



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO TONGUSCI

RELAZIONE DI CALCOLO

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 RESPONSABILE UFFICIO STR</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302			STR0116					
								SCALA: -		

	<p>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	-
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Lucio Ferretti Torricelli - O.I. Brescia n° 2188
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Lucio Ferretti Torricelli - O.I. Brescia N. 2188

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

Bretella Rapallo – Fontanabuona
Viadotto Tongusci – relazione di calcolo impalcato e sottostrutture

1.	Introduzione	4
1.1	Generalità	4
1.2	Descrizione generale dell'opera	4
1.2.1	Impalcato	4
1.2.2	Sottostrutture	6
1.2.3	Sistema di vincolo	8
1.3	Normative di riferimento	9
1.4	Contestualizzazione dell'opera	10
1.4.1	Condizioni ambientali	10
1.4.2	Classi di esposizione	10
1.4.3	Classificazione traffico	10
1.4.4	Caratteristiche materiali	10
1.4.5	Classe di esecuzione	11
1.5	Software di calcolo	11
1.6	Convenzioni generali	12
1.7	Impostazioni generali delle analisi	13
1.7.1	Fasi di analisi	13
1.7.2	Analisi e verifiche eseguite	14
1.7.3	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	15
1.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	22
1.8.1	Stato della soletta	22
1.8.2	Larghezze collaboranti	23
1.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	23
1.9	Caratteristiche dimensionali sezioni	23
1.10	Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)	25
2.	Analisi dei carichi	25
2.1	Carichi agenti in fase 1	25
2.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	25
2.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	26
2.1.3	Peso proprio sottostrutture (g_{k1}''')	27
2.2	Carichi agenti in fase 2	27
2.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2})	27
2.2.2	Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)	27
2.3	Carichi agenti in fase 3	29
2.3.1	Variazioni termiche (T_k)	29
2.3.2	Carichi mobili (Q_k)	30
2.3.3	Azione del vento (F_w)	33
2.3.4	Attrito appoggi (Q_{frict})	35
2.3.5	Azione sismica (E_d)	35

2.4	Combinazioni di carico	37
3.	Analisi strutturale	39
3.1	Analisi statica globale	39
3.1.1	Risultati salienti	40
3.2	Analisi dinamica	139
4.	Verifica impalcato metallico	141
4.1	Verifica travi longitudinali	141
4.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	142
4.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	148
4.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	151
4.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	152
4.1.5	Verifica connessione trave/soletta	155
4.2	Verifica stiffeners trasversali e ribs longitudinali	157
4.2.1	Irrigidenti intermedi	158
4.2.2	Irrigidenti d'appoggio	159
5.	Deformazioni e controfrecce	160
5.1	Contromonte di progetto	164
6.	Apparecchiature di appoggio e giunto	165
6.1	Generalità	165
6.2	Portate appoggi	166
6.3	Deformazioni agli appoggi	168
6.3.1	Spostamenti orizzontali	168
6.3.2	Rotazioni	168
6.4	Dimensionamento varchi e giunti	170
7.	Spalle	171
7.1	Generalità	171
7.2	Analisi dei carichi	174
7.3	Calcolo sollecitazioni	175
7.3.1	Sollecitazioni lungo l'elevazione	178
7.3.2	Sollecitazioni in fondazione	183
8.	Pile e fondazioni	184
8.1	Sollecitazioni spiccato pila	185
8.2	Sollecitazioni intradosso fondazione	187

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 al viadotto Tongusci, da realizzarsi nell'ambito della riqualificazione di tracciato della strada SP 22, tra le progressive 0+300.01 e progr. 0+410.01.

Per dettagli e sviluppo computazionale relativo alle sottofondazioni, si rimanda allo specifico elaborato.

1.2 Descrizione generale dell'opera

1.2.1 Impalcato

L'opera consta di un ponte a tre campate, di sequenza 32+46+32 m, ordita tra due spalle in c.a., denominate rispettivamente "spalla A" e "spalla B" e su due pile a setto, di altezza media pari a circa 6 m; la larghezza complessiva della soletta, che ospita un piano viabile di 9.50 m, è pari a 12.70 m.

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

- 4 allineamenti di travi longitudinali a doppio T, in composizione strutturale con la soletta, disposte ad interasse trasversali pari a 3 m.
- 2 traversi di spalla, disposti a collegare i 4 allineamenti di trave
- 2 traversi di pila, disposti a collegare i 4 allineamenti di trave
- 24 traversi intermedi formati da travi a doppio T in composizione saldata, disposti a collegare a coppie gli allineamenti delle travi principali.

Come indicato poco sopra, la luce delle travi, valutata in asse struttura, prevede la sequenza 32 + 46 + 32 m, cui si aggiunge un retrotrave alle spalle pari a 0.5 m.

L'altezza complessiva dell'opera è pari a 1.86 m (trave metallica da 1.60 m + soletta da 0.26 m), cui consegue un rapporto luce altezza è pari a 1/24.7

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 (o similari), che collegano orizzontalmente, a due a due, le quattro travi, in corrispondenza dei campi di estremità.

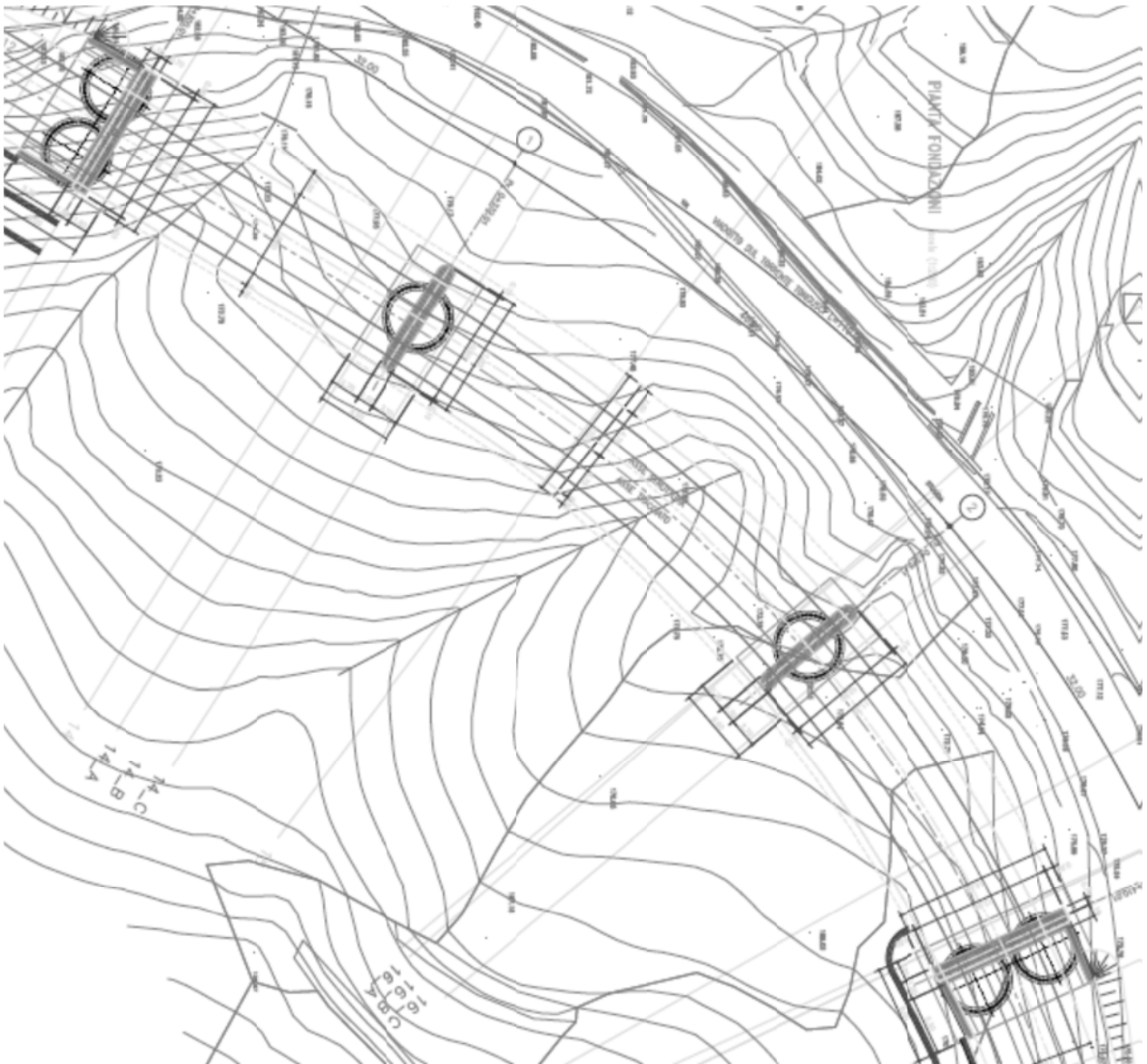
Tutte le giunzioni tra conci delle travi longitudinali sono previste realizzate mediante saldature p.p. a piè d'opera. L'assemblaggio del grigliato avviene mediante giunzioni bullonate travi/traversi.

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 260 mm.

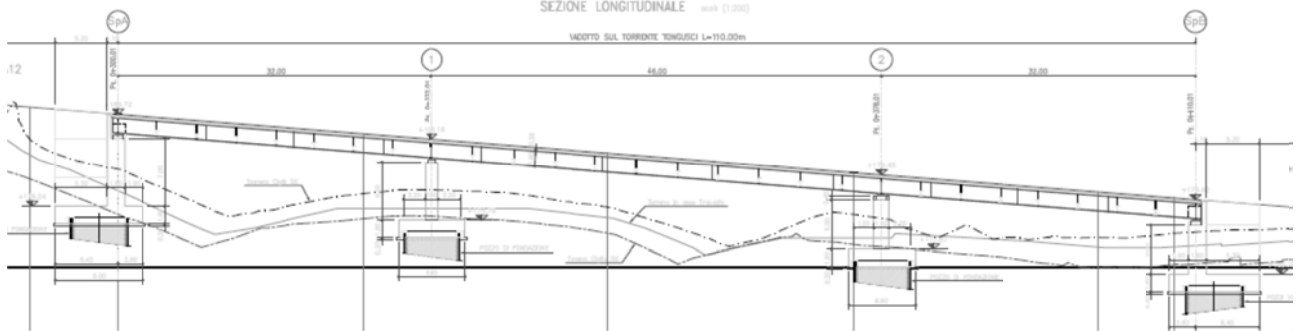
La soletta, di larghezza costante pari a 12.70 m ospita un piano viabile da 9.50 m, un marciapiede pedonabile, posto in sinistra, di larghezza pari a 2.50 m, ed un cordolo posto in destra di larghezza pari a 70 cm, che ospita la barriera di sicurezza.

La soletta verrà realizzata, dopo il varo delle travi, mediante getto in opera su predalla nervata in calcestruzzo, di spessore pari a 60 mm.

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.



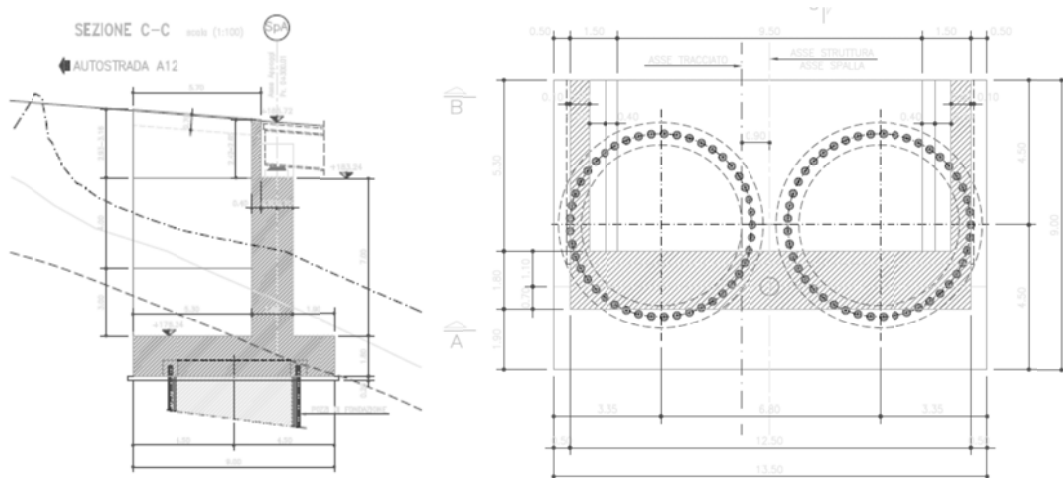
SEZIONE LONGITUDINALE scala 1:200





1.2.2 Sottostrutture

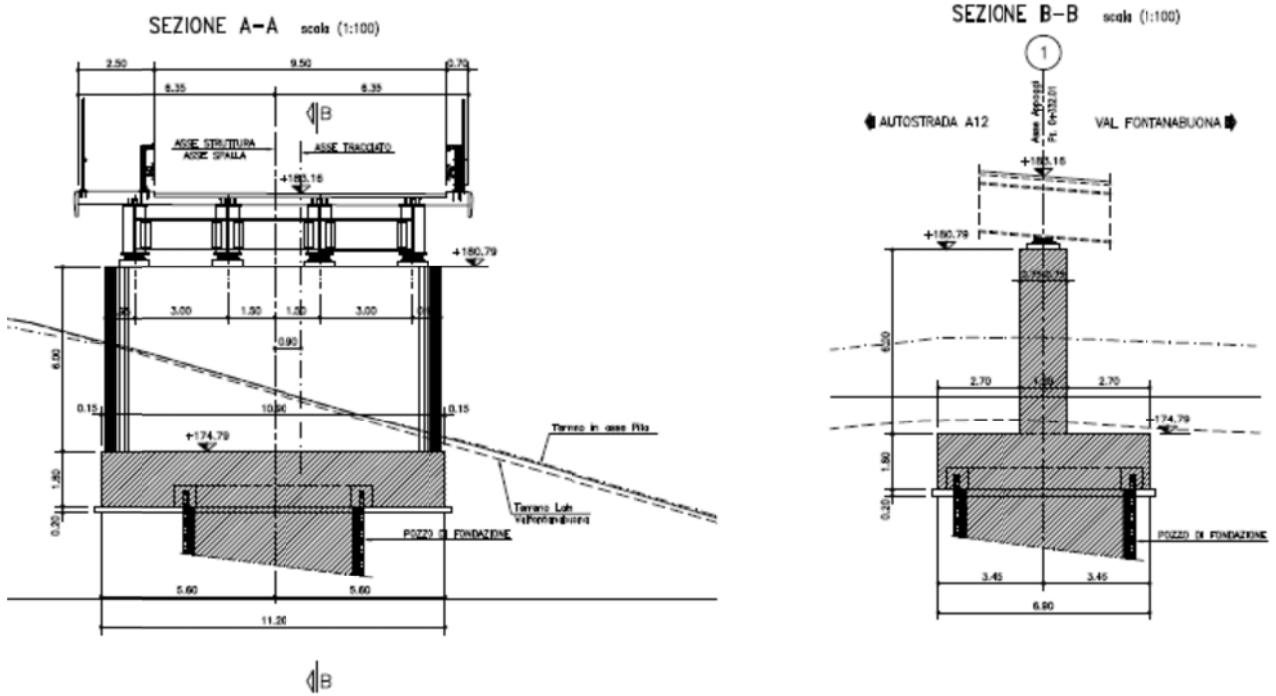
La travata è supportata da spalle e pile in c.a. Le spalle si compongono di suola di base, paramento, dello spessore di 1.80 m, e paraghiaia di spessore 40 cm.



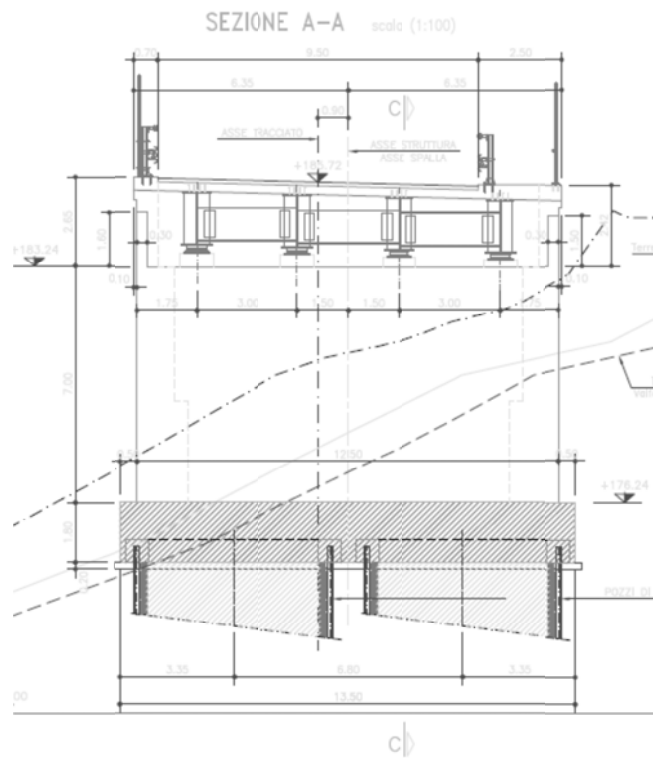
La fondazione è formata da una coppia pozzi, per i cui dettagli si rimanda ad elaborato separato.

Le pile 1 e 2 sono a setto pieno, di dimensioni planimetriche 1.50 x 10.90 m; è presente una stonatura d'estremità, di raggio 1.50 m. Esse poggiano su di un plinto prismatico di dimensioni 11.20 x 6.90 x 1.80 m. L'altezza di fusto è pari rispettivamente a 6m e 5 m per la pila 1 e la pila 2.

Di seguito si riporta lo schema indicativo della carpenteria.

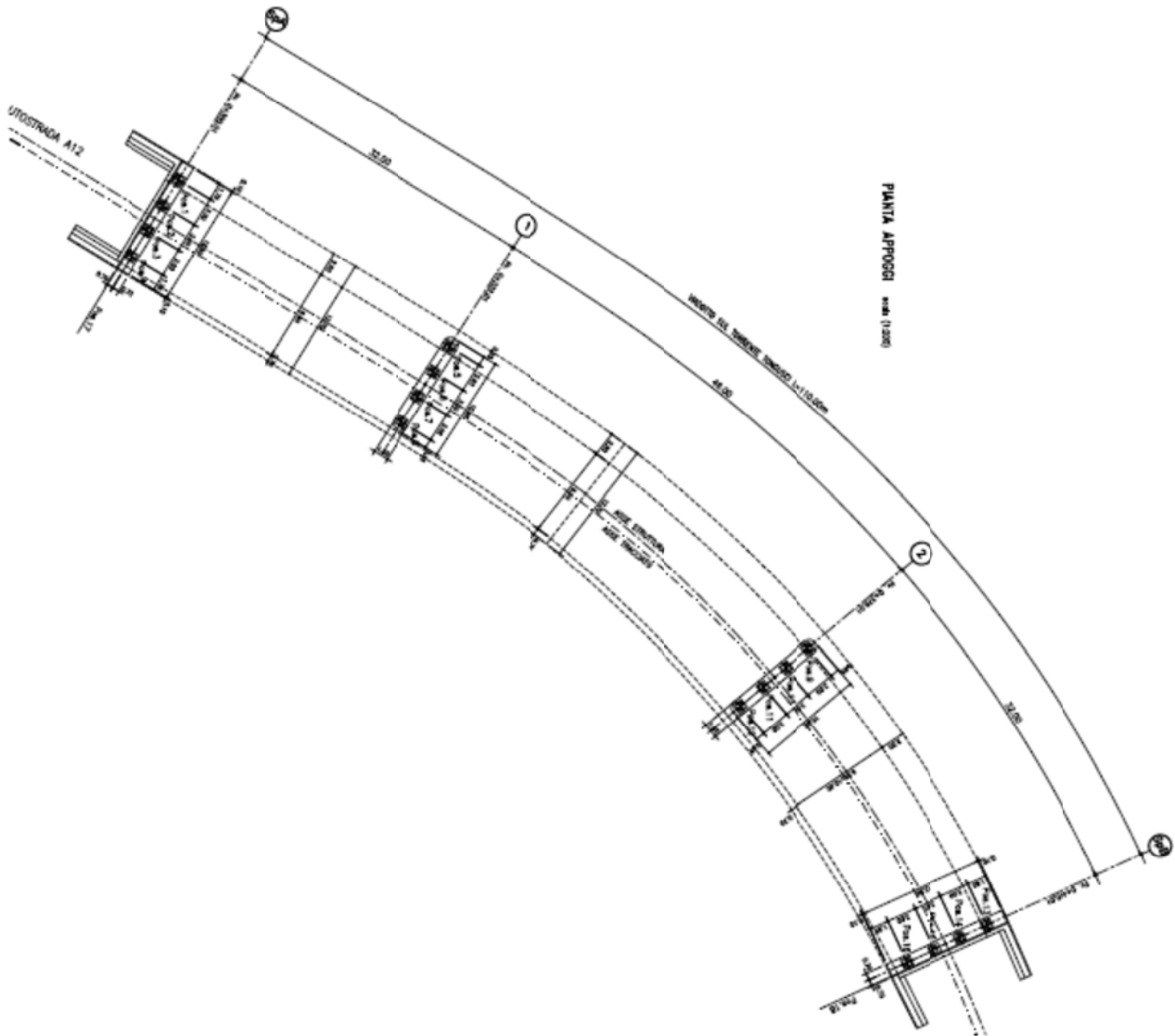


Anche in questo caso, il plinto di fondazione poggia su di un pozzo, per cui dettagli si rimanda a specifico elaborato.



1.2.3 Sistema di vincolo

La struttura è vincolata ai sostegni mediante dispositivi di isolamento in neoprene armato ad alta dissipazione, disposti in corrispondenza delle pile e delle spalle.



: isolatore elastomerico

Le caratteristiche indicative del sistema di vincolo sono le seguenti:

$k_h = 2 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi disposti sulle spalle

$k_h = 4 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi disposti sulle pile

$\xi = 16 \%$ smorzamento equivalente

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")

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

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):

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

$$T_{\max} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$\text{RH} = 80 \%$$

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} : 0.5e6

Composizione traffico: Medium Distance

vita di progetto: $t_{\text{id}} = 100$ 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

$\alpha_t = 1.0e-5$	coefficiente dilatazione termica
$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione

Acciaio in barre nervate

Acciaio tipo B450C

Acciaio per carpenteria

Acciaio tipo S355 autoprotetto

$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\nu = 0.27$	modulo di Poisson
$\alpha_t = 1.2.e-5$	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.

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-clt 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):

- sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
- sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
- 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 trasversi, collegati alle spalle mediante elementi di tipo "joint" opportunamente selezionati ed orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo.

L'analisi globale dell'impalcato viene eseguita 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 (*)	$T_{k,N}$ $T_{k,M}$ $F_{w,k}$ 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 ed intradosso fondazioni)

- 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 verifica 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)

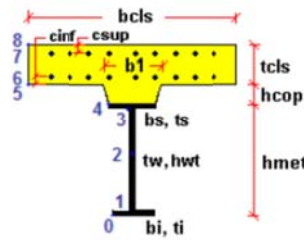
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,2}$; 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:

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

$k_{\sigma}, k_{\tau} =$ 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:

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

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

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 M_{max}/min e V_{max}/min , sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per M_{max}/min V_{max}/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.:

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

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

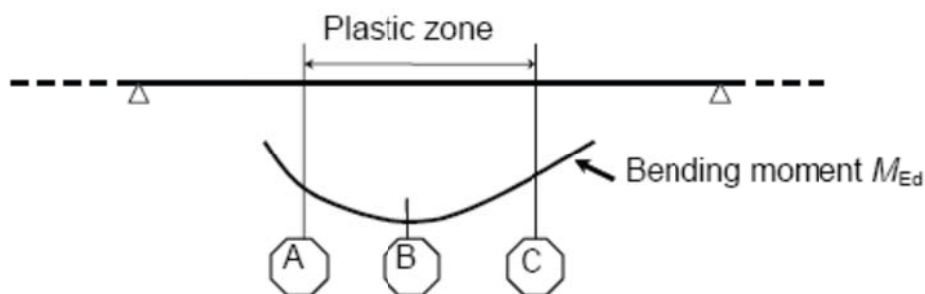
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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).

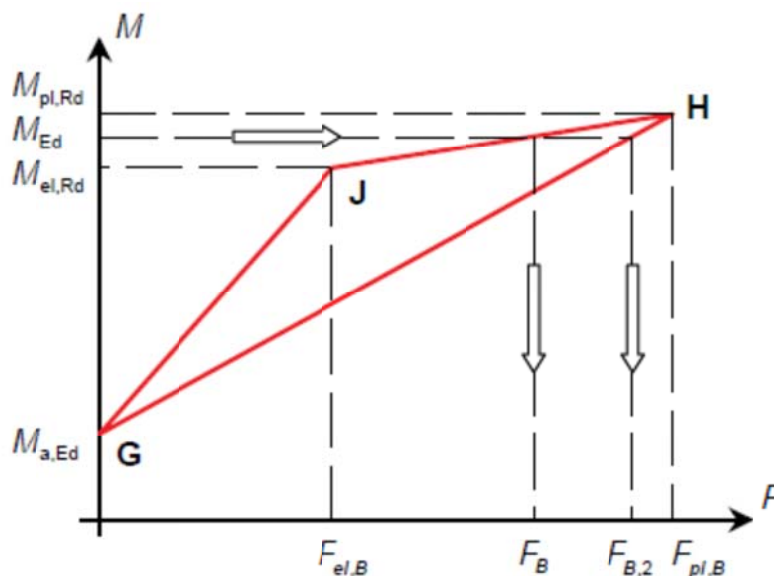
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati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

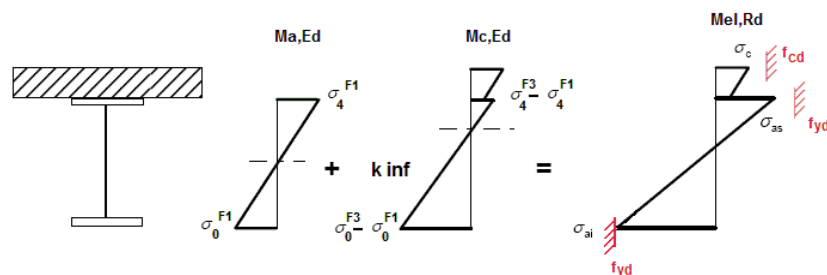
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

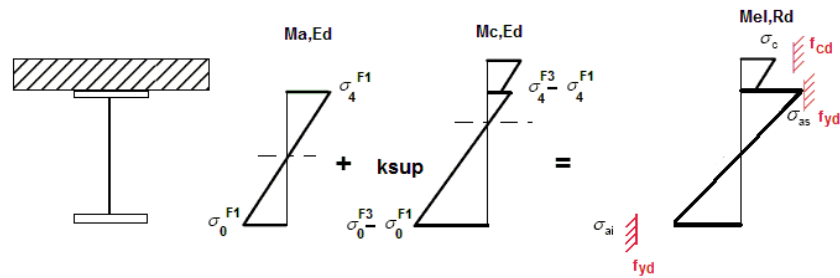
i = 1 o 4 (lombo inferiore/superiore trave metallica)

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.





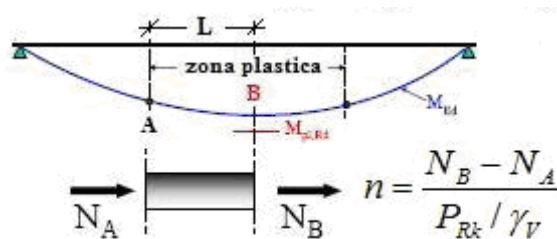
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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.

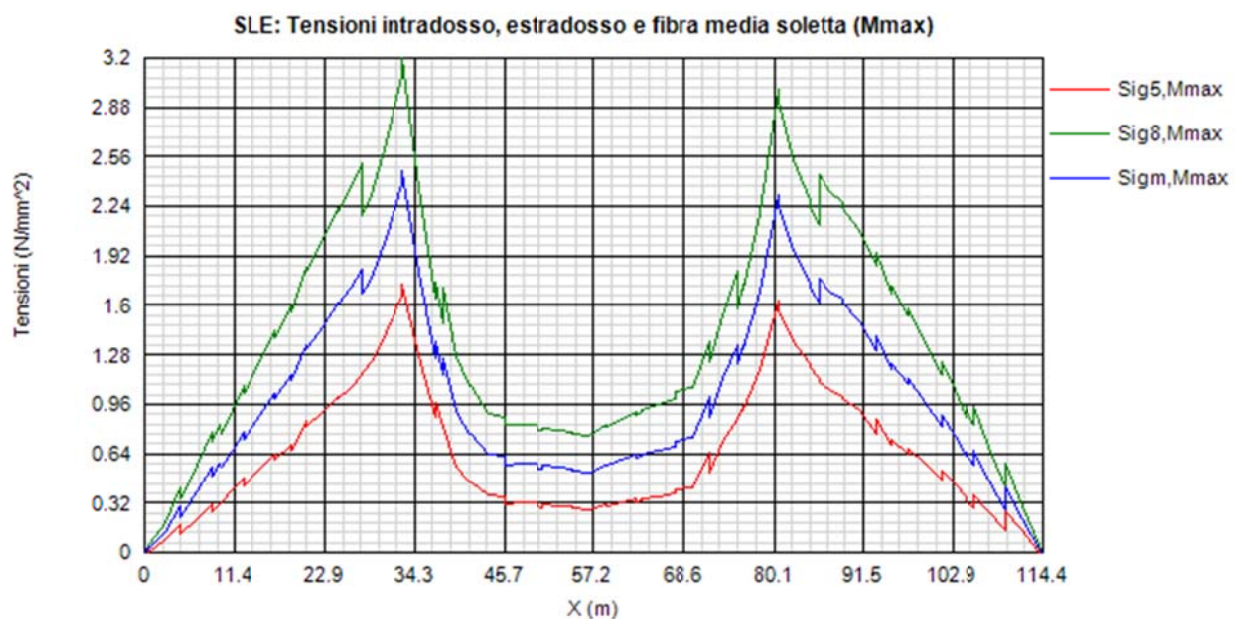
Il valore limite di riferimento risulta (EN 1994-2, 5.4.3.2(2)):

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

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.

Per il caso in esame, lo studio dello stato tensionale in soletta sotto la combinazione S.L.E. caratteristica riporta i valori indicati nel diagramma seguente, ricavati dal programma Ponti EC4.



La massima tensione rilevata nella fibra estrema, sotto la combinazione Mmax è risultata:

$$\sigma_{max} = 3.198 \text{ MPa} < 2 f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$$

L'analisi strutturale verrà pertanto effettuata con riferimento alle proprietà "Uncracked" delle sezioni.

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 da larghezza complessiva pari a 3175 mm.

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

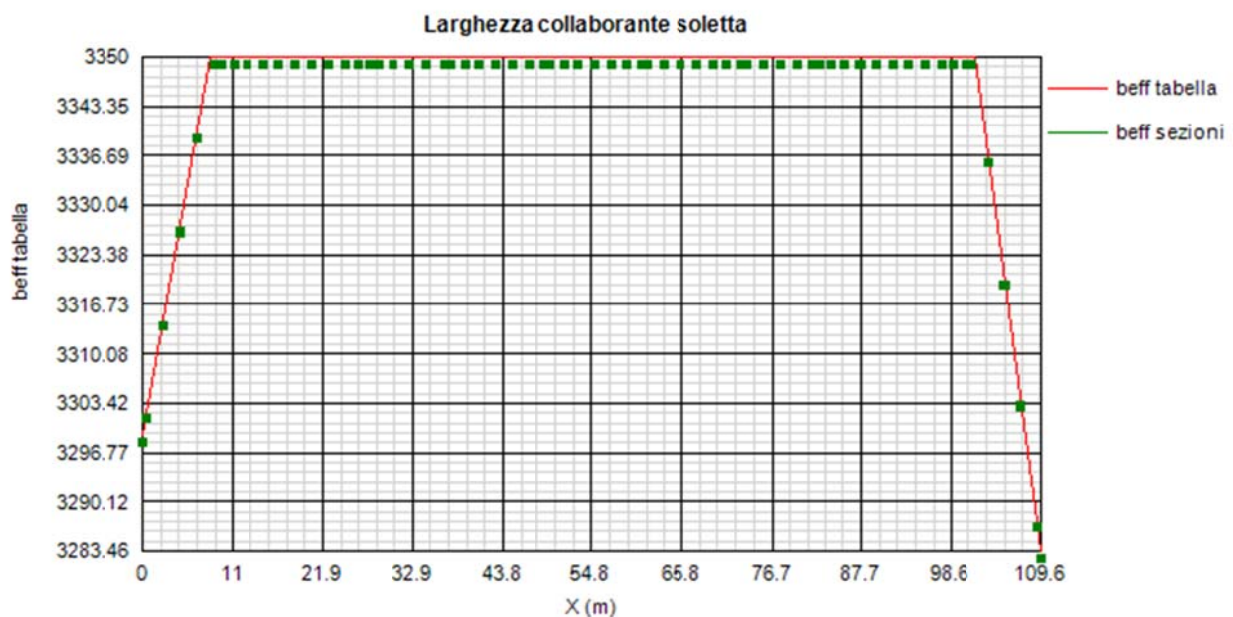
Con riferimento alle travi di bordo, la larghezza lorda effettiva risulta:

$$b_{\text{tot}} = 1500 + 1850 = 3350 \text{ mm}$$

si considera inoltre:

$$b_0 = 500 \text{ mm} \quad \text{larghezza impegnata dal sistema di connessione}$$

L'andamento della larghezza collaborante viene valutato mediante il programma PontiEC4, che restituisce quanto riportato nella figura seguente.



1.9 Caratteristiche dimensionali sezioni

L'impalcato risulta suddiviso in 3 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 61 m

Vengono adottate due principali tipologie di conci:

concio A: L 10.0 m testa pila

concio B: L 12.5/8 m	intermedio, rispettivamente su campata centrale/campata di riva
concio C: L 11.0 m	centrale campata centrale
concio D: L 8.0 m	centrale campate riva
concio E: L 9.5 m	estremità

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

		concioA	concioB	concioC	concioD	concioE
Sezione metallica	h_{tot}	1600	1600	1600	1600	1600
	b_{bot}	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00
	t_{bot}	60.00	40.00	40.00	40.00	30.00
	b_{top}	600.00	600.00	600.00	600.00	600.00
	t_{top}	40.00	35.00	30.00	30.00	25.00
	h_{web}	1500.00	1525.00	1530.00	1530.00	1545.00
	t_{web}	18.00	14.00	14.00	14.00	16.00
seletta	h_{cis}	260	260	260	260	260
	h_{cop}	60	60	60	60	60
	ϕ_{sup}	24.00	20.00	14.00	14.00	16.00
	$passo_{sup}$	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
	c_{sup}	59.00	57.00	54.00	54.00	55.00
	ϕ_{inf}	24.00	20.00	14.00	14.00	16.00
	$passo_{inf}$	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
	c_{inf}	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88

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

I traversi di spalla ed i traversi tipo, formati da profili a doppio T, sono collegati agli irrigidenti delle travi mediante connessioni bullonate. La distanza tra intradosso traverso e intradosso travi principali è rispettivamente pari 200 mm e 400 mm per i traversi di spalla ed i traversi intermedi.

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

		traversoTipo	traversoSpalla	traversoPila
Sezione metallica	h_{tot}	500	1000	1000
	b_{bot}	400	500	500
	t_{bot}	16	20	20
	b_{top}	400	500	500
	t_{top}	16	20	20
	h_{web}	468	960	960
	t_{web}	16	20	20

1.10 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 350x35, posto simmetricamente rispetto all'anima

- Irrigidimenti verticali intermedi

Formati da un piatto semplice 160x16 mm, disposto lato giunzione con i traversi (la larghezza di tale piatto, per ragioni costruttive potrà eventualmente essere incrementata).

- Irrigidimenti longitudinali

Non sono presenti irrigidimenti longitudinali.

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 Pesi 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/m^3 .

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

concio tipo	A (mm ²)	Ltot	P _{piatto} (kN/m)	P _{piordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	gk1' (N/m)
concioA	99000	80.00	7.77	8.32	665.86	8323.28
concioB	74350	172.00	5.84	6.39	1098.78	6388.25
concioC	71420	44.90	5.61	6.16	276.51	6158.25
concioD	71420	72.50	5.61	6.16	446.47	6158.25
concioE	63720	76.00	5.00	5.55	422.09	5553.80
traversoTipo	20288	143.84	1.59	1.67	240.53	1672.24
traversoPila	39200	17.94	3.08	3.23	57.97	3231.06
traversoSpalla	39200	17.94	3.08	3.23	57.97	3231.06
						0.83
Peso complessivo struttura in acciaio:					totale	3266.17 kN
					i. (kg/mq)	230.95 kg/mq

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

Calcolo contributo vestizione

Su travi principali		kN/m	forf.
1)	saldature	0.21	2%
2)	piastrame bull.	0.00	0%
3)	irrigidenti an.	0.44	2%
5)	pioli	0.15	2%
6)	ctrv. montaggio	0.13	
7)	rib. lg	0.20	2%

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:

$$g_{1,\text{getto}} = 25.0 \times 0.2 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

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:

$$M(G_{k,\text{acciaio}}) = 320448 \text{ kg}$$

$$M(G_{k,\text{cls}}) = 919194 \text{ kg}$$

2.1.3 Peso proprio sottostrutture (g_{k1})

Si considera direttamente nell'analisi il peso proprio delle pile intermedie e delle rispettive fondazioni.

Il contributo viene valutato automaticamente dal programma di calcolo E.F. , a partire dalle dimensioni dei rispettivi elementi, con riferimento ad un peso specifico del calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

La massa complessiva di tali elementi risulta:

$$M_{st} = 1067830 \text{ kg}$$

Si evidenzia che la massa delle fondazioni dei sostegni non risulta sostanzialmente attivata dal punto di vista sismico, e pertanto tale contributo verrà escluso nella valutazione del complesso delle masse attivate nell'analisi modale.

La massa afferente i plinti di fondazione ($b \times l = 10.8 \times 6$) risulta:

$$M_{pi} = 2 \times 10.8 \times 6.5 \times 1.8 \times 2500 = 631800 \text{ kg}$$

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 0.15 m) $g_2^{II} = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Guardavia $g_2^{IV} = 1.5/0.7 = 2.14 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Veletta $g_2^{IV} = 2/0.7 = 2.85 \text{ kN/m}^2$ (*)

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

marciapiede sinistro: 2.50 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:

$$M(G_k) = 534480 \text{ kg}$$

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	260 mm - Spessore complessivo soletta
t _{calc}	200 mm - spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	1'000 mm Larghezza reale soletta
A _c	260'000 mm ² - Area per calcolo spessore eq
u	1000.00 mm - Perimetro di calcolo (intradosso+laterali+marciapied)
h _o	520.00 mm - Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	520.00 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 _{od} (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} (∞)	-2.366E-04

Azione compl. da ritiro

Nr (kN)	-651.50 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-651.50 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	1353.29			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(t ₀ , t _∞)	1.422	2.681	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	$\Delta \text{cls}/\text{omcg}$	$\eta (b_{\text{eff}}/b)$	Nr (kN)	A	J	$\varepsilon_{\text{unif}}$	$\varepsilon_{\text{grad}}$	$\Delta t \text{ uni}$	$\Delta t \text{ grad}$
concioA	1065.35	1.00	-2068.51	1.55E+05	1.97E+11	-6.370E-05	-5.321E-05		
concioB	1255.13	1.00	-2068.51	1.74E+05	2.48E+11	-5.676E-05	-4.981E-05		
concioC	1249.35	1.00	-2068.51	1.69E+05	2.45E+11	-5.845E-05	-5.014E-05		
concioA						-6.370E-05	-5.321E-05	-5.31	-4.43
concioB						-5.676E-05	-4.981E-05	-4.73	-4.15
concioC						-5.845E-05	-5.014E-05	-4.87	-4.18

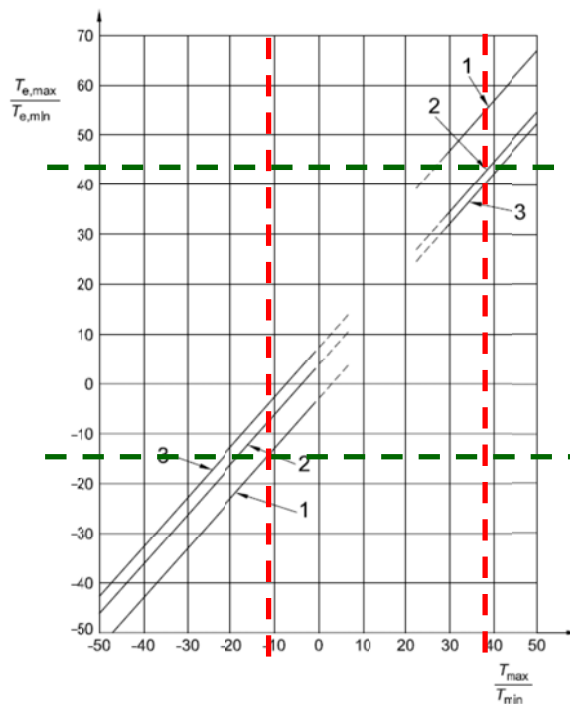
2.3 Carichi agenti in fase 3

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.):



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

$$T_{\max} = +38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

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

$$T_{e,\max} = +42 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

$$q_{\text{TN,cool}} = -22 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$q_{\text{TN,heat}} = +27 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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:

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

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

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

$$q_{TM,heat} = 0.7 \times 15.0 = 10.5 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

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

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:

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

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

2.3.2 Carichi mobili (Q_k)

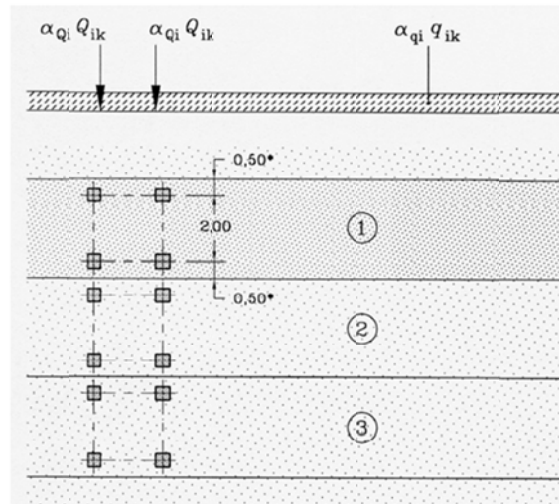
2.3.2.1 Azioni da carico veicolare

I carichi da traffico transistanti 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 9.50 m, ed \`e in grado quindi di ospitare un minimo di 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ed una remaining area di larghezza pari a 0.5 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 TS	UDL 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 3 veicoli (TS1, TS2, TS3) affiancati, con veicolo TS1 posto lato bordo.

Pattern UDL

Si considera in questo caso un pattern di carico distribuito, di lunghezza pari a 1 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. 2 una stese da 2.5 kN/m², larghe 3 m ciascuna

n. 1 una stesa da 2.5 kN/m², larga 0.5 m

Si considera inoltre il sovraccarico sui marciapiedi, assimilandolo ad una ulteriore stesa da 2.5 kN/m², di larghezza 1 m, disposto a centro marciapiede.

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): 2.35 m / -4.15 m

corsia 2 (TS2 e UDL2):	-0.65 m / -1.15 m
corsia 3 (TS3 e UDL3):	-3.65 m / 1.85 m
remaining (UDL)	-5.4 m / 3.10 m
su marciapiede:	5.1 m / 5.1 m

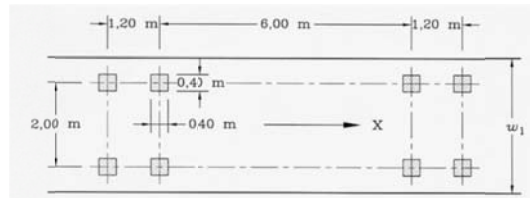
(*) Il patch load risultante agisce solamente sul piano viabile e pertanto la parte eccedente non viene conteggiata.

