



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

RAMPE SVINCOLO A12

RAMPA "B"

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. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
---	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO								DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE						n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.				
—	1	1001302			STR0056	--		SCALA: —			

	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : —
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : Ing. Roberta Stucchi – O.I. Milano n° A 28579
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA' Ing. Lucio Ferretti Torricelli – O.I. Brescia N. 2188

	VISTO DEL COMMITTENTE R.U.P. – Ing. Andrea Frediani	VISTO DEL CONCEDENTE Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	--

1.	Introduzione	4
1.1	Generalità	4
1.2	Descrizione generale dell'opera	4
1.2.1	Sottostrutture	5
1.2.2	Sistema di vincolo	6
1.3	Normative di riferimento	7
1.4	Contestualizzazione dell'opera	8
1.4.1	Condizioni ambientali	8
1.4.2	Classi di esposizione	8
1.4.3	Classificazione traffico	8
1.4.4	Caratteristiche materiali	9
1.4.5	Classe di esecuzione	9
1.5	Software di calcolo	9
1.6	Convenzioni generali	10
1.7	Impostazioni generali delle analisi	11
1.7.1	Fasi di analisi	11
1.7.2	Analisi e verifiche eseguite	13
1.7.3	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	13
1.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	20
1.8.1	Stato della soletta	20
1.8.2	Larghezze collaboranti	20
1.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	21
1.9	Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)	24
2.	Analisi dei carichi	24
2.1	Carichi agenti in fase 1	24
2.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	24
2.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	25
2.2	Carichi agenti in fase 2	26
2.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2})	26
2.2.2	Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)	26
2.3	Carichi agenti in fase 3	28
2.3.1	Variazioni termiche (T_k)	28
2.3.2	Carichi mobili (Q_k)	29
2.3.3	Azione del vento (F_w)	32
2.3.4	Attrito appoggi (Q_{frict})	34
2.3.5	Azione sismica (E_d)	34
2.4	Combinazioni di carico	35
3.	Analisi strutturale	38
3.1	Analisi statica globale	38

3.1.1	Risultati salienti	39
3.2	Analisi dinamica	72
4.	Verifica impalcato metallico	74
4.1	Verifica travi longitudinali	75
4.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	75
4.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	78
4.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	79
4.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	80
4.1.5	Verifica connessione trave/soletta	82
4.2	Verifica stiffeners trasversali e ribs longitudinali	85
4.2.1	Irrigidenti intermedi	85
4.2.2	Irrigidenti d'appoggio	88
5.	Deformazioni e controfrecce	92
5.1	Contromonte di progetto	96
6.	Apparecchiature di appoggio e giunto	97
6.1	Generalità	97
6.2	Portate appoggi	97
6.3	Deformazioni agli appoggi	98
6.3.1	Spostamenti orizzontali	98
6.3.2	Rotazioni	98
6.4	Dimensionamento varchi e giunti	100
7.	Spalle	102
7.1	Generalità	102
7.2	Analisi dei carichi	104
7.3	Calcolo sollecitazioni	106
7.3.1	Sollecitazioni lungo l'elevazione	108
7.3.2	Sollecitazioni in fondazione	113
8.	Verifica pile	115
8.1	Descrizione della struttura	115
8.2	Sollecitazioni di verifica – Pila B1	117
8.3	Verifiche della sezione di spiccato	118
8.4	Sollecitazioni di verifica – Pila B2	124
8.5	Verifiche della sezione di spiccato	125
8.6	Sollecitazioni di verifica – Pila B3	131
8.7	Verifiche della sezione di spiccato	132

1. Introduzione

1.1 Generalità

La presente relazione riporta i calcoli statici effettuati nell'ambito delle attività di progettazione strutturale definitiva delle opere afferenti l'intervento di realizzazione della bretella Autostradale Rapallo Fontanabuona, con riferimento alla rampa di svicolo B, da realizzarsi nell'ambito della riqualificazione di tracciato della strada SP 22.

1.2 Descrizione generale dell'opera

L'opera consta di quattro campate, ordite tra due spalle in c.a., denominate rispettivamente "spalla 1" e "spalla 2" di luce pari a 152m (25+35+52+40 m) e larghezza complessiva di soletta pari a 9.80 m.

La tipologia strutturale prescelta è quella del grigliato composto acciaio calcestruzzo, formato da:

- 2 allineamenti di travi longitudinali a doppio T, in composizione strutturale con la soletta, disposte ad interasse trasversali pari a 4.8 m.
- 2 traversi di spalla, disposti a collegare i 2 allineamenti di trave
- 3 traversi di pila, disposti a collegare i 2 allineamenti di trave in corrispondenza delle elevazioni
- 26 traversi intermedi reticolari verticali a K formati da doppi profili L in composizione bullonata, disposti a collegare a coppie gli allineamenti delle travi principali.

Lo schema statico adottato è quello di travi semplicemente appoggiate in corrispondenza delle spalle e delle pile. L'impalcato è composto da un cassoncino torsio-rigido realizzato con due travi ad altezza costante connesse fra loro mediante traversi reticolari verticali a K e da un controvento orizzontale di torsione, disposto inferiormente.

Le luci nette delle travi longitudinali, che risultano ordite parallelamente, sono pari a 25, 35, 52 e 40 m; la luce complessiva, considerato il retrotrave da 50 cm, è pari a 153 m.

L'altezza complessiva dell'opera è pari a 2.00 m (trave metallica da 1.70 m + soletta da 0.30 m), per cui conseguono rapporti luce-altezza da 1/12.5 a 1/25.

L'assieme formato da travi e traversi è stabilizzato, prima della realizzazione della soletta, da un sistema di controventi di montaggio formato da profili 100x10, che collegano orizzontalmente le due travi.

Tutte le giunzioni tra conci delle travi longitudinali sono previste realizzate mediante saldature p.p. a piè d'opera.

La soletta in calcestruzzo è realizzata con l'ausilio di predalla collaborante in calcestruzzo, di spessore da 60 mm. Lo spessore complessivo del pacchetto in calcestruzzo è pari a 300 mm.

La soletta, di larghezza costante pari a 9.80 m ospita un piano viabile da 8.40 m, due cordoli laterali di larghezza pari a 0.70 m che ospitano le barriere di sicurezza.

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.

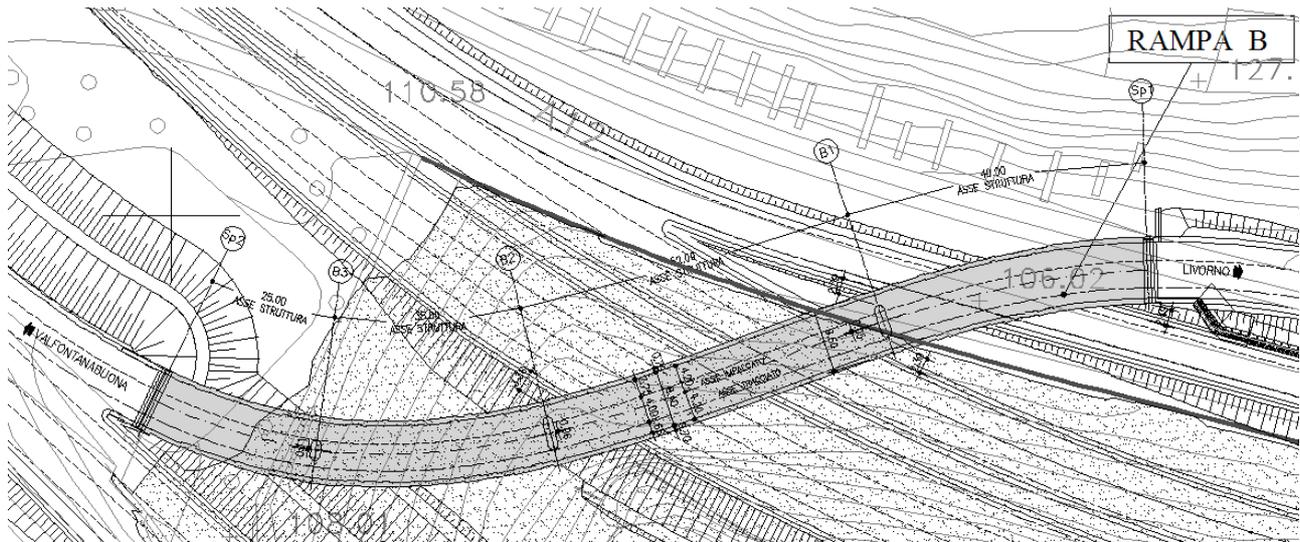


Fig. 1 – Planimetria della rampa B.

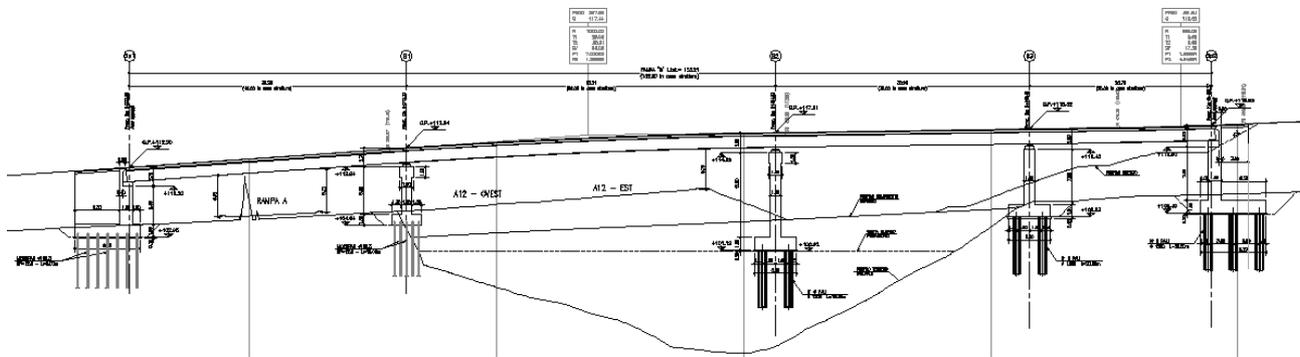


Fig. 2 – Profilo longitudinale della rampa B.

1.2.1 Sottostrutture

La travata è supportata da spalle in c.a. formate da suola di base, fondata su pali, paramento, dello spessore di 1.90 m, e paraghiaia di spessore 40 cm, e da elevazioni di altezza variabile fondate su soles di fondazione poggianti su sistemi di pali di grande diametro (per le elevazioni B1 e B2) o di micropali (per l'elevazione B3).

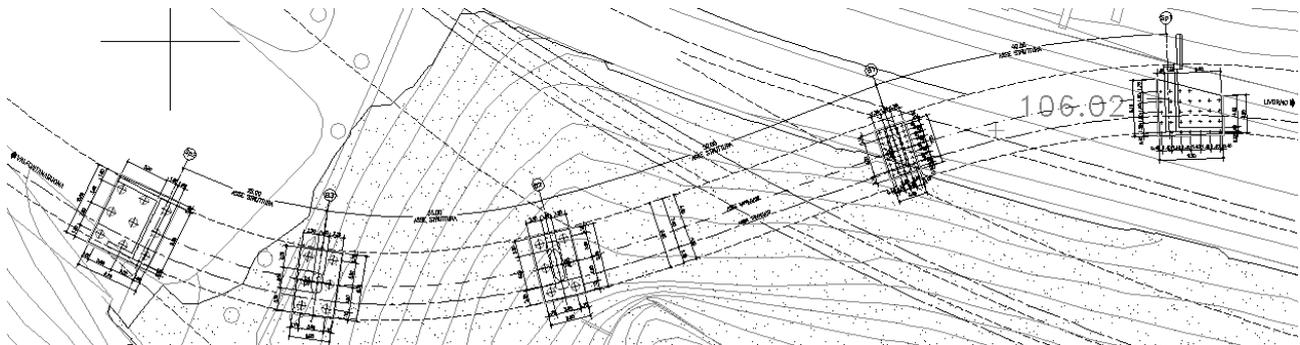


Fig. 3 – Pianta delle fondazioni.

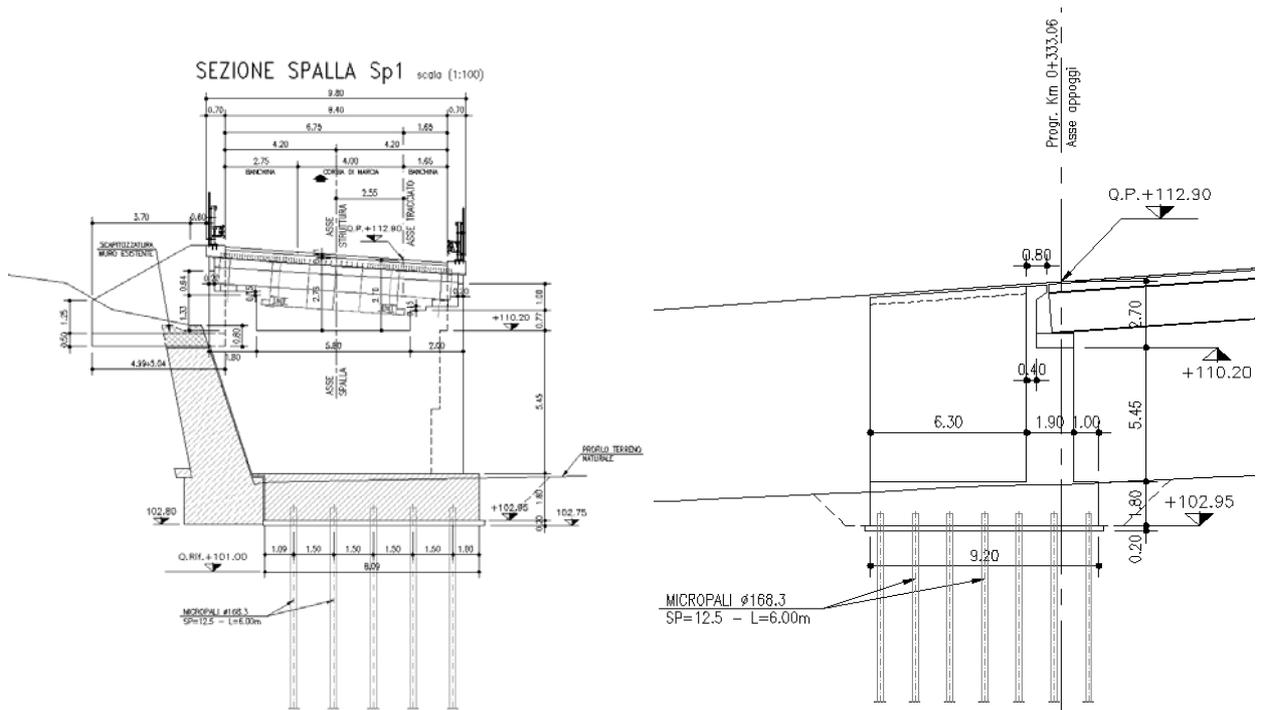


Fig. 4 – Sezioni della spalla 1 lato Livorno.

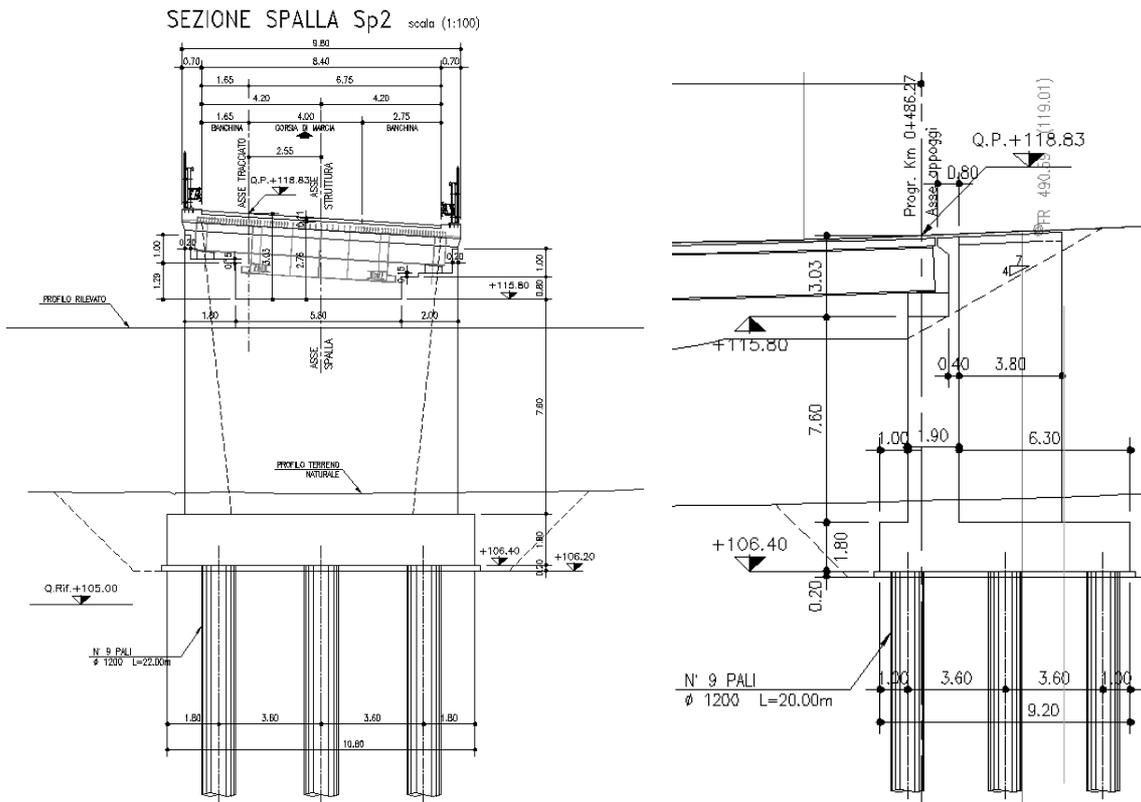


Fig. 5 – Sezioni della spalla 2 lato Val Fontanabuona.

1.2.2 Sistema di vincolo

La struttura è vincolata ai sostegni mediante dispositivi di isolamento in neoprene armato ad alta dissipazione, disposti in corrispondenza di ciascuna spalla ed elevazione.

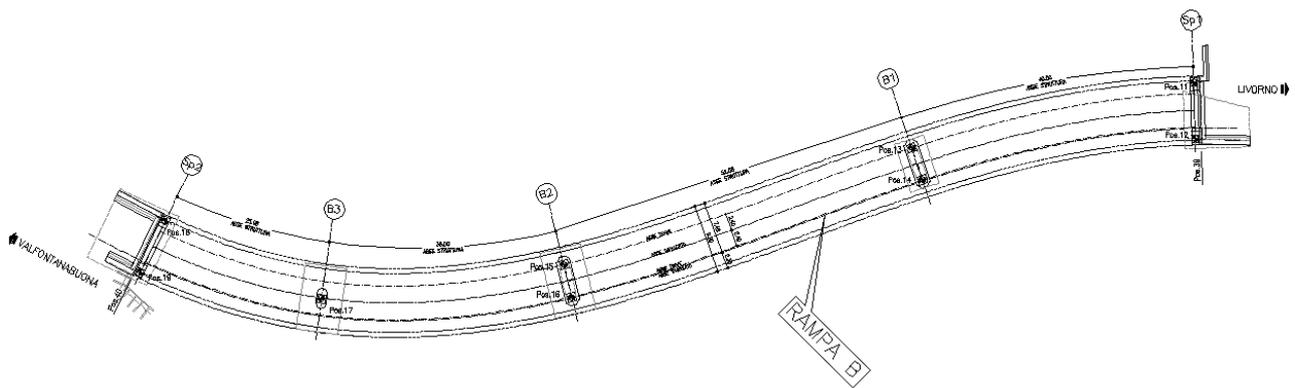


Fig. 6 – Pianta appoggi della rampa B.

Le caratteristiche indicative del sistema di vincolo sono le seguenti:

$k_h = 2.5 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi posti in corrispondenza delle spalle 1 e 2

$k_h = 4.76 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi posti in corrispondenza delle elevazioni B1 e B2

$k_h = 5.48 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi posti in corrispondenza dell'elevazione B3

$\xi = 16 \%$ smorzamento equivalente per tutti i dispositivi adottati

1.3 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, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")

Circ. 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

D.M. 31 luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici

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 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

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

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

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 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090-1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090-2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione dell'opera

1.4.1 Condizioni ambientali

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature (NAD EN 1991-1-4):

$$T_{\min} = -9 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = 39 \text{ °C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$RH = 80 \%$$

1.4.2 Classi di esposizione

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta: XF4

baggioli: XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.3 Classificazione traffico

Con riferimento ai carichi mobili, il ponte è classificato di prima categoria.

Si considerano pertanto, ai fini delle verifiche per tutti gli S.L. (eccetto fatica) carichi di classe 1 secondo EN 1991-2 cap.4.

Le verifiche nei confronti dello S.L: di fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ (EN 1993-2, cap. 9.5.2.).

Per la definizione dei parametri base, si fa riferimento ai seguenti criteri (EN 1991-2, EN 1993-2):

categoria traffico: 2 (asse viario con media intensità di pesante) EN 1991-2 4.6.1.(3)

N_{obs} : $0.5 \cdot 10^6$

Composizione traffico: Medium Distance

vita di progetto: $t_{id} = 100$ anni

approccio: safe life (γ_M) 1.35

1.4.4 Caratteristiche materiali

Le caratteristiche prestazionali dei materiali impiegati sono di seguito specificate, unitamente ai soli parametri distintivi impiegati nell'analisi della struttura.

Calcestruzzo soletta:

cls classe C35/45 MPa

$E_c = 34077$ MPa modulo elastico a breve termine

$\nu = 0.2$ modulo di Poisson

$\alpha_t = 1.0 \cdot 10^{-5}$ coefficiente dilatazione termica

$f_{ck} = 35.0$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$f_{ctm} = 3.2$ MPa resistenza media a trazione

Acciaio in barre nervate

Acciaio tipo B450C

Acciaio per carpenteria

Acciaio tipo S355 autoprotetto

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

$\nu = 0.27$ modulo di Poisson

$\alpha_t = 1.2 \cdot 10^{-5}$ coefficiente dilatazione termica

Bulloni

Bulloni cl 10.9.

Ad esclusione delle controventature di montaggio, tutte le bullonature sono da considerarsi di categoria "B" ai sensi della EN 1993-1.8 ("slip resistant at serviceability"), con classe di preparazione "C" secondo EN 1090.

Saldature

Le giunzioni di assemblaggio dei conci metallici sono realizzate in opera a piena penetrazione.

Salvo diversamente specificato negli elaborati di dettaglio, le rimanenti unioni saldate sono ad angolo.

1.4.5 Classe di esecuzione

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

Per le saldature delle travi, e per le tolleranze geometriche degli elementi principali si prevede classe EXC4

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. 15.0)", 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 le verifiche delle sezioni in acciaio ed acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clc sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-08.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate.

S.L.U.:

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 1. sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
 2. sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
 3. sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico.
- taglio: verifica a taglio plastico, includendo i fenomeni di shear buckling.
- interazione pressoflessione - taglio (N-M-V): deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione.
- verifica rapporto V_{Ed}/V_{Rd} piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione ≤ 1).
- calcolo plastico piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione > 1).

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio.
- verifica Web Breathing.
- fessurazione soletta.
- verifica elastica piolature.

Fatica:

- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , per preselezionate categorie di dettaglio.
- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , della connessione travi/soletta.

1.6 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

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.

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

F_x	azione assiale
F_y	azione tagliante agente nel piano orizzontale
F_z	azione tagliante agente nel piano verticale
M_x	momento torcente
M_y	momento flettente agente nel piano verticale
M_z	momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f)	in luogo di M_y
V	in luogo di F_z
T	in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

1.7 Impostazioni generali delle analisi

1.7.1 Fasi di analisi

Per l'analisi della sovrastruttura si ricorre, in generale a modellazione agli elementi finiti. La travata viene modellata mediante elementi di tipo "thick beam" come un grigliato di travi e traversi (in corrispondenza delle spalle e delle elevazioni), collegati alle spalle mediante elementi di tipo "joint" opportunamente orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo. A ciascuna trave viene attribuita una rigidezza torsionale fittizia equivalente a quella del cassone torsiorigido. Tali travi sono collegate trasversalmente con elementi "discreti" rigidi.

L'analisi globale dell'impalcato viene eseguita con la metodologia classica riservata alle strutture acciaio calcestruzzo. Le aree di calcestruzzo vengono omogeneizzate ad equivalenti aree in acciaio attraverso coefficienti variabili a seconda delle caratteristiche dipendenti dalla reologia.

Gli effetti dei vari carichi vengono quindi linearmente sovrapposti con riferimento alle varie "fasi" di vita della struttura, ciascuna caratterizzata da differenti caratteristiche della sezione resistente ed da ben precise tipologie di carico.

La tabella seguente riepiloga, per ciascuna fase, i carichi considerati in linea generale, e le rispettive sezioni resistenti.

fase	carico	sigla	sezione resistente
1	peso proprio elementi in acciaio peso proprio coppelle peso proprio getto soletta in c.a.	G_{k1}' G_{k1}'' G_{k1}'''	trave metallica
2a	carichi permanenti portati	G_{k2}	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2a}$)
2b	ritiro cedimenti vincolari	$G_{sh,k}$ $G_{settl,k}$	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2b}$)
3	Variazioni termiche uniformi Variazioni termiche lineari Azione del vento Carichi mobili gr. i (*) Accelerazione centrifuga Frenatura	$T_{k,N}$ $T_{k,M}$ $F_{w,k}$ Q_k' Q_k'' Q_k'''	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)

(*)Azione multicomponente

Il calcolo dei vari coefficienti di omogeneizzazione è riportato nel capitolo "analisi dei carichi".

In dettaglio:

Fase 1

Tale fase coincide con la posa in opera delle travi, dei traversi metallici e il getto delle solette in calcestruzzo; la sezione resistente della trave è relativa al solo acciaio così come quella dei traversi, essendo le solette in calcestruzzo non ancora collaboranti; i carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di travi e traversi ed al getto delle solette in calcestruzzo.

Fase 2

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

- pesi permanenti portati (peso dei cordoli, dei guardavia, del manto di finitura, delle barriere e degli impianti previsti nella zona di bordo dell'impalcato adibito al traffico veicolare)
- cedimenti vincolari dei sostegni
- ritiro della soletta in calcestruzzo

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

- o fase 2a: si considerano i soli carichi permanenti;
- o fase 2b: si considerano agenti il ritiro ed i cedimenti vincolari.

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.

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
- variazioni termiche
- azioni di breve durata in genere (vento)

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_0 di breve durata, definito nel seguito.

Ai soli fini della suddivisione dei carichi in tipologie, la medesima suddivisione in fasi viene considerata anche per gli elementi metallici.

1.7.2 Analisi e verifiche eseguite

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

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

- analisi globale, statica e dinamica dell'intera struttura
- ciclo completo di verifica S.L.U. , S.L.E., S.L.E.fr., S.L.F. di travi principali, connessione trave soletta e traversi (cfr. dettaglio par. successivo)
- verifica sistema di irrigidimento travi (stiffeners)
- valutazione frecce e contromonte impalcato
- calcolo sollecitazioni pile (sezione di spiccato)
- calcolo sollecitazioni spalle (elevazione ed intradosso fondazioni)
- sollecitazioni e spostamenti apparecchi di appoggio e giunto

1.7.3 Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls

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

1.7.3.1 Verifica sezioni

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

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

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

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

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

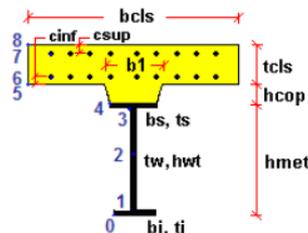
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,1}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e..

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



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

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

sezioni suscettibili di "shear buckling"

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

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 - 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di

sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3-4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione).

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

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

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

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

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

S.L.E. Frequente: verifica web breathing

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

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente.

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

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

In cui:

$$\sigma_E = 186200(t/h)^2 \quad \text{tensione critica Euleriana}$$

$$k_{\sigma}, k_{\tau} = \quad \text{coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.}$$

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

La tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

S.L.Fatica

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

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

Si ha pertanto:

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

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

con:

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

Verifica:

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

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

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

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

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

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

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

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

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v").

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

1.7.3.2 Verifica connessione trave - soletta

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

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

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

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

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

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

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

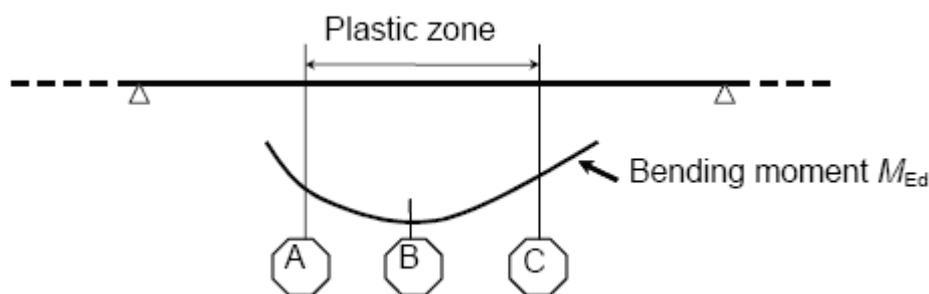
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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

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

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

Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.

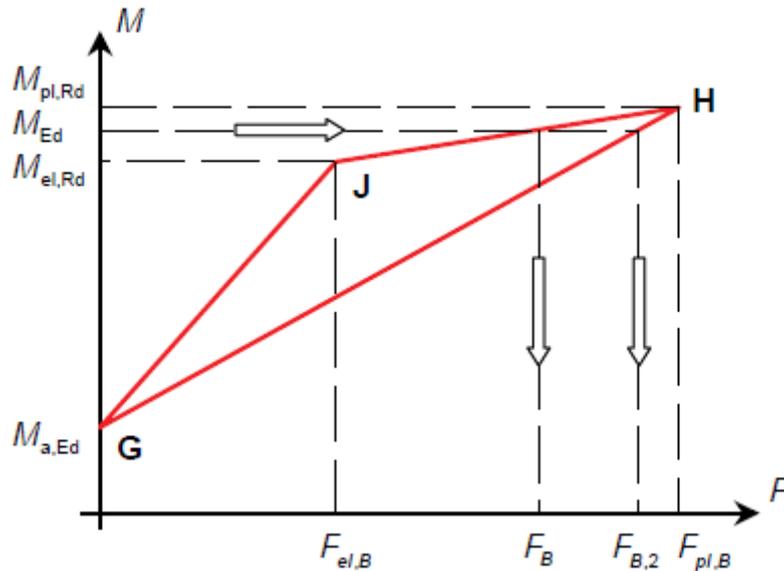


La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei concio di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

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

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to

bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

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

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

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

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

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

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

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

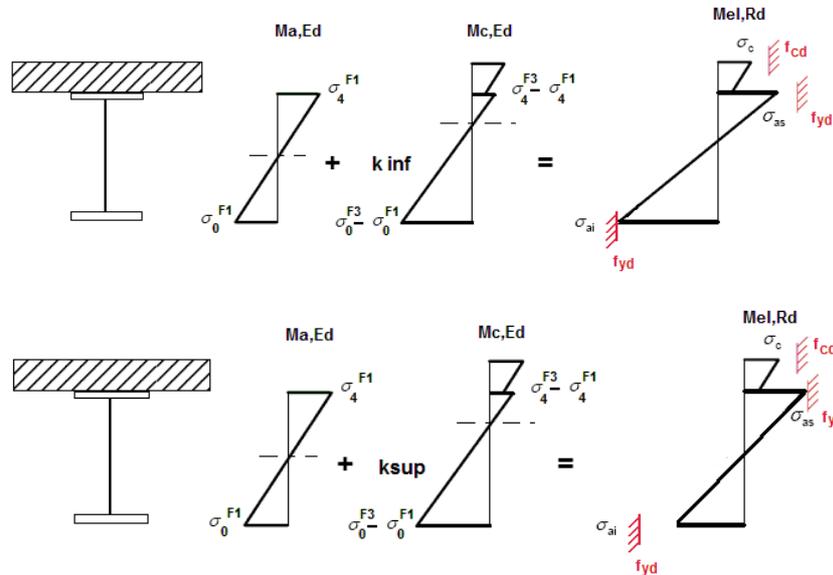
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

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

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

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

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



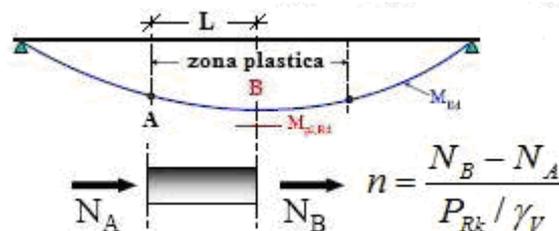
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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

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

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

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



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

Verifica tensioni S.L.E.

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

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

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

Verifica a S.L.fatica

Per la verifica a fatica si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

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

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

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

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

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

1.8 Caratteristiche e proprietà sezioni

1.8.1 Stato della soletta

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

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

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

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

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

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

1.8.2 Larghezze collaboranti

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

1.8.3 Larghezze collaboranti alle travi longitudinali

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

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

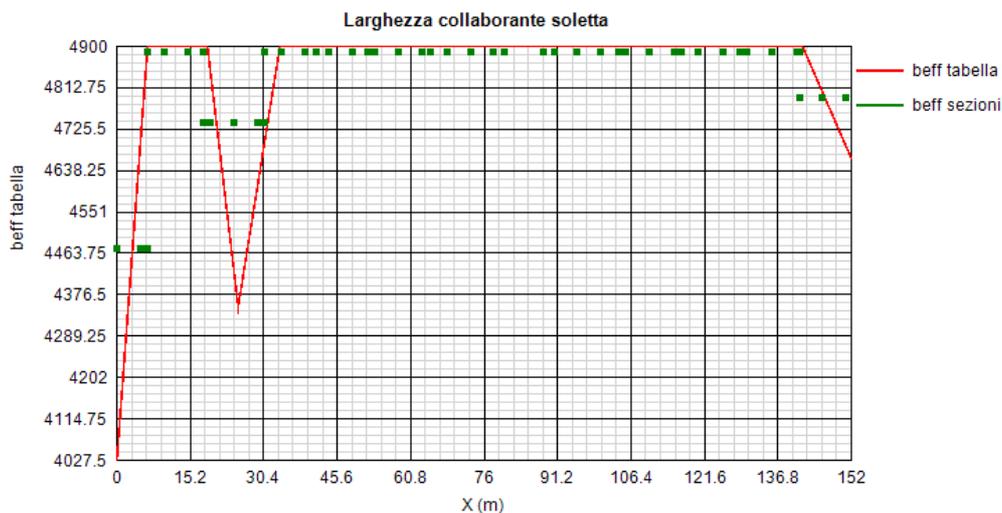
La larghezza lorda effettiva risulta:

$$b_{\text{tot}} = 2400 + 2500 = 4900 \text{ mm}$$

si considera inoltre:

$$b_0 = 600 \text{ mm} \quad \text{larghezza impegnata dal sistema di connessione}$$

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



L'impalcato risulta suddiviso in 10 tipologie di conci di caratteristiche 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.

La lunghezza complessiva della trave è pari a 153 m

Vengono adottate le seguenti tipologie di conci:

- concio A: L 7.0 m spalla 2 (Lato Val Fontanabuona)
- concio B: L 12.0 m intermedio
- concio C: L 13.0 m elevazione B3
- concio D: L 11.0 m centrale
- concio E: L 13.0 m elevazione B2
- concio F: L 13.0 m centrale
- concio G: L 13.0 m centrale
- concio H: L 13.0 m elevazione B1
- concio I: L 12.0 m centrale
- concio L: L 10.0 m spalla 1 (Lato Livorno)

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

		Concio A	Concio B	Concio C	Concio D	Concio E	Concio F	Concio G	Concio H	Concio I	Concio L
Sezione metallica	h_{tot}	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
	b_{bot}	900	900	900	900	900	900	900	1000	900	900
	t_{bot}	40	50	40	60	80	60	60	90	60	50
	b_{top}	700	700	700	700	900	700	700	900	700	700
	t_{top}	35	35	40	40	60	60	60	80	40	40
	h_{web}	1625	1615	1620	1600	1560	1580	1580	1530	1600	1610
	t_{web}	16	16	20	18	22	20	16	22	20	18
Soletta	h_{cls}	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	h_{cop}	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
	t_{sol}	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
	b_{reale}	4900	4900	4900	4900	4900	4900	4900	4900	4900	4900
	b_{eff}	4487	4900	4750	4900	4900	4900	4900	4900	4900	4805
Armatura	ϕ_{sup}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	passo _{sup}	200	200	100	200	100	200	200	100	100	200
	c_{sup}	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
	ϕ_{inf}	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	passo _{inf}	200	200	100	200	100	200	200	100	100	200
c_{inf}	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	

Nella tabella precedente, si è indicato con:

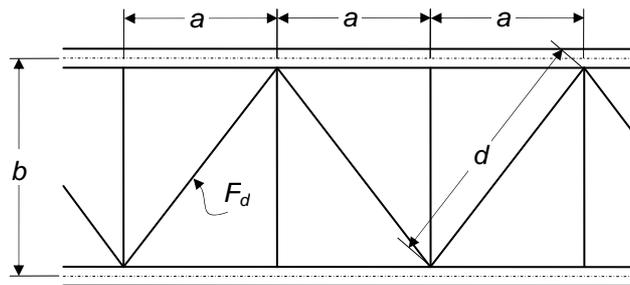
- b_i larghezza piattabanda superiore
- t_i spessore piattabanda superiore
- b_s larghezza piattabande superiori
- t_s spessore piattabande superiori
- h_w altezza anime
- t_w spessore anime

Nell'ambito della modellazione adottata (grigliato a due travi torsiorigide), le proprietà geometrico statiche delle sezioni di impalcato sono determinate con riferimento al cassoncino metallico, composto da una coppia di travi e dalla relativa porzione di soletta collaborante.

L'inerzia trasversale di ciascuna trave è calibrata in modo da restituire l'effettiva inerzia trasversale della travata di impalcato.

La rigidità torsionale del singolo cassone è stata dedotta calcolando lo fittizio equivalente equivalente alla controventatura inferiore ($t^* = t_{inf}$) in accordo con quanto previsto in *Torsion in Structures* di C.F.Kollbrunner e K. Basler:

$$t^* = E/G \cdot ab / [d^3/F_d + a^3/3 \cdot (1/F_0 + 1/F_u)]$$



F_d è l'area dei profili del controvento torsionale inferiore (2L120x12).

Sulla base dei dati riportati di seguito si è dedotto lo spessore fittizio della controventatura inferiore e la rigidezza torsionale del cassone nelle diverse fasi modellate.

Dati generali comuni a tutto il cassone

h_s	1700	Altezza complessiva parte metallica cassone (per calcolo propr. torsionali)
ec. ctrv. sup	0	distanza asse ctrv. tors. superiore da estradosso (per calcolo propr. torsionali)
F_d inf	5508	Area profili ctrv. tors. inferiore (2L120x12) per calcolo spessore ctrv. Inf.
int. lg	5000	interasse lg trasversi per calcolo spessore ctrv. sup.
t eq. sup.	60	spessore equivalente traliccio superiore per calcolo propr. torsionali
interasse tra	4800	interasse travi celle
h_{cls}	300	Spessore tot. soletta
t_{inf}	1.0	Spessore
anima f. A	16	Spessore anime esterne
		t_{anima1} 16.00

La tabella seguente riporta il valore della costante di torsione valutata per le varie tipologie di concio, in funzione dello spessore anime e dello spessore del controvento equivalente inferiore. Tutti i valori sono espressi in mm.

Concio	tweb	tinf	kt fase 1	kt fase 2a	kt fase 2b	kt fase 2c	kt fase 3	kt cracked
A	16	1.032	5.39E+10	6.16E+10	6.17E+10	5.91E+10	6.34E+10	6.34E+10
B	16	1.032	5.39E+10	6.16E+10	6.17E+10	5.91E+10	6.34E+10	6.34E+10
C	20	1.032	5.43E+10	6.22E+10	6.23E+10	5.96E+10	6.40E+10	6.40E+10
D	18	1.032	5.41E+10	6.19E+10	6.20E+10	5.93E+10	6.37E+10	6.37E+10
E	22	1.032	5.45E+10	6.24E+10	6.25E+10	5.98E+10	6.42E+10	6.42E+10
F	20	1.032	5.43E+10	6.22E+10	6.23E+10	5.96E+10	6.40E+10	6.40E+10
G	16	0.730	3.88E+10	4.48E+10	4.48E+10	4.34E+10	4.57E+10	4.57E+10
H	22	1.032	5.45E+10	6.24E+10	6.25E+10	5.98E+10	6.42E+10	6.42E+10
I	20	1.032	5.43E+10	6.22E+10	6.23E+10	5.96E+10	6.40E+10	6.40E+10
L	18	1.032	5.41E+10	6.19E+10	6.20E+10	5.93E+10	6.37E+10	6.37E+10

I trasversi di spalla ed i trasversi tipo, formati da profili a doppio T, sono collegati agli irrigidenti delle travi mediante connessioni bullonate. La distanza tra intradosso trasverso e intradosso travi principali è rispettivamente pari 700 mm e 0 mm per i trasversi di spalla ed i trasversi intermedi. I trasversi reticolari intermedi sono invece composti da doppi L di dimensioni 120x12 per i correnti inferiori e i diagonali, mentre 2L di dimensioni 100x8 sono adottati per i correnti superiori.

La tabella seguente riporta le caratteristiche dei piatti componenti i profili strutturali dei trasversi.

		Traverso pila	Traverso spalla	Traverso oriz.	Traverso diag.
Sezione metallica	h_{tot}	1700	1000	2L120x12	2L120x12
	b_{bot}	600	500	2L100x8	
	t_{bot}	30	30		
	b_{top}	600	500		
	t_{top}	30	30		
	h_{web}	1640	940		
	t_{web}	20	30		

1.9 Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)

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

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

– **Irrigidimenti verticali d'appoggio**

Formati da un piatto 300x25, posto simmetricamente rispetto all'anima

– **Irrigidimenti verticali intermedi**

Formati da un piatto semplice 250x20 mm, disposto lato giunzione con i traversi (la larghezza di tale piatto, per ragioni costruttive potrà eventualmente essere incrementata).

– **Irrigidimenti longitudinali**

È presente un ordine di ribs longitudinali sui traversi posti in corrispondenza delle pile, formato da un piatto semplice 160x16 mm, ordito a distanza pari a 850 mm rispetto all'estradosso della piattabanda superiore.

2. Analisi dei carichi

Nel presente capitolo si riportano i contributi di carico presi in esame fase per fase.

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

2.1 Carichi agenti in fase 1

2.1.1 Pesì propri acciaio (g_{k1})

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m³.

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

concio tipo	A (mm ²)	L _{tot} (m)	P _{netto} (kN/m)	P _{lordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	P _{proprio} g _{k1'} (N/m/tr)	
Concio A	86'500	13	6.79	9.01	117	9009	
Concio B	95'340	24	7.48	9.70	233	9703	
Concio C	96'400	26	7.57	9.79	254	9786	
Concio D	110'800	44	8.70	10.92	480	10917	
Concio E	160'320	26	12.59	14.80	385	14804	
Concio F	127'600	52	10.02	12.24	636	12235	
Concio G	121'280	26	9.52	11.74	305	11739	
Concio H	195'660	26	15.36	17.58	457	17578	
Concio I	114'000	48	8.95	11.17	536	11168	
Concio L	101'980	19	8.01	10.22	194	10224	
Traverso PILE	68'800	14	5.40	5.67	82	5671	
Traverso SPALLE	58'200	16	4.57	4.80	77	4797	
Peso complessivo struttura in acciaio:					totale	3757 kN	
					incidenza	252 kg/m²	

I valori indicati tengono conto, per le travi principali, del peso della vestizione indicato in tabella:

Per le travi			
Vestizione		kN/m	forf.
1)	saldature	0.09	1%
2)	piastrame t	0.47	5%
3)	Irr. An. pr.	0.21	2%
4)	Irr. An. sec	0.00	
5)	pioli	0.17	2%
6)	Trv. Princ.	0.77	
9)	Ctrv. Tors.	0.50	
10)	Ctrv. Mont.	0.00	
totale		2.22 kN/m	

Per i traversi si è assunto per la vestizione un incremento di peso forfetario pari al 5%.

I pesi indicati vengono computati automaticamente dal programma ad elementi finiti a partire dalle dimensioni geometriche degli elementi strutturali modellati, tramite applicazione di un opportuno valore di densità equivalente.

2.1.2 Peso proprio soletta (g_{k1''})

Per il contributo del getto in calcestruzzo (spessore 0.2 m), si ha:

$$g_{1,\text{getto}} = 25.0 \times 0.24 = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

Per le coppelle prefabbricate, si ha:

$$g_{1,\text{coppelle}} = 25.0 \times 0.06 = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

I contributi di carico dovuti al peso del calcestruzzo della soletta vengono applicati sotto forma di "patch load", come pressioni/mq sulla superficie di competenza della soletta, ed automaticamente ripartiti sulle travi longitudinali.

La massa complessiva dell'impalcato, per effetto dei pesi propri risulta:

$$M(G_{k,\text{acciaio}}) = 375700 \text{ kg}$$

$$M(G_{k,\text{cls}}) = 1117200 \text{ kg}$$

2.2 Carichi agenti in fase 2

2.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_{k2})

Si sono considerati i seguenti contributi:

- Manto asfaltatura carreggiata $g_2^I = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Marciapiedi (spessore 0.16 m) $g_2^{II} = 25 \times 0.16 = 4.00 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Guardavia $g_2^{IV} = 1.5 \text{ kN/m}$
- Veletta $g_2^{IV} = 0.5 \text{ kN/m}$

(*) I carichi, linearmente distribuiti, dovuti a barriere e veletta vengono per semplicità implementati come carico uniformemente distribuito con riferimento alle seguenti larghezze di distribuzione:

marciapiede sinistro: 0.70 m

marciapiede destro: 0.70 m

Anche in questo caso, tutti i contributi vengono implementati nel modello E.F. come patch load, insistente sulle rispettiva aree di competenza (piano viabile e marciapiedi).

La massa complessiva dovuta ai sovraccarichi permanenti risulta:

$$M(G_k) = 576384 \text{ kg}$$

2.2.2 Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)

Gli effetti dovuti alle reologia del calcestruzzo (ritiro, viscosità) hanno influenza unicamente sul quadro tensionale dei traversi.

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 viscosi 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.

Soletta impalcato adibito al traffico veicolare:**Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità**

t	300 mm - Spessore complessivo soletta
t _{calc}	240 mm - spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	9'800 mm Larghezza reale soletta
Ac	2940000 mm ² - Area per calcolo spessore eq
u	11800 mm - Perimetro di calcolo (intradosso+laterali+marciapiedi)
h _o	498.31 mm - Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	498.31 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)
ε _{cd} (0)	2.533E-04 ε _{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
ε _{ca} (∞)	6.250E-05 ε _{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k _h	0.70 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε_{cs} (∞)	-2.369E-04

Azione compl. da ritiro

Nr (kN)	-7670.30 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-782.68 Azione unitaria (per metro in trasversale della soletta)

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	
β(f _{cm})	2.56			B.4	
β _h	1331.49			B.8a / B.8b	
φ _{RH}	1.169			B.3a / B.3b	
		t ₀₁	t ₀₂	t ₀₃	
t _{0i}		30	1	50	
t _{0i,mod}		30	1	50	B.5
β(t ₀)		0.482	0.909	0.437	B.2
φ ₀		1.444	2.723	1.310	B.2
φ (t₀, t_∞)		1.422	2.682	1.290	B.1

Il calcolo e l'applicazione degli effetti primari del ritiro (azione assiale e momento flettente su sezione composta) viene effettuato in automatico dal programma di calcolo PontiEC4 in fase di verifica sezione; il calcolo degli effetti secondari da ritiro (dovuti all'iperstaticità della struttura) viene effettuato applicando sui traversi il sistema di variazioni termiche equivalenti di seguito riportato in tabella.

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro

concio tipo	Δ cls/omog [mm]	η (b_{eff}/b) [-]	Nr [kN]	A [mm ²]	J [mm ⁴]	ϵ_{runif} [-]	ϵ_{rgrad} [-]	Δt_{uni} [°C]	Δt_{grad} [°C]
Concio A	576.9	0.92	-3512	171187	1.02E+11	-8.9E-05	-8.6E-05	-7.5	-7.2
Concio B	612.3	1.00	-3835	187832	1.18E+11	-9.7E-05	-9.4E-05	-8.1	-7.9
Concio C	529.7	0.97	-3718	200984	1.11E+11	-8.5E-05	-8.2E-05	-7.1	-6.8
Concio D	664.8	1.00	-3835	203292	1.33E+11	-9.0E-05	-9.2E-05	-7.5	-7.6
Concio E	668.8	1.00	-3835	268206	1.69E+11	-6.8E-05	-7.2E-05	-5.7	-6.0
Concio F	643.1	1.00	-3835	220092	1.36E+11	-8.3E-05	-8.6E-05	-6.9	-7.2
Concio G	631.6	1.00	-3835	213772	1.34E+11	-8.5E-05	-8.6E-05	-7.1	-7.2
ConcioH	711.7	1.00	-3835	303546	1.95E+11	-6.0E-05	-6.7E-05	-5.0	-5.5
Concio I	625.0	1.00	-3835	221886	1.40E+11	-8.2E-05	-8.2E-05	-6.9	-6.8
Concio L	617.8	0.98	-3761	192679	1.20E+11	-9.1E-05	-9.1E-05	-7.6	-7.6

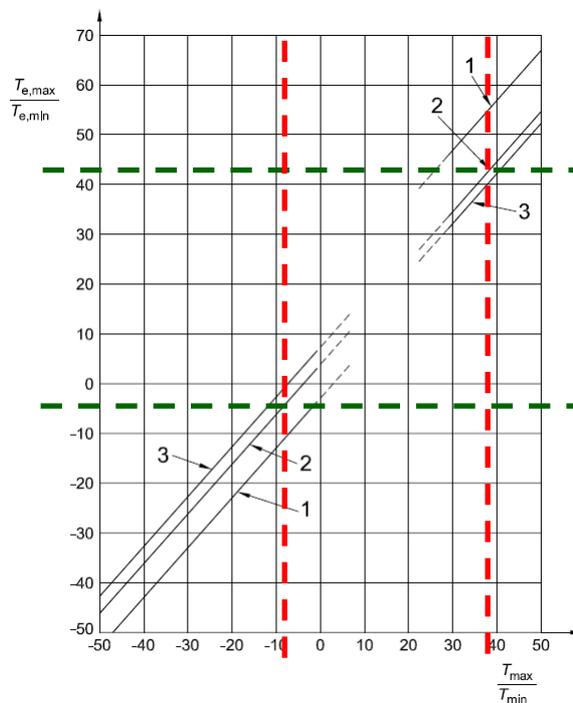
2.3 Carichi agenti in fase 3

2.3.1 Variazioni termiche (T_k)

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC-08, cap. 3.5, unitamente all'annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo.

