASSE NEUTRO	0.4 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 95	1 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 5

MOMENTO SOLLECITANTE X	2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2173.4 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-11142.4 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	3.806
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	3.808
Momento di rottura MXr	8454.99 (kN.m)
Momento di rottura MYr	8276.72 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-11145.5 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.4 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.19 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 6

MOMENTO SOLLECITANTE X	-2221.37 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	-3347.68 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-14802.6 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	4.423
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	4.423
Momento di rottura MXr	-9825.01 (kN.m)
Momento di rottura MYr	-14807 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-14805.5 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	180.74 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 2 DA ASSE NEUTRO	0.24 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 68	0.82 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 7

MOMENTO SOLLECITANTE X	1079.41 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2068.55 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	7.129
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	7.127
Momento di rottura MXr	7695.53 (kN.m)
Momento di rottura MYr	14742.59 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9427.74 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.75 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.21 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.86 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 8

MOMENTO SOLLECITANTE X	3598.03 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	620.57 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	2.162
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	2.165
Momento di rottura MXr	7780.21 (kN.m)
Momento di rottura MYr	1343.53 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9432.77 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.07 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.15 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.81 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 9

MOMENTO SOLLECITANTE X	3598.03 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	620.57 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	2.162
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	2.165
Momento di rottura MXr	7780.21 (kN.m)
Momento di rottura MYr	1343.53 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9432.77 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.07 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.15 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.81 (m)

CONDIZIONE DI CARICO 10

MOMENTO SOLLECITANTE X	1079.41 (kN.m)
MOMENTO SOLLECITANTE Y	2068.55 (kN.m)
SFORZO ASSIALE SOLLECITANTE	-9425.3 (kN)
Sicurezza a Rottura MXr/MXd	7.129
Sicurezza a Rottura MYr/MYd	7.127
Momento di rottura MXr	7695.53 (kN.m)
Momento di rottura MYr	14742.59 (kN.m)
Sforzo di rotturaNr	-9427.74 (kN)
Rottura nel Dominio 2	
INCLINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO SULL'ASSE X	0.75 (deg.)
DISTANZA DEL VERTICE 23 DA ASSE NEUTRO	0.21 (m)
DISTANZA DALL'ASSE NEUTRO DEL TONDO 23	0.86 (m)

Le verifiche a rottura condotte in condizioni SLU possono ritenersi ampiamente soddisfatte dal momento che il coefficiente di sicurezza risulta sempre ampiamente superiore all'unità.

Date le modeste azioni taglianti sollecitanti, dovute alla presenza di appoggi di tipo multidirezionale sulle pile, non si ritiene significativo condurre apposite verifiche a taglio per le elevazioni.

7.1.2 Verifica delle fondazioni

Le seguenti tabelle riportano, per la sezione di intradosso fondazione di ciascun sostegno, i valori delle sollecitazioni agenti sulle pile nelle varie combinazioni di carico da esaminare. I valori sono espressi in kN e kNm.

CONDIZIONI ULTIME (SLU)

elemento 228 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	PILA 1
Env_CombSLU-STR max N	-8954.52	20.44	-335.46	-410.40		3170.06
Env_CombSLU-STR min N	-15368.02	0.00	-177.74	-6308.25		1910.70
Env_CombSLU-STR max Mx	-12629.13	0.00	-239.95	9159.79		2579.45
Env_CombSLU-STR min Mx	-12081.33	14.27	-177.74	-9397.91		1910.70
Env_CombSLU-STR max My	-13883.04	14.27	-239.95	-4907.49		2579.45
Env_CombSLU-STR min My	-9294.09	0.00	-177.74	2533.54		1910.70

elemento 229 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	PILA 2
Env_CombSLU-STR max N	-6792.57	0.00	-177.74	91.74		1741.85
Env_CombSLU-STR min N	-15143.16	12.80	-239.95	-6382.10		2351.50
Env_CombSLU-STR max Mx	-12608.77	0.00	-239.95	9161.40		2351.50
Env_CombSLU-STR min Mx	-11711.28	12.80	-177.74	-9390.24		1741.85
Env_CombSLU-STR max My	-9785.30	12.80	-239.95	2695.21		2351.50
Env_CombSLU-STR min My	-13064.93	0.00	-177.74	4699.42		1741.85

Nei seguenti paragrafi si riporta l'esito delle verifiche strutturali condotte per i pali di fondazione. Per le verifiche di carattere geotecnico si rimanda invece ad altro elaborato progettuale.

7.1.3 Verifica dei pali di fondazione

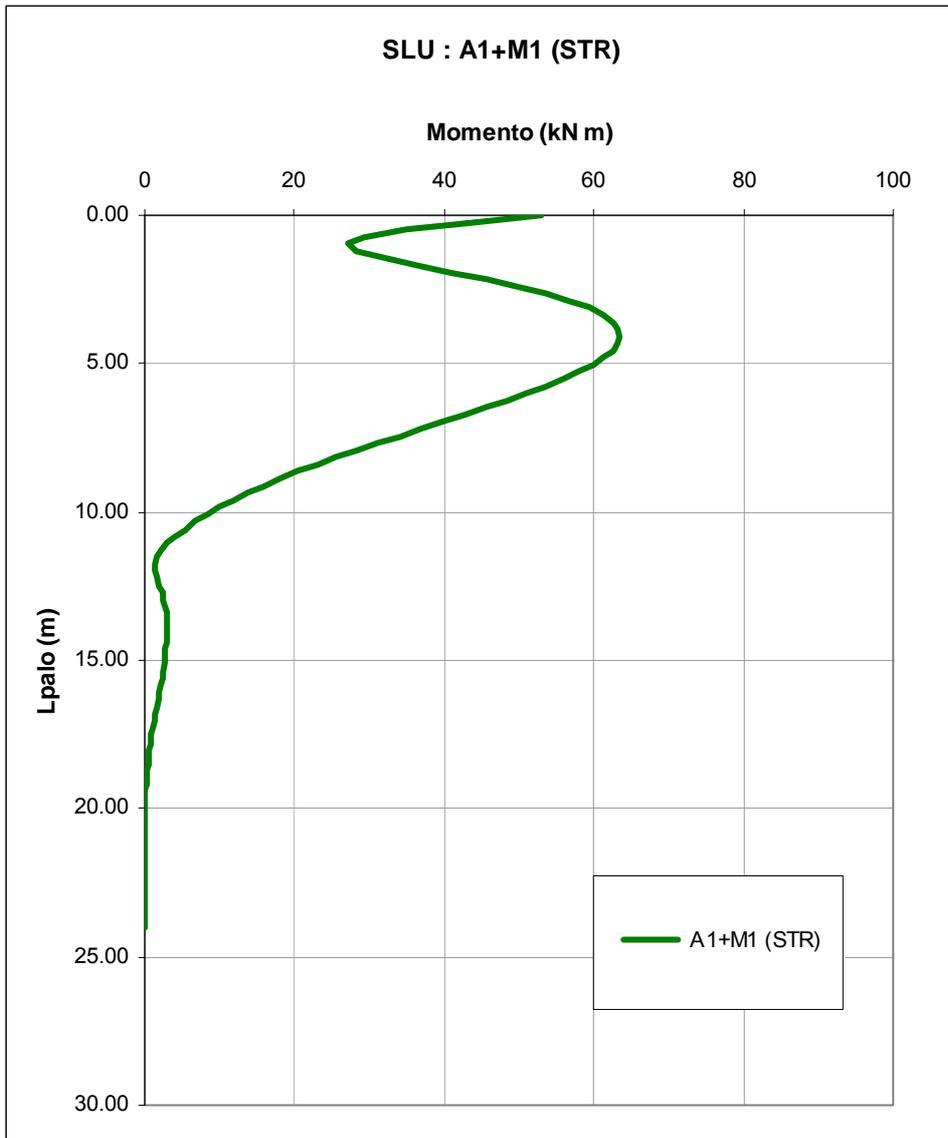
Le seguenti tabelle restituiscono le sollecitazioni riscontrate nei pali di fondazione delle pile nelle peggiori combinazioni di carico di seguito riassunte. I valori delle sollecitazioni non tengono conto degli effetti dovuti al peso del plinto. I valori sono espressi in kN e kNm.