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 $b = 0.5 + 3.75/2 = 2.375$ m rispetto al filo interno marciapiede rispettivamente sinistro e destro.

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

$$e = 2.35 / -4.15 \text{ m}$$

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:

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

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

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

$$L = 111.5 \text{ m} \quad \text{lunghezza totale}$$

Si ha pertanto

$$Q_{fk} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 111.0 = 659.7 \text{ kN}$$

L'azione viene uniformemente ripartita sulle 4 travi, con intensità per metro lineare pari a: $q_{lk} = 1485.81 \text{ N/m}$

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:

$b_{imp} = 12.7 \text{ m}$ (larghezza media)

$d_{carico} = 5.41 \text{ m}$ altezza sagoma impalcato carico

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

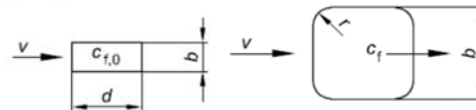
La tabella seguente riporta il calcolo della pressione del vento (si adottano le medesime notazioni previste dalla EN).

Calcolo azioni del vento su impalcato da ponte secondo EN 1991-1-4 + NAD			
Calcolo parametri di base	Caratteristiche impalcato		
Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b_{imp}	12.7 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	z	8 m quota baricentro struttura da p.c.
a _g	50 m - quota sito	d_{sagoma}	6 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
v ₀₀	28 4.1.(1) P	d_{scarico}	5.41 (m) d _{sc} A ponte scarico (cfr. figura)
a ₀	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d_{carico}	5.41 (m) d _{sc} a ponte carico (cfr. figura)
k _s	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	ψ₀	0.6 coefficiente di combinazione (EN 1990)
v ₀₀	28 4.1.(1) P	C_{tx scarico}	1.75 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
v ₀	31.5 velocità di base del vento	C_{tx carico}	1.75
C _{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	b/d_{scarico}	2.35
C _{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	b/d_{carico}	2.35
C _r	0.96 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	f_{w,scarico}	2412 (N/m ²) pressione specifica nominale
C _{sud}	1.00 fattore di struttura	f_{w,carico}	2412
k _t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	F_w	2080 (N/m ²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
C _o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3	F_{w,scarico}	13050 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
T _r	200 periodo di ritorno	F_{w,carico}	13050 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
k ₁	0.14	min (ψ₀F_w; F_w[*])	11251 (N/m) Ris. a ponte scarico, valore di combinazione (min ψ ₀ F _w ; F _w [*])
n	1	L'altezza della sagoma in transito non sarebbe a rigore oggetto di decisione nazionale	
α _r	1.13	Esempi di calcolo di dtot per impalcato con barriera e con sagoma stradale	
z ₀	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2	EN 1991-1-4 - figura 8.3	
z ₀₁	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)	30.4 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 (4.4 nota 2 e N.A.D.)		
I _v (z)	0.20 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
C _e (z)	2.21 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
Q _p (z)	1374.93 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		
v ₀	28.38 EN 1991-1-4 §8.1 (4) + NAD		
v _m (z)	27.37 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)		
I _v [*] (z)	0.22 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
c _e [*] (z)	2.35 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
Q _e [*] (z)	1185.43 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		

Ai fini dell'implementazione nel modello E.F., l'azione orizzontale di 13050 N/m viene ripartita sulle uniformemente sulle quattro travi.

L'azione del vento sulle pile è valutata con le metodologie appropriate considerando i contenuti della tabella seguente.

Calcolo parametri di base		Caratteristiche sezione	
Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b	1.5 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	d	10 (m) EN 1991-1-4 §8.1.(5) + NAD
a_s	50 m - quota sito	r	0.75 raggio smusso (m)
v_{b0}	28 4.1.(1) P	Z_{max}	6 m quota testa pila
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d/b	6.667
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	l/b	4.00
v_{b0}	28 4.1.(1) P	r/b	0.5000
v_b	31.5 velocità di base del vento	λ	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - rota 2	$C_{r,0}$	0.97 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - rota 3	Ψ_r	0.50 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
C_r	0.91 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	Ψ_s	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
$C_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q_0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)	C_s	0.48 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
C_{sod}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,0}$	540.85
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	$f_{w,(zmax)}$	611.94
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		864.60
k_r	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)		
$v_m(z)$	28.7 Velocità media del vento quota z max		
$v_m(0)$	26.3 Velocità media del vento quota p.c.		
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.)		
$I_v(z)$	0.21		
$I_v(0)$	0.23		
$C_s(z)$	2.0372		
$Q_p(z)$	1266.09		
$Q_p(0)$	1119.00		



Dato lo scarso valore, e dato anche il fatto che l'opera è a ridosso di un pendio, si ritiene che tale contributo possa essere per semplicità trascurato.

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:

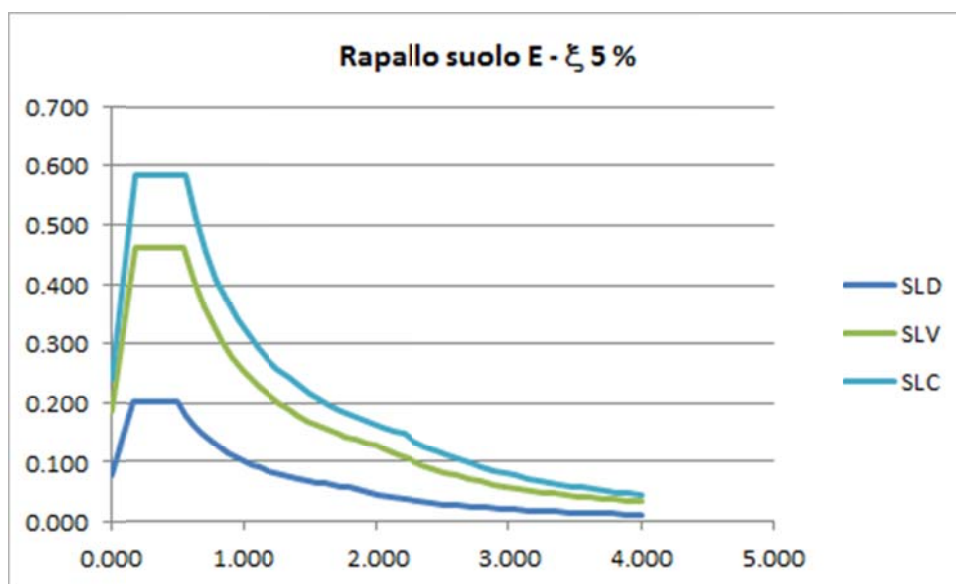
- Vita utile dell'opera 50 anni
- Classe d'uso IV $C_u = 2.0$
- Vita di riferimento 100 anni

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

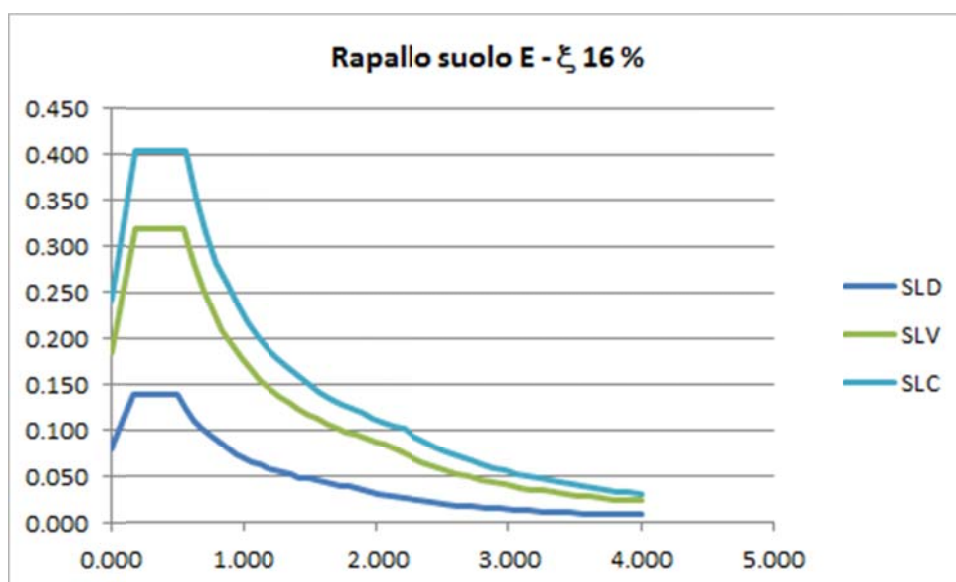
- Comune: Rapallo (GE)
- Categoria di sottosuolo: E
- Condizione topografica: T1

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'involuppo 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 $Q_{k,gr1/2}$ si intende l'involuppo 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
$\gamma_{settl.}$	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
$\gamma_{settl.}$	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'involuppo 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; l'effetto di collegamento e ripartizione trasversale della soletta viene schematizzato collegando trasversalmente gli allineamenti longitudinali delle travi con elementi di caratteristiche pari a strisce di soletta di opportuna lunghezza.

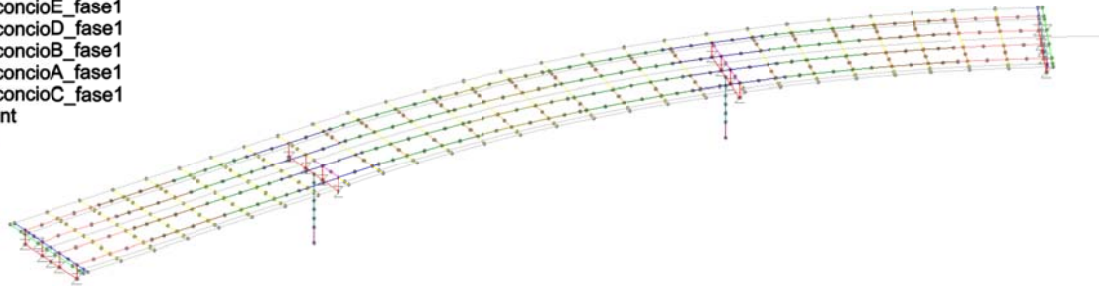
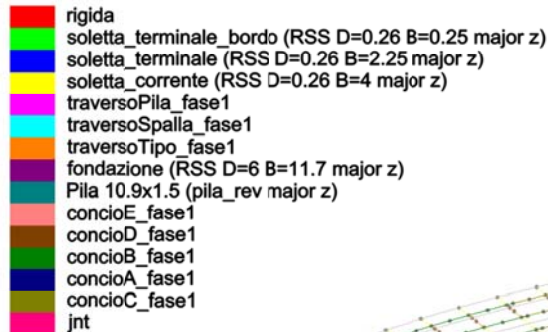
Il piano nodale viene assunto convenzionalmente coincidente con l'estradosso delle travi metalliche principali. La formulazione degli elementi finiti consente di tenere conto implicitamente dell'offset delle effettive linee d'asse di tutti gli elementi strutturali. L'eccentricità del piano nodale rispetto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

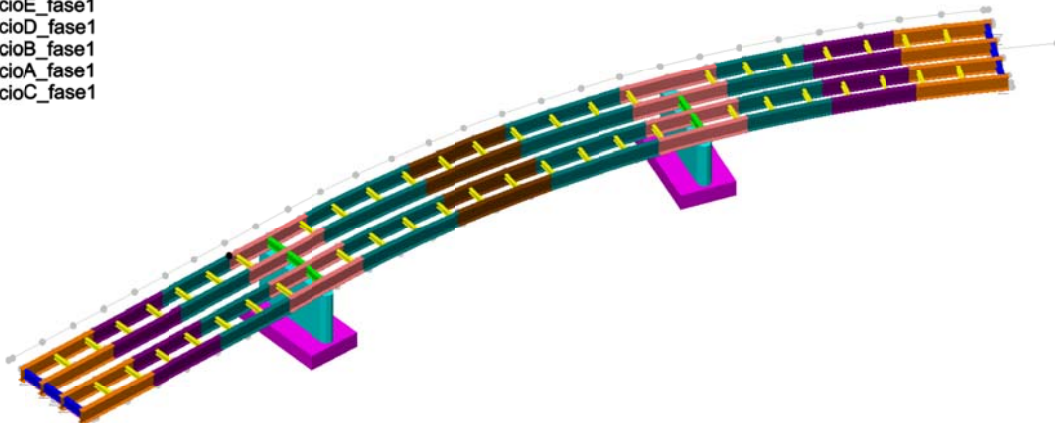
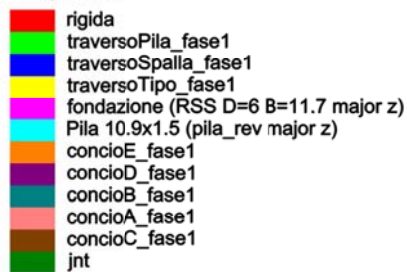
La discretizzazione prevede elementi tipo "beam" lineari a due nodi, di lunghezza massima pari a 2 m.

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

Geometric Key
Analysis: fase1



Geometric Key
Analysis: fase1

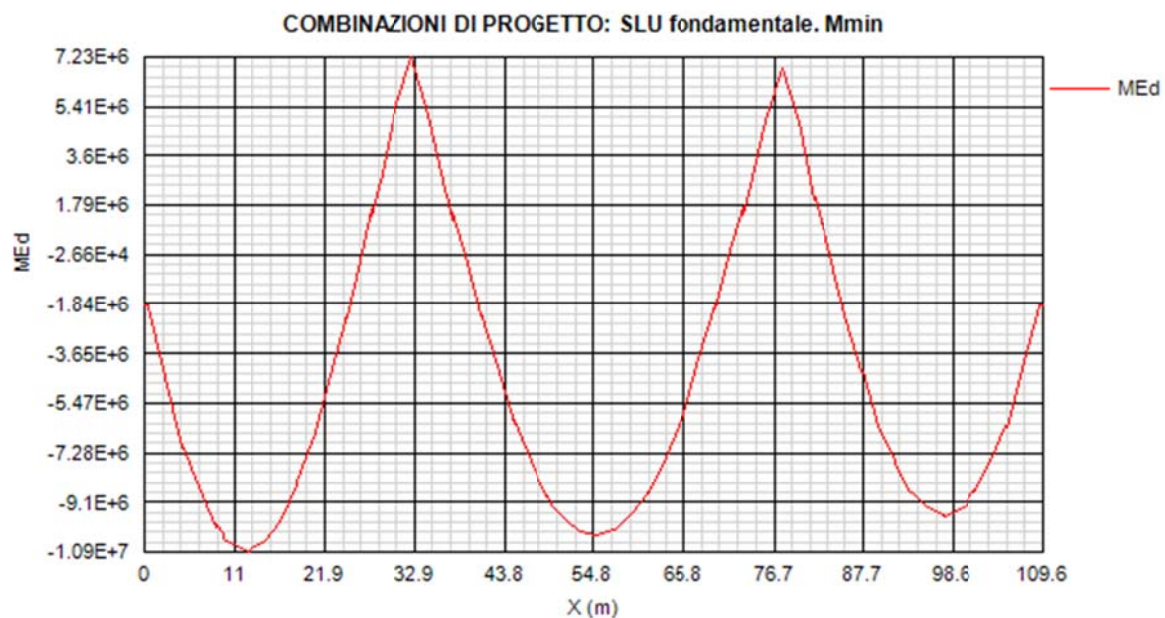
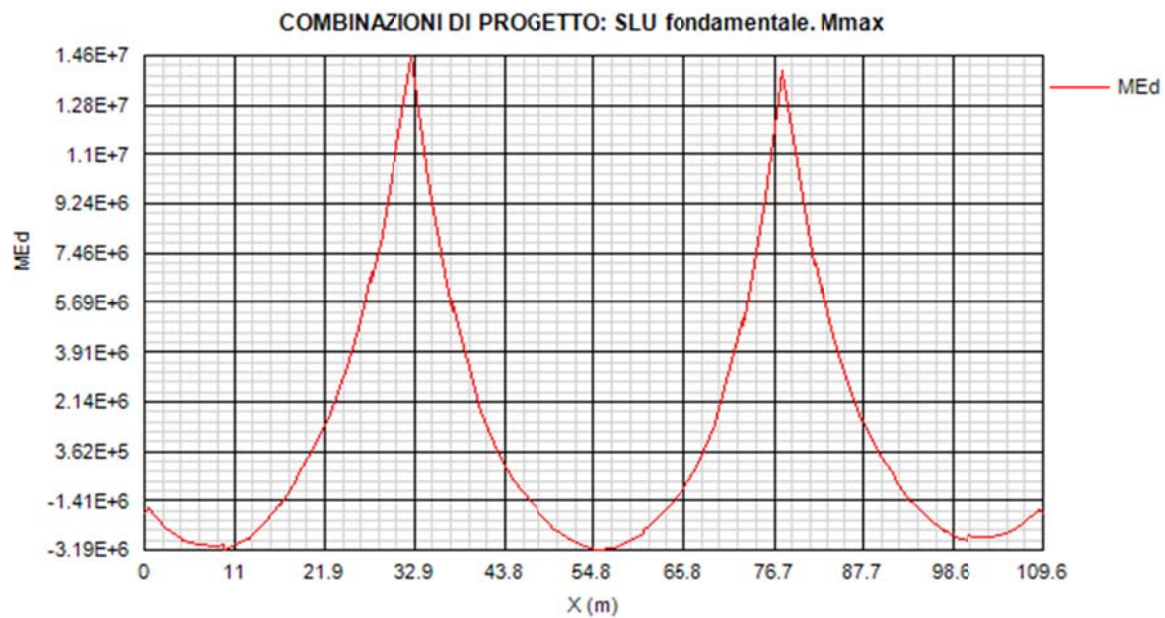


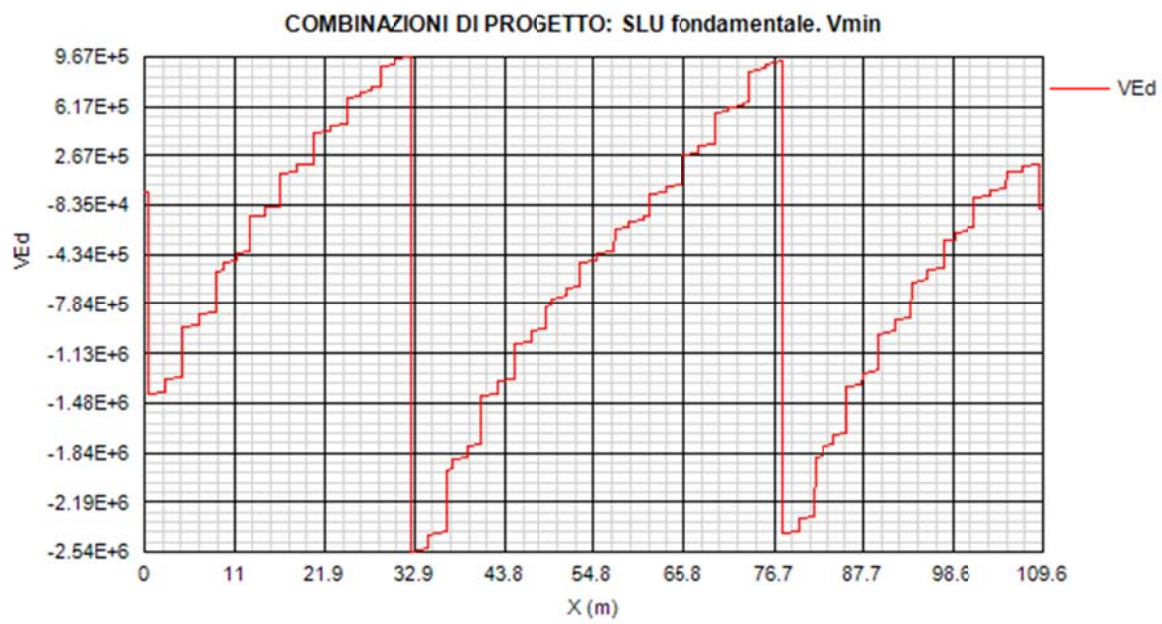
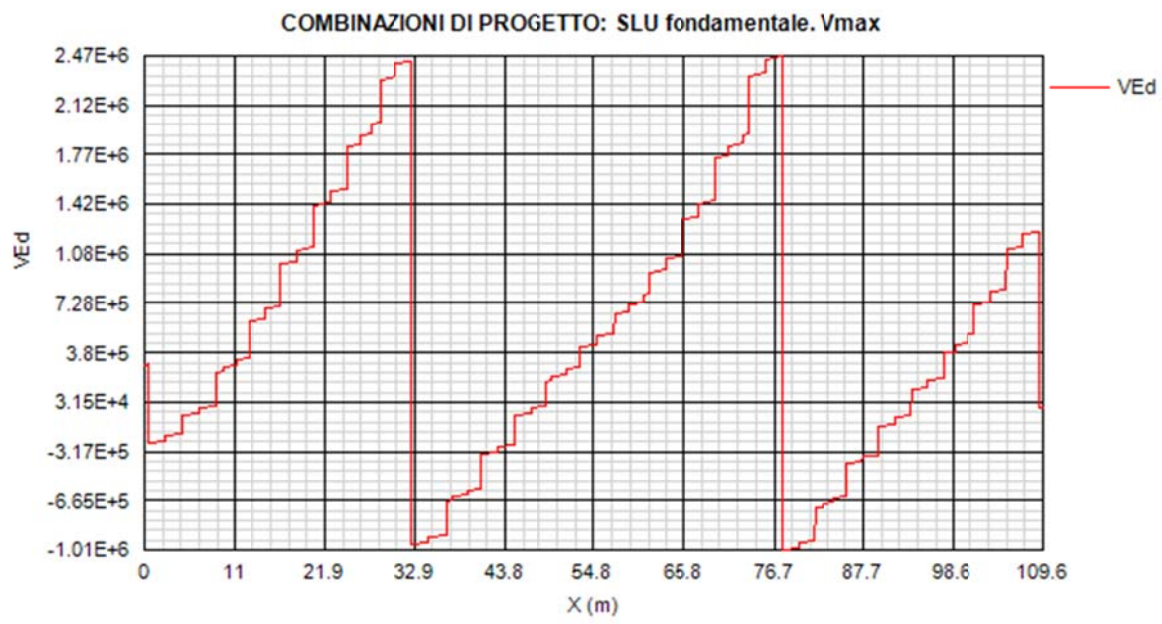
3.1.1 Risultati salienti

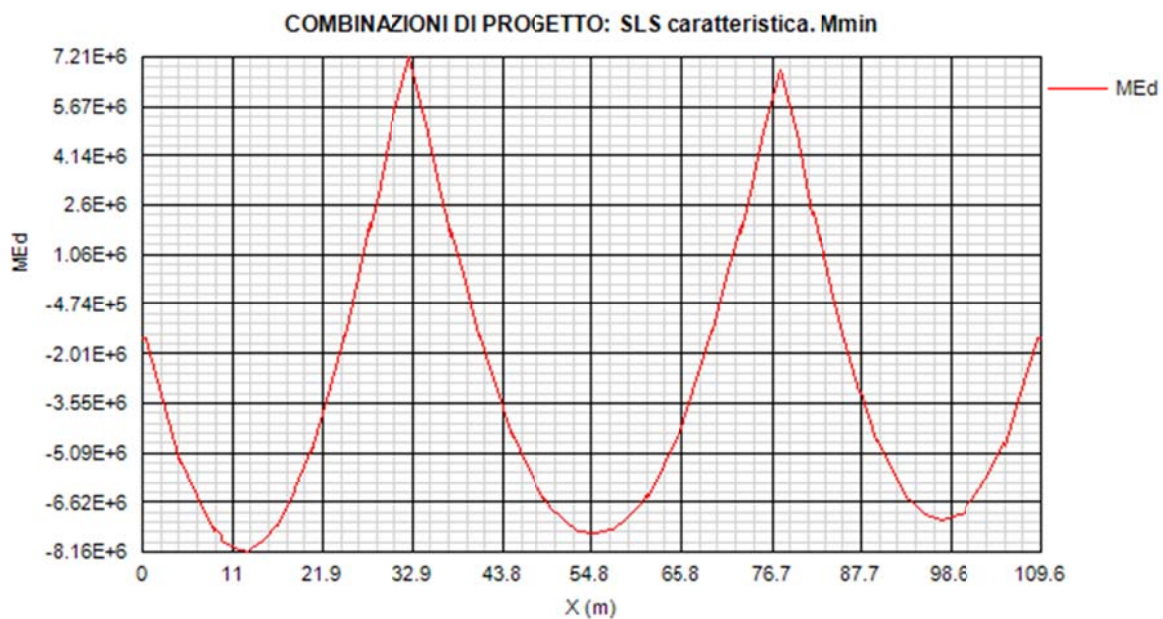
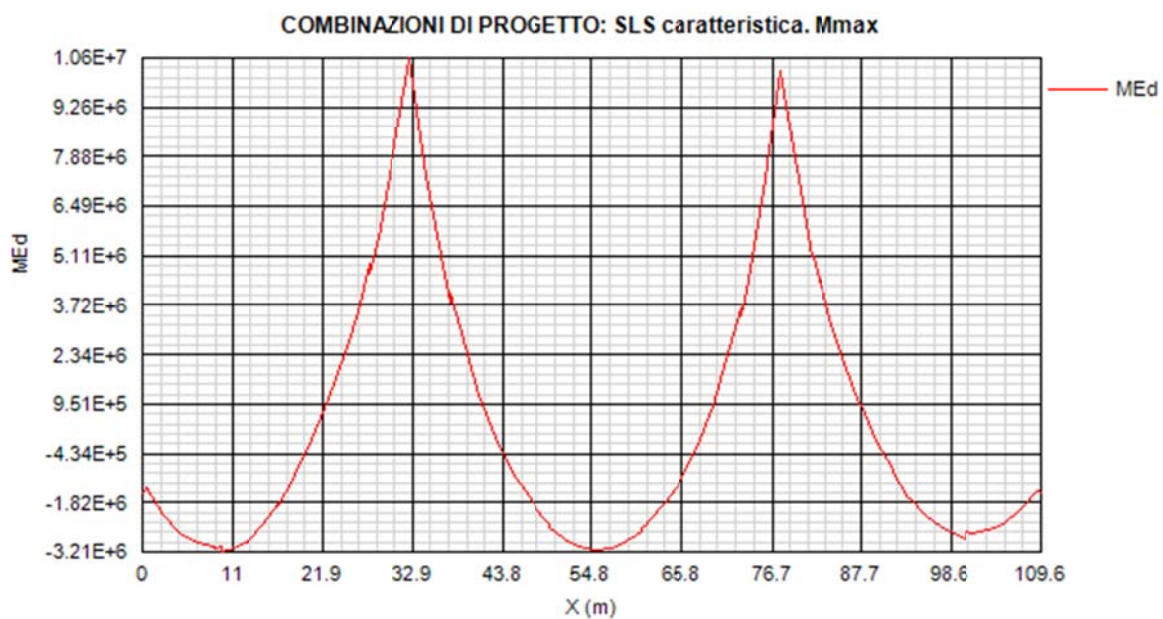
Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi e risp. sui traversi a valle delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I diagrammi vengono estratti

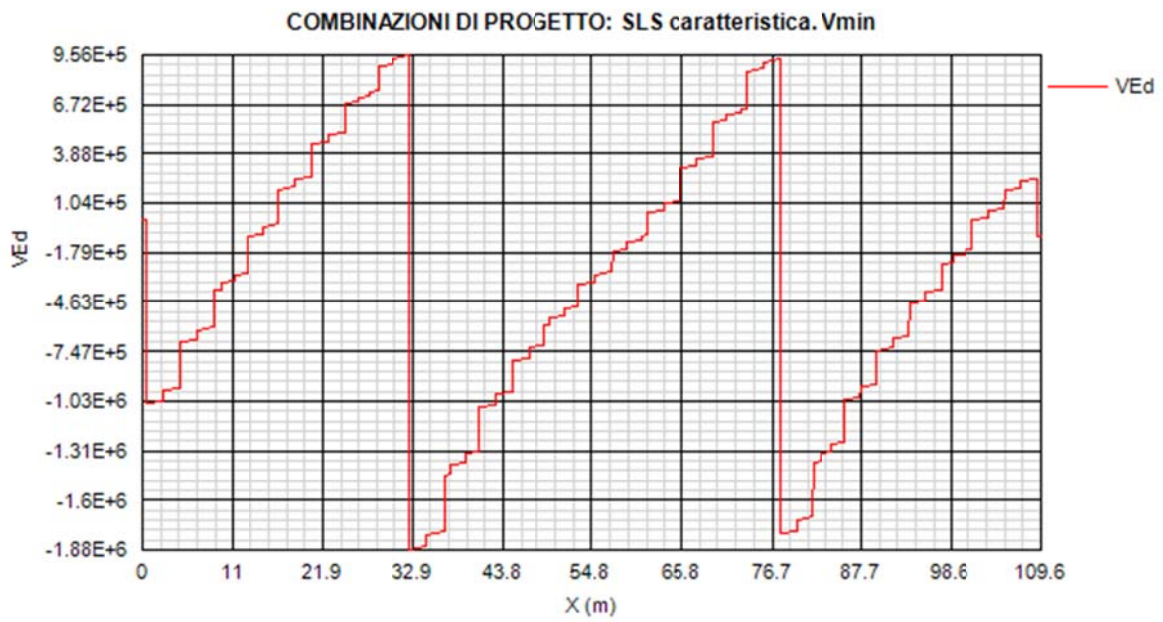
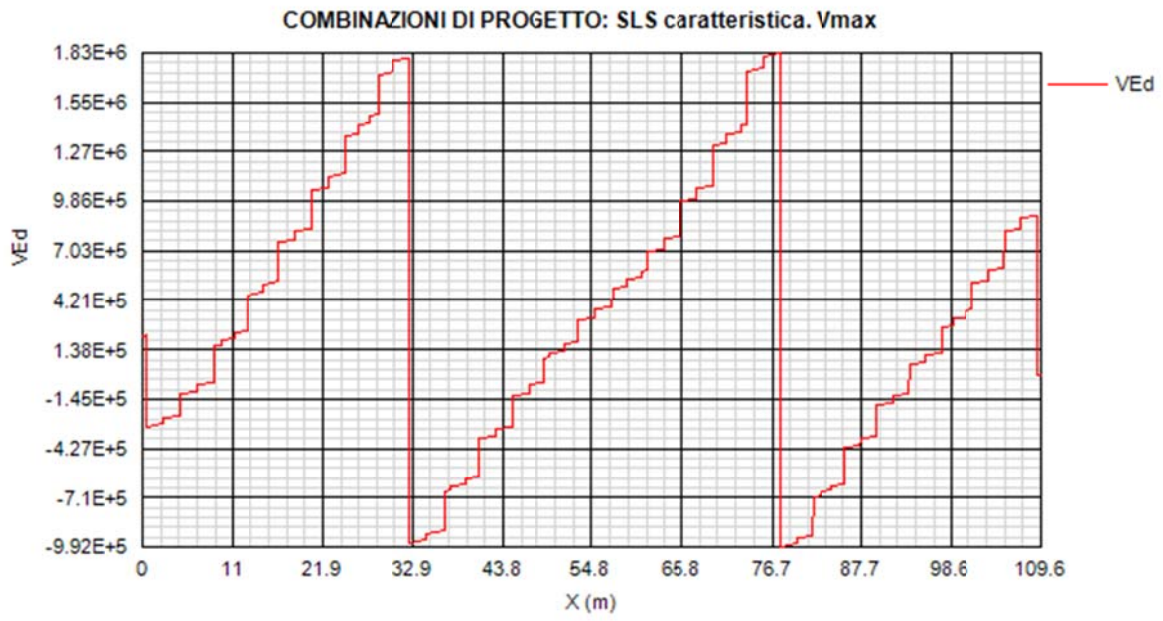
direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

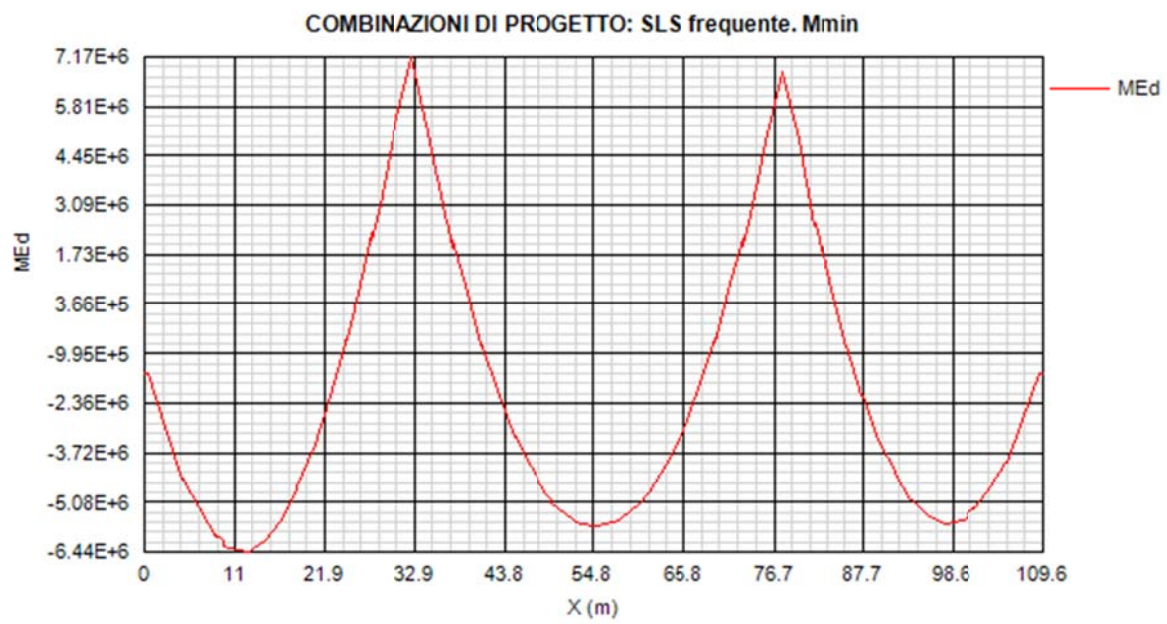
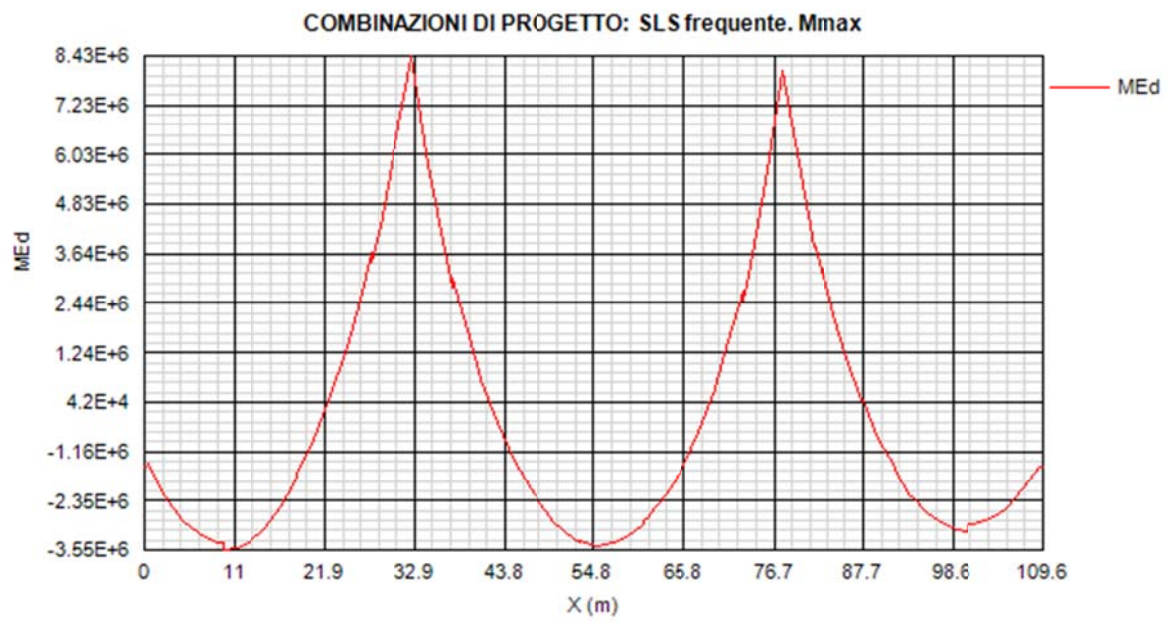
3.1.1.1 Quadro tensionale nella trave principale di bordo, lato interno curva

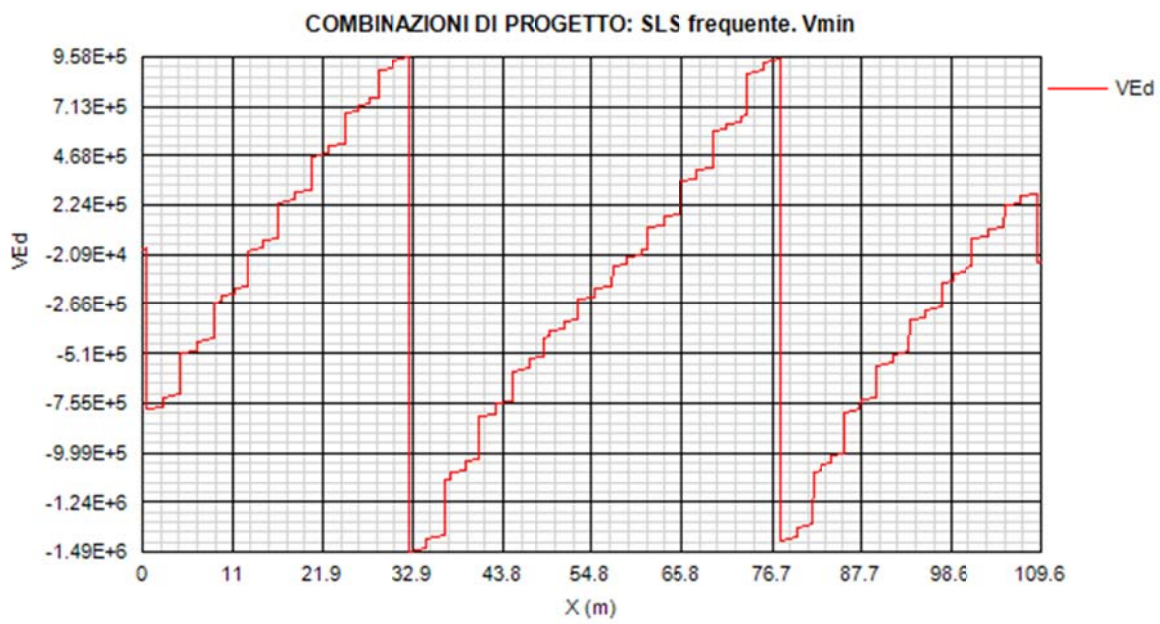
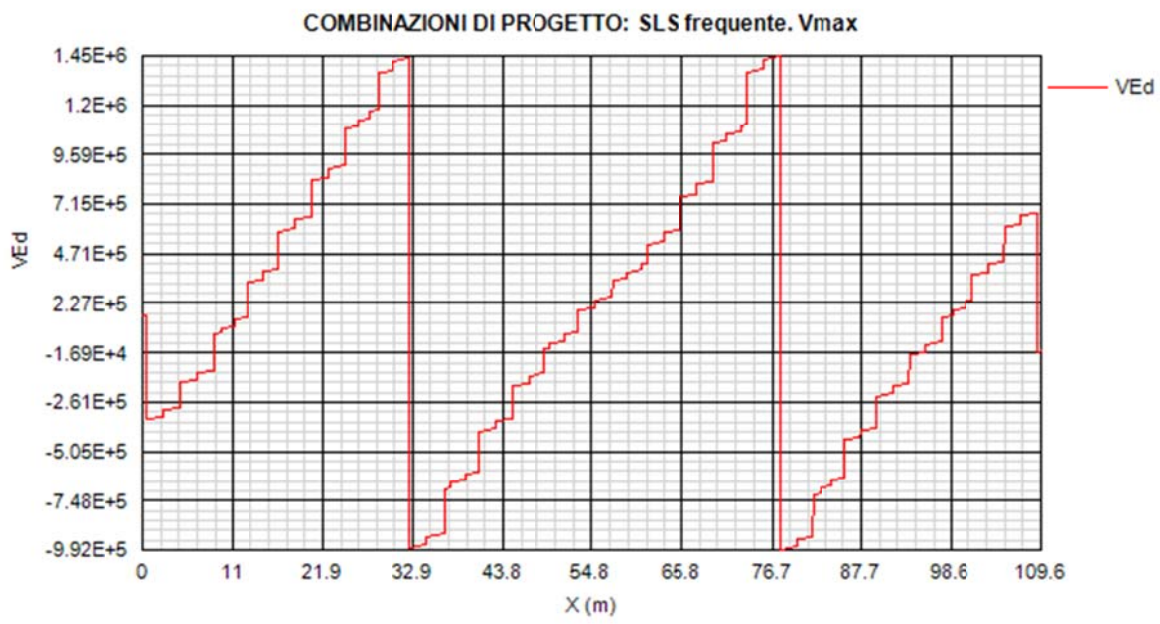


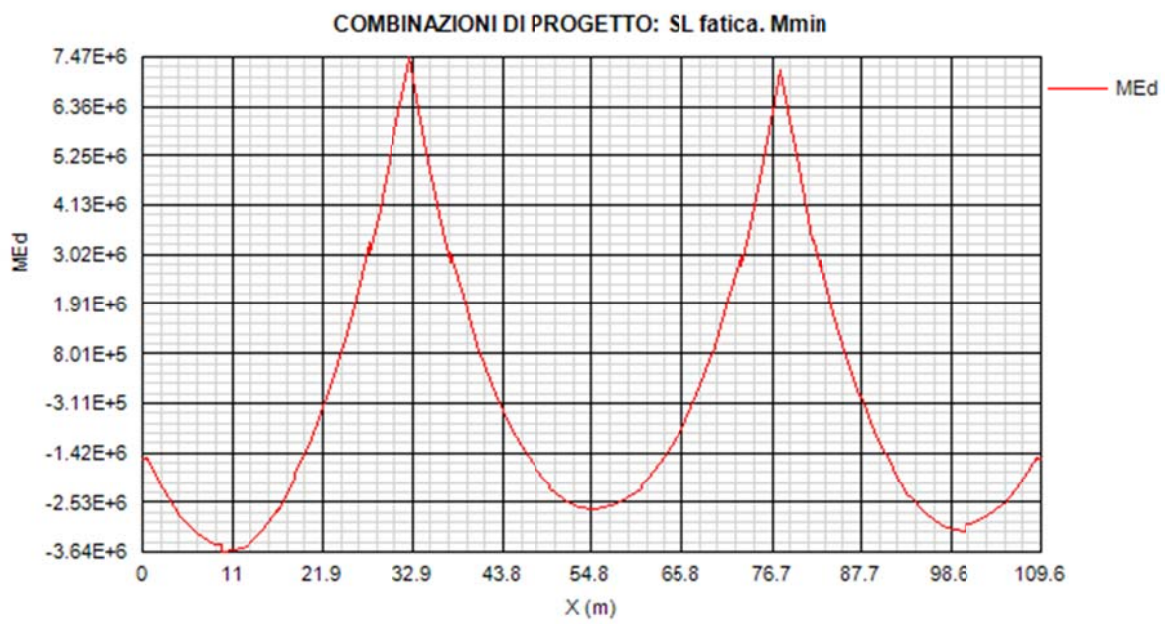
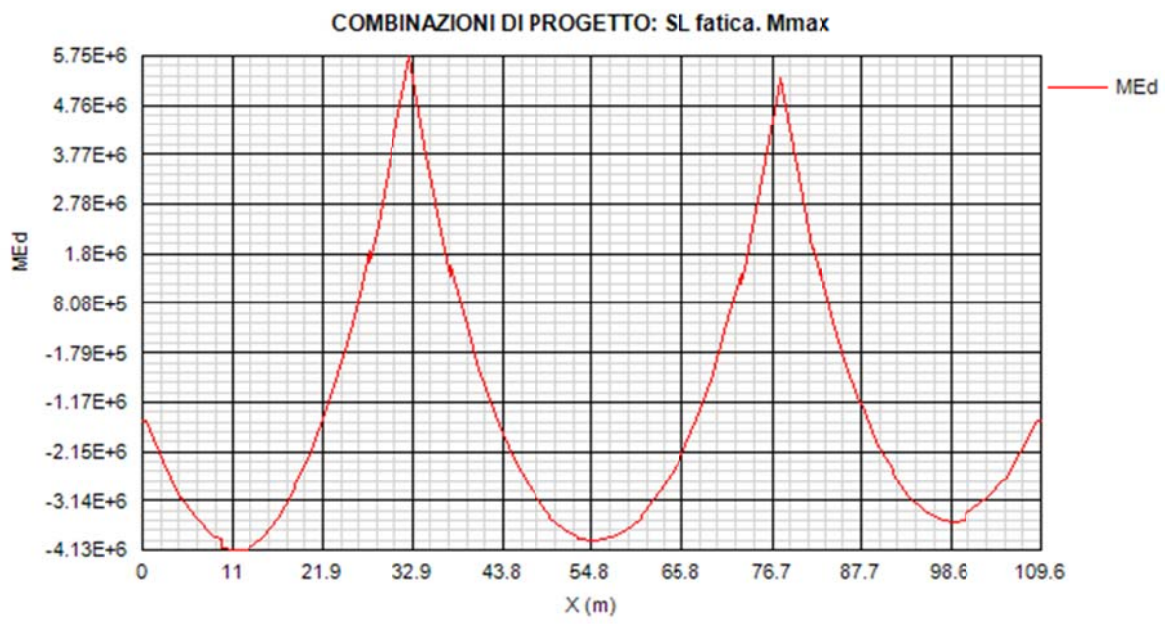