2.3.1.1 Variazioni termiche uniformi (Δt_N)

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):



$$T_{min} = -9 \text{ °C}$$

$$T_{max} = +39 \text{ °C}$$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

$$T_{e,min} = -5 \text{ °C}$$

$$T_{e_{\max}} = +44 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (N.A.D.), si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$q_{\text{TN,cool}} = -20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$q_{\text{TN,heat}} = +29 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 49.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

2.3.1.2 Variazioni termiche lineari (Δt_M)

Relativamente alle metodologie proposte in EN 1991-1-5, cap. 6.1.4, si adotta l'approccio 1 (cfr. cap. 6.1.4.1.) confermato dal N.A.D., che prevede l'applicazione di un gradiente equivalente di temperatura.

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

$$q_{\text{TM,heat}} = 15.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$q_{\text{TM,cool}} = -18.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

A valle dell'applicazione di k_{sur} ($t = 100.0 \text{ mm}$), si ha pertanto:

$$q_{\text{TM,heat}} = 15.0/1.7 = 8.8^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$q_{\text{TM,cool}} = -18.0/1.7 = -10.59^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

2.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Con riferimento a EN 1991-1-5 6.1.5(1), la combinazione degli effetti uniformi con i lineari verr\`a effettuata nel seguente modo:

$$\text{C1: } q_{\text{TM}} + 0.35 q_{\text{TN}}$$

$$\text{C2: } 0.75 q_{\text{TM}} + q_{\text{TN}}$$

2.3.2 Carichi mobili (Q_k)

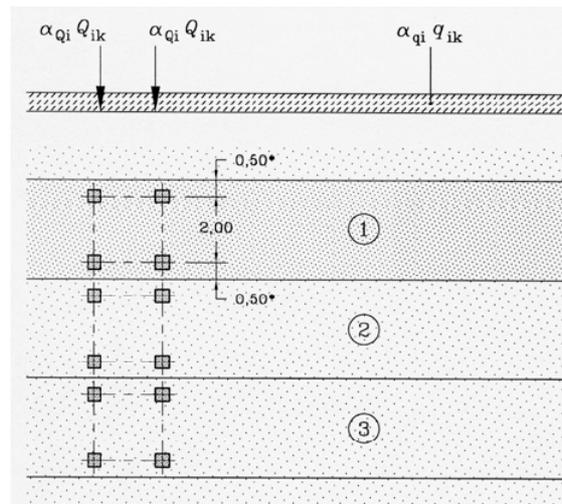
2.3.2.1 Azioni da carico veicolare

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 presenta larghezza utile pari a 8.4 m, ed \`e in grado quindi di ospitare un minimo di 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ed una remaining area di larghezza pari a 2.4 m.

Modelli di carico per S.L. esercizio

Per le verifiche globali dell'impalcato 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 unit\`a 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

Ai fini della massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni per carico mobile, si predispongono specifici patterns di carico, corrispondenti a vari schemi organizzazione trasversale delle corsie, che vengono fatti “muovere” longitudinalmente lungo l’impalcato. In questo modo è possibile ottenere la massimizzazione/minimizzazione di tutte le caratteristiche di sollecitazione sui vari elementi strutturali.

In particolare, si predispongono i seguenti patterns:

Pattern TS

TS: formato dai 2 veicoli (TS1, TS2) affiancati, con veicolo TS1 posto lato bordo.

Pattern UDL

Si considera in questo caso un pattern di carico distribuito, di lunghezza pari a 2 m, viaggiante sulla traiettoria di carico. La massimizzazione/minimizzazione viene ottenuta combinando i soli pattern in grado di fornire un effetto di volta in volta sfavorevole.

Il pattern UDL elementare è formato da:

1 una stesa da 9 kN/m², larga 3 m, disposta lato bordo esterno.

n. 1 una stesa da 2.5 kN/m², larga 3 m

n. 1 una stesa da 2.5 kN/m², larga 2.4 m

In via preliminare, si considera la simultaneità di tutte le corsie di carico, nell’ambito di due condizioni principali, caratterizzate rispettivamente da massima eccentricità della corsia 1, rispettivamente in sinistra e in destra.

Le eccentricità considerate per dette stese, rispetto all’asse soletta, sono le seguenti:

corsia 1 (TS1 e UDL1): 2.70 m / -2.70 m

corsia 2 (TS2 e UDL2): -0.3 m / -0.3 m

remaining (UDL) -3.0 m / 3.0 m

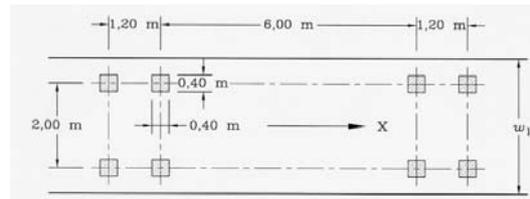
N.B.: Il patch load risultante agisce solamente sul piano viabile e pertanto la parte eccedente non viene conteggiata.

Modelli di carico per verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ , approccio "safe life", considerando quale modello di carico base il veicolo FLM3 previsto da EN 1991-2, cap. 4.6.4.

Il veicolo a 4 assi da 120 kN, viene fatto viaggiare in asse alla carreggiata effettiva, alternativamente nelle due direzioni di marcia, incrementando la posizione longitudinale di 1 m.

Di seguito si riporta la configurazione in pianta e la disposizione trasversale del veicolo FLM3.



Si considerano trasversalmente due posizioni di carico, afferenti alle due traiettorie individuate, lungo cui viene fatto viaggiare il veicolo FLM3. In ambedue i casi il veicolo viaggia al centro della corsia "reale", avente asse posizionato a distanza $b = 2.7$ m rispetto all'asse della soletta rispettivamente a destra e a sinistra.

Pertanto, l'eccentricità della linea di transito del FLM3 risulta pari a:

$$e = 2.7 / -2.7 \text{ m}$$

Il $\Delta\sigma$ di progetto viene dedotto involupando separatamente i risultati del transito sulle due traiettorie.

2.3.2.2 Azioni associate ai carichi mobili

Di seguito si riportano le azioni che, associate ai carichi veicolari, concorrono a formare l'azione multicomponente di carico mobile.

Frenatura (Q_{fk})

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:

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

con:

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

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

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

$$L = 152 \text{ m} \quad \text{lunghezza totale}$$

Si ha pertanto

$$Q_{fk} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 152 = 770.4 \text{ kN}$$

L'azione viene uniformemente ripartita sulle 2 travi, con intensità per metro lineare pari a: $q_{fk} = 2534 \text{ N/m}$

2.3.2.3 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

2.3.3 Azione del vento (F_w)

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

Al fini del calcolo dell'azione del vento, si considerano i seguenti parametri di base:

Categoria sito: II

Zona: 7

Le caratteristiche della struttura riportano quanto segue:

$b_{imp} = 9.8$ m (larghezza media)

$d_{carico} = 5.16$ m altezza sagoma impalcato carico

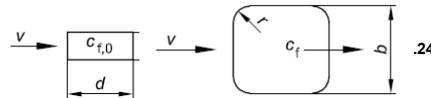
Per semplicità il calcolo dell'azione del vento verrà effettuato sempre con riferimento all'impalcato carico.

La tabella seguente riporta il calcolo della pressione del vento (si adottano le medesime notazioni previste dalla EN).

Calcolo azioni del vento su impalcato da ponte secondo EN 1991-1-4 + NAD	
Calcolo parametri di base	
Categoria sito	II III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4
a_s	100 m - quota sito
v_{b0}	28 4.1.(1) P
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	28 4.1.(1) P
v_b	31.5 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	1.01 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	200 periodo di ritorno
k_1	0.14
n	1
α_r	1.13
Z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
Z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
Z_{min}	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
Z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	31.7 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)
σ_v	5.99 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.19 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
$c_{pe}(z)$	2.35 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione
$q_p(z)$	1461.91 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)
v^*_b	28.38 EN 1991-1-4 §8.1 (4) + NAD
$v^*_m(z)$	28.57 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)
$I^*_v(z)$	0.21 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
$c_{pe}^*(z)$	2.50 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione
$q^*_{pe}(z)$	1259.03 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)
Caratteristiche impalcato	
b_{imp}	9.8 m (cfr. figura)
z	10 m quota baricentro struttura da p.c.
d_{sagoma}	3 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
$d_{scarico}$	2.16 (m) d_{ref} A ponte scarico (cfr. figura)
d_{carico}	5.16 (m) d_{ref} a ponte carico (cfr. figura)
ψ_0	0.6 coefficiente di combinazione (EN 1990)
$C_{fx, scarico}$	1.30 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
$C_{fx, carico}$	1.88
$b/d_{scarico}$	4.54
b/d_{carico}	1.90
$f_{ws, scarico}$	1900 (N/m ²) pressione specifica nominale
$f_{w, carico}$	2745
F^*_w	1637 (N/m ²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
$F_{w, scarico}$	4105 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
$F_{w, carico}$	14164 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
$min(\psi_0 F_w; F^*_w)$	8446 (N/m) Ris. a ponte scarico, valore di combinazione ($min \psi_0 F_w; F^*_w$)
L'altezza della sagoma in transit non sarebbe a rigore oggetto di decisione nazionale	
Esempi di calcolo di dtot per impalcato con barriera e con sagoma stradale	
EN 1991-1-4 - figura 8.3	

Ai fini dell'implementazione nel modello E.F., l'azione orizzontale di 14164 N/m viene ripartita sulle uniformemente sulle travi. Per le elevazioni si condirera invece un'altezza di riferimento di 8m e una larghezza di impatto dell'azione da vento di 1.5m.

Calcolo azioni del vento su pile prismatiche EN 1991-1-4 + NAD	
Calcolo parametri di base	
Categoria sito	III I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4
a_s	100 m - quota sito
v_{b0}	28 4.1.(1) P
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	28 4.1.(1) P
v_b	35.6 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	0.87 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
$C_r(0)$	0.78 Coeff. Rugosità terreno, q_0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3
T_r	1000 periodo di ritorno
k_1	0.14
n	1
α_r	1.27
z_0	0.1 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1
z_{min}	5.00 EN 1991-1-4 §4.3.2
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.20 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)
$v_m(z)$	31.1 Velocità media del vento quota z max
$v_m(0)$	27.8 Velocità media del vento quota p.c.
σ_v	7.10 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
$I_v(z)$	0.23
$I_v(0)$	0.26
$c_e(z)$	1.9840
$q_p(z)$	1573.21
$q_p(0)$	1346.48
Caratteristiche sezione	
b	1.5 m (cfr. figura)
d	8 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
r	0.75 raggio smusso (m)
z_{max}	8 m quota testa pila
d/b	5.333
l/b	5.33
r/b	0.5000
λ	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
$C_{r,0}$	0.99 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
Ψ_r	0.50 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
Ψ_λ	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
C_r	0.50 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
$f_{w,0}$	668.75
$f_{w,(zmax)}$	781.36



2.3.4 Attrito appoggi (Q_{frict})

Data la tipologia di appoggi, il contributo di tale azione non è pertinente.

2.3.5 Azione sismica (E_d)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame 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 sé:

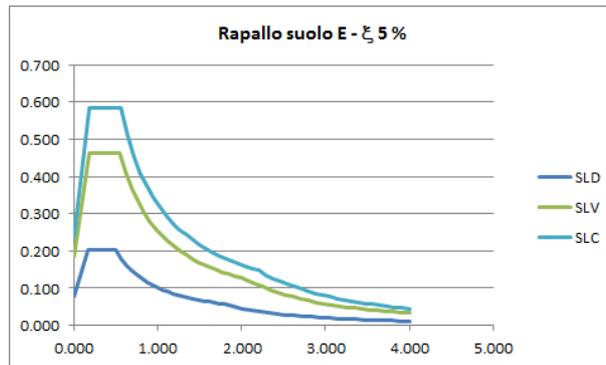
- o Vita utile dell'opera 50 anni
- o Classe d'uso IV $C_u = 2.0$
- o Vita di riferimento 100 anni

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

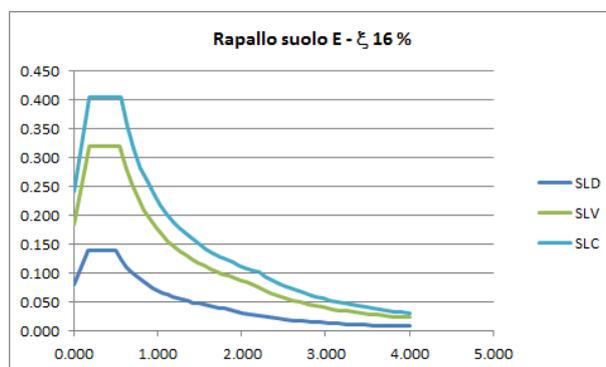
- o Comune: Rapallo (GE)
- o Categoria di sottosuolo: E
- o Condizione topografica: T1

Per la definizione dello spettro elastico di progetto si adotta la procedura di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xlsx" messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le figure seguenti riportano gli spettri orizzontali di base, rispettivamente per le diverse per dei vari S.L. (SLD, SLV, SLC).



L'utilizzo di isolatori elastomerici per vincolare l'opera alle sottostrutture, fanno sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi. Appare pertanto lecito riferirsi, nel prosieguo, agli spettri di progetto estratti sulla base dello smorzamento degli isolatori stessi, di seguito riportati.



I parametri identificativi degli spettri di progetto sono i seguenti.

	SLD	SLV	SLC
ag	0.050	0.116	0.151
F0	2.535	2.492	2.417
Tc	0.253	0.291	0.298
Ss	1.600	1.600	1.598
Cc	1.994	1.883	1.867
St	1.000	1.000	1.000
q	1.449	1.449	1.449
S	1.600	1.600	1.598
eta	0.690	0.690	0.690
Tb	0.168	0.183	0.185
Tc	0.504	0.549	0.556
Td	1.799	2.063	2.205

2.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Per il particolare tipo di struttura, le azioni variabili dominanti di interesse sono le seguenti:

- carichi mobili Q_k (gruppo 1 e 2) per impalcato, sottostrutture ed apparecchiature di appoggio.
- azione del vento F_{wk} limitatamente alle sottostrutture ed apparecchiature di appoggio.

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

S.L.U. - STR

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1/2} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k + \gamma_{q,3} 0.6 F_{w,k}$$

(*) Per $Q_{kgr1/2}$ si intende l'inviluppo delle sollecitazioni, elaborato sulla base dei carichi di gruppo 1 e 2

S.L.U. - F_{wk} dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_k + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,3} F_{wk} + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + \gamma_{q,2} 0.6 T_{,k}$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.5 - -1.5	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	1.2 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.35 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.2	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1 - -1	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro, nell'analisi long term
γ_{shST}	0	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro, nell'analisi short term
$\gamma_{sett.}$	0 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.3	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.E. – fondamentale

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + Q_{k,gr1/2} + 0.6 T_k + 0.6 F_{w,k}$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.6 F_{w,k}$$

S.L.E. fond. - F_{wk} dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + F_{wk} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.6 T_k$$

S.L.E. - frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - F_{wk} dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.2 F_{wk} + 0.5 T_k$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello relativo alla "vita illimitata", per i cui criteri di base si rimanda alle Istruzioni NTC-08 cap. C.4.2.4.1.4.6.1..(EN 1991-1-9 cap. 3(1)/(7)b)

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3 (FLM3), unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti in EN1993-1-8 cap. 6.3/EN1993-2 cap. 9.5.2 (istr. NTC-08 C.4.2.4.1.4.6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 6.8.3(1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica. Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. frequente, in cui i carichi variabili sono costituiti dai contributi non dominanti significativi (T_k , F_{wk}), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo FLM3, alternativamente sulle corsie lente predisposte sul piano viabile.

Pertanto, l'ampiezza del Δ di tensione viene valutata sulla base di:

$$\Sigma G_{k,j} + G_{kp} \gamma_{sett.} G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + 0.2 F_{wk} + Q_{fat(FLM3)}$$

Si evidenzia che, come necessario, si terrà conto, nell'ambito del calcolo del massimo/minimo effetto, dell'eventuale cambio di "stato" (cracked/uncracked) della soletta.

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

E_d rappresenta l'effetto sismico, in questo caso, valutato sulla base di una semplice analisi statica equivalente.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

3. Analisi strutturale

3.1 Analisi statica globale

La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi e traversi; trasversalmente il collegamento fra le travi avviene per mezzo di elementi rigidi. Grazie a questi elementi l'azione torcente letta in corrispondenza delle travi dx e sx risulta essere la stessa.

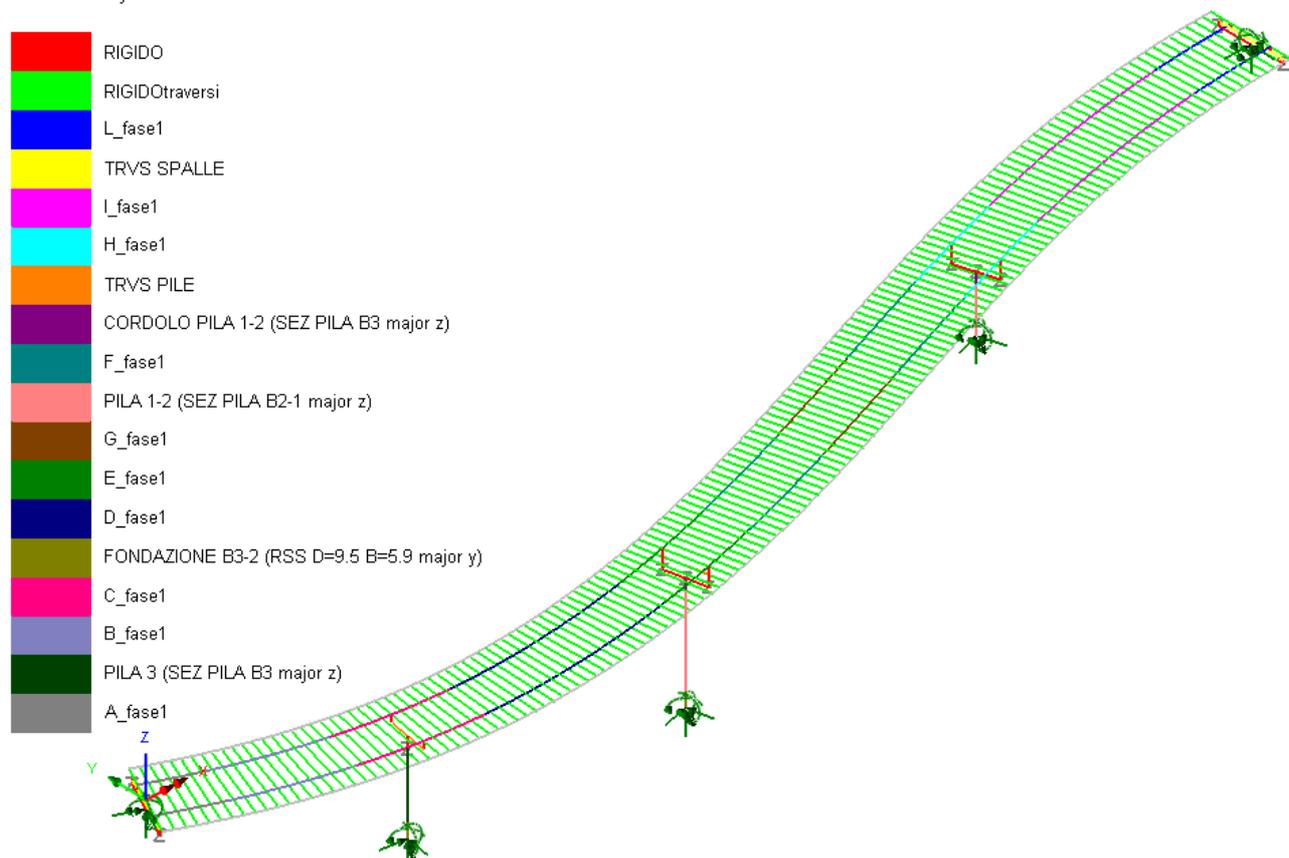
Il piano nodale viene assunto convenzionalmente coincidente con l'estradosso delle travi metalliche principali. La formulazione degli elementi finiti consente di tenere conto implicitamente dell'offset delle effettive linee d'asse di tutti gli elementi strutturali. L'eccentricità del piano nodale rispetto al piano appoggi viene restituita attraverso elementi rigidi di opportuna lunghezza.

Il medesimo modello, previa opportuna implementazione delle rispettive caratteristiche geometriche, viene impiegato per l'analisi di tutte le fasi.

La discretizzazione prevede elementi tipo "beam" lineari a due nodi, di lunghezza massima pari a 2 m.

Di seguito si riporta il modello ad elementi finiti, in forma schematica e renderizzata (soletta non presente).

Geometric Key



Geometric Key

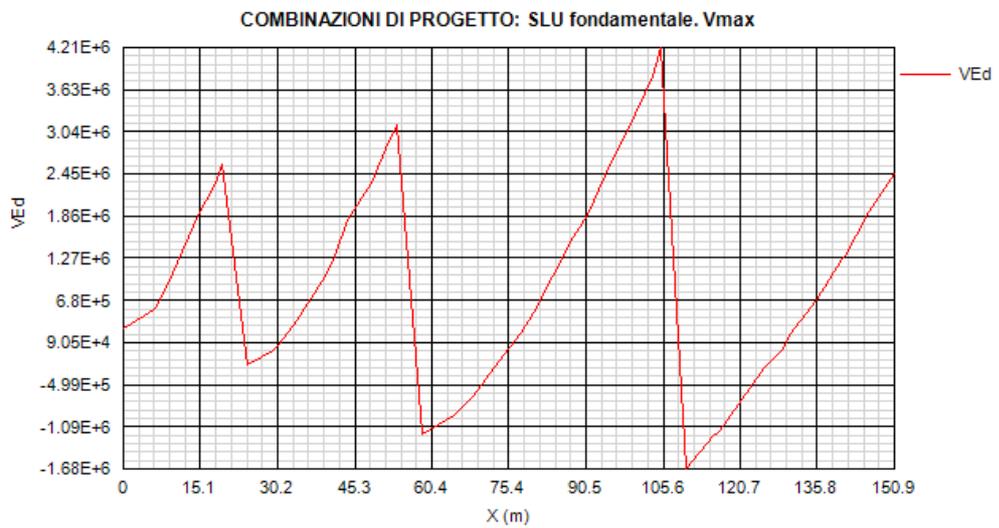
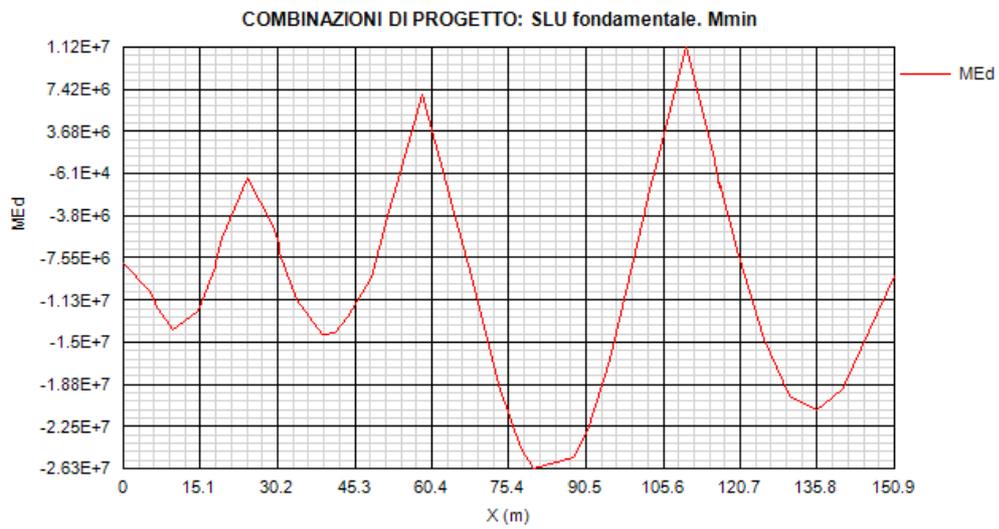
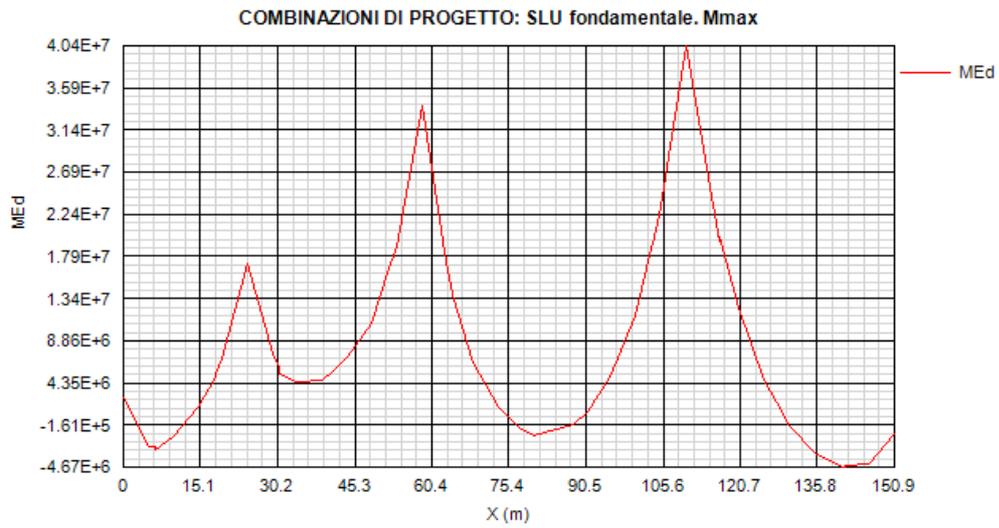


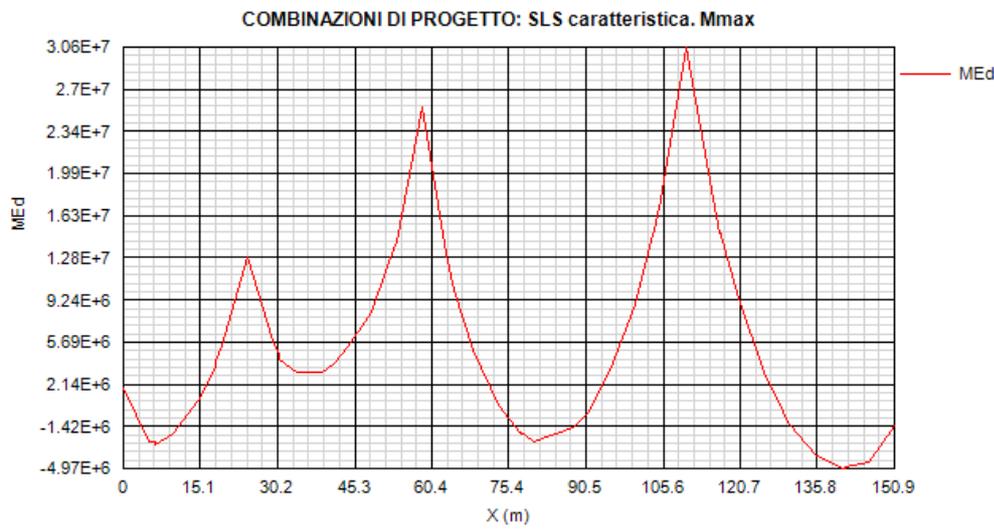
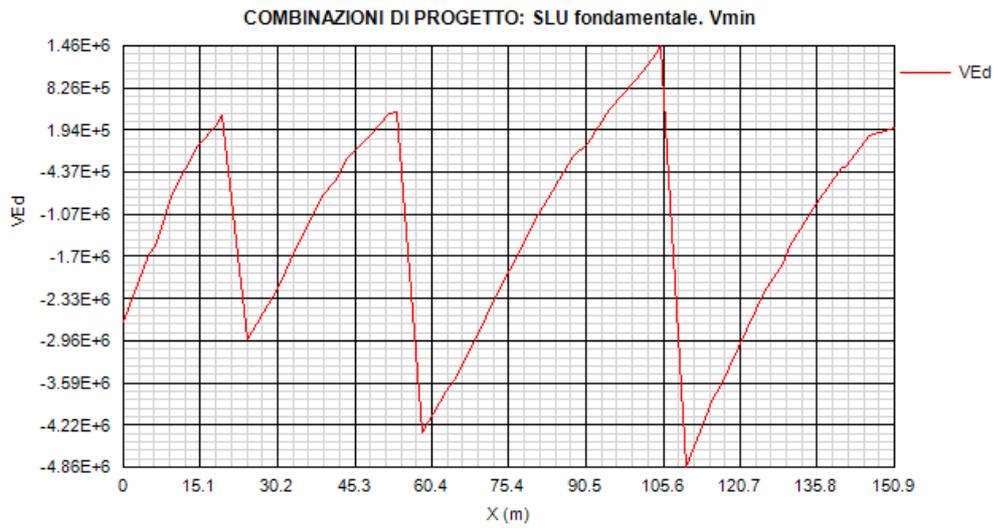
3.1.1 Risultati salienti

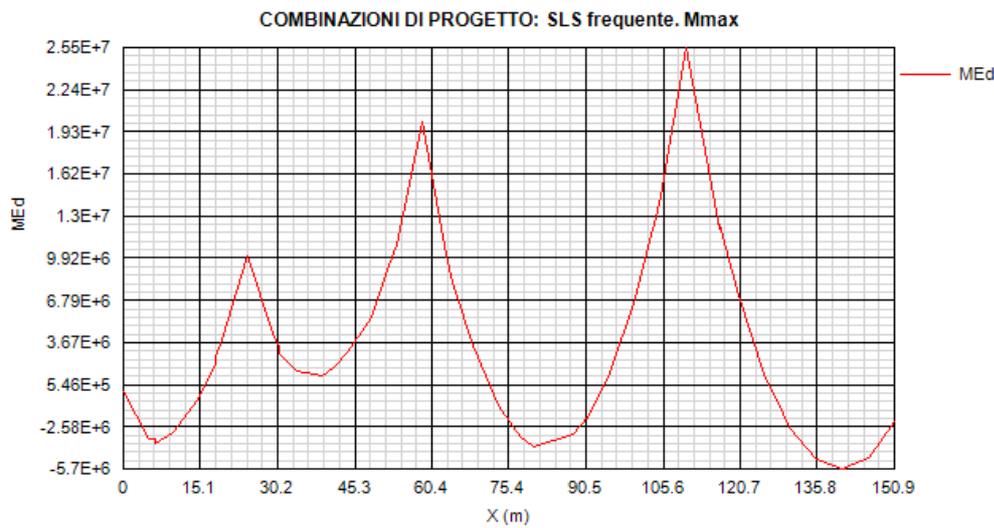
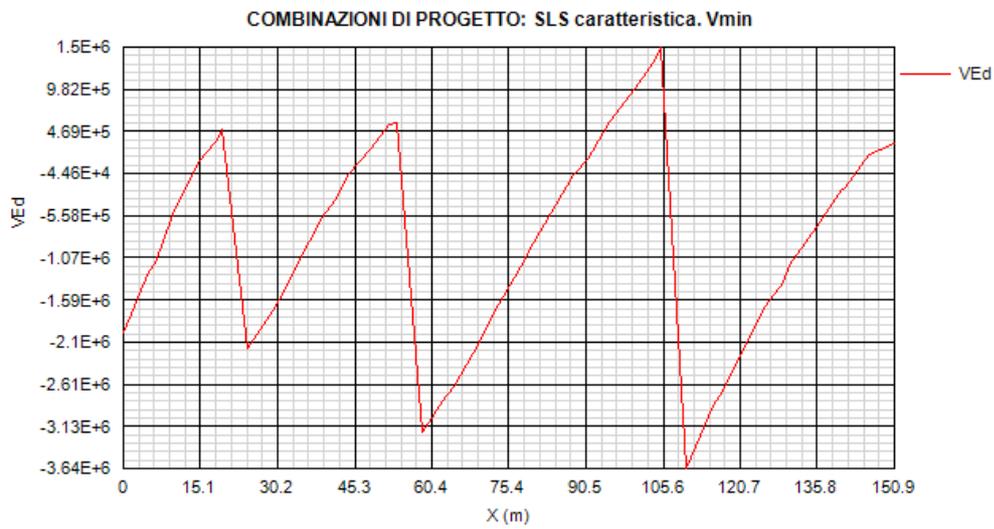
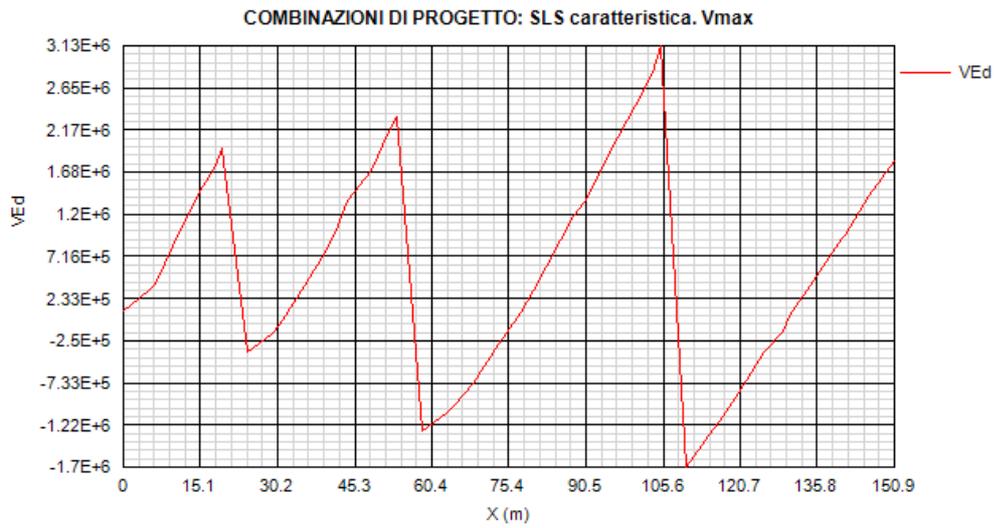
Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi e risp. sui traversi a valle delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I diagrammi vengono estratti direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati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

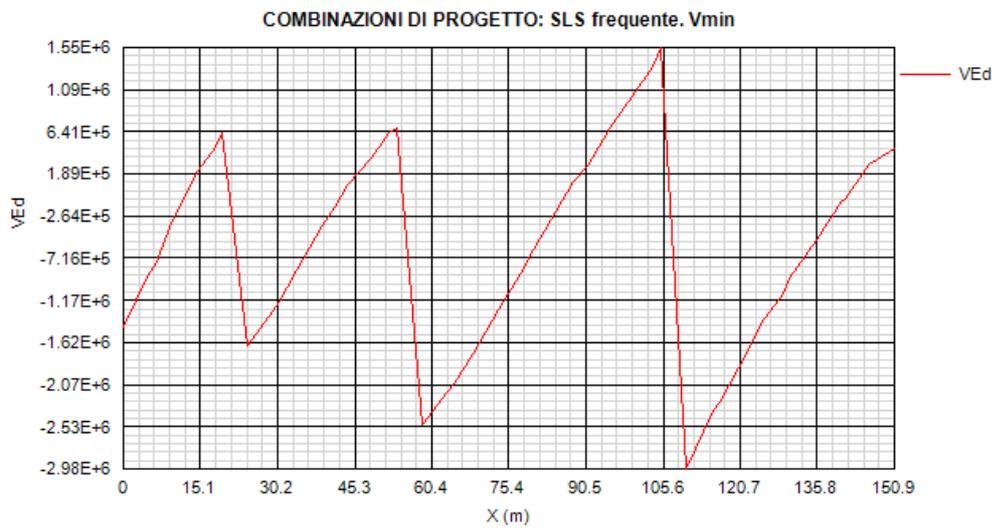
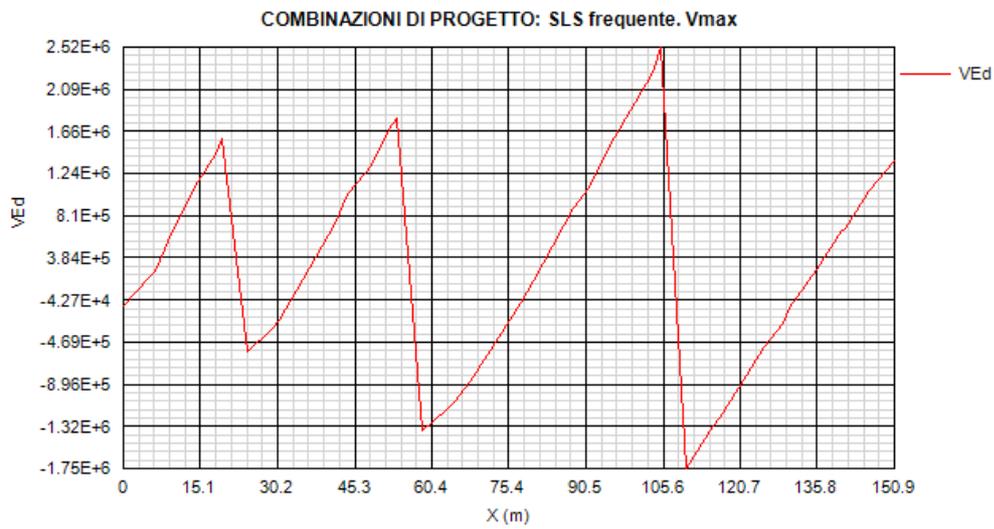
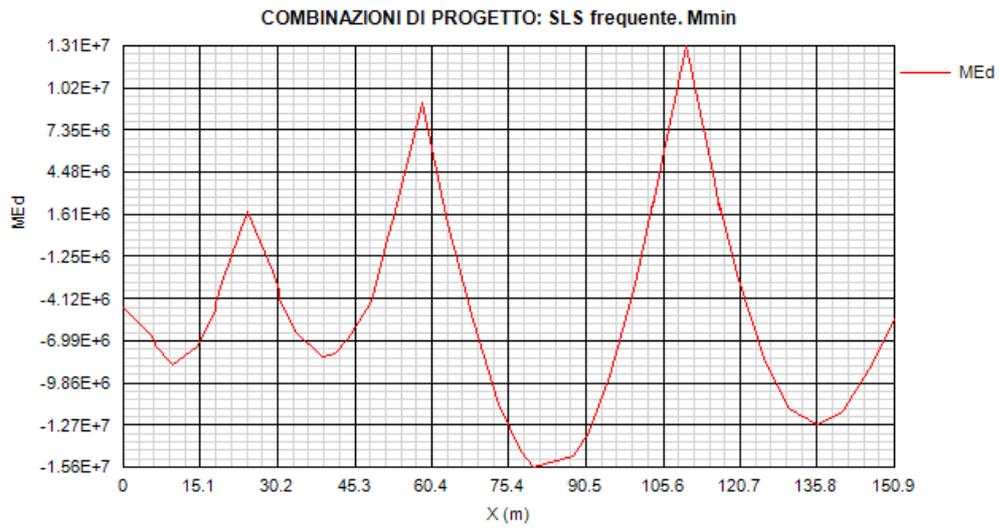
3.1.1.1 Quadro tensionale nelle travi principali

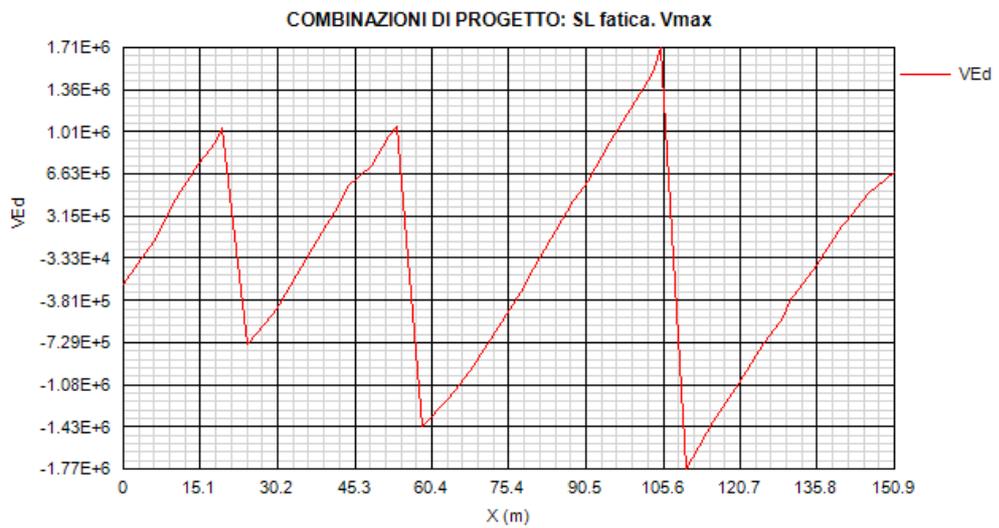
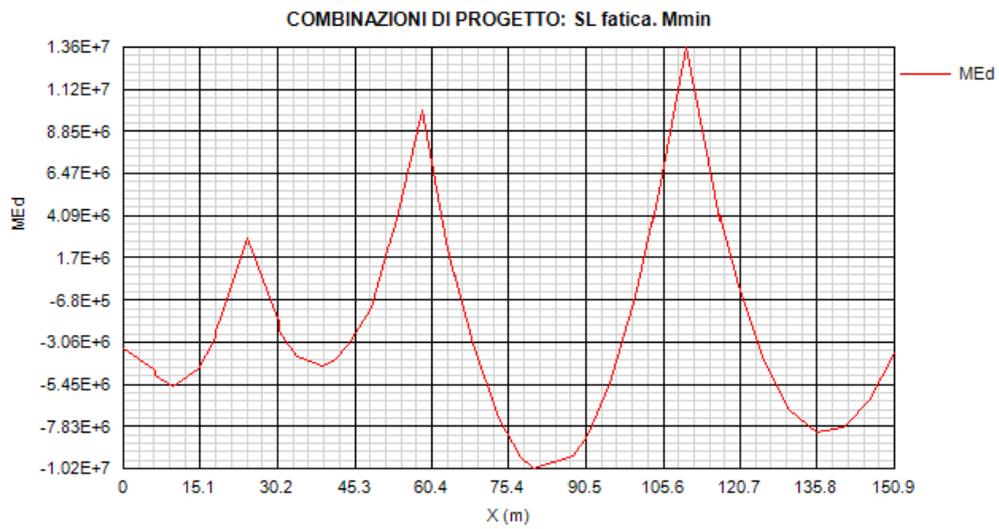
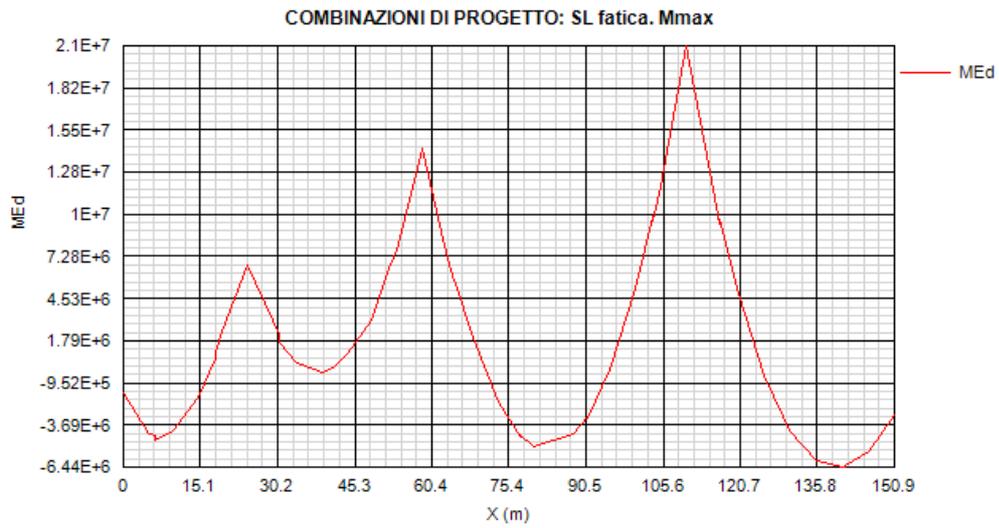
L'impalcato metallico è simmetrico; l'organizzazione della soletta comporta una significativa eccentricità dei carichi rivolta verso la trave di destra, su cui pertanto si fisserà l'attenzione.