	N	Tx	Ty	Mx	My		
Pila 1	-9146.41	317.34	117.26	-1471.18	-2697.37	max N	A1 STR
	-18121.10	-317.34	-117.26	8659.45	2697.37	min N	
	-13393.70	-317.34	-117.26	12425.00	2697.37	max Mx	
	-16571.80	317.34	117.26	-12867.30	-2697.37	min Mx	
	-14810.90	-317.34	-117.26	-3037.38	2697.37	max My	
	-11207.20	317.34	117.26	1835.10	-2697.37	min My	
	-9190.68	275.03	101.63	-1274.02	-2337.72	max N	A2 GEO
	-14609.20	-275.03	-101.63	7393.56	2337.72	min N	
	-12797.50	-275.03	-101.63	10599.70	2337.72	max Mx	
	-13298.00	275.03	101.63	-10980.40	-2337.72	min Mx	
	-11800.70	-275.03	-101.63	-2579.65	2337.72	max My	
	-10932.40	275.03	101.63	1551.62	-2337.72	min My	
	-9204.71	211.56	78.17	-1002.40	-1798.25	max N	SLE rara
	-13498.30	-211.56	-78.17	6324.02	1798.25	min N	
	-12407.00	-211.56	-78.17	9109.87	1798.25	max Mx	
	-12307.60	211.56	78.17	-9440.15	-1798.25	min Mx	
	-10989.40	-211.56	-78.17	-2294.05	1798.25	max My	
	-10800.20	211.56	78.17	1400.84	-1798.25	min My	
	-9351.61	211.56	78.17	-838.62	-1798.25	max N	SLE frequente
	-11865.10	-211.56	-78.17	3671.57	1798.25	min N	
	-11174.70	-211.56	-78.17	4968.51	1798.25	max Mx	
	-11147.60	211.56	78.17	-5115.34	-1798.25	min Mx	
	-9613.51	-211.56	-78.17	597.54	1798.25	max My	
	-9892.12	211.56	78.17	-615.87	-1798.25	min My	
	-9425.30	216.02	399.87	2496.08	1399.97	max Mx	sisma
	-9425.30	720.07	119.97	748.84	4666.55	min Mx	
	-9425.30	720.07	119.97	748.84	4666.55	max My	
	-9425.30	216.02	399.87	2496.08	1399.97	min My	
Pila 2	-9149.09	-317.34	-117.26	1464.99	2697.37	max N	A1 STR
	-18115.70	317.34	117.26	-8667.40	-2697.37	min N	
	-16581.40	-317.34	-117.26	12514.80	2697.37	max Mx	
	-13386.80	317.34	117.26	-12401.50	-2697.37	min Mx	
	-11143.10	-317.34	-117.26	2353.87	2697.37	max My	
	-14801.90	317.34	117.26	-3528.15	-2697.37	min My	
	-9192.96	-275.03	-101.63	1268.75	2337.72	max N	A2 GEO
	-14604.60	275.03	101.63	-7400.34	-2337.72	min N	
	-13306.10	-275.03	-101.63	10680.10	2337.72	max Mx	
	-12791.60	275.03	101.63	-10579.70	-2337.72	min Mx	
	-10877.80	-275.03	-101.63	2016.76	2337.72	max My	
	-11793.10	275.03	101.63	-3013.21	-2337.72	min My	
	-9206.69	-211.56	-78.17	997.82	1798.25	max N	SLE rara
	-13494.30	211.56	78.17	-6329.91	-1798.25	min N	
	-12314.70	-211.56	-78.17	9178.99	1798.25	max Mx	
	-12401.80	211.56	78.17	-9092.48	-1798.25	min Mx	
	-10752.60	-211.56	-78.17	1702.10	1798.25	max My	
	-10982.80	211.56	78.17	-2569.30	-1798.25	min My	
	-9353.59	-211.56	-78.17	834.04	1798.25	max N	SLE frequente
	-11863.50	211.56	78.17	-3673.40	-1798.25	min N	
	-11150.40	-211.56	-78.17	5010.89	1798.25	max Mx	
	-11172.80	211.56	78.17	-4961.52	-1798.25	min Mx	
	-9892.12	-211.56	-78.17	615.87	1798.25	max My	
	-9613.51	211.56	78.17	-597.54	-1798.25	min My	
	-9425.30	216.02	399.87	2496.08	1399.97	max Mx	sisma
	-9425.30	720.07	119.97	748.84	4666.55	min Mx	
	-9425.30	720.07	119.97	748.84	4666.55	max My	
	-9425.30	216.02	399.87	2496.08	1399.97	min My	

Le sollecitazioni in testa ai pali di fondazione sono ricavate a partire dalle sollecitazioni alla base del plinto di fondazione; il calcolo è oggetto di elaborato indipendente di competenza dell'ufficio GEI-APE.

Si riportano di seguito i risultati in termini di andamenti delle sollecitazioni nei pali sulla base dei quali saranno eseguite le verifiche di resistenza delle sezioni più sollecitate.