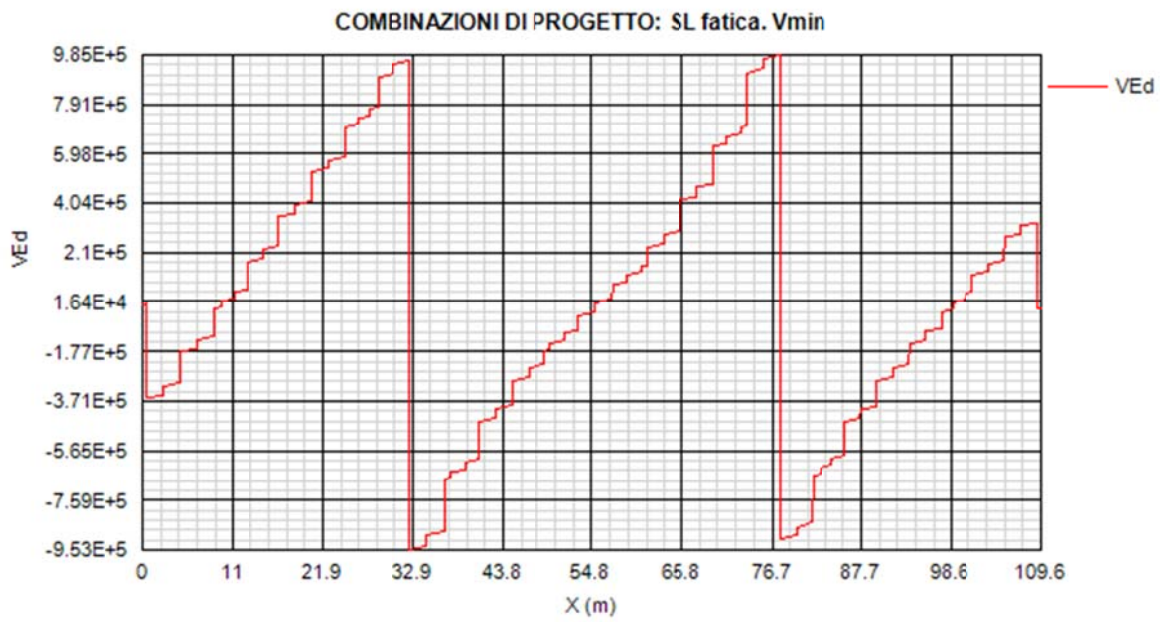
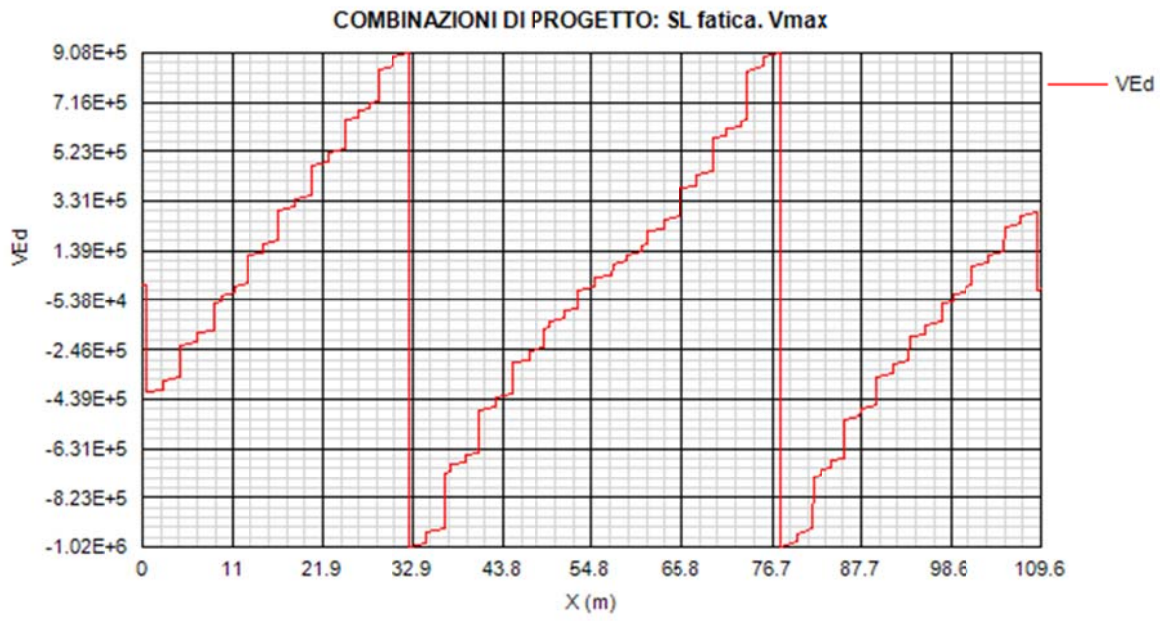


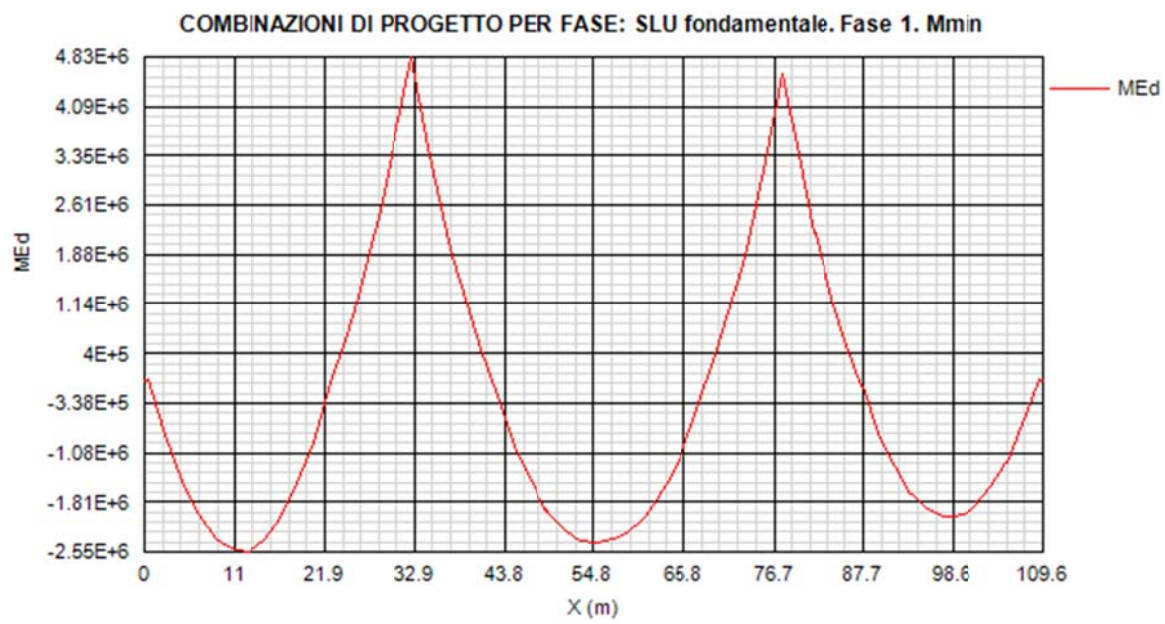
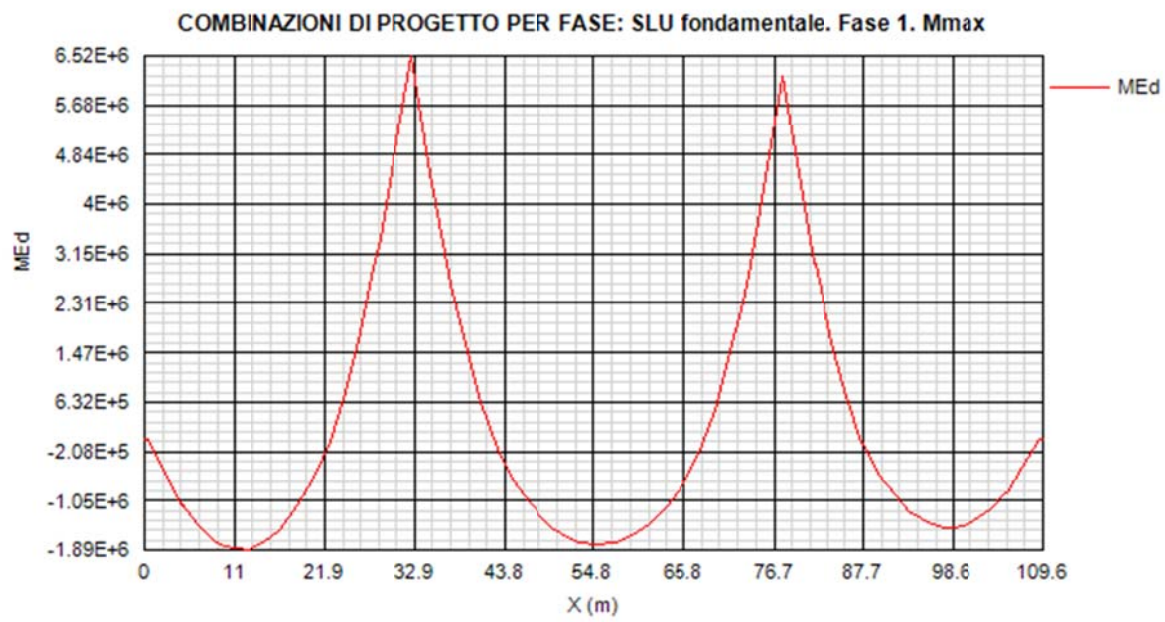




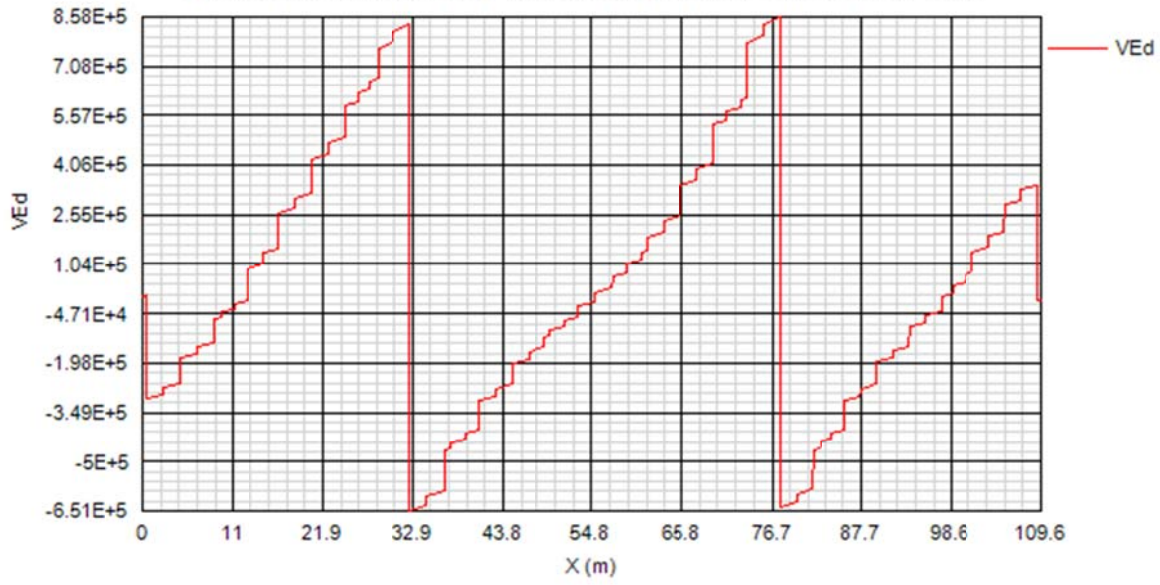




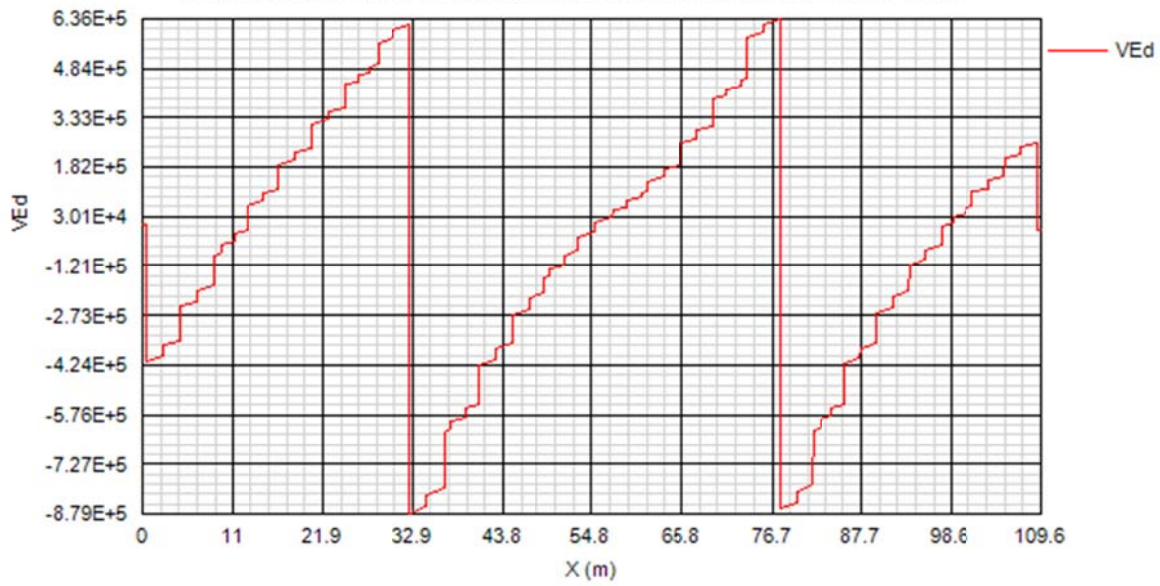


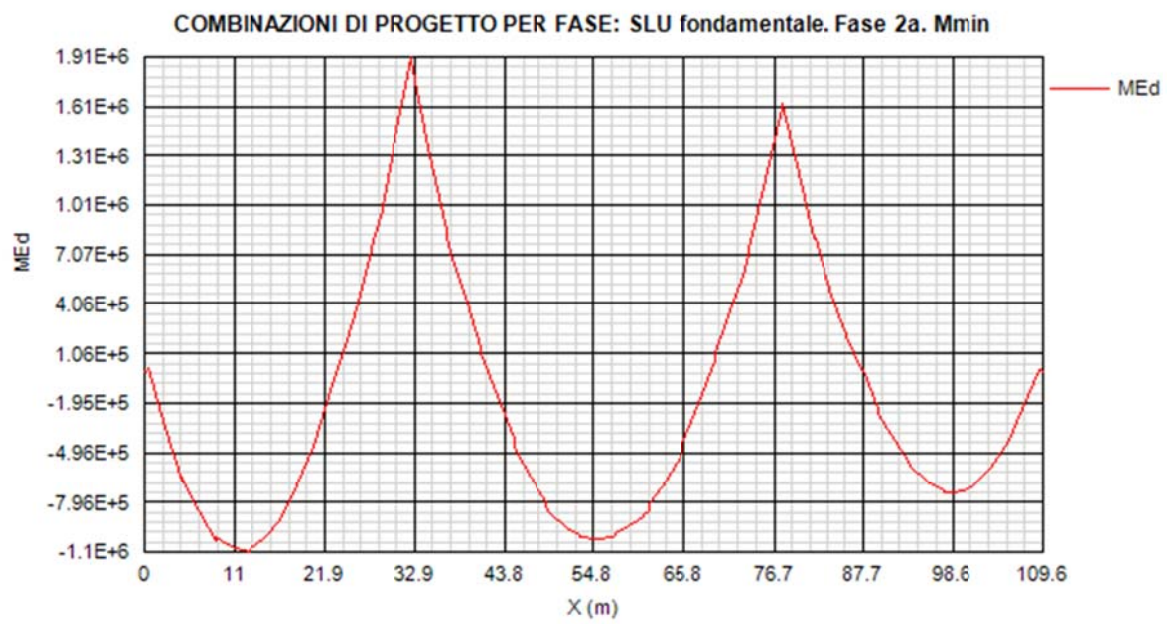
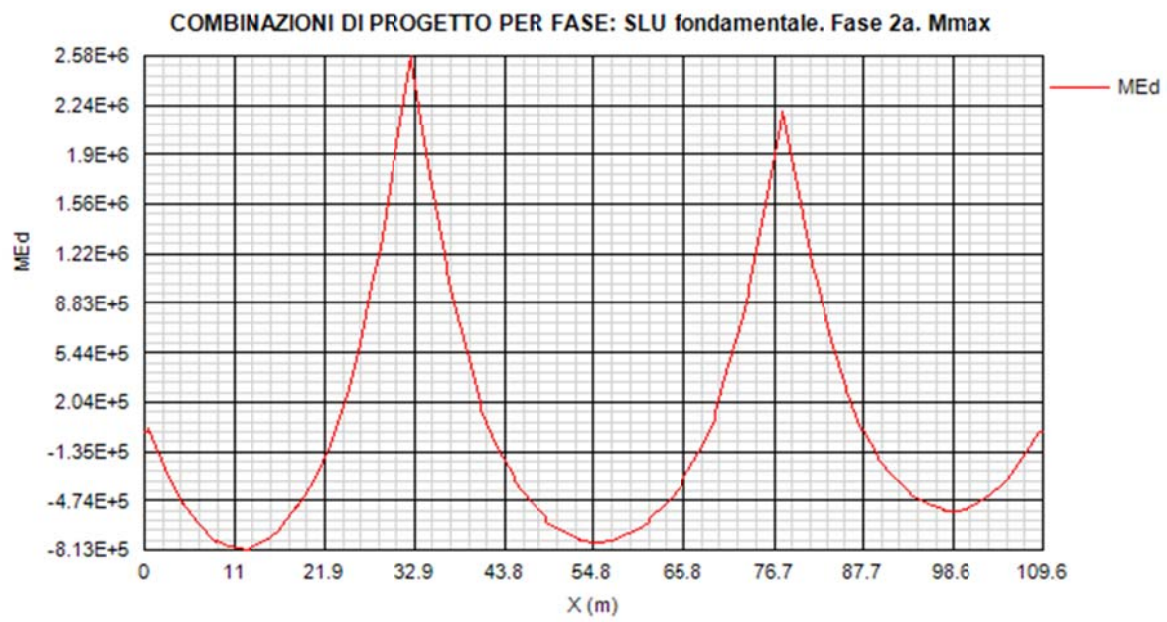


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax

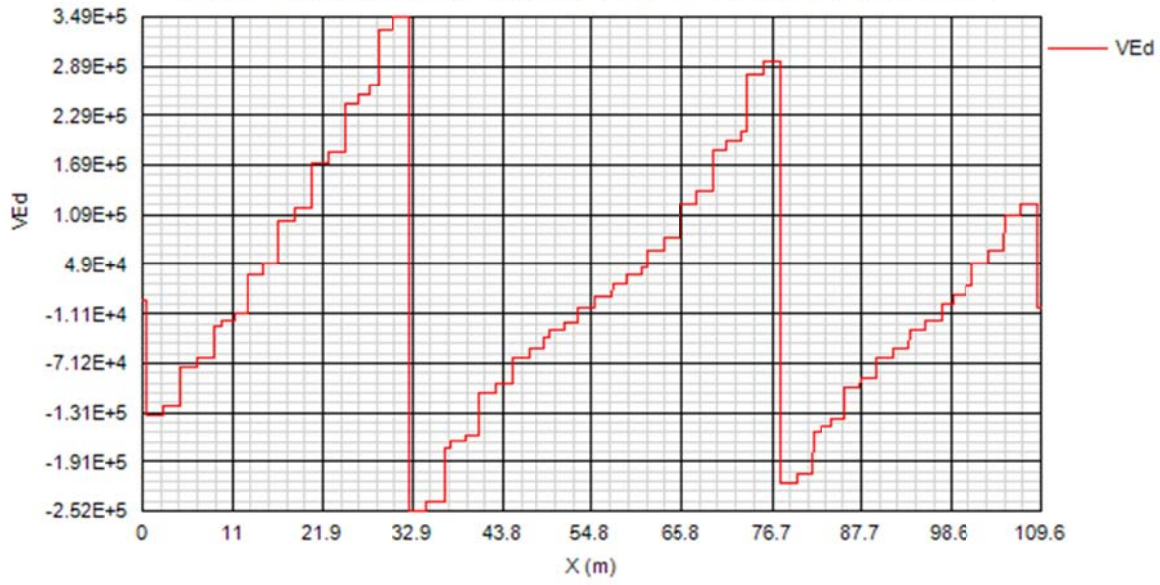


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin

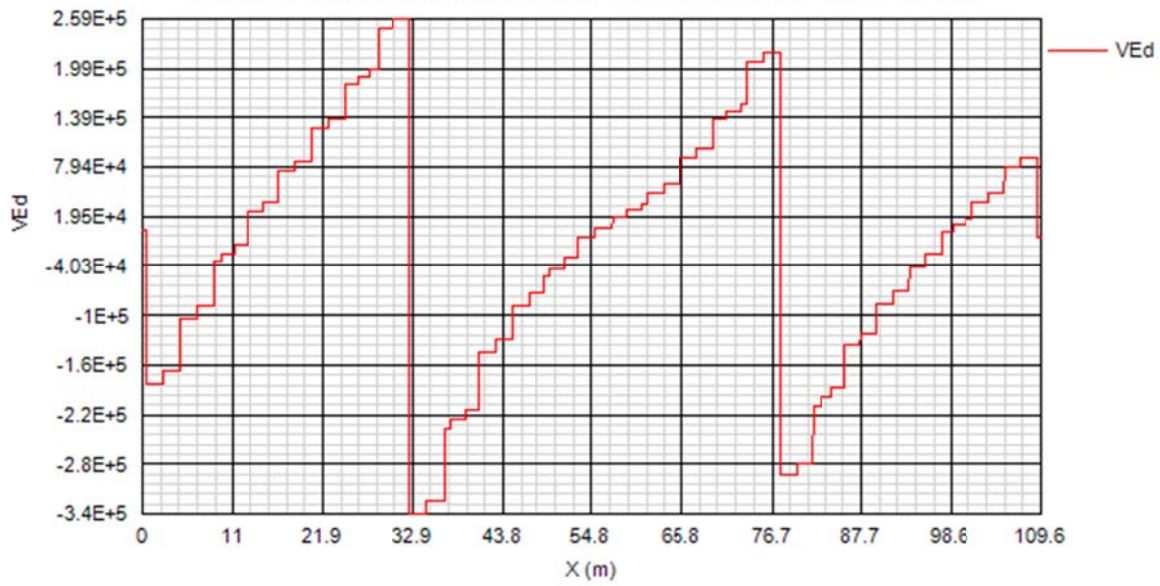


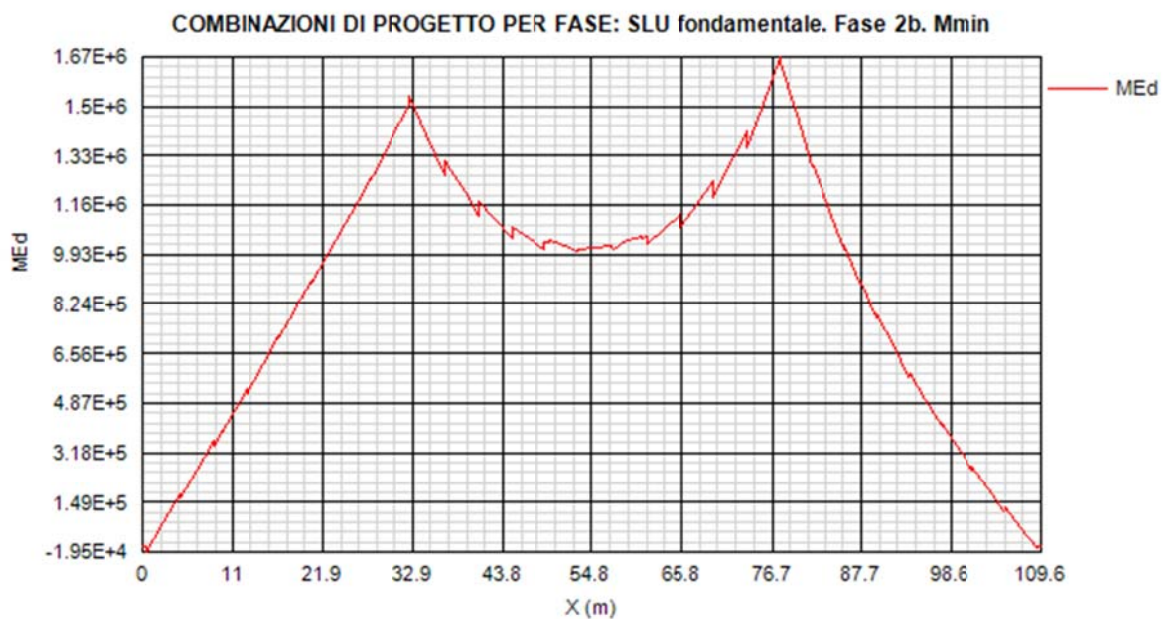
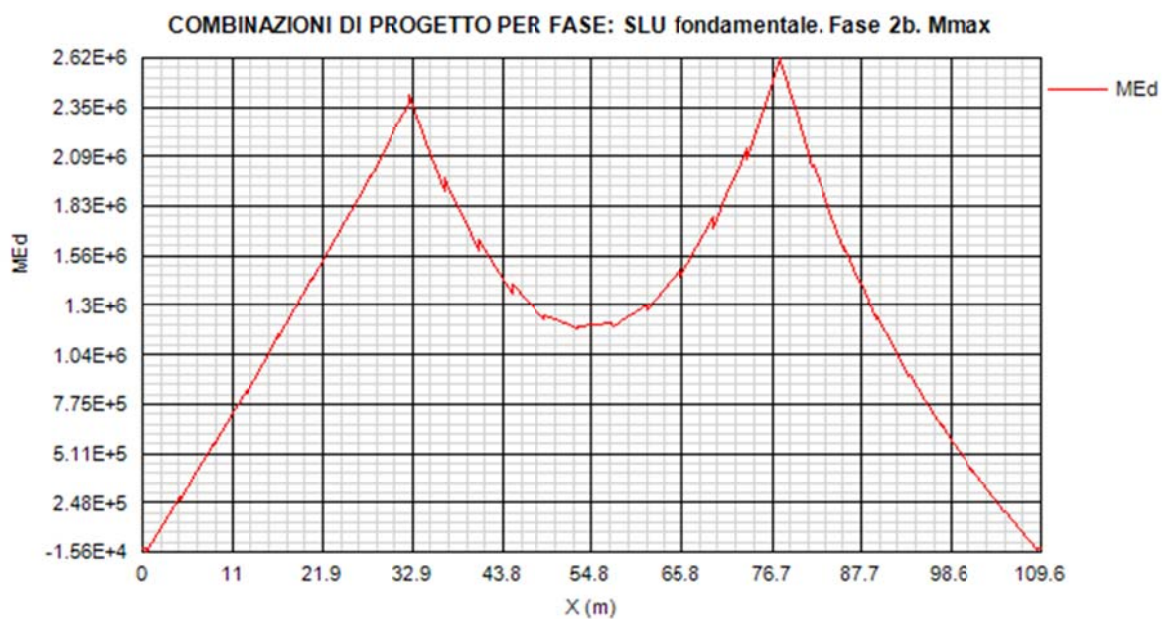


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax

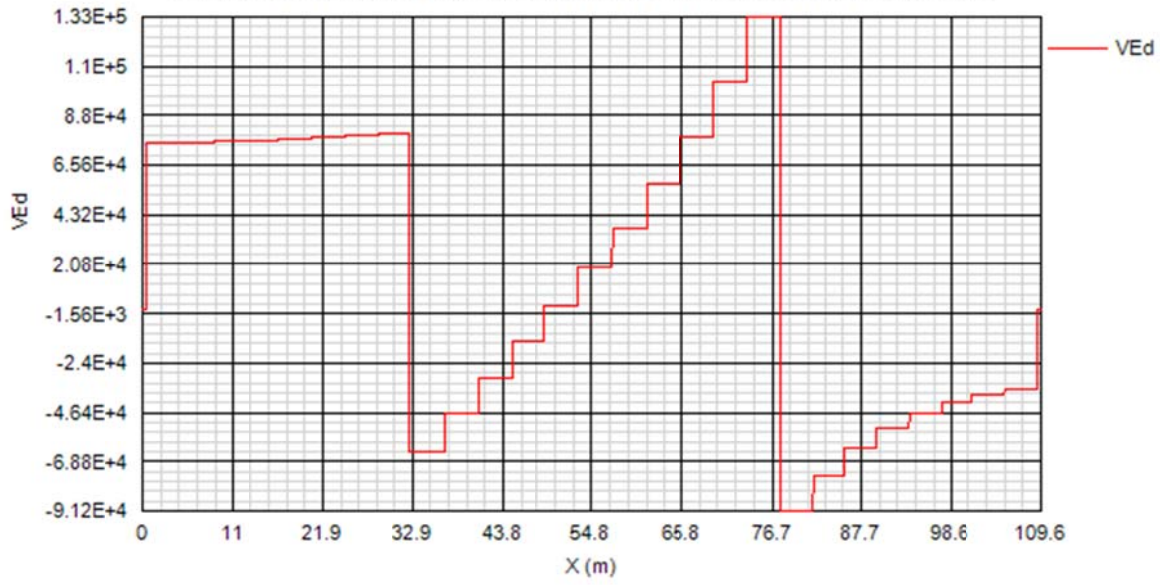


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin

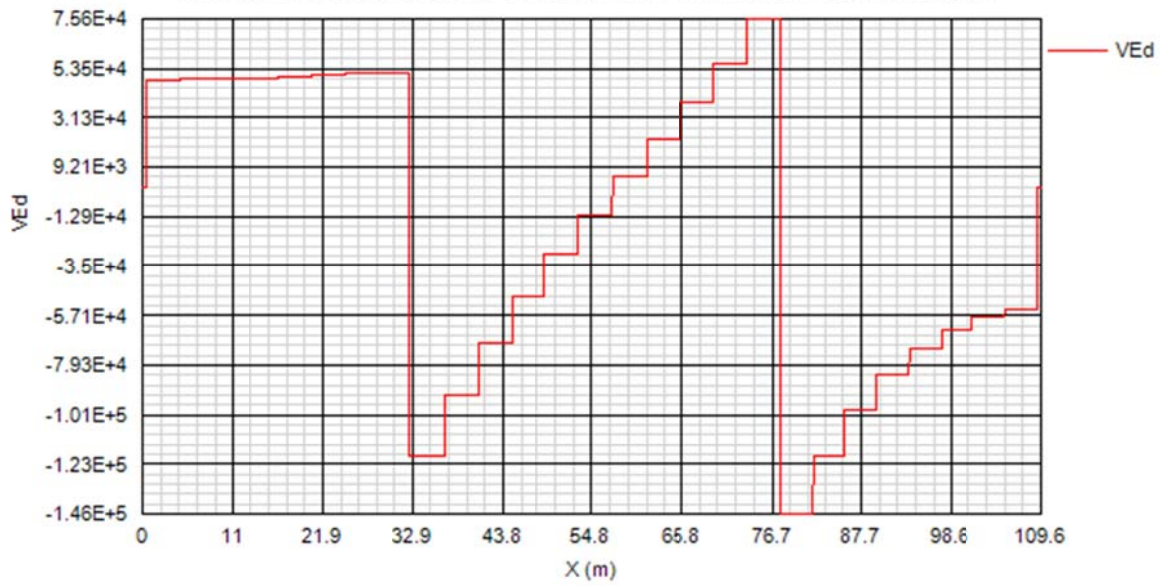


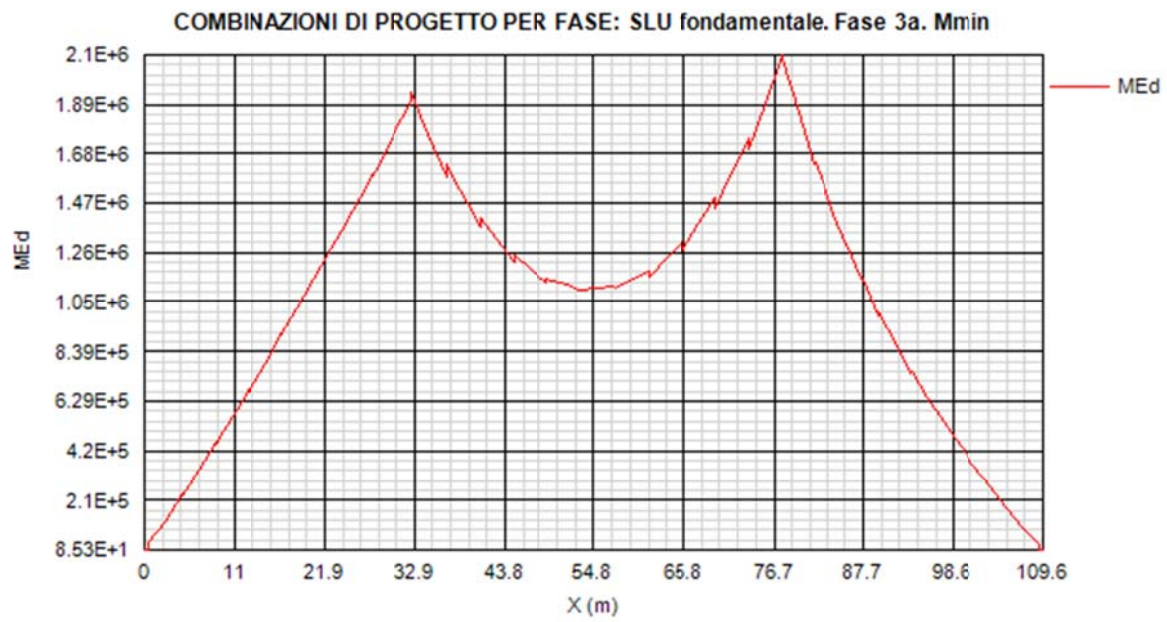
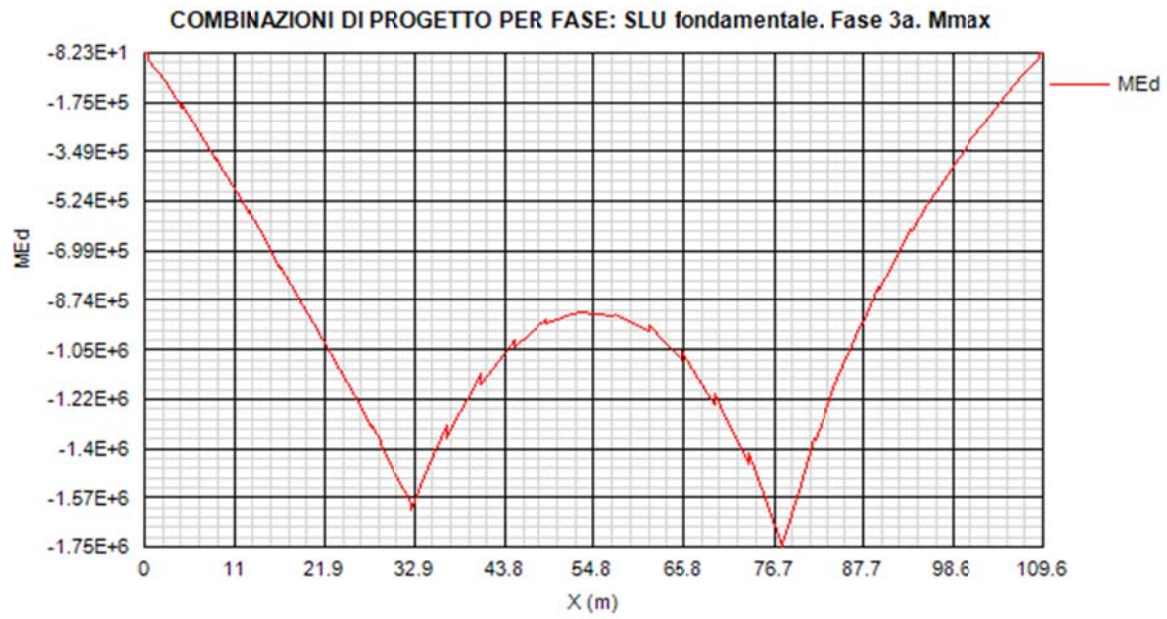


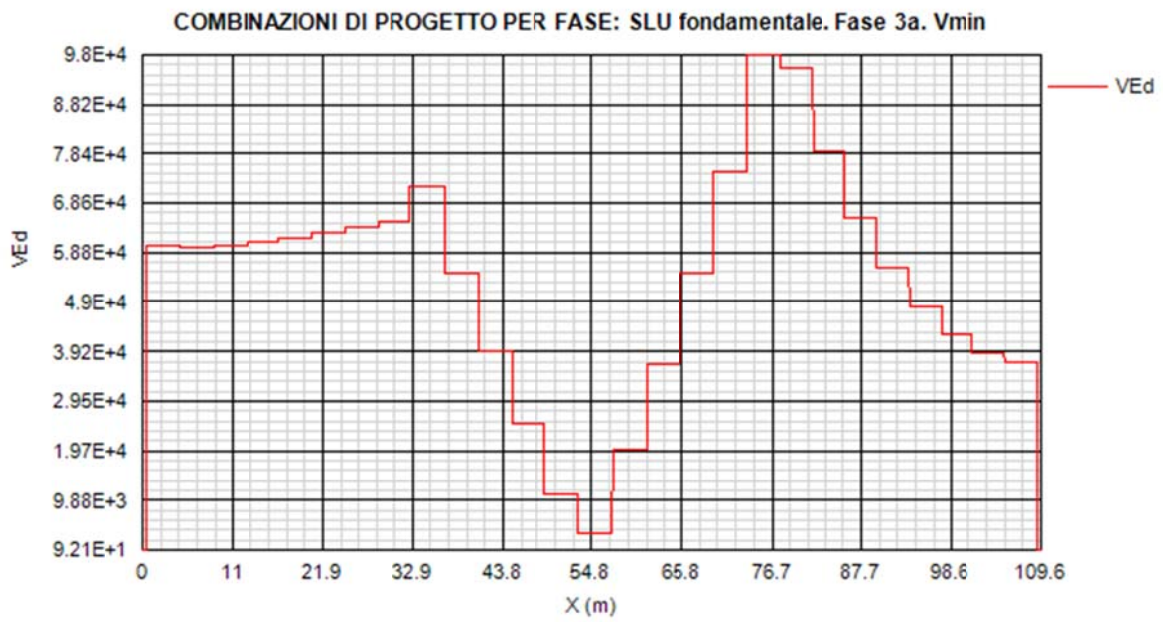
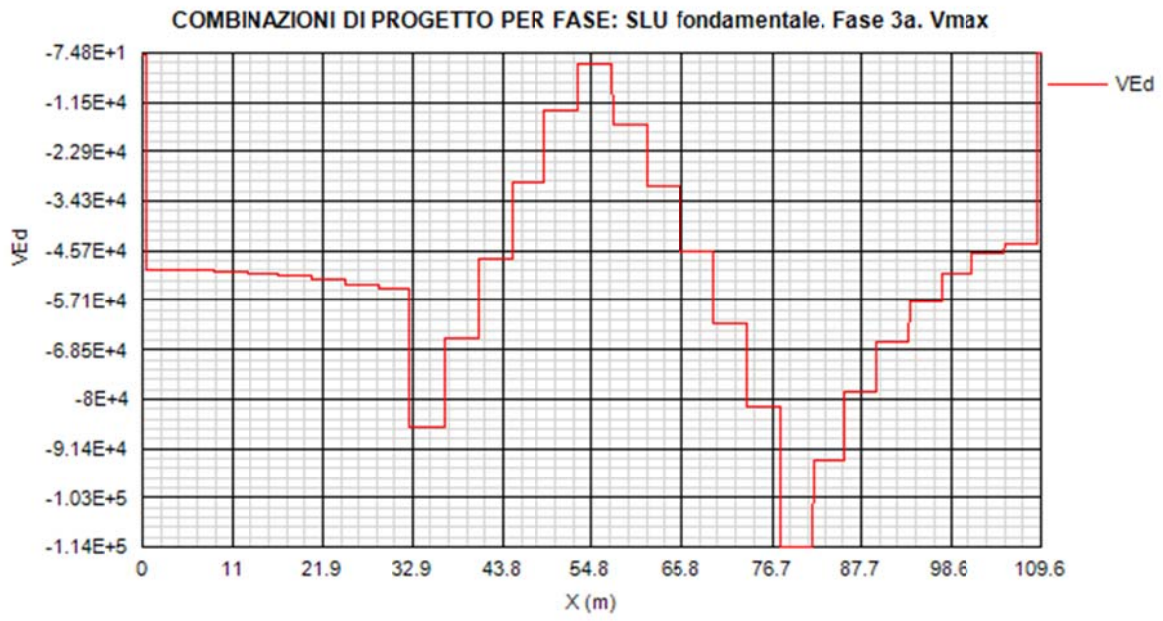
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmax

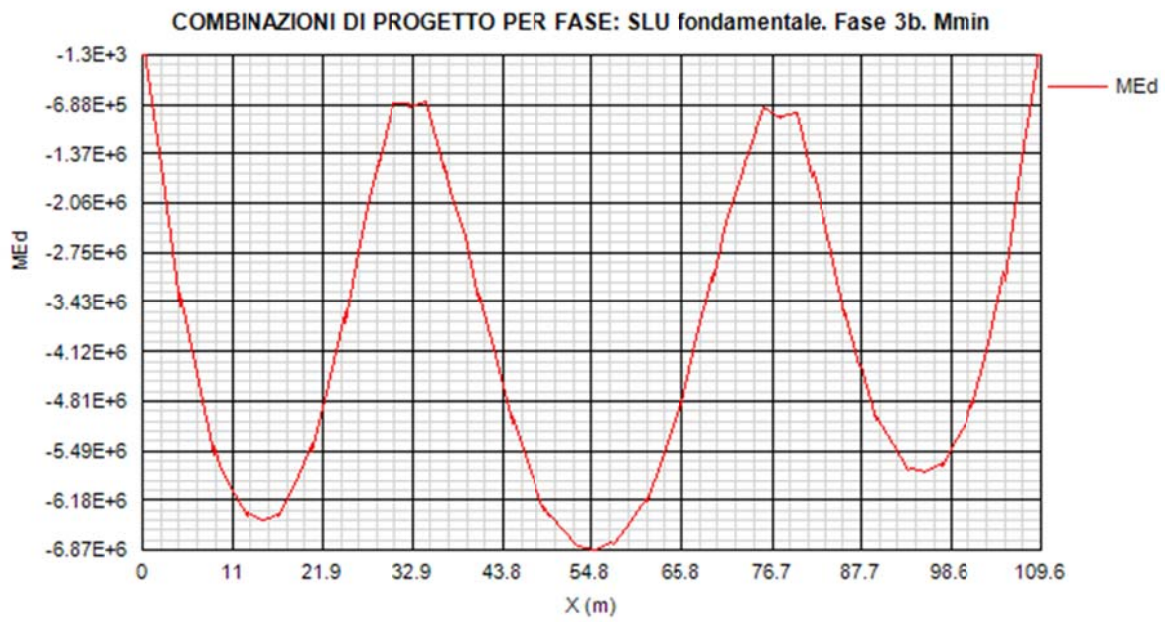
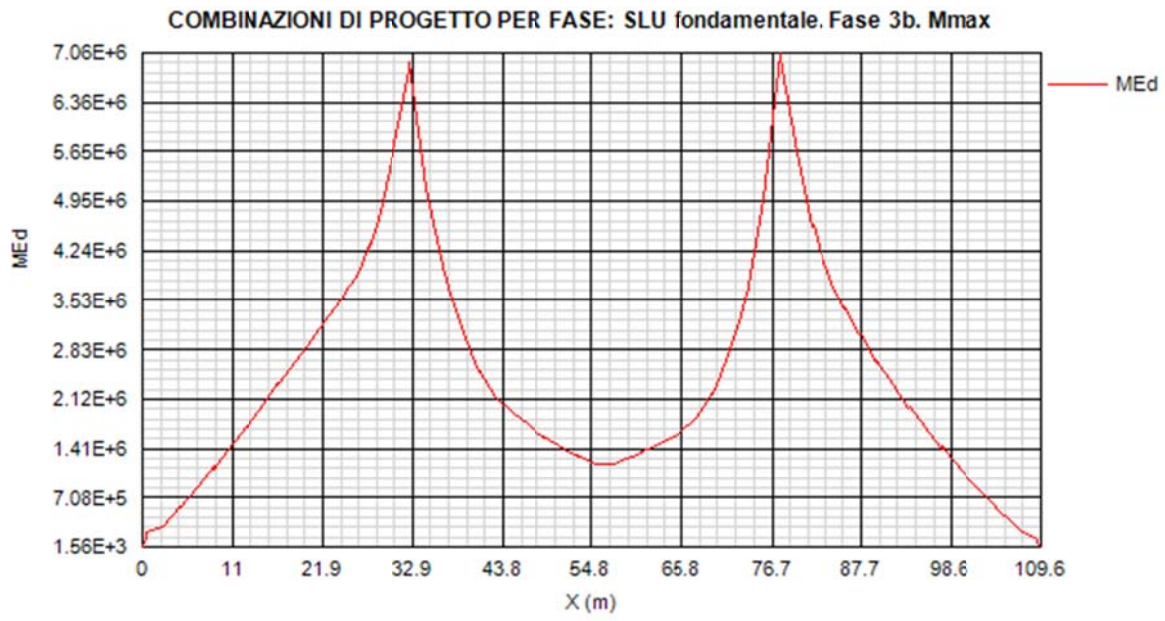


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmin

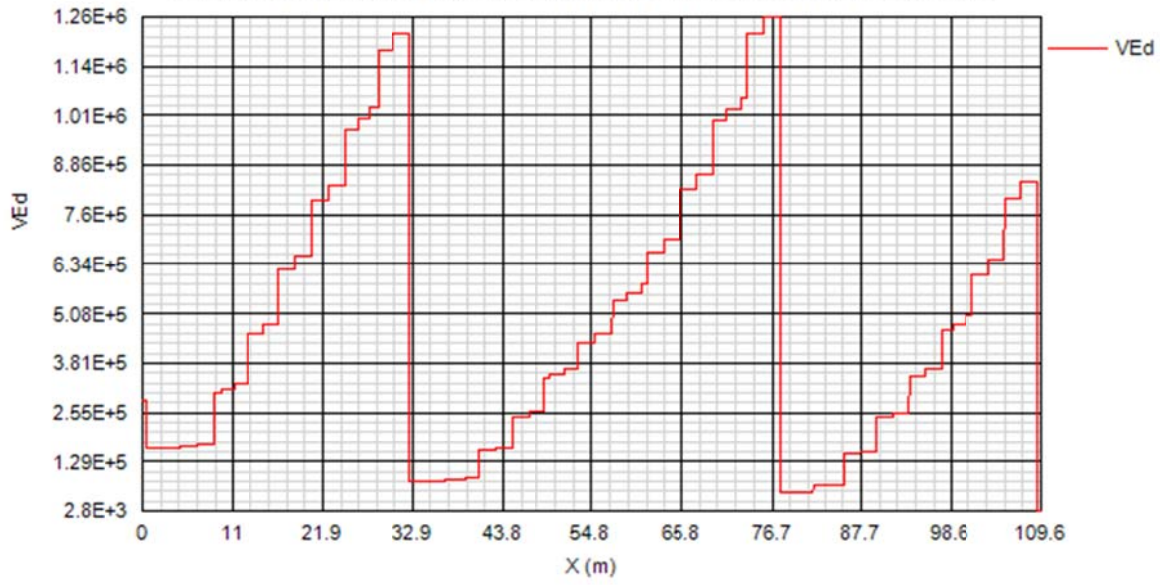




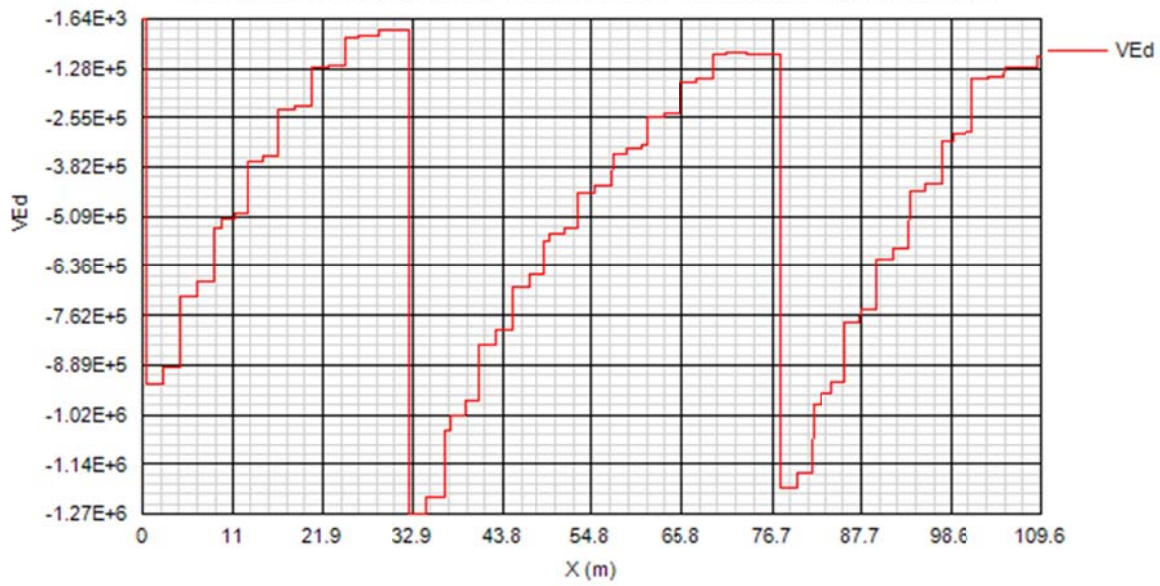


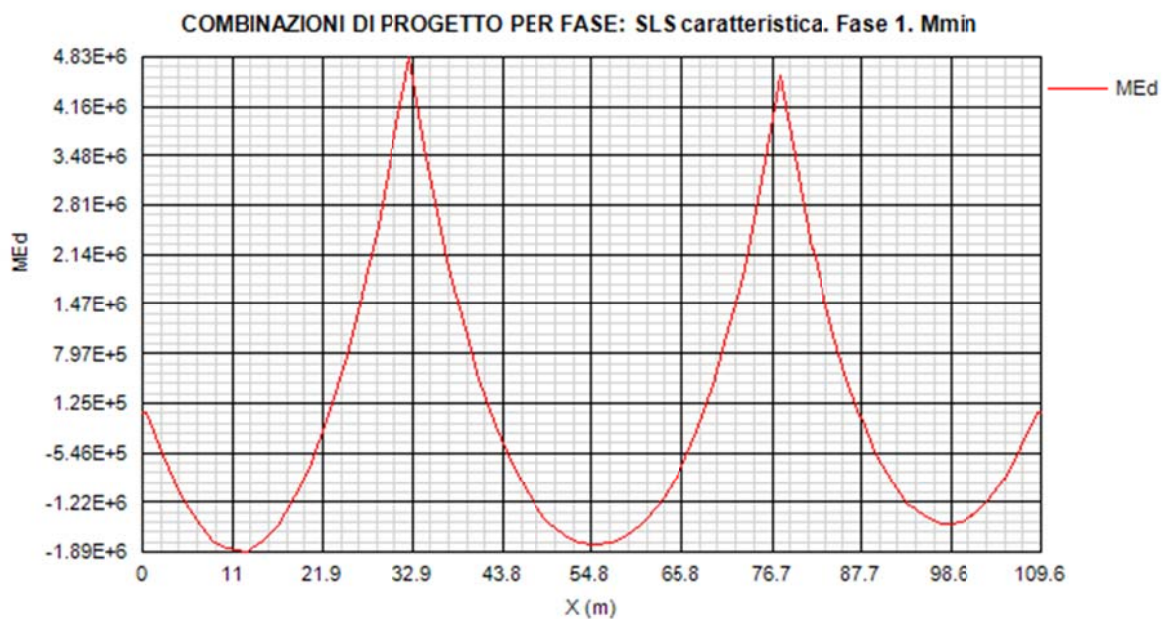
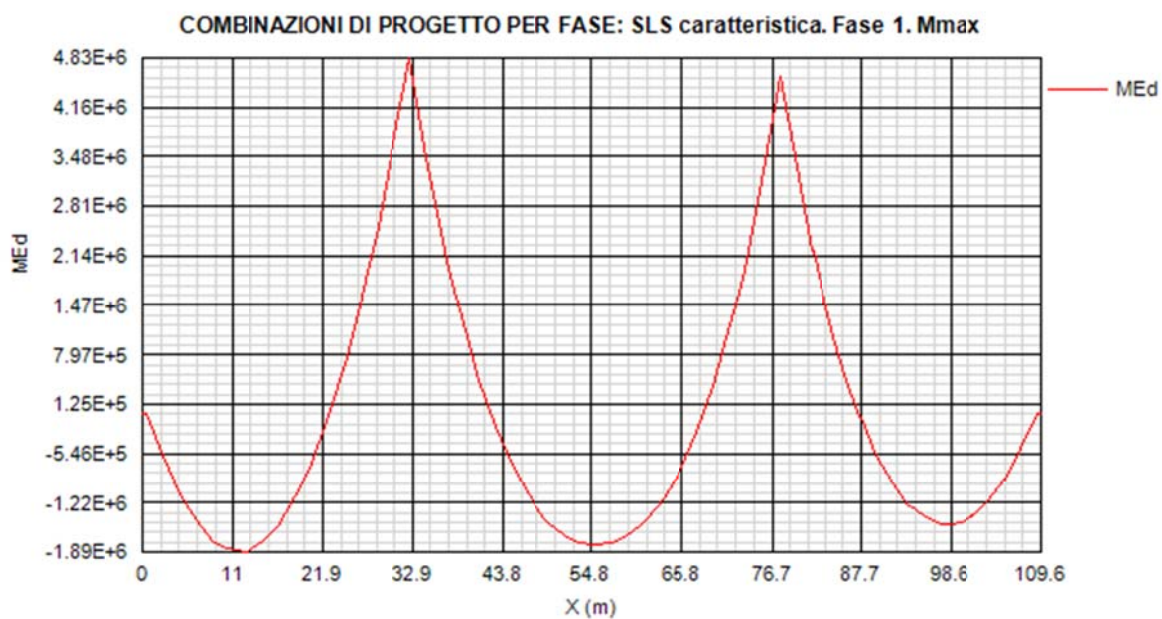


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax

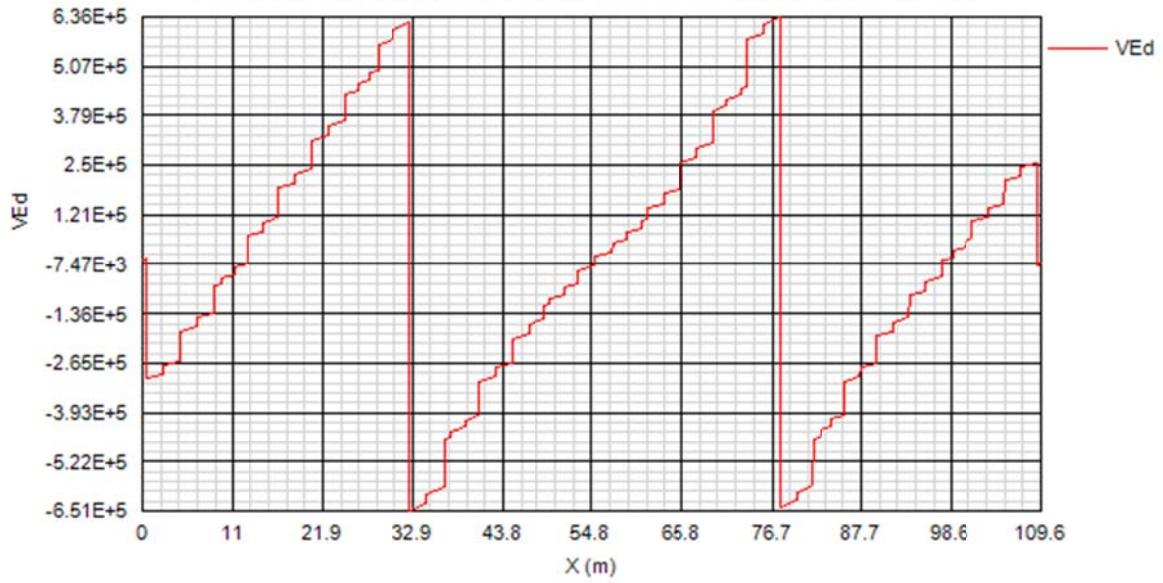


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin

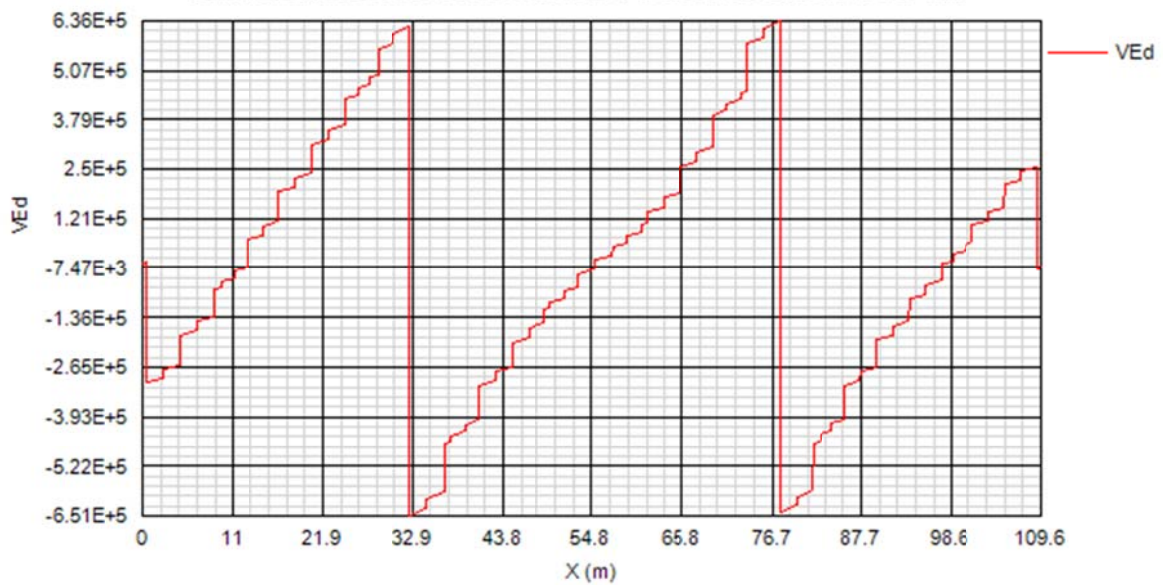


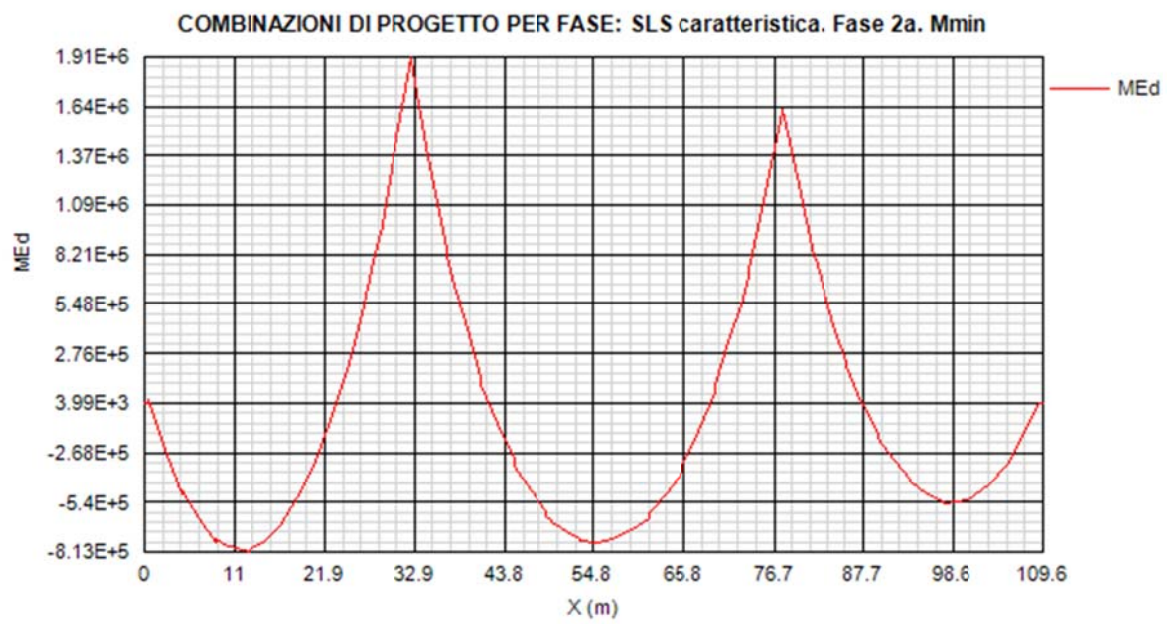
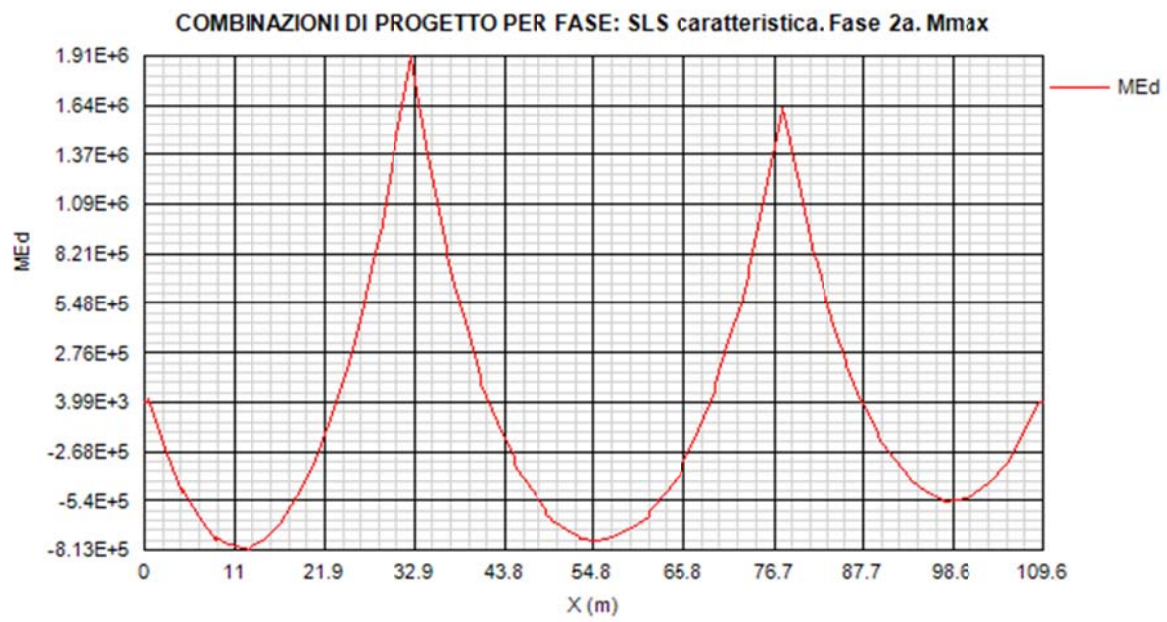


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax

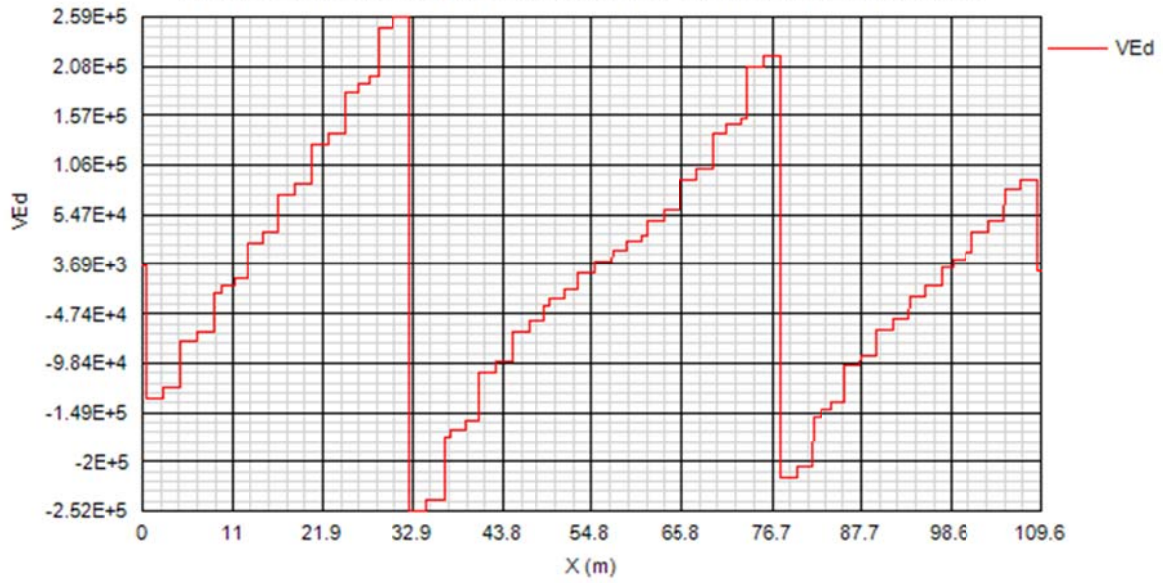


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin

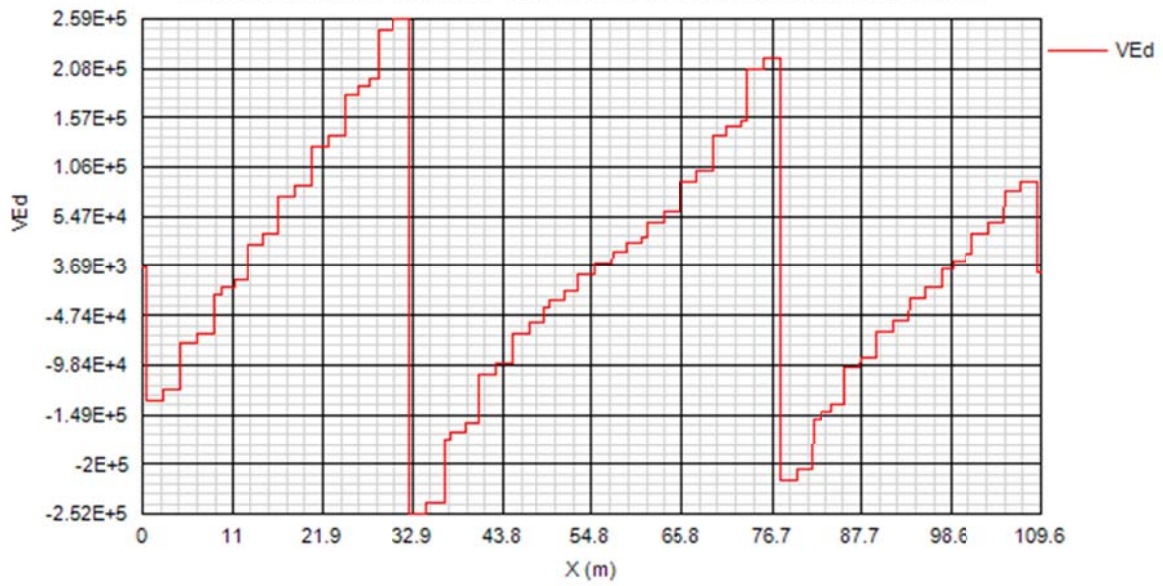


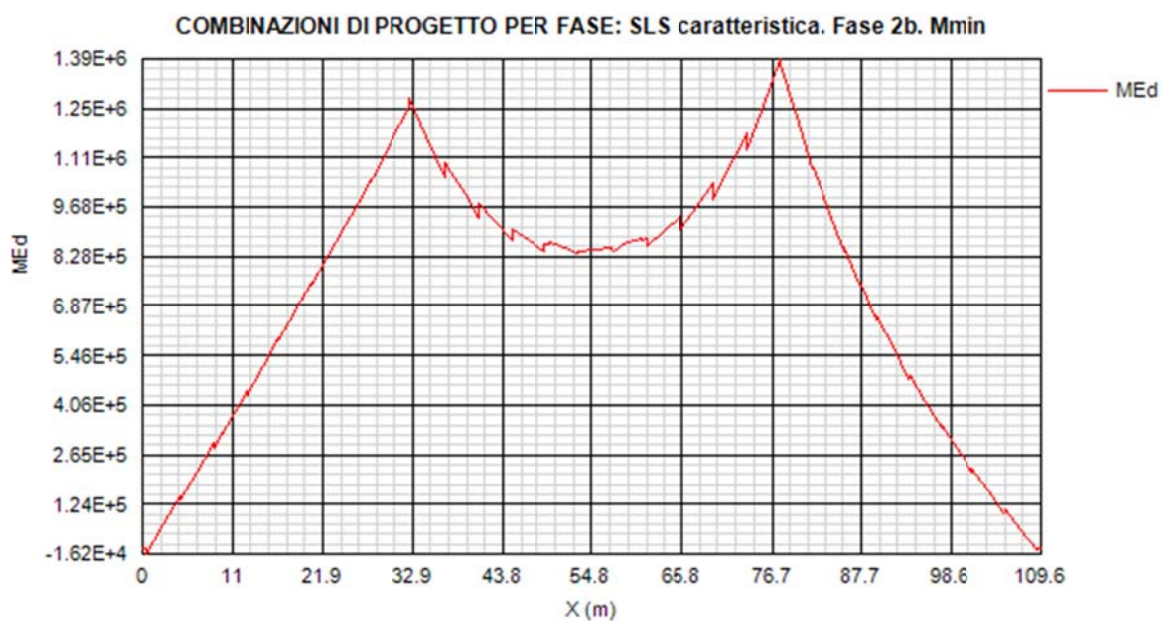
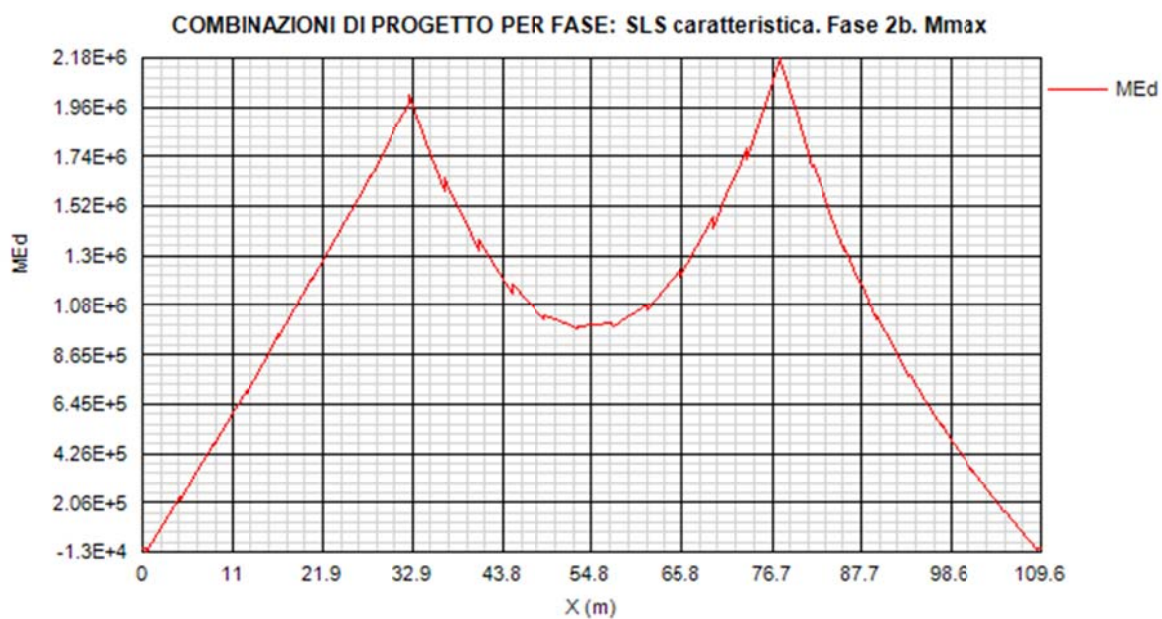


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax

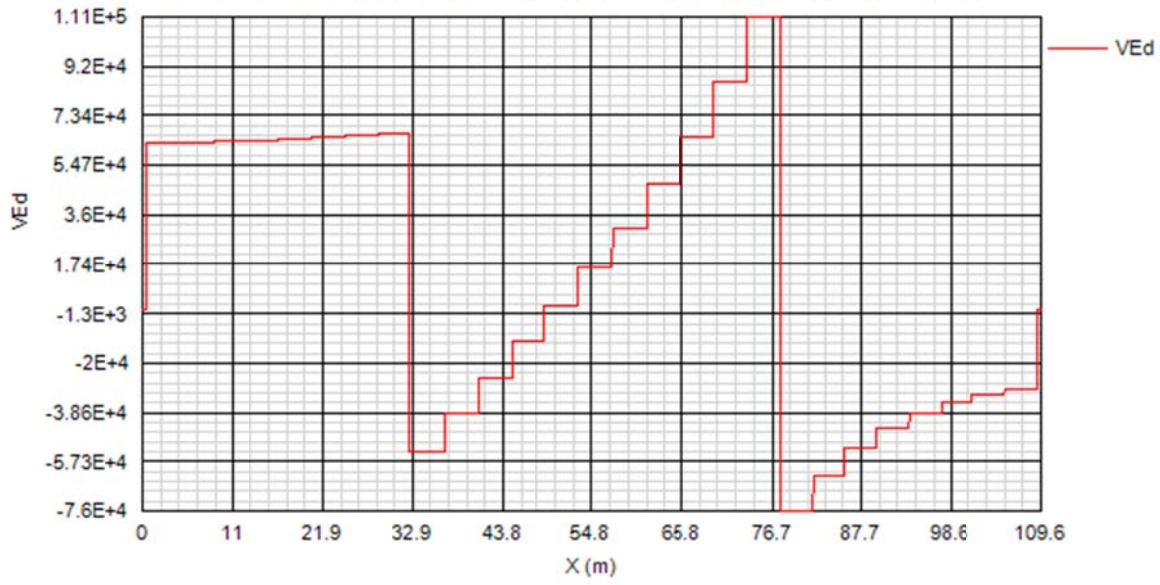


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin

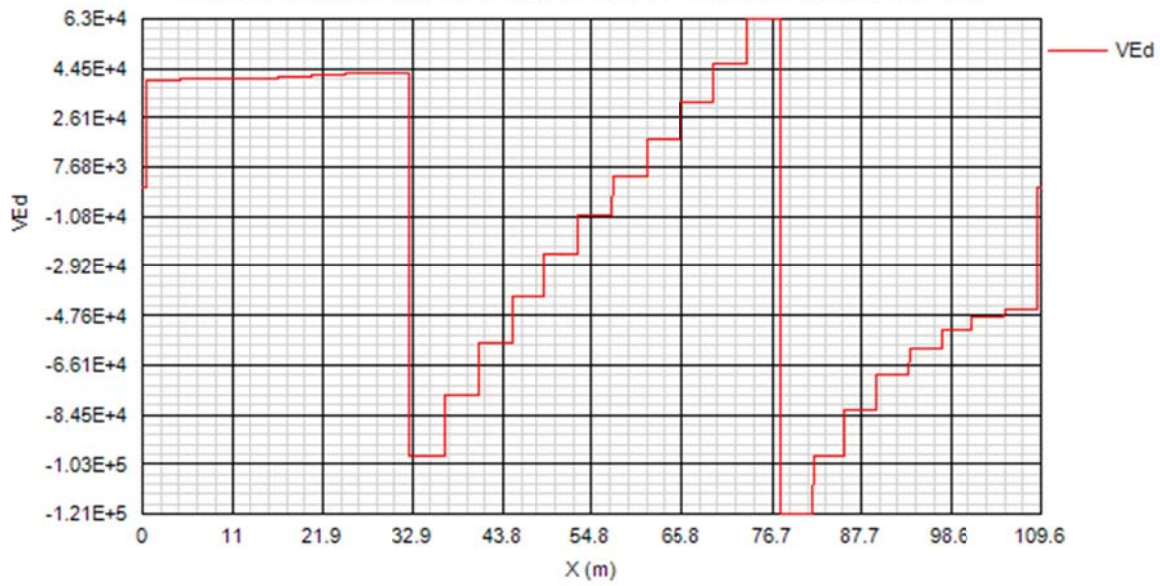


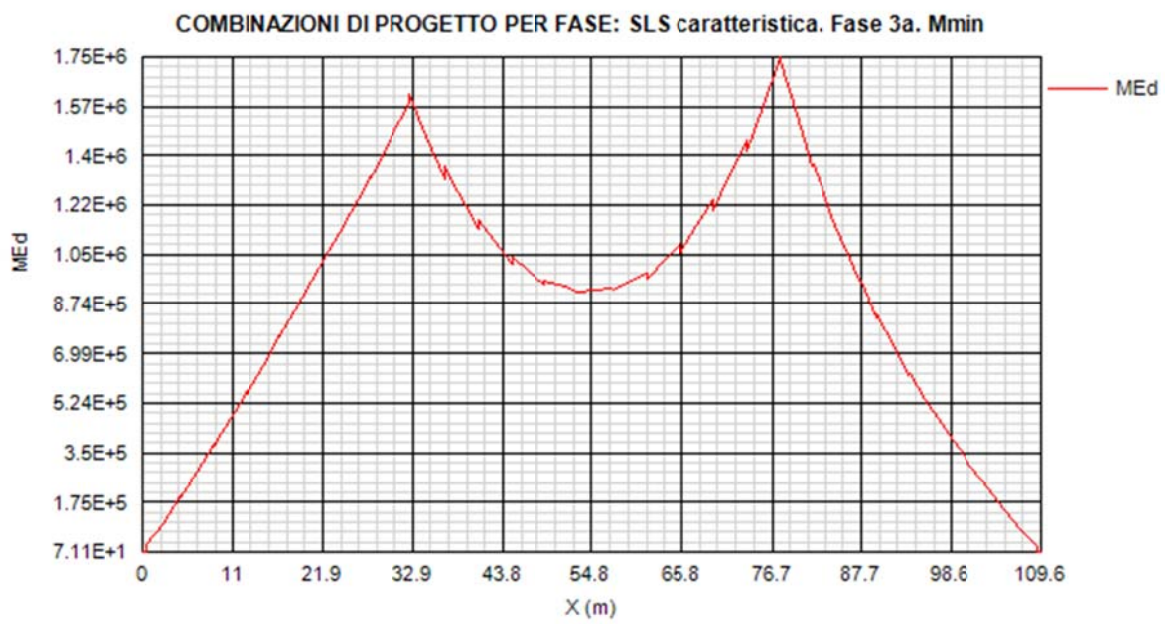
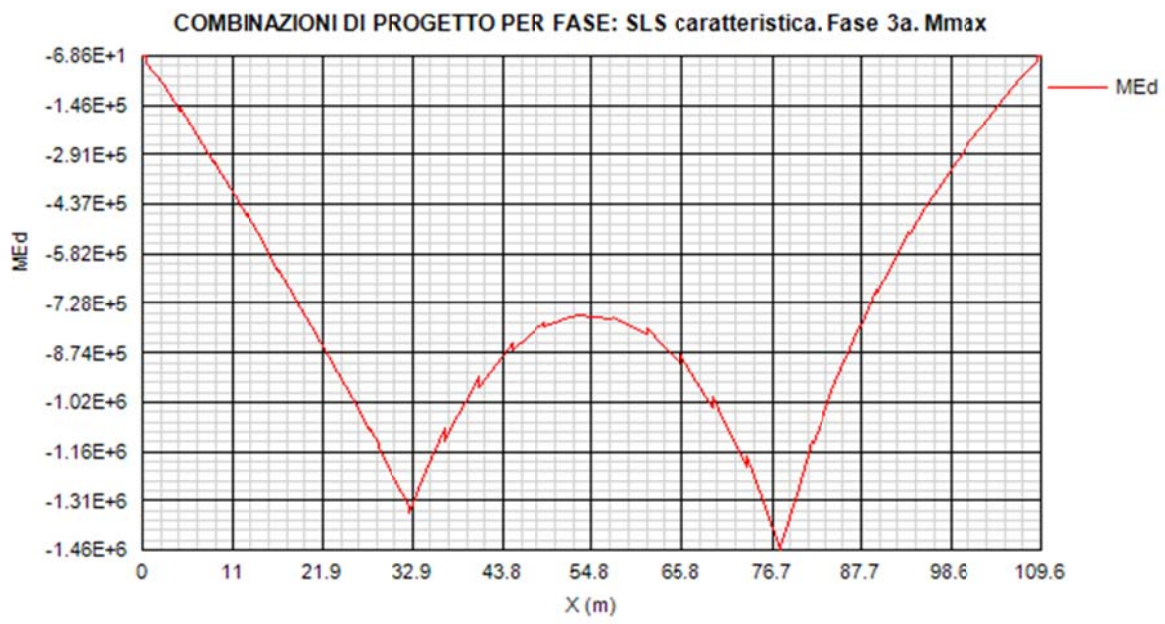


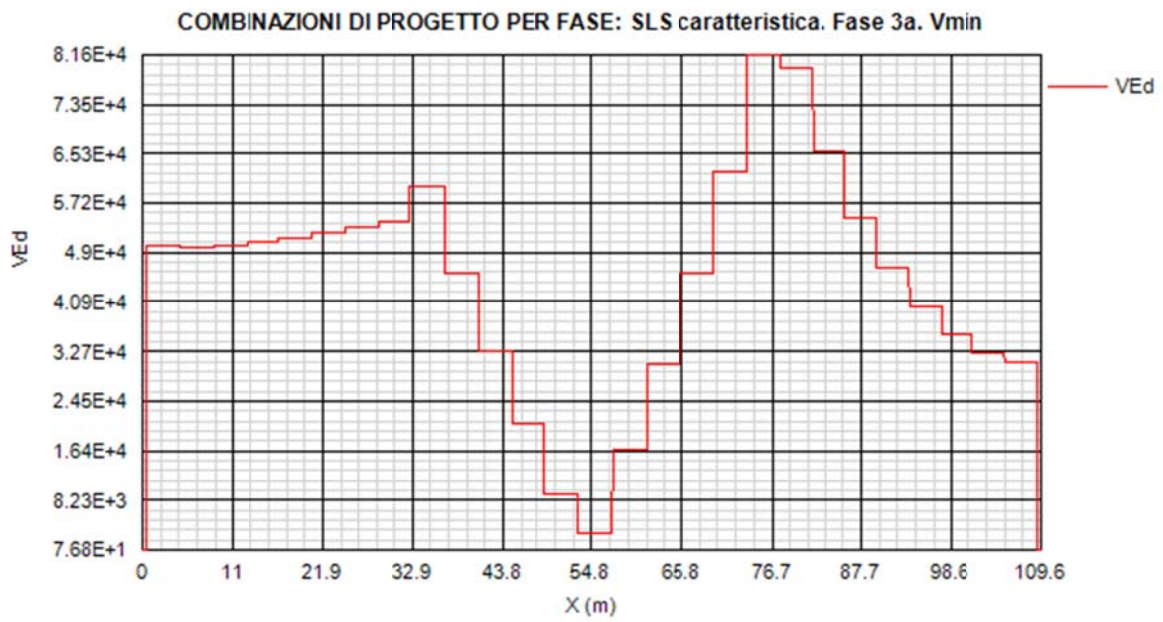
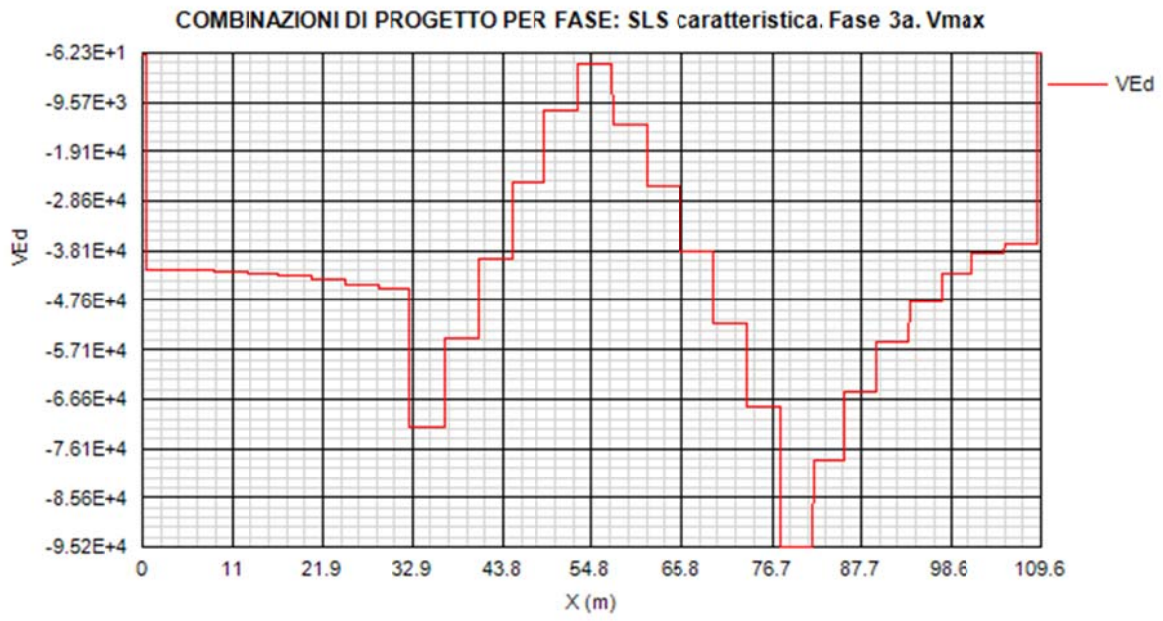
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmax



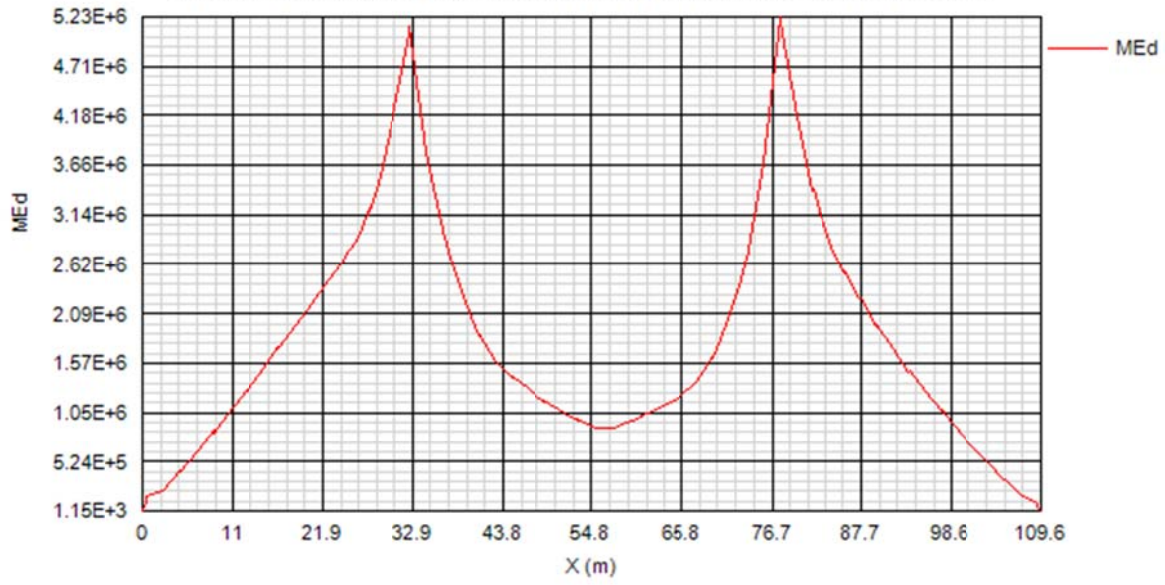
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmin



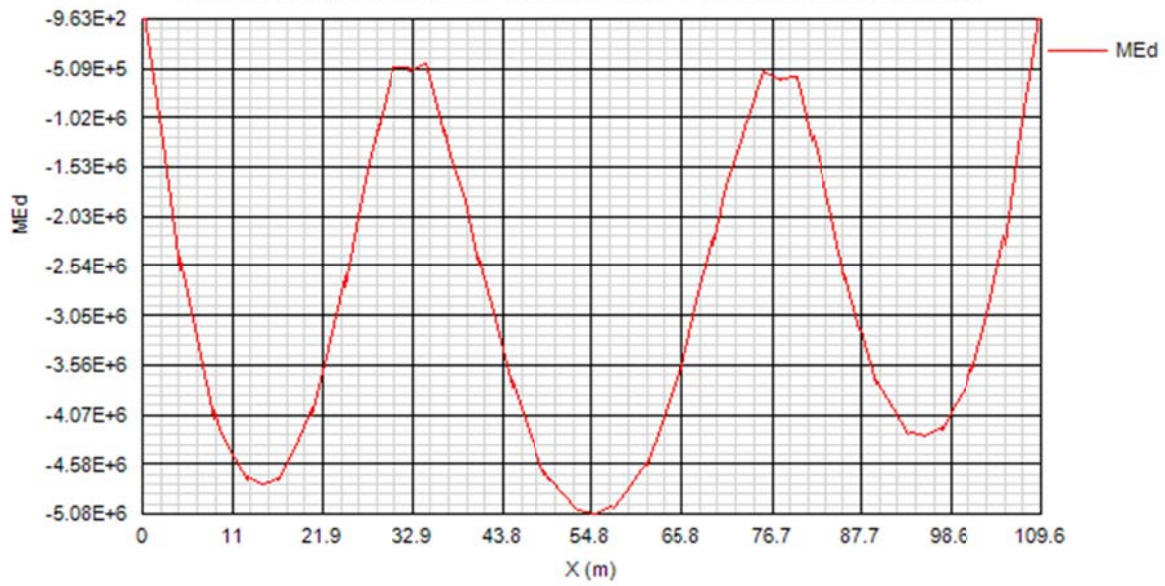




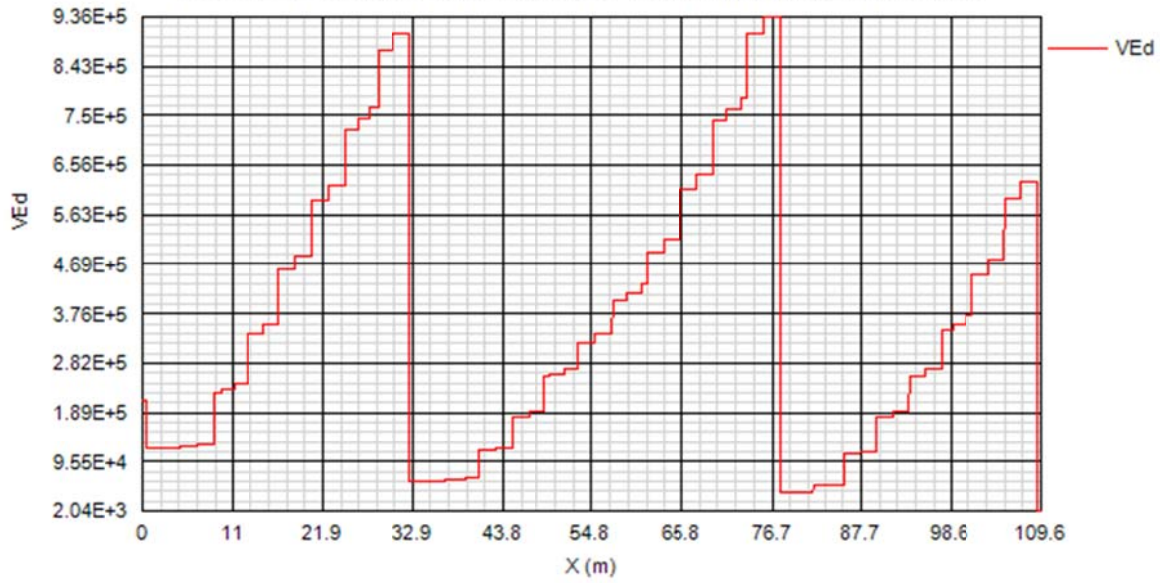
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



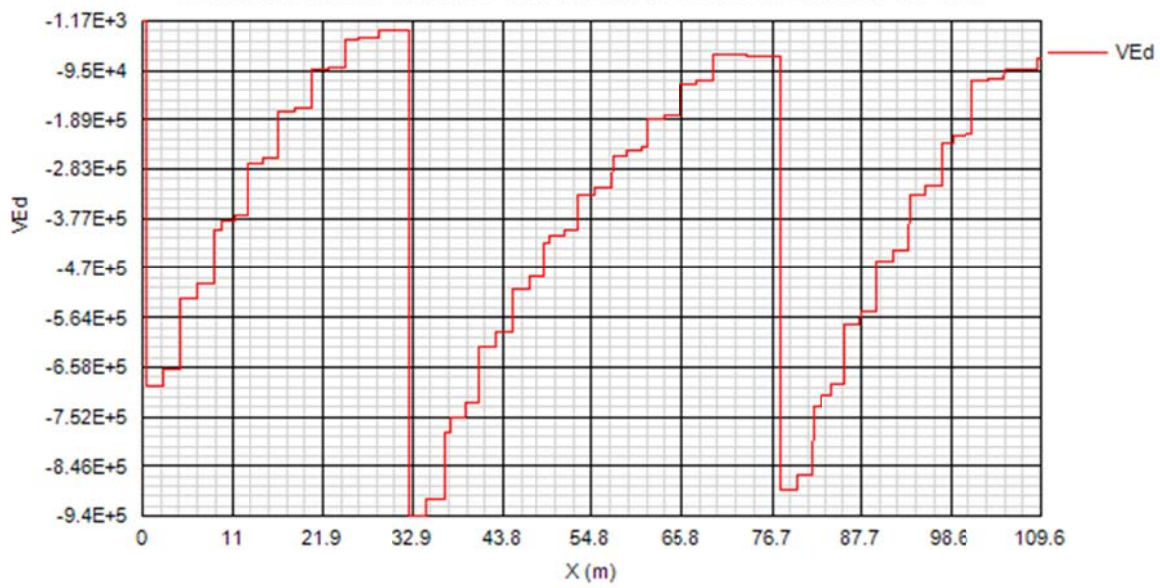
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin

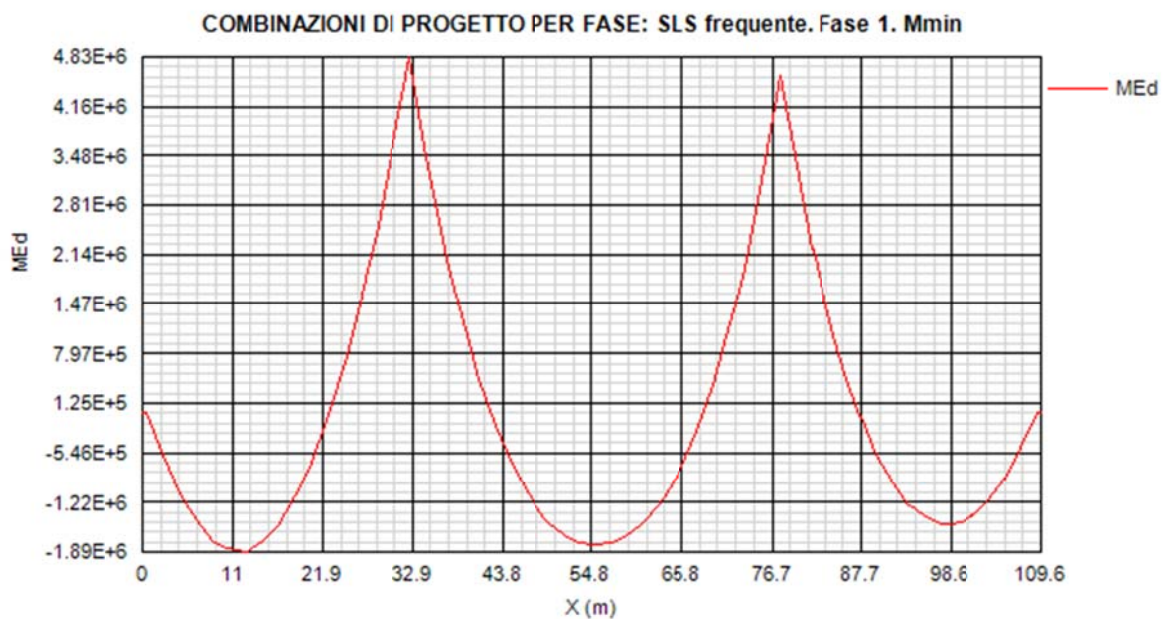
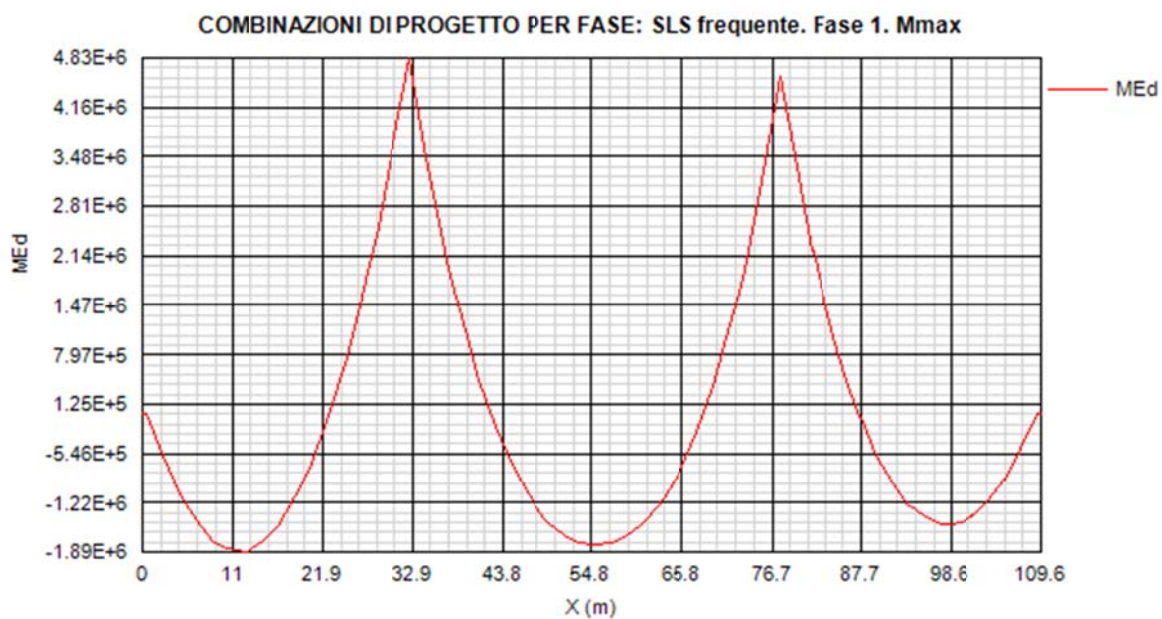


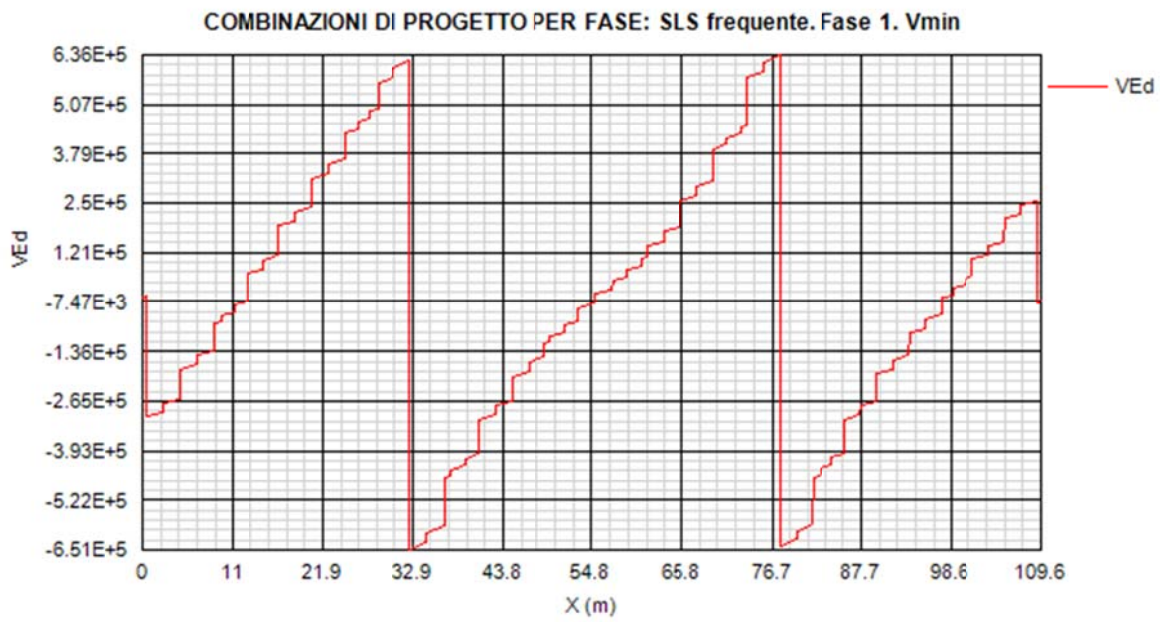
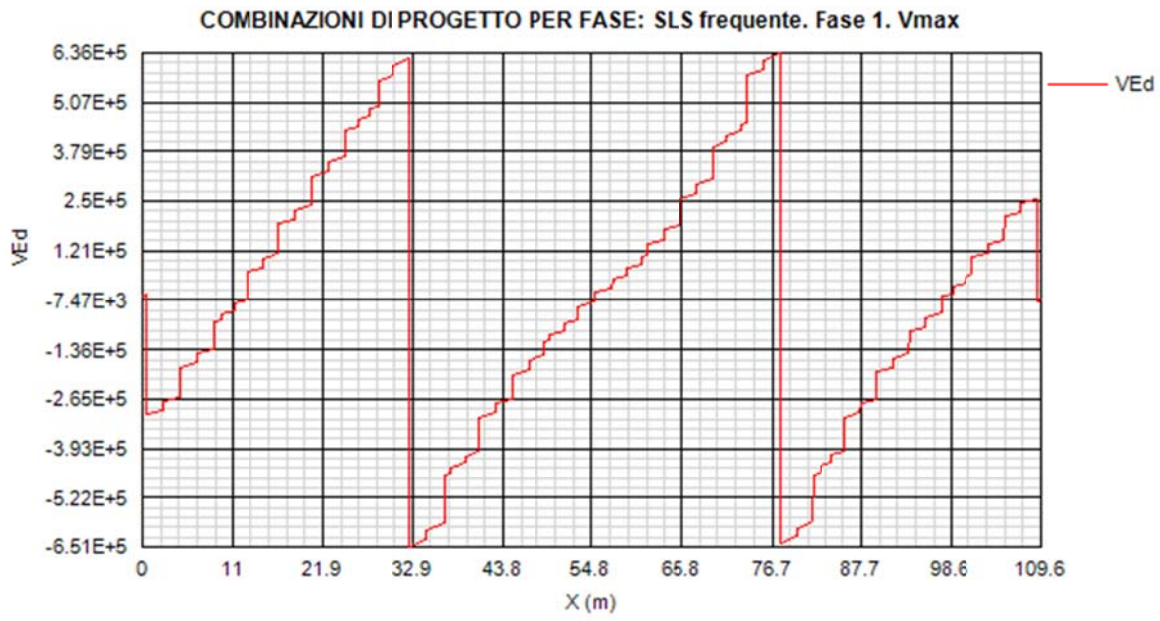
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax

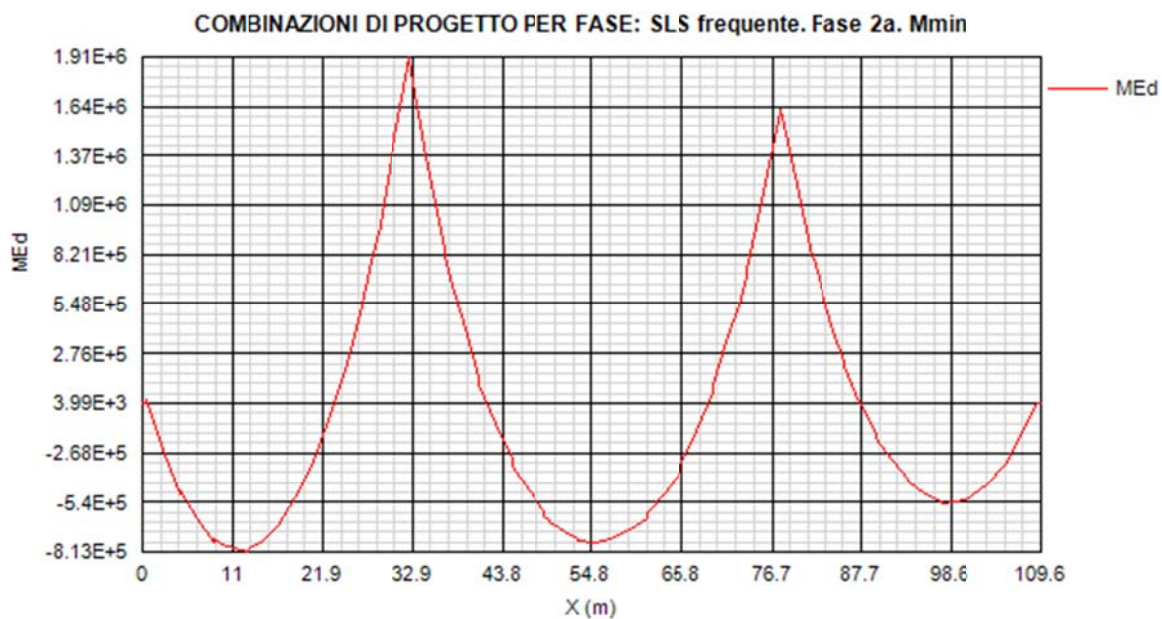
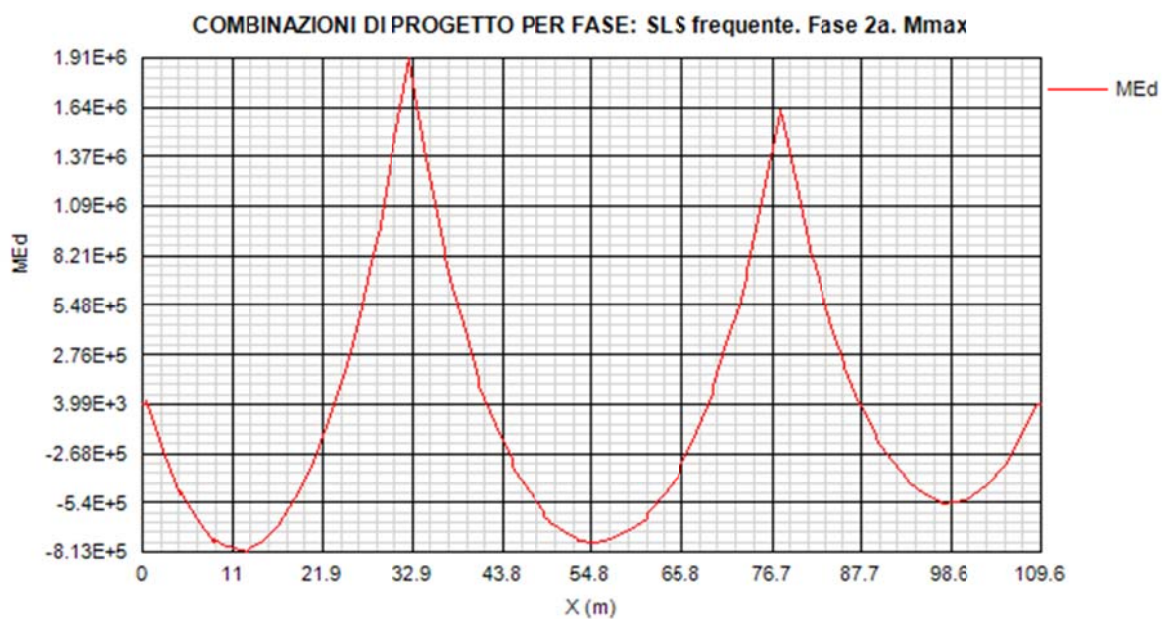


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin

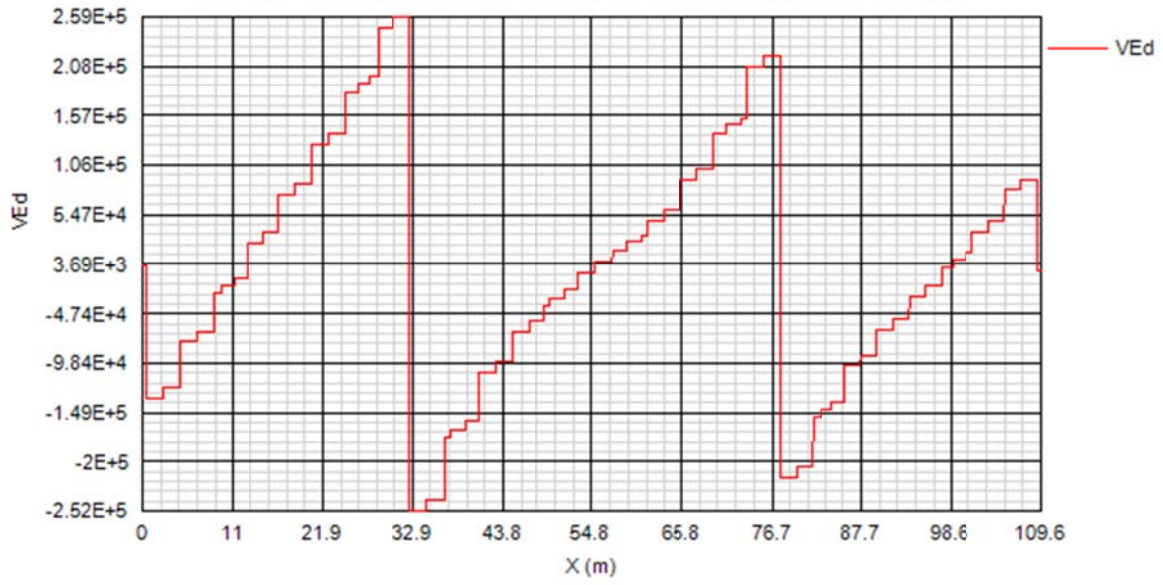




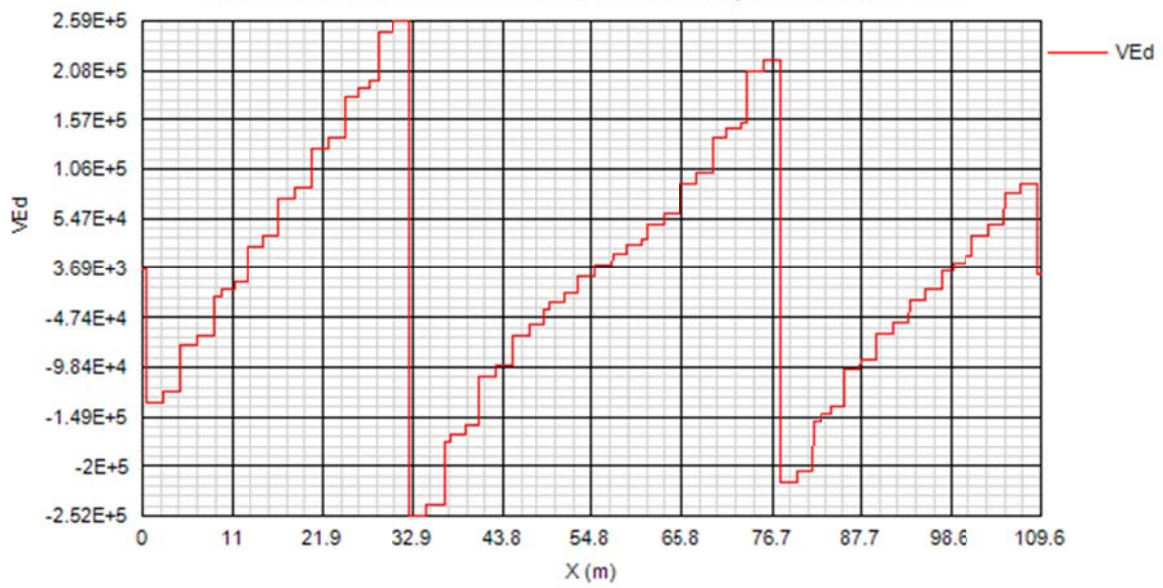


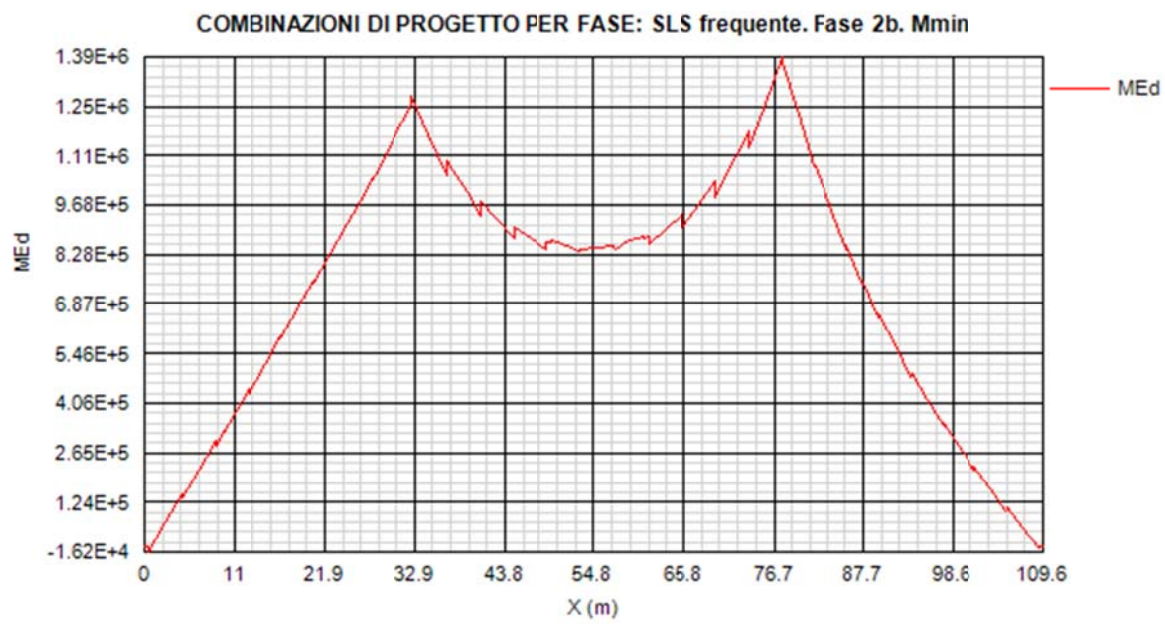
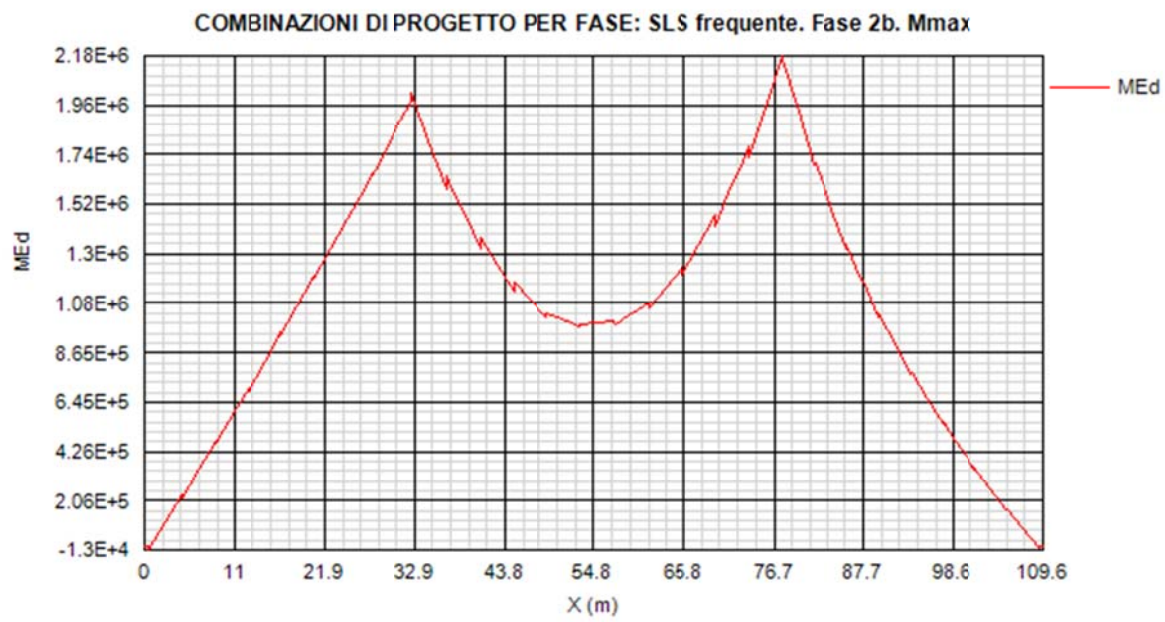


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax

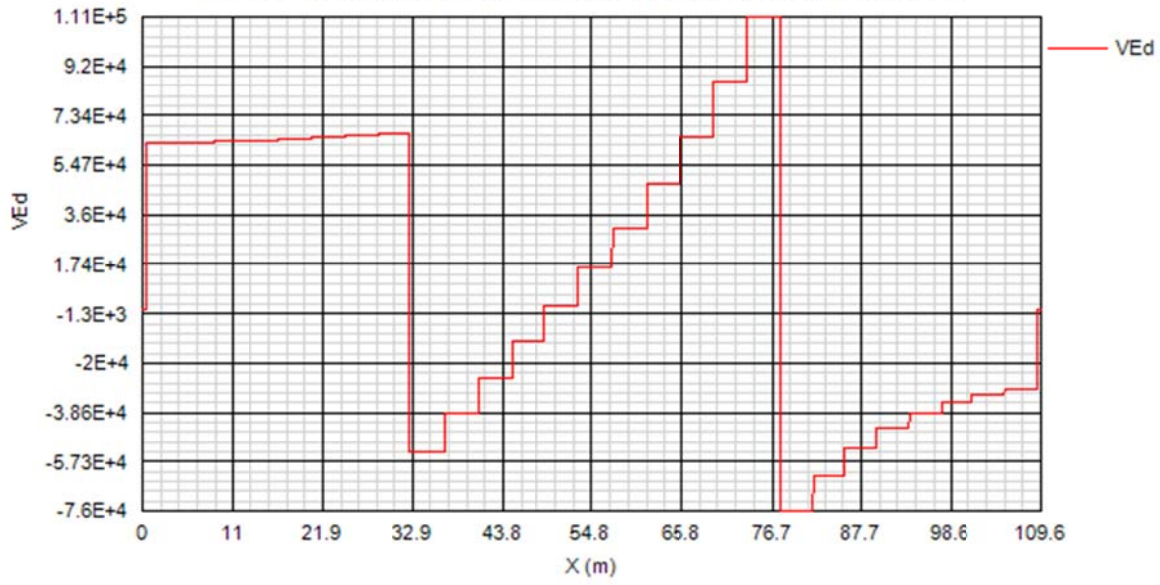


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin

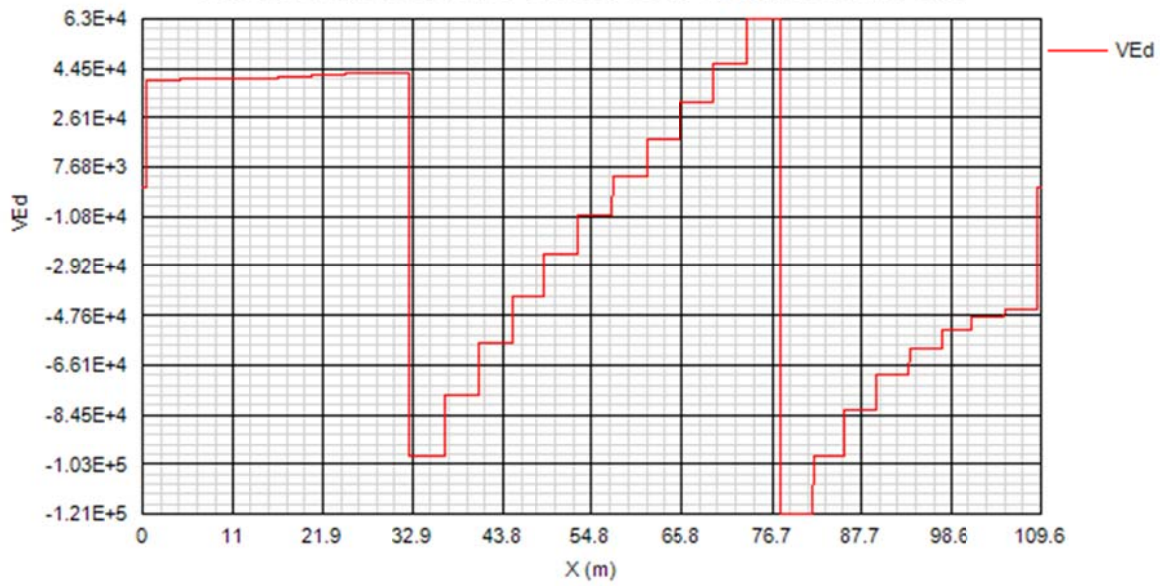


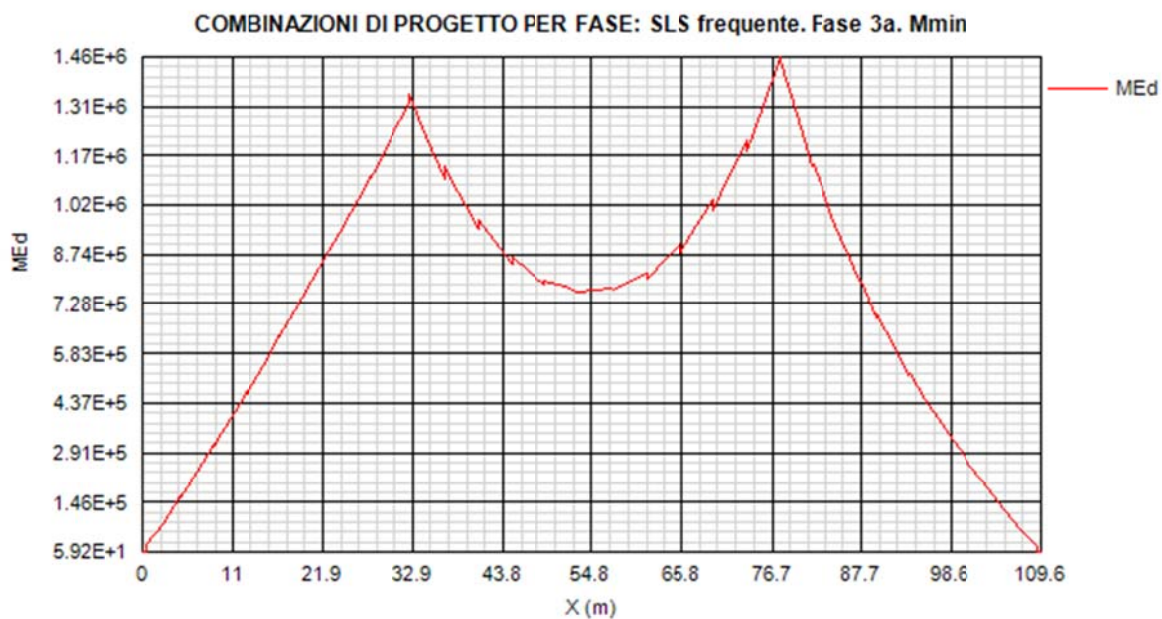
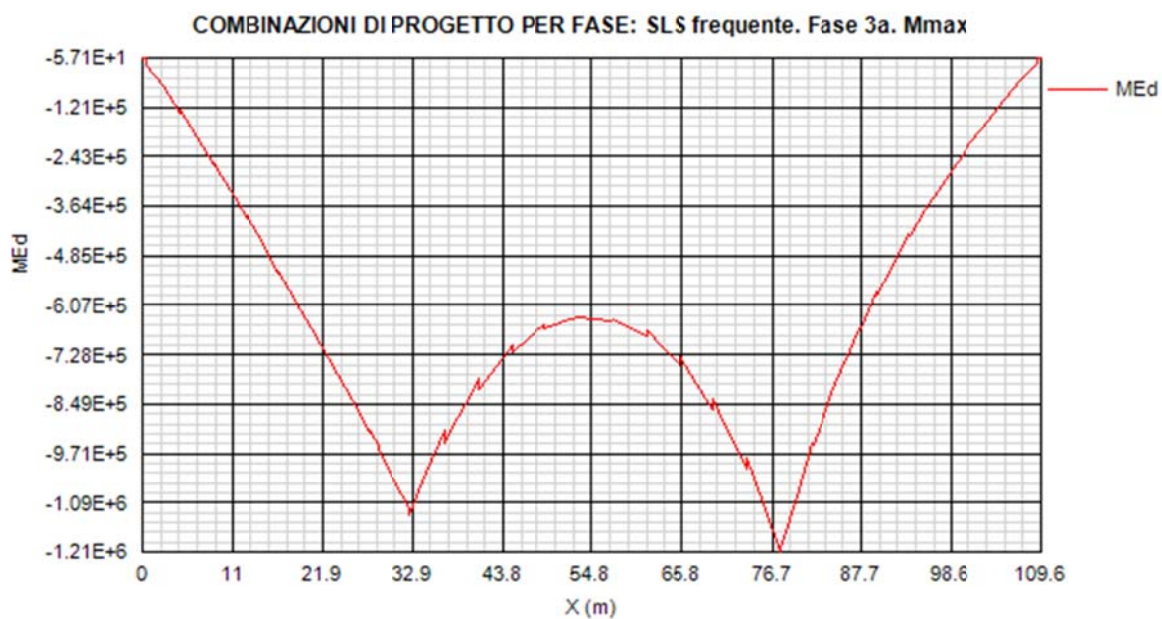


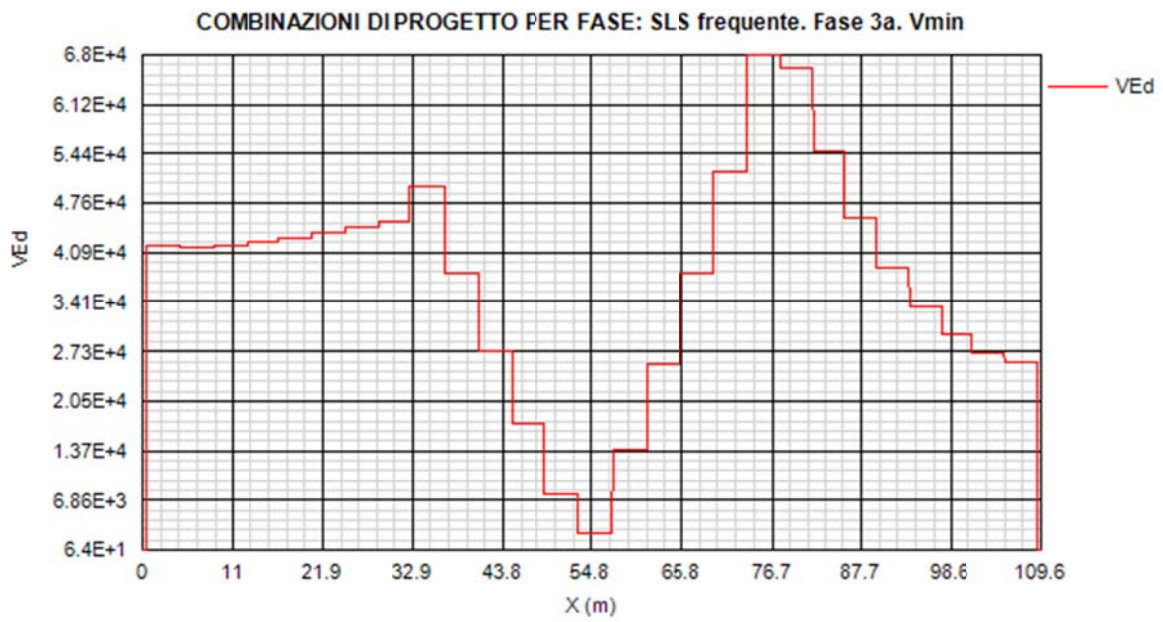
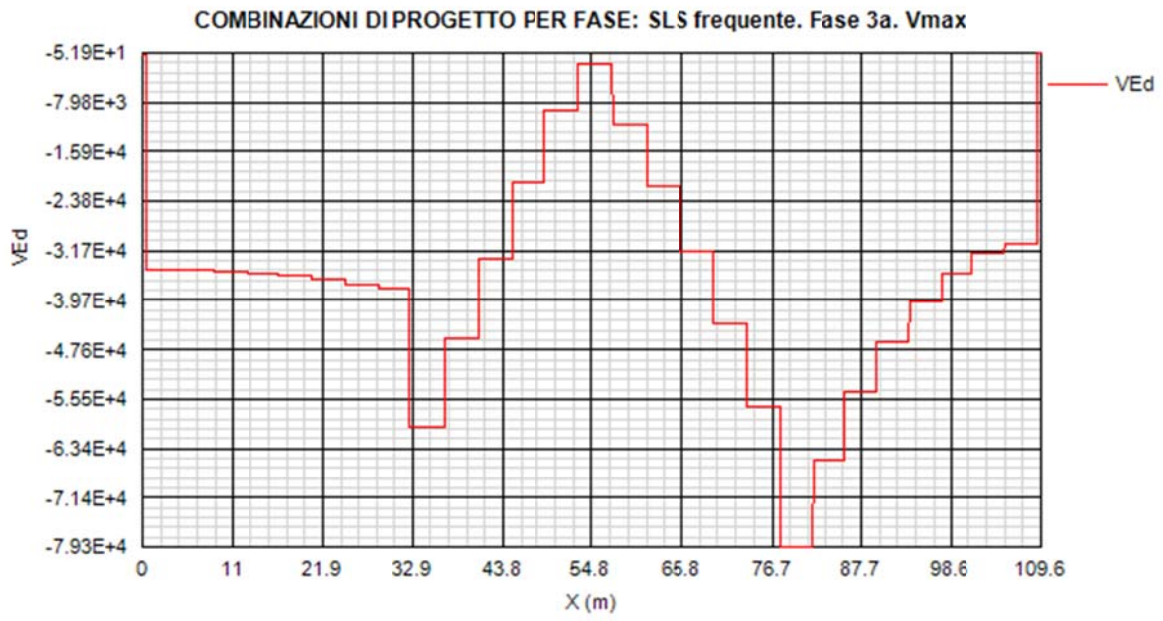
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmax

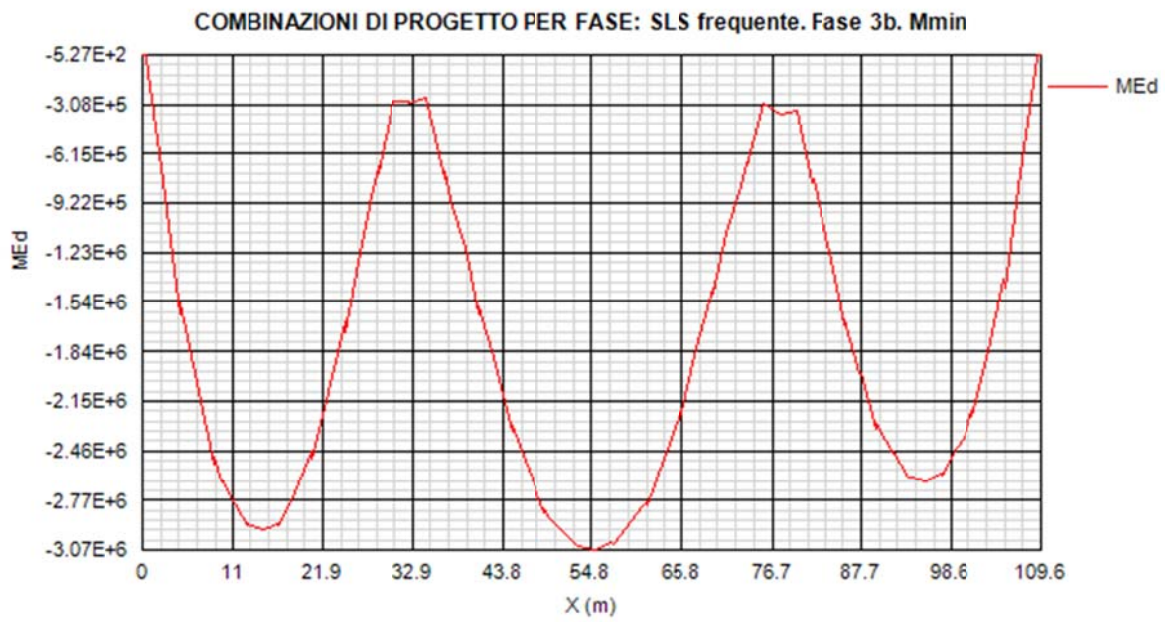
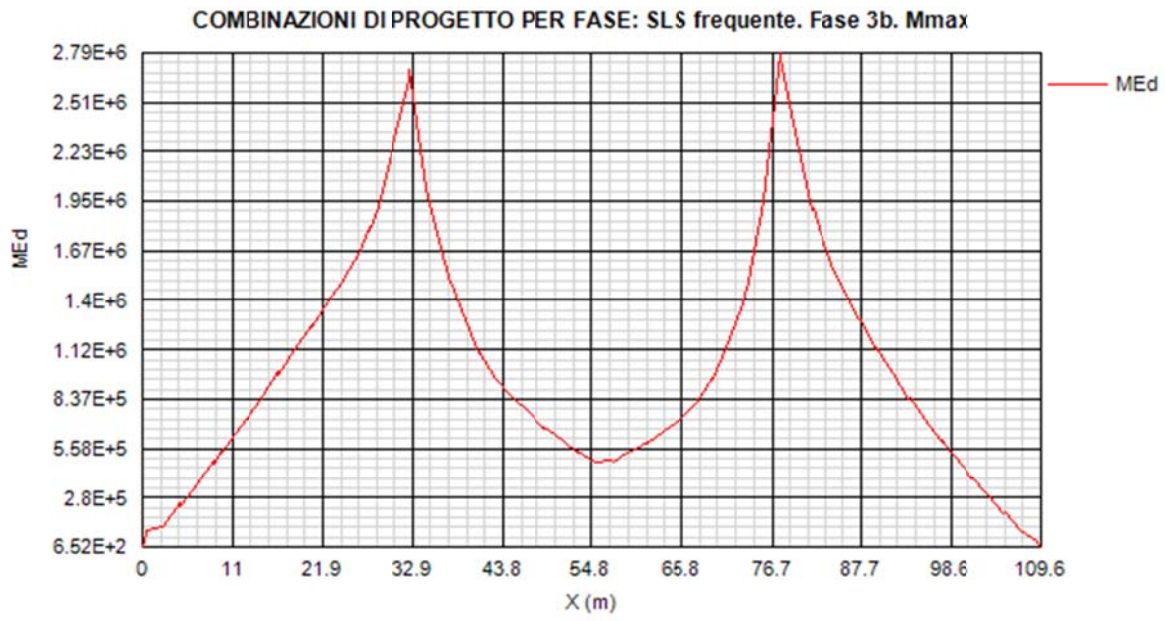


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmin

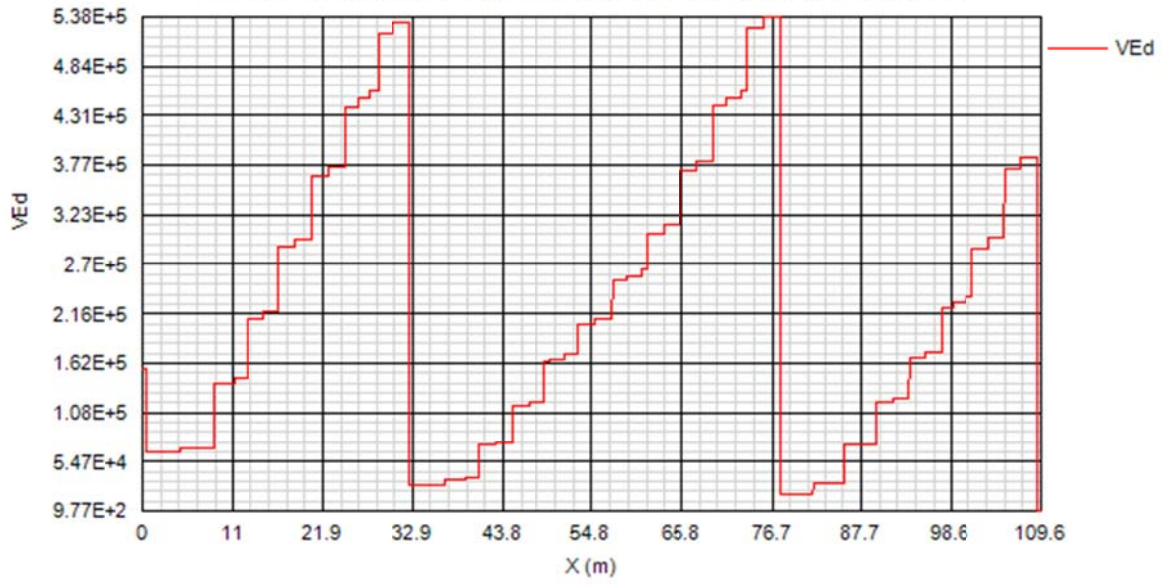




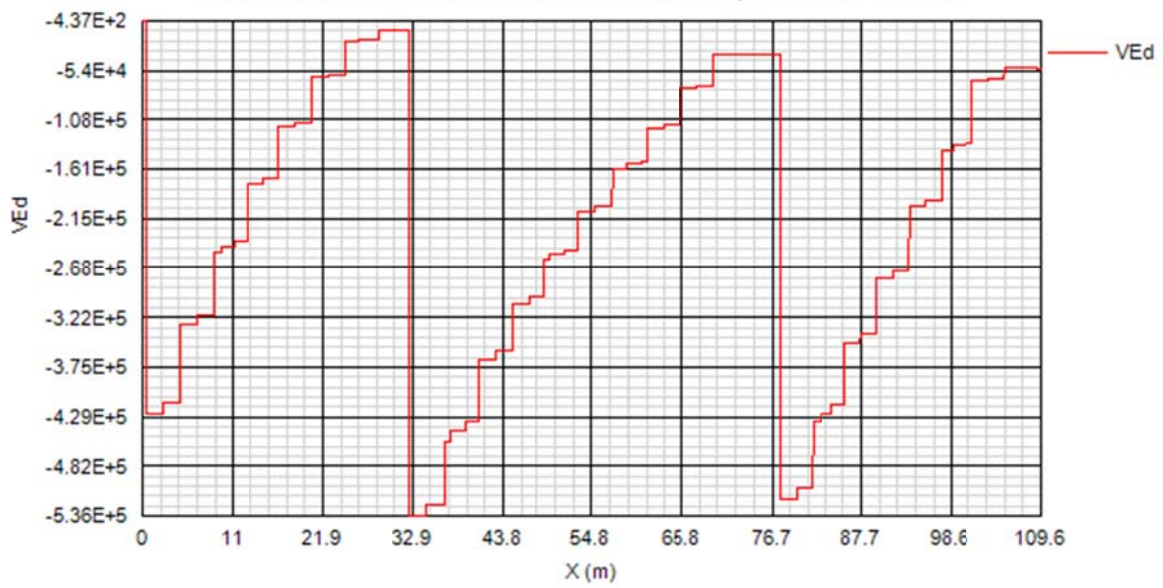


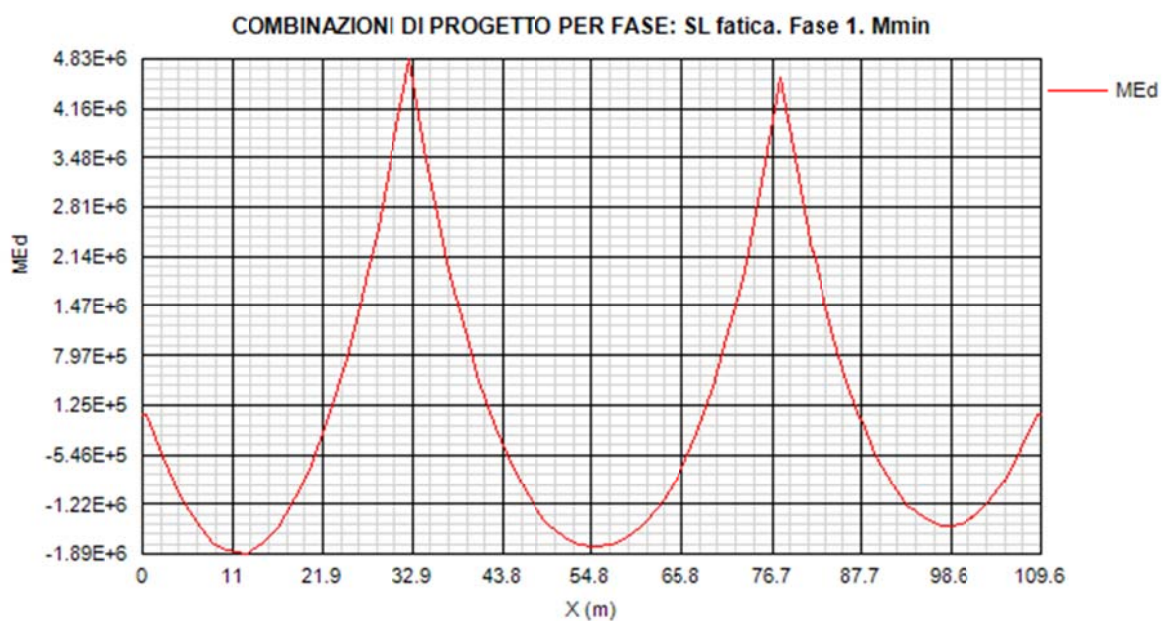
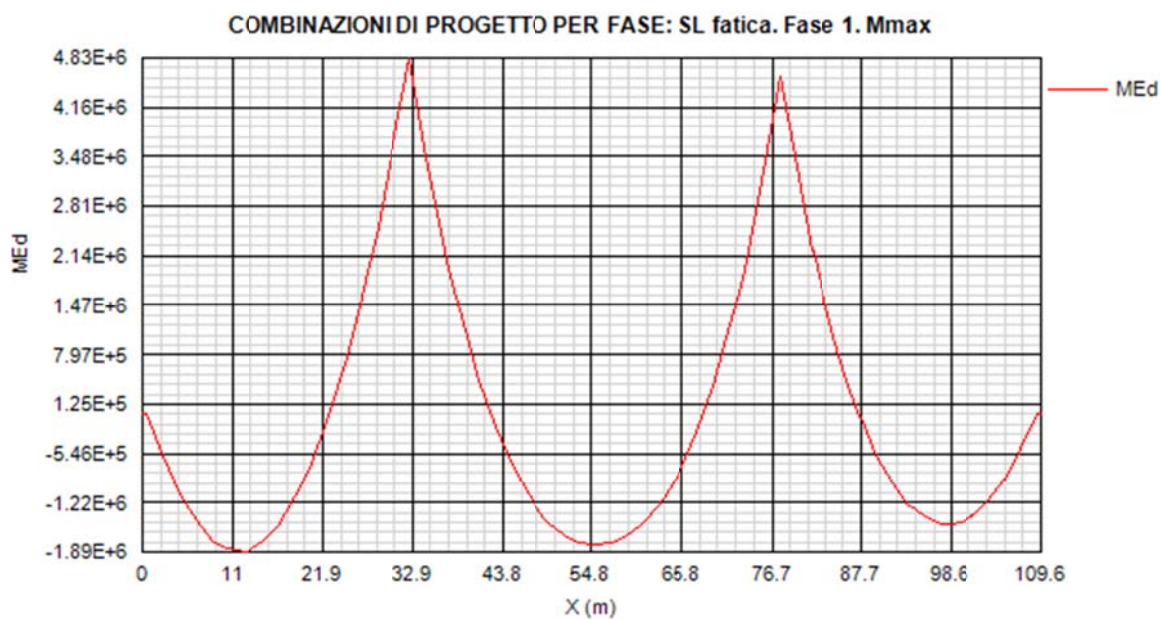


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

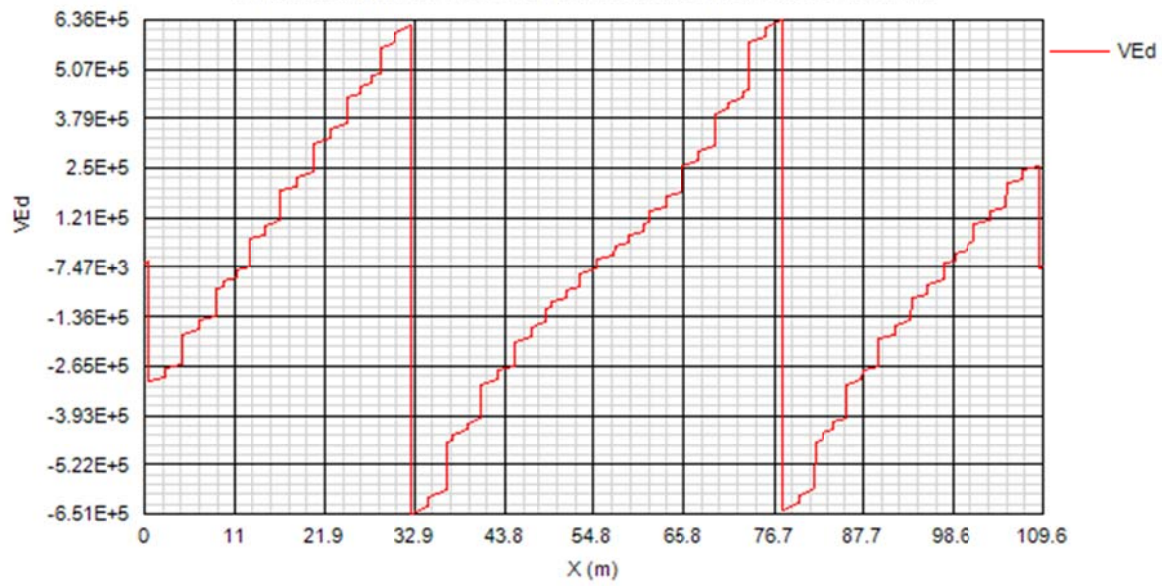


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

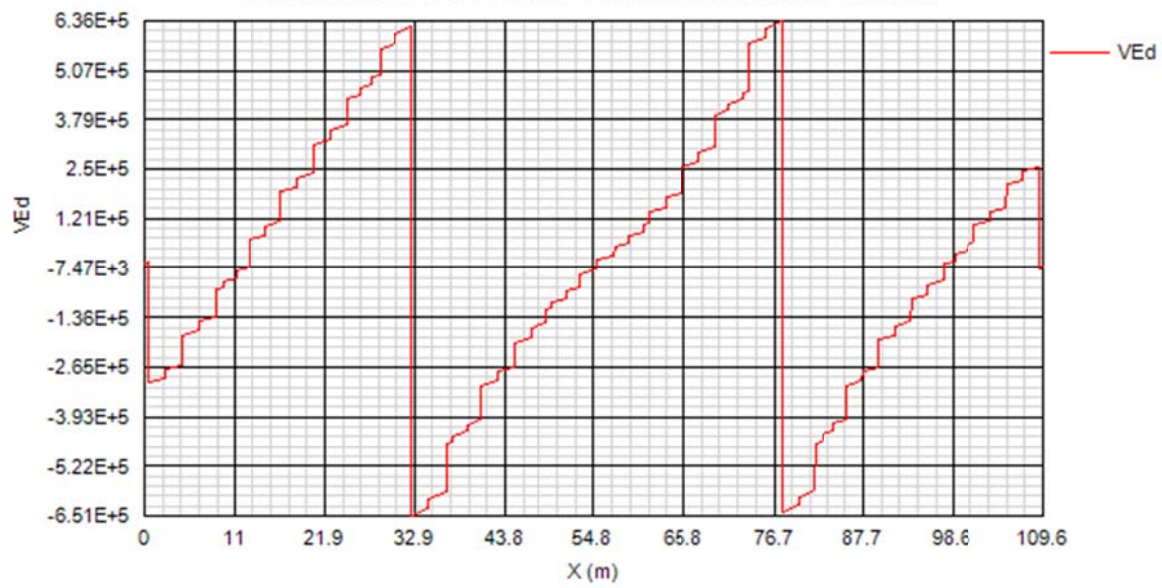


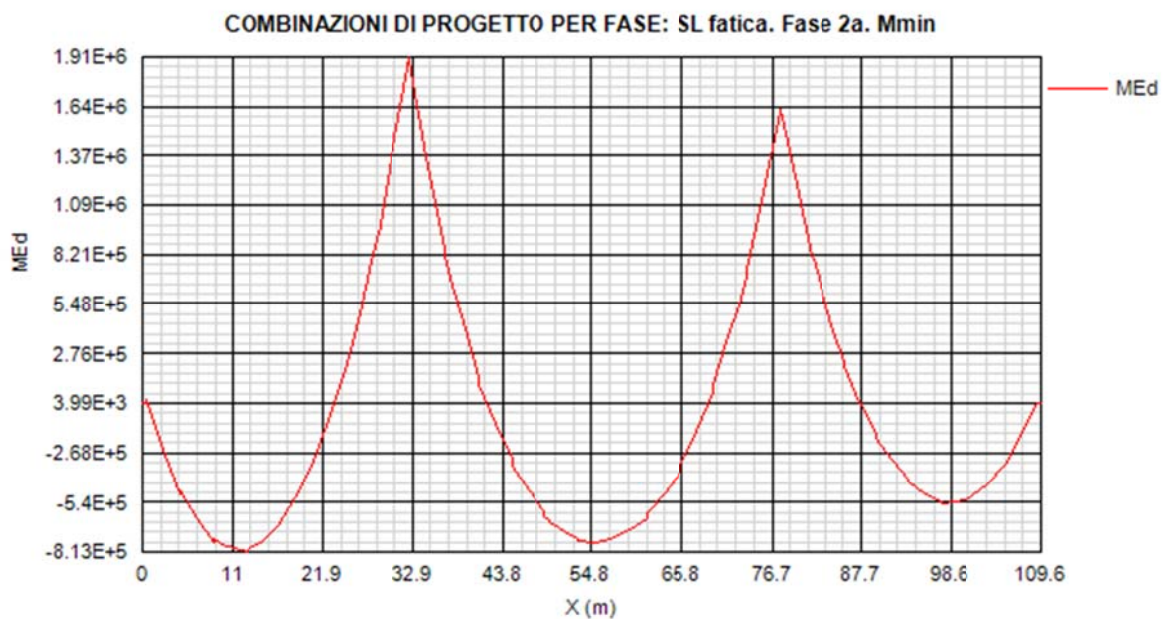
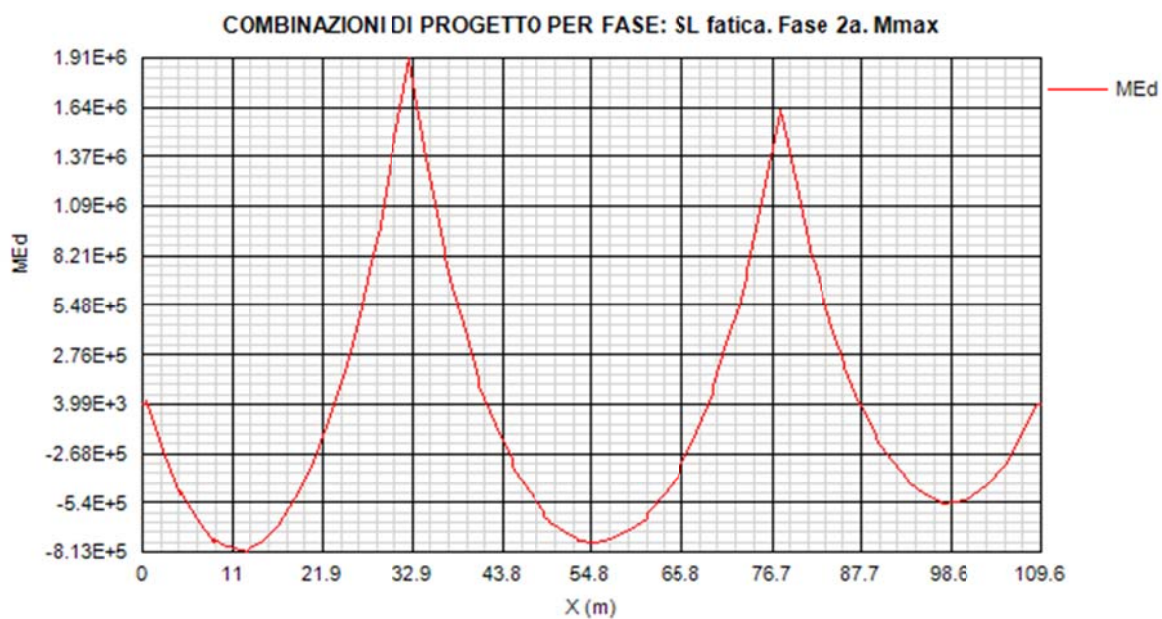


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmax

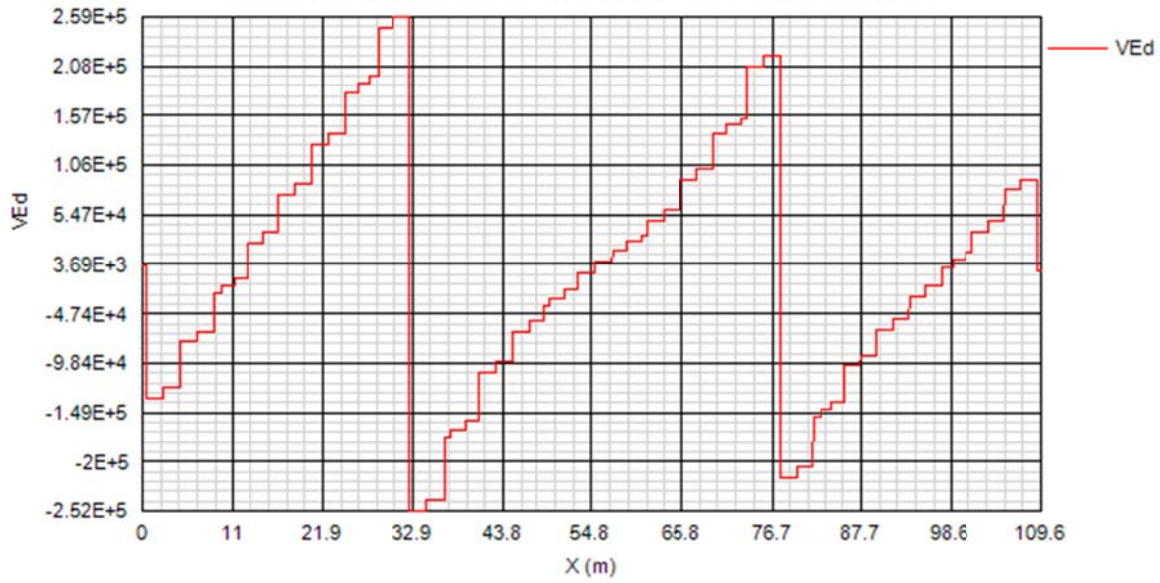


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmin

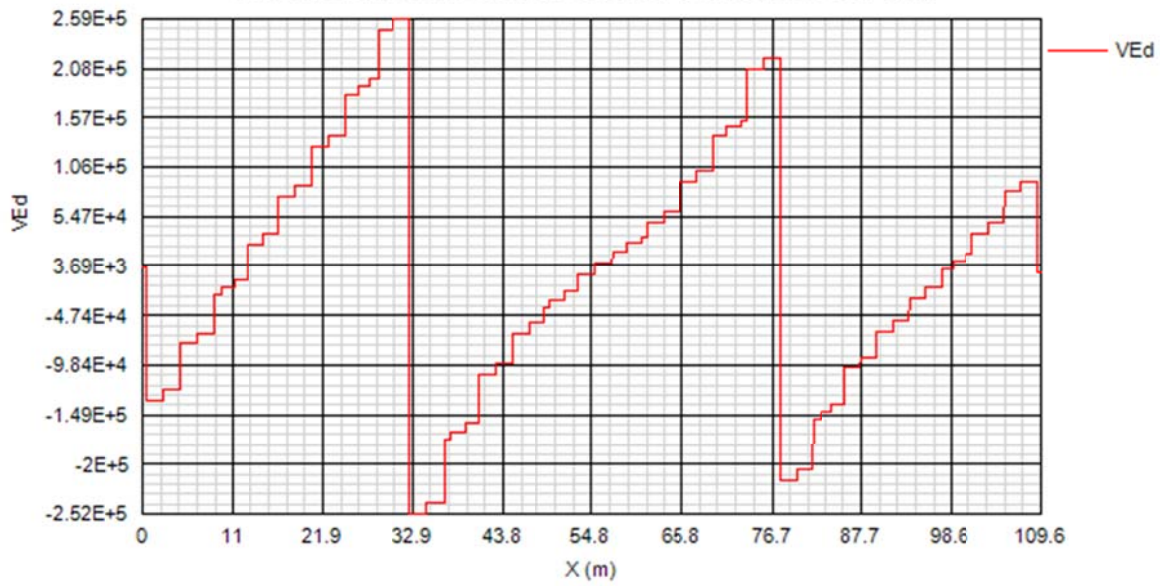


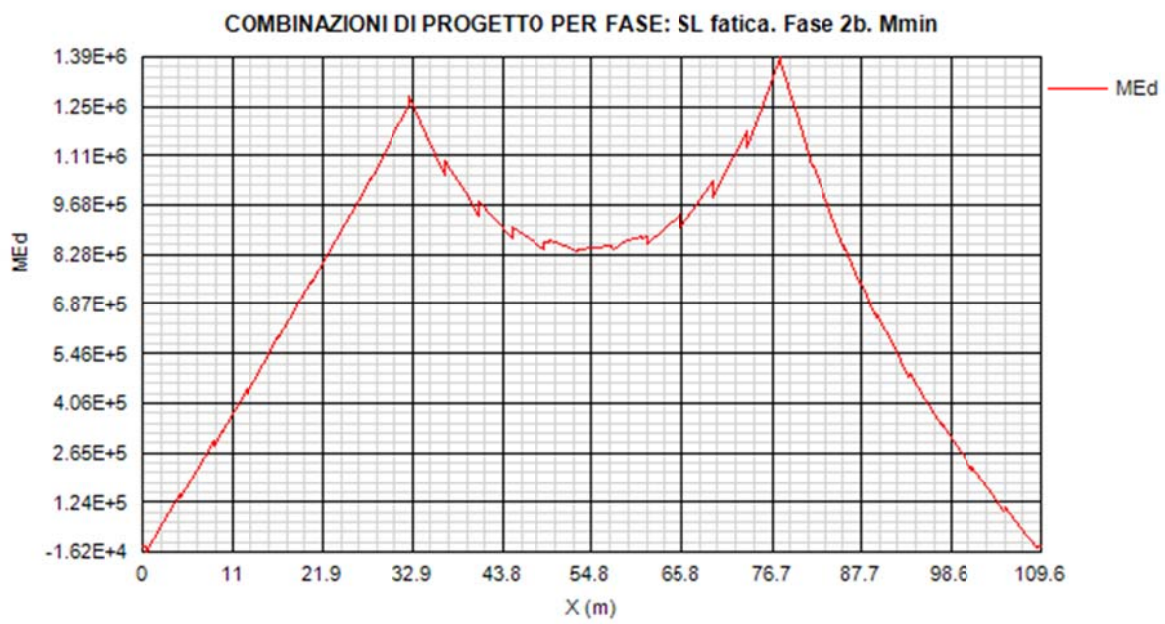
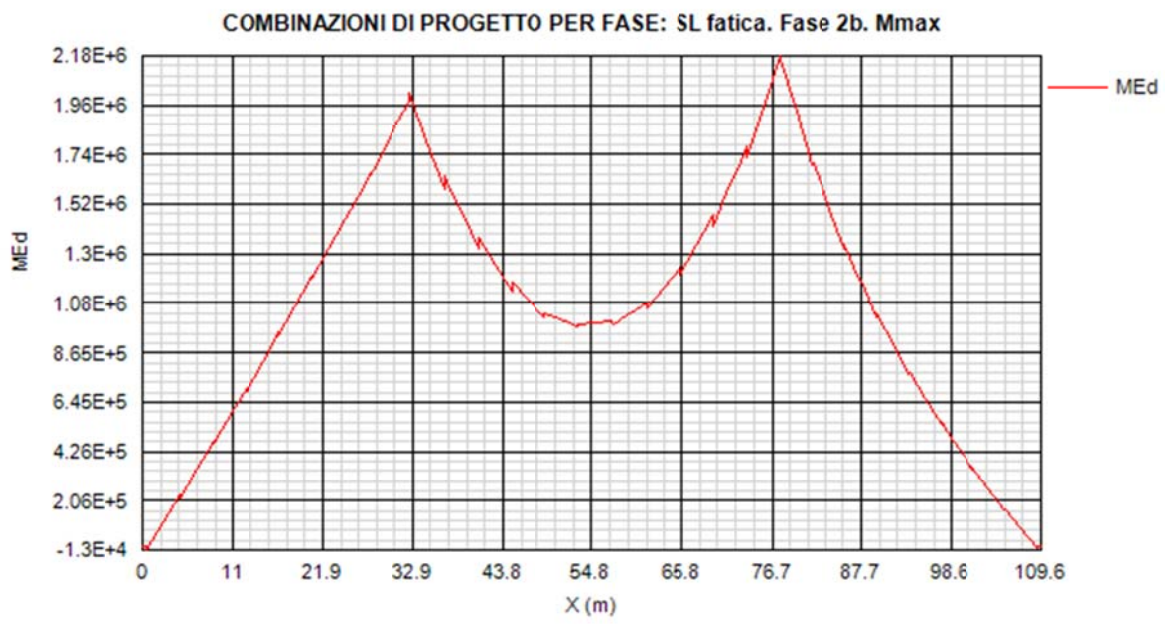


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmax

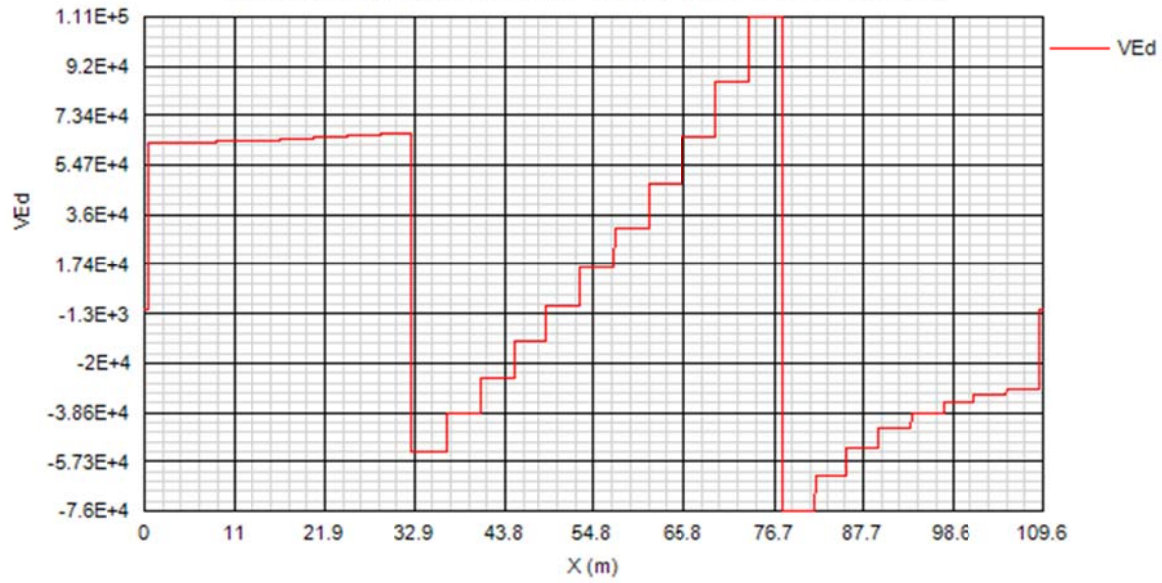


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmin

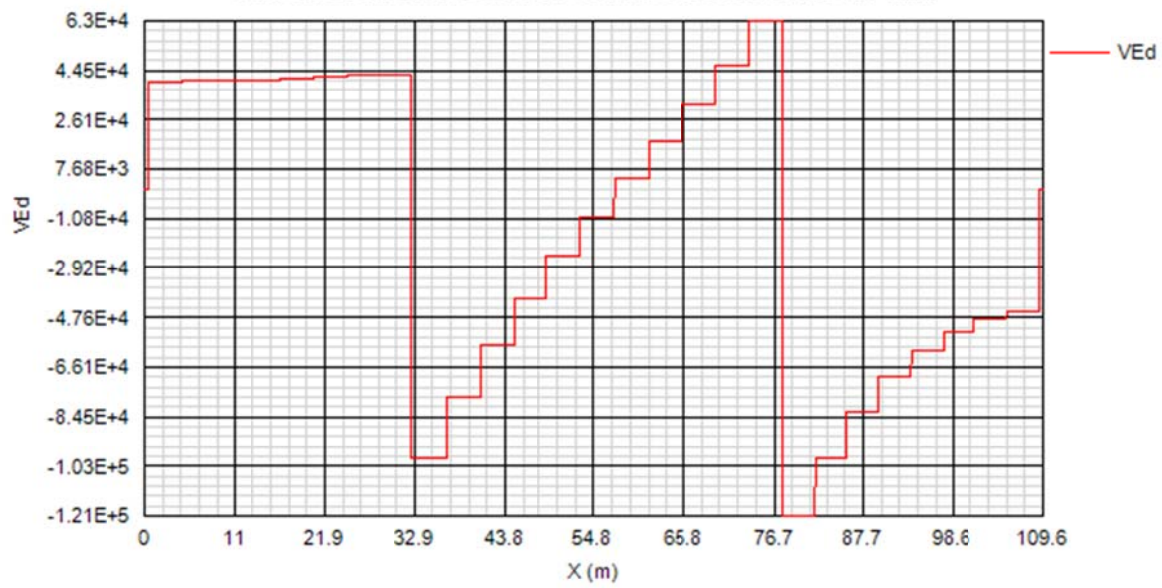


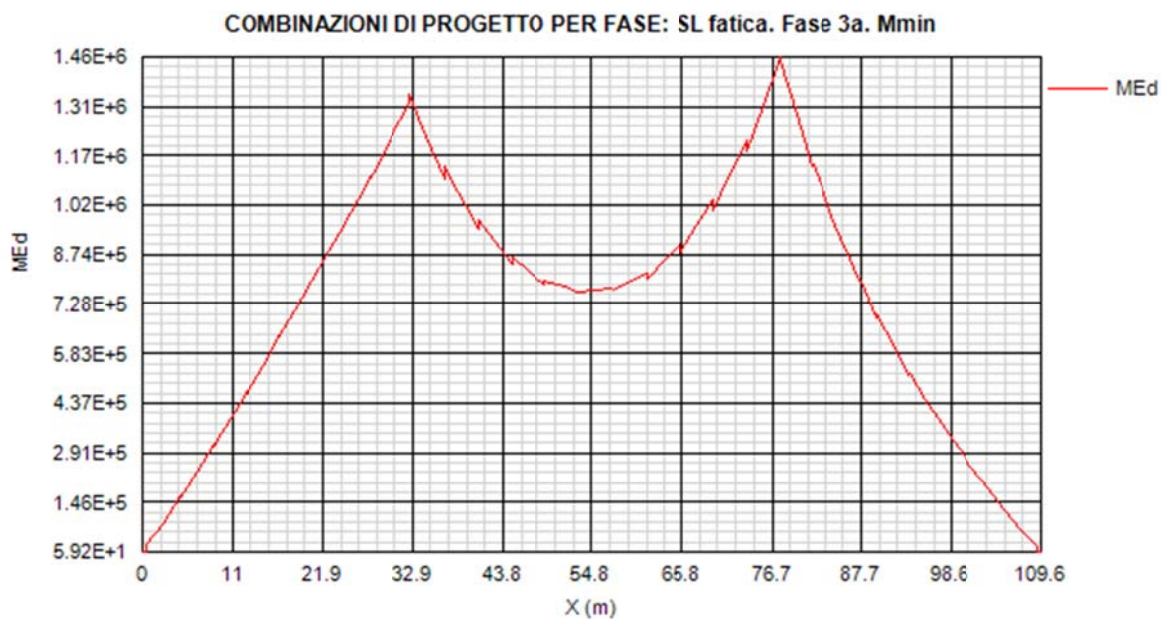
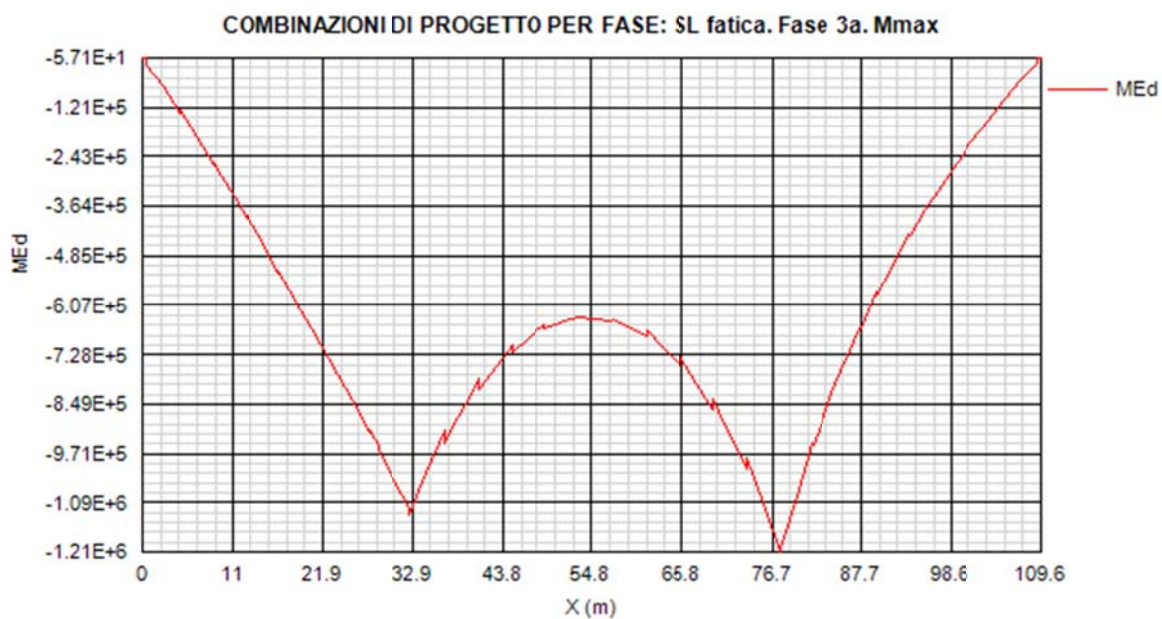