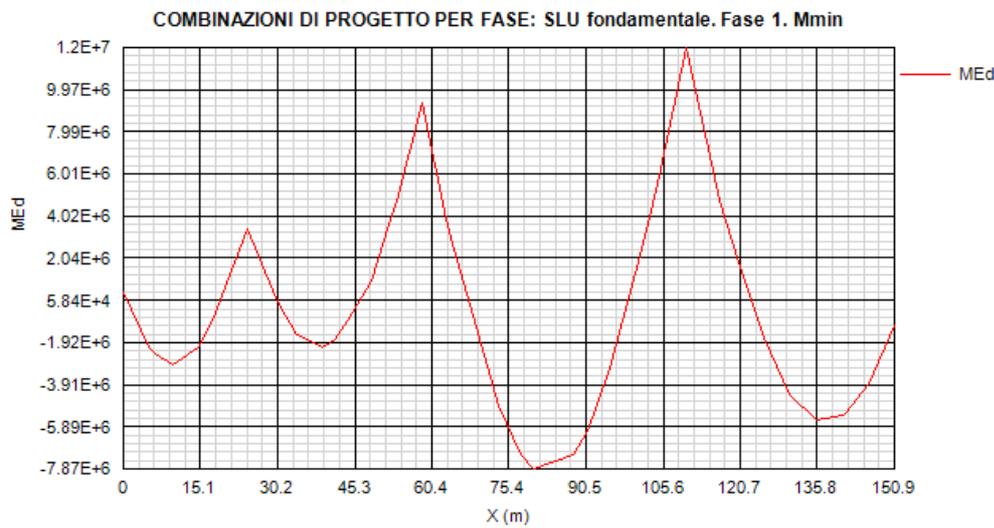
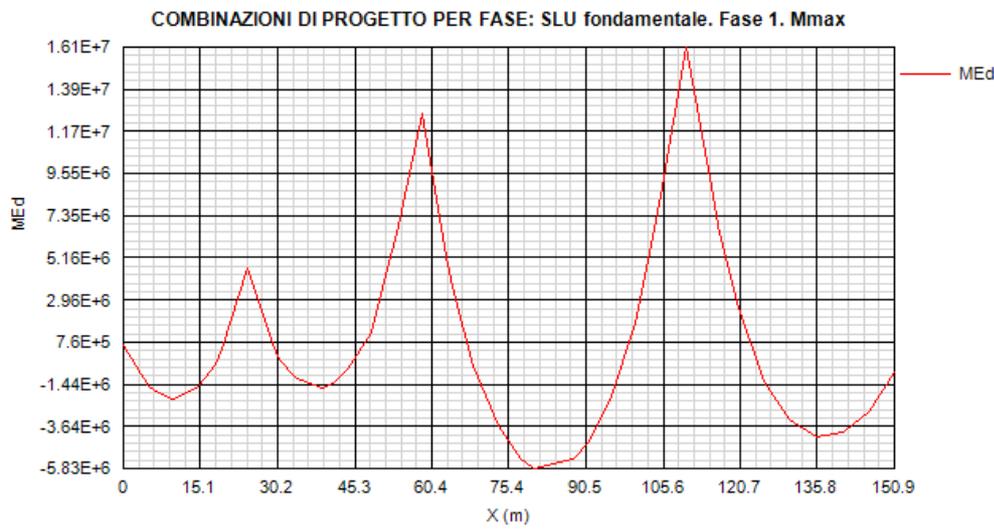
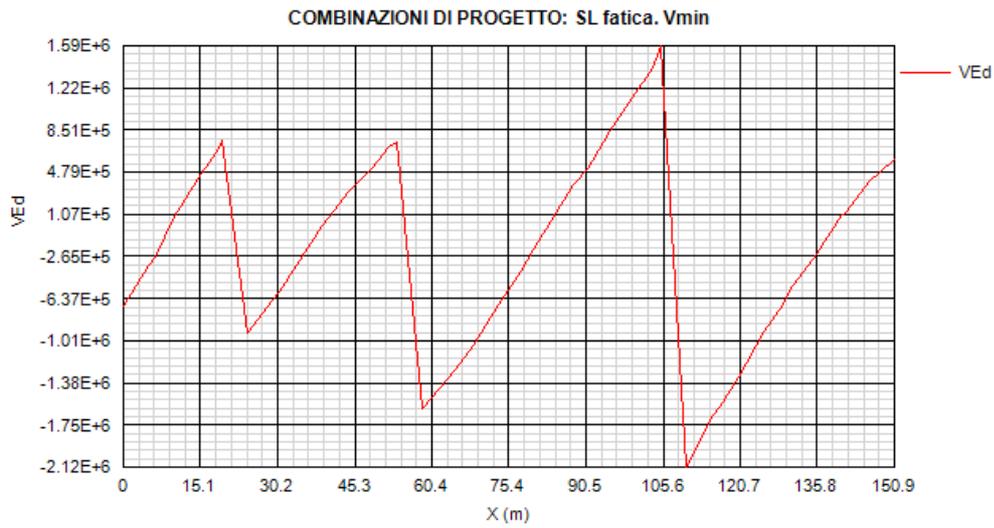


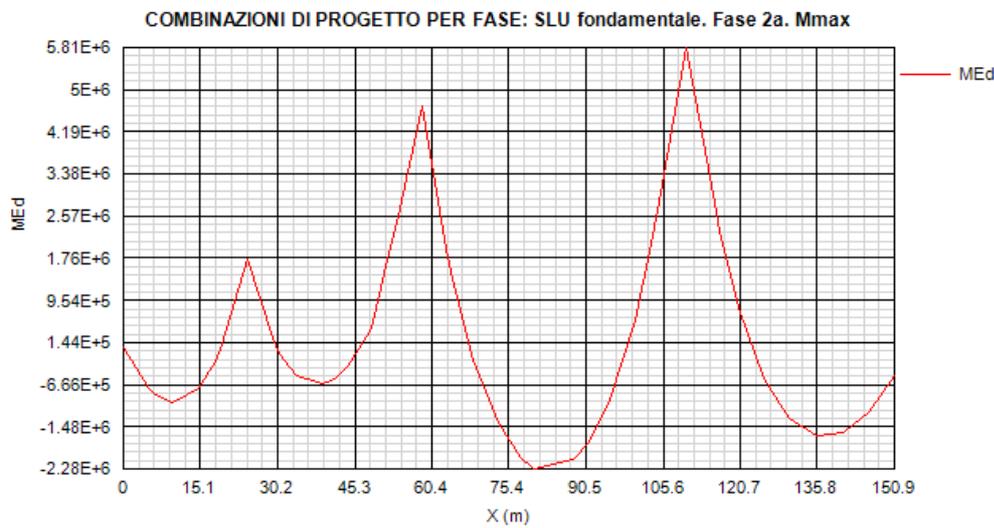
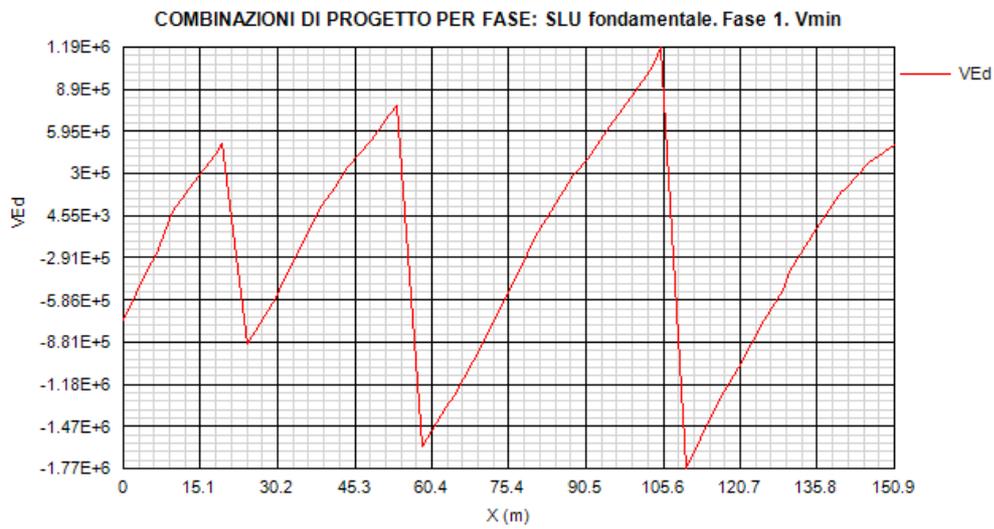
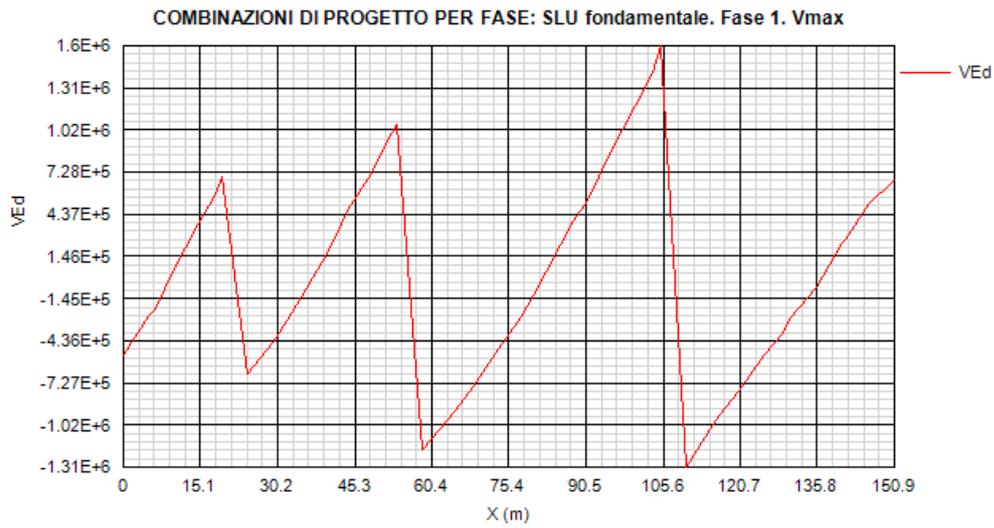


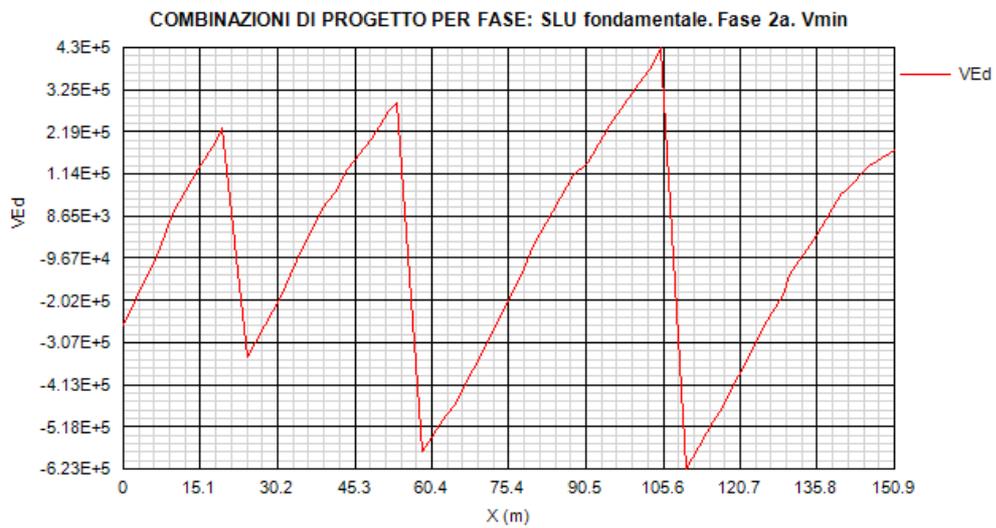
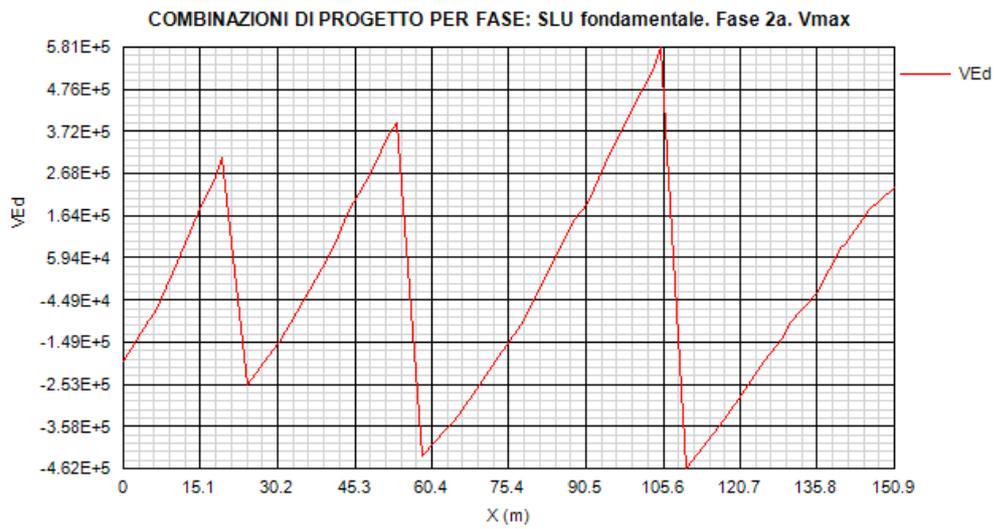
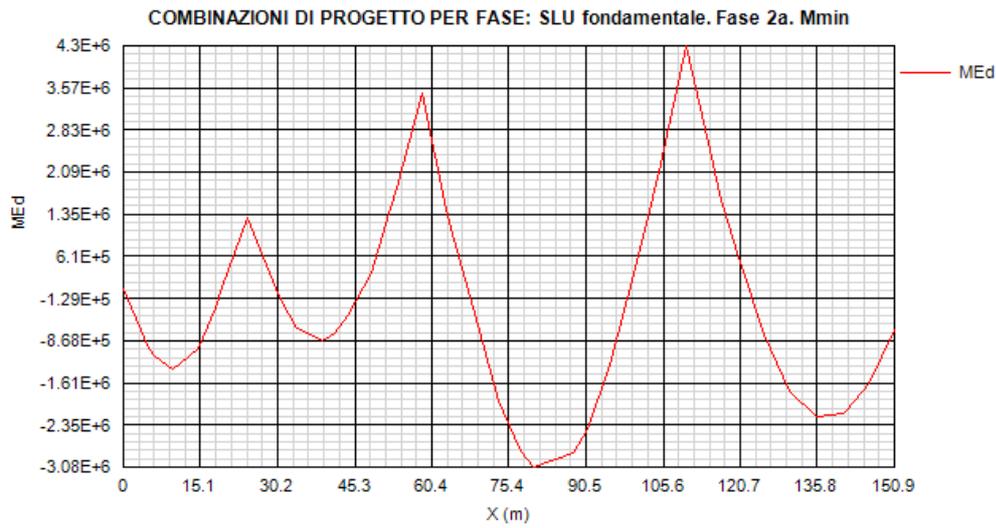


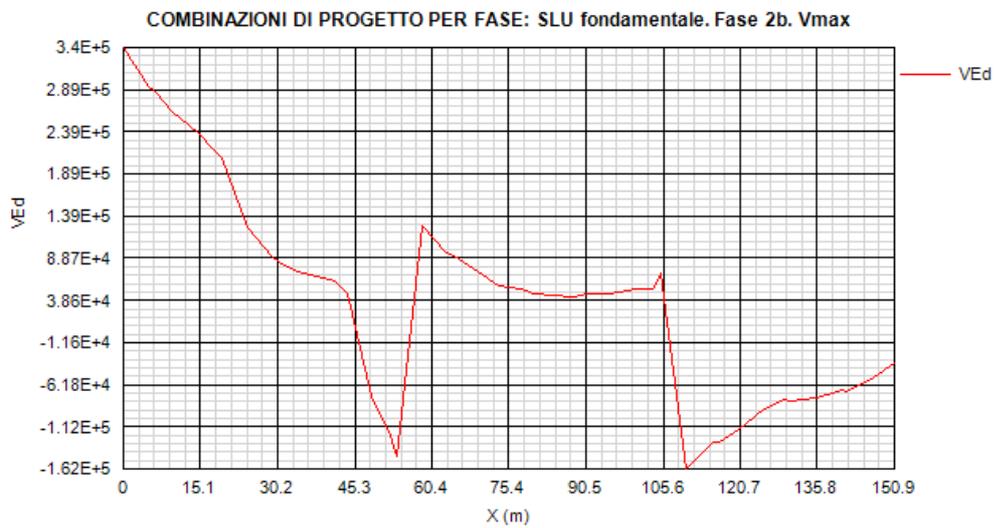
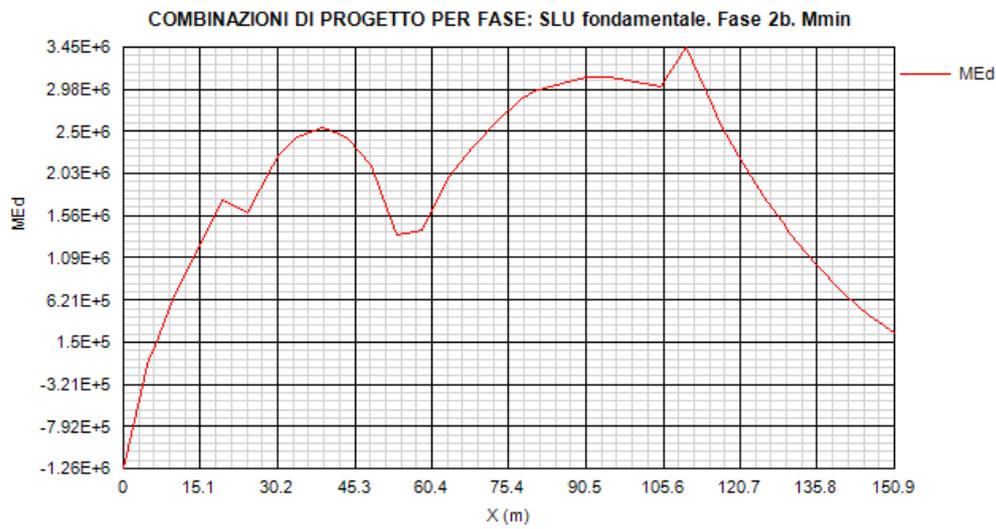
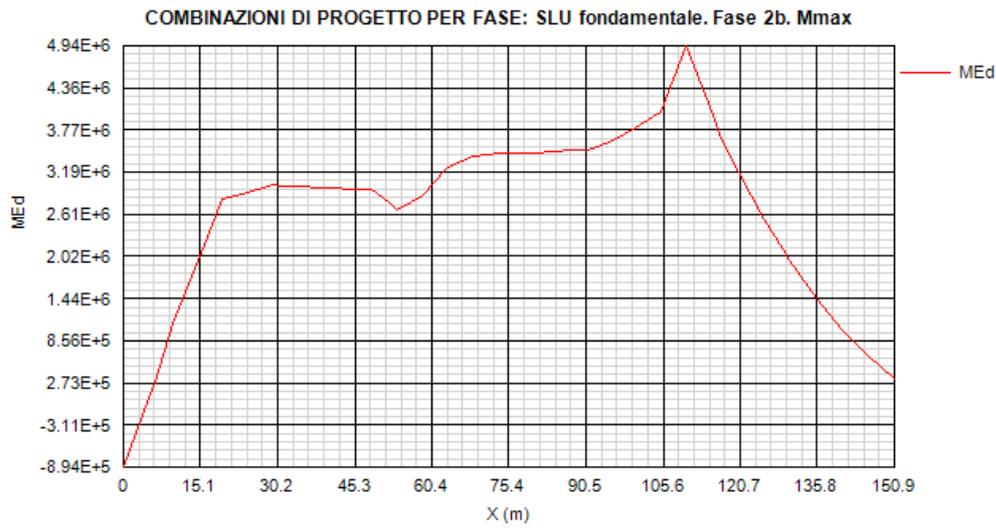


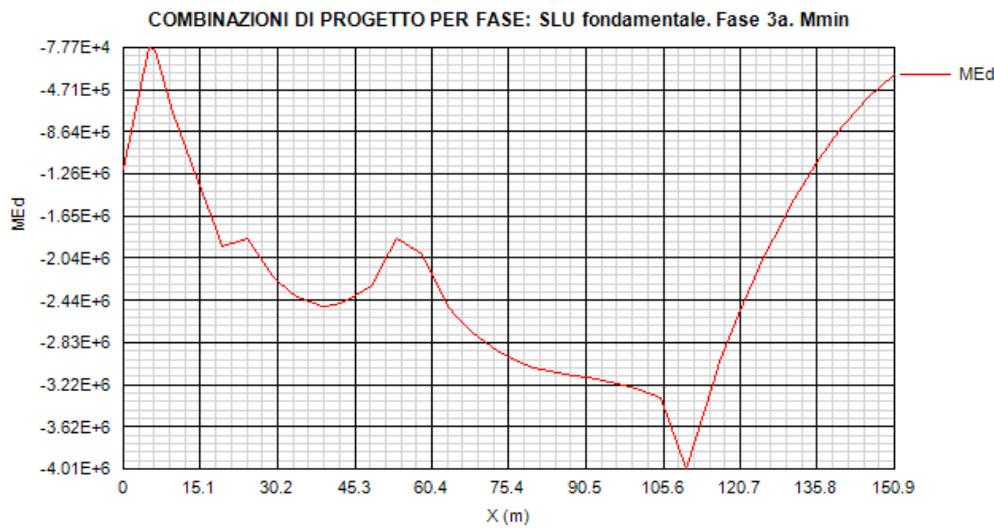
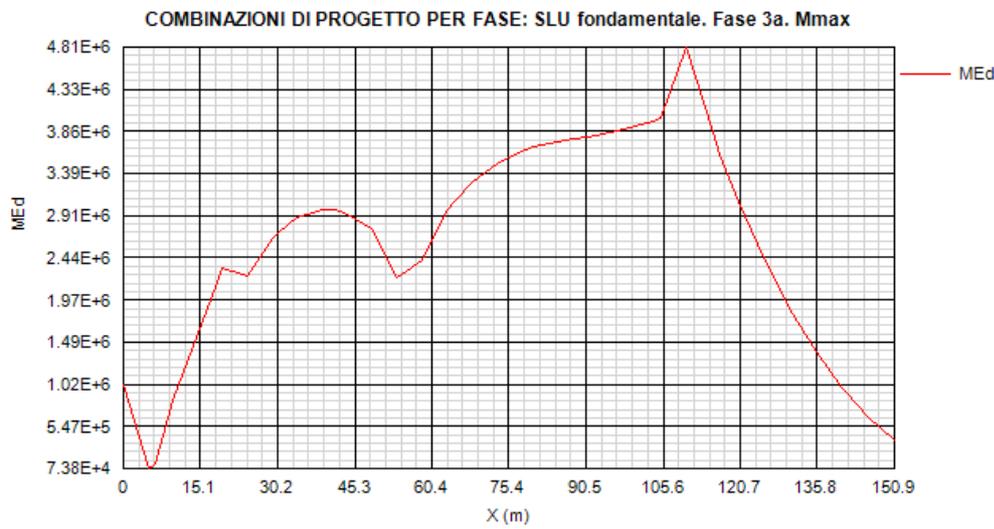
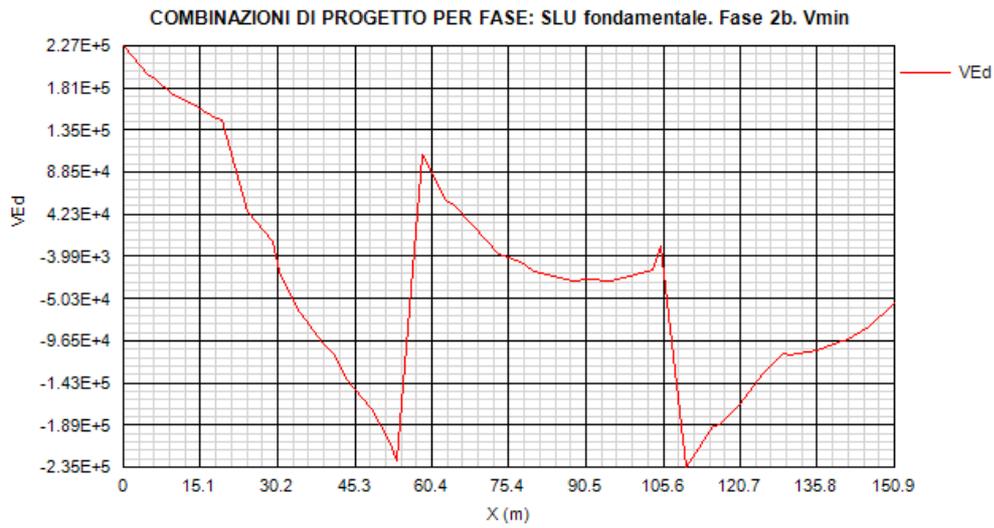


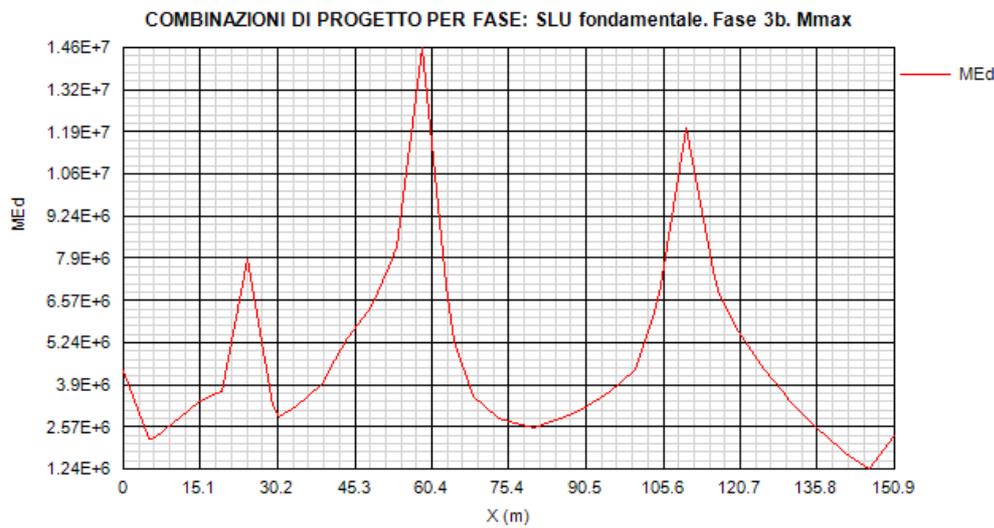
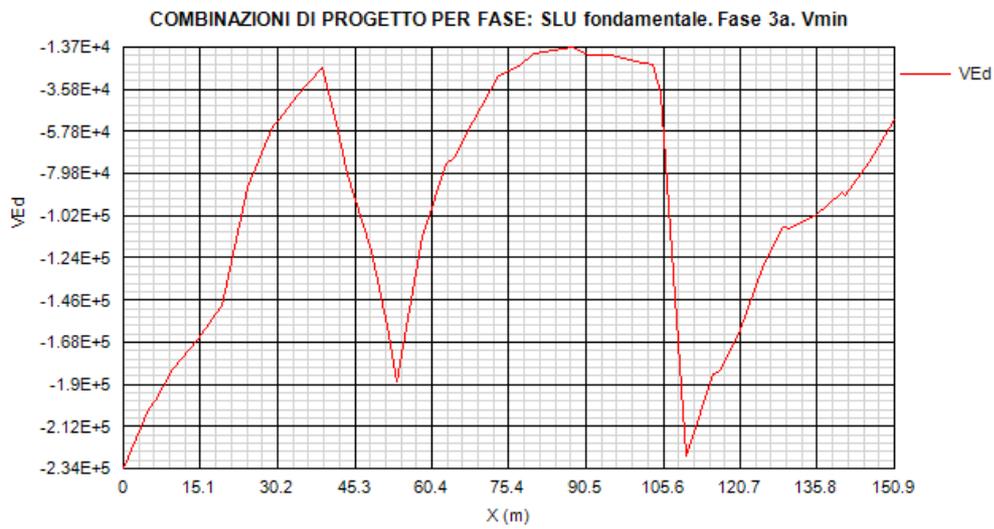
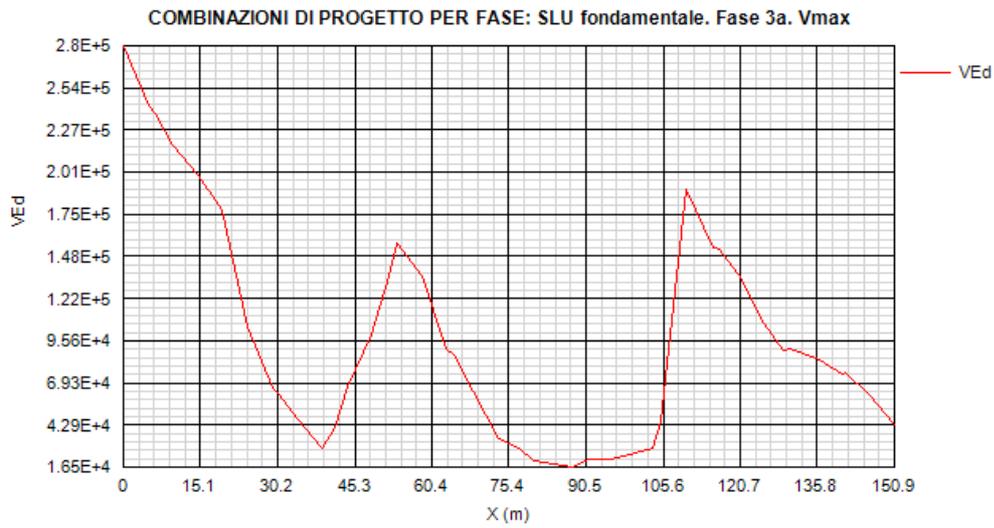


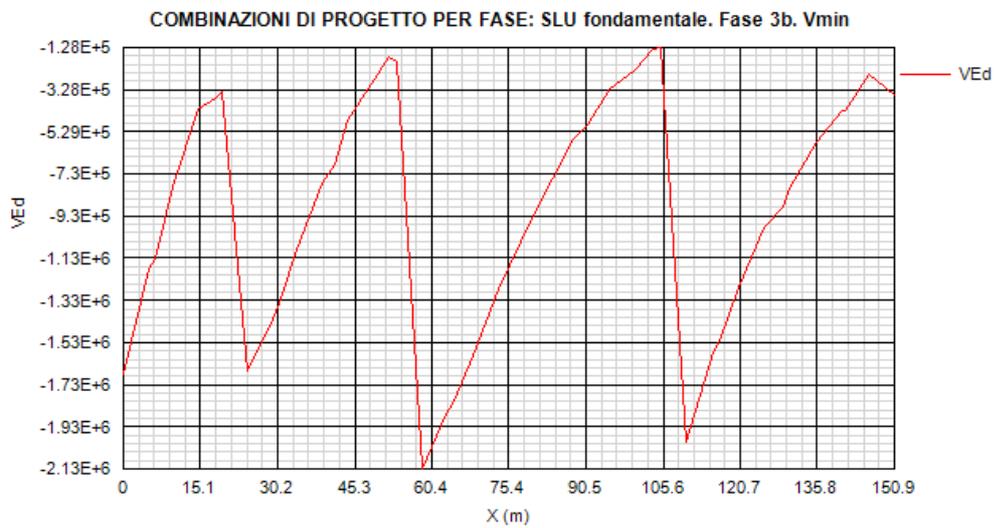
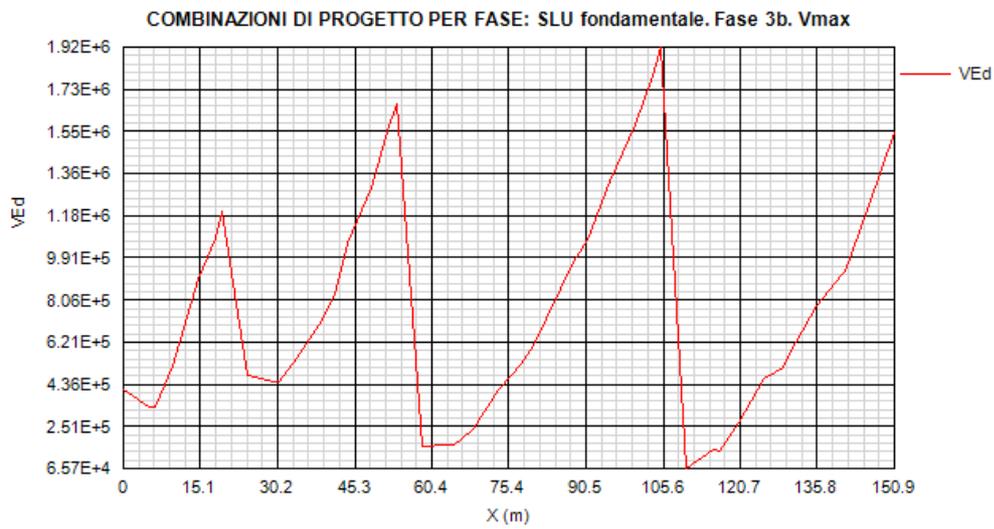
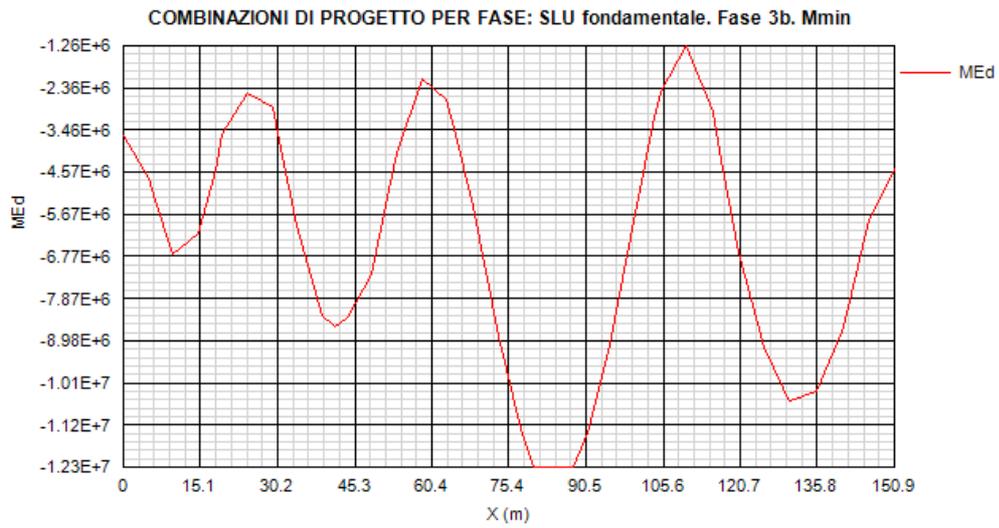


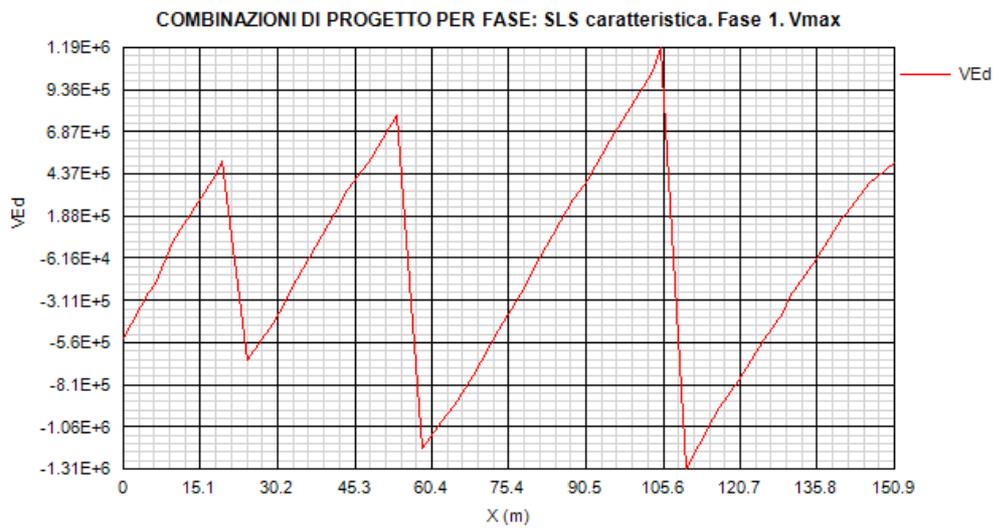
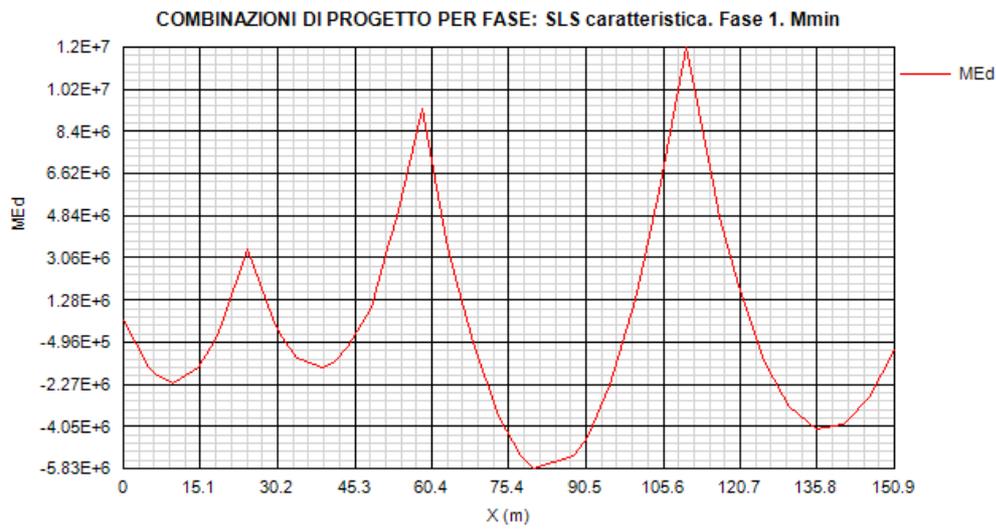
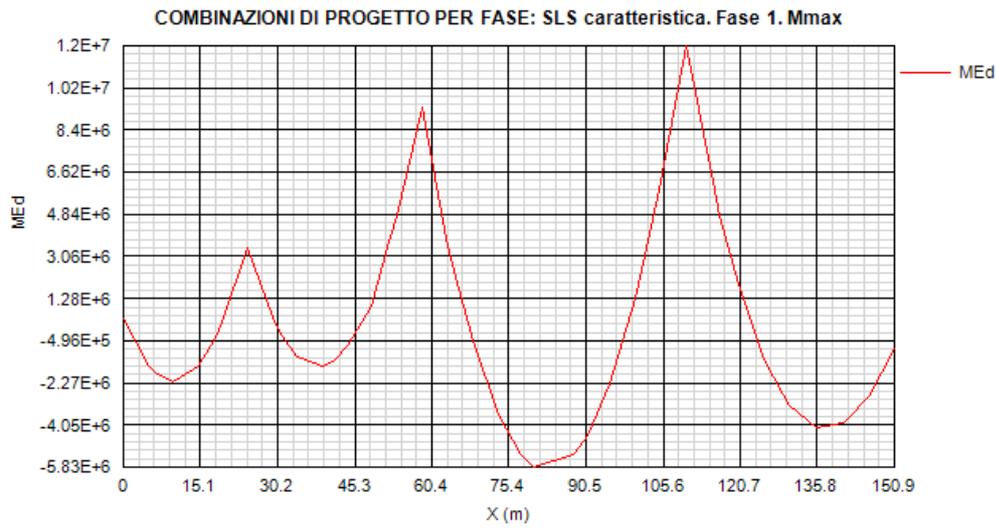


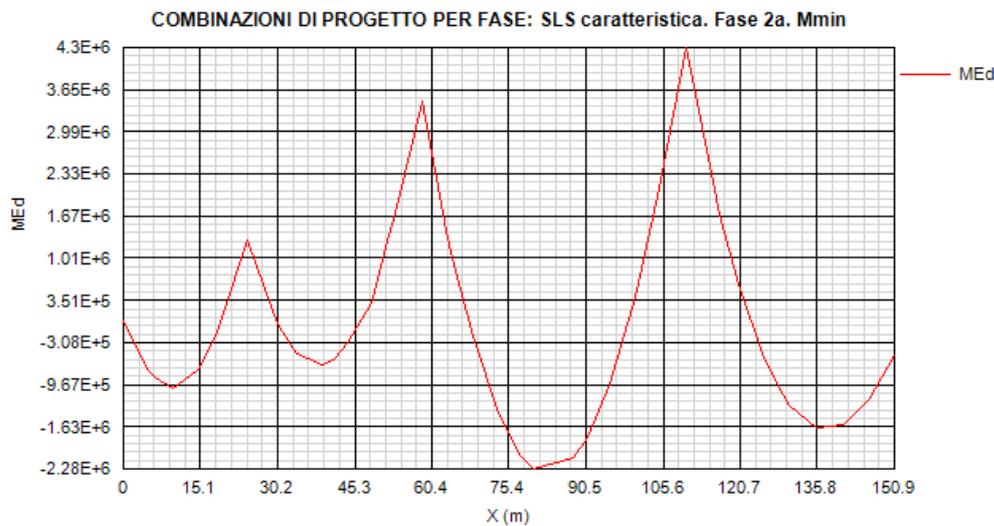
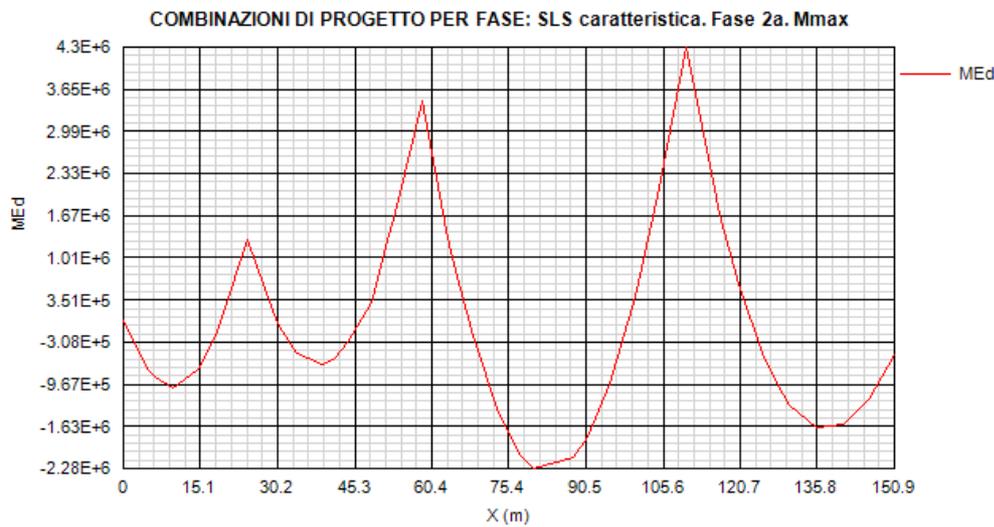
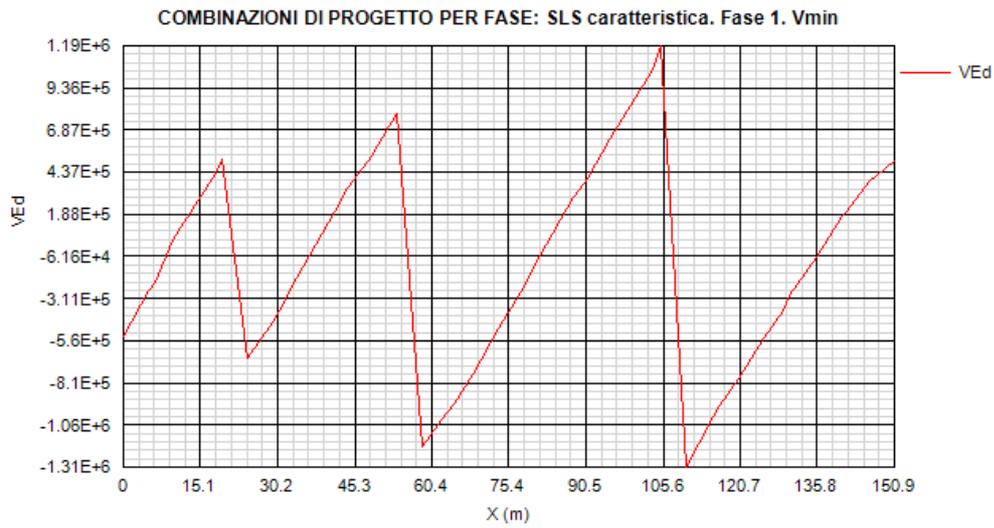


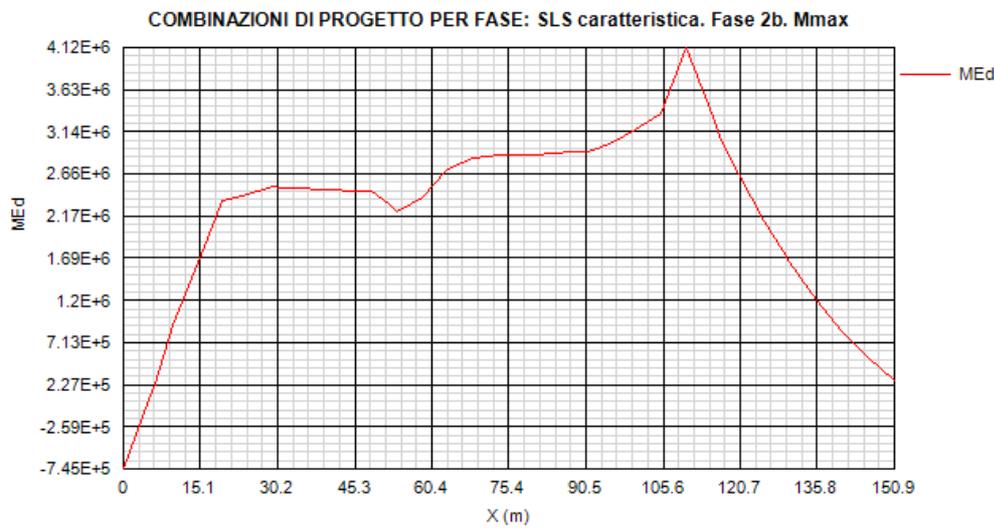
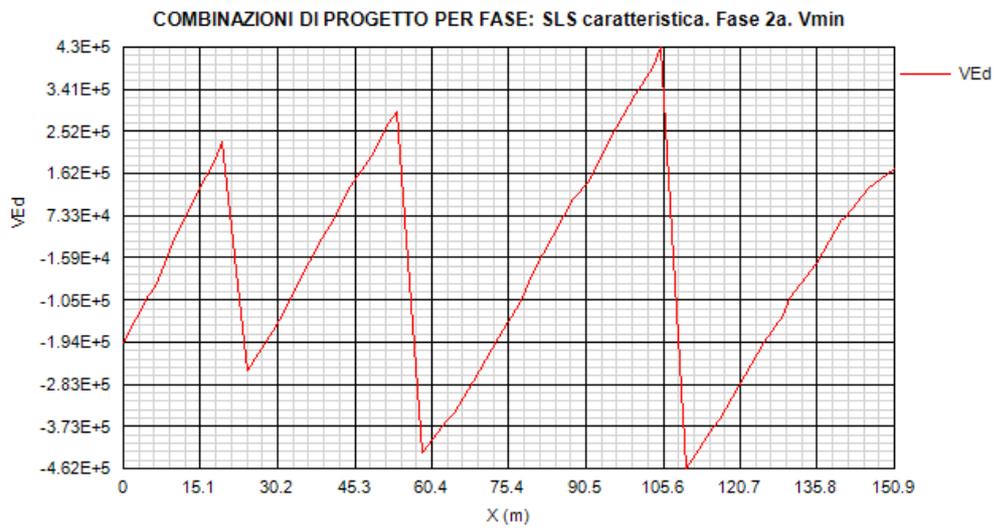
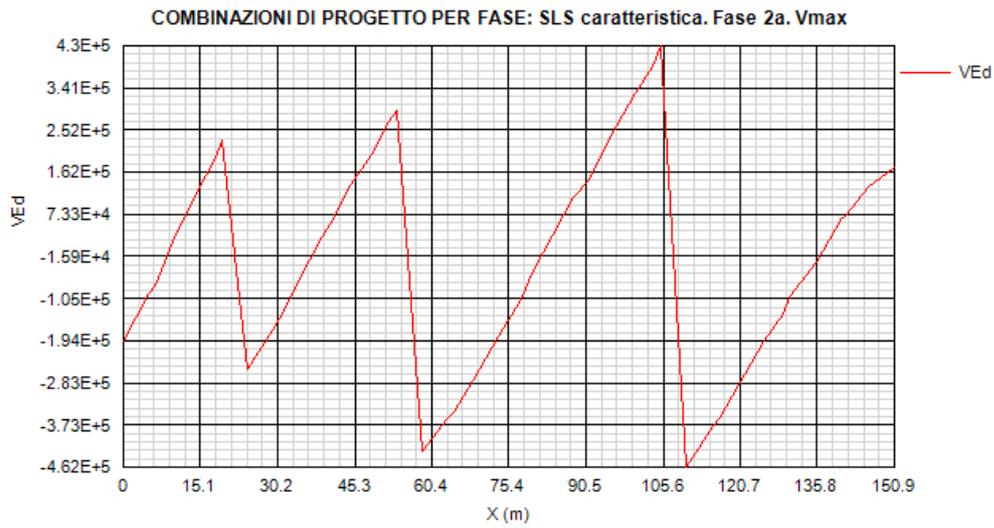


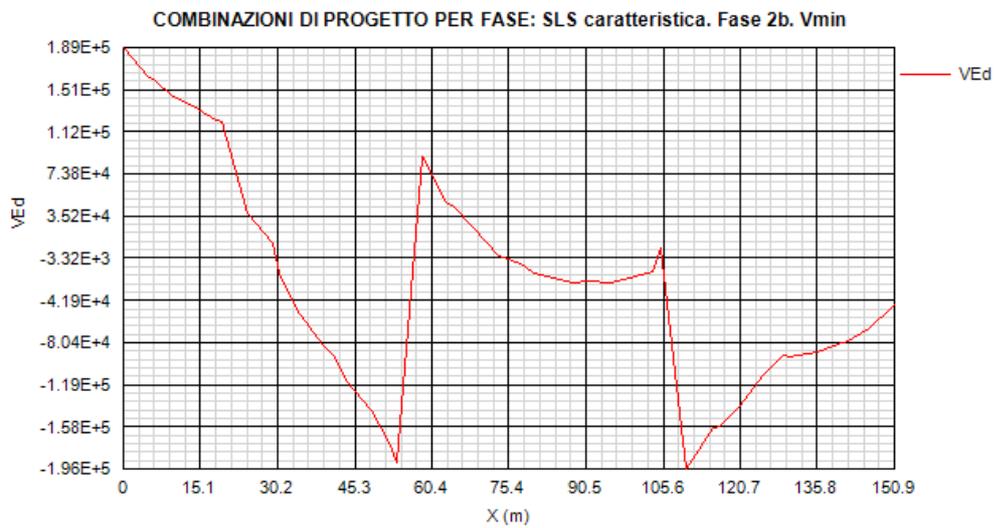
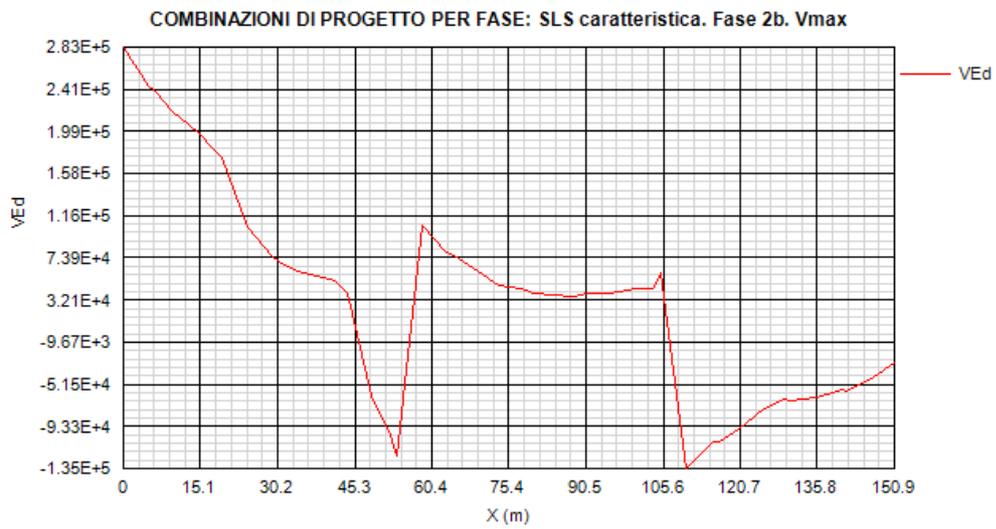
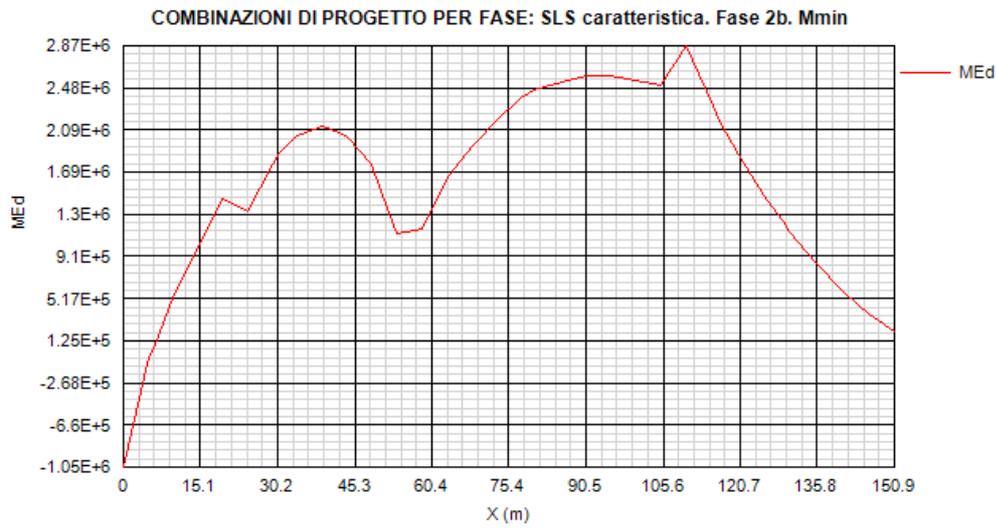


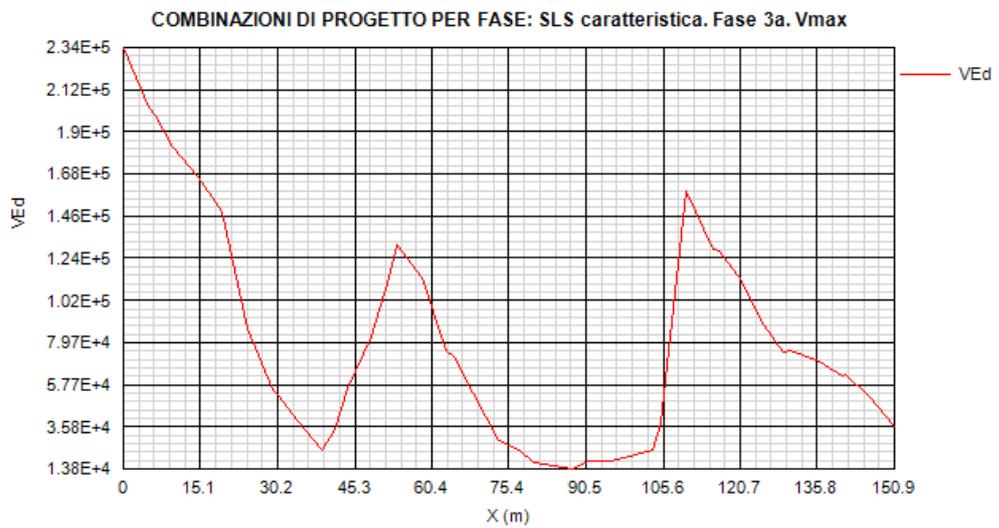
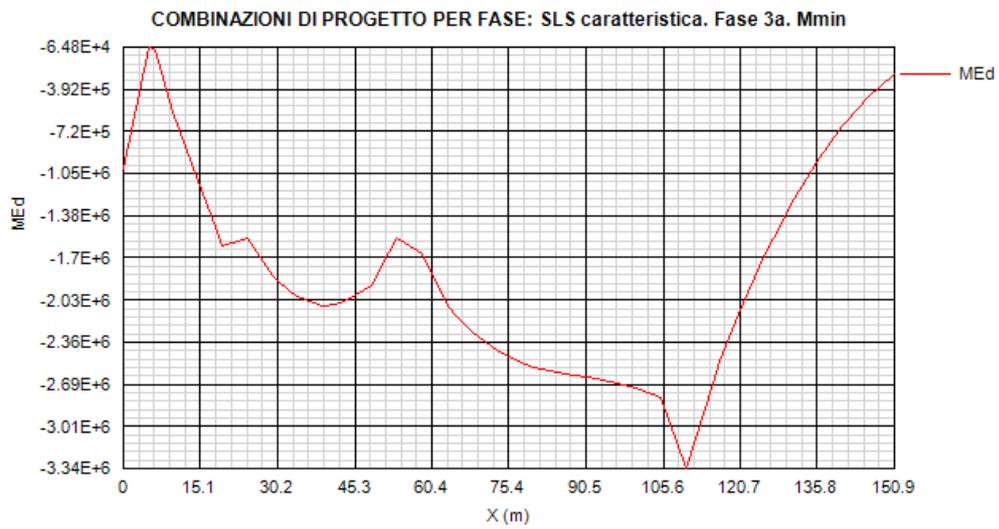
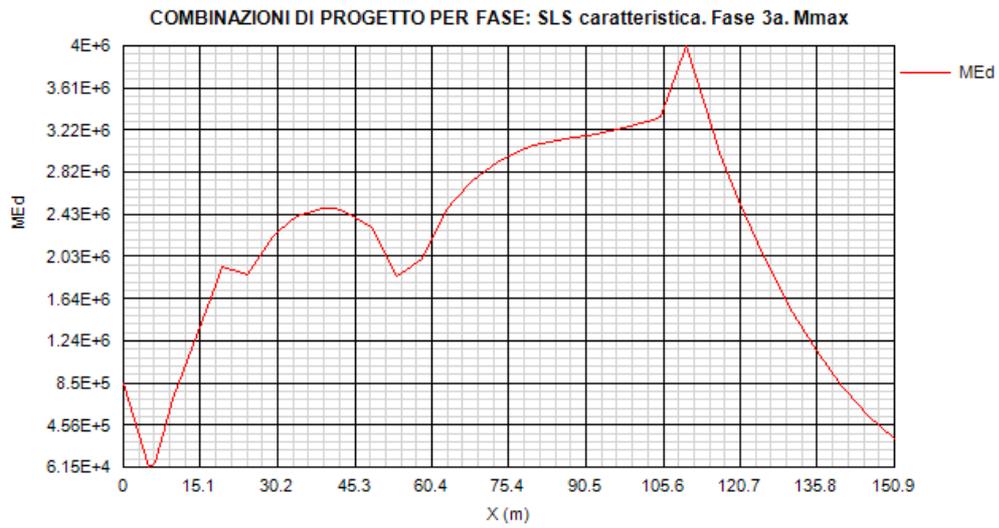