7.1.3.1 Verifiche S.L.U.



Nsd = -3320 kN

Msd = 63.46 kNm

Mrdu = 2082 kNm

$cs = Mrdu/Msd = 2082/63.46 = 32.8$

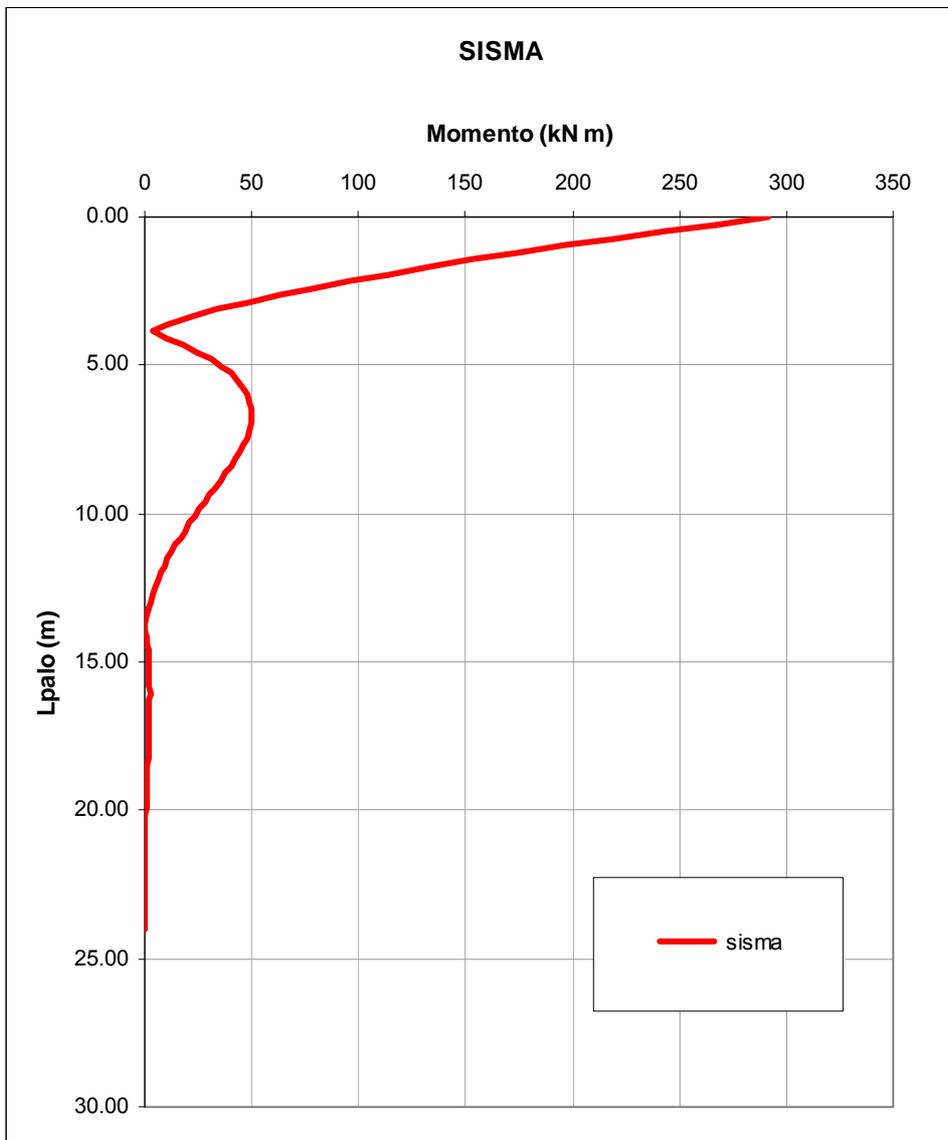
Nsd = -1350 kN

Msd = 63.46 kNm

Mrdu = 1494 kNm

$$cs = Mrdu/Msd = 23.54$$

7.1.3.2 Verifiche sisma



$$Nsd = -1860 \text{ kN}$$

$$Msd = 291.87 \text{ kNm}$$

$$Mrdu = 1670 \text{ kNm}$$

$$cs = Mrdu/Msd = 1670/291.87 = 5.72$$

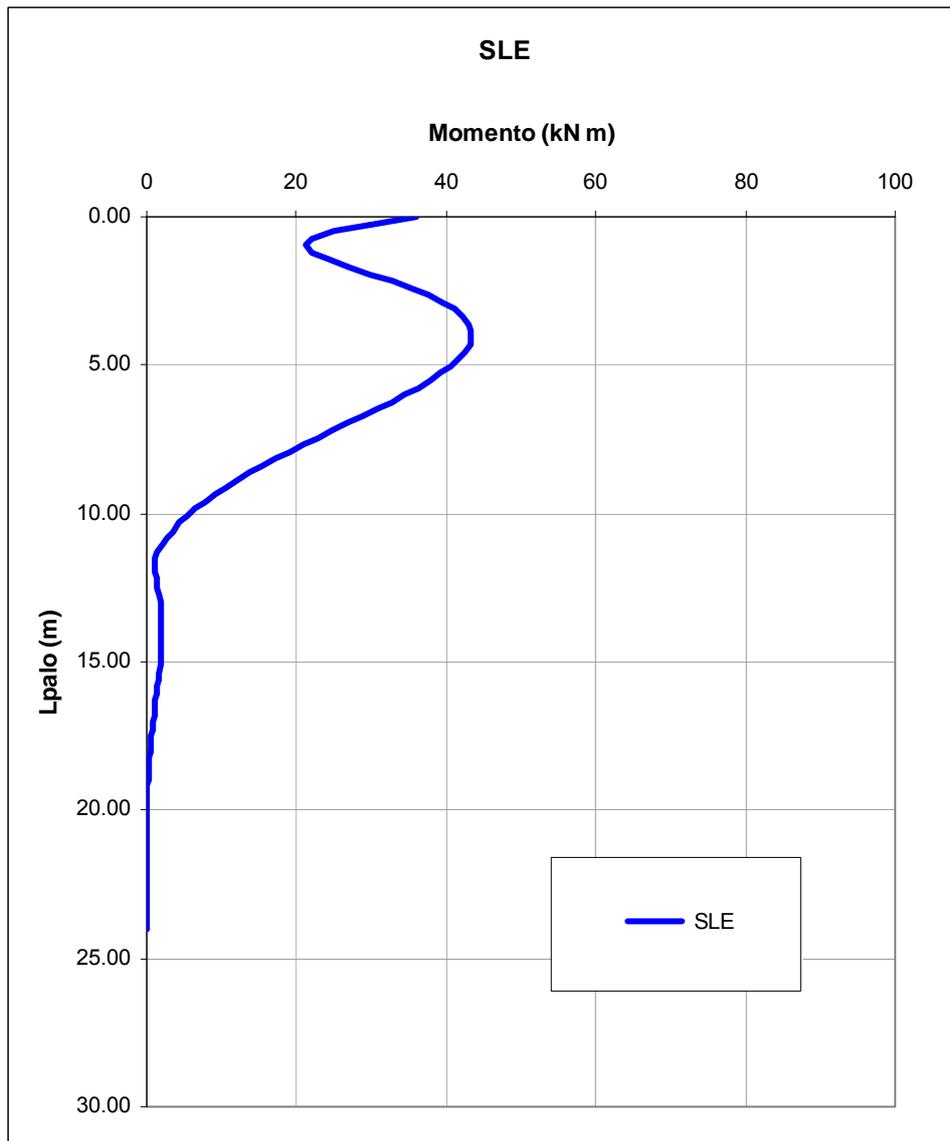
$$Nsd = -1470 \text{ kN}$$

$$Msd = 291.876 \text{ kNm}$$

$$Mrdu = 1536 \text{ kNm}$$

$$cs = Mrdu/Msd = 1536/291.88 = 5.26$$

7.1.3.3 Verifiche S.L.E. rara



$N = -2580 \text{ kN}$

$M = 43.40 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -4.21 \text{ MPa}$

$\sigma_s = -55.0 \text{ MPa}$

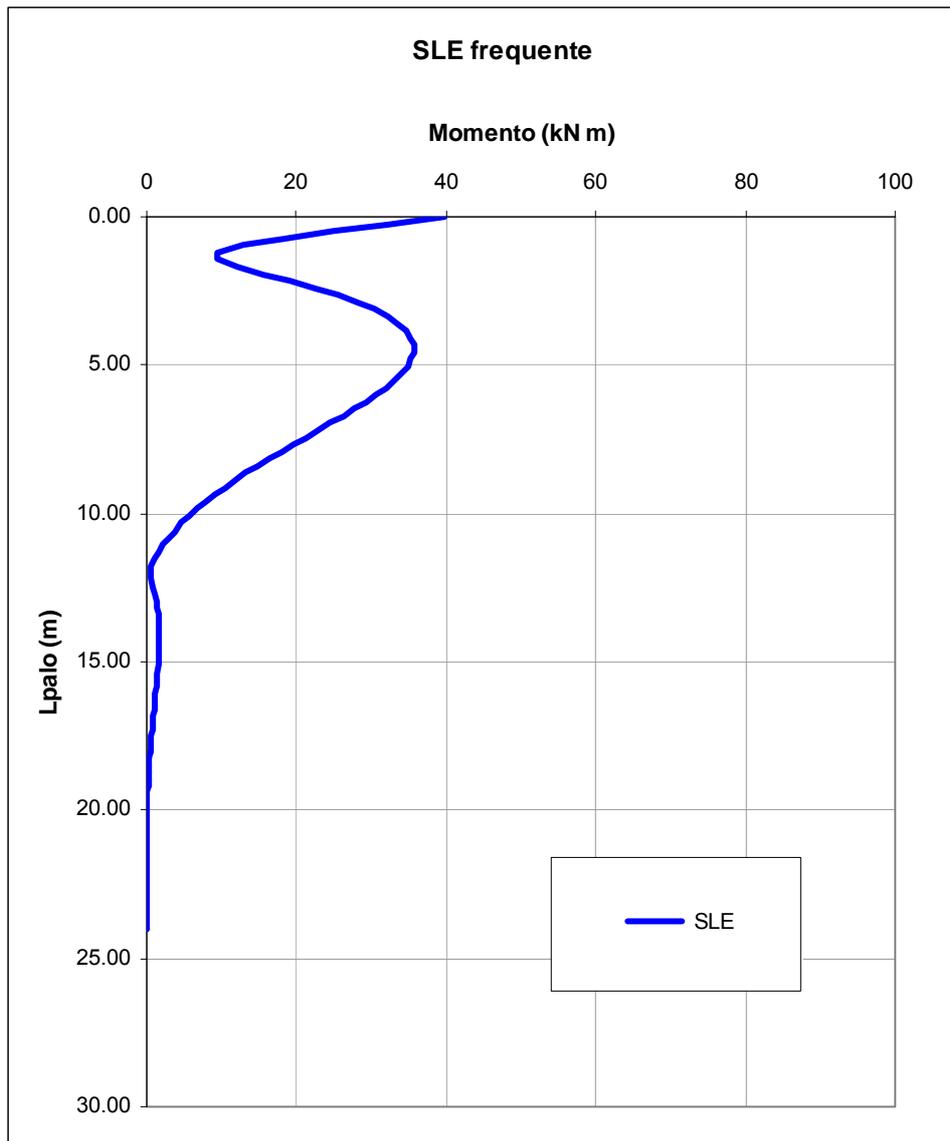
$N = -1450 \text{ kN}$

$M = 43.40 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -2.48 \text{ MPa}$

$\sigma_s = -32.9 \text{ MPa}$

7.1.3.4 Verifiche S.L.E. frequente



$N = -2270 \text{ kN}$

$M = 39.86 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -3.72 \text{ MPa}$

$\sigma_s = -48.5 \text{ MPa}$

$N = -1480 \text{ kN}$

$M = 39.86 \text{ kNm}$

$\sigma_c = -2.48 \text{ MPa}$

$\sigma_s = -33.1 \text{ MPa}$

La sezione risulta interamente compressa pertanto la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta.

8. Analisi e verifica delle spalle

L'interazione tra l'impalcato e la paratia di spalla è stata ampiamente descritta nel capitolo 4 della presente relazione, al termine del quale sono state richiamate sinteticamente le azioni scambiate tra i due elementi strutturali. Sulla base di tali sollecitazioni, per comodità di seguito richiamate, si procede ora al dimensionamento e alla verifica della paratia di pali che costituisce il corpo spalla.

Si riportano quindi innanzitutto le sollecitazioni elementari, riferite ad un metro di larghezza, riscontrate in testa alla paratia. Si riportano inoltre i coefficienti di combinazione delle azioni caratteristiche nelle diverse combinazioni di carico.

Azioni pure a metro lineare				S.L.U. STR		S.L.U. GEO		S.L.E. rara		S.L.E. frequente	
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)		mobili	termica	mobili	termica	mobili	termica	mobili	termica
0.00	-23.45	1.40	fase 1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
0.00	-160.07	-0.17	permanenti	1.35	1.35	1.3	1.3	1	1	1	1
10.11	20.53	-0.27	ritiro	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	4.22	-0.29	cedimenti max T	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	-5.37	0.31	cedimenti min T	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	4.22	-0.29	cedimenti max N	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	-5.37	0.31	cedimenti min N	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	-5.37	0.31	cedimenti max M	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
0.00	4.22	-0.29	cedimenti min M	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
22.98	16.51	0.00	termica max T	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
-272.94	-13.76	0.00	termica min T	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
8.04	22.02	0.00	termica max N	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
-95.53	-18.35	0.00	termica min N	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
-95.53	22.02	0.00	termica max M	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
8.04	-18.35	0.00	termica min M	0.72	1.2	0.6	1	0.6	1	0.5	0.6
0.00	1.31	0.00	mobili TS max T	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	20.57	0.00	mobili TS min T	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	25.86	0.00	mobili TS max N	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	-107.55	0.00	mobili TS min N	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	-82.67	0.21	mobili TS max M	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	1.91	-0.01	mobili TS min M	1.35	1.0125	1.15	0.8625	1	0.75	0.75	0
0.00	0.29	0.00	mobili UDL max T	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	23.52	0.00	mobili UDL min T	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	26.19	0.00	mobili UDL max N	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	-52.68	0.02	mobili UDL min N	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	-51.31	0.02	mobili UDL max M	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	25.18	0.00	mobili UDL min M	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	-5.82	0.00	folia max T	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	3.87	0.00	folia min T	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	4.16	0.00	folia max N	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	-6.11	0.00	folia min N	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	-6.10	0.00	folia max M	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
0.00	4.15	0.00	folia min M	1.35	0.54	1.15	0.46	1	0.4	0.4	0
-13.91	-0.51	0.02	vento	0.9	0.9	0.78	0.78	0.6	0.6	0	0

Le sollecitazioni riportate nella precedente tabella non tengono conto del peso del cordolo che risulta pari a 148.33 kN/m.