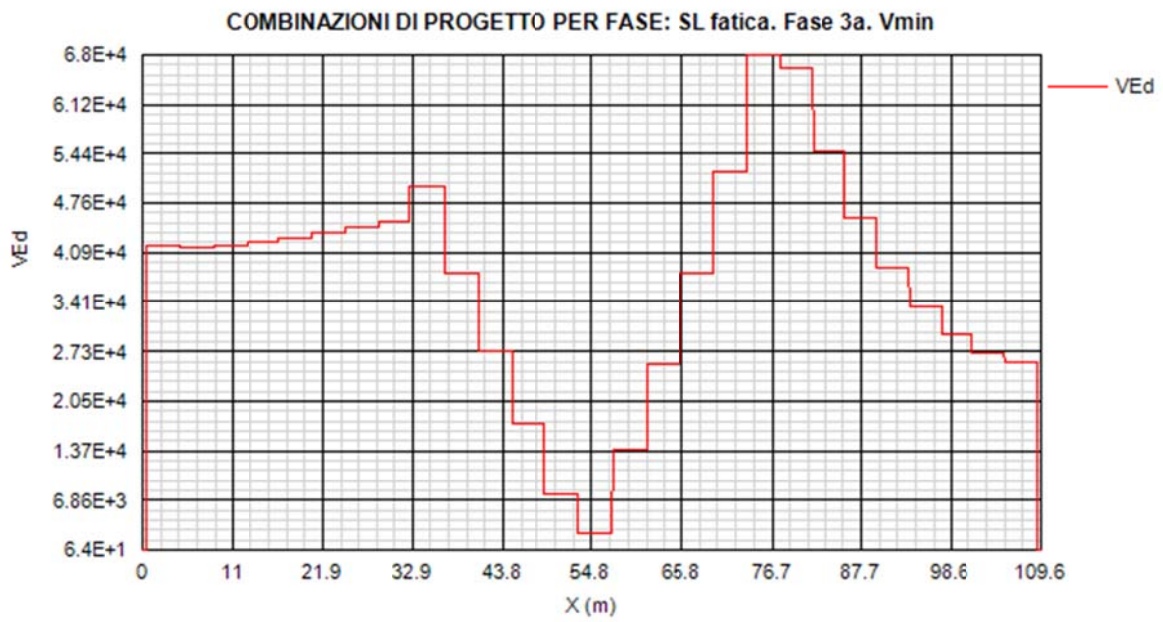
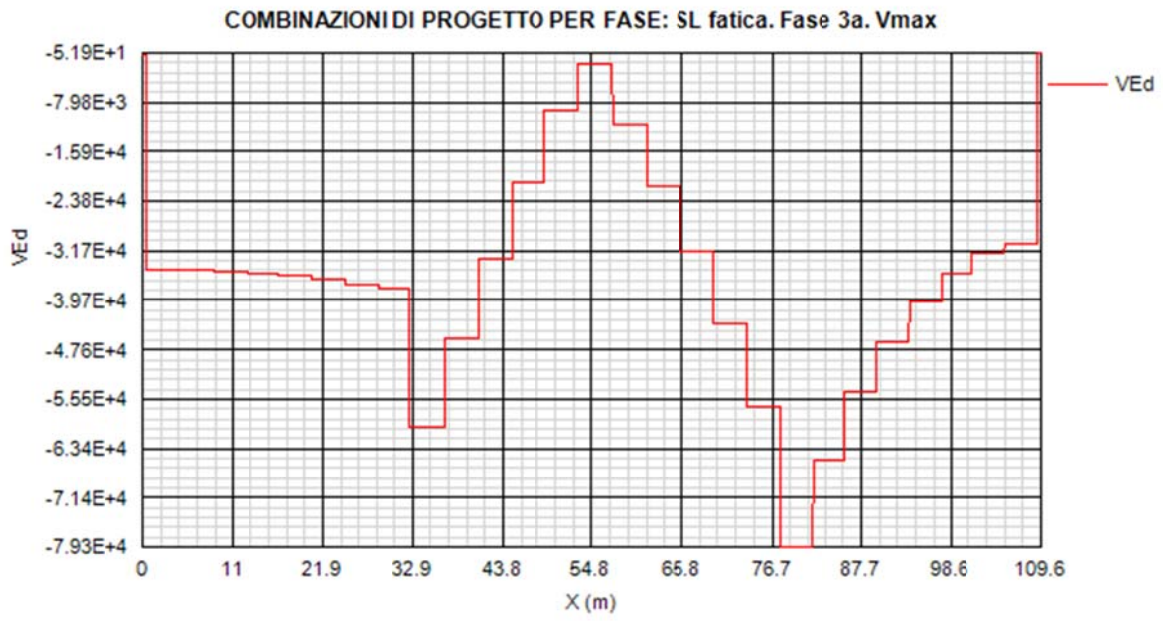
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Vmax

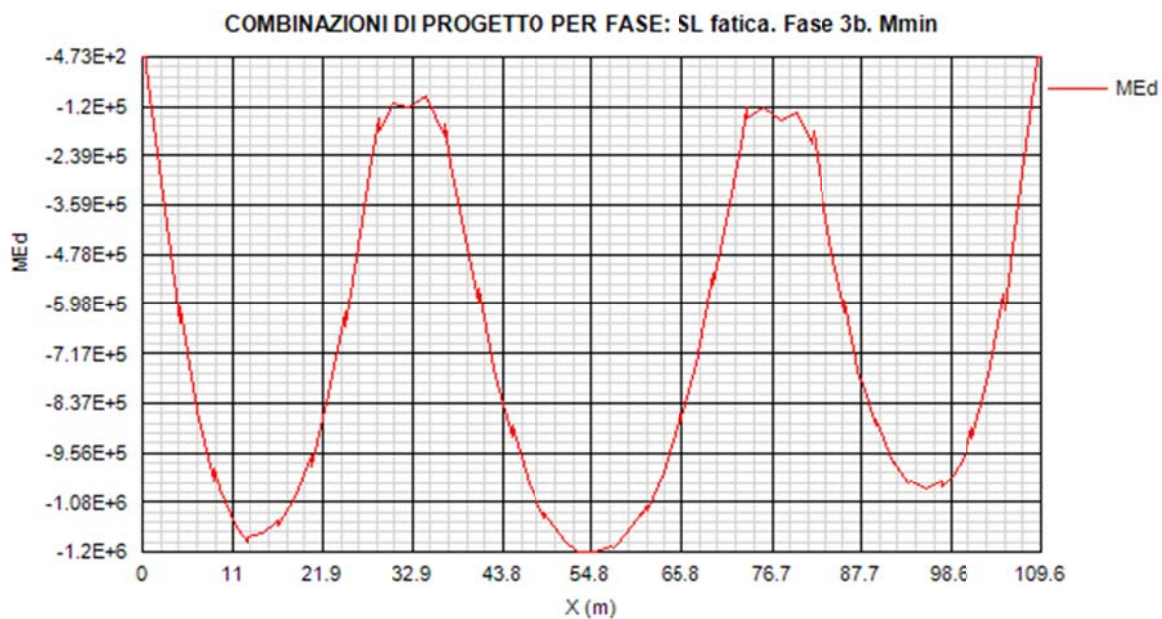
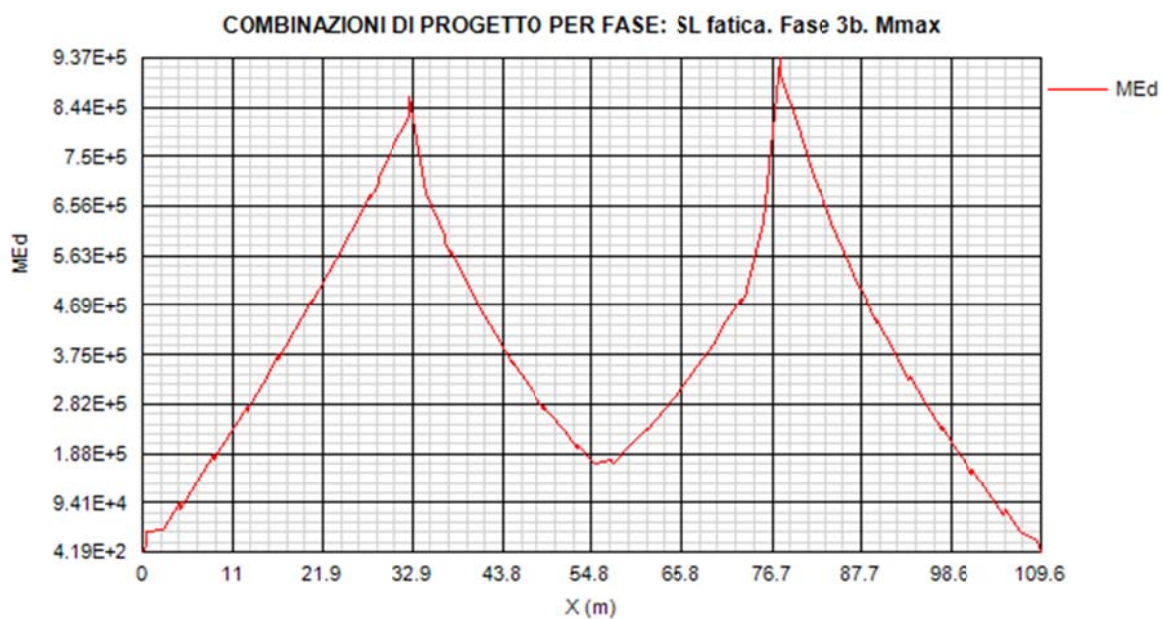


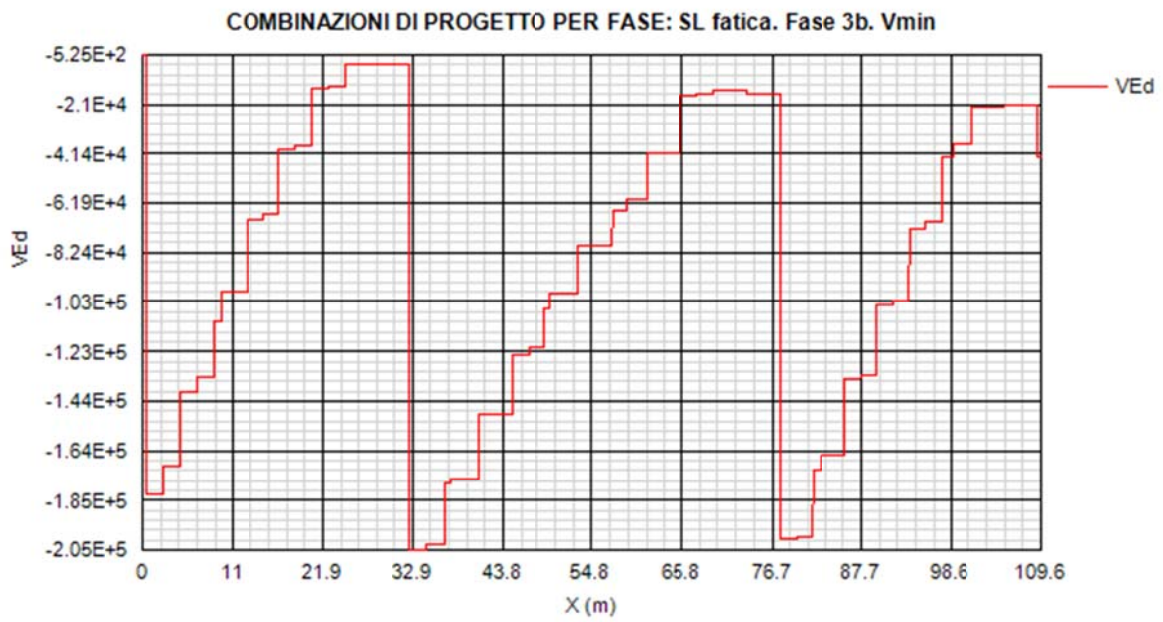
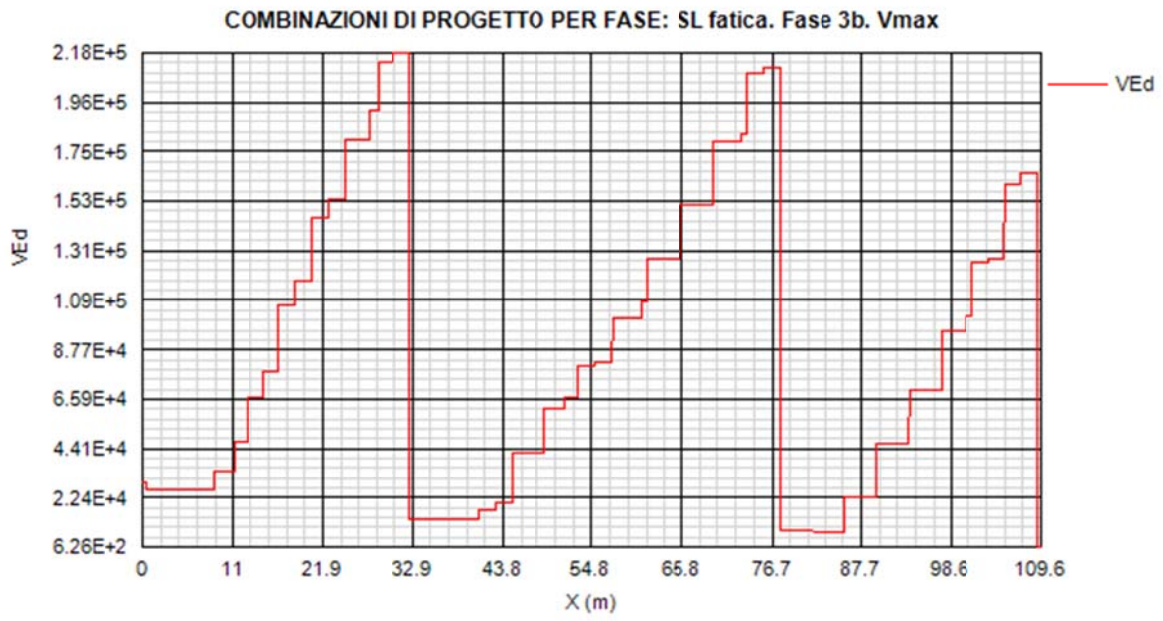
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Vmin



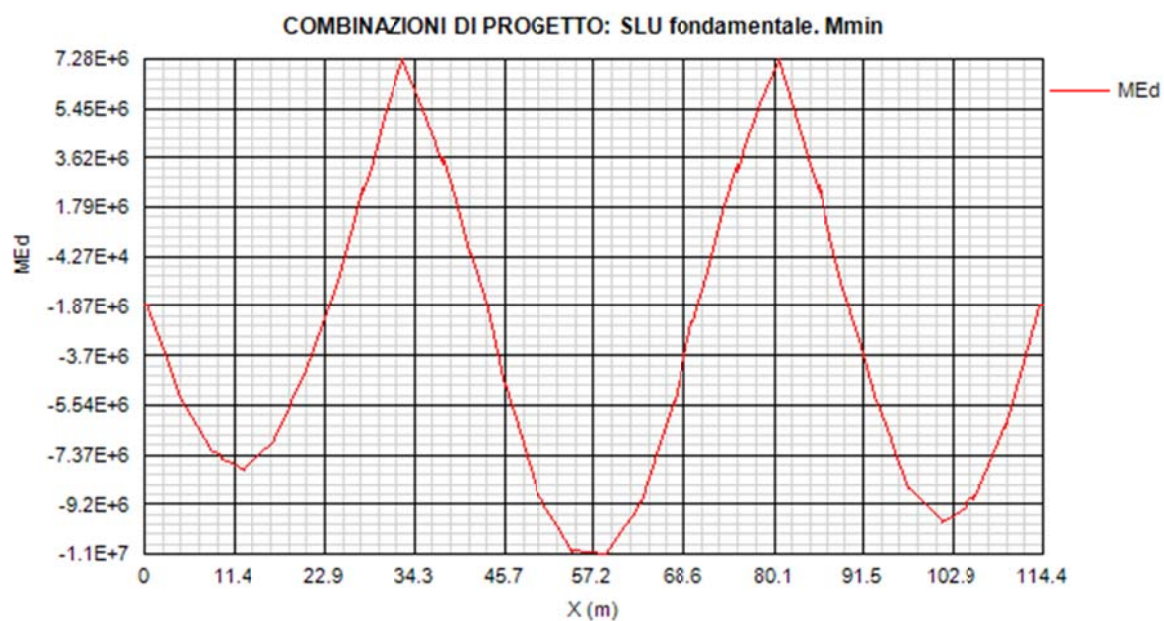
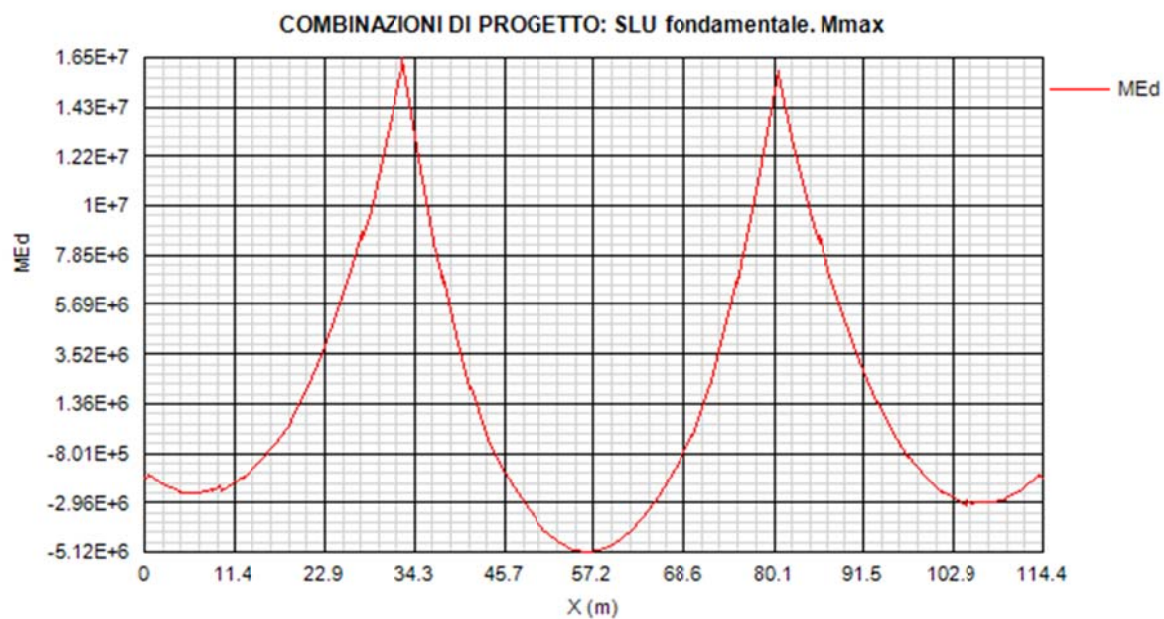


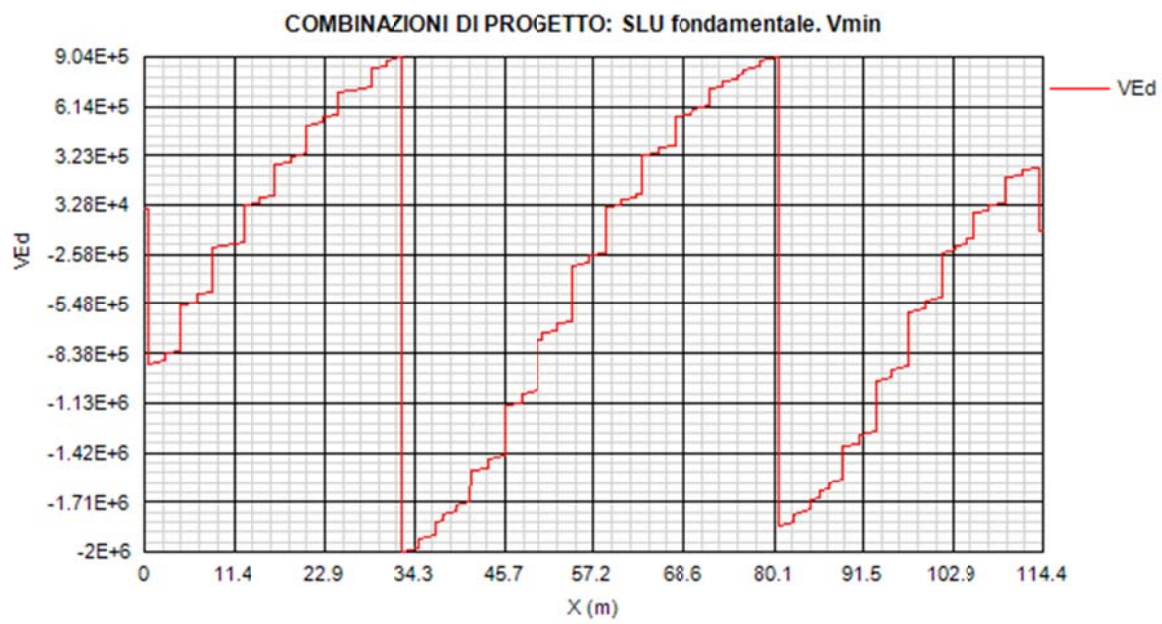
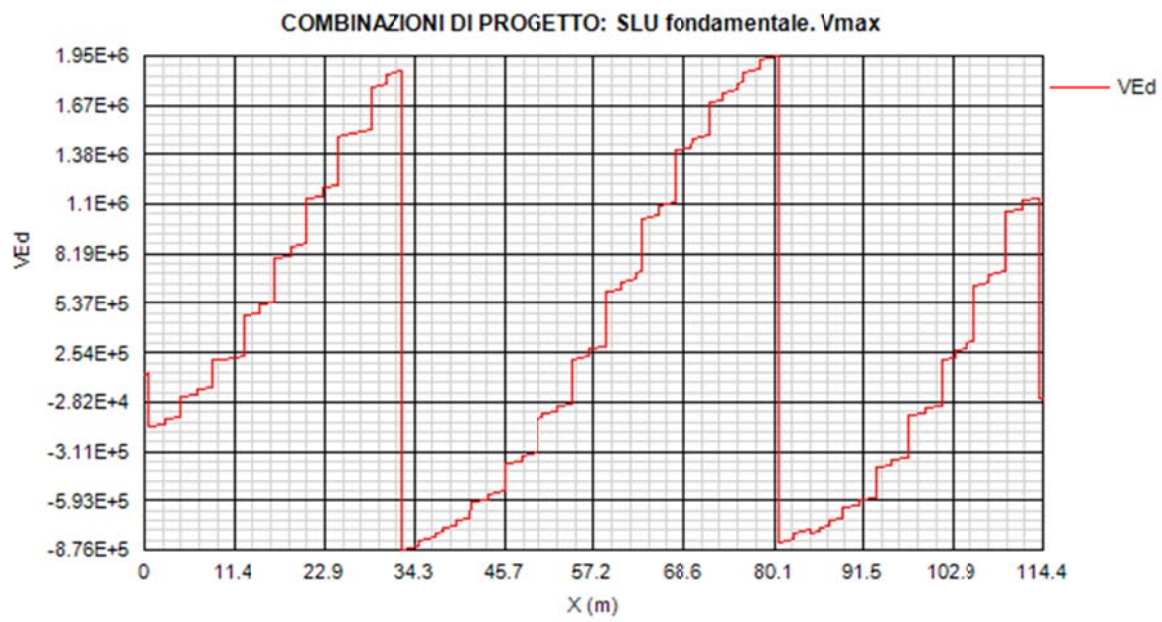


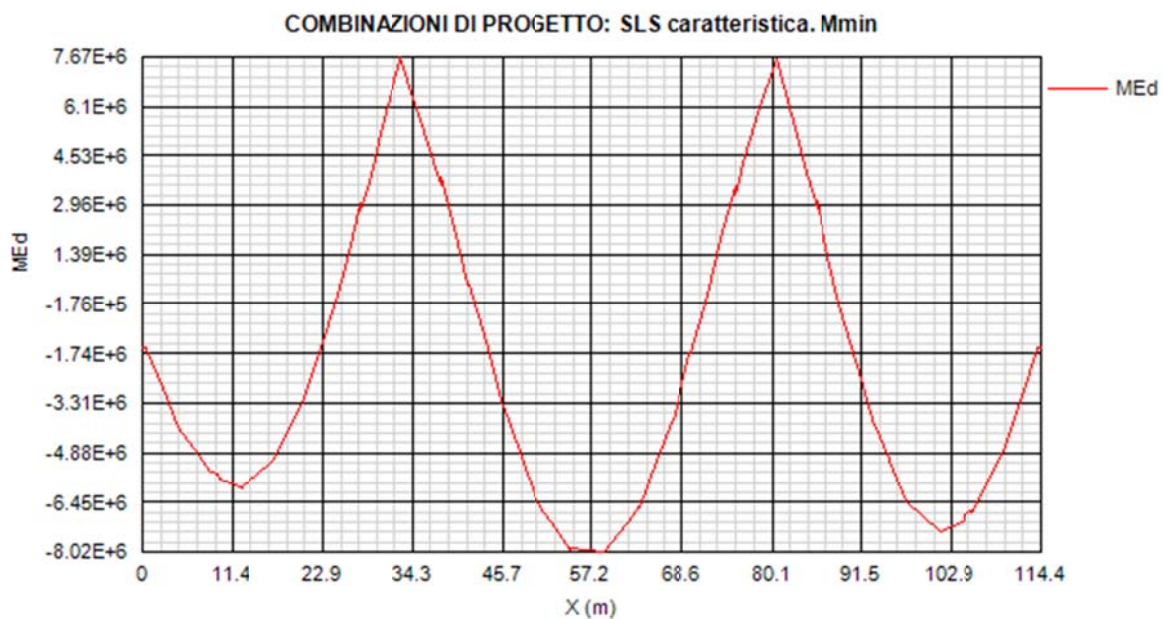
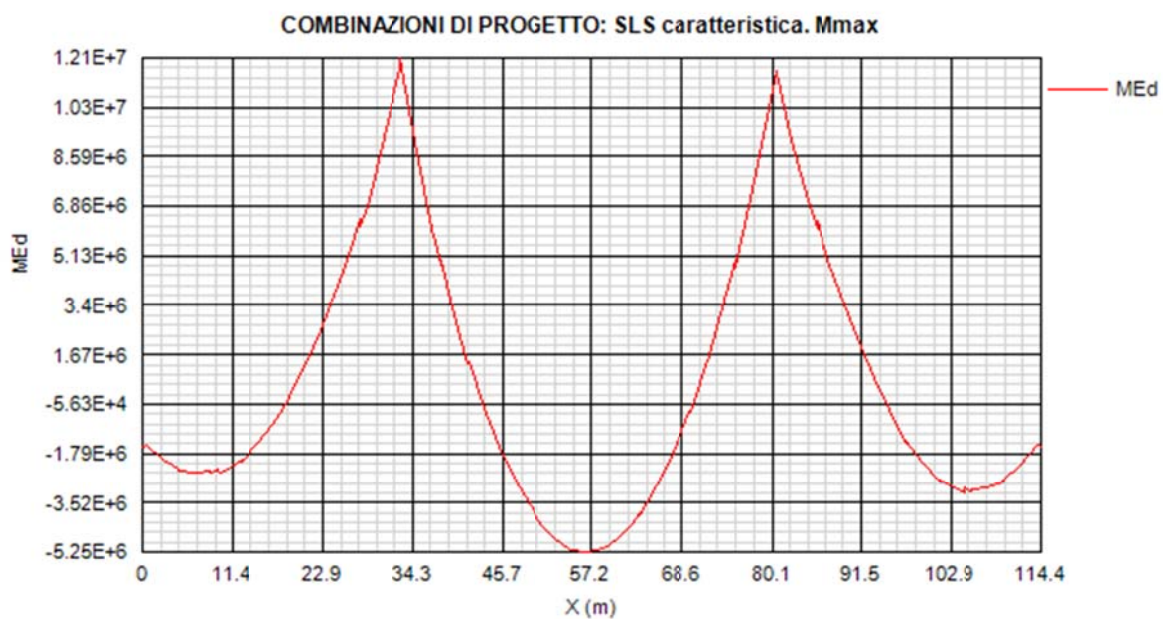




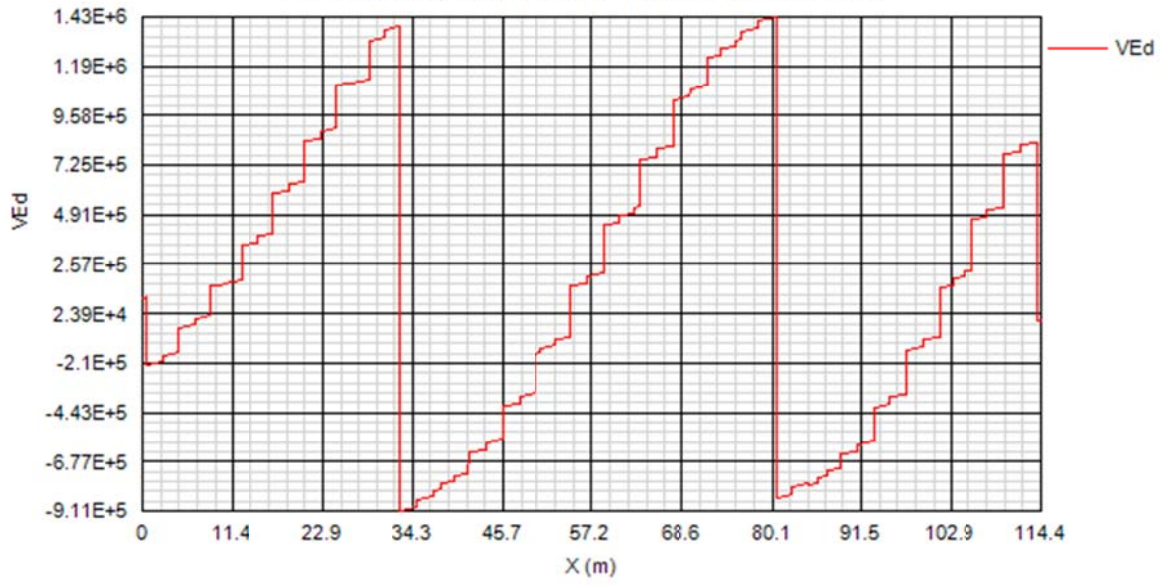
3.1.1.2 Quadro tensionale nella trave principale di bordo, lato esterno curva



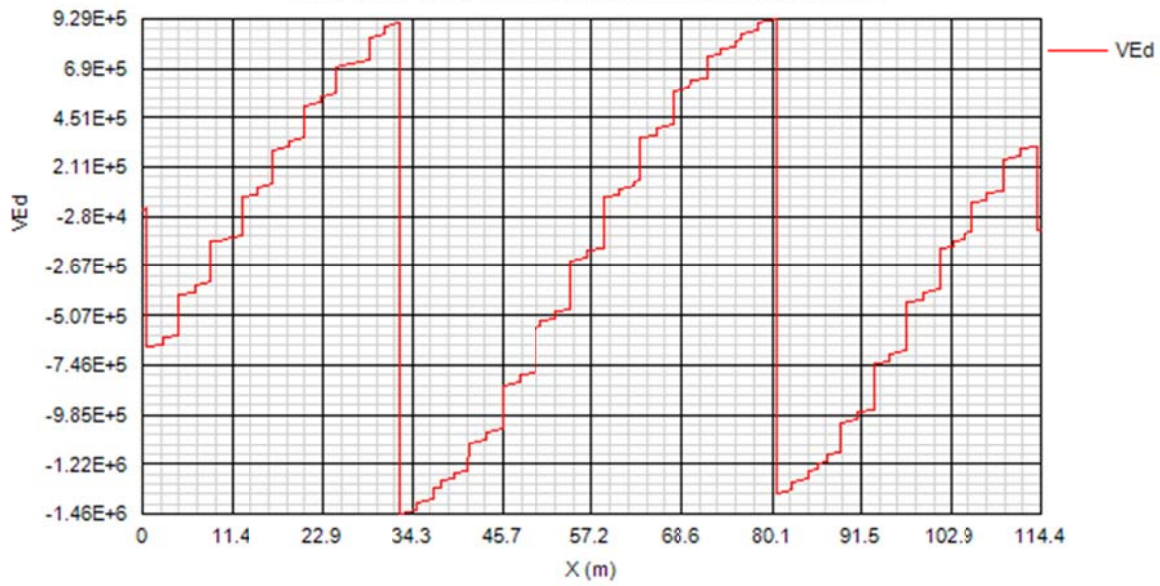


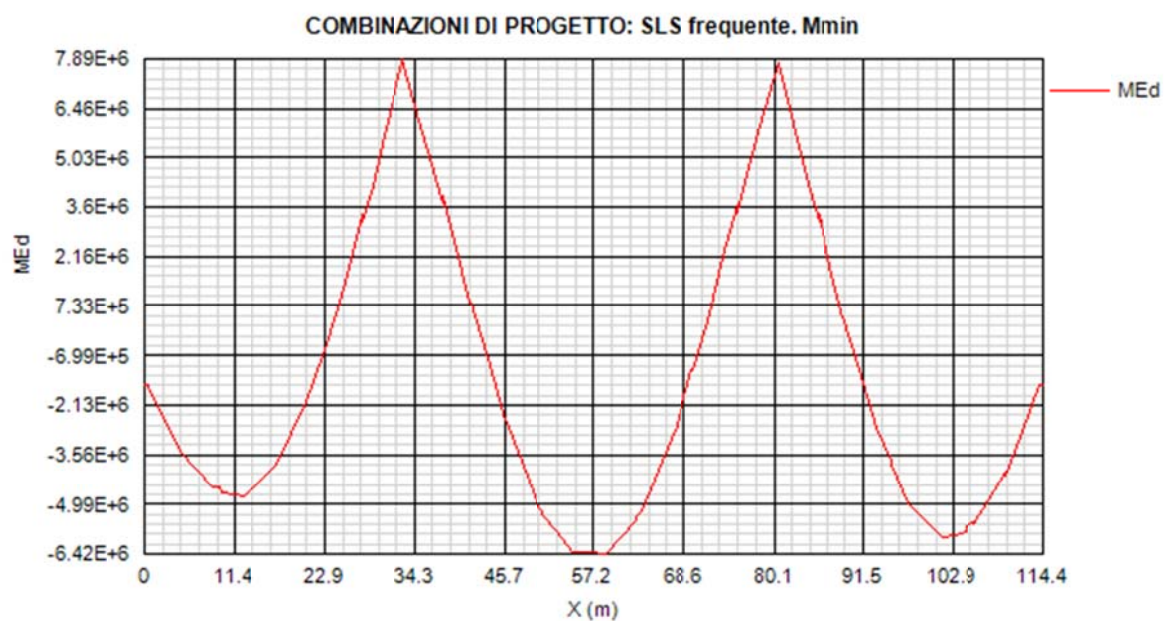
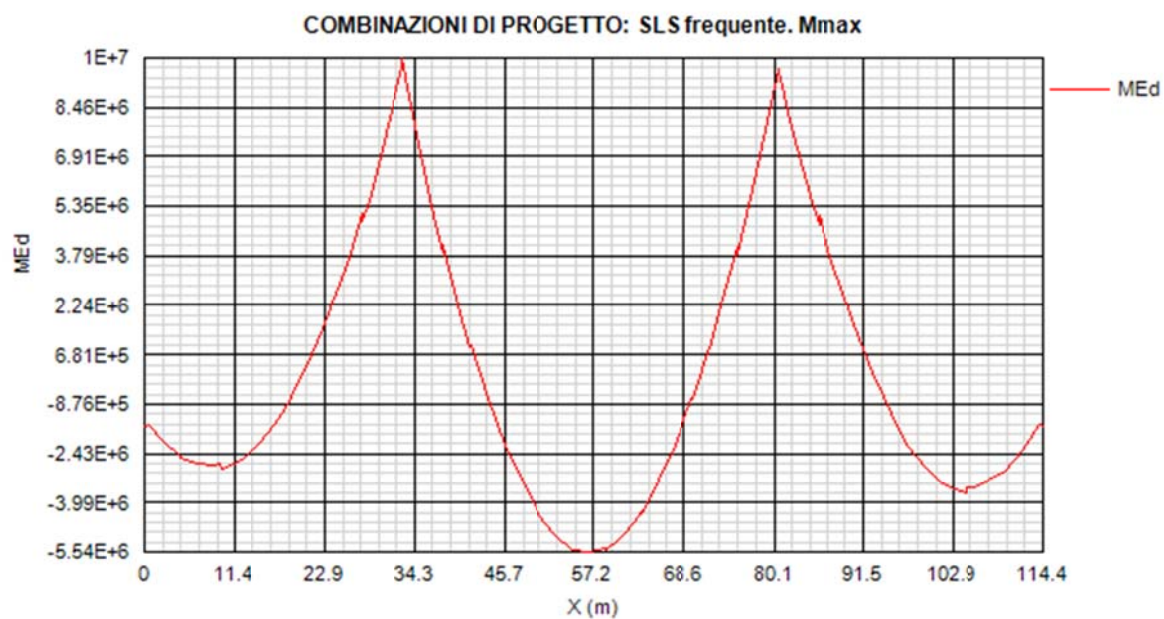


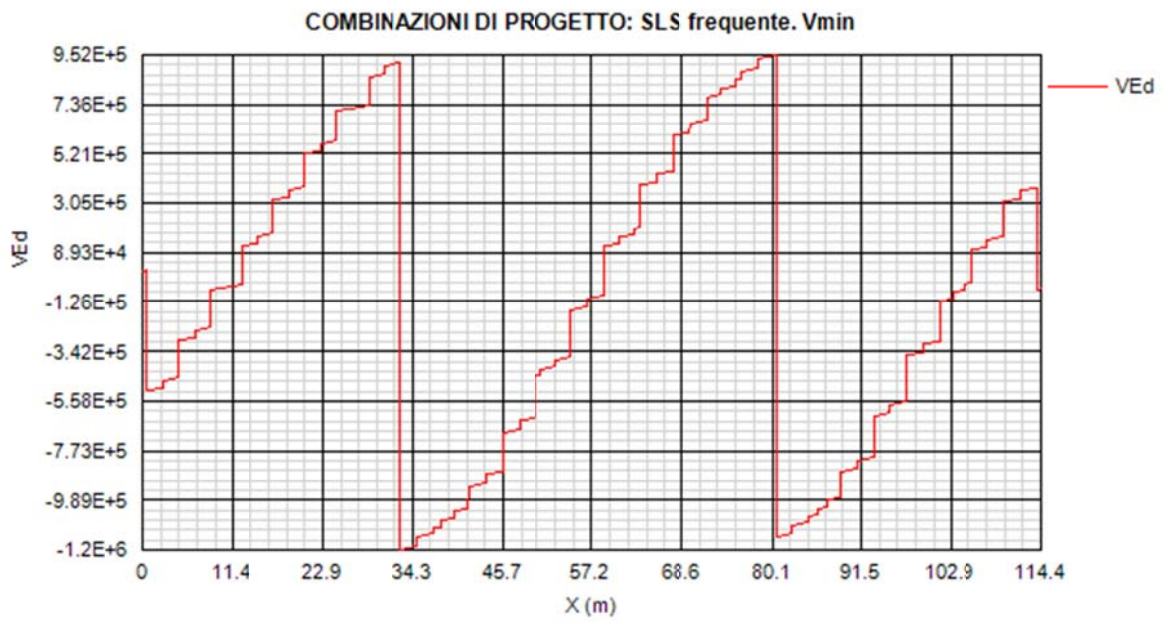
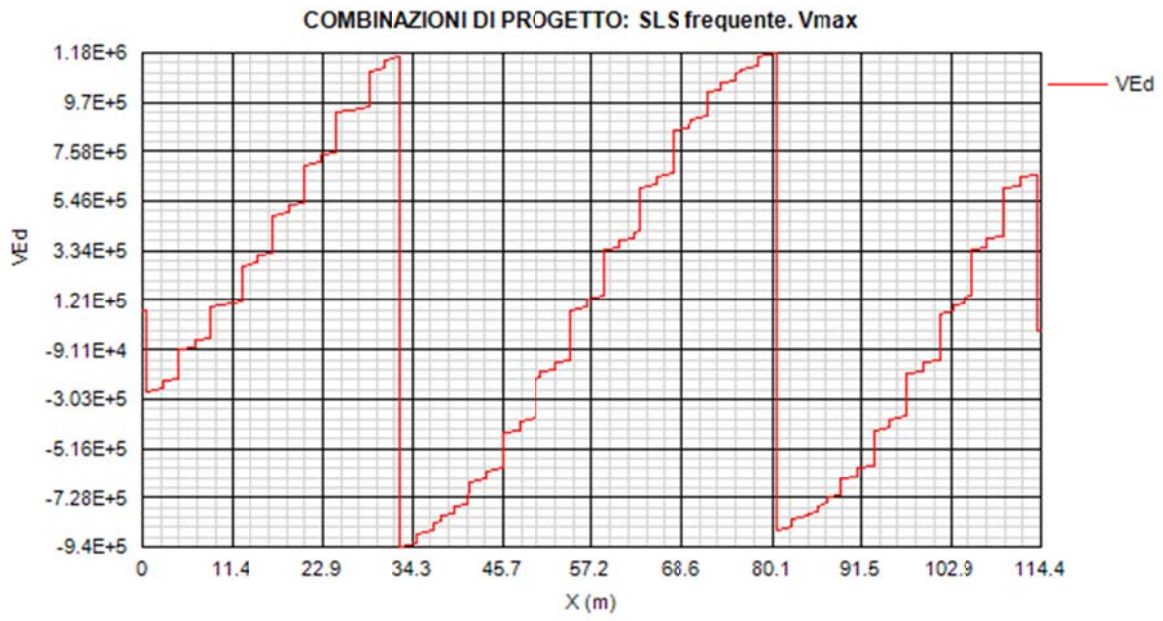
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmax

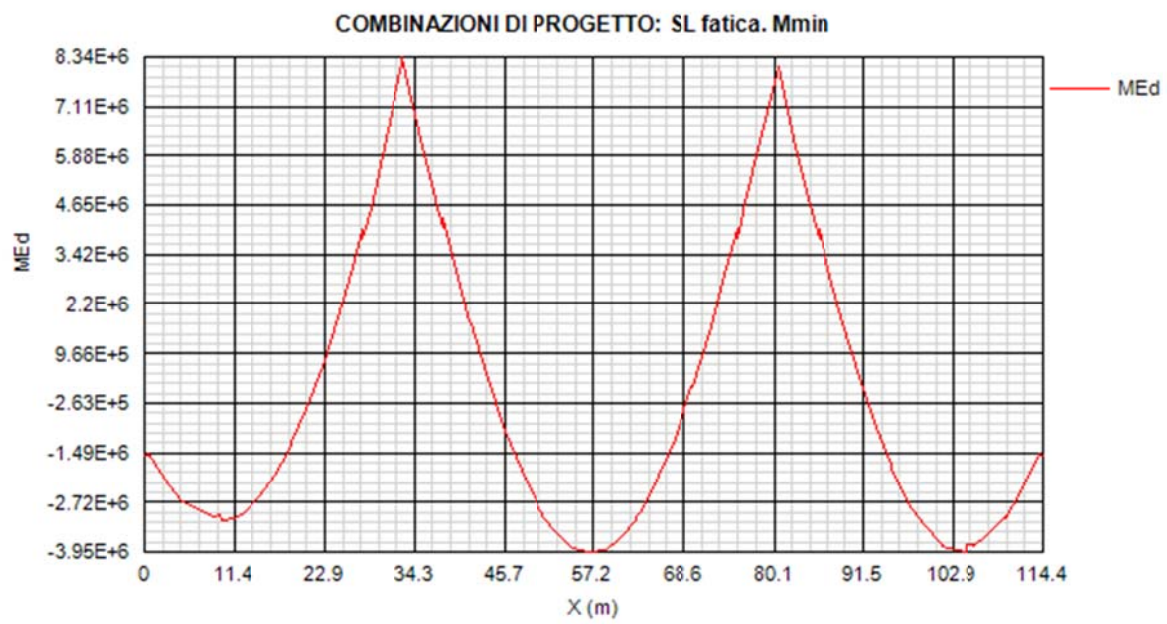
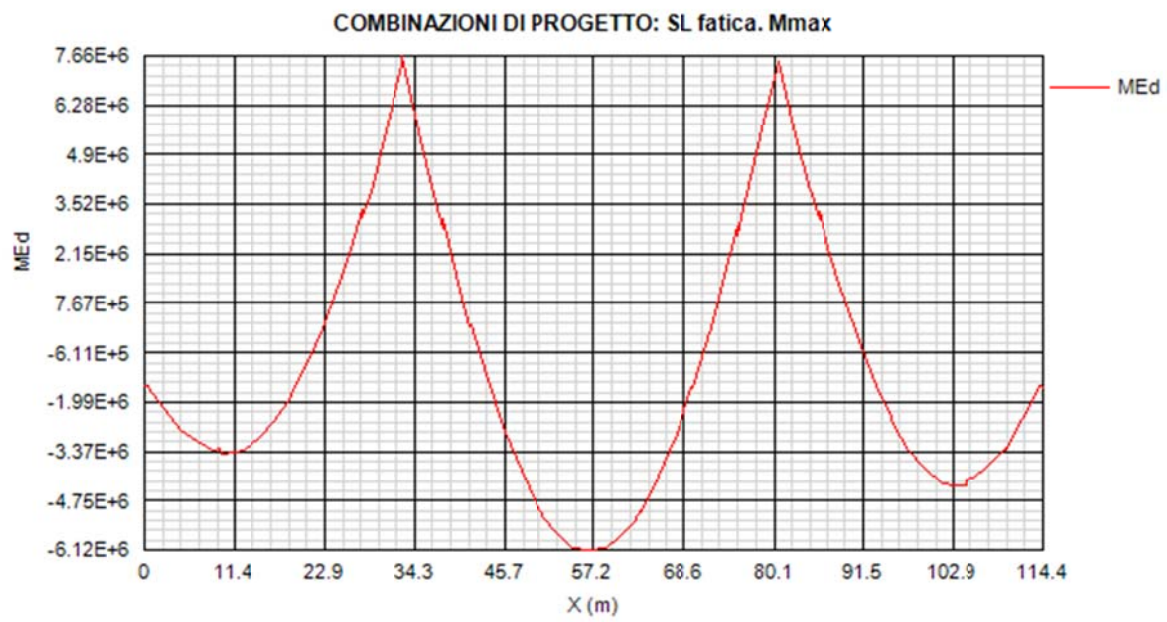