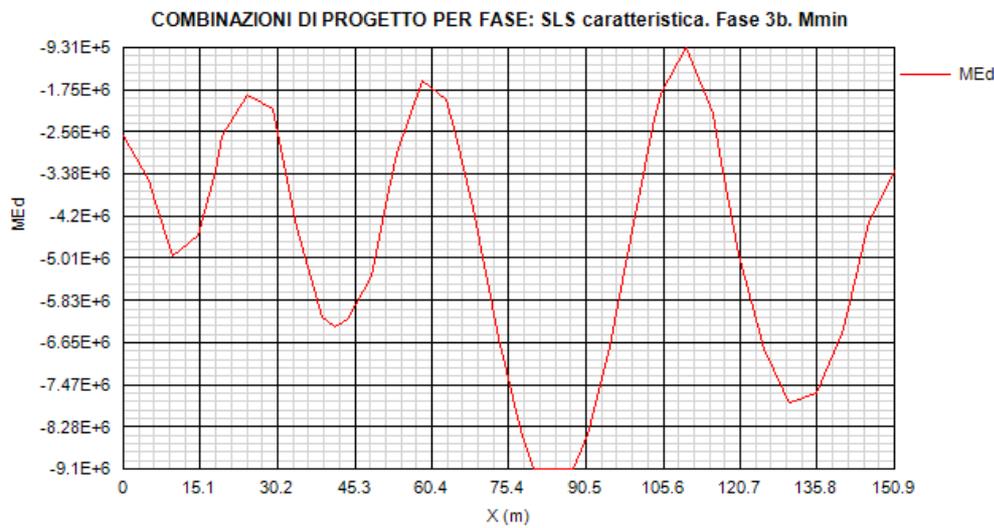
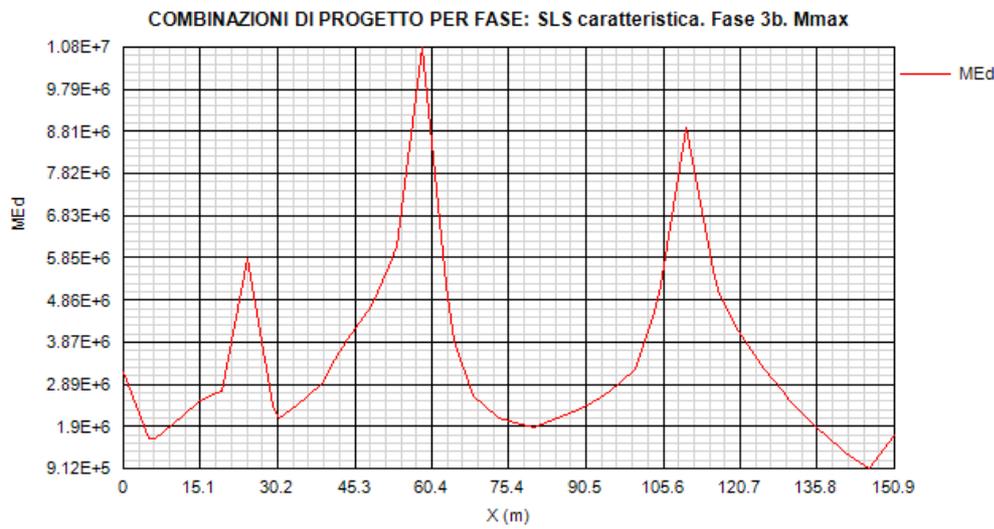
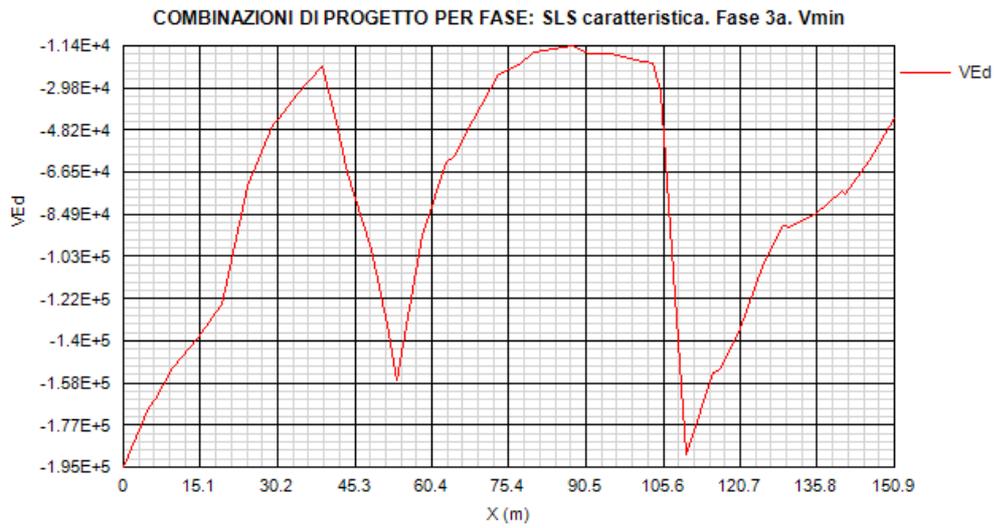


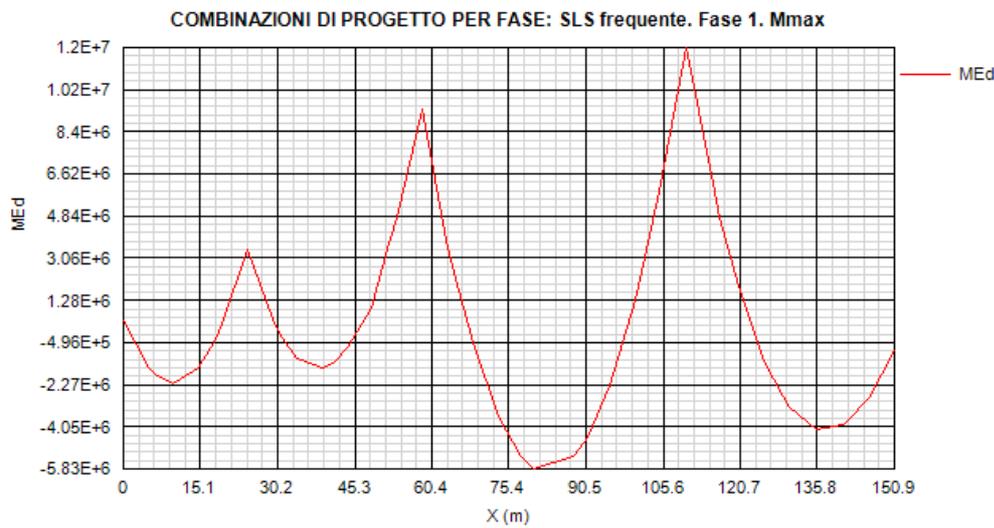
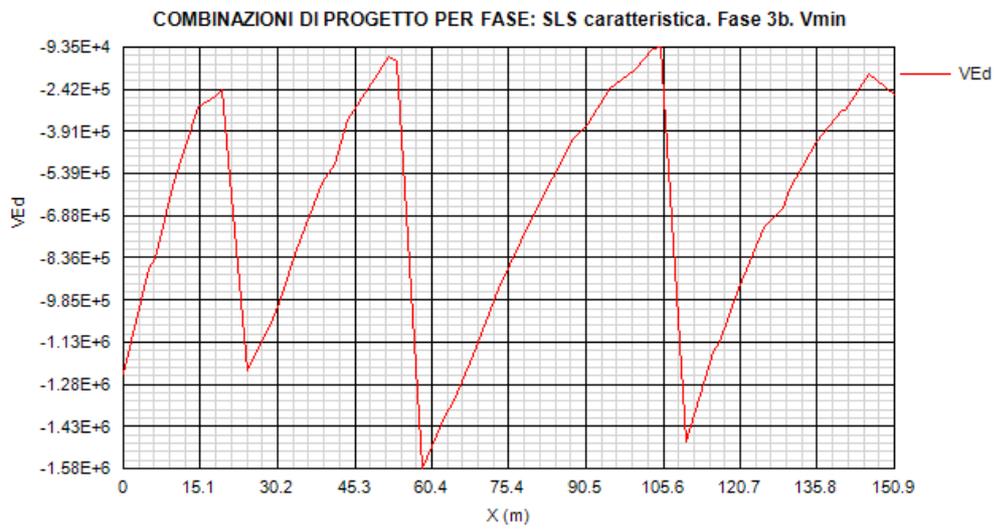
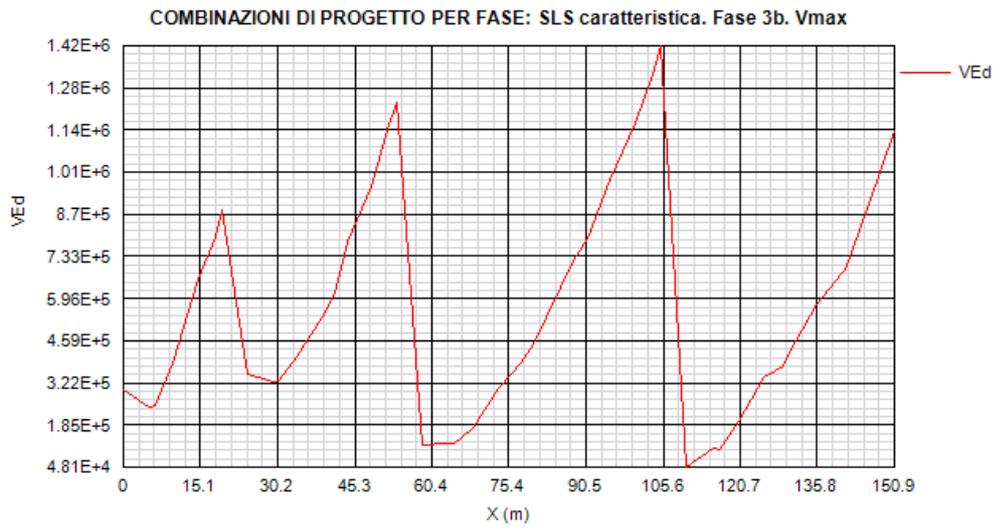


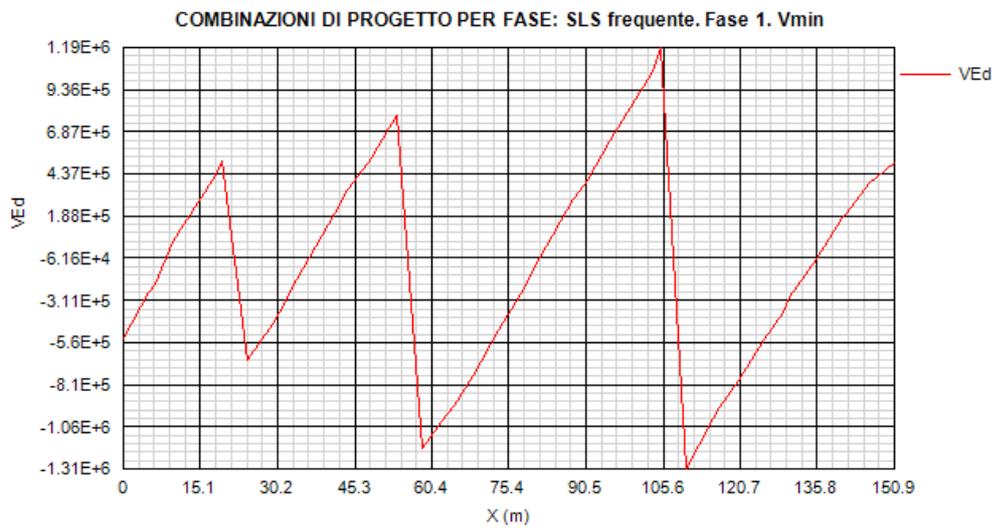
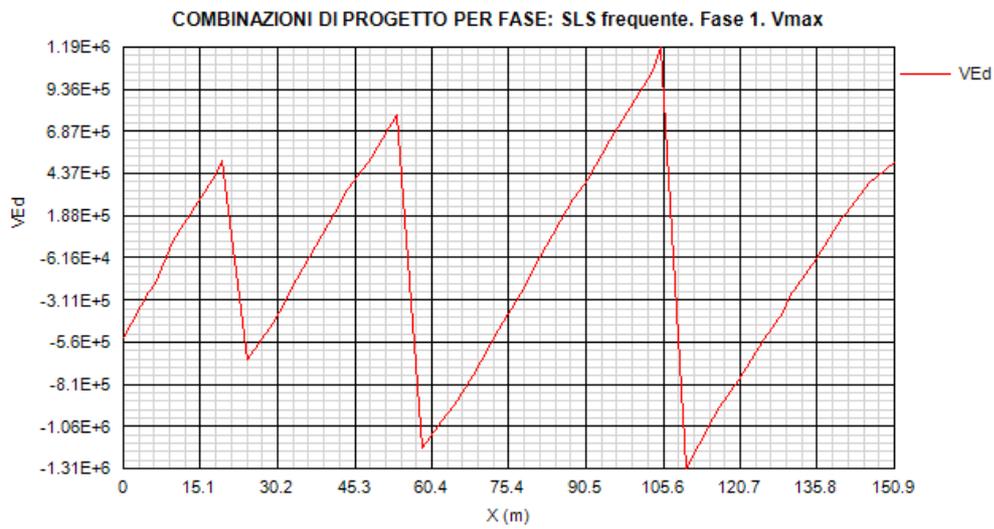
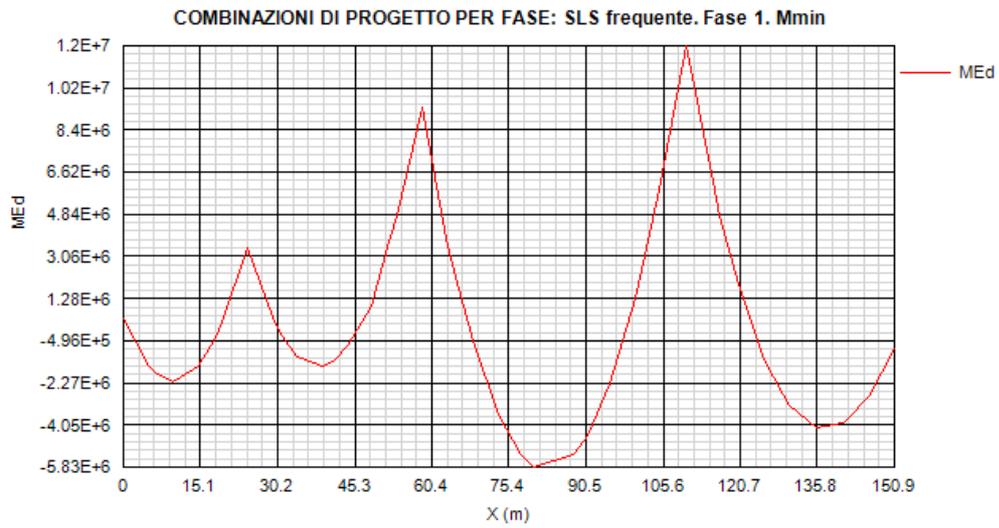


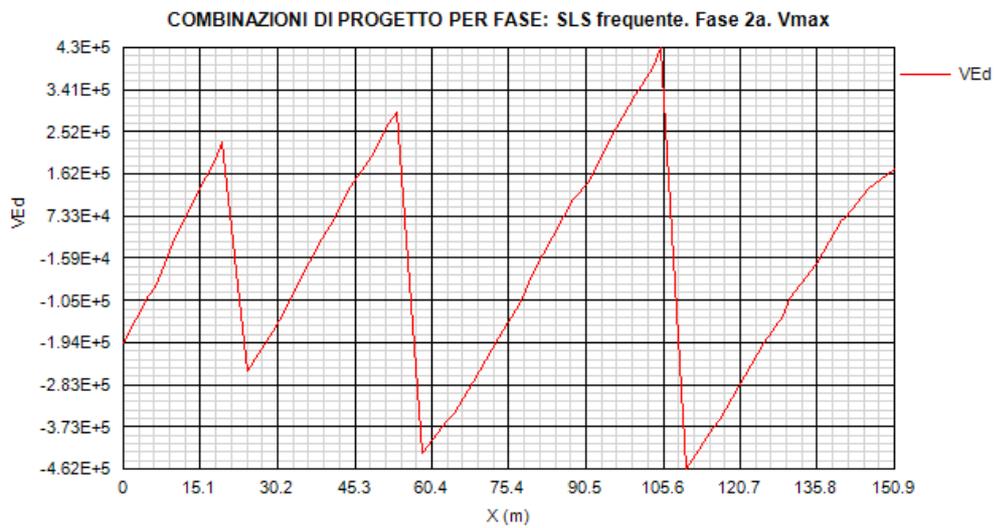
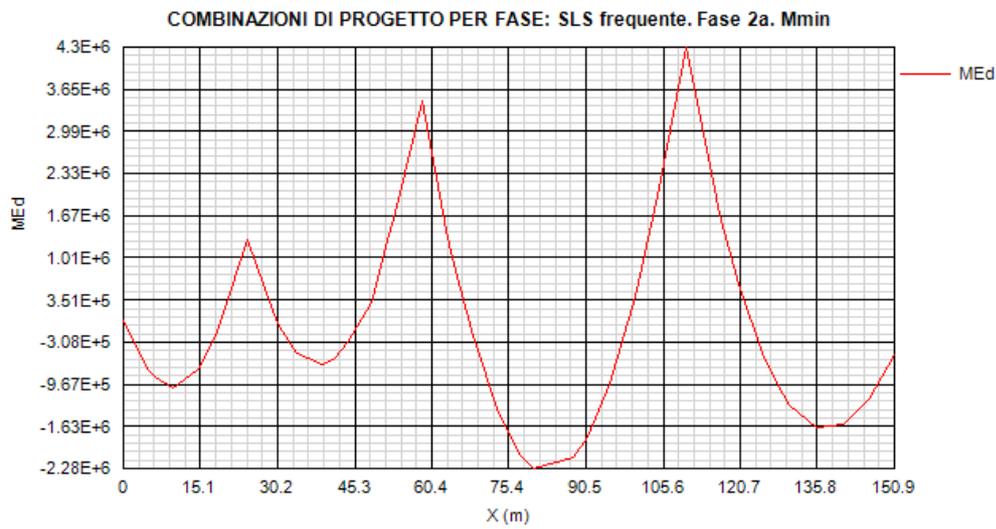
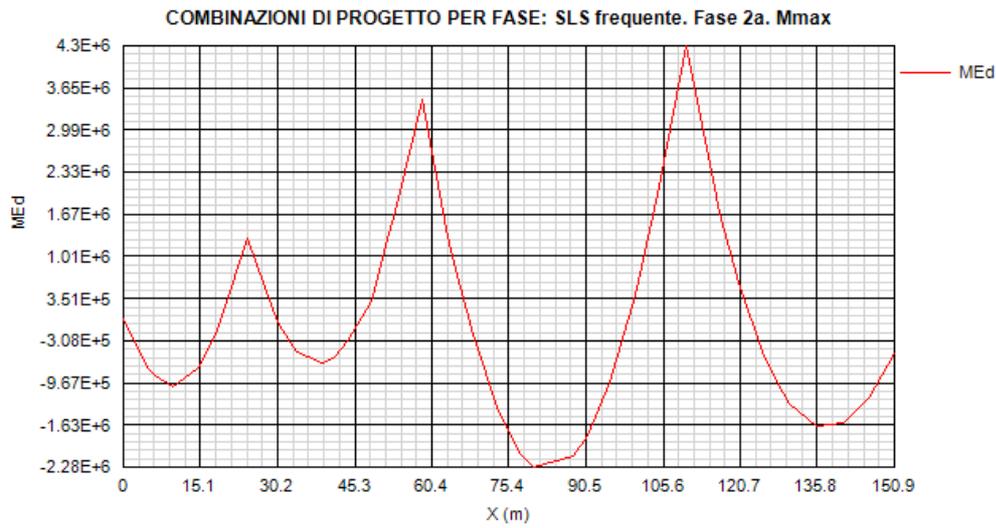


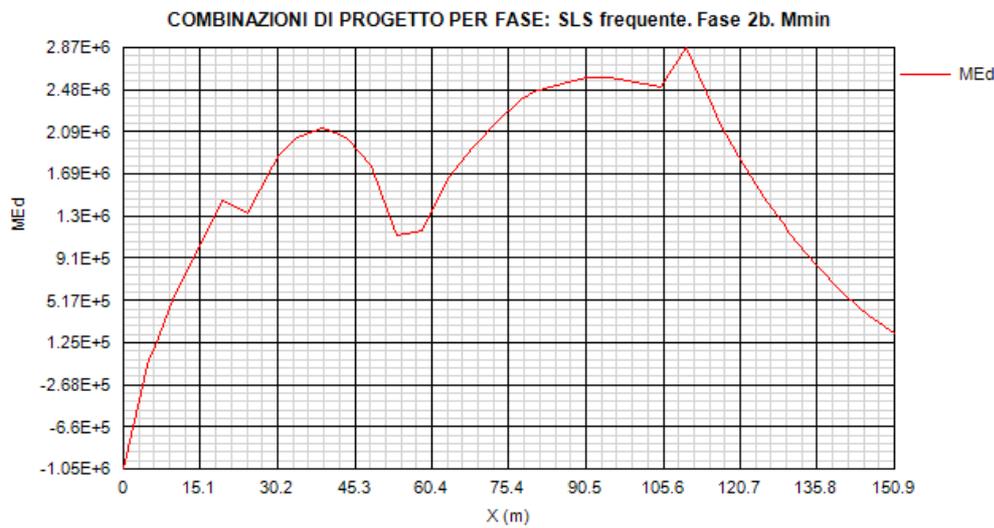
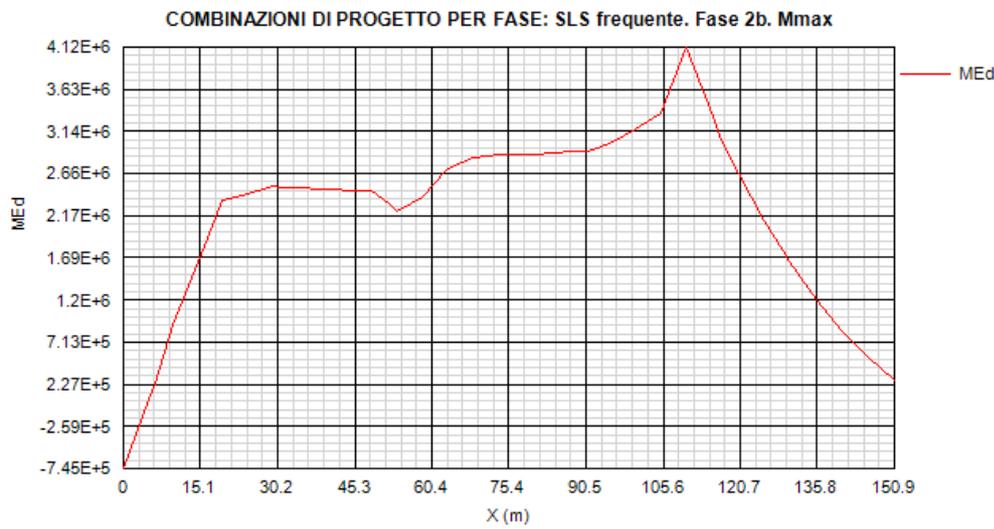
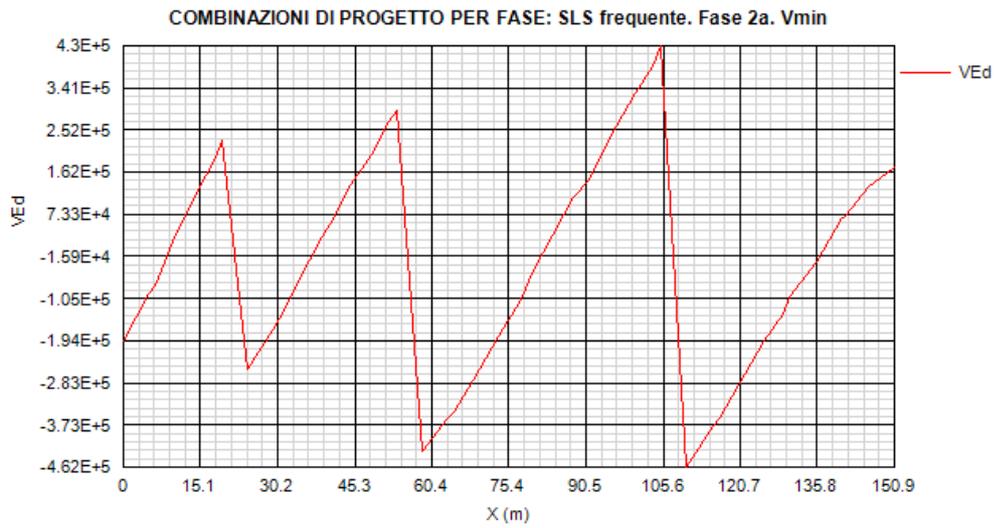


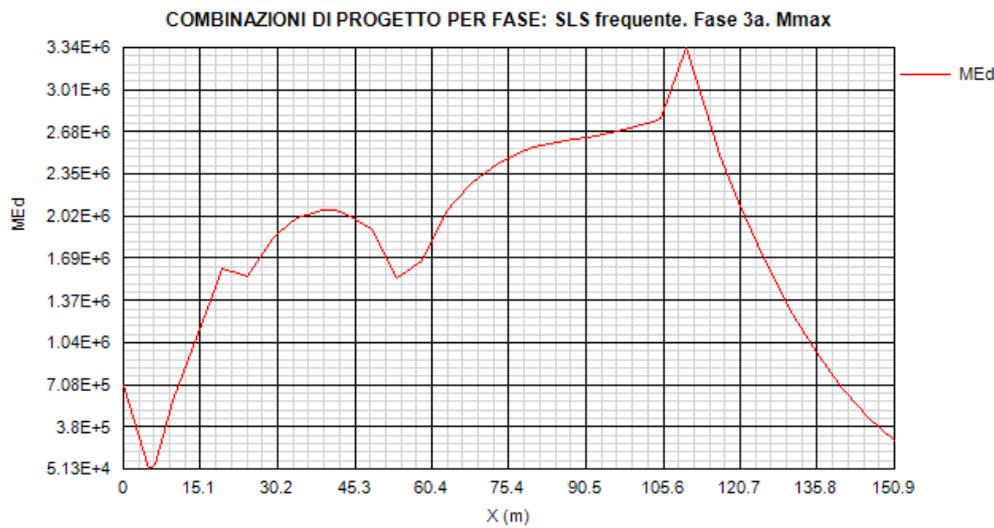
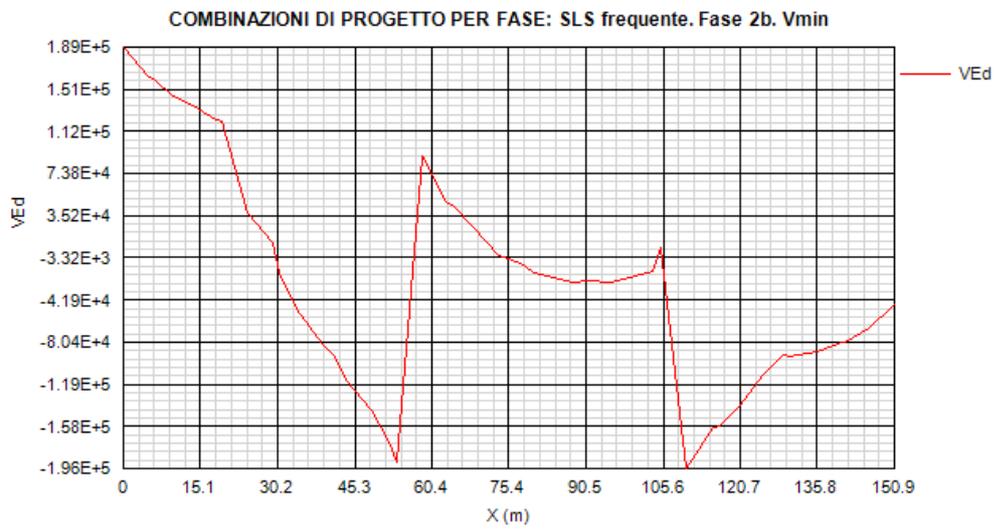
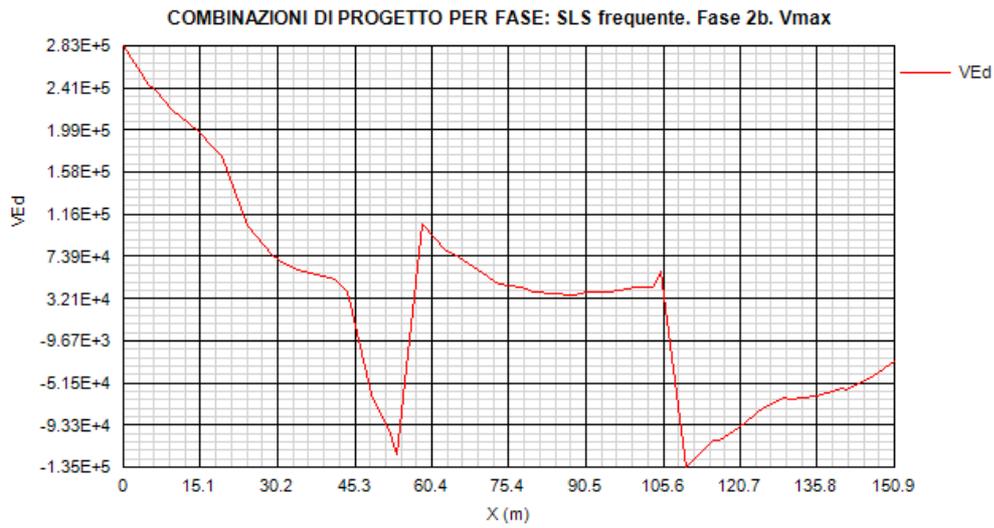


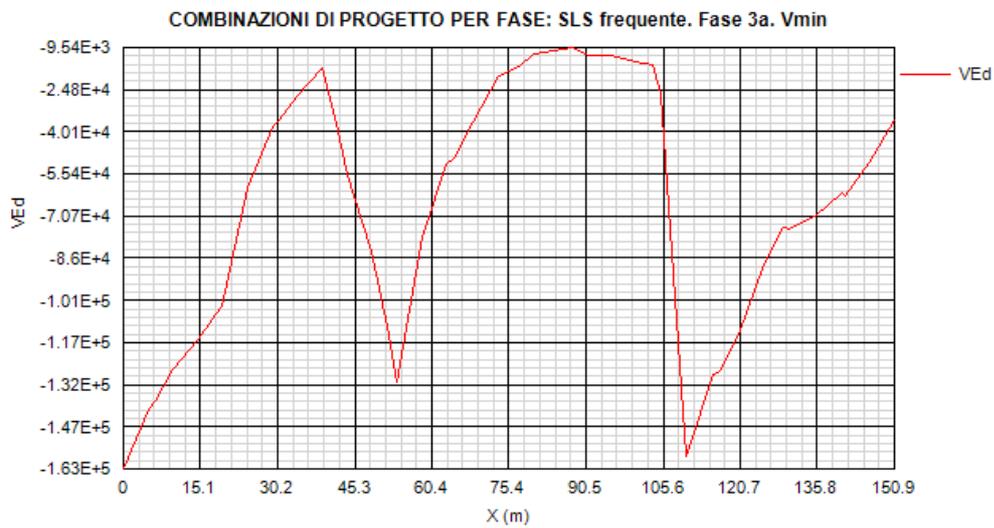
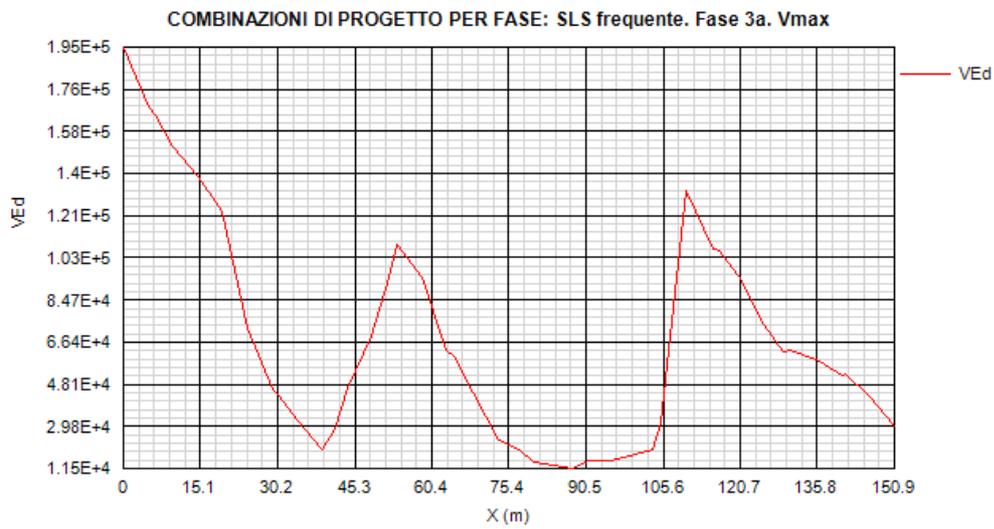
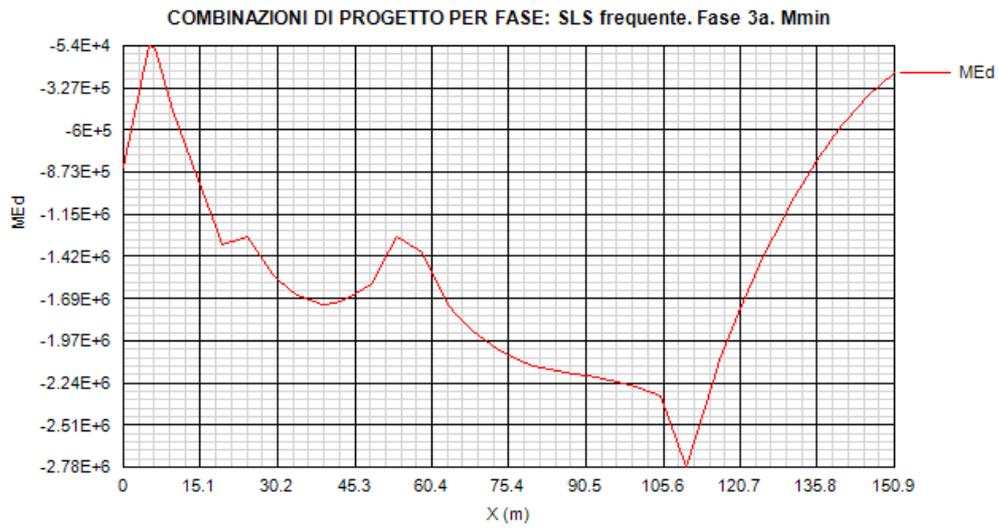


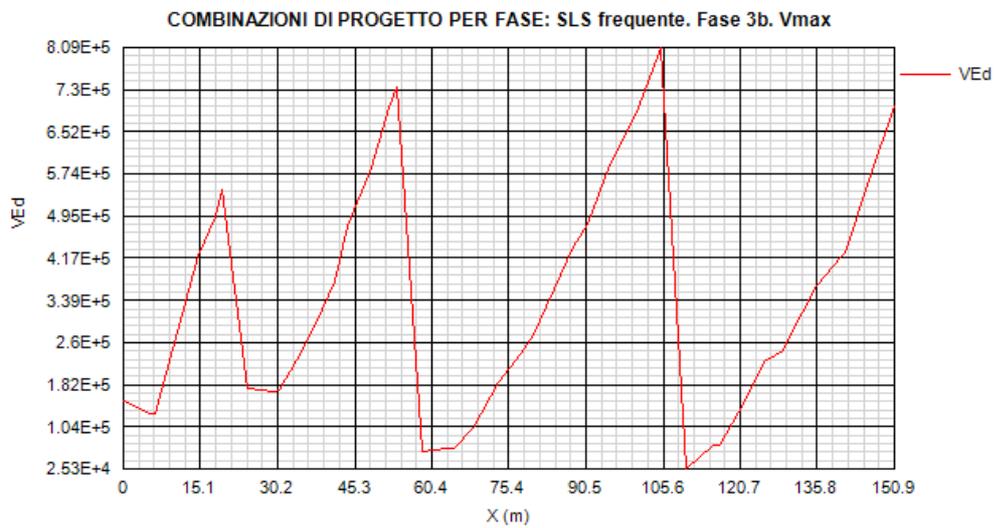
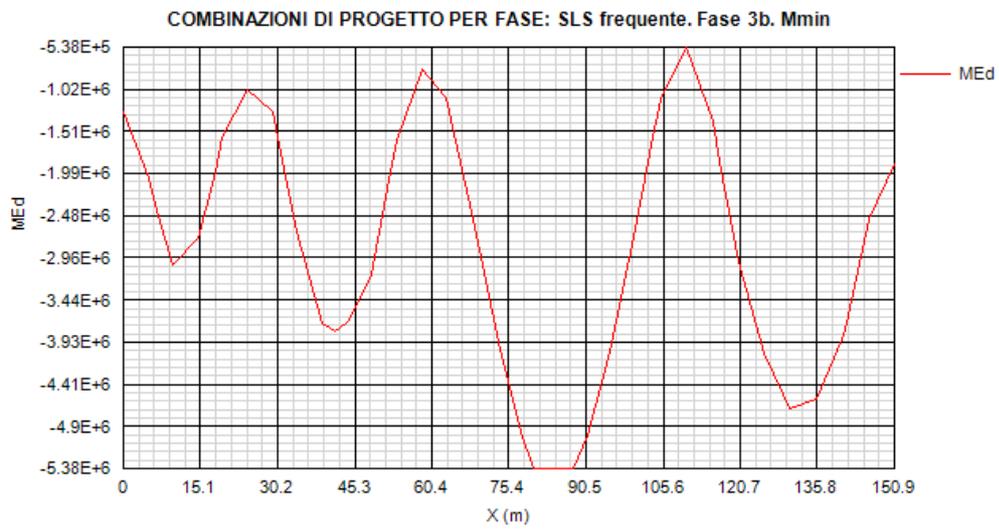
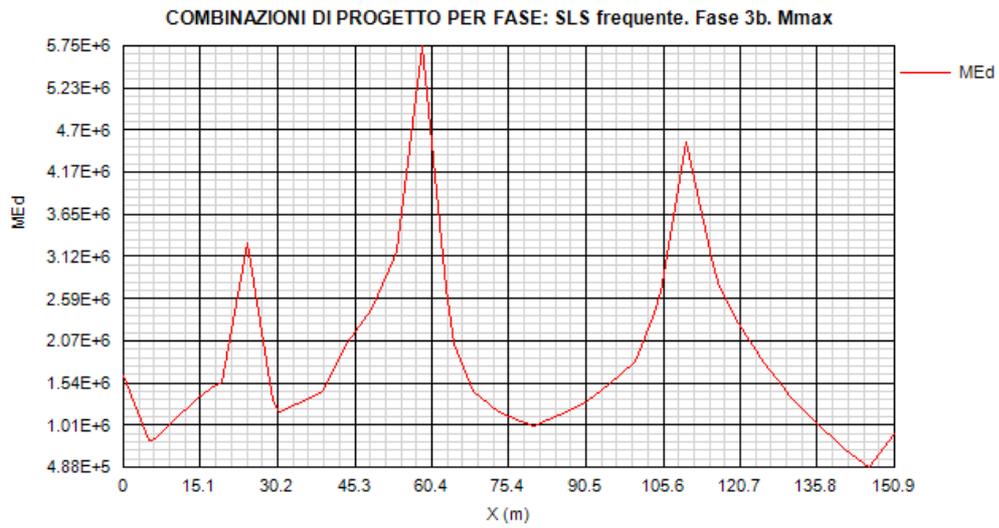


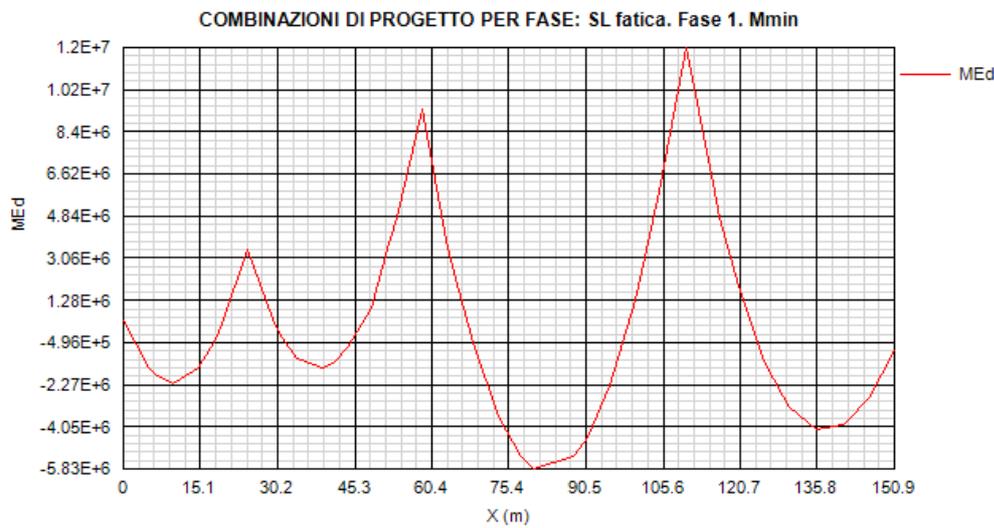
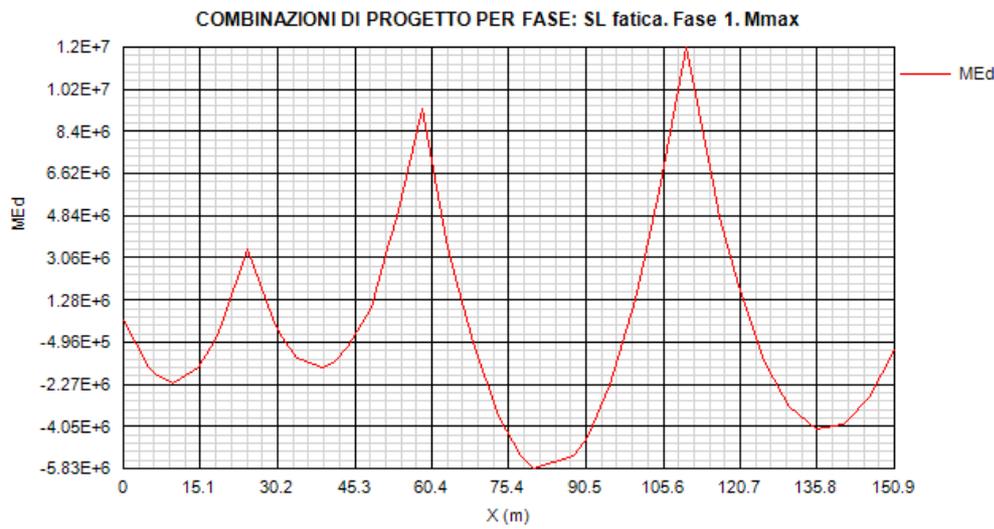
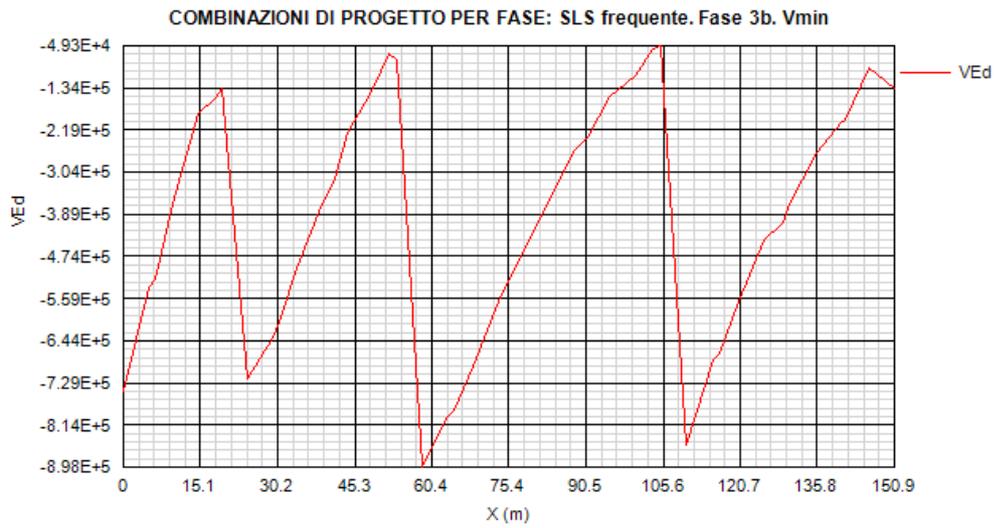


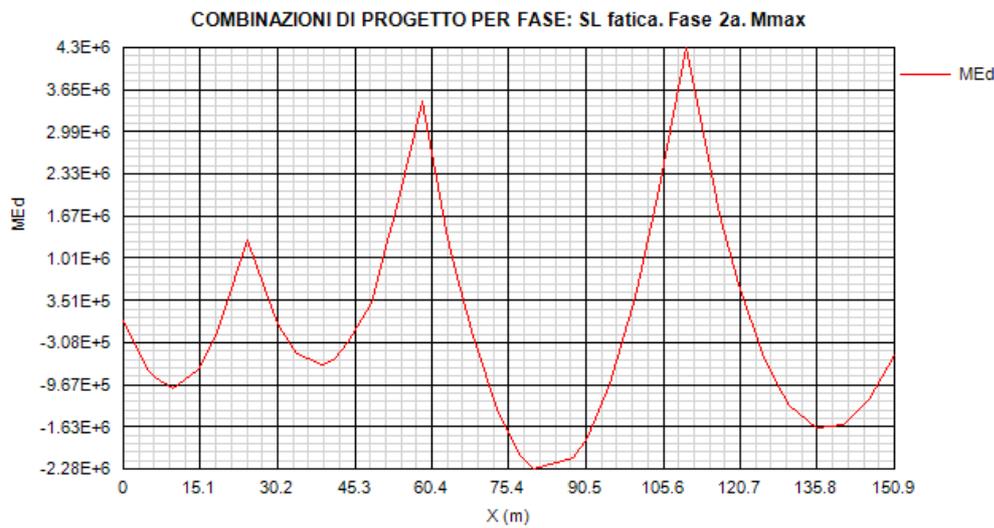
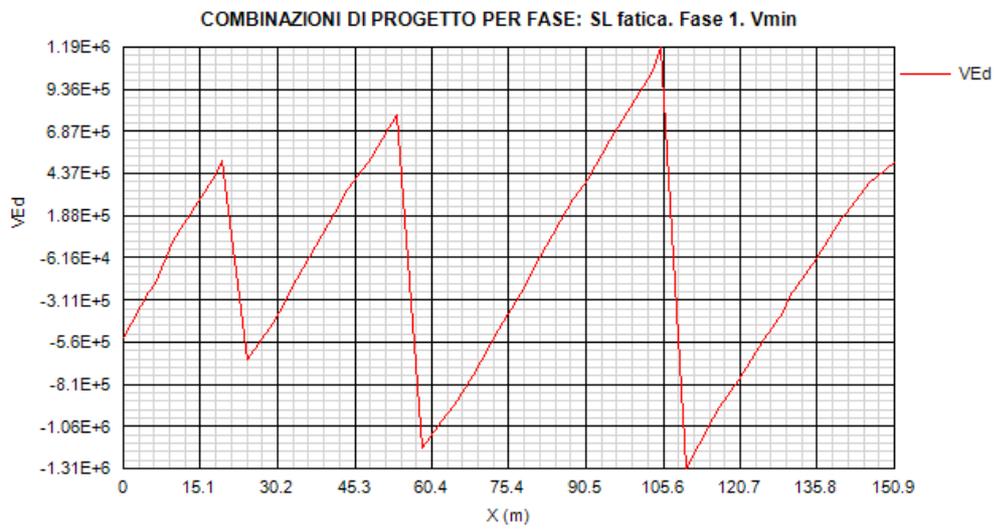
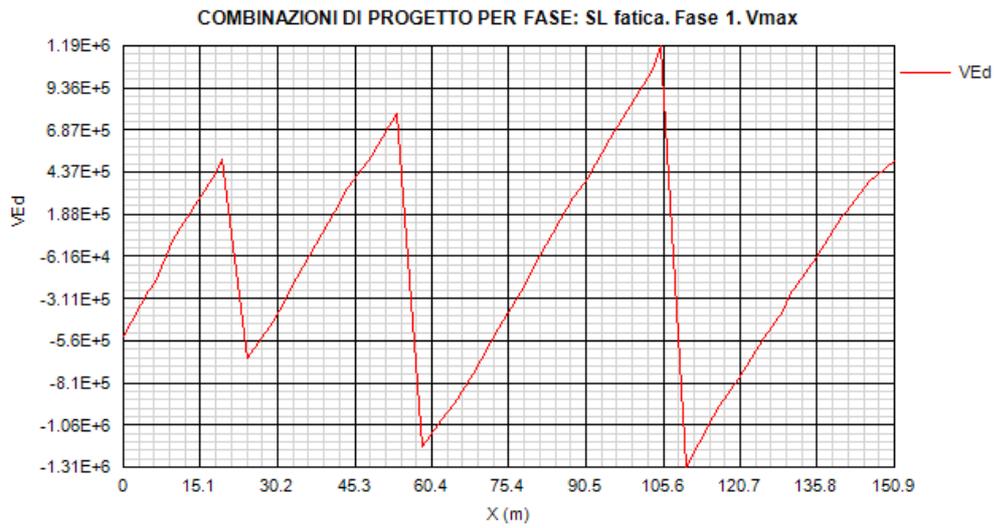