Le sollecitazioni, finora valutate in valore caratteristico, vengono ora combinate in maniera da massimizzare/minimizzare le azioni taglianti trasmesse alla paratia.

Dal momento che l'introduzione nel programma Paratie delle sollecitazioni allo SLU già amplificate mediante i coefficienti γ_{ψ} avrebbe comportato un'alterazione dello stato di spinta del terreno a tergo spalla, si è optato per l'adozione della seguente procedura: l'input delle forze esterne agenti in testa alla paratia avviene utilizzando il valore risultante dalla combinazione allo SLU, dove ciascun contributo è amplificato per il

rispettivo valore dei coefficienti γ_{ψ} , diviso per un valore di riferimento del coefficiente γ . In particolare si è scelto di adottare il valore più ricorrente $\gamma = 1.35$.

Di seguito vengono riportate le tabelle delle combinazioni allo SLU esaminate al fine di dimensionare la paratia di spalla. I valori riportati nelle colonne di N,T ed M sono valori delle sollecitazioni fattorizzate espresse a metro lineare di spalla (kN/m e kNm/m); i valori riportati nella colonna "Coeff" corrispondono agli effettivi coefficienti di combinazione γ_{ψ} , mentre quelli riportati nella colonna "Coeff fatt" corrispondono ai coefficienti γ_{ψ} ridotti del coefficiente di riferimento, ossia di 1.35.

S.L.U. mobili			S.L.U. termica					
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	mobili	termica	
0.00	-23.45	1.40	0.00	-23.45	1.40	1.00	1.00	fase 1
0.00	-160.07	-0.17	0.00	-160.07	-0.17	1.00	1.00	permanenti
8.99	18.25	-0.24	8.99	18.25	-0.24	0.89	0.89	ritiro
0.00	3.75	-0.26	0.00	3.75	-0.26	0.89	0.89	cedimenti max T
0.00	-4.77	0.28	0.00	-4.77	0.28	0.89	0.89	cedimenti min T
0.00	3.75	-0.26	0.00	3.75	-0.26	0.89	0.89	cedimenti max N
0.00	-4.77	0.28	0.00	-4.77	0.28	0.89	0.89	cedimenti min N
0.00	-4.77	0.28	0.00	-4.77	0.28	0.89	0.89	cedimenti max M
0.00	3.75	-0.26	0.00	3.75	-0.26	0.89	0.89	cedimenti min M
12.26	8.81	0.00	20.43	14.68	0.00	0.53	0.89	termica max T
-145.57	-7.34	0.00	-242.61	-12.23	0.00	0.53	0.89	termica min T
4.29	11.74	0.00	7.15	19.57	0.00	0.53	0.89	termica max N
-50.95	-9.78	0.00	-84.91	-16.31	0.00	0.53	0.89	termica min N
-50.95	11.74	0.00	-84.91	19.57	0.00	0.53	0.89	termica max M
4.29	-9.78	0.00	7.15	-16.31	0.00	0.53	0.89	termica min M
0.00	1.31	0.00	0.00	0.98	0.00	1.00	0.75	mobili TS max T
0.00	20.57	0.00	0.00	15.43	0.00	1.00	0.75	mobili TS min T
0.00	25.86	0.00	0.00	19.39	0.00	1.00	0.75	mobili TS max N
0.00	-107.55	0.00	0.00	-80.66	0.00	1.00	0.75	mobili TS min N
0.00	-82.67	0.21	0.00	-62.00	0.16	1.00	0.75	mobili TS max M
0.00	1.91	-0.01	0.00	1.43	0.00	1.00	0.75	mobili TS min M
0.00	0.29	0.00	0.00	0.12	0.00	1.00	0.40	mobili UDL max T
0.00	23.52	0.00	0.00	9.41	0.00	1.00	0.40	mobili UDL min T
0.00	26.19	0.00	0.00	10.47	0.00	1.00	0.40	mobili UDL max N
0.00	-52.68	0.02	0.00	-21.07	0.01	1.00	0.40	mobili UDL min N
0.00	-51.31	0.02	0.00	-20.52	0.01	1.00	0.40	mobili UDL max M
0.00	25.18	0.00	0.00	10.07	0.00	1.00	0.40	mobili UDL min M
0.00	-5.82	0.00	0.00	-2.33	0.00	1.00	0.40	folla max T
0.00	3.87	0.00	0.00	1.55	0.00	1.00	0.40	folla min T
0.00	4.16	0.00	0.00	1.66	0.00	1.00	0.40	folla max N
0.00	-6.11	0.00	0.00	-2.44	0.00	1.00	0.40	folla min N
0.00	-6.10	0.00	0.00	-2.44	0.00	1.00	0.40	folla max M
0.00	4.15	0.00	0.00	1.66	0.00	1.00	0.40	folla min M
-9.27	-0.34	0.02	-9.27	-0.34	0.02	0.67	0.67	vento

Di seguito vengono riportate le tabelle delle combinazioni allo SLE RARA esaminate. I valori riportati sono espressi a metro lineare di spalla, ossia in kN/m e kNm/m.

S.L.U. mobili			S.L.U. termica					
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	mobili	termica	
0.00	-23.45	1.40	0.00	-23.45	1.40	1.00	1.00	fase 1
0.00	-160.07	-0.17	0.00	-160.07	-0.17	1.00	1.00	permanenti
10.11	20.53	-0.27	10.11	20.53	-0.27	1.00	1.00	ritiro
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti max T
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti min T
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti max N
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti min N
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti max M
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti min M
13.79	9.91	0.00	22.98	16.51	0.00	0.60	1.00	termica max T
-163.76	-8.26	0.00	-272.94	-13.76	0.00	0.60	1.00	termica min T
4.83	13.21	0.00	8.04	22.02	0.00	0.60	1.00	termica max N
-57.32	-11.01	0.00	-95.53	-18.35	0.00	0.60	1.00	termica min N
-57.32	13.21	0.00	-95.53	22.02	0.00	0.60	1.00	termica max M
4.83	-11.01	0.00	8.04	-18.35	0.00	0.60	1.00	termica min M
0.00	1.31	0.00	0.00	0.98	0.00	1.00	0.75	mobili TS max T
0.00	20.57	0.00	0.00	15.43	0.00	1.00	0.75	mobili TS min T
0.00	25.86	0.00	0.00	19.39	0.00	1.00	0.75	mobili TS max N
0.00	-107.55	0.00	0.00	-80.66	0.00	1.00	0.75	mobili TS min N
0.00	-82.67	0.21	0.00	-62.00	0.16	1.00	0.75	mobili TS max M
0.00	1.91	-0.01	0.00	1.43	0.00	1.00	0.75	mobili TS min M
0.00	0.29	0.00	0.00	0.12	0.00	1.00	0.40	mobili UDL max T
0.00	23.52	0.00	0.00	9.41	0.00	1.00	0.40	mobili UDL min T
0.00	26.19	0.00	0.00	10.47	0.00	1.00	0.40	mobili UDL max N
0.00	-52.68	0.02	0.00	-21.07	0.01	1.00	0.40	mobili UDL min N
0.00	-51.31	0.02	0.00	-20.52	0.01	1.00	0.40	mobili UDL max M
0.00	25.18	0.00	0.00	10.07	0.00	1.00	0.40	mobili UDL min M
0.00	-5.82	0.00	0.00	-2.33	0.00	1.00	0.40	folla max T
0.00	3.87	0.00	0.00	1.55	0.00	1.00	0.40	folla min T
0.00	4.16	0.00	0.00	1.66	0.00	1.00	0.40	folla max N
0.00	-6.11	0.00	0.00	-2.44	0.00	1.00	0.40	folla min N
0.00	-6.10	0.00	0.00	-2.44	0.00	1.00	0.40	folla max M
0.00	4.15	0.00	0.00	1.66	0.00	1.00	0.40	folla min M
-8.34	-0.30	0.01	-8.34	-0.30	0.01	0.60	0.60	vento

Di seguito vengono riportate le tabelle delle combinazioni allo SLE FREQUENTE esaminate. I valori riportati sono espressi a metro lineare di spalla, ossia in kN/m e kNm/m.

S.L.U. mobili			S.L.U. termica					
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	mobili	termica	
0.00	-23.45	1.40	0.00	-23.45	1.40	1.00	1.00	fase 1
0.00	-160.07	-0.17	0.00	-160.07	-0.17	1.00	1.00	permanenti
10.11	20.53	-0.27	10.11	20.53	-0.27	1.00	1.00	ritiro
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti max T
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti min T
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti max N
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti min N
0.00	-5.37	0.31	0.00	-5.37	0.31	1.00	1.00	cedimenti max M
0.00	4.22	-0.29	0.00	4.22	-0.29	1.00	1.00	cedimenti min M
11.49	8.26	0.00	13.79	9.91	0.00	0.50	0.60	termica max T
-136.47	-6.88	0.00	-163.76	-8.26	0.00	0.50	0.60	termica min T
4.02	11.01	0.00	4.83	13.21	0.00	0.50	0.60	termica max N
-47.76	-9.17	0.00	-57.32	-11.01	0.00	0.50	0.60	termica min N
-47.76	11.01	0.00	-57.32	13.21	0.00	0.50	0.60	termica max M
4.02	-9.17	0.00	4.83	-11.01	0.00	0.50	0.60	termica min M
0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS max T
0.00	15.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS min T
0.00	19.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS max N
0.00	-80.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS min N
0.00	-62.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS max M
0.00	1.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	mobili TS min M
0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL max T
0.00	9.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL min T
0.00	10.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL max N
0.00	-21.07	0.01	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL min N
0.00	-20.52	0.01	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL max M
0.00	10.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	mobili UDL min M
0.00	-2.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla max T
0.00	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla min T
0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla max N
0.00	-2.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla min N
0.00	-2.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla max M
0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	folla min M
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	vento

Si precisa che tra le azioni esterne non compare il contributo "Reinterro e scavo della paratia" in quanto considerato direttamente nelle fasi di realizzazione del corpo spalla modellate per mezzo del programma "Paratie". Per maggiore chiarezza si riportano di seguito tutte le fasi considerate nello studio della paratia finalizzato alla deduzione delle sollecitazioni agenti sui pali di fondazione.

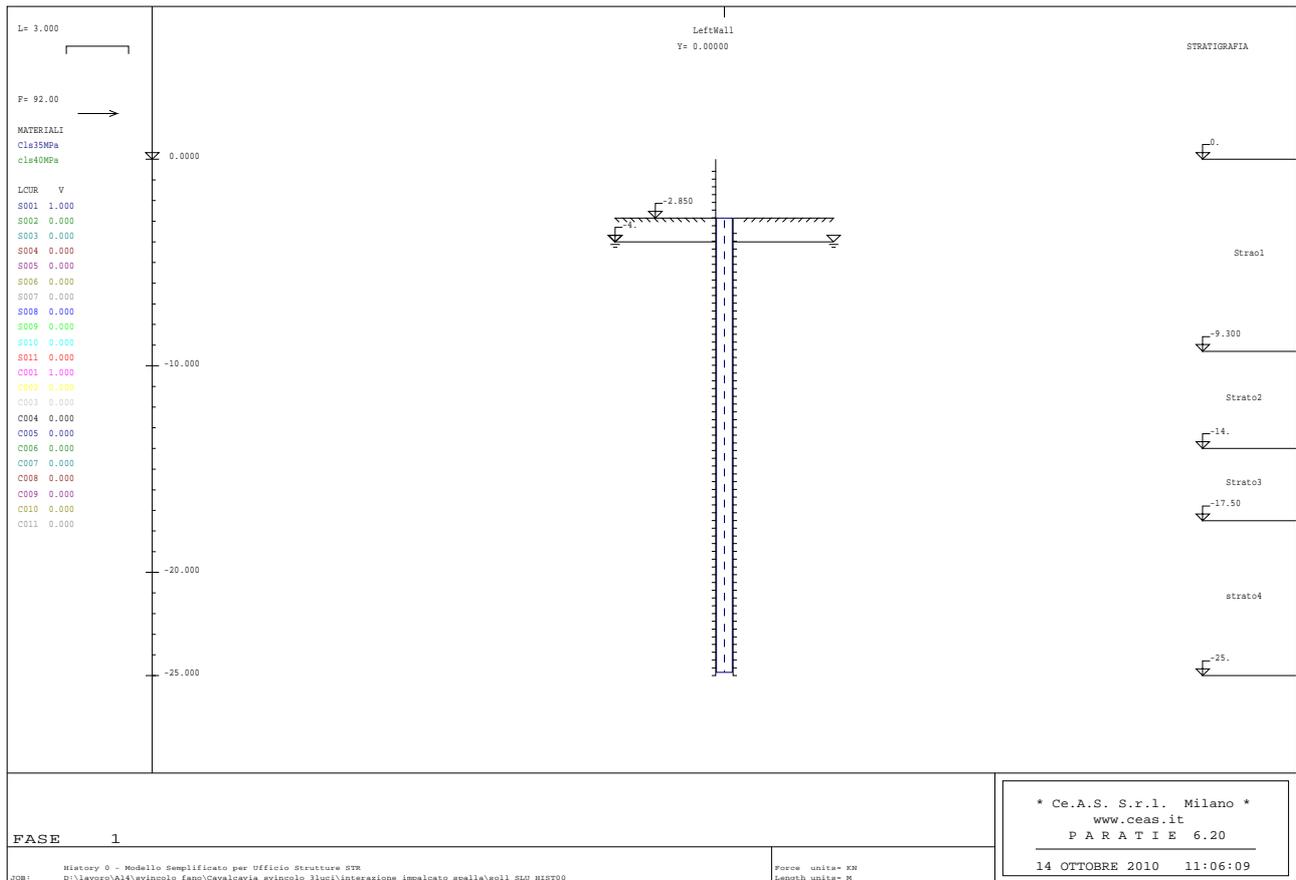
Si riportano ora i valori delle sollecitazioni combinate da applicare in sommità alla paratia nelle diverse combinazioni.

S.L.U. mobili			S.L.U. termica			
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	
11.97	-157.27	0.76	20.14	-148.41	0.76	max T
-145.85	-129.76	1.28	-242.90	-156.23	1.29	min T
4.00	-93.91	0.75	6.86	-110.76	0.75	max N
-51.23	-346.50	1.32	-85.20	-290.86	1.30	min N
-51.23	-298.71	1.53	-85.20	-235.77	1.46	max M
4.00	-140.40	0.75	6.86	-165.00	0.75	min M

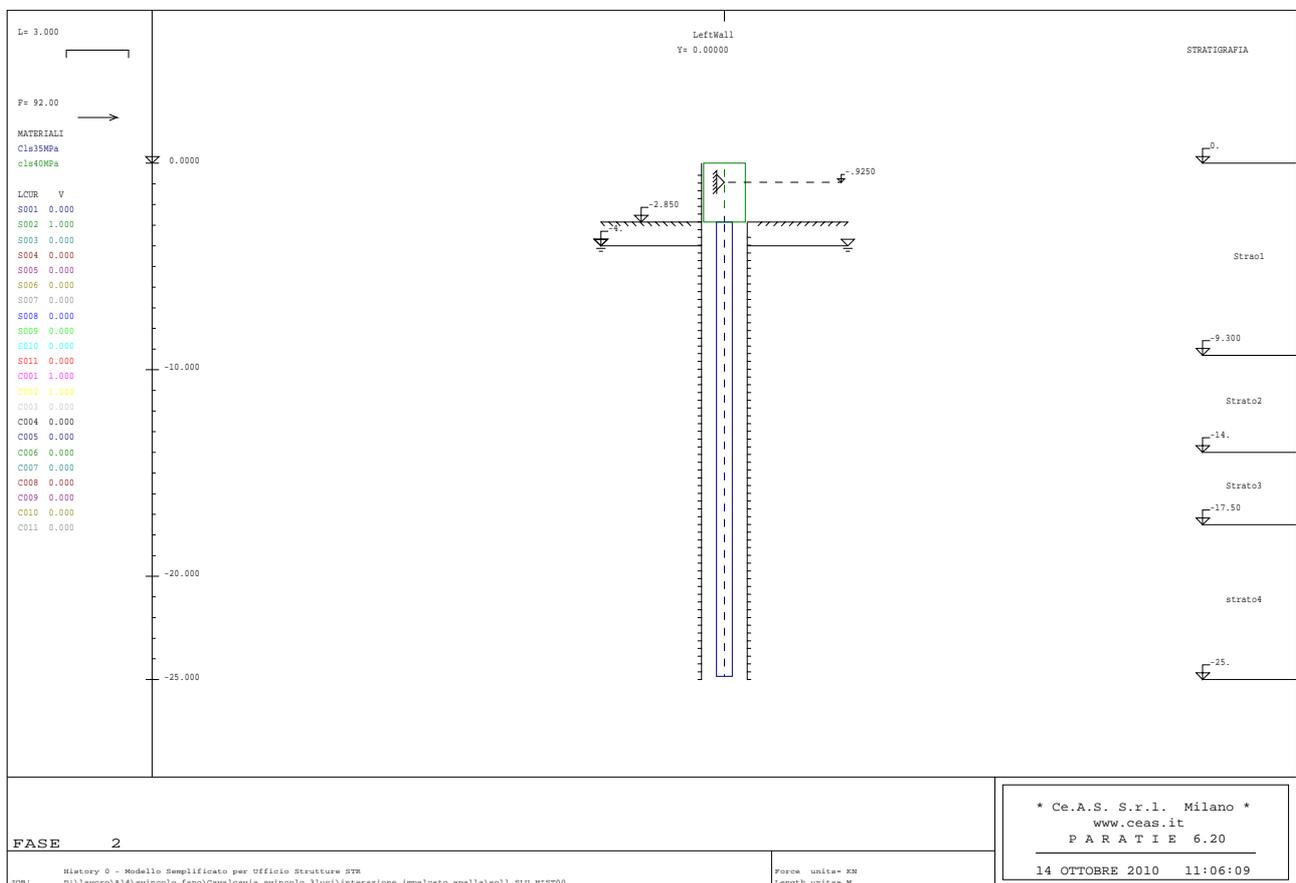
S.L.E. rara mobili			S.L.E. rara termica			
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	
15.55	-153.39	0.70	24.74	-143.79	0.70	max T
-162.00	-128.96	1.29	-271.17	-156.04	1.29	min T
6.59	-89.66	0.69	9.81	-105.53	0.69	max N
-55.55	-346.01	1.32	-93.76	-291.18	1.30	min N
-55.55	-295.53	1.54	-93.76	-231.61	1.47	max M
6.59	-138.84	0.68	9.81	-164.26	0.69	min M