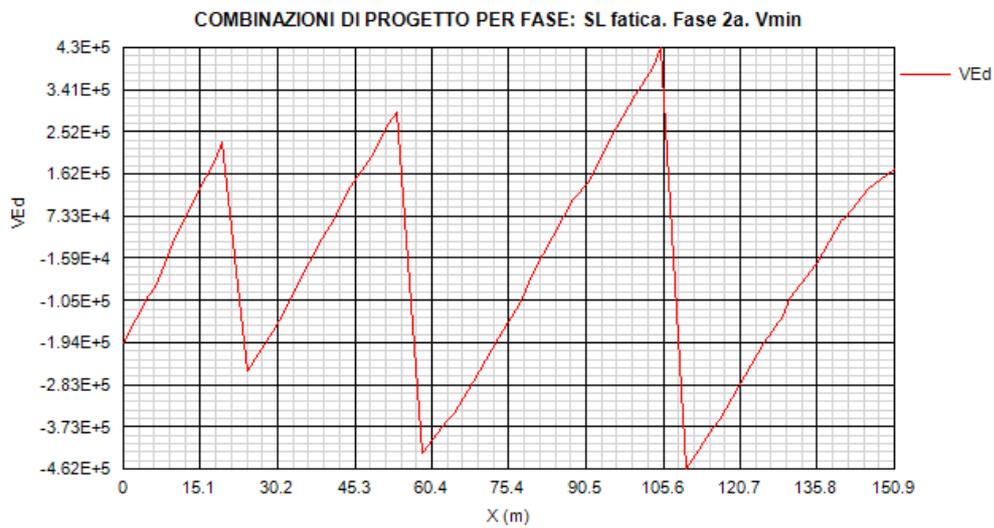
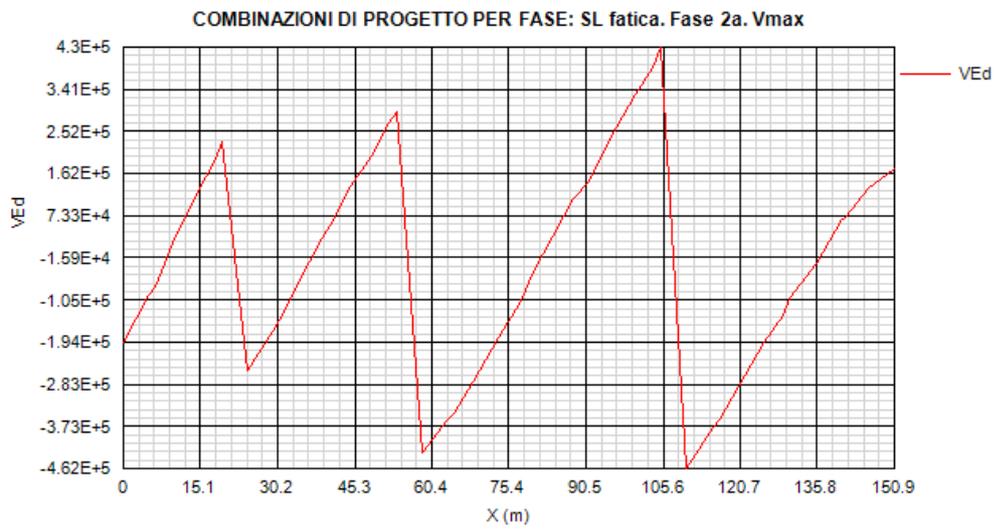
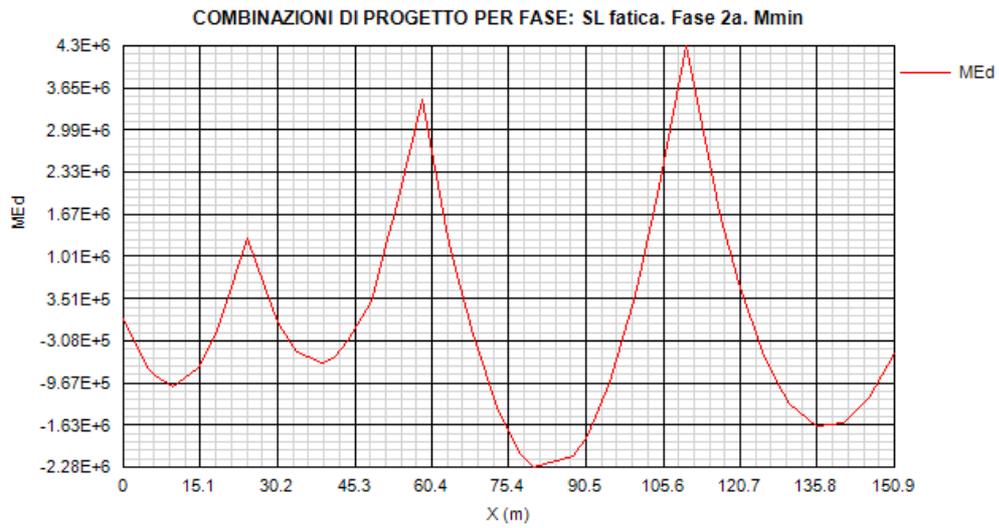


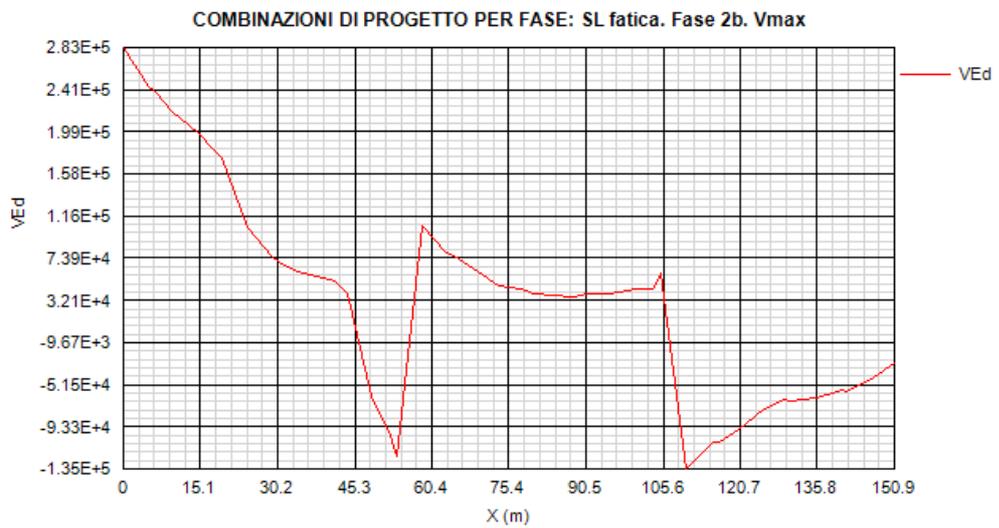
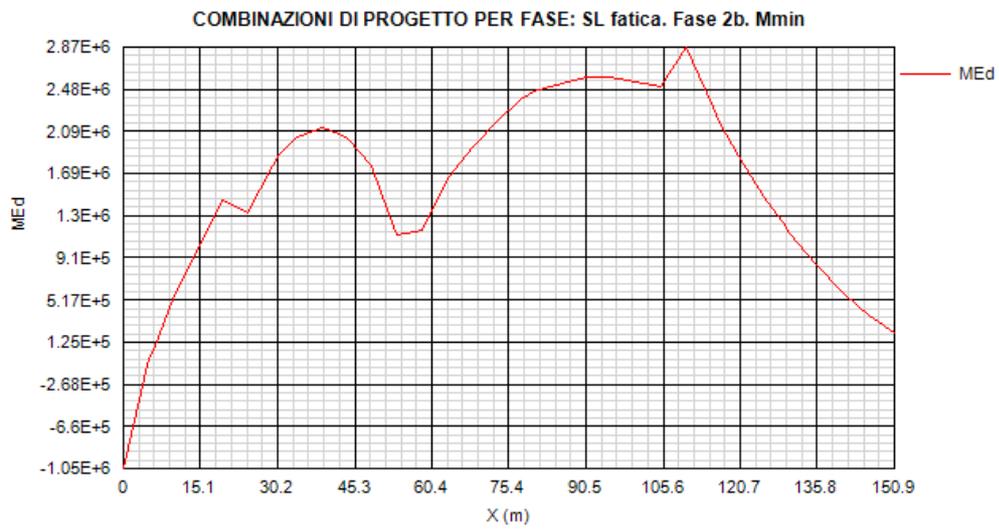
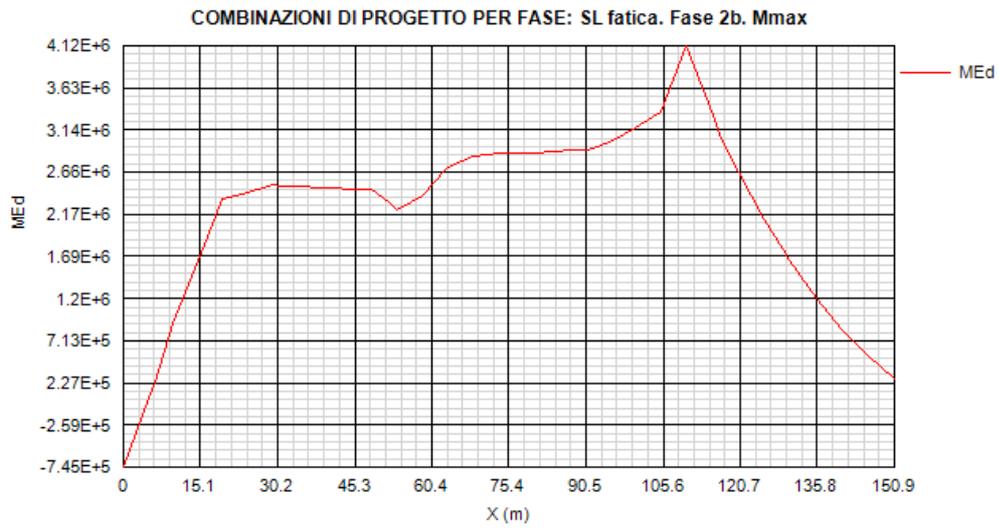


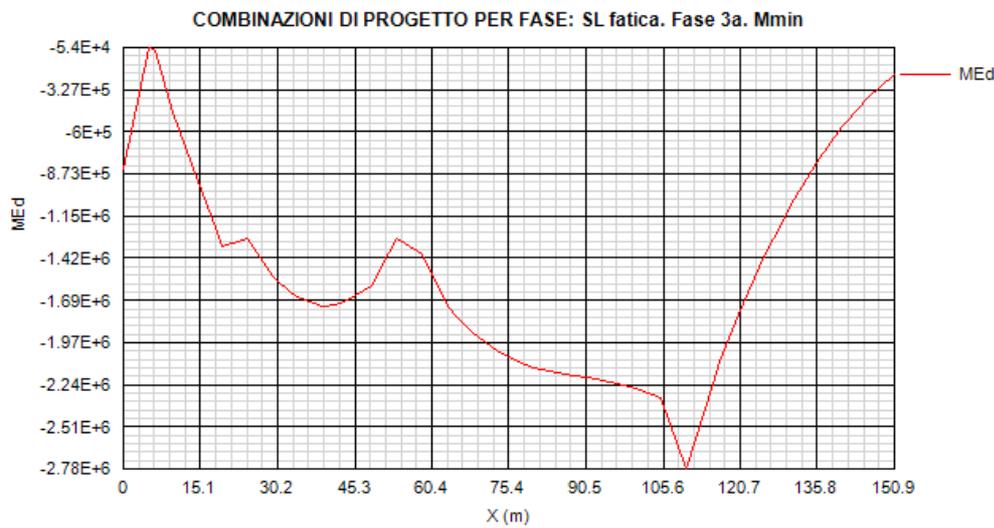
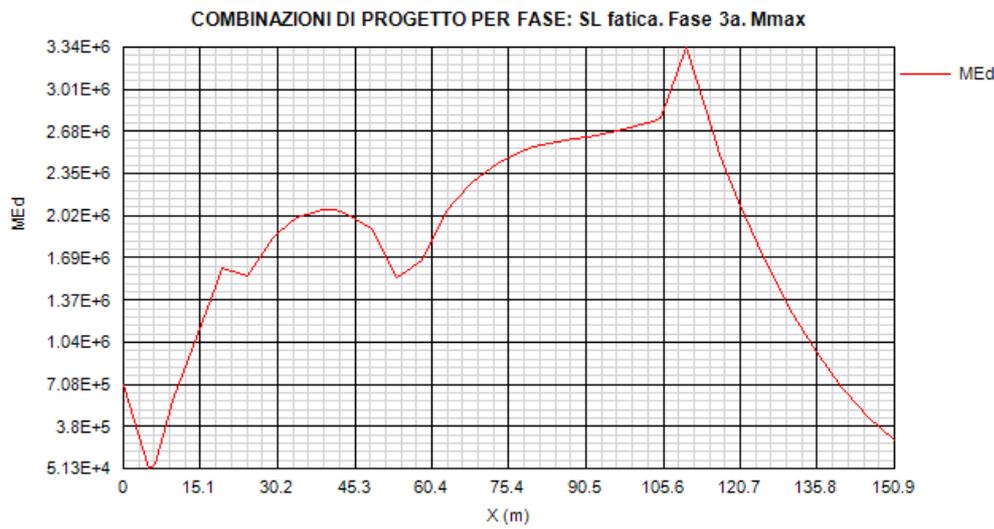
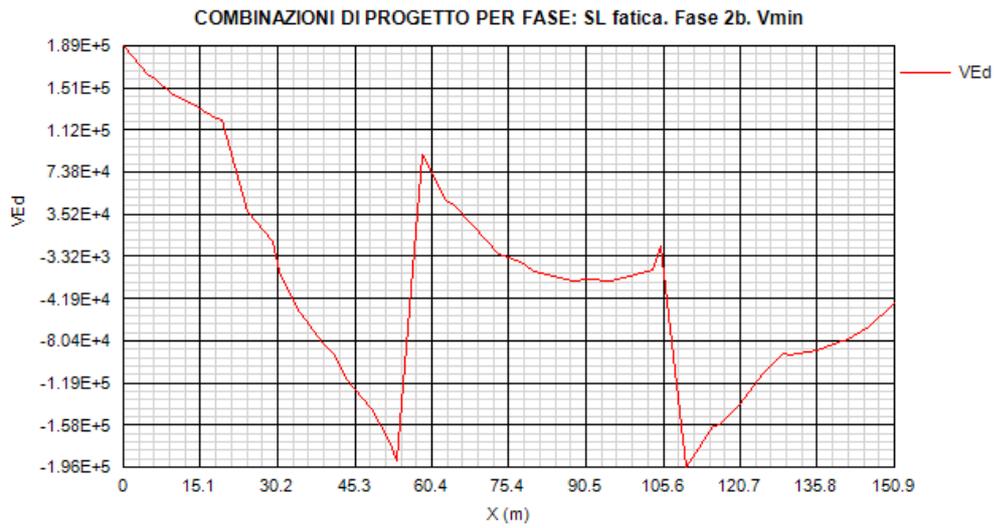




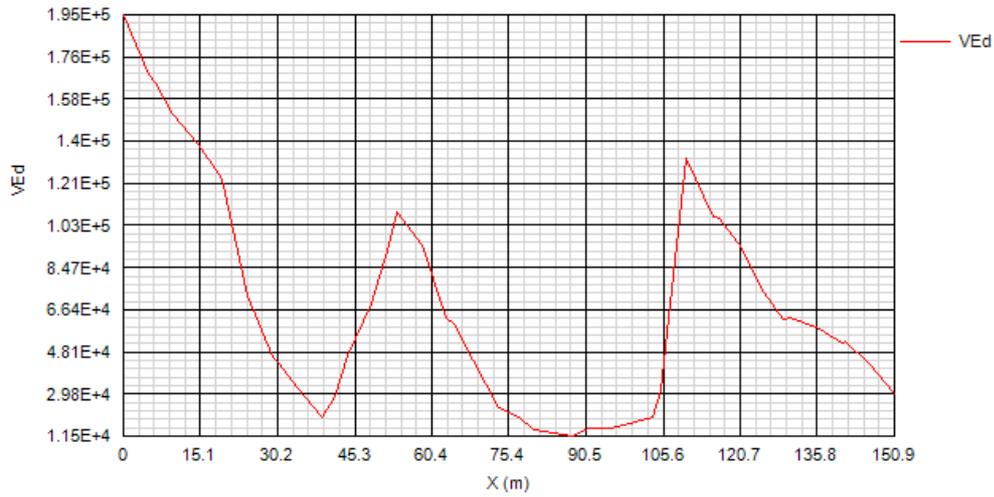




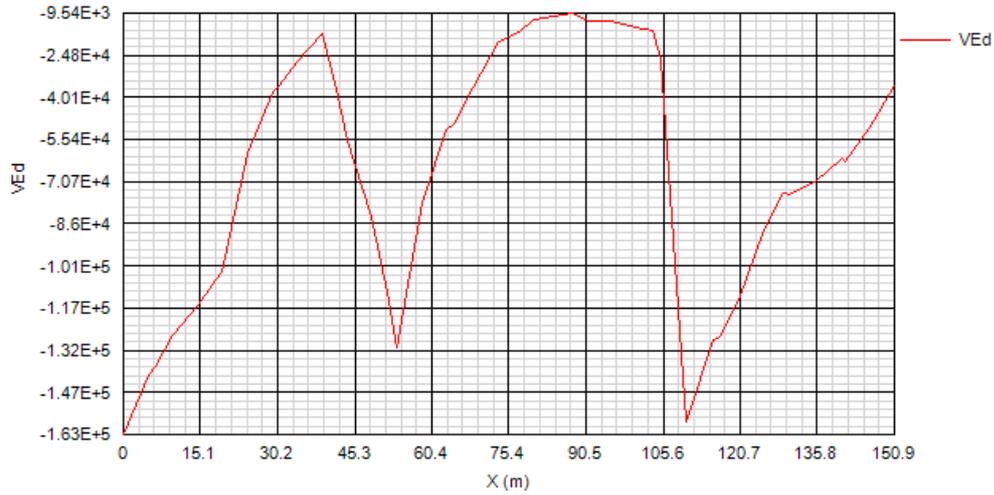




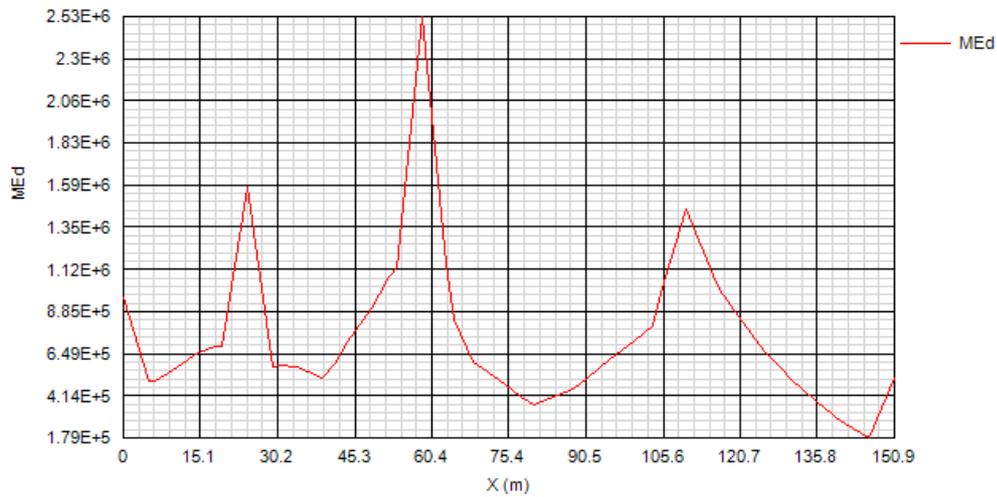
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Vmax

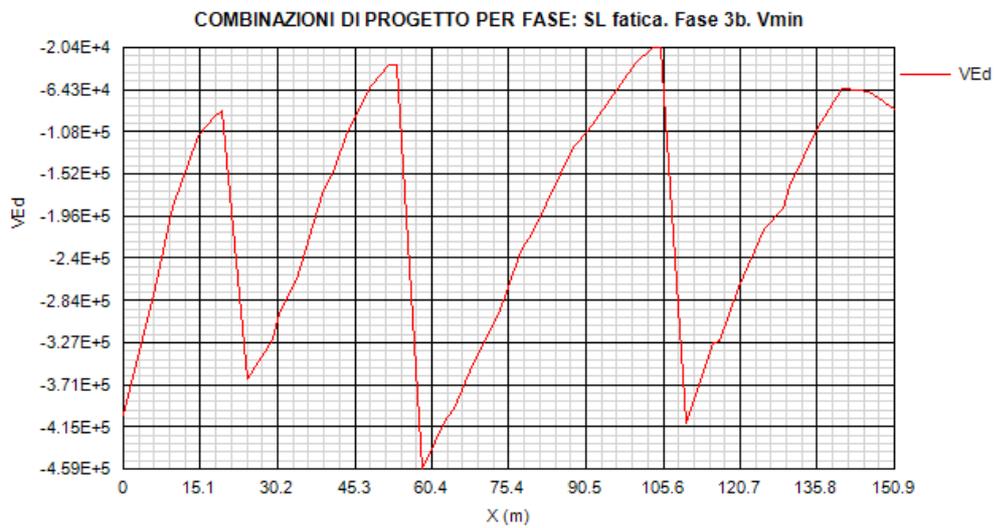
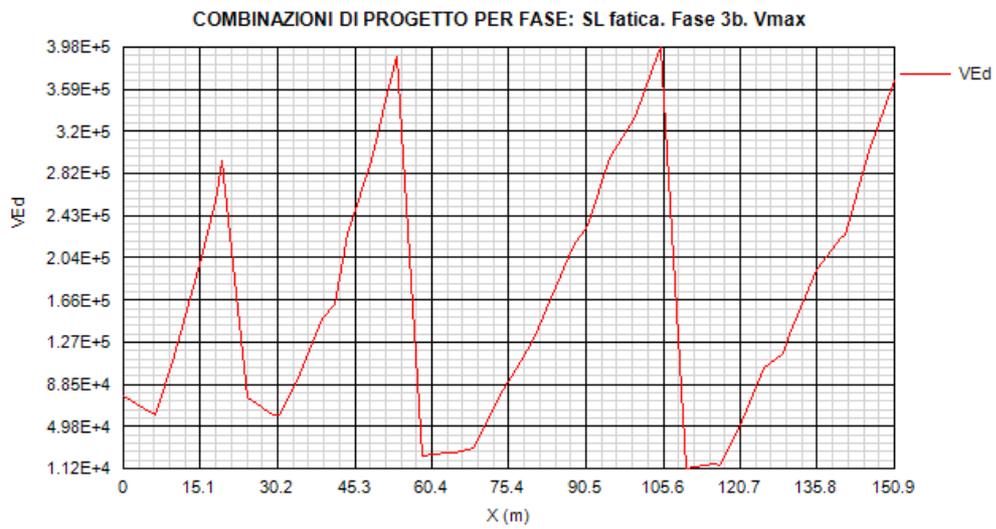
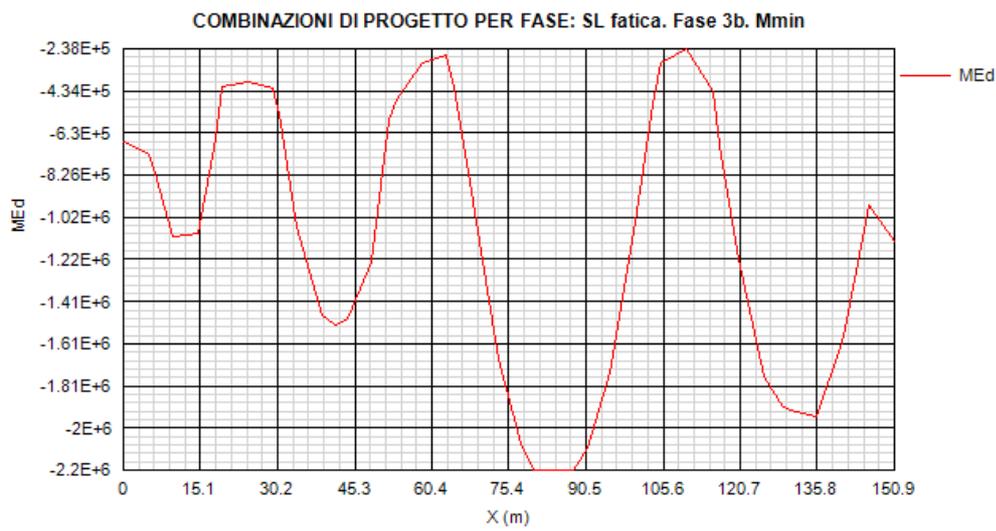


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Vmin



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



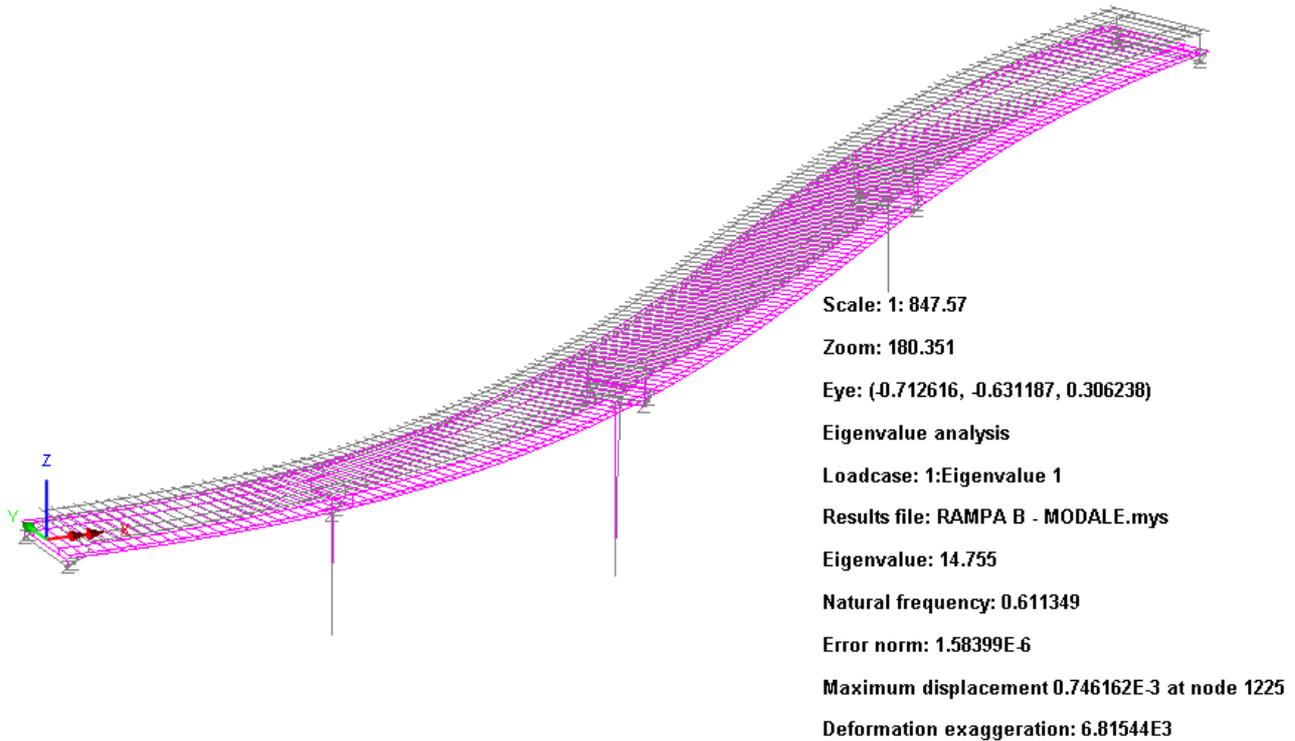


Mtot = 3027880 kg

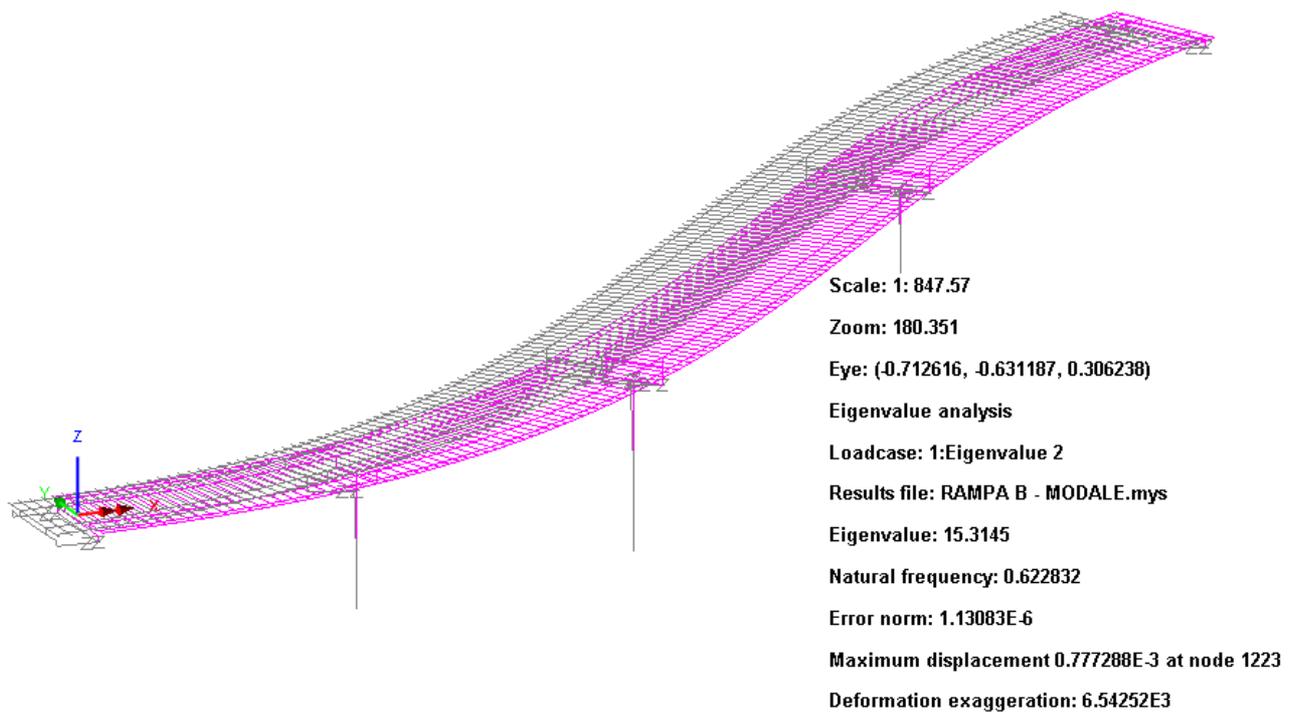
L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi modi rappresentativi ovvero in grado di eccitare almeno il 90% delle masse significative.

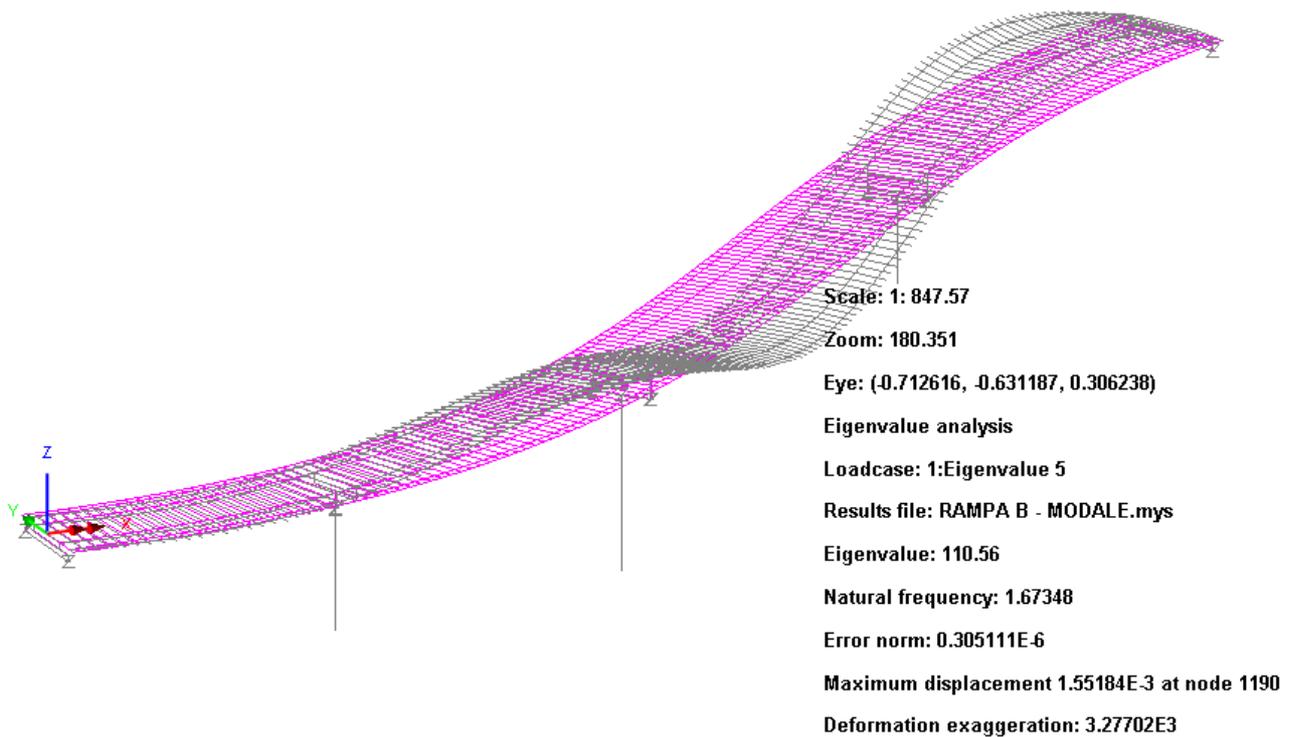
Nelle figure seguenti si riportano i modi principali longitudinale, trasversale e verticale.

Modo 1 (f = 0.611 Hz)



Modo 2 (f=0.623 Hz)



Modo 5 (f=1.67 Hz)

Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

MODE	PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS								
	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	1114	0.4086	41%	909.5	0.2724	27%	-0.1635	8.80E-09	0%
2	-939.9	0.2909	70%	1081	0.385	66%	6.83E-02	1.53E-09	0%
3	-41.46	5.66E-04	70%	-230.3	1.75E-02	67%	-0.5502	9.97E-08	0%
4	-13.59	6.09E-05	70%	-196.9	1.28E-02	69%	-0.7174	1.69E-07	0%
5	1.52	7.61E-07	70%	1.824	1.10E-06	69%	-182	1.09E-02	1%
6	-10.12	3.37E-05	70%	1.798	1.06E-06	69%	-1.34	5.91E-07	1%
7	9.097	2.73E-05	70%	-0.8562	2.41E-07	69%	7.244	1.73E-05	1%
8	6.931	1.58E-05	70%	14.21	6.64E-05	69%	532.2	9.33E-02	10%
9	1.22	4.90E-07	70%	4.561	6.85E-06	69%	136.3	6.12E-03	11%
10	-0.3314	3.62E-08	70%	18.84	1.17E-04	69%	-443	6.46E-02	17%
11	2.419	1.93E-06	70%	0.9696	3.10E-07	69%	-169.2	9.43E-03	18%
12	-4.99E-02	8.19E-10	70%	-4.69E-02	7.23E-10	69%	8.285	2.26E-05	18%
13	7.581	1.89E-05	70%	-8.38E-02	2.31E-09	69%	-607.4	0.1215	31%
14	0.171	9.63E-09	70%	-0.707	1.65E-07	69%	22.74	1.70E-04	31%
15	-318.1	3.33E-02	73%	-78.35	2.02E-03	69%	2.459	1.99E-06	31%
16	8.495	2.38E-05	73%	3.407	3.82E-06	69%	21.82	1.57E-04	31%
17	2.28	1.71E-06	73%	-0.8347	2.29E-07	69%	57.19	1.08E-03	31%
18	19.32	1.23E-04	73%	13.2	5.74E-05	69%	-17.13	9.66E-05	31%
19	1.893	1.18E-06	73%	-2.117	1.48E-06	69%	172.8	9.83E-03	32%
20	-0.2642	2.30E-08	73%	-6.402	1.35E-05	69%	-559.2	0.103	42%

La sovrapposizione modale viene effettuata con riferimento agli spettri identificati ai paragrafi precedenti, adottando il metodo CQC.

I risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione.

4. Verifica impalcato metallico

Per le modalità operative proprie del software di verifica, si rimanda ai capitoli introduttivi.

Nei capitoli seguenti si riportano i risultati salienti delle verifiche, espressi in generale in termini di rapporti di sfruttamento.

4.1 Verifica travi longitudinali

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

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

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

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

max η assoluto

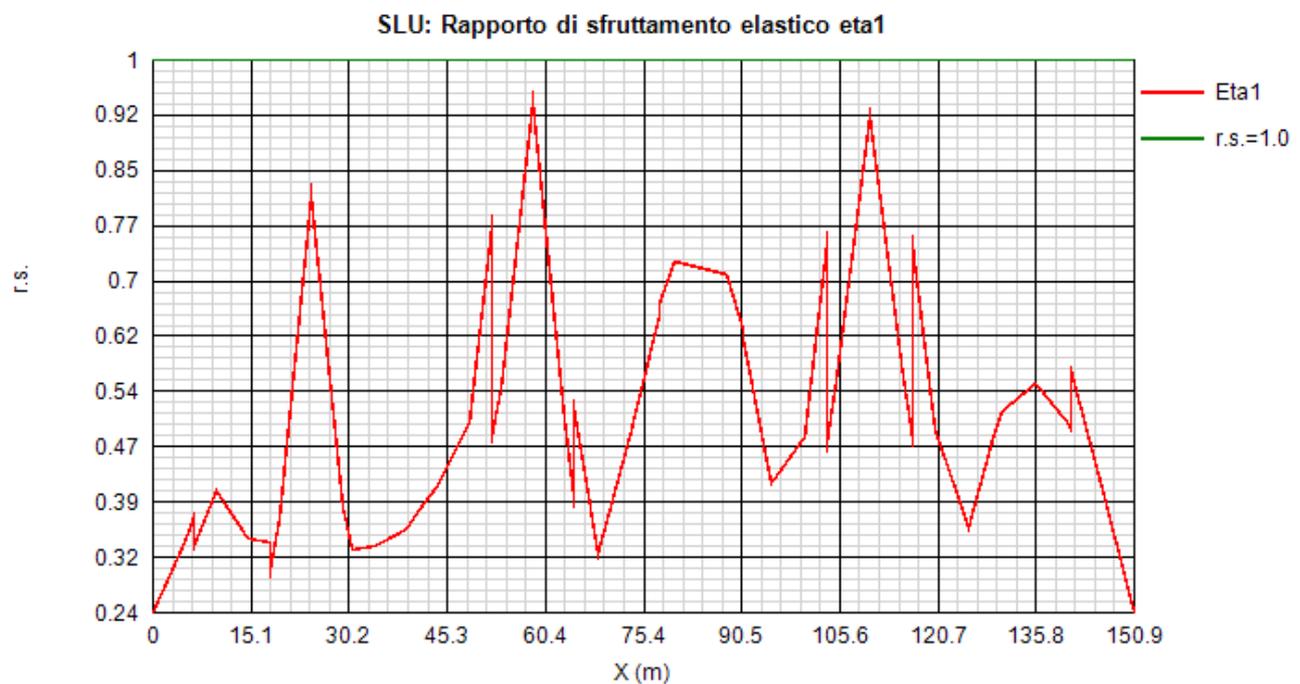
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

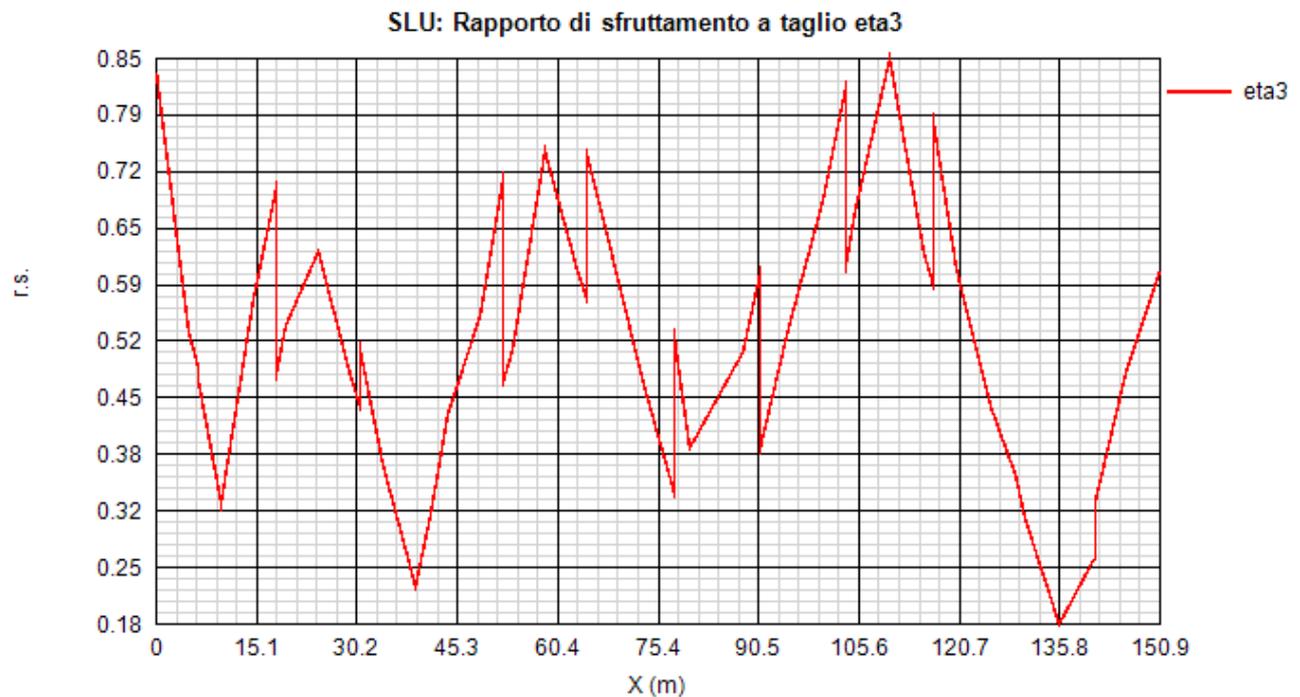
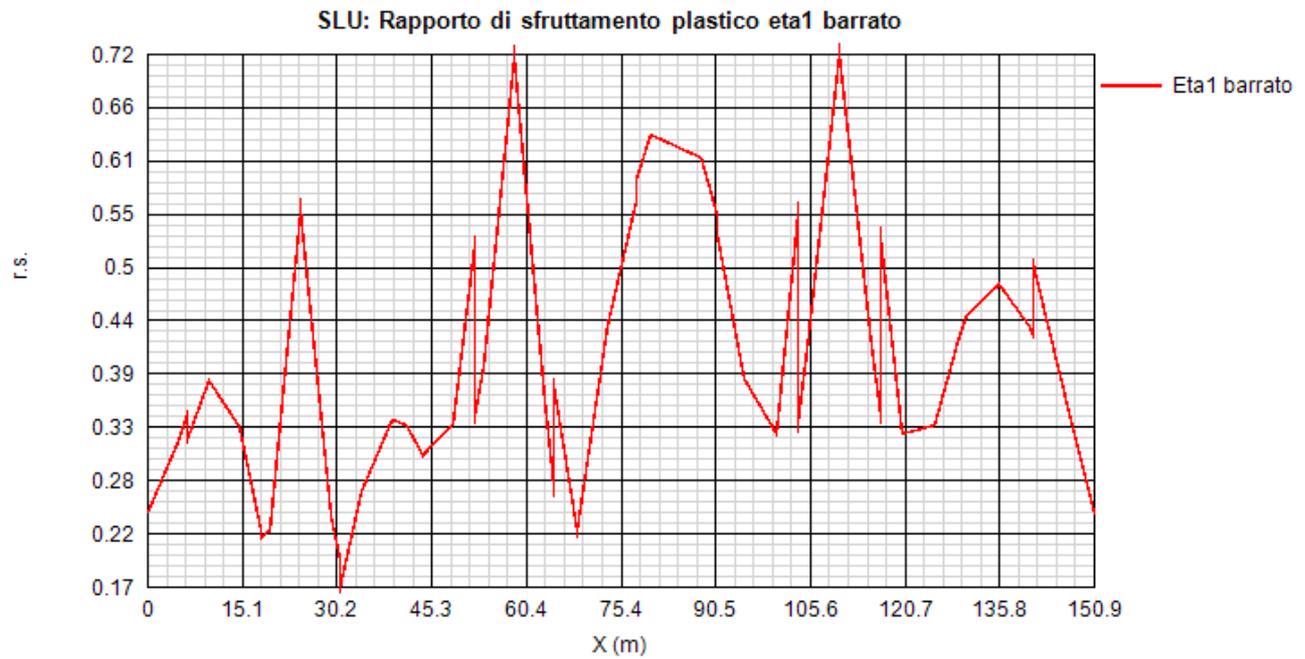
max η_1/η_{pl}

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

max η_3

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



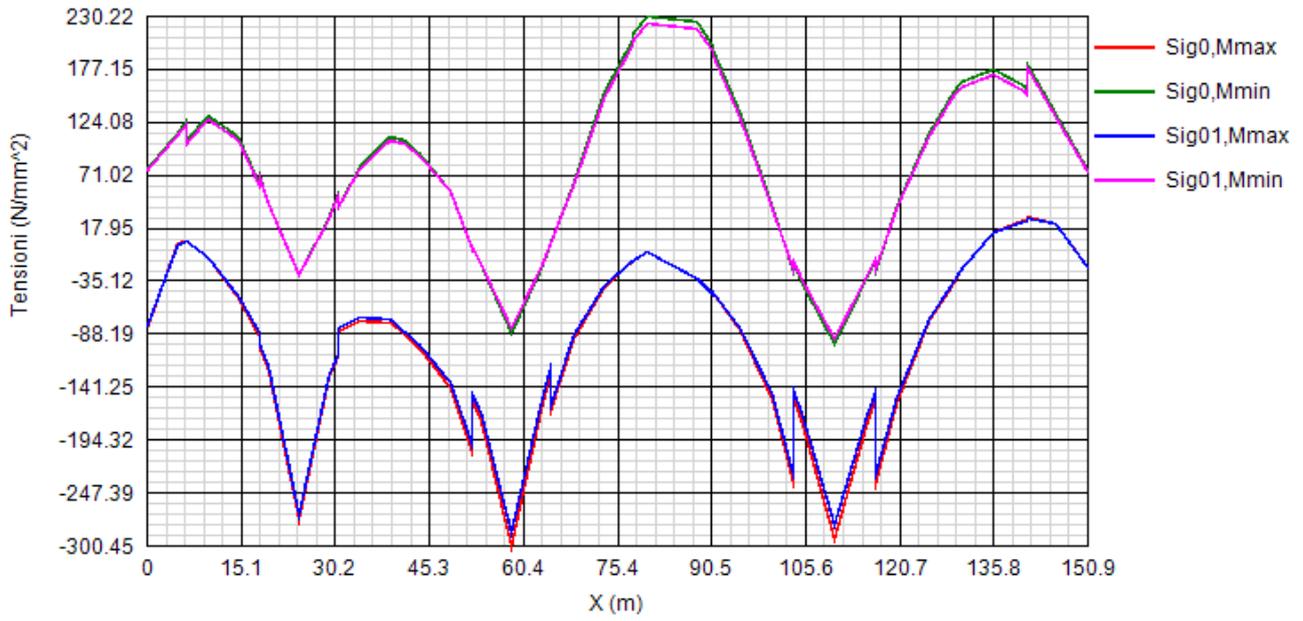


Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

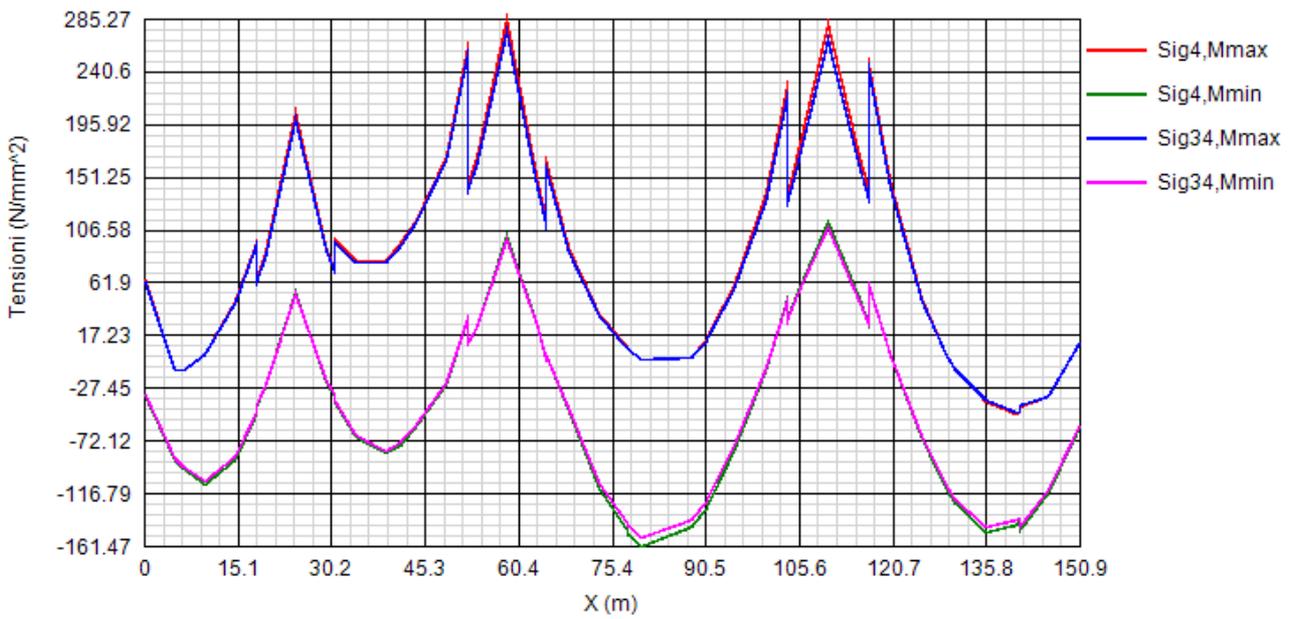
Le sezioni metalliche permangono tutte in campo elastico.

Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).

SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave

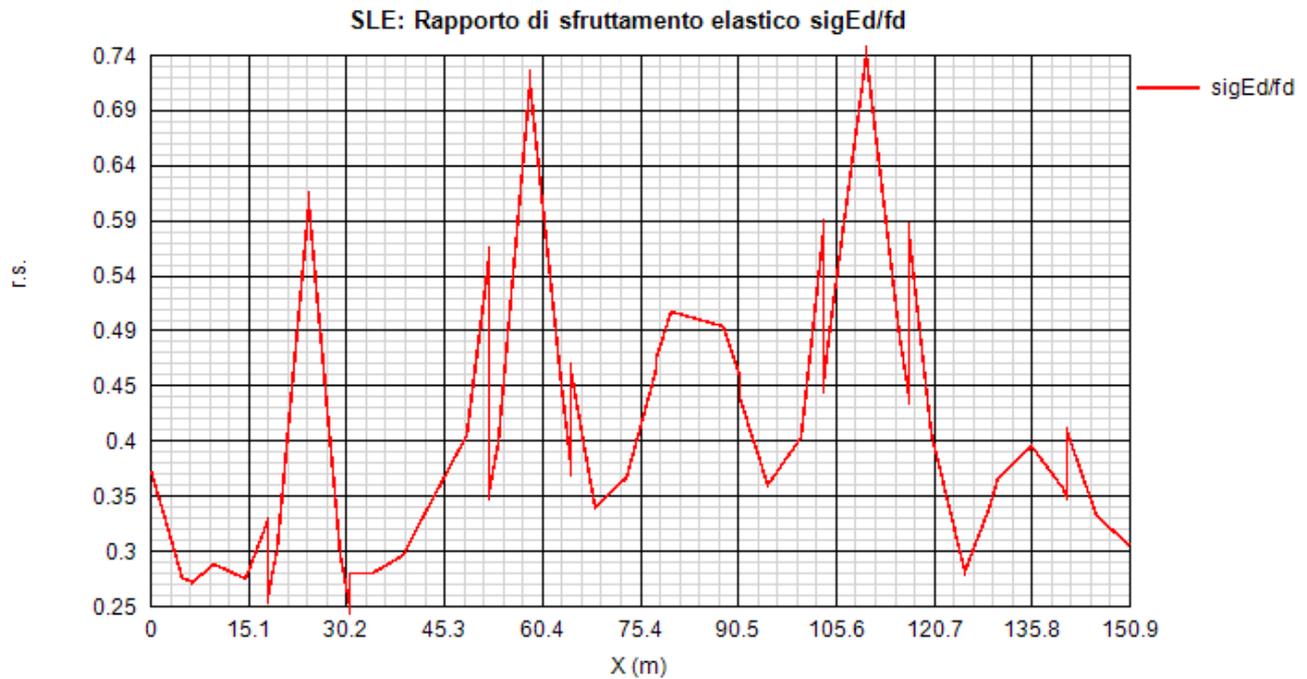


SLU: Tensioni elastiche all'estradosso della trave



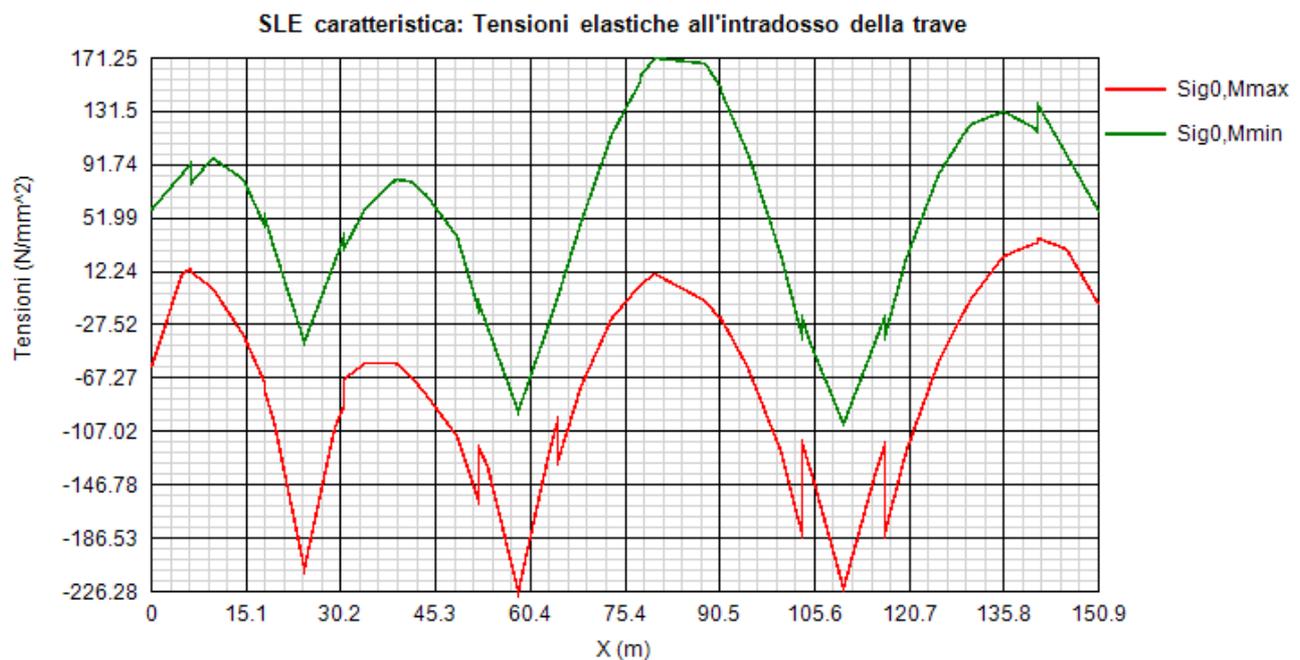
4.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

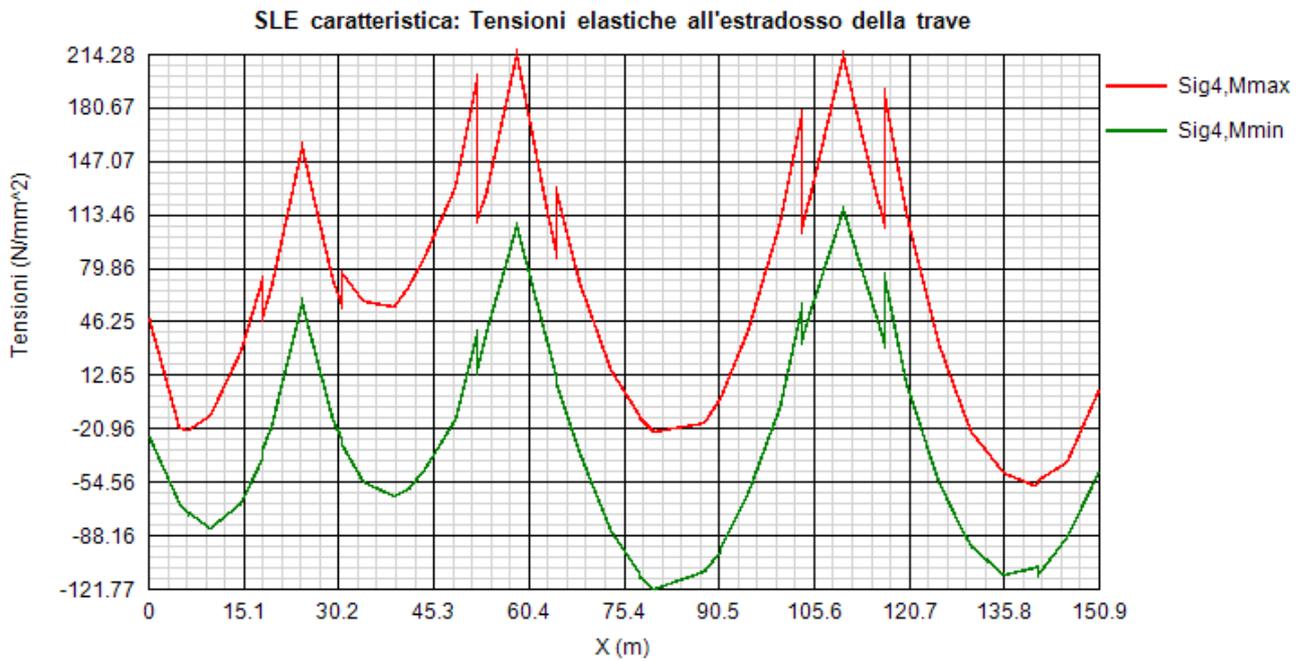
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



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

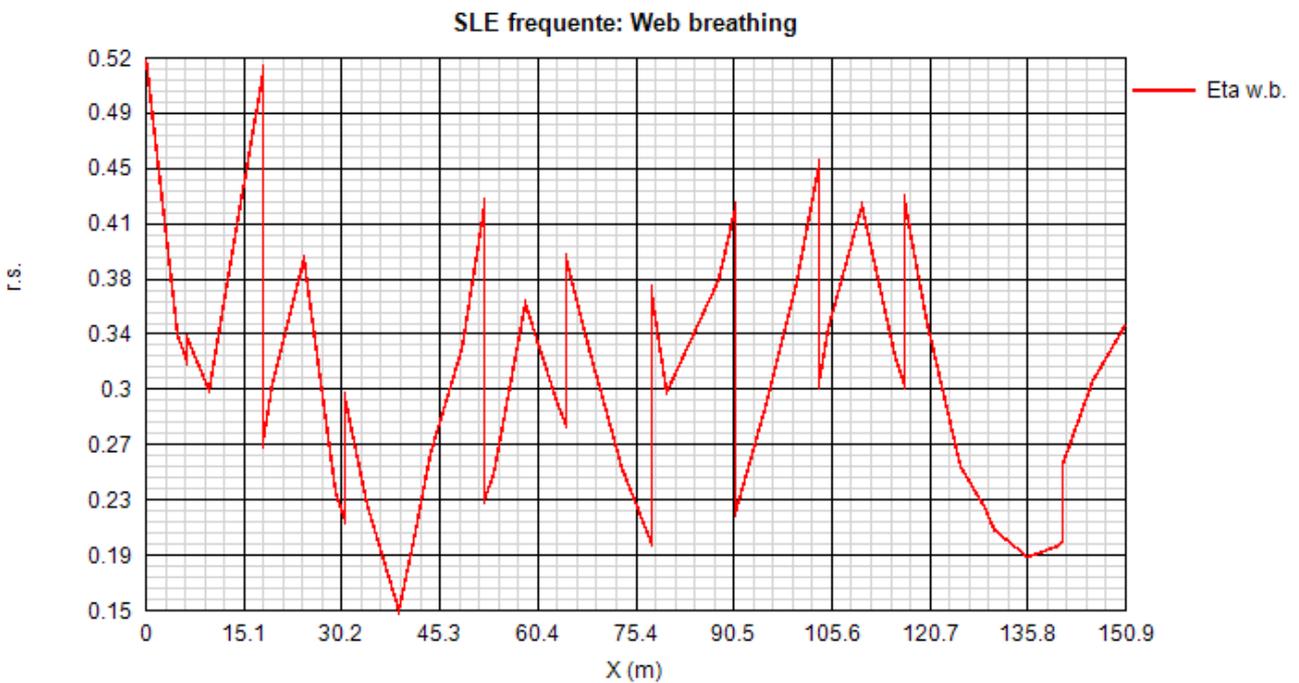
Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).





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

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



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

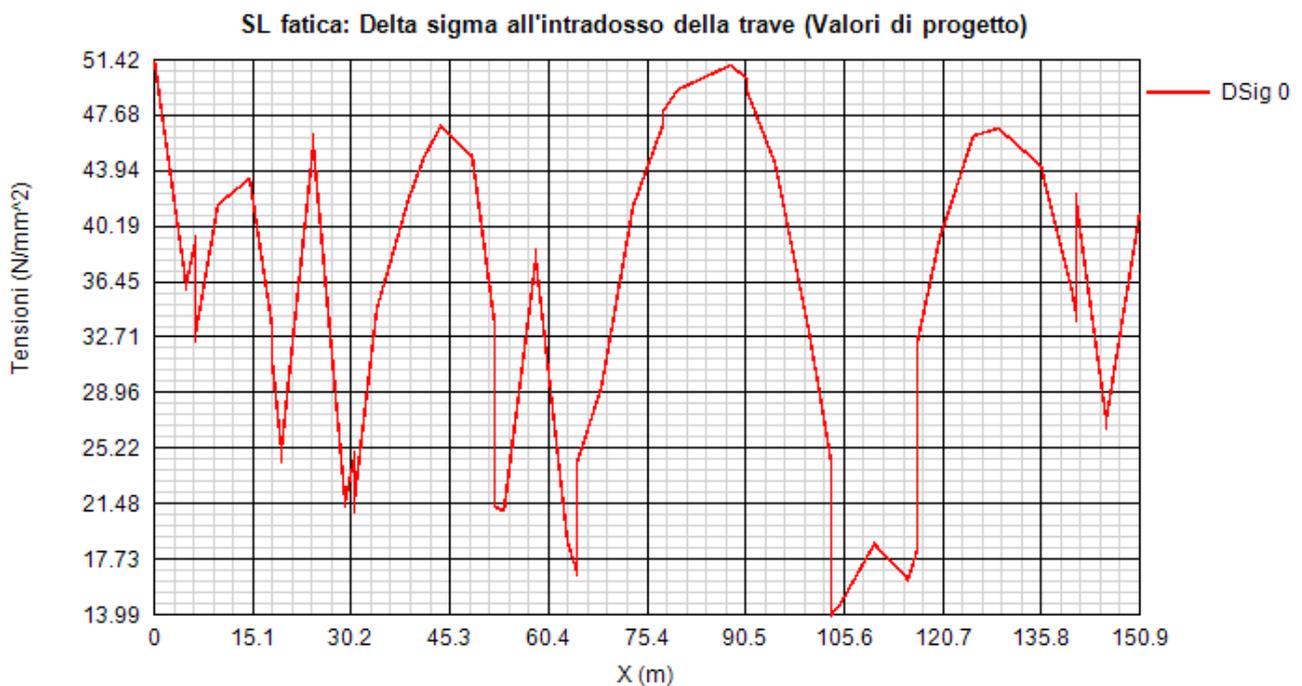
Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/6(*)	tab. 8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9

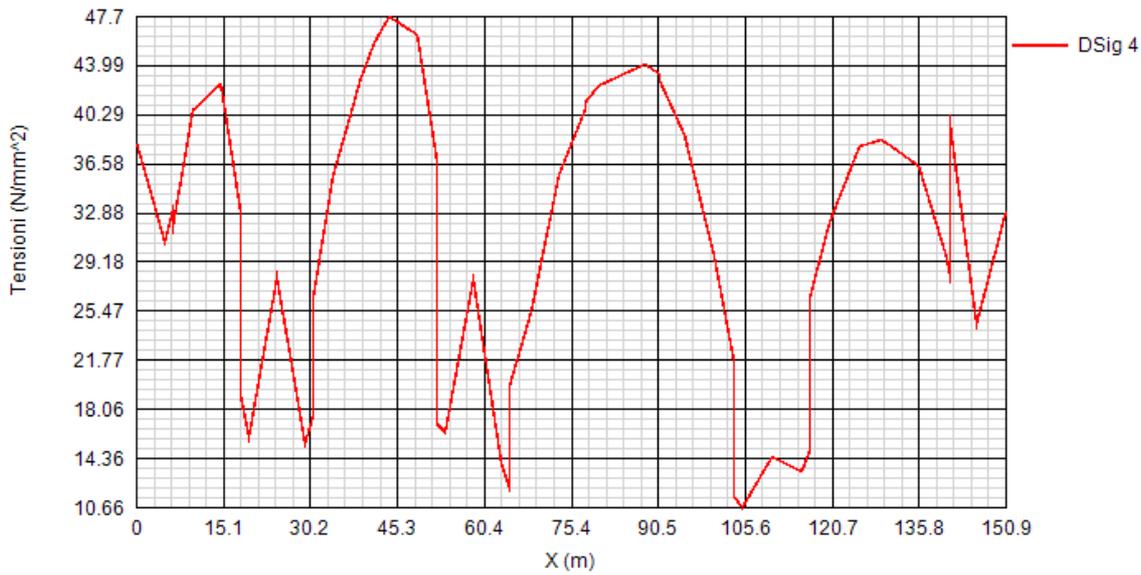
(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

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

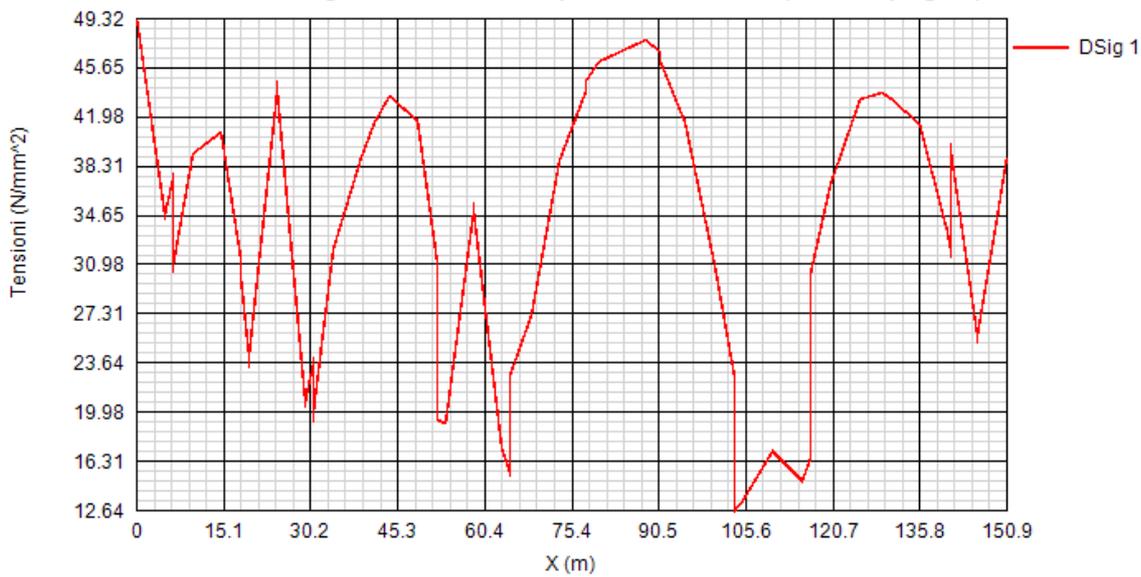
Di seguito si riporta l'ampiezza di $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.



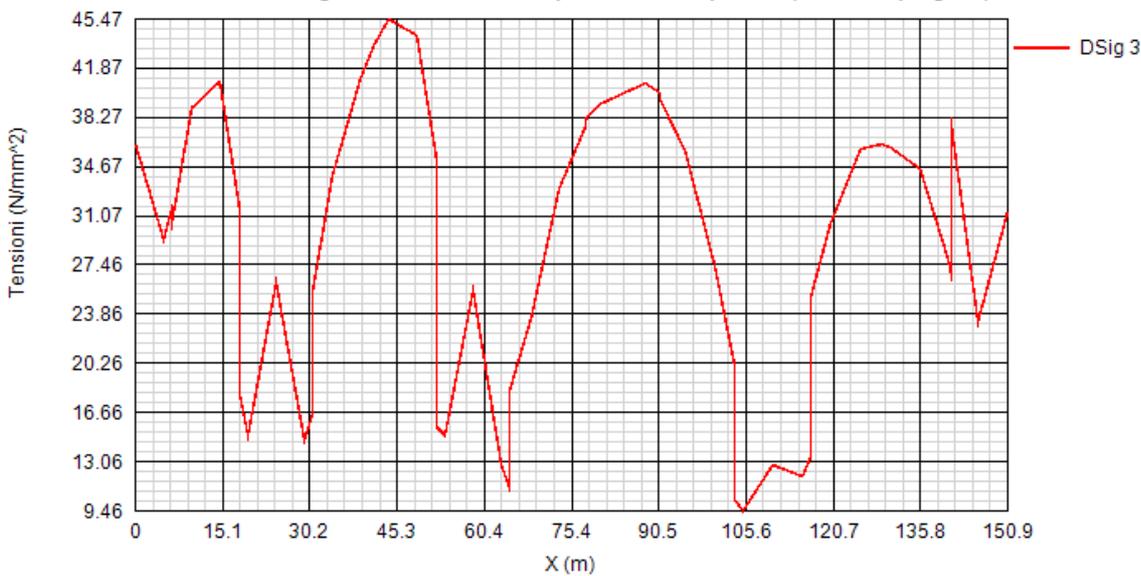
SL fatica: Delta sigma all'estradosso della trave (Valori di progetto)



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



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



Si esplicita pertanto, a titolo di esempio, la verifica del dettaglio più critico, rappresentato dalla saldatura piattabanda/irrigidente (cat. 80), sulla sezione maggiormente critica, caratterizzata da $\gamma_f \Delta \sigma_E = 45.47$ MPa (concio D, el. 114. G.p.1):

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 46.87 \text{ MPa} \quad \text{su piattabanda inferiore}$$

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 43.53 \text{ MPa} \quad \text{su attacco anima piattabanda inferiore}$$

$$\Delta \sigma_{Rs} / \gamma_m = 80 / 1.35 = 59.26 \text{ MPa}$$

$$\eta = 46.87 / 59.26 = 0.79$$

Risultando, per la categoria di dettaglio più sfavorevole un $\Delta \sigma$ ammissibile pari a $80 / 1.35 = 59.3$ MPa (attacco irrigidente/piattabanda), è immediato accertare il pieno soddisfacimento delle verifiche.

4.1.5 Verifica connessione trave/soletta

4.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro ϕ 19 mm ed altezza pari a 225 mm.

La piolatura corrente è formata da:

5 pioli / 200 mm (25 pioli/m) per i conci "A", "C", "E" e "H"

4 pioli / 200 mm (20 pioli/m) per i conci "D", "F", "I" e "L"

3 pioli / 200 mm (15 pioli/m) per i conci "B" e "G"

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$h_p \geq 3d$	EN 1994-2 6.6.5.7.(1)	h_p = altezza piolo
$d_t \geq 1.5d$	EN 1994-2 6.6.5.7.(2)	d_t = diametro testa
$h_t \geq 0.4d$	EN 1994-2 6.6.5.7.(2)	h_t = altezza testa
$d_p \geq 1.5t_{sup}$	EN 1994-2 6.6.5.7.(3)	d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia (*)
(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica		
$d_p \geq 2.5t_{sup}$	EN 1994-2 6.6.5.7.(5)	d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia (**)
(**) per tutte le piattabande		
$d_p \geq 1.5t_{sup}$	EN 1994-2 6.6.5.7.(3)	d_p = diam. piolo, t_{sup} = spessore flangia

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

$s_{lg} \geq 5 d_p$	in direzione longitudinale
$s_{tv} \geq 2.5 d_p$	in direzione trasversale

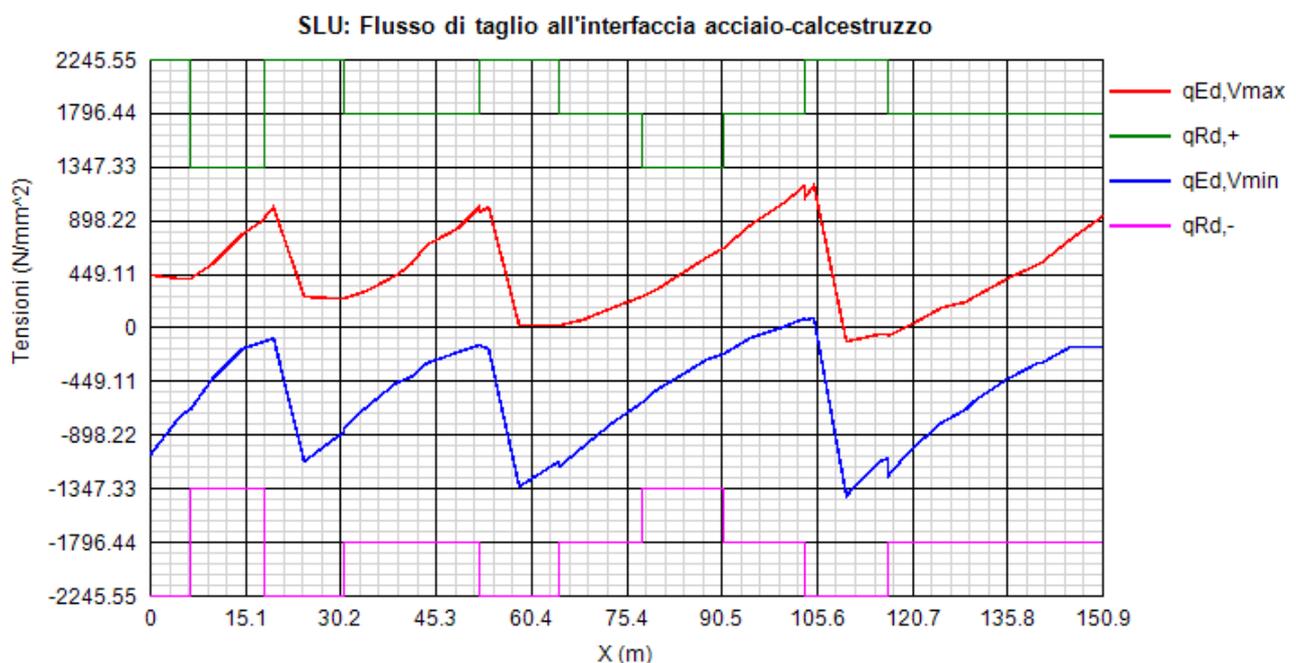
Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

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

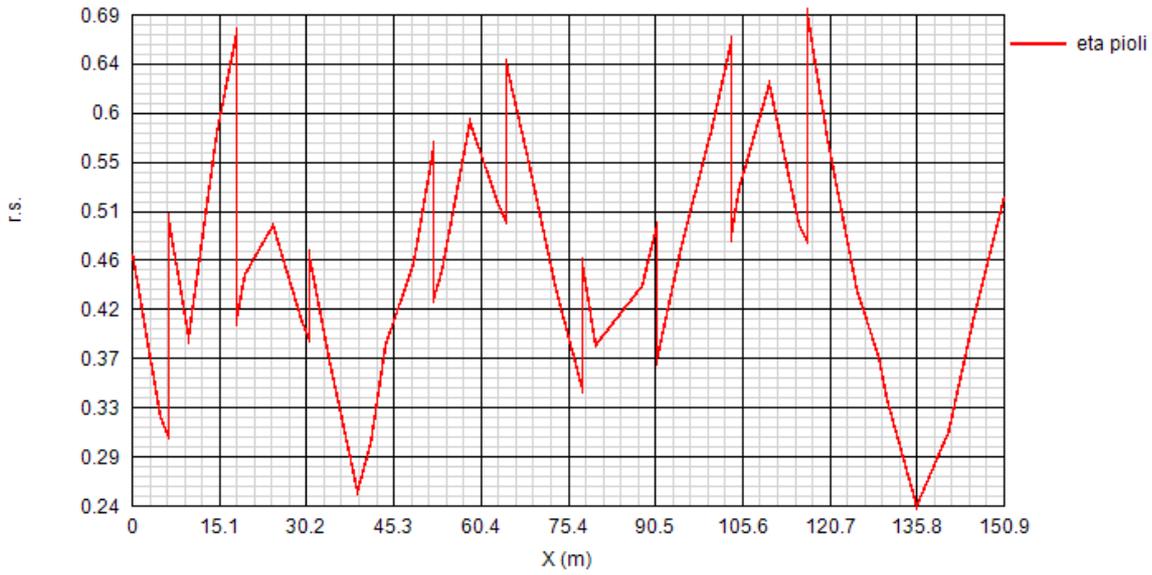
Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

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

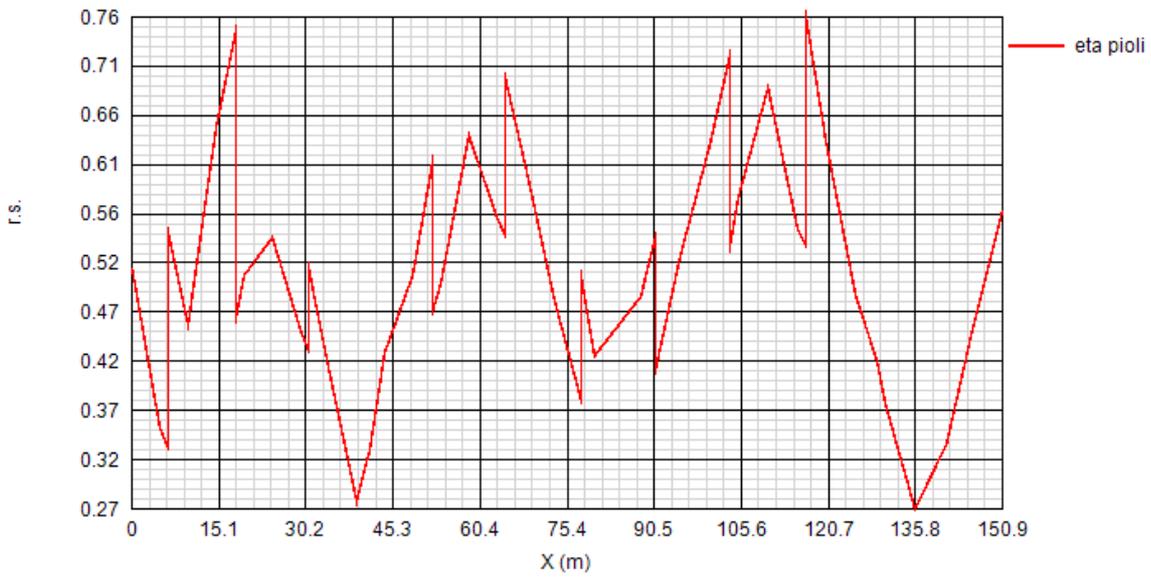
I diagrammi seguenti riportano, oltre alla copertura S.L.U. del flusso di taglio acciaio calcestruzzo, l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U., S.L.E. e S.L.F.; in quest'ultimo caso, il rapporto di sfruttamento indicato è il maggiore relativo alle varie modalità di collasso.



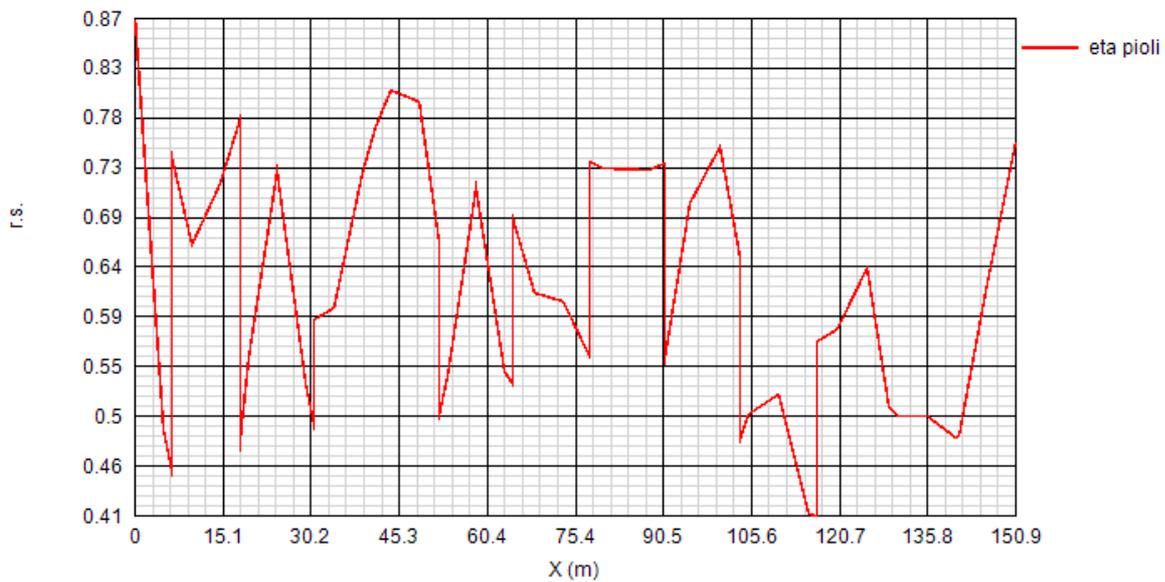
SLU: Rapporto di sfruttamento dei connettori



SLE: Rapporto di sfruttamento dei connettori



SL fatica: Rapporto di sfruttamento dei pioli



4.2 Verifica stiffeners trasversali e ribs longitudinali

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

Vengono effettuate le seguenti verifiche:

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

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

4.2.1 Irrigidenti intermedi

In sede di verifica si considera un piatto asimmetrico 300x25 mm. Per ragioni costruttive, al fine di agevolare l'aggancio dei traversi, gli irrigidenti intermedi il piatto potrà in realtà avere maggiore larghezza.

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

Lateral Torsional Buckling

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

Stiffeners a T ed a L

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

$$\sigma_{cr} \geq 6 f_y$$

Conci	A-L
Check	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr}	--
$6 \cdot f_y$	--
I_{Cr}	--
I_w	--
I_T	1.302E+6
I_P	1.305E+8
I_T/I_P	0.01
$5.3 f_y/E$	0.009
C_θ	--
E	210000
f_y	355
G	80769
a	5000

Rigidezza

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

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

Concio A

$$I_{ST} = 8.968E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 4.392E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1625 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.077$$

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 415.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 12898.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 64.4 \text{ mm}^2$$

Concio B

$$I_{ST} = 8.968E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 4.961E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1615 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.096$$

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 415.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 12898.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 64.4 \text{ mm}^2$$

Concio C

$$I_{ST} = 1.037E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 9.72E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1620 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.086$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 513.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 16513.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 51.1 \text{ mm}^2$$

Concio D

$$I_{ST} = 9.099E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 6.990E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1600 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.125$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 464.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 14608.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 57.3 \text{ mm}^2$$

Concio E

$$I_{ST} = 1.098E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 1.246E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1560 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.205$$

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 562 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 18513.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 45.7 \text{ mm}^2$$

Concio F

$$I_{ST} = 1.037E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 9.48E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 7000 \text{ mm} \quad h_w = 1680 \text{ mm} \quad s/h_w = 4.13$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 513.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 16513.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 51.1 \text{ mm}^2$$

Concio G

$$I_{ST} = 8.968E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 4.854E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 8000 \text{ mm} \quad h_w = 1580 \text{ mm} \quad s/h_w = 5.063$$

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 415.5 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 12898.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 64.4 \text{ mm}^2$$

Concio H

$$I_{ST} = 1.098E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 1.222E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1530 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.268$$

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 562 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 18513.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 45.7 \text{ mm}^2$$

Concio I

$$I_{ST} = 1.037E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 9.6E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1600 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.125$$

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 513.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 16513.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 51.1 \text{ mm}^2$$

Concio L

$$I_{ST} = 9.099E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 7.042E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$s = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1610 \text{ mm} \quad s/h_w = 3.106$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 464.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 14608.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 57.3 \text{ mm}^2$$

Verifica di resistenza

Vista la similitudine di comportamento dei dispositivi installati sulle tipologie di concio, i risultati della verifica di resistenza (elaborata per tutte le sezioni e per tutte le combinazioni S.L.U.) viene qui proposta per gli irrigidenti disposti sul concio A, caratterizzato da massima azione tagliante.

Concio A (el. 69. G.P. 1, comb. Vmin)

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali	
Tensione massima	Spostamento massimo
$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$
$\sigma_{max} = 22.6 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0.2 < 5.4 \text{ mm}$
VERIFICA SODDISFATTA	
$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 1.703E+5 + 9.945E+3 = 1.802E+5 \text{ N}$	
$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ax} = 1.703E+5 + 0E+00 = 1.703E+5 \text{ N}$	
$\sigma_m = 0.037 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0.005 \Rightarrow 0.5$	
$\sigma_{cr}(P) = 390.74 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 1.94 \text{ N/mm}^2$	
$N_{Ed} = 3.02E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.39 \quad N_{cr,st} = 7.039E+7 \text{ N}$	
$e_1 = 64.4 \text{ mm} \quad e_{max} = 193.6 \text{ mm} \quad w_0 = 5.42 \text{ mm}$	
$\delta_m = 11.241$	

4.2.2 Irrigidenti d'appoggio

In appoggio viene disposta una coppia di irrigidenti 300x25 mm, simmetricamente rispetto all'anima.

La verifica viene effettuata considerando, oltre alla funzione di stabilizzazione anima, anche considerando la reazione verticale d'appoggio:

$$N_{sd,S.L.U.} = 3400 \text{ kN}$$

Di seguito l'output della verifica, specializzato alla sezione d'appoggio lato pila spalla 1

Sezione Aapp S1

Verifica degli stiffeners

Torsional buckling degli stiffeners verticali

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm ⁴)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	1.302E+6
I_P (mm ⁴)	1.305E+8
I_T / I_P	0.01
$5.3 f_y / E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_y (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido per i pannelli d'anima

$$I_{st} = 2.864E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 4.992E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$t_w = 16 \text{ mm} \quad b_w = 415.5 \text{ mm} \quad A_{st} = 19148.6 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1625 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.077$$

Massima tensione ed inflessione degli stiffeners verticali (Comb. Mmax)

$$w = 0.1 < 5.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 268.3 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\begin{aligned} \Sigma N_{st,Ed} &= N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 4.688E+6 + 1.621E+4 = 4.704E+6 \text{ N} \\ N_{st,Ed} &= N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 4.688E+6 = 4.688E+6 \text{ N} \\ \sigma_m &= 0.061 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 1.94/363.56 = 0.005 \Rightarrow 0.5 \\ N_{Ed} &= 4.923E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.39 \\ N_{cr,st} &= 2.248E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 258 \text{ mm} \quad w_0 = 5.42 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sezione Capp. S10

Verifica degli stiffeners

Torsional buckling degli stiffeners verticali

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm ⁴)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	1.302E+6
I_P (mm ⁴)	1.305E+8
I_T/I_P	0.01
$5.3 f_y/E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_y (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido per i pannelli d'anima

$$I_{st} = 2.933E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \min} = 0.75 h_w t_w^3 = 9.72E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\begin{aligned} t_w &= 20 \text{ mm} \quad b_w = 513.2 \text{ mm} \quad A_{st} = 22763.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2 \\ a &= 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1620 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.086 \end{aligned}$$

Massima tensione ed inflessione degli stiffeners verticali (Comb. Mmax)

$$w = 0.1 < 5.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{max} = 249.8 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\begin{aligned} \Sigma N_{st,Ed} &= N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 5.108E+6 + 8.044E+4 = 5.188E+6 \text{ N} \\ N_{st,Ed} &= N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 5.108E+6 = 5.108E+6 \text{ N} \\ \sigma_m &= 0.303 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 3.04/514.94 = 0.006 \Rightarrow 0.5 \end{aligned}$$

$$N_{Ed} = 2.45E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.109$$

$$N_{cr,st} = 2.316E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 260 \text{ mm} \quad w_0 = 5.4 \text{ mm}$$

Sezione Eapp S22

Verifica degli stiffeners

Torsional buckling degli stiffeners verticali

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm ⁴)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	1.302E+6
I_P (mm ⁴)	1.305E+8
I_T/I_P	0.01
$5.3 f_y/E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_y (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido per i pannelli d'anima

$$I_{st} = 2.968E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \min} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.246E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 562 \text{ mm} \quad A_{st} = 24863.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1560 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.205$$

Massima tensione ed inflessione degli stiffeners verticali (Comb. Mmax)

$$w = 0.1 < 5.2 \text{ mm}$$

$$\sigma_{max} = 216 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 4.805E+6 + 7.516E+4 = 4.88E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 4.805E+6 = 4.805E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.305 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 3.67/1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 2.378E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 0.973$$

$$N_{cr,st} = 2.528E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 261 \text{ mm} \quad w_0 = 5.2 \text{ mm}$$

Sezione Happ S39**Verifica degli stiffeners****Torsional buckling degli stiffeners verticali**

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_v$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	1.302E+6
I_P (mm ⁴)	1.305E+8
I_T/I_P	0.01
$5.3 f_v/E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_v (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido per i pannelli d'anima

$$I_{st} = 2.968E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.222E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad b_w = 562 \text{ mm} \quad A_{st} = 24863.7 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1530 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.268$$

Massima tensione ed inflessione degli stiffeners verticali (Comb. Mmax)

$$w = 0.1 < 5.1 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 227.8 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 5.078E+6 + 7.001E+4 = 5.148E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 5.078E+6 = 5.078E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.295 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)}/\sigma_{cr(P)} = 3.67/1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 2.258E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 0.956$$

$$N_{cr,st} = 2.628E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\text{max}} = 261 \text{ mm} \quad w_0 = 5.1 \text{ mm}$$

Sezione Lapp S52

Verifica degli stiffeners**Torsional buckling degli stiffeners verticali**

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.898
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	1.302E+6
I_P (mm ⁴)	1.305E+8
I_T / I_P	0.01
$5.3 f_y / E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_y (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido per i pannelli d'anima

$$I_{st} = 2.898E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 7.042E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 464.4 \text{ mm} \quad A_{st} = 20858.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 1610 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.106$$

Massima tensione ed inflessione degli stiffeners verticali (Comb. Mmax)

$$w = 0.1 < 5.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 254.6 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 4.817E+6 + 6.56E+3 = 4.824E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 4.817E+6 = 4.817E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.025 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)} / \sigma_{cr(P)} = 2.46 / 1E+300 = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$N_{Ed} = 2.011E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.225$$

$$N_{cr,st} = 2.317E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\text{max}} = 259 \text{ mm} \quad w_0 = 5.37 \text{ mm}$$

5. Deformazioni e contrefrecce

Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato e dai traversi in condizioni di esercizio.

Per la valutazione della deformabilità delle travi principali viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro (fase 2);
- Carichi mobili (val. caratteristico)
- Carichi mobili frequenti
- comb. S.L.E. caratteristica
- comb. S.L.E. frequente

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

fase 1

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.338816, -0.858613, 0.384693)

Linear/dynamic analysis

FASE1

Maximum displacement 0.0839142 at node 321

Deformation exaggeration: 62.4715

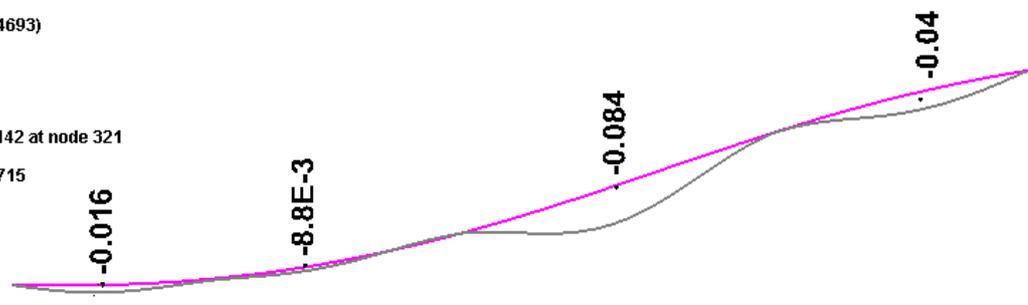
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum 3.61857E-3 at node 262

Peak/value minimum -0.0839126 at node 321



fase 2

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.338816, -0.858613, 0.384693)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

FASE 2 (Min)

Maximum displacement 0.0298889 at node 321

Deformation exaggeration: 175.391

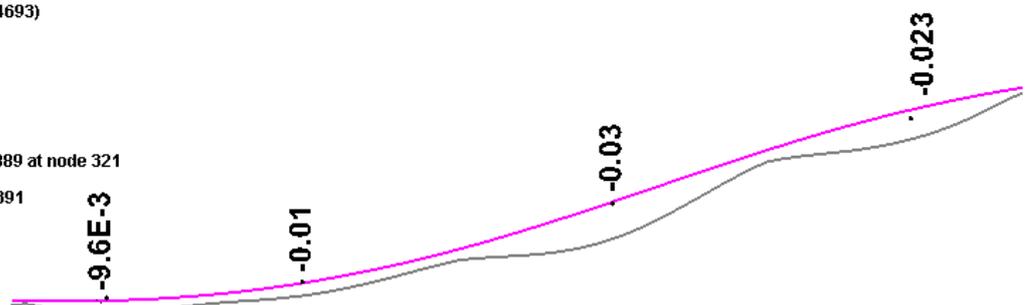
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum -2.92771E-3 at node 1

Peak/value minimum -0.0298879 at node 321



fase 3 – mobili caratteristici

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.376902, -0.795135, 0.475085)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

Mobili - gruppo 1 (Min)

Maximum displacement 0.060384 at node 323

Deformation exaggeration: 86.8152

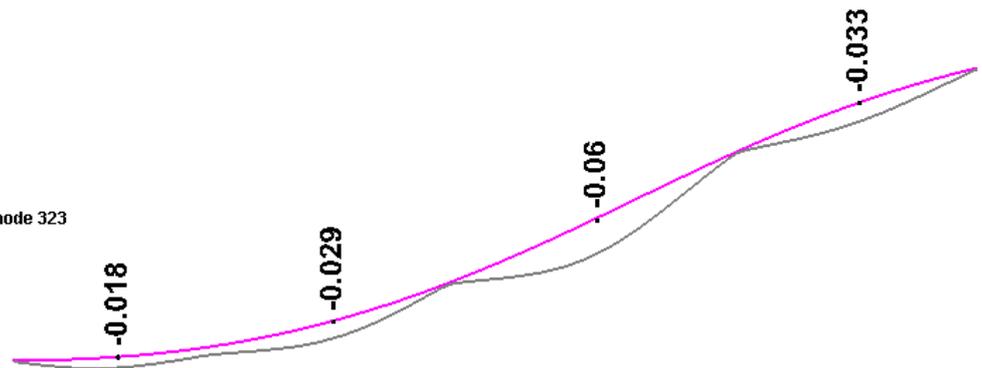
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum -1.7328E-3 at node 1

Peak/value minimum -0.0603679 at node 323



fase 3 – mobili frequenti

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.376902, -0.795135, 0.475085)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

Mobili - gruppo 1 freq. (Min)

Maximum displacement 0.0338256 at node 323

Deformation exaggeration: 154.979

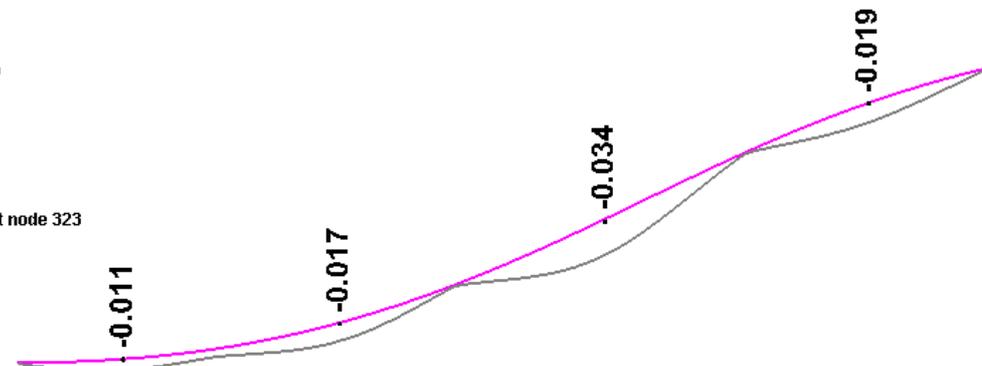
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum -0.984165E-3 at node 10

Peak/value minimum -0.0338176 at node 323



S.L.E. caratteristica

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.376902, -0.795135, 0.475085)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLE RARA - Mobili dom (Min)

Maximum displacement 0.180561 at node 323

Deformation exaggeration: 29.0332

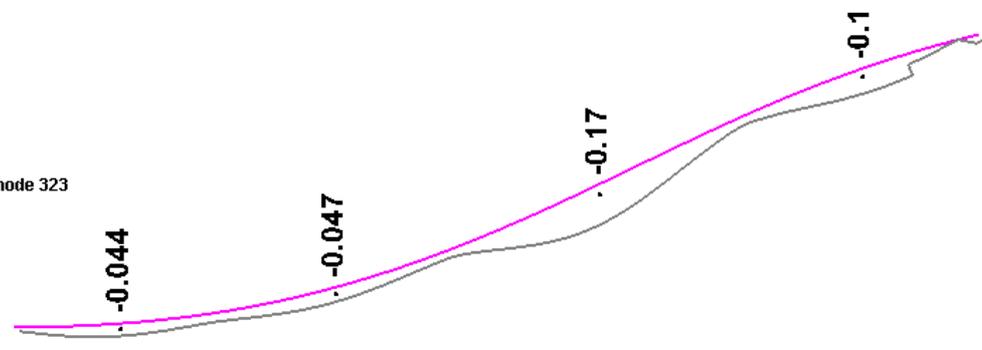
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum -5.57391E-3 at node 1

Peak/value minimum -0.17437 at node 321



S.L.E. frequente

Scale: 1: 880.498

Zoom: 112.0

Eye: (-0.376902, -0.795135, 0.475085)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLE FREQ - Mobili dom (Min)

Maximum displacement 0.146806 at node 321

Deformation exaggeration: 35.7087

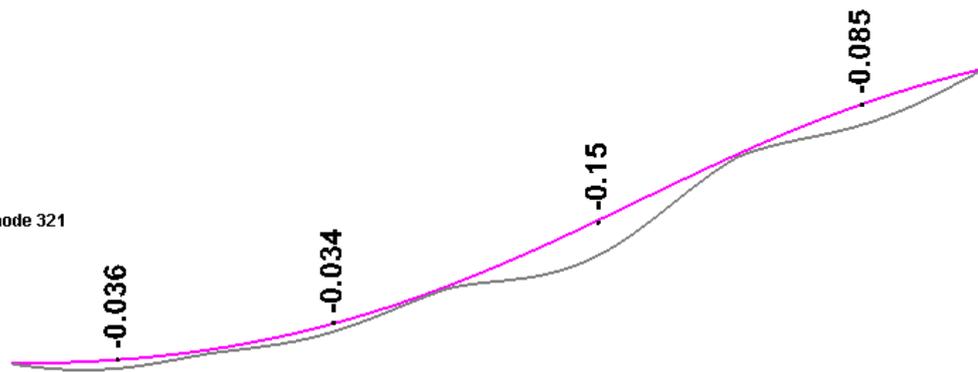
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum -4.87189E-3 at node 1

Peak/value minimum -0.146804 at node 321



	Sp2-B3 (L=25m)		B3-B2 (L=35m)		B2-B1 (L=52m)		B1-Sp1 (L=40m)	
	δ_z (mm)	f/L (-)						
Fase 1	16	1/1563	9	1/3889	84	1/619	40	1/1000
Fase 2	10	1/2500	10	1/3500	30	1/1733	23	1/1739
Fase 3 - Mobili	18	1/1389	29	1/1207	60	1/867	33	1/1212
Fase 3 – Mobili frequenti	11	1/2273	17	1/2059	34	1/1529	19	1/2105
S.L.E. caratteristica	44	1/568	47	1/745	170	1/306	100	1/400
S.L.E. frequente	36	1/694	34	1/1029	150	1/347	85	1/471

L'esame dei valori di tabella consente di appurare il pieno soddisfacimento dello S.L.E. per deformazione.