S.L.E. frequente mobili			S.L.E. frequente termica			
T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	
21.60	-151.74	0.68	23.90	-148.86	0.68	max T
-126.36	-148.86	1.28	-153.65	-176.61	1.28	min T
14.13	-116.23	0.68	14.94	-145.56	0.68	max N
-37.65	-281.71	1.29	-47.21	-179.36	1.28	min N
-37.65	-242.31	1.45	-47.21	-155.15	1.28	max M
14.13	-154.78	0.67	14.94	-169.78	0.68	min M

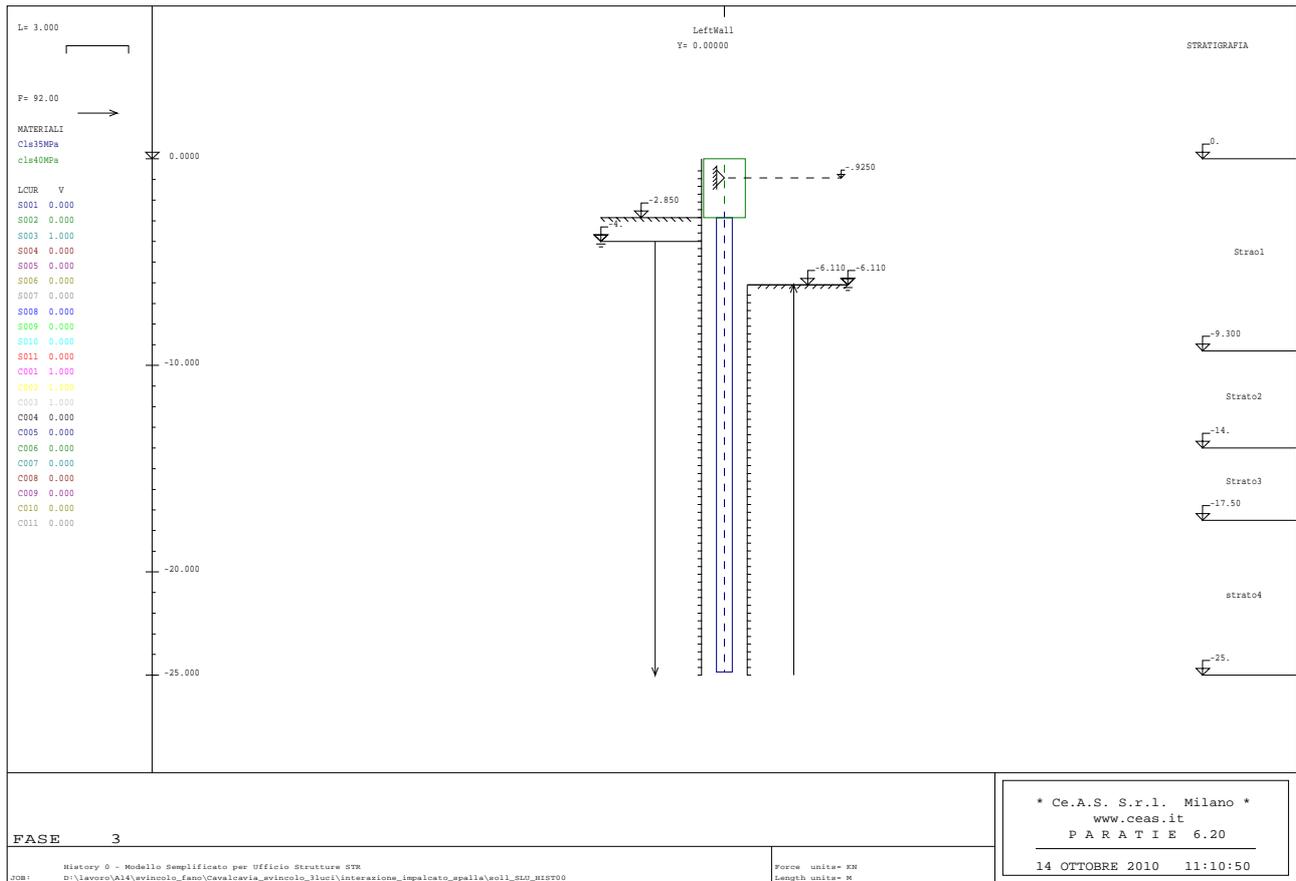
Fase 1: Condizione geostatica (piano di lavoro a quota -2.85 m)



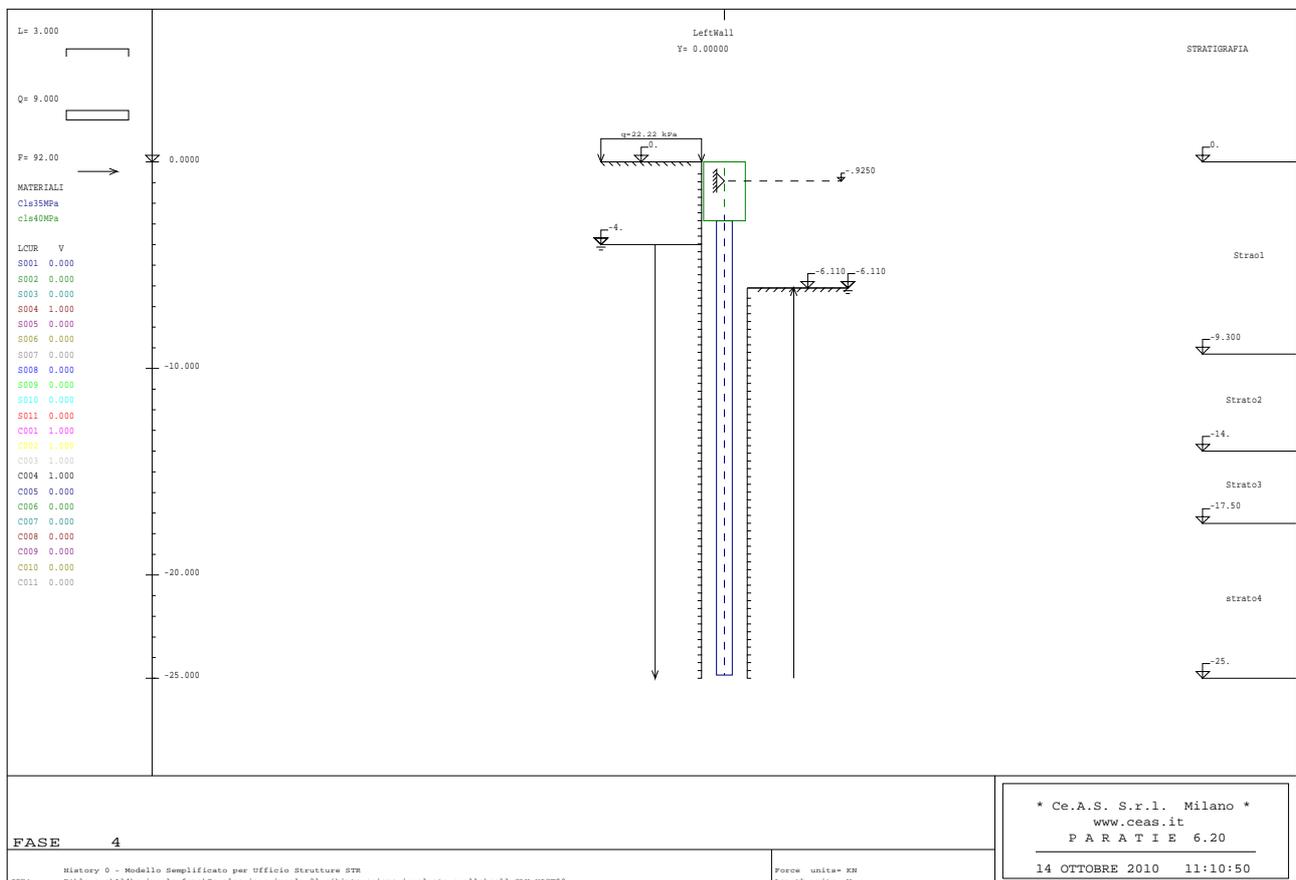
Fase 2: Realizzazione della paratia, montaggio impalcato e connessione con la paratia (carrello)



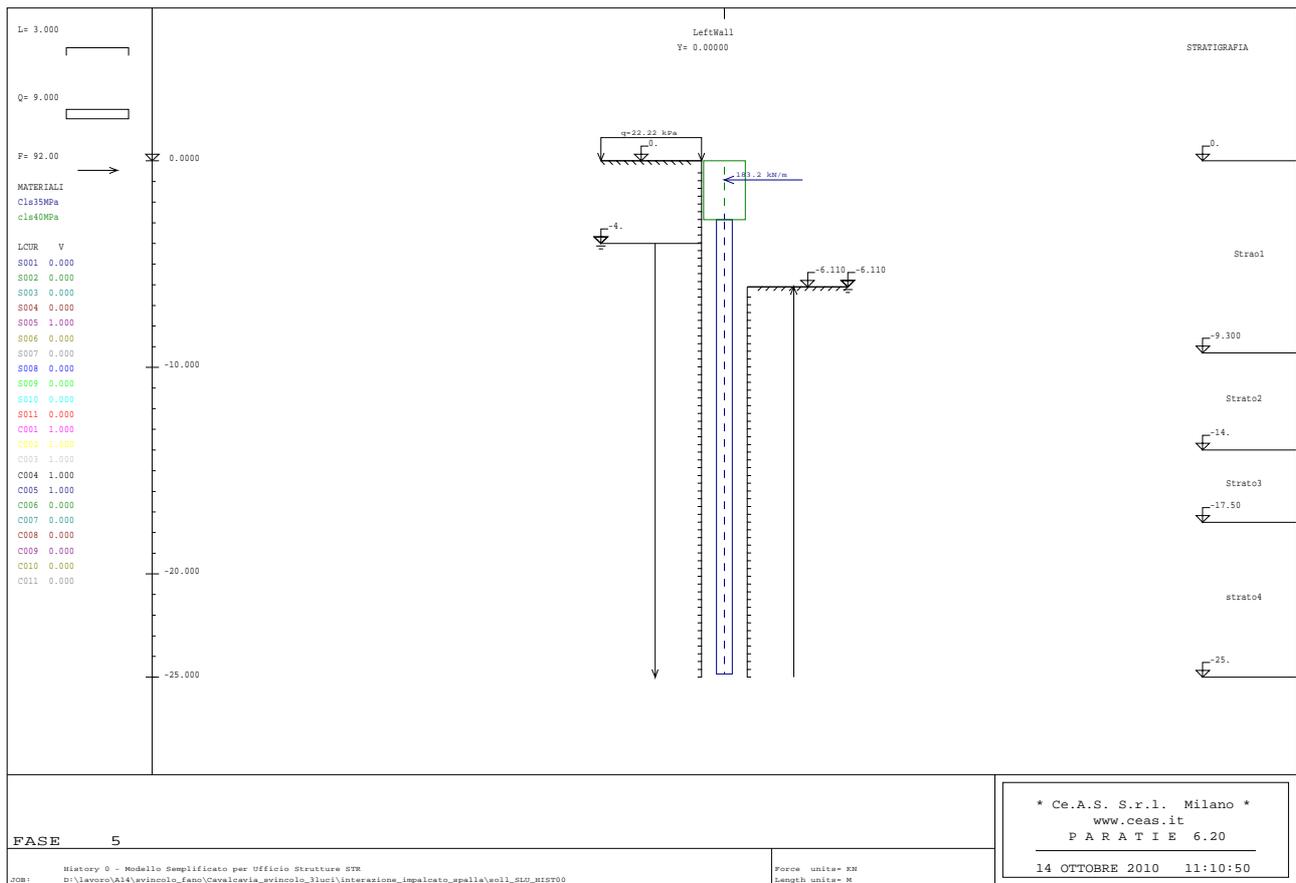
Fase 3: Realizzazione dello scavo a valle



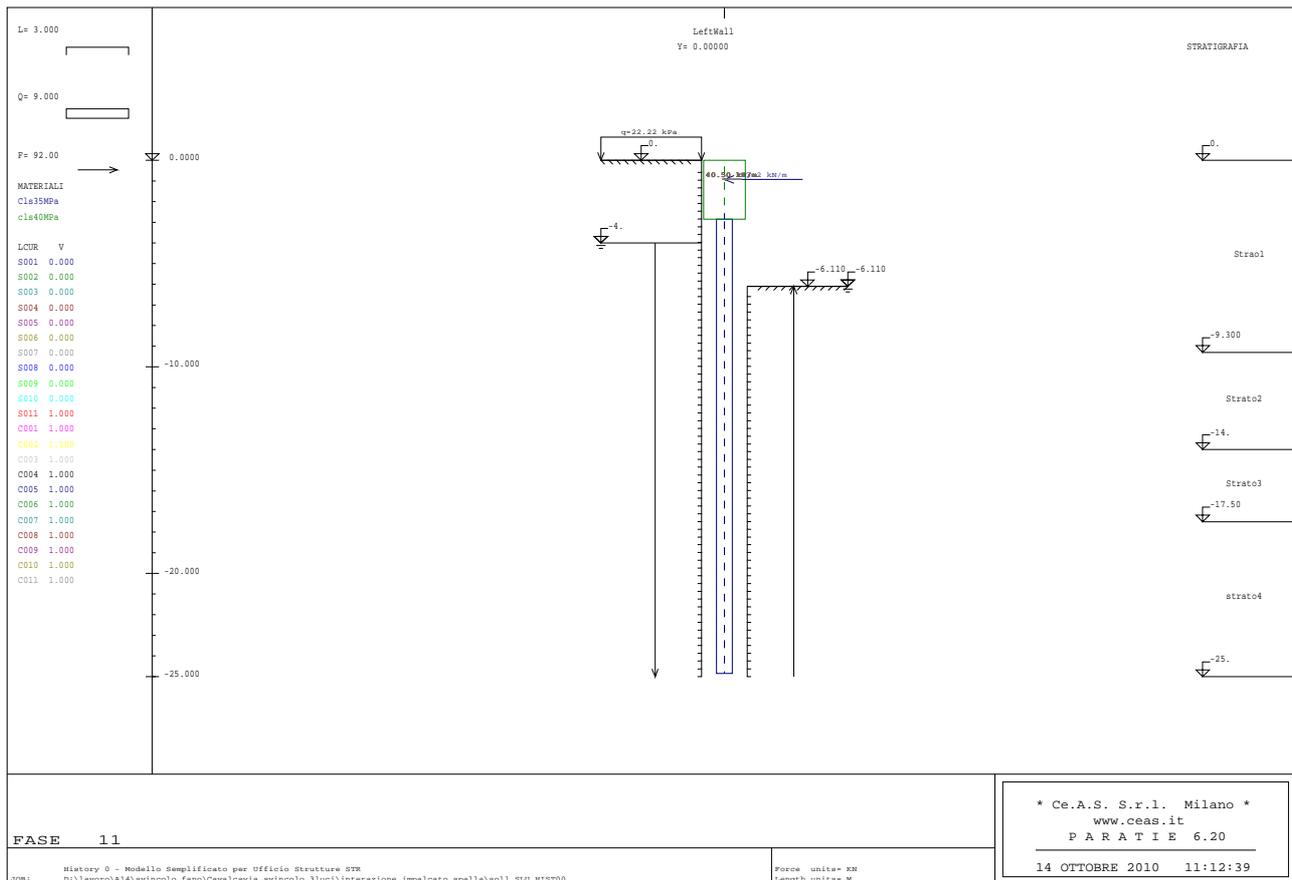
Fase 4: Realizzazione del rinterro a monte



Fase 5: Sostituzione del carrello verticale con la reazione dedotta allo step precedente



Fase 6: Applicazione del taglio trasmesso alla paratia per effetto dei soli carichi orizzontali agenti sull'impalcato



Sulla base delle sollecitazioni dedotte in quest'ultimo step dell'analisi vengono dimensionati i pali di fondazione, come riportato nel successivo paragrafo.

Dal momento che le sollecitazioni estratte dal programma Paratie risultano espresse a metro lineare, si procederà ad amplificarle per la larghezza di spalla di competenza di ciascun palo. Dal momento, però che i pali risultano tra loro piuttosto distanziati (interasse pari a 2.80 m), si ritiene lecita l'affermazione che il terreno tra un palo e l'altro non partecipi integralmente al comportamento della paratia, come invece accadrebbe se si trattasse di una fila continua di pali molto ravvicinati. In conseguenza di ciò si assume che la larghezza di spalla di competenza di ciascun palo possa essere ritenuta pari a circa 1.5 volte il diametro del palo stesso. Le sollecitazioni dedotte a metro lineare da Paratie vengono, quindi, moltiplicate non per l'interasse, pari a 3.80 m, ma per una larghezza pari a $1.5 \times \phi = 1.5 \times 1.2 \text{ m} = 1.80 \text{ m}$.

8.1 Verifica dei pali di fondazione

La paratia di spalla risulta costituita da quattro pali $\phi 1200$ mm disposti ad un interasse di 2.80 m, armati mediante una corona di 42 barre $\phi 26$ nella quale i ferri sono disposti a terne.

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle verifiche condotte sui pali di fondazione sulla base delle sollecitazioni riscontrate per effetto dell'applicazione in testa alla paratia di spalla delle peggiori condizioni di carico esposte nel precedente paragrafo.