5.1 Contromonte di progetto

La contrefreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare in maniera pressoché integrale la freccia di mezzeria rilevata in corrispondenza della combinazione dei seguenti contributi:

- $g_{k1} + g_{k2}$: carichi di peso proprio e permanente

- ηQ_k : aliquota carichi mobili gr. 1

Il fattore η viene fissato in 0.2.

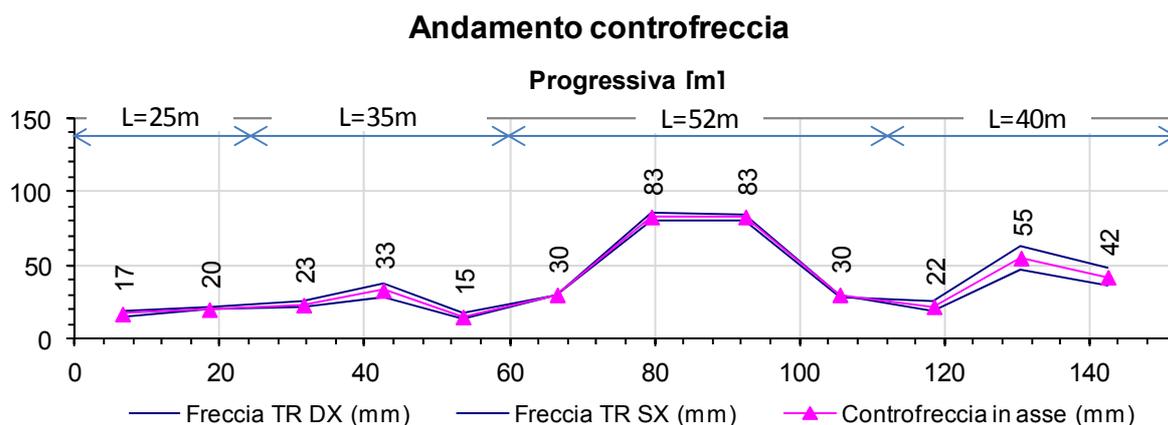
La massima freccia rilevata risulta:

$$\delta_z = 83 \text{ mm}$$

Per semplicità, la contromonta assegnata è comune a tutte le travi, anche se presentano freccia massima leggermente differente. Nel grafico seguente si riporta l'andamento della deformata (cambiata di segno) delle quattro travi, sovrapposta alla contromonta d'officina di progetto.

Si prevede pertanto, operando in corrispondenza delle giunzioni, di apportare le seguenti contromonte:

Giunzione	Contrefreccia δ_z [mm]
A → B	17
B → C	20
C → D	23
D → D	33
D → E	15
E → F	30
F → G	83
G → F	83
F → H	30
H → I	22
I → L	55
L → I	42



6. Apparecchiature di appoggio e giunto

6.1 Generalità

Come accennato in premessa, il sistema di vincolo prevede l'utilizzo di apparecchiature elastomeriche ad alto smorzamento.

In figura si riporta lo schema indicativo delle apparecchiature di vincolo.

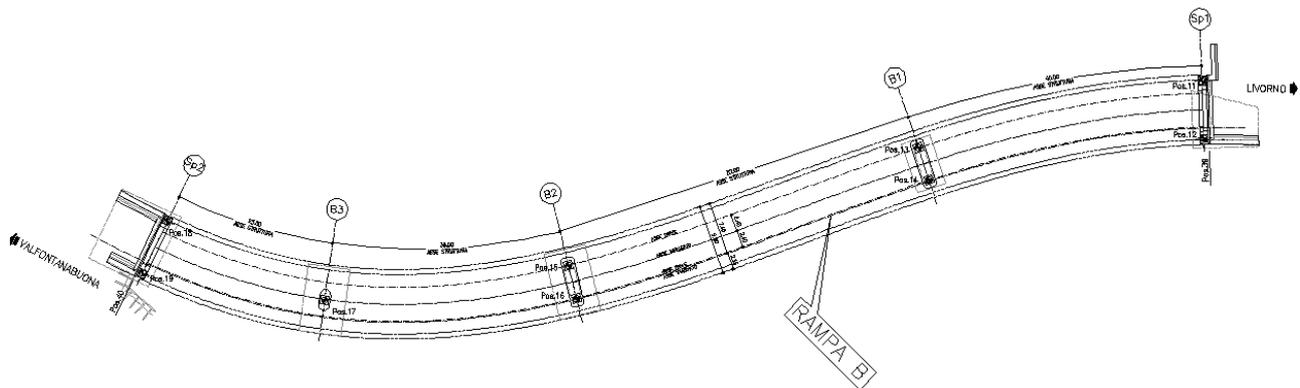


Fig. 7 - Schema planimetrico appoggi

Nel prosieguo le apparecchiature vengono individuate numerando le rispettive posizioni da 11 a 19, a partire dalle apparecchiature elastomeriche installate sulla pila spalla 1.

Si richiamano qui le caratteristiche prestazionali dei dispositivi, valide per le apparecchiature considerate:

- | | |
|---------------------|--|
| pos. 11-12 e 18-19: | dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 2.5e6$ N/m |
| pos. 13-16: | dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 4.76e6$ N/m |
| pos. 17: | dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 5.48e6$ N/m |

6.2 Portate appoggi

Le sollecitazioni insistenti sulle apparecchiature di vincolo vengono direttamente dedotte dall'analisi E.F., nelle combinazioni di carico pertinenti, ovvero:

S.L.U.

S.L.E. caratteristica

S.L.E. frequente

S.L.E. quasi permanente

Sisma SLD

Sisma SLV

Sisma SLC

Di seguito, raccolte in tabelle separate rispettivamente per la fase di esercizio e sismica, si riportano i valori di sollecitazione dedotte rispettivamente max/min F_x , F_y , F_z . Vista la tipologia delle apparecchiature, le sollecitazioni agenti sul piano vengono direttamente combinate in risultante, genericamente indicata con F_h .

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase esercizio

sostegno	pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
		max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
Sp 1 e 2	11-12 e 19-18	300	3150	200	2350	100	1850	50	1150
P1-P2	13-14-15-16	550	8800	400	6600	100	5250	50	4300
P3	17	600	8300	400	6200	100	5300	100	4200

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase sismica

sostegno	pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
		max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
Sp 1 e 2	11-12 e 19-18	150	1150	300	1200	350	1200
P1-P2	13-14-15-16	250	4400	500	4550	650	4650
P3	17	250	4250	500	4250	600	4300

Ai fini del dimensionamento, nell'intento di uniformare le caratteristiche, si farà riferimento ai seguenti dati prestazionali.

PORTATE APPARECCHIATURE DI APPOGGIO (kN) FASE ESERCIZIO

Pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
11-12-18-19	300	3150	200	2350	100	1850	50	1150
13-16	550	8800	400	6600	100	5250	50	4300
17	600	8300	400	6200	100	5300	100	4200

PORTATE APPARECCHIATURE DI APPOGGIO (kN) FASE SISMICA

Pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
11-12-18-19	150	1150	300	1200	350	1200
13-16	250	4400	500	4550	650	4650
17	250	4250	500	4250	600	4300

6.3 Deformazioni agli appoggi**6.3.1 Spostamenti orizzontali**

Di seguito si riportano gli spostamenti massimi rilevati in corrispondenza dispositivi, per i vari involucri.

Deformazioni di progetto dispositivi elastomerici (mm) +/-

sostegno	pos.	S.L.U.	S.L.E.	S.L.E. fr.	S.L.E. q.p.	Sisma SLD	Sisma SLV	Sisma SLC
		max δh						
Sp 1 e 2	11-12 e 19-18	120	80	30	20	50	110	130
P1-P2	13-14-15-16	120	80	20	10	50	100	130
P3	17	110	80	20	20	40	90	110

Ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ai seguenti valori.

DEFORMAZIONI DI PROGETTO DISPOSITIVI ELASTOMERICI (mm) +/-

Pos.	S.L.U.	S.L.E.	S.L.E. fr.	S.L.E. q.p.	Sisma SLD	Sisma SLV	Sisma SLC
	max δh						
11-12-18-19	120	80	30	20	50	110	130
13-16	120	80	20	10	50	100	130
17	110	80	20	20	40	90	110

6.3.2 Rotazioni

La massima rotazioni attorno all'asse trasversale, rilevate sulle apparecchiature allo S.L.U. e S.L.E. sono riportate nei grafici seguenti:

SLU STR (Max)

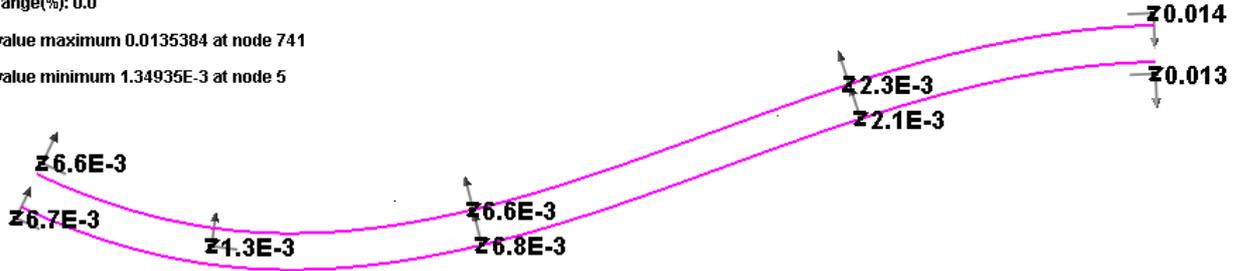
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)

Peak/value component: My

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum 0.0135384 at node 741

Peak/value minimum 1.34935E-3 at node 5



SLU STR (Min)

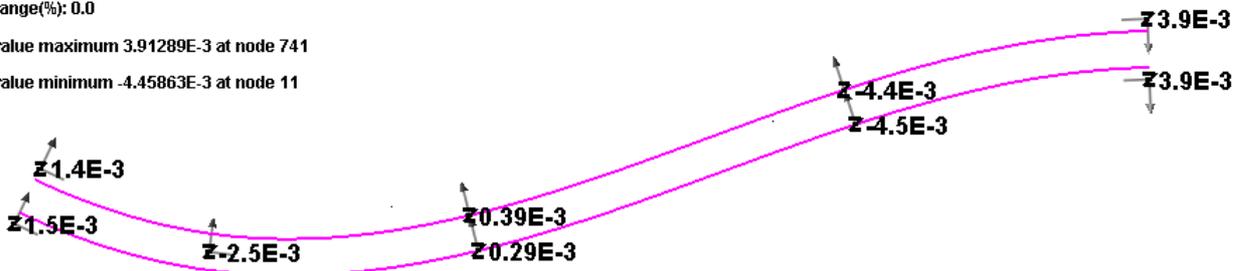
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)

Peak/value component: My

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum 3.91289E-3 at node 741

Peak/value minimum -4.45863E-3 at node 11



SLE RARA (Max)

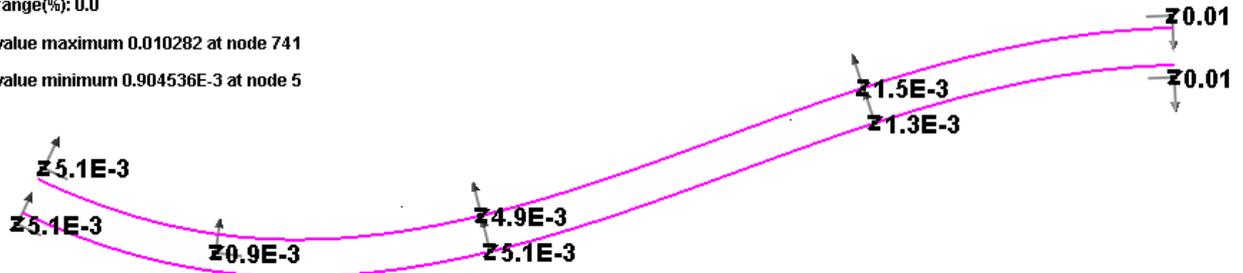
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)

Peak/value component: My

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum 0.010282 at node 741

Peak/value minimum 0.904536E-3 at node 5



SLE RARA (Min)

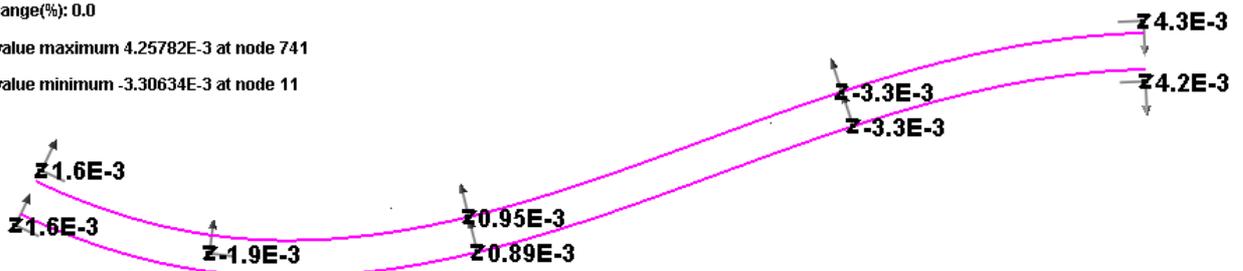
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)

Peak/value component: My

Peak range(%): 0.0

Peak/value maximum 4.25782E-3 at node 741

Peak/value minimum -3.30634E-3 at node 11



	Sp2	B3	B2	B1	Sp1
S.L.U.	$6.6 \cdot 10^{-3}$ rad	$2.5 \cdot 10^{-3}$ rad	$6.7 \cdot 10^{-3}$ rad	$4.5 \cdot 10^{-3}$ rad	$14 \cdot 10^{-3}$ rad
S.L.E.	$5.1 \cdot 10^{-3}$ rad	$1.9 \cdot 10^{-3}$ rad	$5.0 \cdot 10^{-3}$ rad	$3.3 \cdot 10^{-3}$ rad	$10 \cdot 10^{-3}$ rad

Tali rotazioni d'esercizio risultano parzialmente compensate dalla rotazione di contromonta (vedi par. seguente). Di seguito si ripartano i valori netti (compensati) di progetto per S.L.U. e S.L.E.

Rotazioni appoggi (rad)

sostegno	costr. (*) $\theta_{y \max}$	S.L.U. $\theta_{y \max}$	S.L.E. $\theta_{y \max}$
Sp 1 e 2	-0.0073	0.0058	0.00267
P1-P2	-0.0029	0.0033	0.00171
P3	-0.0008	0.0014	0.00089

6.4 Dimensionamento varchi e giunti

I valori adottati per il dimensionamento discendono direttamente dai valori di deformazione rilevata in corrispondenza delle apparecchiature di vincolo posizionate sulle spalle; in questo caso si considerano le deformazioni longitudinali (δx e δy) in luogo della risultante.

La tabella seguente riporta, per tutti gli S.L., il valore dell'escursione massima teorica in corrispondenza dei giunti, valutata cautelativamente come doppio del valore assoluto dell'escursione di progetto.

Escursione complessiva giunto (mm) - fase di esercizio

sostegno	pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
		tot δx	tot δy						
Sp 1	39	110	230	80	160	40	40	30	10
Sp 2	40	140	180	110	130	40	40	30	20

Escursione complessiva giunto (mm) - fase sismica

sostegno	pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
		max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy
Sp 1	39	80	60	160	140	200	180
Sp 2	40	80	50	150	90	190	110

Il dimensionamento della corsa complessiva dei giunti (previsti in prima battuta privi di prerogolazione) viene effettuato con riferimento ai seguenti S.L.

S.L.E. caratteristico

Sisma SLD

La tabella seguente riporta quindi il valore di dimensionamento assegnato alle apparecchiature.

Escursione complessiva giunti (mm)

sostegno	pos.	S.L.E. car.		Sisma SLD	
		tot δx	tot δy	max δx	max δy
Sp 1	39	80	160	80	60
Sp 2	40	110	130	80	50

Il dimensionamento del varco giunti viene effettuato con riferimento ai seguenti S.L.:

S.L.U.

sisma S.L.C.

Con riferimento alla massima escursione positiva in corrispondenza dei giunti, si rileva pertanto:

Varco giunti (mm)

sostegno	S.L.U.	Sisma SLC
	max δx	max δx
Sp 1	55	100
Sp 2	70	95

Si prevede pertanto, per ambedue le spalle, un varco complessivo di ampiezza minima pari a 120 mm.

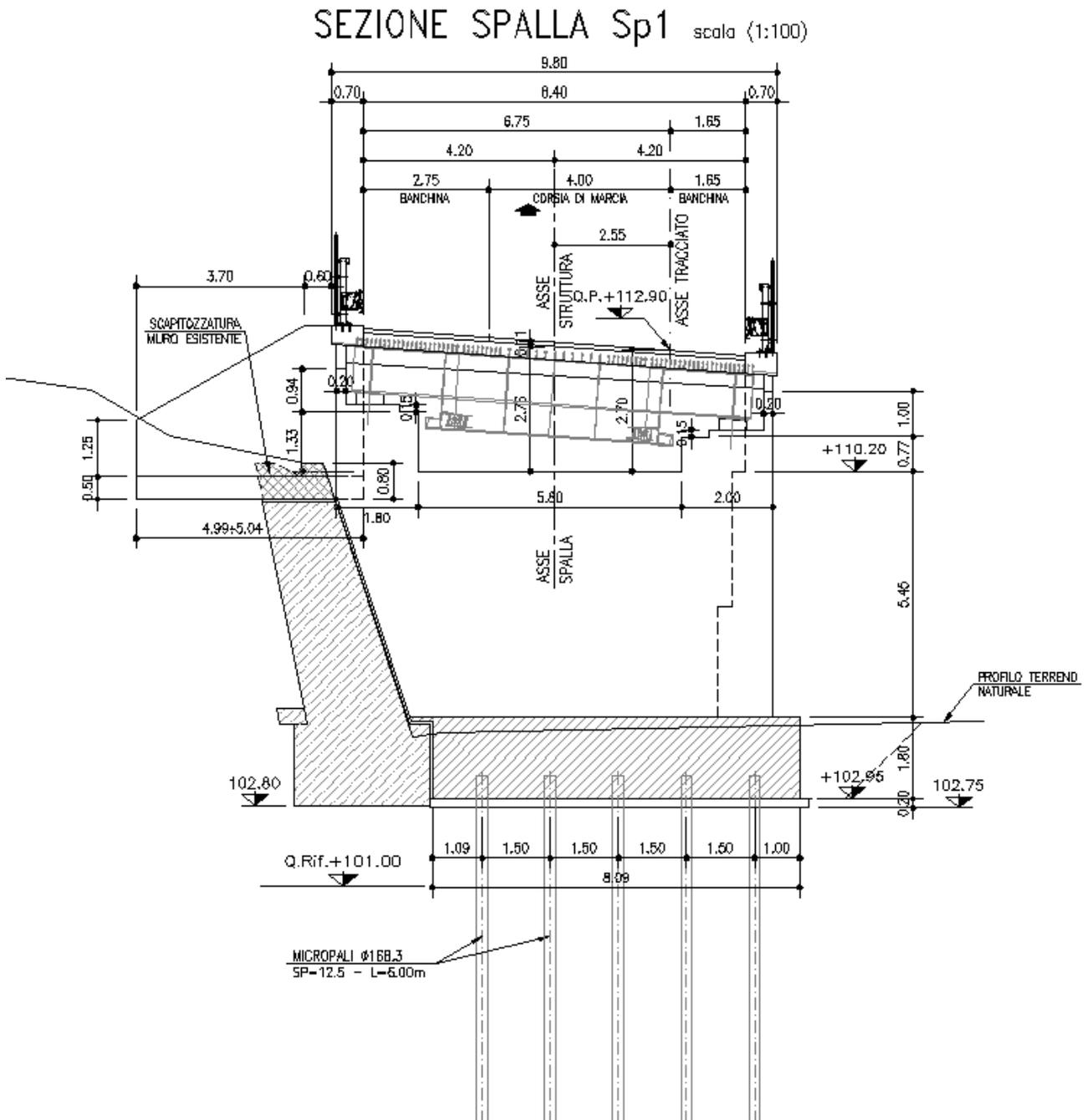
7. Spalle

7.1 Generalità

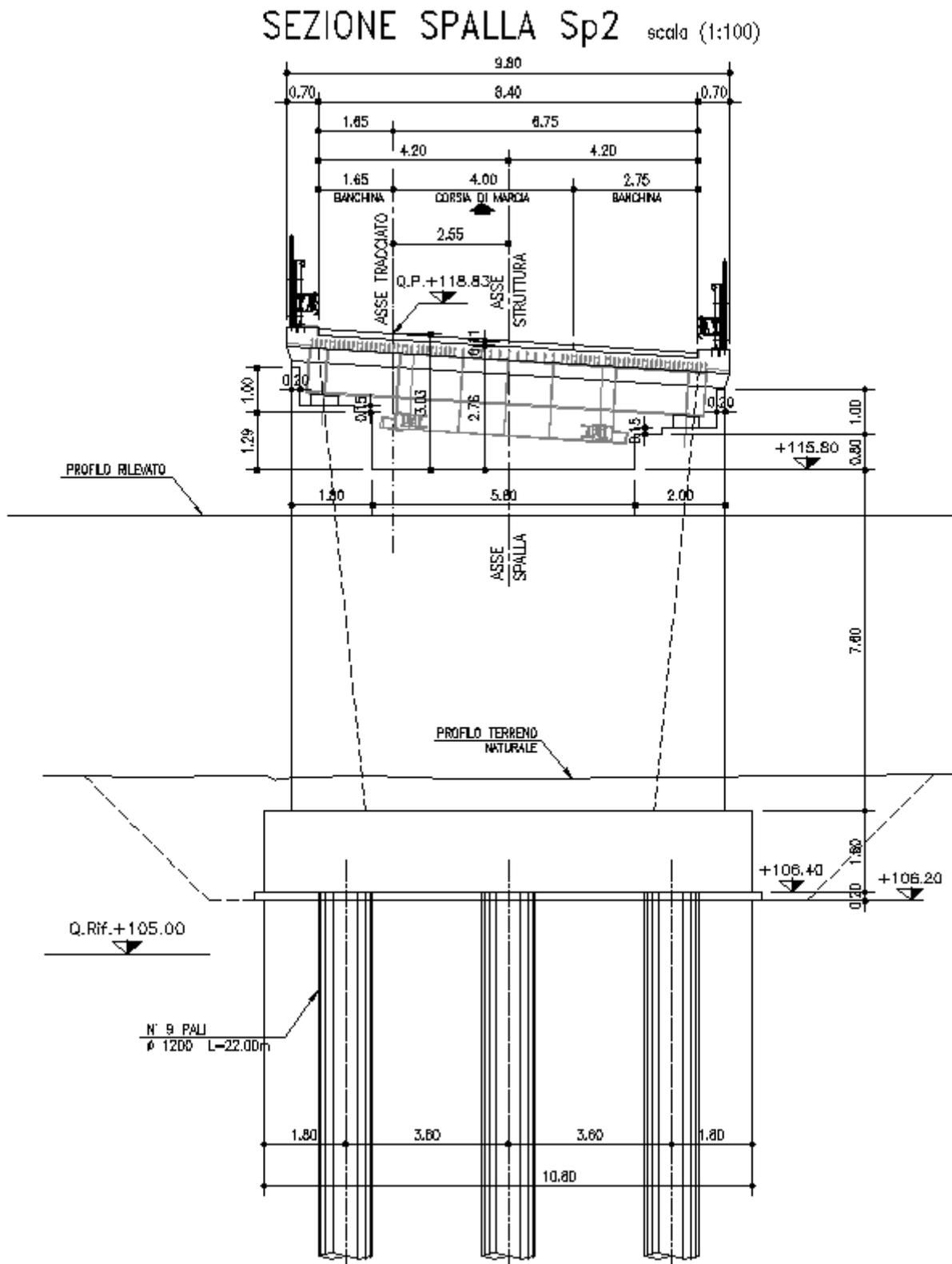
Le spalle sono di tipo classico, formate da solettone, fondato su micropali e su pali rispettivamente per la spalla Sp1 e Sp2, paramento e paraghiaia.

In figura si riporta la configurazione indicativa delle spalle.

Spalla Sp1



Spalla Sp2



Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali principali sono riepilogate nelle tabelle seguenti.

Spalla Sp1

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_i)	9.64		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.80	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2'')	0.40	0.60	0.40
Paramento (t_3, h_3)	1.90	6.30	
Fondazione (b_4, h_4)	10.20	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.00	1.80	
Suola interna (b_6)	7.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.40	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param	0.50		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]	

Spalla Sp2

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_i)	9.60		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.78	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2'')	0.40	0.60	0.40
Paramento (t_3, h_3)	1.90	4.00	
Fondazione (b_4, h_4)	10.20	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.00	1.80	
Suola interna (b_6)	7.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.40	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param	0.50		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]	

7.2 Analisi dei carichi

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni lungo gli elementi strutturali principali, si considerano i seguenti contributi di carico

In condizioni statiche (S.L.E. e S.L.U.) le azioni da considerare agenti sulla spalla sono:

- Peso proprio spalla (calcestruzzo)
- Peso proprio del terreno sulla suola interna
- Sovraccarico accidentale sul rilevato a tergo spalla ($q = 20 \text{ kN/m}^2$)
- Spinta statica a riposo del terreno a tergo spalla
- Spinta del sovraccarico a tergo (a riposo)
- Carichi derivanti dall'impalcato

Per la determinazione dei vari effetti si considerano i seguenti parametri generali di calcolo:

- Peso specifico terreno rilevato: $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo attrito interno rilevato: $\phi_r = 35.0^\circ$;
- Attrito terreno-terreno (cautelativamente): $\delta = 0^\circ$;

In condizioni sismiche (SIS), le azioni da considerare agenti sulla spalla sono:

- Peso proprio spalla (calcestruzzo)
- Peso proprio del terreno sulla suola interna
- Spinta sismica del terreno a tergo spalla (formula Mononobe-Okabe)
- Azione inerziale del corpo spalla stesso
- Carichi permanenti derivanti dall'impalcato

Per la determinazione dei vari effetti sismici si considerano i seguenti parametri generali di calcolo:

- Accelerazione locale $a_g = 0.116 \text{ g}$ (Comune di Rapallo)
- Categoria di sottosuolo: E
- Condizione topografica: T1
- Accelerazione di aggancio spettro (T=0) $a_{\max} = 0.186 \text{ g}$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.045$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.022$

Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono la somma delle sollecitazioni relative alla combinazione quasi permanente e delle azioni inerziali, valutate per T=0.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo la spalla ed in fondazione viene effettuato mediante una semplice procedura implementata su foglio elettronico, basato sulla teoria dell'equilibrio limite focalizzando l'attenzione sul comportamento longitudinale del sistema.

Per semplicità, sia per la spalla Sp1, sia per la spalla Sp2, le sollecitazioni vengono dedotte considerando una porzione di spalla di larghezza pari a 1 m, trascurando, nell'analisi, la presenza dei contributi di carico dovuto ai muri laterali, e le sollecitazioni flettenti con asse momento longitudinale.

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle analisi condotte per la determinazione dei carichi gravanti sui pali di fondazione propri del corpo spalle; a tali addendi si sommano le azioni trasmesse dall'impalcato, rispettivamente valutate con riferimento alle combinazioni per max Fx (azione longitudinale) e concomitante Fz (azione verticale), e per la combinazione min Fz, con concomitante Fx. Si noti che in quest'ultimo caso, ad eccezione della combinazione sismica, le azioni longitudinali da impalcato sono rivolte verso il terrapieno, essendo il concomitante orizzontale generato quasi esclusivamente dalle azioni verticali dei carichi mobili.

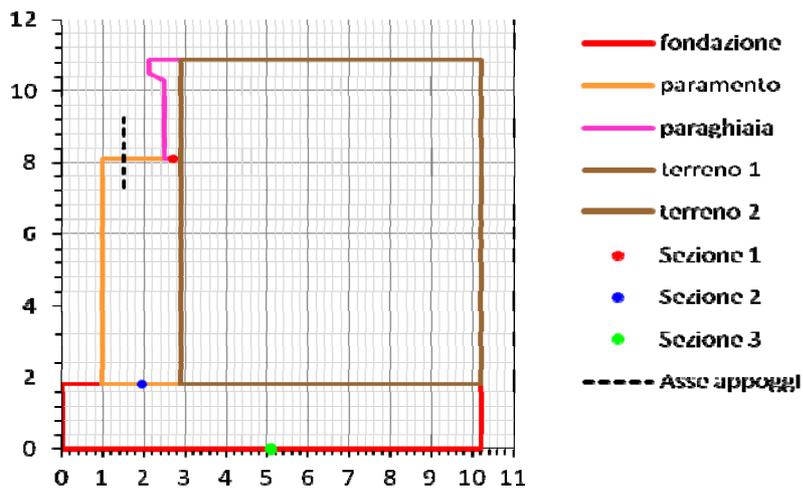
La particolare configurazione dello schema di vincolo, basato su appoggi elastici, comporta la nascita di azioni orizzontali stabilizzanti (rivolte verso il rilevato) di significativa entità, dato lo schema statico di trave semplicemente appoggiata di grande luce.

7.3 Calcolo sollecitazioni

Di seguito si riportano le tabelle recanti le generalità relative al calcolo delle sollecitazioni lungo le spalle, rispettivamente per le due condizioni di massima azione longitudinale e massima azione verticale.

Spalla Sp1 – generalità

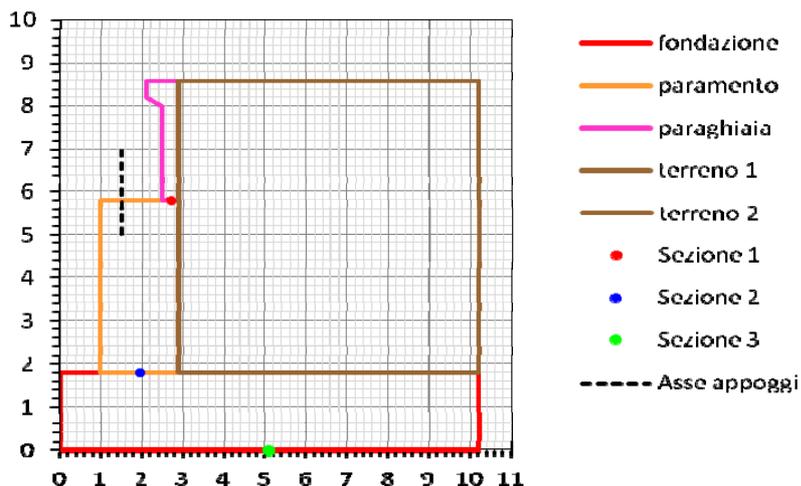
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla	
Largh. spalla (b_1)	9.64			G_k	3.00 kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00 kN/m ² <small>Q_{Acc. sbalzo ps}</small>
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.80		Carichi aggiuntivi	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.40	0.60	0.40		
Paramento (t_3, h_3)	1.90	6.30		Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)	
Fondazione (b_4, h_4)	10.20	1.80		V_x (kN)	N (kN)
Suola esterna (b_5)	1.00	1.80		S.L.U. Str	203 -2271
Suola interna (b_6)	7.30	1.80		S.L.U. Geo	175 -1852
Piano app. impalcato (b_7)		0.40		S.L.U. Sisma	272 -1271
h media baggioli (h_8)		0.20		S.L.E. Fond.	140 -1659
dist. Ax appoggi da filo param	0.50			S.L.E. Freq.	38 -1215
γ_{ols}	25.00	[kN/m ²]		S.L.E. Q. Per.	15 -1203
Caratteristiche terreno				V_x (kN/m) N (kN/m)	
	[°]	[rad]		S.L.U. Str	21 -236
$\phi_{rilevato}$ (M1)	35.00	0.6109		S.L.U. Geo	18 -192
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.U. Sisma	28 -132
$\phi_{rilevato}$ (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Fond.	14 -172
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Freq.	4 -126
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		S.L.E. Q. Per.	2 -125
β Incl. scarpata	0.0	0.0000			
γ_t rilevato	20.00	[kN/m ²]			
Coefficienti di spinta				Caratterizzazione sismica	
	θ_A 0.0455	θ_B 0.0435		a_{max} (g)	0.186 a_g 0.116
$k_{0,statico}$ (M1)	0.4264	atico (M2) 0.5113		Cat. Suolo	E Cat. Topog. T1
$k_{a,statico}$ (M1)	0.2461	atico (M2) 0.3105		F_0	2.49 T_c 0.291
$k_{a,din.1}$ (M1)	0.2716	din.1 (M2) 0.3394		S_s	1.600 S_T 1.000
$k_{a,din.2}$ (M1)	0.2705	din.2 (M2) 0.3381		S	1.60
				β_m	0.240 <i>NTC-08 Table 7.11.II</i>
				k_h	0.045 <i>NTC-08 §7.11.6</i>
				k_v	0.022 <i>NTC-08 §7.11.7</i>



Spalla Sp2 - generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla	
Largh. spalla (b ₁)	9.60			G _k	3.00 kN/m ²
	t _i /b _i	h _i	h _i	Q _k	20.00 kN/m ² Q _{Acc. sbalzo pa}
Paraghiaia (t ₁ , h ₁)	0.40	2.78		Carichi aggiuntivi	
Mensola parag. (t ₂ , h ₂ , h ₂ -)	0.40	0.60	0.40		
Paramento (t ₃ , h ₃)	1.90	4.00		Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)	
Fondazione (b ₄ , h ₄)	10.20	1.80			
Suola esterna (b ₅)	1.00	1.80			
Suola interna (b ₆)	7.30	1.80			
Piano app. impalcato (b ₇)		0.40			
h media baggioli (h ₈)		0.20			
dist. Ax appoggi da filo param	0.50				
γ _{ols}	25.00	[kN/m ²]			
Caratteristiche terreno				Vx (kN) N (kN)	
	[°]	[rad]			
φ _{rilevato} (M1)	35.00	0.6109		S.L.U. Str	-174 -684
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.U. Geo	-160 -843
φ _{rilevato} (M2)	29.3	0.5106		S.L.U. Sisma	430 -725
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Fond.	-115 -657
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		S.L.E. Freq.	-15 -714
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		S.L.E. Q. Per.	9 -724
γ _t rilevato	20.00	[kN/m ²]			
Coefficienti di spinta				Vx (kN/m) N (kN/m)	
	θ _A 0.0455	θ _B 0.0435			
k _{0,statico} (M1) 0.4264	atico (M2) 0.5113		S.L.U. Str	-18 -71	
k _{a,statico} (M1) 0.2461	atico (M2) 0.3105		S.L.U. Geo	-17 -88	
k _{a,din.1} (M1) 0.2716	din.1 (M2) 0.3394		S.L.U. Sisma	45 -76	
k _{a,din.2} (M1) 0.2705	din.2 (M2) 0.3381		S.L.E. Fond.	-12 -68	
			S.L.E. Freq.	-2 -74	
			S.L.E. Q. Per.	1 -75	
Caratterizzazione sismica					
a _{max} (g)	0.186	a _g	0.116		
Cat. Suolo	E	Cat. Topog.	T1		
F ₀	2.49	T _c	0.291		
S _s	1.600	S _T	1.000		
S	1.60				
β _m	0.240	NTC-08 Table 7.11.II			
k _h	0.045	NTC-08 §7.11.6			
k _v	0.022	NTC-08 §7.11.7			



L'idealizzazione, effettuata per semplicità, della spalla Sp2, prevede un paramento di altezza costante, pari alla altezza media dell'elemento, una larghezza complessiva di fondazione (impronta) pari a 10.2 m ed una profondità pari a 9.60 m.

Le azioni trasmesse dall'impalcato, per i rispettivi involuipi (output limitate alle sole caratteristiche di interesse) sono le seguenti:

Spalla Sp1

Azioni verticali massime e minime

	Vx (kN/m)	N (kN/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)
S.L.U. Str	12	-401	S.L.U. Str	-10	-62
S.L.U. Geo	9	-343	S.L.U. Geo	-17	-117
S.L.U. Sisma	21	-148	S.L.U. Sisma	-26	-123
S.L.E. Fond.	8	-297	S.L.E. Fond.	-12	-110
S.L.E. Freq.	1	-234	S.L.E. Freq.	-1	-129
S.L.E. Q. Per.	0	-140	S.L.E. Q. Per.	1	-130

Azioni orizzontali massime e minime

	Vx (kN/m)	N (kN/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)
S.L.U. Str	21	-236	S.L.U. Str	-42	-101
S.L.U. Geo	18	-192	S.L.U. Geo	-36	-117
S.L.U. Sisma	28	-132	S.L.U. Sisma	-40	-123
S.L.E. Fond.	14	-172	S.L.E. Fond.	-29	-110
S.L.E. Freq.	4	-126	S.L.E. Freq.	-10	-129
S.L.E. Q. Per.	2	-125	S.L.E. Q. Per.	-5	-130

Spalla Sp2

Azioni verticali massime e minime

	Vx (kN/m)	N (kN/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)
S.L.U. Str	12	-321	S.L.U. Str	-11	34
S.L.U. Geo	9	-282	S.L.U. Geo	17	-86
S.L.U. Sisma	41	-87	S.L.U. Sisma	-43	-67
S.L.E. Fond.	8	-238	S.L.E. Fond.	14	-82
S.L.E. Freq.	1	-178	S.L.E. Freq.	3	-68
S.L.E. Q. Per.	0	-87	S.L.E. Q. Per.	1	-67

Azioni orizzontali massime e minime

	Vx (kN/m)	N (kN/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)
S.L.U. Str	-18	-71	S.L.U. Str	-53	-107
S.L.U. Geo	-17	-88	S.L.U. Geo	-46	-86
S.L.U. Sisma	45	-76	S.L.U. Sisma	-15	-67
S.L.E. Fond.	-12	-68	S.L.E. Fond.	-38	-82
S.L.E. Freq.	-2	-74	S.L.E. Freq.	-13	-68
S.L.E. Q. Per.	1	-75	S.L.E. Q. Per.	-8	-67

7.3.1 Sollecitazioni lungo l'elevazione

Si riportano le tabelle recanti le sollecitazioni (valutate con riferimento alla striscia di larghezza unitaria) gravanti rispettivamente allo spiccato paraghiaia ed allo spiccato paramento. Per lo spiccato paraghiaia, le sollecitazioni sono identiche rispettivamente per la condizione F_x max ed F_z min.

Spalla Sp1 - Condizione Fx max**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-33	2
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0	-16	3
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0	-2	0
Spinta orizz. terreno (M1)	33	0	31
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4	0	5
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	24	0	33
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2	0	2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2	0	3
Eff. inerziale elem. cls	6	0	10
S.L.U. STR min N	0	0	0
S.L.U. Sisma min N	0	0	0
S.L.E. fond. min N	0	0	0
S.L.E. freq. min N	0	0	0
S.L.E. q.p. min N	0	0	0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/nN)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	82	-69	102
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	47	-35	54
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	48	-35	55
S.L.E. fond. min N	61	-51	75
S.L.E. freq. min N	54	-47	64
S.L.E. q.p. min N	37	-35	39

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-332	-23
Sovraccarico acc.	0	-38	0
Sovraccarico perm.	0	-6	0
Spinta orizz. terreno (M1)	353	0	1071
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12	0	53
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	78	0	353
Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	16	0	73
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7	0	34
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	25	0	114
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7	0	34
Eff. inerziale elem. cls	62	0	223
S.L.U. STR min N	12	-401	258
S.L.U. Sisma min N	21	-148	204
S.L.U. GEO min N	9	-343	212
S.L.E. fond. min N	8	-297	187
S.L.E. freq. min N	1	-234	110
S.L.E. q.p. min N	0	-140	66

Spalla Sp2 - Condizione Fz min**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-33	2
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0	-16	3
Sovraccarico perm. sbalzo par	0	-2	0
Spinta orizz. terreno (M1)	33	0	31
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4	0	5
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	24	0	33
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2	0	2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2	0	3
Eff. inerziale elem. cls	6	0	10
da impalcato S.L.U. STR min N	0	0	0
S.L.U. Sisma min N	0	0	0
S.L.E. fond. min N	0	0	0
S.L.E. freq. min N	0	0	0
S.L.E. q.p. min N	0	0	0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	82	-69	102
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	47	-35	54
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	48	-35	55
S.L.E. fond. min N	61	-51	75
S.L.E. freq. min N	54	-47	64
S.L.E. q.p. min N	37	-35	39

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-332	-23
Sovraccarico acc.	0	-38	0
Sovraccarico perm.	0	-6	0
Spinta orizz. terreno (M1)	353	0	1071
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12	0	53
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	78	0	353
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	16	0	73
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7	0	34
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	25	0	114
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7	0	34
Eff. inerziale elem. cls	62	0	223
da impalcato S.L.U. STR min N	21	-236	243
S.L.U. Sisma min N	28	-132	243
S.L.U. GEO min N	18	-192	204
S.L.E. fond. min N	14	-172	172
S.L.E. freq. min N	4	-126	82
S.L.E. q.p. min N	2	-125	66

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	618	-743	2206
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	478	-470	1674
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	487	-470	1715
S.L.E. fond. min N	457	-548	1626
S.L.E. freq. min N	423	-491	1431
S.L.E. q.p. min N	366	-463	1168

Spalla Sp2 - Condizione Fx max**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-33	2
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0	-16	3
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0	-2	0
Spinta orizz. terreno (M1)	33	0	31
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4	0	5
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	24	0	33
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2	0	2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2	0	3
Eff. inerziale elem. cls	6	0	10
da impalcato S.L.U. STR min N	0	0	0
S.L.U. Sisma min N	0	0	0
S.L.E. fond. min N	0	0	0
S.L.E. freq. min N	0	0	0
S.L.E. q.p. min N	0	0	0

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	81	-69	100
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	46	-35	53
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	47	-35	54
S.L.E. fond. min N	60	-51	74
S.L.E. freq. min N	53	-46	63
S.L.E. q.p. min N	37	-35	38

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-223	-23
Sovraccarico acc.	0	-38	0
Sovraccarico perm.	0	-6	0
Spinta orizz. terreno (M1)	196	0	443
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9	0	29
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	58	0	196
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	9	0	30
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6	0	19
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	14	0	47
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6	0	19
Eff. inerziale elem. cls	41	0	104
da impalcato S.L.U. STR min N	12	-321	195
S.L.U. Sisma min N	41	-87	212
S.L.U. GEO min N	9	-282	166
S.L.E. fond. min N	8	-238	141
S.L.E. freq. min N	1	-178	82
S.L.E. q.p. min N	0	-87	41

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	366	-681	1067
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	302	-316	815
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	307	-316	832
S.L.E. fond. min N	271	-504	787
S.L.E. freq. min N	246	-433	669
S.L.E. q.p. min N	205	-315	490

Spalla Sp2 - Condizione Fz min**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-33	2
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0	-16	3
Sovraccarico perm. sbalzo par	0	-2	0
Spinta orizz. terreno (M1)	33	0	31
Spinta orizz. sov. perm. (M1)	4	0	5
Spinta orizz. sov. acc. (M1)	24	0	33
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M')	2	0	2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2	0	3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M')	2	0	3
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2	0	3
Eff. inerziale elem. cls	6	0	10
da impalcato S.L.U. STR min N	0	0	0
S.L.U. Sisma min N	0	0	0
S.L.E. fond. min N	0	0	0
S.L.E. freq. min N	0	0	0
S.L.E. q.p. min N	0	0	0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	81	-69	100
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	46	-35	53
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	47	-35	54
S.L.E. fond. min N	60	-51	74
S.L.E. freq. min N	53	-46	63
S.L.E. q.p. min N	37	-35	38

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-223	-23
Sovraccarico acc.	0	-38	0
Sovraccarico perm.	0	-6	0
Spinta orizz. terreno (M1)	196	0	443
Spinta orizz. sov. perm. (M1)	9	0	29
Spinta orizz. sov. acc. (M1)	58	0	196
Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M')	9	0	30
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6	0	19
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M')	14	0	47
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6	0	19
Eff. inerziale elem. cls	41	0	104
da impalcato S.L.U. STR min N	-18	-71	-44
S.L.U. Sisma min N	45	-76	222
S.L.U. GEO min N	-17	-88	-31
S.L.E. fond. min N	-12	-68	-19
S.L.E. freq. min N	-2	-74	27
S.L.E. q.p. min N	1	-75	38

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	336	-431	828
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	305	-304	825
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	310	-304	842
S.L.E. fond. min N	251	-335	626
S.L.E. freq. min N	244	-330	614
S.L.E. q.p. min N	206	-304	488

7.3.2 Sollecitazioni in fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti allo spiccatto fondazione per metro di larghezza di spalla e risp. sull'intera fondazione di larghezza pari 9.60 m per ambedue le spalle.