Le verifiche a presso-flessione allo SLU restituiscono quanto segue. Si precisa che valori di N negativi corrispondono a stati di compressione per il palo.

Nsd = -767.26 kN

Msd = 2149.54 kNm

Mrdu = 3819 kNm

cs = 1.77

Verifiche S.L.E. rara

N = -607.97 kN

M = 1645.89 kNm

$\sigma_c = -14.37$ MPa

$\sigma_s = 232.5$ MPa

Verifiche S.L.E. frequente

N = -494.61 kN

M = 1379.25 kNm

$\sigma_c = -11.89$ MPa

$\sigma_s = 195.4$ MPa

Le verifiche in condizioni di esercizio (SLE) restituiscono invece quanto segue:

Secondo le norme EN 1992-1-1, le limitazioni per la tensione massima di compressione del calcestruzzo sono le seguenti:

- Allo SLE rara: $\sigma_{compr} \leq k_1 f_{ck} = 0.6 \times 30 = 18.00$ MPa

Invece per l'acciaio d'armatura la tensione limite risulta pari a $0.8 f_{yk} = 360$ MPa nella condizione SLE rara.

Dal momento che le tensioni di esercizio dei due materiali risultano entro i limiti sopra riportati, le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

Si riporta infine la verifica a fessurazione condotta verificando, secondo EN1992-1-1, che l'ampiezza delle fessure rimanga entro la limitazione imposta dalla normativa con riferimento alla combinazione frequente.

kt	0.600
fct,eff	2.835
As	15930.000 mm ²
Ac,eff	345575.192
ρ_p ,eff	0.046
Es	210000.000 MPa
Ecm	32588.108 MPa
α_e	6.444
k1	0.800
k2	0.500
k3	3.400
k4	0.425
c	35.000 mm
ϕ	36.730 mm
sr,max	254.455 mm
σ_s	195.40 MPa
ssm- σ_{cm}	0.0007
wk	0.18 mm

Dal momento che w_k risulta inferiore a w_{lim} , la verifica può ritenersi soddisfatta.

8.2 Verifiche in condizioni sismiche

L'analisi sismica delle paratie di spalle viene condotta secondo i criteri esposti al paragrafo 2.4 della presente relazione, secondo l'input sismico descritto al paragrafo 3.4. Di seguito verranno richiamati i principali risultati dell'analisi effettuata.

8.2.1 Verifiche della paratia di spalla

Si riportano innanzitutto i diagrammi degli spostamenti rilevati lungo la paratia di spalla in condizioni sismiche nelle due situazioni di contrazione e dilatazione termica associata all'evento sismico.

Le sollecitazioni sismiche che derivano dalla combinazione dell'azione sismica con il 50% degli effetti delle variazioni termiche sono riportate di seguito; il valore dello sforzo normale è quello relativo ai soli carichi permanenti:

I valori riportati sono riferiti ad 1 m di larghezza.

Variazione termica negativa (contrazione):

$N = -184 \text{ kN/m}$ carico permanente

$M = 1827.4 \text{ kNm/m}$

$V = 729 \text{ kN/m}$

Variazione termica positiva (dilatazione):

$N = 184 \text{ kN/m}$ carico permanente

$M = 1118.0 \text{ kNm/m}$

$V = 490.33 \text{ kN/m}$

Valori relativi al singolo palo:

Variazione termica negativa (contrazione):

$N = -674.84 \text{ kN}$ carico permanente

$M = 3505.93 \text{ kNm}$

$V = 729 \text{ kN}$

Variazione termica positiva (dilatazione):

$N = -674.84 \text{ kN}$ carico permanente

$M = 2145.39 \text{ kNm}$

$V = 490.33 \text{ kN}$

Verifica sismica S.L.U.

$N_{sd} = -674.84 \text{ kN}$

$M_{sd} = 3505.93 \text{ kNm}$

$M_{rdu} = 3799.0 \text{ kNm}$

$$cs = 3799/3505.93 = 1.08$$

Verifica a taglio

$$V_{sd} = 1398.9 \text{ kN}$$

$$V_{rdu} = 2370.4 \text{ kN}$$

9. Apparecchiature di appoggio

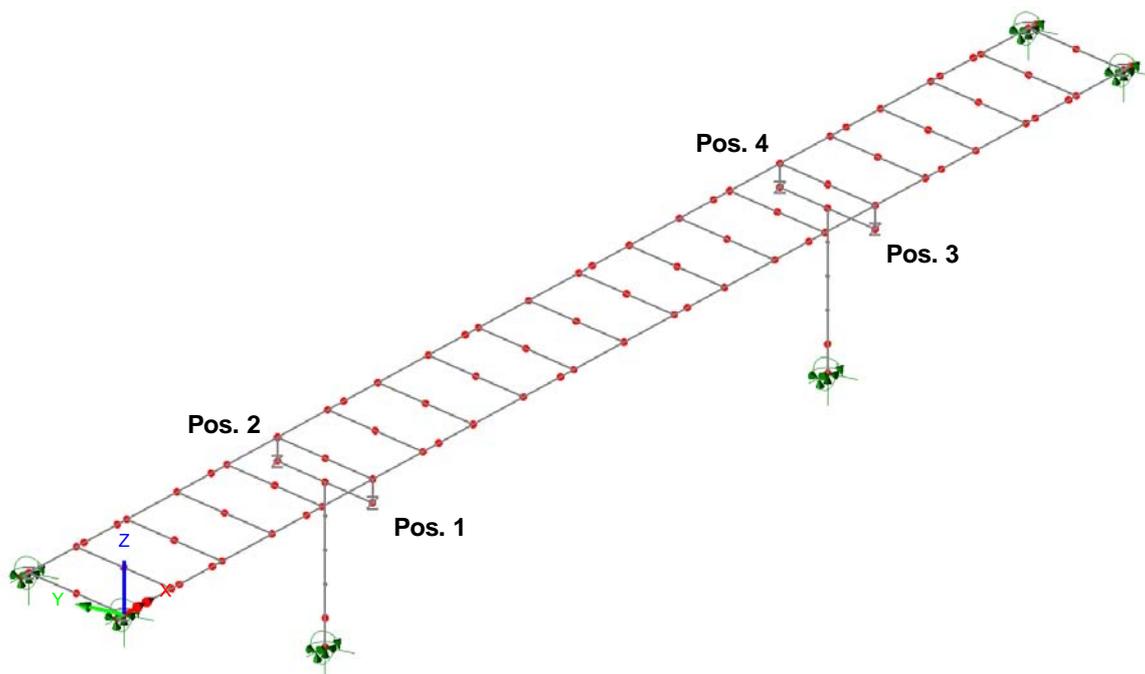
Essendo il cavalcavia di tipo integrale, lo schema appoggi prevede un collegamento monolitico tra impalcato e spalle e un semplice vincolo alla traslazione verticale in corrispondenza delle pile. A tale scopo, su ciascuna pila vengono predisposte due apparecchiature di tipo multidirezionale aventi le portate dichiarate nella seguente tabella.

$$R_z \text{ (SLE)} = 7000.0 \text{ kN}$$

$$R_z \text{ (SLU)} = 9000.0 \text{ kN}$$

9.1 Sollecitazioni

Tali portate vengono fissate sulla base della azione massima scaricata dall'impalcato sul singolo appoggio in condizioni di esercizio e ultime, riassunte nel seguente prospetto.



Azioni S.L.E.

	Fz (kN)	
Pos. 1	-3290.57	max Fz
	-6598.40	min Fz
Pos. 2	-3584.58	max Fz
	-6644.32	min Fz
Pos. 3	-3585.32	max Fz
	-6613.01	min Fz
Pos. 4	-3527.80	max Fz
	-6598.28	min Fz

Azioni S.L.U.

	Fz (kN)	
Pos. 1	-3124.64	max Fz
	-8860.07	min Fz
Pos. 2	-3520.22	max Fz
	-8922.44	min Fz
Pos. 3	-3521.22	max Fz
	-8880.17	min Fz
Pos. 4	-3444.90	max Fz
	-8859.90	min Fz

9.2 Escursioni S.L.E.

Con riferimento alla combinazione S.L.E. rara si riportano i valori degli spostamenti longitudinali e trasversali massimi e minimi con i loro concomitanti.

Posizione 1		Posizione 2		Posizione 3		Posizione 4		
δ_x	δ_y	δ_x	δ_y	δ_x	δ_y	δ_x	δ_y	
8.14	48.63	8.14	-47.36	9.16	-49.63	9.13	46.32	max δ_x
-9.14	-46.32	-9.16	49.63	-8.13	47.35	-8.15	-48.62	min δ_x
0.20	81.61	0.08	81.62	-2.78	79.34	0.14	79.30	max δ_y
-0.33	-79.30	-0.26	-79.34	2.97	-81.62	-0.02	-81.61	min δ_y

Si riportano di seguito i valori massimi delle escursioni complessive longitudinali e trasversali con i relativi concomitanti.

Escursioni complessive S.L.E.

	max δ_l	conc δ_t	max δ_t	conc δ_l
Pos. 1	18.27	97.25	163.22	0.65
Pos. 2	18.31	99.26	163.23	0.52
Pos. 3	18.32	99.26	163.24	5.94
Pos. 4	18.26	97.25	163.22	0.28