Spalla Sp1

Nmax				Vmax				
Sezione 3 (spiccatto fondazione)				Sezione 3 (spiccatto fondazione)				
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari				Sollecitazioni per le singole condizioni elementari				
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0	-791	1024	Pesi propri cls spalla	0	-791	1024
	Sovraccarico acc.	0	-184	-92	Sovraccarico acc.	0	-184	-92
	Sovraccarico perm.	0	-28	-14	Sovraccarico perm.	0	-28	-14
	Spinta orizz. terreno (M1)	507	0	1841	Spinta orizz. terreno (M1)	507	0	1841
	Spinta orizz. terreno (M2)	607	0	2207	Spinta orizz. terreno (M2)	607	0	2207
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14	0	76	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14	0	76
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	93	0	507	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	93	0	507
	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	17	0	91	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	17	0	91
	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	111	0	607	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	111	0	607
	Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0	Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
	Peso terreno 2 tergo spalla	0	-1329	-1926	Peso terreno 2 tergo spalla	0	-1329	-1926
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M'	23	0	126	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M'	23	0	126
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	9	0	48	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	9	0	48
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M'	36	0	197	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M'	36	0	197
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	9	0	48	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	9	0	48
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M ₂	25	0	138	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M ₂	25	0	138
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	11	0	60	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	11	0	60
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M ₂	24	0	130	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M ₂	24	0	130
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	11	0	60	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	11	0	60
	Eff. inerziale elem. cls	147	0	411	Eff. inerziale elem. cls	147	0	411
Eff. inerziale terreno tergo spa	247	0	1566	Eff. inerziale terreno tergo spa	247	0	1566	
da impalcato	S.L.U. STR min N	12	-401	1544	S.L.U. STR min N	21	-236	1023
	S.L.U. Sisma min N	21	-148	707	S.L.U. Sisma min N	28	-132	709
	S.L.U. GEO min N	9	-343	1310	S.L.U. GEO min N	18	-192	842
	S.L.E. fond. min N	8	-297	1137	S.L.E. fond. min N	14	-172	740
	S.L.E. freq. min N	1	-234	848	S.L.E. freq. min N	4	-126	486
	S.L.E. q.p. min N	0	-140	508	S.L.E. q.p. min N	2	-125	462
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)				Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)				
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	840	-3549	3454	S.L.U. STR min N	849	-3383	2933
	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	967	-2295	3859	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	974	-2279	3860
	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	980	-2295	3929	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	987	-2279	3931
	S.L.U. GEO min N	650	-2730	2849	S.L.U. GEO min N	660	-2579	2381
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	928	-2295	3854	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	936	-2279	3855
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	1074	-2295	4256	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	1081	-2279	4258
	S.L.E. fond. min N	622	-2629	2552	S.L.E. fond. min N	628	-2504	2155
	S.L.E. freq. min N	586	-2510	2138	S.L.E. freq. min N	590	-2402	1777
	S.L.E. q.p. min N	521	-2288	1508	S.L.E. q.p. min N	522	-2272	1462
	Sezione 3 (spiccatto fondazione)				Sezione 3 (spiccatto fondazione)			
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)				Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)				
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)	
totale, b=9.64 m	S.L.U. STR min N	8100	-34209	33295	S.L.U. STR min N	8187	-32613	28271
	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	9324	-22125	37197	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	9392	-21972	37212
	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	9448	-22125	37876	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	9517	-21972	37891
	S.L.U. GEO min N	6268	-26318	27462	S.L.U. GEO min N	6358	-24859	22957
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	8950	-22125	37150	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	9018	-21972	37165
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	10350	-22125	41027	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	10419	-21972	41042
	S.L.E. fond. min N	5993	-25339	24602	S.L.E. fond. min N	6054	-24134	20771
	S.L.E. freq. min N	5653	-24196	20613	S.L.E. freq. min N	5683	-23158	17128
	S.L.E. q.p. min N	5022	-22053	14538	S.L.E. q.p. min N	5034	-21904	14098

Spalla Sp2

Nmax

Vmax

Sezione 3 (spiccatto fondazione)
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

Sezione 3 (spiccatto fondazione)
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-682	679
Sovraccarico acc.	0	-184	-92
Sovraccarico perm.	0	-28	-14
Spinta orizz. terreno (M1)	314	0	898
Spinta orizz. terreno (M2)	376	0	1076
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11	0	47
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	73	0	314
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13	0	56
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	88	0	376
Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
Peso terreno 2 tergo spalla	0	-990	-1435
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	14	0	62
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7	0	30
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	22	0	96
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7	0	30
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	16	0	68
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	9	0	37
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	15	0	63
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	9	0	37
Eff. inerziale elem. cls	127	0	255
Eff. inerziale terreno tergo spalla	184	0	954
S.L.U. STR min N	12	-321	1227
S.L.U. Sisma min N	41	-87	560
S.L.U. GEO min N	9	-282	1071
S.L.E. fond. min N	8	-238	904
S.L.E. freq. min N	1	-178	644
S.L.E. q.p. min N	0	-87	315

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0	-682	679
Sovraccarico acc.	0	-184	-92
Sovraccarico perm.	0	-28	-14
Spinta orizz. terreno (M1)	314	0	898
Spinta orizz. terreno (M2)	376	0	1076
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11	0	47
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	73	0	314
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13	0	56
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	88	0	376
Peso terreno 1 tergo spalla	0	0	0
Peso terreno 2 tergo spalla	0	-990	-1435
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	14	0	62
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7	0	30
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	22	0	96
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7	0	30
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	16	0	68
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	9	0	37
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	15	0	63
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	9	0	37
Eff. inerziale elem. cls	127	0	255
Eff. inerziale terreno tergo spalla	184	0	954
S.L.U. STR min N	-18	-71	148
S.L.U. Sisma min N	45	-76	541
S.L.U. GEO min N	-17	-88	216
S.L.E. fond. min N	-12	-68	175
S.L.E. freq. min N	-2	-74	259
S.L.E. q.p. min N	1	-75	277

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	549	-2863	1763
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	698	-1786	2036
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	706	-1786	2070
S.L.U. GEO min N	429	-2220	1535
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	639	-1786	1982
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	764	-1786	2233
S.L.E. fond. min N	406	-2121	1301
S.L.E. freq. min N	377	-2006	974
S.L.E. q.p. min N	325	-1786	490

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	519	-2614	683
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	701	-1775	2016
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	709	-1775	2050
S.L.U. GEO min N	403	-2026	679
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	643	-1775	1962
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	768	-1775	2213
S.L.E. fond. min N	386	-1952	572
S.L.E. freq. min N	375	-1902	589
S.L.E. q.p. min N	326	-1775	452

Sezione 3 (spiccatto fondazione)
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

Sezione 3 (spiccatto fondazione)
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

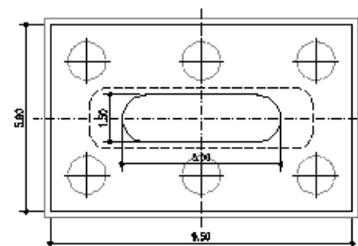
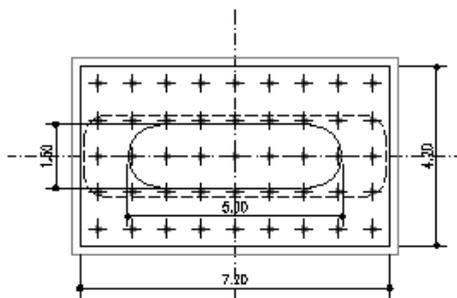
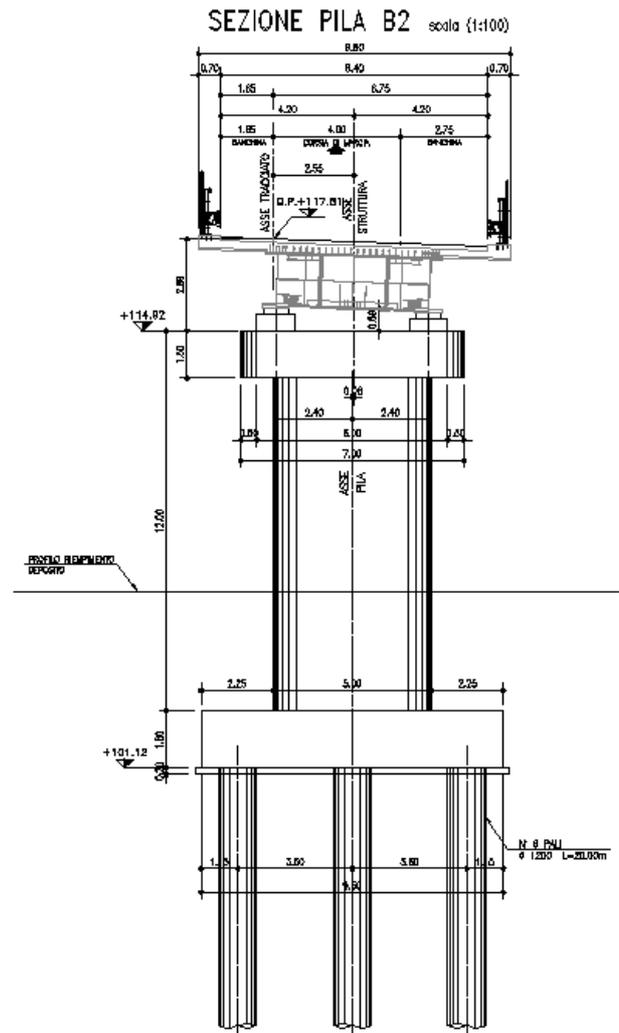
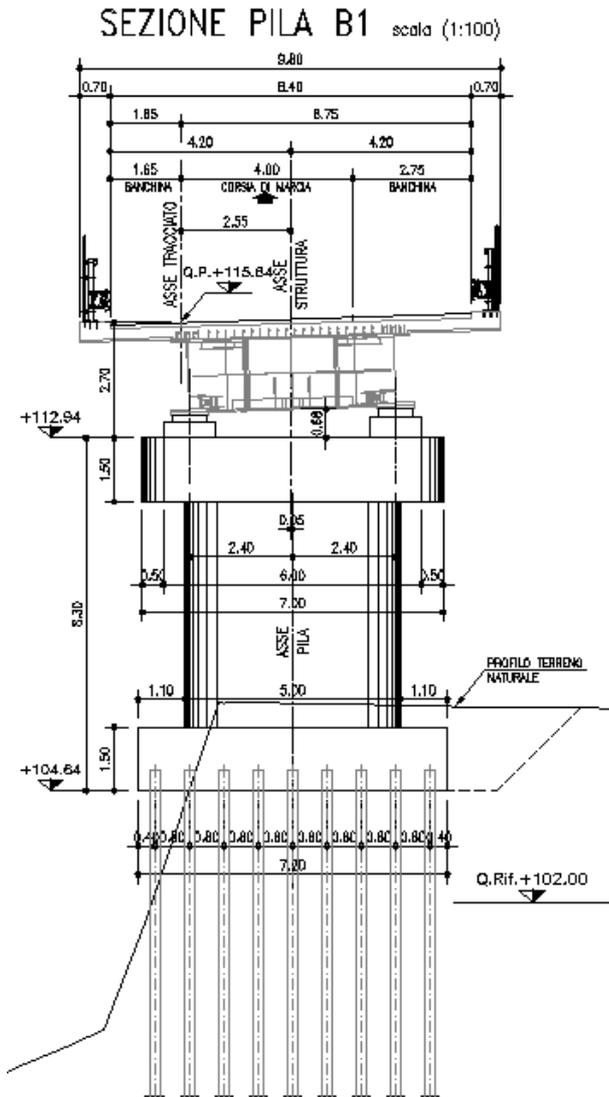
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	5274	-27487	16921
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	6697	-17149	19544
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	6774	-17149	19873
S.L.U. GEO min N	4123	-21315	14731
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	6133	-17149	19026
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	7339	-17149	21438
S.L.E. fond. min N	3899	-20361	12490
S.L.E. freq. min N	3616	-19257	9351
S.L.E. q.p. min N	3123	-17148	4707

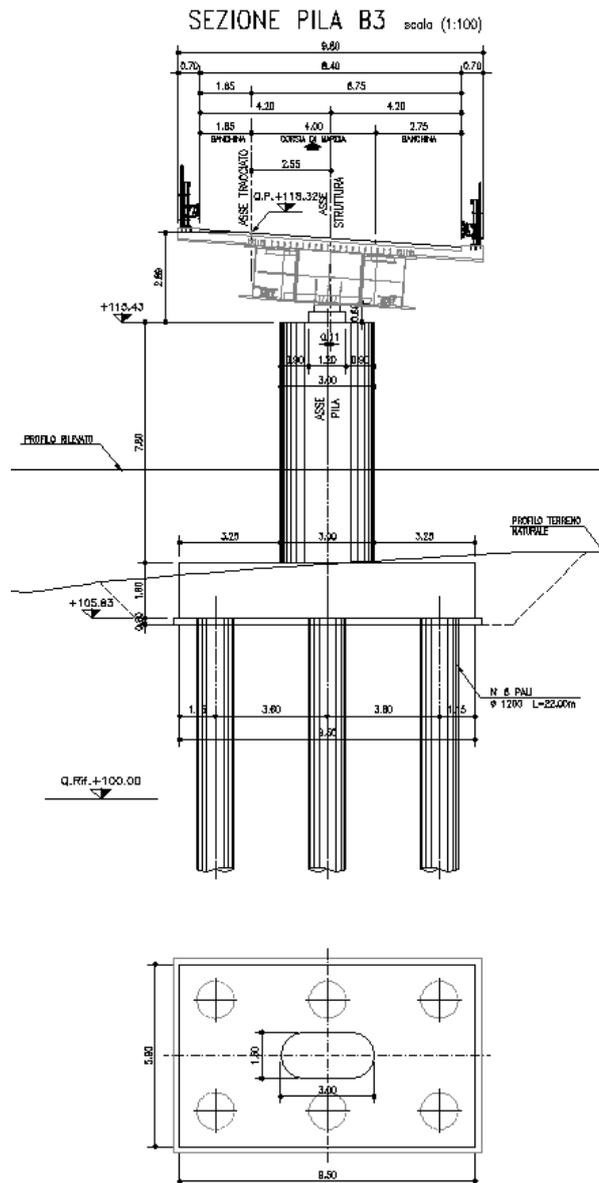
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	4985	-25091	6562
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	6732	-17038	19354
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	6809	-17038	19684
S.L.U. GEO min N	3872	-19452	6522
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	6168	-17038	18837
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	7374	-17038	21249
S.L.E. fond. min N	3707	-18737	5488
S.L.E. freq. min N	3596	-18264	5653
S.L.E. q.p. min N	3128	-17037	4340

8. Verifica pile

8.1 Descrizione della struttura

Le strutture di elevazione hanno uno spessore di 1.5 e larghezza e altezza variabile.





Pila	Larghezza [m]	Spessore [m]	Lunghezza [m]
B1	5.00	1.50	5.30
B2	5.00	1.50	10.50
B3	3.00	1.50	7.80

Le verifiche verranno condotte con riferimento alla sezione di spicco dell'elevazione essendo caratterizzate dalle maggiori sollecitazioni assiali, flettenti e di taglio.

8.2 Sollecitazioni di verifica – Pila B1

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni di verifica riferite alle combinazioni di S.L.U. e S.L.E. per la sezione di spiccato dell'elevazione:

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU STR	-8238	561	46	-6	284	4030
	-12992	-565	-82	6	-487	-7023
	-9518	935	84	-7	525	5637
	-9836	-943	-119	8	-738	-6635
	-10058	538	391	-1	2442	4510
	-10250	-546	-423	2	-2638	-5355
	-10100	-597	-103	21	-642	-4479
	-10199	445	20	-19	132	1927
	-10087	538	391	-1	2443	4465
	-10221	-546	-423	2	-2638	-5310
	-9193	915	156	-1	949	9517
	-10055	-923	-173	2	-1048	-10496

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU SLV	-8632	693	574	19	3542	6123
	-9211	-708	-558	-17	-3460	-4040
	-8791	695	536	19	3302	6481
	-9044	-709	-531	-17	-3288	-4413
	-9007	654	712	21	4332	6811
	-8828	-668	-707	-19	-4319	-4743
	-9063	684	632	23	3901	7155
	-8772	-697	-627	-21	-3887	-5087
	-9007	654	712	21	4332	6811
	-8828	-668	-707	-19	-4319	-4743
	-9105	687	574	22	3532	7315
	-8737	-701	-558	-19	-3450	-5231

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE RARA	-8448	428	51	-3	312	3507
	-11963	-437	-57	6	-333	-5351
	-9598	715	73	-4	457	4686
	-9196	-728	-77	7	-483	-4754
	-9930	410	338	0	2110	3644
	-9694	-423	-339	3	-2121	-3580
	-9974	-466	-72	18	-449	-3224
	-9641	327	26	-14	164	1805
	-9955	410	338	0	2110	3605
	-9668	-423	-339	3	-2121	-3541
	-9195	702	117	0	708	7726
	-9508	-715	-104	3	-625	-7776

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE FREQUENTE	-8604	-4	-7	0	-44	342
	-10614	-10	22	3	142	-270
	-8841	142	-21	-1	-138	2006
	-8994	-155	25	4	151	63
	-9039	130	80	3	486	2574
	-8796	-144	-75	0	-472	-506
	-9939	-13	36	6	220	491
	-9669	0	-31	-3	-190	-864
	-9039	130	80	3	486	2574
	-8796	-144	-75	0	-472	-506
	-9155	133	17	2	93	2840
	-9527	-3	24	1	167	-1724

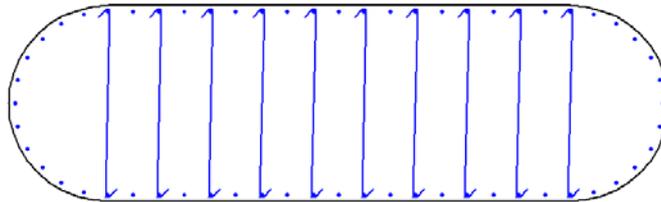
	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE Q. PERMANENTE	-8684	-3	-9	0	-59	455
	-9159	-12	25	3	141	1629
	-8843	-1	-47	-1	-299	813
	-8992	-13	52	3	313	1256
	-9041	-12	54	3	324	1381
	-8794	-1	-49	-1	-311	687
	-9115	-12	50	3	300	1487
	-8720	-1	-45	-1	-286	581
	-9041	-12	54	3	324	1381
	-8794	-1	-49	-1	-311	687
	-9157	-9	-9	2	-68	1647
	-8685	-5	25	1	150	437

Legenda:

- Fx Azione verticale negativa se di compressione
- Fy Azione di taglio in direzione trasversale
- Fz Azione di taglio in direzione longitudinale
- Mx Momento torsionale
- My Momento flettente longitudinale
- Mz Momento flettente trasversale

8.3 Verifiche della sezione di spiccato

Si considera la sezione di spiccato riportata di seguito. Si considera un calcestruzzo di classe C32/40 e condizioni di esposizione aggressive. Per la verifica si considera un'armatura composta da 60 \varnothing 24 e un copriferro di 40 mm inoltre si dispongono spilli \varnothing 10.



Di seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento alle massime sollecitazioni dedotte agli S.L. ultimi e di esercizio.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: PILA 1_BASE

(Percorso File: D:\Lavoro\110013 - FONTANABUONA\RAMPA B\LUSAS\OUT\PILA 1_BASE.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di calcolo fcd : 181.30 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 90.65 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 333458 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 30.20 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 192.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 192.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 144.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-187.00	-74.00
2	-198.00	-71.00
3	-209.00	-67.00
4	-219.00	-61.00
5	-228.00	-53.00
6	-236.00	-44.00
7	-242.00	-34.00
8	-246.00	-23.00
9	-249.00	-12.00
10	-250.00	0.00
11	-249.00	12.00
12	-246.00	23.00
13	-242.00	34.00
14	-236.00	44.00
15	-228.00	53.00
16	-219.00	61.00
17	-209.00	67.00
18	-198.00	71.00
19	-187.00	74.00
20	-175.00	75.00
21	175.00	75.00
22	187.00	74.00
23	198.00	71.00
24	209.00	67.00
25	219.00	61.00
26	228.00	53.00
27	236.00	44.00
28	242.00	34.00
29	246.00	23.00
30	249.00	12.00
31	250.00	0.00
32	249.00	-12.00
33	246.00	-23.00
34	242.00	-34.00
35	236.00	-44.00
36	228.00	-53.00
37	219.00	-61.00
38	209.00	-67.00
39	198.00	-71.00
40	187.00	-74.00
41	175.00	-75.00
42	-175.00	-75.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	193.00	68.00	24
2	210.00	61.00	24
3	224.00	49.00	24
4	236.00	35.00	24
5	243.00	18.00	24
6	245.00	0.00	24
7	243.00	-18.00	24
8	236.00	-35.00	24
9	224.00	-49.00	24
10	210.00	-61.00	24
11	193.00	-68.00	24
12	-193.00	-68.00	24
13	-210.00	-61.00	24
14	-224.00	-49.00	24
15	-236.00	-35.00	24
16	-243.00	-18.00	24
17	-245.00	0.00	24
18	-243.00	18.00	24
19	-236.00	35.00	24
20	-224.00	49.00	24
21	-210.00	61.00	24
22	-193.00	68.00	24
23	175.00	70.00	24

24	175.00	-70.00	24
25	-175.00	-70.00	24
26	-175.00	70.00	24
27	-156.00	-70.00	24
28	-136.00	-70.00	24
29	-117.00	-70.00	24
30	-97.00	-70.00	24
31	-78.00	-70.00	24
32	-58.00	-70.00	24
33	-39.00	-70.00	24
34	-19.00	-70.00	24
35	0.00	-70.00	24
36	19.00	-70.00	24
37	39.00	-70.00	24
38	58.00	-70.00	24
39	78.00	-70.00	24
40	97.00	-70.00	24
41	117.00	-70.00	24
42	136.00	-70.00	24
43	156.00	-70.00	24
44	156.00	70.00	24
45	136.00	70.00	24
46	117.00	70.00	24
47	97.00	70.00	24
48	78.00	70.00	24
49	58.00	70.00	24
50	39.00	70.00	24
51	19.00	70.00	24
52	0.00	70.00	24
53	-19.00	70.00	24
54	-39.00	70.00	24
55	-58.00	70.00	24
56	-78.00	70.00	24
57	-97.00	70.00	24
58	-117.00	70.00	24
59	-136.00	70.00	24
60	-156.00	70.00	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N. Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1299200	-48700	-702400	-8300	-56600
2	983700	-73800	-663500	-11900	-94300
3	1005900	244200	450900	39100	53700
4	1008800	244200	446400	39100	53700
5	919400	94900	951700	15600	91500
6	921100	-346000	-404000	-55800	-70800
7	904400	-328900	-441300	-53100	-70900
8	900800	433100	681100	71100	65400
9	900800	433100	681100	71100	65400
10	910600	353200	731500	57300	68600

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	1196400	-33400	-535100
2	919600	-48300	-475400
3	993000	210900	364400
4	995600	210900	360500
5	919500	70800	772600

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	1061400	14100	-27000
2	899400	15100	6200
3	903900	48500	257400
4	903900	48500	257400
5	915600	9300	283900

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	915900	14100	162800
2	899200	31200	125500
3	904100	32400	138100
4	904100	32400	138100
5	915800	-6900	164600

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N. Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	1299200	-48700	-702400	1299186	-329151	-4669202	6.648
2	S	983700	-73800	-663500	983675	-466067	-4054659	6.114
3	S	1005900	244200	450900	1005891	1211470	2258773	4.999
4	S	1008800	244200	446400	1008809	1218241	2225749	4.987
5	S	919400	94900	951700	919408	393608	3998063	4.200
6	S	921100	-346000	-404000	921123	-1260831	-1473823	3.646
7	S	904400	-328900	-441300	904377	-1233200	-1648530	3.741
8	S	900800	433100	681100	900804	1202801	1886205	2.772
9	S	900800	433100	681100	900804	1202801	1886205	2.772
10	S	910600	353200	731500	910604	1137253	2360689	3.226

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N. Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	-0.00334	-242.0	-34.0	0.00333	-236.0	-35.0	-0.01230	236.0	35.0
2	0.00350	-0.00375	-236.0	-44.0	0.00328	-236.0	-35.0	-0.01320	236.0	35.0
3	0.00350	-0.00252	187.0	74.0	0.00317	193.0	68.0	-0.01022	-193.0	-68.0
4	0.00350	-0.00254	187.0	74.0	0.00316	193.0	68.0	-0.01026	-193.0	-68.0
5	0.00350	-0.00418	236.0	44.0	0.00330	236.0	35.0	-0.01422	-236.0	-35.0
6	0.00350	-0.00354	-187.0	-74.0	0.00304	-175.0	-70.0	-0.01248	175.0	70.0
7	0.00350	-0.00332	-187.0	-74.0	0.00305	-175.0	-70.0	-0.01196	175.0	70.0
8	0.00350	-0.00303	187.0	74.0	0.00310	193.0	68.0	-0.01133	-193.0	-68.0
9	0.00350	-0.00303	187.0	74.0	0.00310	193.0	68.0	-0.01133	-193.0	-68.0
10	0.00350	-0.00261	187.0	74.0	0.00318	193.0	68.0	-0.01045	-193.0	-68.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000030841	-0.000015354	-0.004485684		
2	-0.000031308	-0.000024326	-0.004959065		
3	0.000011189	0.000066651	-0.003524528		
4	0.000011020	0.000067383	-0.003547141		
5	0.000033893	0.000021755	-0.005456065		
6	-0.000008392	-0.000089845	-0.004717822		
7	-0.000009151	-0.000084327	-0.004451495		
8	0.000010154	0.000077275	-0.004117141		
9	0.000010154	0.000077275	-0.004117141		
10	0.000012395	0.000065042	-0.003630887		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	14.9 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Numero Legature:	10	(Diametro = 10 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	54367	1266146	195737	271.2	150.5	21.80°	1.102	2.3	8.2(1.4)
2	S	81766	1023878	161897	206.0	164.0	21.80°	1.077	4.5	8.9(2.2)
3	S	47451	1672200	459737	144.5	381.3	21.80°	1.079	3.7	36.1(29.4)
4	S	47255	1690376	462709	144.4	385.5	21.80°	1.079	3.7	36.4(29.6)
5	S	85429	1059718	172363	228.2	153.9	21.80°	1.072	4.3	8.6(1.8)
6	S	62142	1913931	626312	143.8	441.2	21.80°	1.072	4.9	49.5(42.7)
7	S	60439	1881391	558623	144.0	433.6	21.80°	1.071	4.8	44.1(37.3)
8	S	79014	1788096	487326	144.3	411.4	21.80°	1.071	6.2	38.4(31.6)
9	S	79014	1788096	487326	144.3	411.4	21.80°	1.071	6.2	38.4(31.6)
10	S	69129	1530509	399851	144.6	351.0	21.80°	1.072	5.4	31.4(24.7)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	26.2	-236.0	-44.0	94	236.0	35.0	0	0		0.000
2	S	22.0	-228.0	-53.0	46	224.0	49.0	0	0		0.000
3	S	29.5	187.0	74.0	-29	-193.0	-68.0	0	0		0.000
4	S	29.5	187.0	74.0	-28	-193.0	-68.0	0	0		0.000
5	S	27.7	228.0	53.0	-37	-224.0	-49.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	15.4	-187.0	74.0	199	193.0	-68.0	0	0		0.000
2	S	13.0	175.0	75.0	169	-175.0	-70.0	0	0		0.000
3	S	18.4	209.0	67.0	93	-210.0	-61.0	0	0		0.000
4	S	18.4	209.0	67.0	93	-210.0	-61.0	0	0		0.000
5	S	17.5	246.0	23.0	109	-243.0	-18.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	15.5	236.0	44.0	139	-224.0	-49.0	0	0		0.000
2	S	15.5	209.0	67.0	133	-193.0	-68.0	0	0		0.000
3	S	15.8	209.0	67.0	130	-210.0	-61.0	0	0		0.000
4	S	15.8	209.0	67.0	130	-210.0	-61.0	0	0		0.000
5	S	15.4	242.0	-34.0	141	-236.0	35.0	0	0		0.000

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

8.4 Sollecitazioni di verifica – Pila B2

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni di verifica riferite alle combinazioni di S.L.U. e S.L.E. per la sezione di spiccatto dell'elevazione:

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S.L.U. STR	-7944	539	91	7	1001	5809
	-12124	-528	-27	-5	-338	-14905
	-10195	922	161	8	1762	9483
	-8395	-923	-107	-4	-1200	-16622
	-10030	561	326	7	3566	5152
	-9234	-557	-270	-4	-2987	-12323
	-9062	366	36	27	368	-602
	-9210	-538	-7	-19	-90	-9157
	-9958	561	326	7	3567	5262
	-9263	-557	-270	-4	-2988	-12378
	-8177	901	128	9	1416	12564
	-9959	-902	-86	-7	-982	-19323

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S.L.U. SLV	-8266	630	568	22	5905	6328
	-8576	-635	-524	-17	-5446	-12269
	-8489	633	567	21	5891	6145
	-8353	-644	-532	-17	-5533	-11823
	-8337	596	687	20	6775	5857
	-8504	-608	-652	-15	-6417	-11534
	-8290	606	538	25	5562	3705
	-8552	-611	-493	-20	-5103	-9646
	-8337	596	687	20	6775	5857
	-8504	-608	-652	-15	-6417	-11534
	-8332	622	552	21	5733	6549
	-8511	-637	-521	-17	-5422	-12329

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S.L.E. RARA	-7991	417	79	6	865	4169
	-11189	-418	-29	-1	-363	-14225
	-9511	704	124	8	1343	5506
	-8384	-716	-84	-2	-945	-13819
	-9346	425	271	7	2961	2221
	-9135	-434	-230	-2	-2547	-10562
	-8509	263	24	24	243	-1665
	-9109	-423	-5	-14	-76	-8969
	-9284	425	271	7	2961	2317
	-9160	-434	-230	-2	-2547	-10610
	-8194	684	94	8	1036	8090
	-9307	-697	-65	-4	-755	-16090

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S.L.E. FREQUENTE	-8127	5	33	1	351	-1482
	-9951	-9	12	3	106	-6524
	-8523	148	52	2	563	52
	-8319	-159	-17	3	-205	-5729
	-8365	145	55	3	600	124
	-8476	-157	-20	2	-241	-5801
	-8507	-22	5	6	37	-5103
	-9108	14	44	-1	461	-3384
	-8365	145	55	3	600	124
	-8476	-157	-20	2	-241	-5801
	-8366	137	37	2	405	456
	-9298	-12	12	4	99	-6758

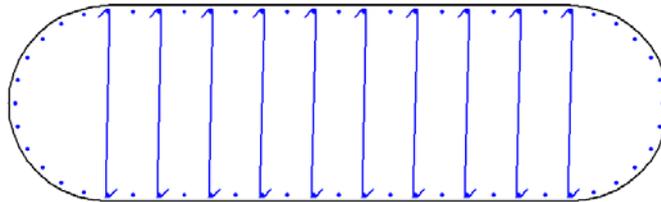
	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
S.L.E. PERMANENTE	-8302	8	38	1	410	-1572
	-8540	-13	6	4	49	-4370
	-8524	11	37	0	396	-1755
	-8318	-22	-2	4	-38	-3923
	-8367	8	40	1	433	-1683
	-8475	-20	-5	4	-74	-3995
	-8326	-16	8	4	67	-4195
	-8516	11	37	0	392	-1746
	-8367	8	40	1	433	-1683
	-8475	-20	-5	4	-74	-3995
	-8368	0	22	1	238	-1350
	-8475	-15	8	4	73	-4429

Legenda:

- Fx Azione verticale negativa se di compressione
- Fy Azione di taglio in direzione trasversale
- Fz Azione di taglio in direzione longitudinale
- Mx Momento torsionale
- My Momento flettente longitudinale
- Mz Momento flettente trasversale

8.5 Verifiche della sezione di spiccato

Si considera la sezione di spiccato riportata di seguito. Si considera un calcestruzzo di classe C32/40 e condizioni di esposizione aggressive. Per la verifica si considera un'armatura composta da 60 \varnothing 24 e un copriferro di 40 mm inoltre si dispongono spilli \varnothing 10.



Di seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento alle massime sollecitazioni dedotte agli S.L. ultimi e di esercizio.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: PILA 2_BASE

(Percorso File: D:\Lavoro\110013 - FONTANABUONA\RAMPA B\LUSAS\OUT\PILA 2_BASE.sez)

```

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza:          Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:                   Sezione generica
Normativa di riferimento:              N.T.C.
Percorso sollecitazione:               A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:                 Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:         Assi x,y principali d'inertza
Riferimento alla sismicit :           Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:         In zona critica

```

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

```

CONGLOMERATO - Classe: C32/40
Resis. compr. di calcolo fcd :      181.30 daN/cm2
Resis. compr. ridotta fcd' :        90.65 daN/cm2
Def.unit. max resistenza ec2 :      0.0020
Def.unit. ultima ecu :              0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :      Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :        333458 daN/cm2
Coeff. di Poisson :                 0.20
Resis. media a trazione fctm :      30.20 daN/cm2
Coeff. Omogen. S.L.E. :             15.0
Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                      192.00 daN/cm2
    Apert.Fess.Limite :              Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                      192.00 daN/cm2
    Apert.Fess.Limite :              0.300 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
    Sc Limite :                      144.00 daN/cm2
    Apert.Fess.Limite :              0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk :      4500.0 daN/cm2
Resist. caratt. rottura ftk :       4500.0 daN/cm2
Resist. snerv. di calcolo fyd :     3913.0 daN/cm2
Resist. ultima di calcolo ftd :     3913.0 daN/cm2
Deform. ultima di calcolo Epu :     0.068
Modulo Elastico Ef :                2000000 daN/cm2
Diagramma tensione-deformaz. :      Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1*\beta_2$  : 1.00 daN/cm2
Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1*\beta_2$  : 0.50 daN/cm2
Comb.Rare Sf Limite :               3600.0 daN/cm2

```

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

```

DOMINIO N  1
Forma del Dominio:      Poligonale
Classe Conglomerato:   C32/40

```

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-187.00	-74.00
2	-198.00	-71.00
3	-209.00	-67.00
4	-219.00	-61.00
5	-228.00	-53.00
6	-236.00	-44.00
7	-242.00	-34.00
8	-246.00	-23.00
9	-249.00	-12.00
10	-250.00	0.00
11	-249.00	12.00
12	-246.00	23.00
13	-242.00	34.00
14	-236.00	44.00
15	-228.00	53.00
16	-219.00	61.00
17	-209.00	67.00
18	-198.00	71.00
19	-187.00	74.00
20	-175.00	75.00
21	175.00	75.00
22	187.00	74.00
23	198.00	71.00
24	209.00	67.00
25	219.00	61.00
26	228.00	53.00
27	236.00	44.00
28	242.00	34.00
29	246.00	23.00
30	249.00	12.00
31	250.00	0.00
32	249.00	-12.00
33	246.00	-23.00
34	242.00	-34.00
35	236.00	-44.00
36	228.00	-53.00
37	219.00	-61.00
38	209.00	-67.00
39	198.00	-71.00
40	187.00	-74.00
41	175.00	-75.00
42	-175.00	-75.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	193.00	68.00	24
2	210.00	61.00	24
3	224.00	49.00	24
4	236.00	35.00	24
5	243.00	18.00	24
6	245.00	0.00	24
7	243.00	-18.00	24
8	236.00	-35.00	24
9	224.00	-49.00	24
10	210.00	-61.00	24
11	193.00	-68.00	24
12	-193.00	-68.00	24
13	-210.00	-61.00	24
14	-224.00	-49.00	24
15	-236.00	-35.00	24
16	-243.00	-18.00	24
17	-245.00	0.00	24
18	-243.00	18.00	24
19	-236.00	35.00	24
20	-224.00	49.00	24
21	-210.00	61.00	24
22	-193.00	68.00	24
23	175.00	70.00	24

24	175.00	-70.00	24
25	-175.00	-70.00	24
26	-175.00	70.00	24
27	-156.00	-70.00	24
28	-136.00	-70.00	24
29	-117.00	-70.00	24
30	-97.00	-70.00	24
31	-78.00	-70.00	24
32	-58.00	-70.00	24
33	-39.00	-70.00	24
34	-19.00	-70.00	24
35	0.00	-70.00	24
36	19.00	-70.00	24
37	39.00	-70.00	24
38	58.00	-70.00	24
39	78.00	-70.00	24
40	97.00	-70.00	24
41	117.00	-70.00	24
42	136.00	-70.00	24
43	156.00	-70.00	24
44	156.00	70.00	24
45	136.00	70.00	24
46	117.00	70.00	24
47	97.00	70.00	24
48	78.00	70.00	24
49	58.00	70.00	24
50	39.00	70.00	24
51	19.00	70.00	24
52	0.00	70.00	24
53	-19.00	70.00	24
54	-39.00	70.00	24
55	-58.00	70.00	24
56	-78.00	70.00	24
57	-97.00	70.00	24
58	-117.00	70.00	24
59	-136.00	70.00	24
60	-156.00	70.00	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N. Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1212400	-33900	-1490500	-2700	-52900
2	839500	-120100	-1662200	-10700	-92300
3	1003000	356600	515200	32600	56000
4	995900	356600	526200	32600	56000
5	817800	141600	1256300	12800	90000
6	857600	-544700	-1227000	-52400	-63500
7	835400	-553300	-1182300	-53200	-64500
8	833800	677500	585600	68600	59600
9	833800	677500	585600	68600	59600
10	833300	573200	654900	55200	62100

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	1119000	-36300	-1422500
2	838400	-94500	-1382000
3	934700	296000	222100
4	928500	296100	231600
5	819400	103500	809000

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	995200	10500	-652500
2	832000	-20600	-573000
3	836600	59900	12300
4	836600	59900	12300
5	836700	40500	45500

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	854100	4800	-437000
2	831800	-3800	-392300
3	836700	43200	-168300
4	836700	43200	-168300
5	836800	23800	-135100

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N. Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	1212400	-33900	-1490500	1212400	-123188	-4604506	3.090
2	S	839500	-120100	-1662200	839494	-286207	-3919598	2.358
3	S	1003000	356600	515200	1002999	1269333	1830964	3.556
4	S	995900	356600	526200	995889	1262203	1855430	3.530
5	S	817800	141600	1256300	817806	424028	3797917	3.023
6	S	857600	-544700	-1227000	857575	-1085104	-2466500	2.007
7	S	835400	-553300	-1182300	835406	-1098421	-2320300	1.967
8	S	833800	677500	585600	833796	1244362	1066995	1.830
9	S	833800	677500	585600	833796	1244362	1066995	1.830
10	S	833300	573200	654900	833293	1216898	1392469	2.125

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N. Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1	0.00350	-0.00393	-249.0	-12.0	0.00333	-243.0	-18.0	-0.01367	243.0	18.0
2	0.00350	-0.00479	-242.0	-34.0	0.00329	-236.0	-35.0	-0.01563	236.0	35.0
3	0.00350	-0.00291	187.0	74.0	0.00309	193.0	68.0	-0.01105	-193.0	-68.0
4	0.00350	-0.00290	187.0	74.0	0.00310	193.0	68.0	-0.01102	-193.0	-68.0
5	0.00350	-0.00436	236.0	44.0	0.00328	236.0	35.0	-0.01462	-236.0	-35.0
6	0.00350	-0.00265	-187.0	-74.0	0.00320	-193.0	-68.0	-0.01056	193.0	68.0
7	0.00350	-0.00276	-187.0	-74.0	0.00318	-193.0	-68.0	-0.01079	193.0	68.0
8	0.00350	-0.00453	175.0	75.0	0.00296	175.0	70.0	-0.01470	-175.0	-70.0
9	0.00350	-0.00453	175.0	75.0	0.00296	175.0	70.0	-0.01470	-175.0	-70.0
10	0.00350	-0.00388	187.0	74.0	0.00302	175.0	70.0	-0.01325	-175.0	-70.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a	Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
b	Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
c	Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000034514	-0.000006274	-0.005169218		
2	-0.000037563	-0.000017025	-0.006168998		
3	0.000009404	0.000077304	-0.003978943		
4	0.000009532	0.000076767	-0.003963201		
5	0.000034270	0.000024608	-0.005670354		
6	-0.000013461	-0.000062994	-0.003678849		
7	-0.000012809	-0.000066384	-0.003807647		
8	0.000007042	0.000108491	-0.005869102		
9	0.000007042	0.000108491	-0.005869102		
10	0.000008439	0.000095087	-0.005114540		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	14.9 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Numero Legature:	10	(Diametro = 8 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	52530	1762520	253355	415.8	137.6	21.80°	1.095	1.4	6.9(0.2)
2	S	88485	1191265	190232	284.4	139.7	21.80°	1.066	3.5	7.6(0.8)
3	S	39124	1888474	380392	144.1	431.7	21.80°	1.079	3.1	30.0(23.2)
4	S	39252	1874774	378988	144.2	428.6	21.80°	1.078	3.1	29.9(23.1)
5	S	80571	996122	151156	213.4	155.9	21.80°	1.064	4.3	8.0(1.3)
6	S	64513	1434294	251478	144.9	329.7	21.80°	1.067	5.1	19.7(13.0)
7	S	64456	1482019	285853	144.6	341.9	21.80°	1.066	5.1	22.5(15.7)
8	S	72316	1920105	452353	143.6	445.9	21.80°	1.066	5.7	35.8(29.0)
9	S	72316	1920105	452353	143.6	445.9	21.80°	1.066	5.7	35.8(29.0)
10	S	60474	1891229	435113	143.8	438.6	21.80°	1.066	4.8	34.4(27.6)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	40.7	-249.0	-12.0	-151	243.0	18.0	0	0		0.000
2	S	37.6	-236.0	-44.0	-216	236.0	35.0	0	0		0.000
3	S	31.3	175.0	75.0	-76	-175.0	-70.0	0	0		0.000
4	S	31.4	175.0	75.0	-79	-175.0	-70.0	0	0		0.000
5	S	28.3	219.0	61.0	-85	-210.0	-61.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	25.1	-249.0	12.0	29	243.0	-18.0	0	0		0.000
2	S	21.6	-246.0	-23.0	15	243.0	18.0	0	0		0.000
3	S	14.7	175.0	75.0	122	-175.0	-70.0	0	0		0.000
4	S	14.7	175.0	75.0	122	-175.0	-70.0	0	0		0.000
5	S	14.0	187.0	74.0	130	-193.0	-68.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	19.3	-249.0	12.0	58	245.0	0.0	0	0		0.000
2	S	18.2	-249.0	-12.0	65	245.0	0.0	0	0		0.000
3	S	15.9	-209.0	67.0	103	193.0	-68.0	0	0		0.000
4	S	15.9	-209.0	67.0	103	193.0	-68.0	0	0		0.000
5	S	14.4	-209.0	67.0	123	210.0	-61.0	0	0		0.000

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

8.6 Sollecitazioni di verifica – Pila B3

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni di verifica riferite alle combinazioni di S.L.U. e S.L.E. per la sezione di spiccato dell'elevazione:

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU STR	-3857	-294	49	0	345	-2051
	-7511	326	-71	0	-497	2278
	-5940	504	-88	0	-614	3515
	-4120	-479	74	0	518	-3338
	-5329	-221	234	0	1641	-1539
	-5743	247	-245	0	-1721	1720
	-5168	165	-3	0	-21	1146
	-4810	-449	56	0	390	-3128
	-5329	-221	234	0	1641	-1539
	-5743	247	-245	0	-1721	1720
	-5940	504	-88	0	-614	3515
	-4120	-479	74	0	518	-3338

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLU SLV	-4486	260	296	0	2043	1735
	-4942	-251	-339	0	-2345	-1669
	-4800	305	346	0	2399	2050
	-4625	-293	-382	0	-2647	-1965
	-4627	266	370	0	2505	1836
	-4799	-254	-405	0	-2753	-1751
	-4703	288	347	0	2401	1931
	-4722	-276	-382	0	-2649	-1847
	-4627	266	370	0	2505	1836
	-4799	-254	-405	0	-2753	-1751
	-4800	305	346	0	2399	2050
	-4625	-293	-382	0	-2647	-1965

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE RARA	-4048	-226	14	0	100	-1574
	-6873	260	-55	0	-388	1815
	-5501	398	-61	0	-430	2774
	-4283	-369	28	0	199	-2574
	-5346	-159	183	0	1283	-1103
	-5318	188	-214	0	-1500	1306
	-5207	124	-9	0	-65	859
	-4535	-205	-9	0	-60	-1426
	-5346	-159	183	0	1283	-1103
	-5318	188	-214	0	-1500	1306
	-5501	398	-61	0	-430	2774
	-4283	-369	28	0	199	-2574

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE FREQUENTE	-4289	-15	-36	0	-249	-106
	-5968	38	-7	0	-49	269
	-4874	100	-1	0	-5	698
	-4551	-88	-35	0	-243	-613
	-4664	-58	35	0	247	-403
	-4762	70	-70	0	-495	488
	-4777	83	0	0	-3	580
	-4648	-71	-35	0	-245	-495
	-4664	-58	35	0	247	-403
	-4762	70	-70	0	-495	488
	-4874	100	-1	0	-5	698
	-4551	-88	-35	0	-243	-613

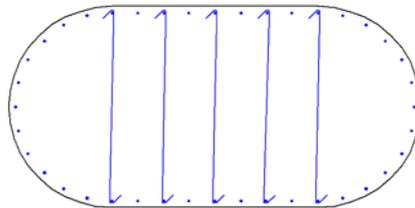
	N	Vtrasv	Vlong	Mtors	Mlong	Mtrasv
	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
SLE Q. PERMANENTE	-4547	-14	-34	0	-238	-98
	-4881	23	-9	0	-65	163
	-4861	31	17	0	119	217
	-4564	-19	-52	0	-367	-133
	-4676	11	18	0	123	77
	-4749	1	-53	0	-371	7
	-4764	14	17	0	120	99
	-4661	-2	-52	0	-368	-14
	-4676	11	18	0	123	77
	-4749	1	-53	0	-371	7
	-4861	31	17	0	119	217
	-4564	-19	-52	0	-367	-133

Legenda:

- Fx Azione verticale negativa se di compressione
- Fy Azione di taglio in direzione trasversale
- Fz Azione di taglio in direzione longitudinale
- Mx Momento torsionale
- My Momento flettente longitudinale
- Mz Momento flettente trasversale

8.7 Verifiche della sezione di spiccato

Si considera la sezione di spiccato riportata di seguito. Si considera un calcestruzzo di classe C32/40 e condizioni di esposizione aggressive. Per la verifica si considera un'armatura composta da 40 \varnothing 20 e un copriferro di 40 mm inoltre si dispongono spilli \varnothing 10.



Di seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento alle massime sollecitazioni dedotte agli S.L. ultimi e di esercizio.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: PILA 3_BASE

(Percorso File: D:\Lavoro\110013 - FONTANABUONA\RAMPA B\LUSAS\OUT\PILA 3_BASE.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertza
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di calcolo f_{cd} : 181.30 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta f_{cd}' : 90.65 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza $ec2$: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 333458 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 30.20 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 192.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 192.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.300 mm
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 144.00 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 4500.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo f_{yd} : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo f_{td} : 3913.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo E_{pu} : 0.068
 Modulo Elastico E_f : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1*\beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1*\beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-87.00	-74.00
2	-98.00	-71.00
3	-109.00	-67.00
4	-119.00	-61.00
5	-128.00	-53.00
6	-136.00	-44.00
7	-142.00	-34.00
8	-146.00	-23.00
9	-149.00	-12.00
10	-150.00	0.00
11	-149.00	12.00
12	-146.00	23.00
13	-142.00	34.00
14	-136.00	44.00
15	-128.00	53.00
16	-119.00	61.00
17	-109.00	67.00
18	-98.00	71.00
19	-87.00	74.00
20	-75.00	75.00
21	75.00	75.00
22	87.00	74.00
23	98.00	71.00
24	109.00	67.00
25	119.00	61.00
26	128.00	53.00
27	136.00	44.00
28	142.00	34.00
29	146.00	23.00
30	149.00	12.00
31	150.00	0.00
32	149.00	-12.00
33	146.00	-23.00
34	142.00	-34.00
35	136.00	-44.00
36	128.00	-53.00
37	119.00	-61.00
38	109.00	-67.00
39	98.00	-71.00
40	87.00	-74.00
41	75.00	-75.00
42	-75.00	-75.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	93.00	68.00	20
2	110.00	61.00	20
3	124.00	49.00	20
4	136.00	35.00	20
5	143.00	18.00	20
6	145.00	0.00	20
7	143.00	-18.00	20
8	136.00	-35.00	20
9	124.00	-49.00	20
10	110.00	-61.00	20
11	93.00	-68.00	20
12	-93.00	-68.00	20
13	-110.00	-61.00	20
14	-124.00	-49.00	20
15	-136.00	-35.00	20
16	-143.00	-18.00	20
17	-145.00	0.00	20
18	-143.00	18.00	20
19	-136.00	35.00	20
20	-124.00	49.00	20
21	-110.00	61.00	20
22	-93.00	68.00	20
23	75.00	-70.00	20

24	75.00	70.00	20
25	-75.00	70.00	20
26	-75.00	-70.00	20
27	-56.00	-70.00	20
28	-37.00	-70.00	20
29	-19.00	-70.00	20
30	0.00	-70.00	20
31	19.00	-70.00	20
32	37.00	-70.00	20
33	56.00	-70.00	20
34	-56.00	70.00	20
35	-37.00	70.00	20
36	-19.00	70.00	20
37	0.00	70.00	20
38	19.00	70.00	20
39	38.00	70.00	20
40	56.00	70.00	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N. Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	751200	-49700	227700	-7100	32600
2	412100	51800	-333900	7300	-47900
3	533000	164000	-154000	23300	-22200
4	533000	164000	-154000	23300	-22200
5	594100	-61500	351400	-8800	50400
6	494300	-234600	-167000	-33900	-25200
7	462600	-264800	-196600	-38200	-29400
8	462700	250500	183500	36900	26500
9	462700	250500	183500	36900	26500
10	480100	239900	204900	34600	30500

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	687400	-38900	181400
2	428400	19800	-257500
3	534700	128300	-110300
4	534700	128300	-110300
5	550100	-43000	277300

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	596900	-5000	26800
2	455200	-24400	-61400
3	466400	24600	-40400
4	466400	24600	-40400
5	487500	-500	69800

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

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.

My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inertia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N. Comb.	N	Mx	My
1	488200	-6500	16300
2	456500	-36700	-13300
3	467700	12300	7700
4	467700	12300	7700
5	486200	11800	21700

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 16.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 2.4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inertia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N. Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	751200	-49700	227700	751180	-303428	1391541	6.111
2	S	412100	51800	-333900	412084	176084	-1106089	3.315
3	S	533000	164000	-154000	533018	611645	-570472	3.718
4	S	533000	164000	-154000	533018	611645	-570472	3.718
5	S	594100	-61500	351400	594081	-225062	1277651	3.637
6	S	494300	-234600	-167000	494327	-614536	-438315	2.621
7	S	462600	-264800	-196600	462618	-595207	-442698	2.249
8	S	462700	250500	183500	462688	595844	439245	2.384
9	S	462700	250500	183500	462688	595844	439245	2.384
10	S	480100	239900	204900	480090	593372	509046	2.478

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N. Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00301	136.0	-44.0	0.00323	136.0	-35.0	-0.01143	-136.0	35.0
2	0.00350	-0.00532	-142.0	34.0	0.00313	-143.0	18.0	-0.01671	143.0	-18.0
3	0.00350	-0.00345	-87.0	74.0	0.00309	-93.0	68.0	-0.01231	93.0	-68.0
4	0.00350	-0.00345	-87.0	74.0	0.00309	-93.0	68.0	-0.01231	93.0	-68.0
5	0.00350	-0.00397	142.0	-34.0	0.00320	136.0	-35.0	-0.01362	-136.0	35.0
6	0.00350	-0.00403	-87.0	-74.0	0.00300	-93.0	-68.0	-0.01356	93.0	68.0
7	0.00350	-0.00416	-87.0	-74.0	0.00300	-93.0	-68.0	-0.01387	93.0	68.0
8	0.00350	-0.00417	87.0	74.0	0.00300	93.0	68.0	-0.01390	-93.0	-68.0
9	0.00350	-0.00417	87.0	74.0	0.00300	93.0	68.0	-0.01390	-93.0	-68.0
10	0.00350	-0.00384	87.0	74.0	0.00305	93.0	68.0	-0.01318	-93.0	-68.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N. Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000046313	-0.000029577	-0.004099994		
2	-0.000065966	0.000027079	-0.006787928		
3	-0.000019322	0.000086837	-0.004606953		
4	-0.000019322	0.000086837	-0.004606953		
5	0.000055011	-0.000026448	-0.005210810		
6	-0.000016280	-0.000099522	-0.005280981		
7	-0.000017026	-0.000100740	-0.005436037		
8	0.000016923	0.000101080	-0.005452188		
9	0.000016923	0.000101080	-0.005452188		
10	0.000018660	0.000093812	-0.005065512		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm	
Passo staffe:	14.9 cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Numero Legature:	5	(Diametro = 10 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)

N. Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	31297	911305	150138	207.1	141.8	21.80°	1.103	1.7	8.2(1.5)
2	S	47084	910152	160929	235.7	129.9	21.80°	1.057	2.3	7.8(1.0)
3	S	27565	1038243	347245	143.2	240.1	21.80°	1.073	2.2	27.5(20.8)
4	S	27565	1038243	347245	143.2	240.1	21.80°	1.073	2.2	27.5(20.8)
5	S	49236	925147	157230	225.8	134.6	21.80°	1.082	2.5	7.9(1.2)
6	S	37524	1054245	362124	142.2	246.7	21.80°	1.068	3.0	28.9(22.2)
7	S	42565	1038674	361099	142.5	243.7	21.80°	1.064	3.4	28.8(22.0)
8	S	40769	1042483	361388	142.4	244.7	21.80°	1.064	3.3	28.8(22.1)
9	S	40769	1042483	361388	142.4	244.7	21.80°	1.064	3.3	28.8(22.1)
10	S	39885	1031374	353515	143.0	240.5	21.80°	1.066	3.2	28.1(21.3)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N. Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	27.9	136.0	-44.0	80	-136.0	35.0	0	0		0.000
2	S	24.9	-146.0	23.0	-61	143.0	-18.0	0	0		0.000
3	S	29.3	-87.0	74.0	-45	93.0	-68.0	0	0		0.000
4	S	29.3	-87.0	74.0	-45	93.0	-68.0	0	0		0.000
5	S	29.8	142.0	-34.0	-46	-136.0	35.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N. Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
----------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	----	----------

1	S	15.9	136.0	-44.0	189	-136.0	35.0	0	0	0.000
2	S	15.6	-119.0	-61.0	94	110.0	61.0	0	0	0.000
3	S	15.0	-109.0	67.0	111	110.0	-61.0	0	0	0.000
4	S	15.0	-109.0	67.0	111	110.0	-61.0	0	0	0.000
5	S	15.5	150.0	0.0	117	-145.0	0.0	0	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	12.9	119.0	-61.0	156	-110.0	61.0	0	0		0.000
2	S	15.0	0.0	0.0	105	75.0	70.0	0	0		0.000
3	S	12.6	87.0	74.0	146	-93.0	-68.0	0	0		0.000
4	S	12.6	87.0	74.0	146	-93.0	-68.0	0	0		0.000
5	S	13.5	109.0	67.0	146	-110.0	-61.0	0	0		0.000

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.