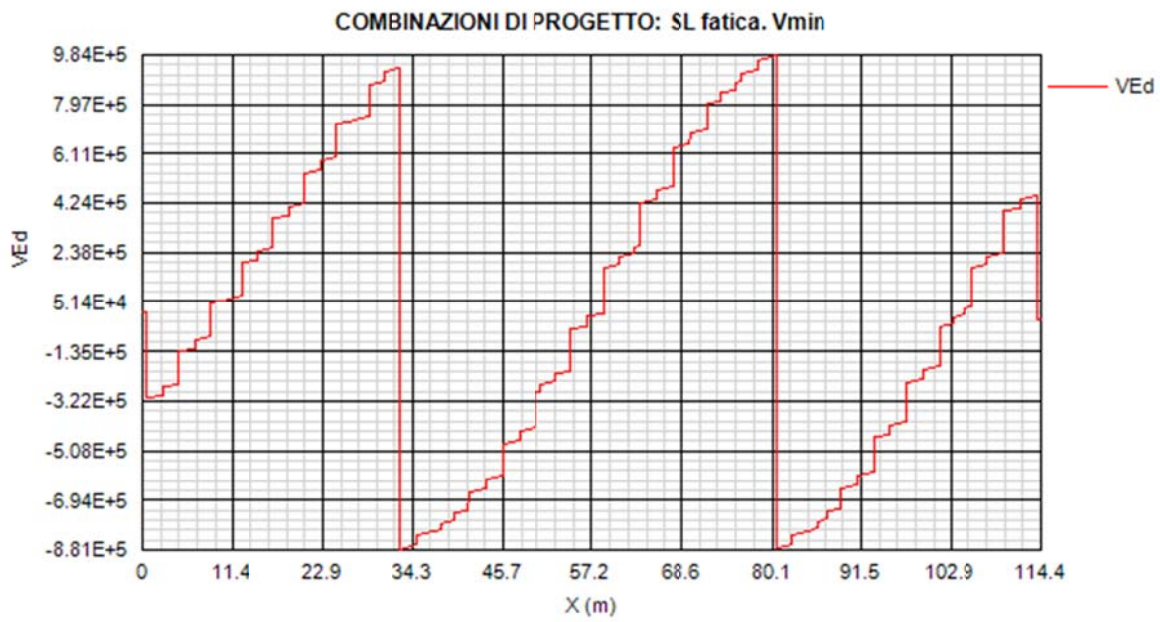
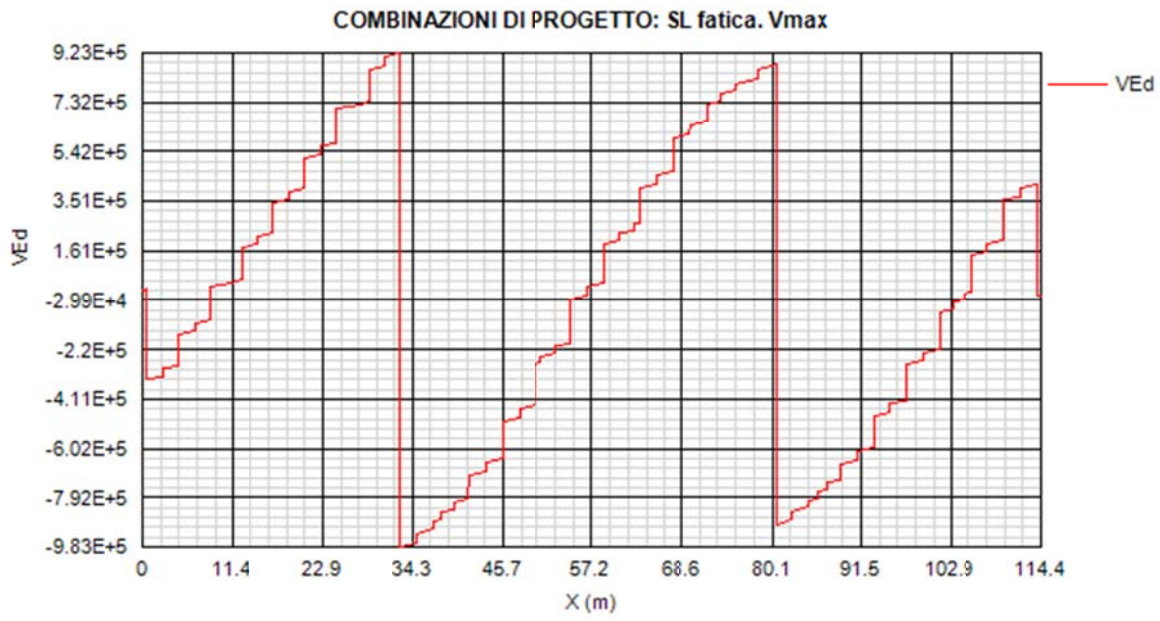
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmin

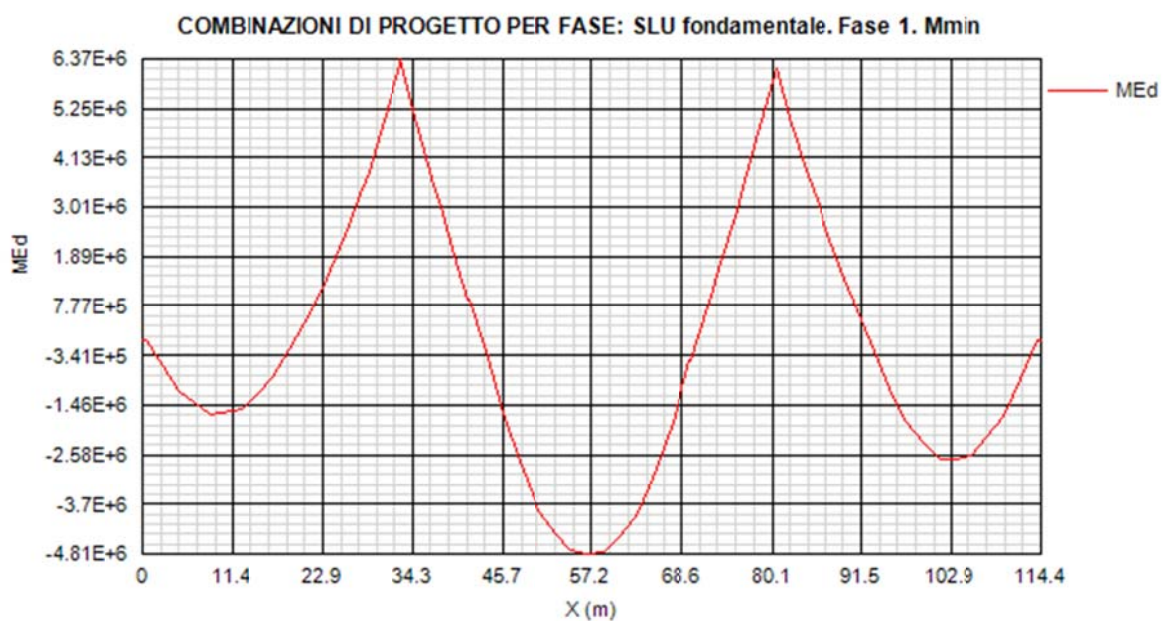
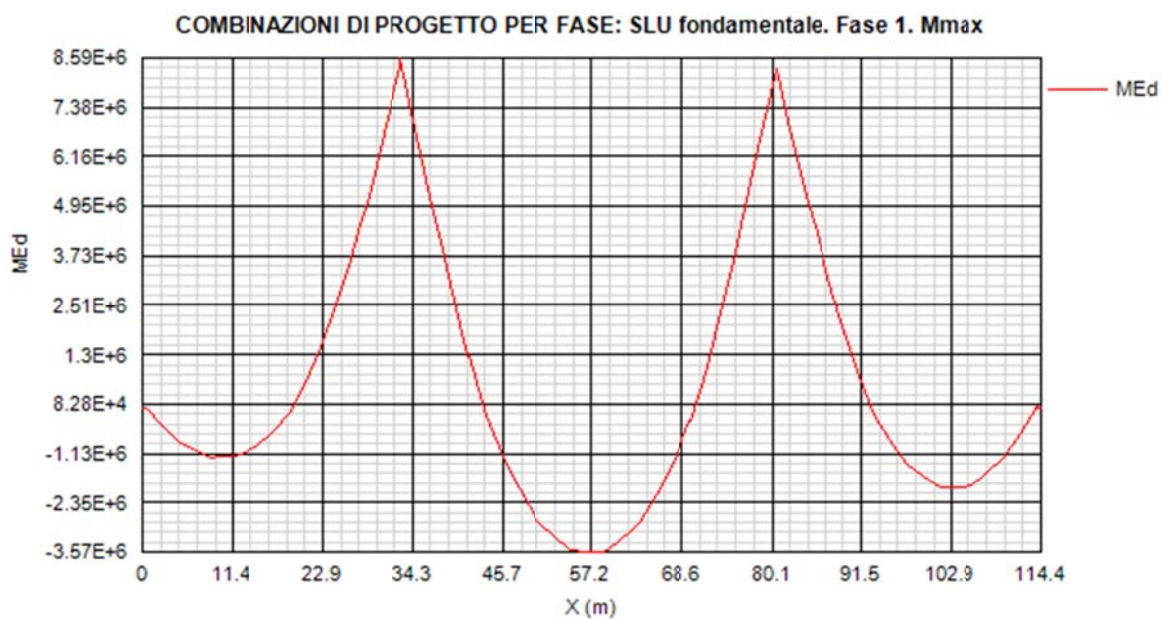




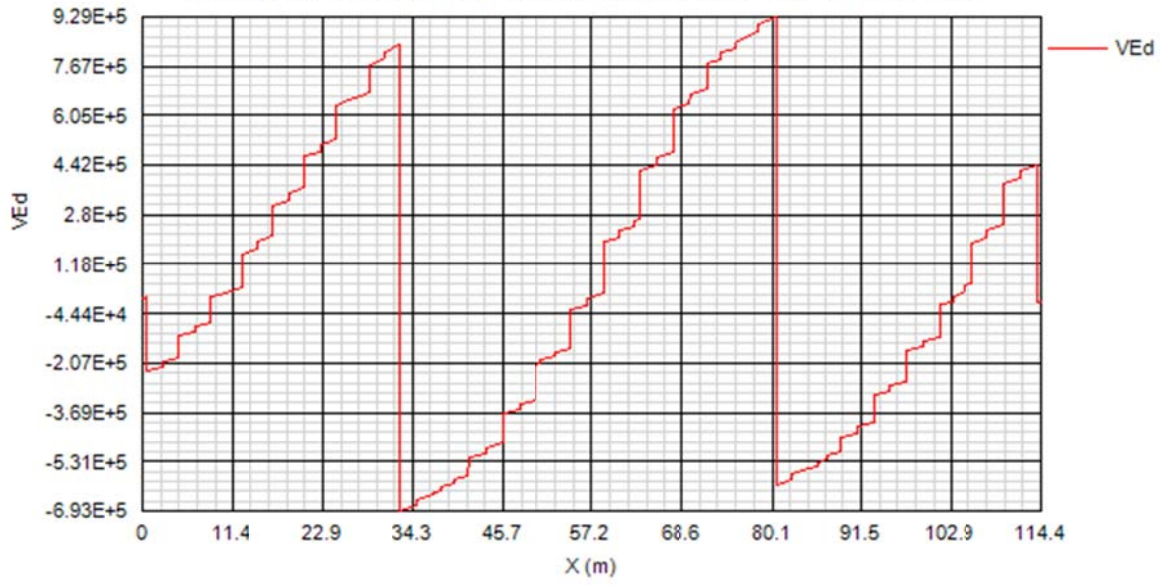




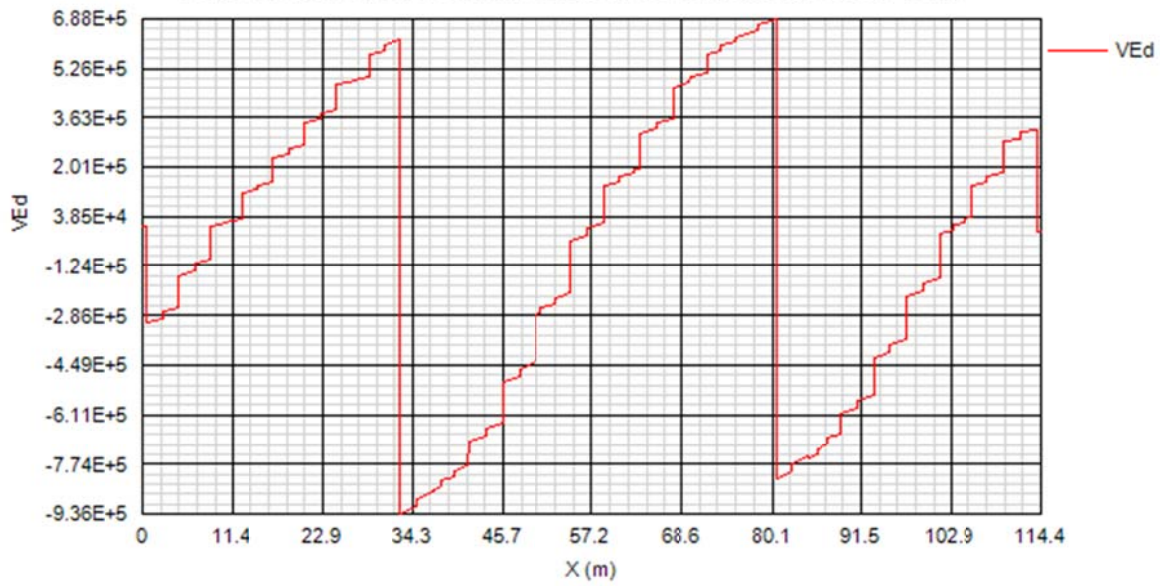


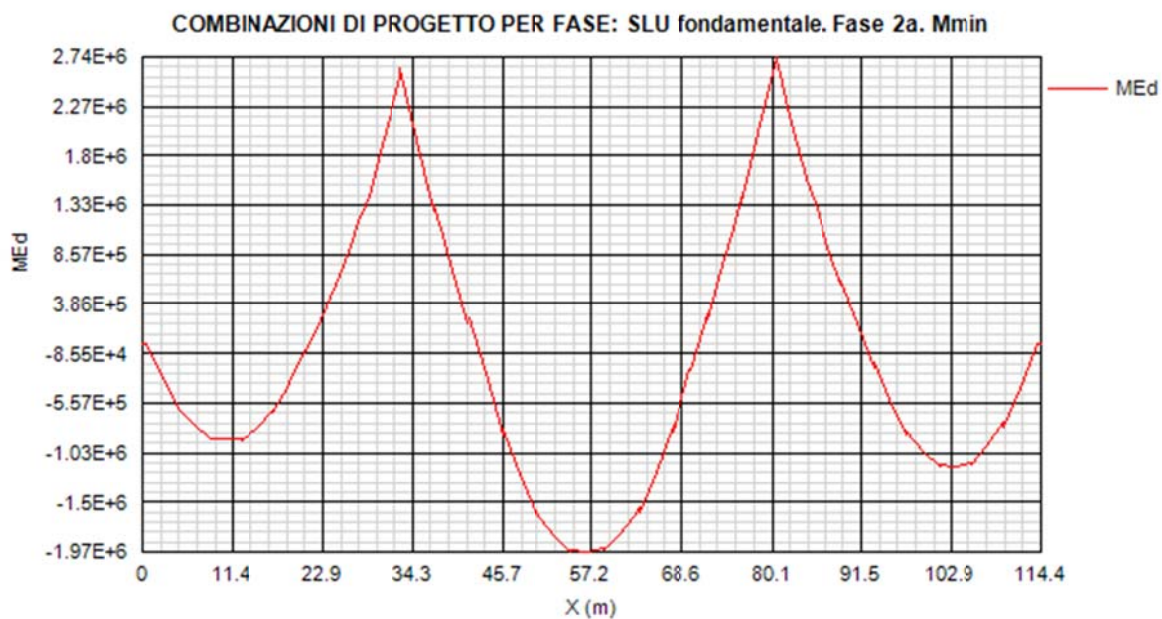
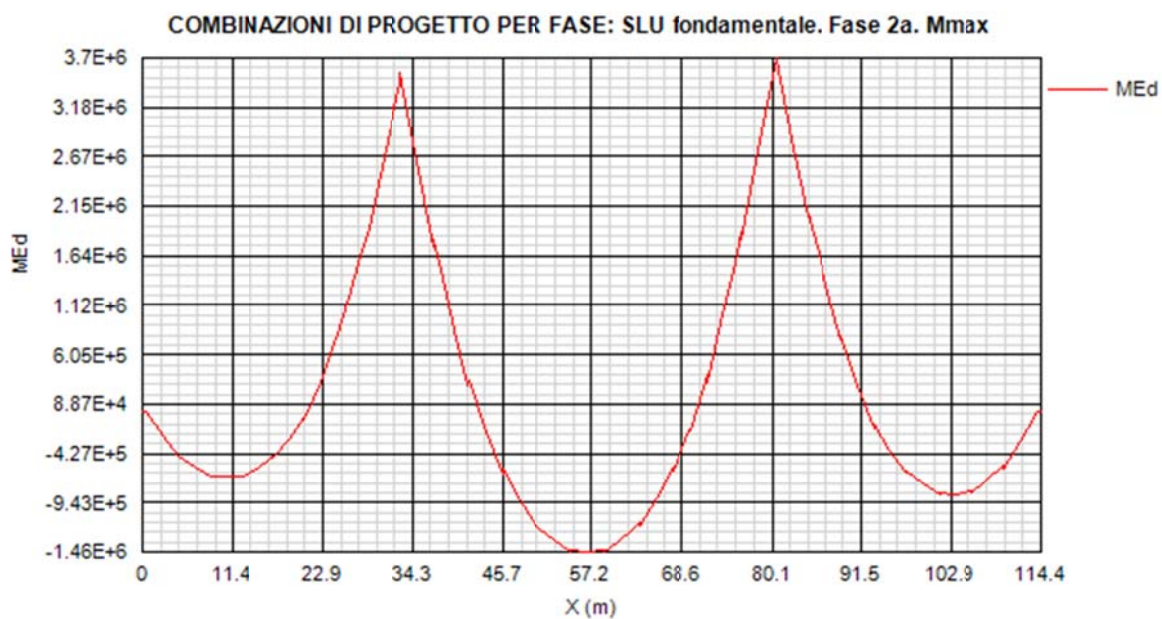


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax

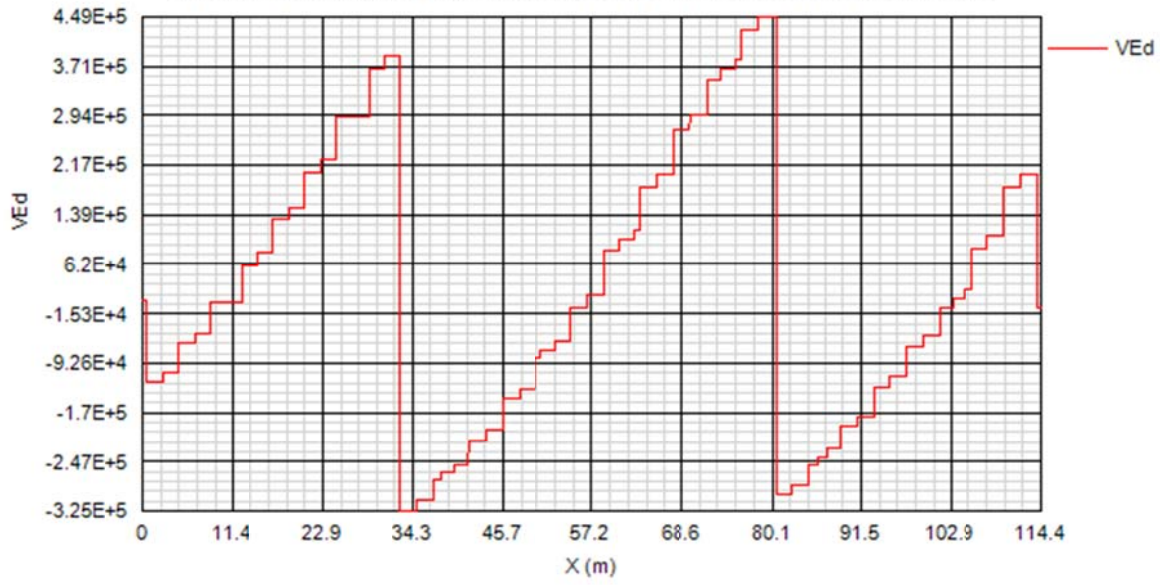


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin

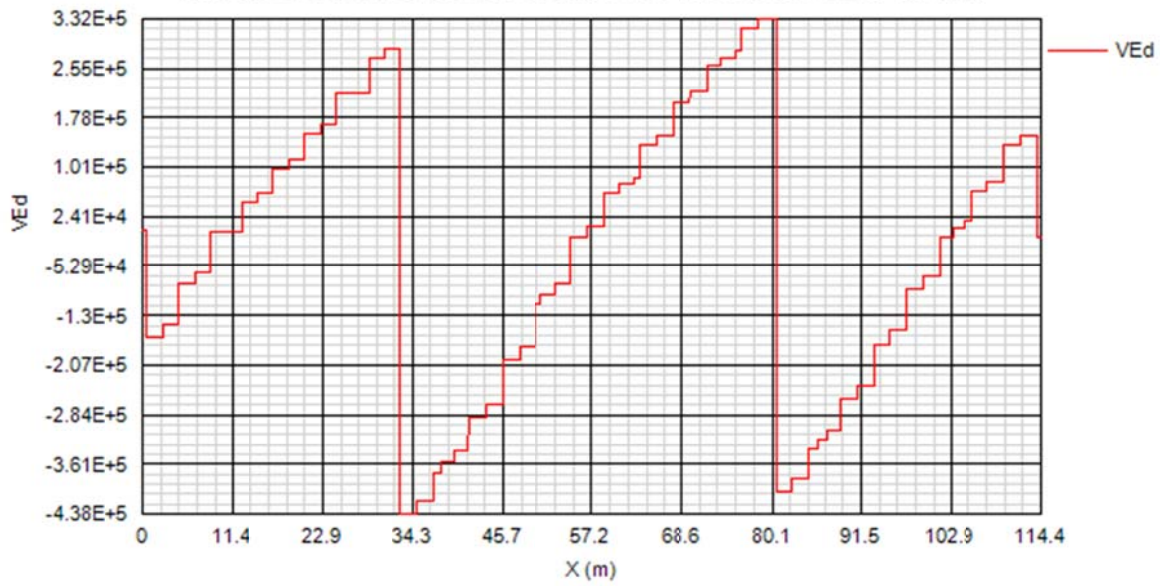


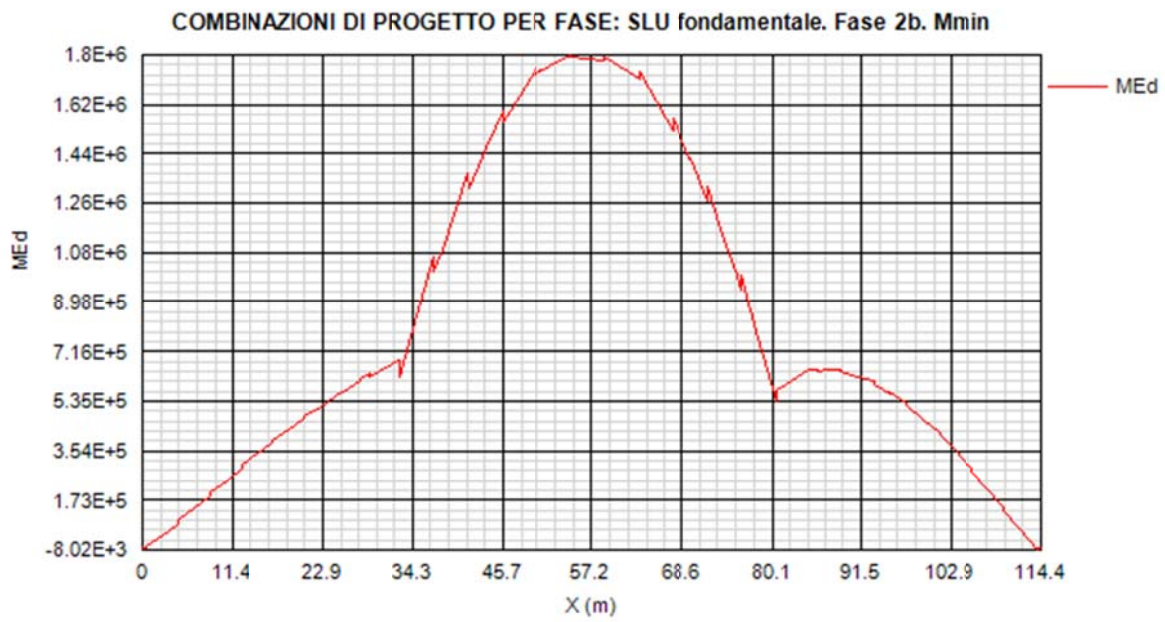
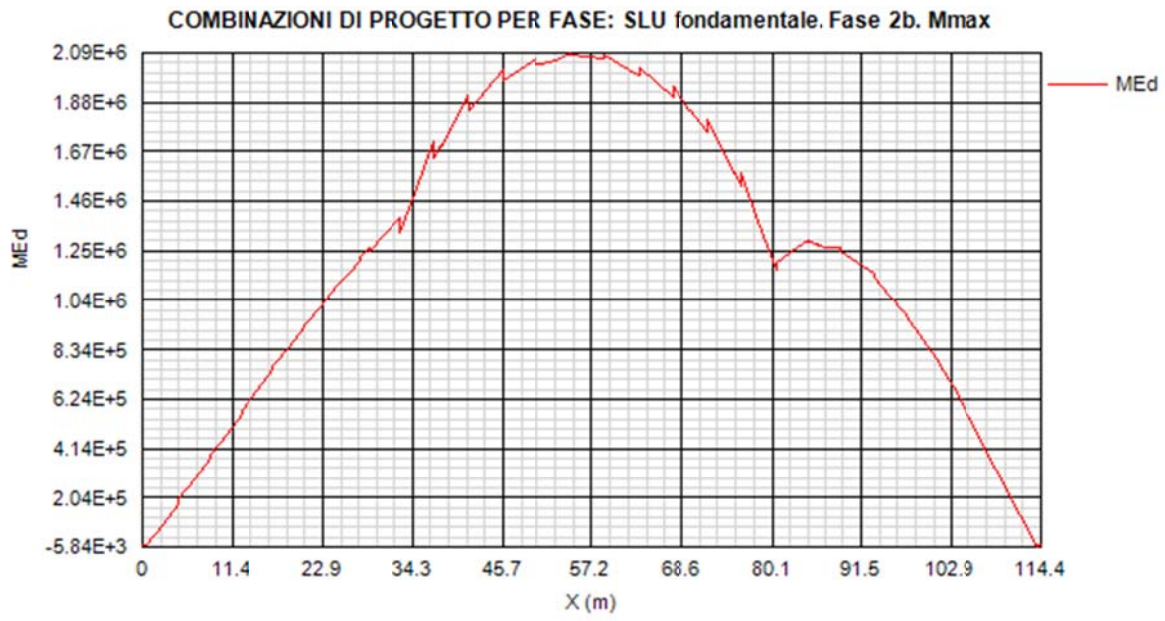


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax

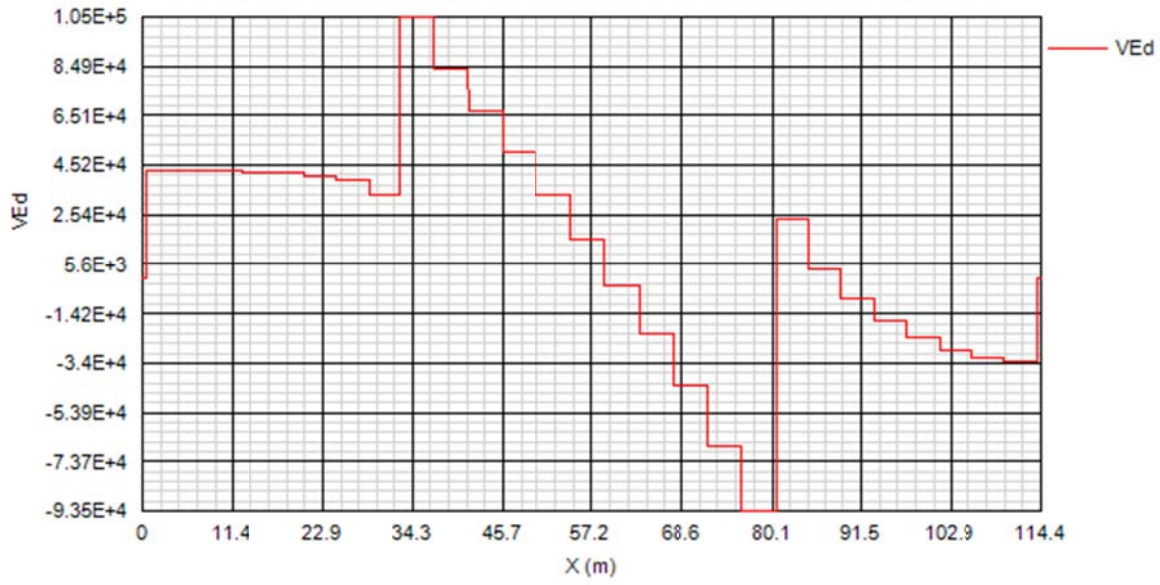


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin

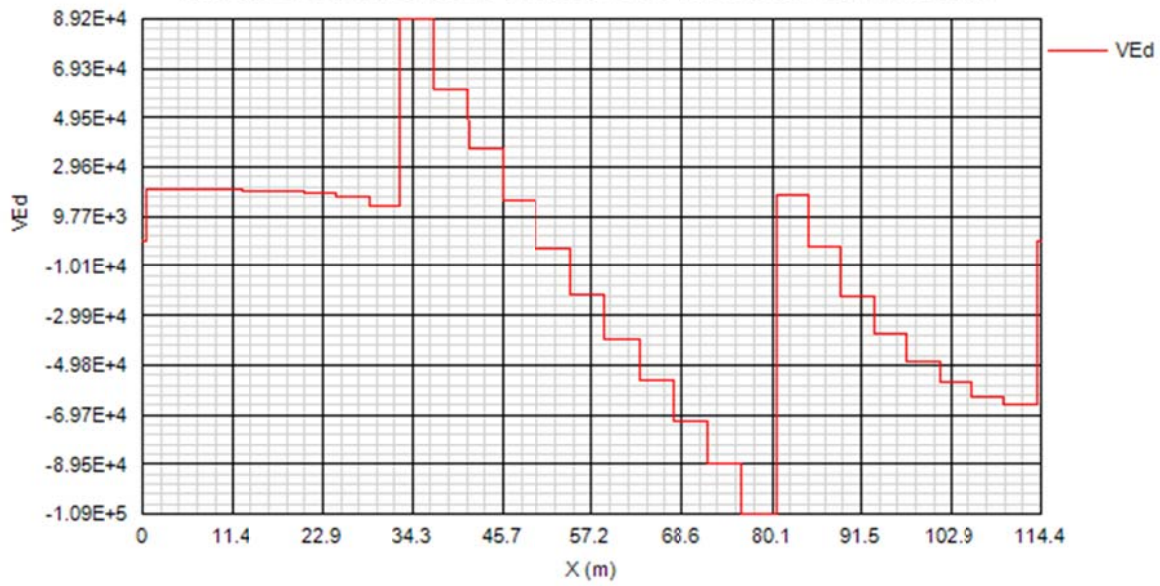




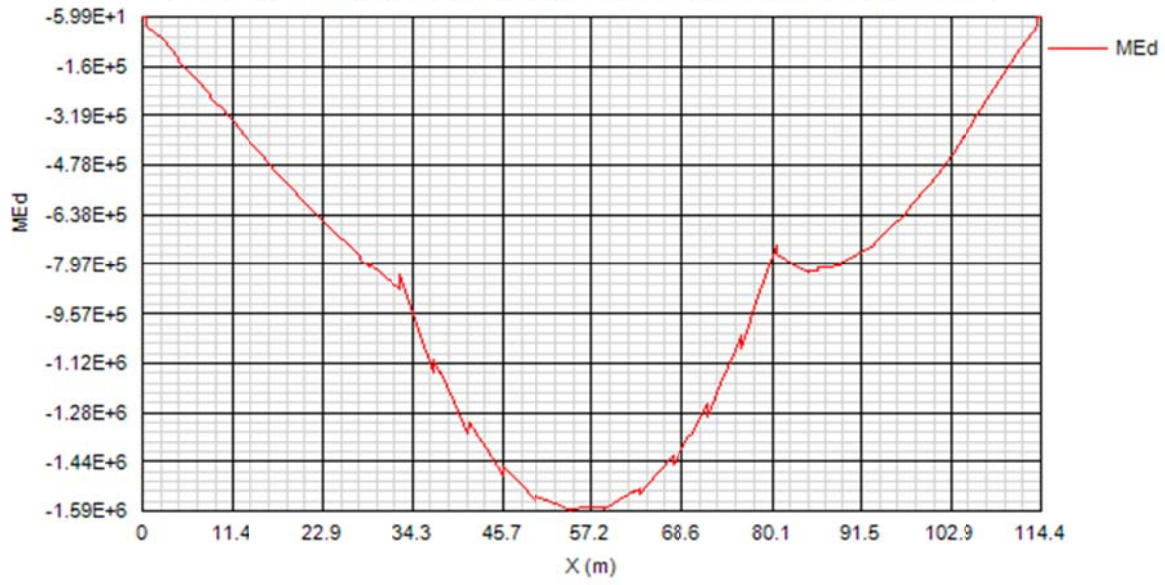
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmax



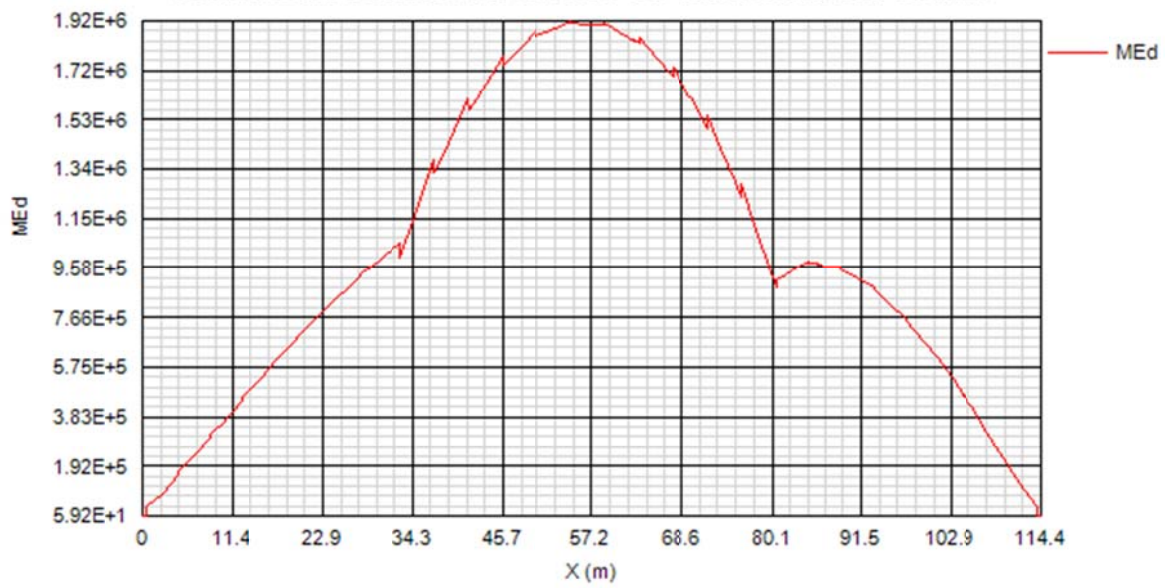
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmin

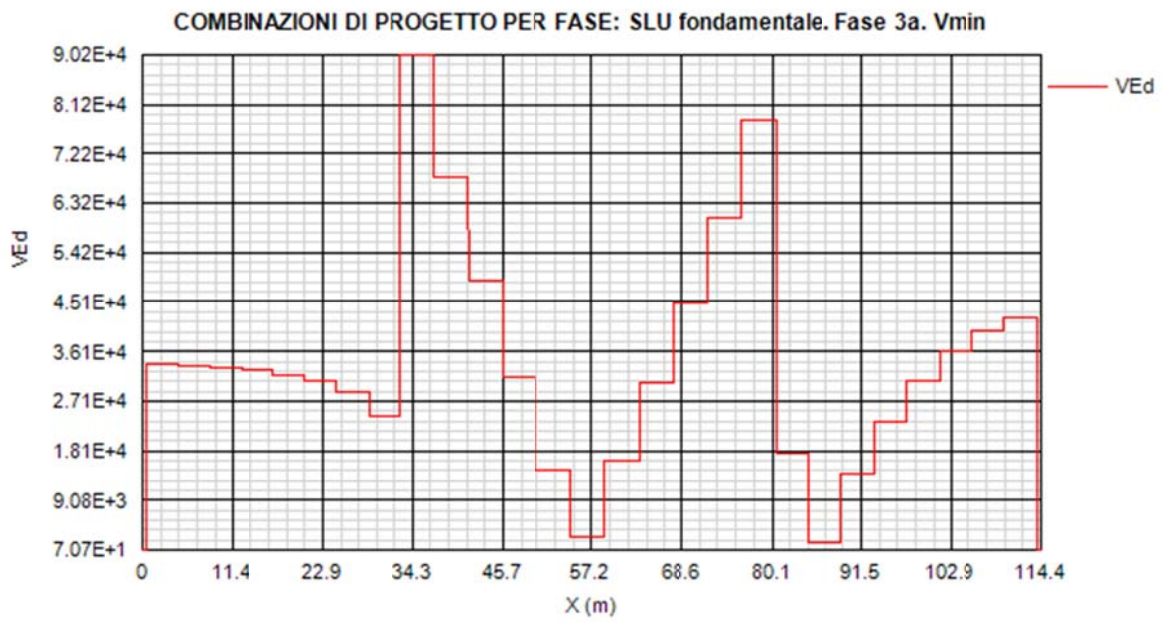
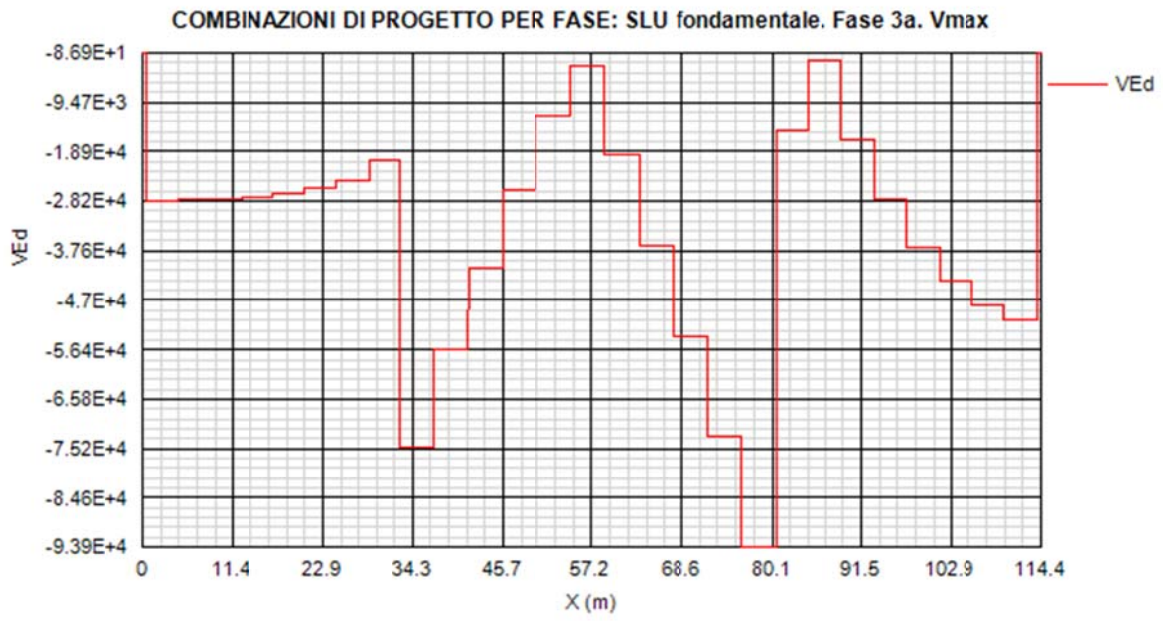


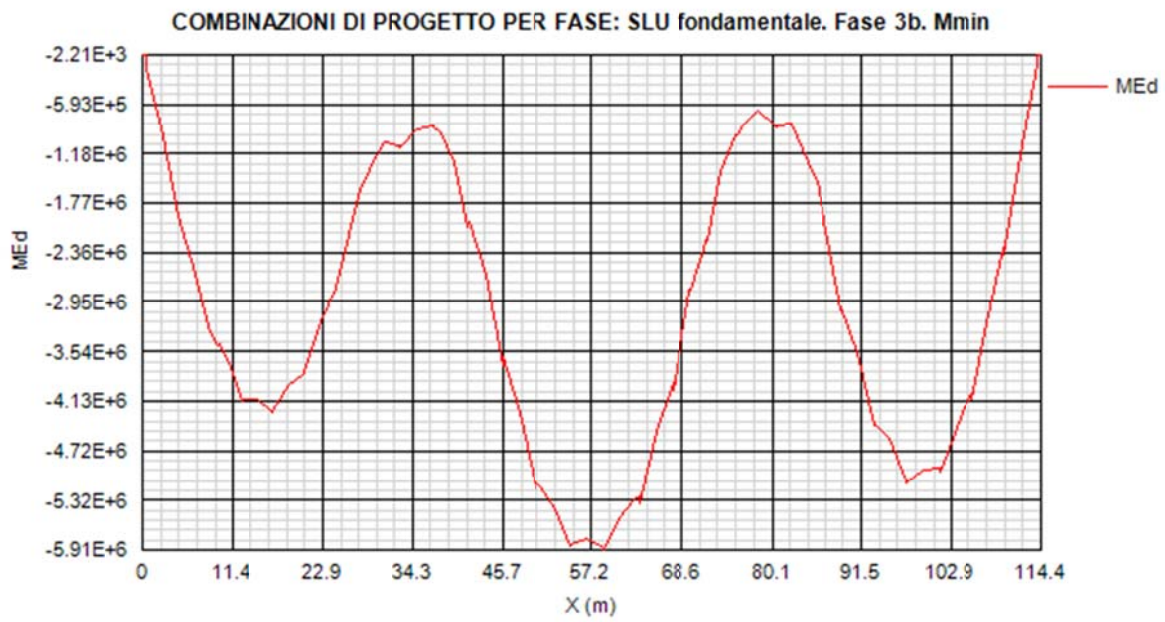
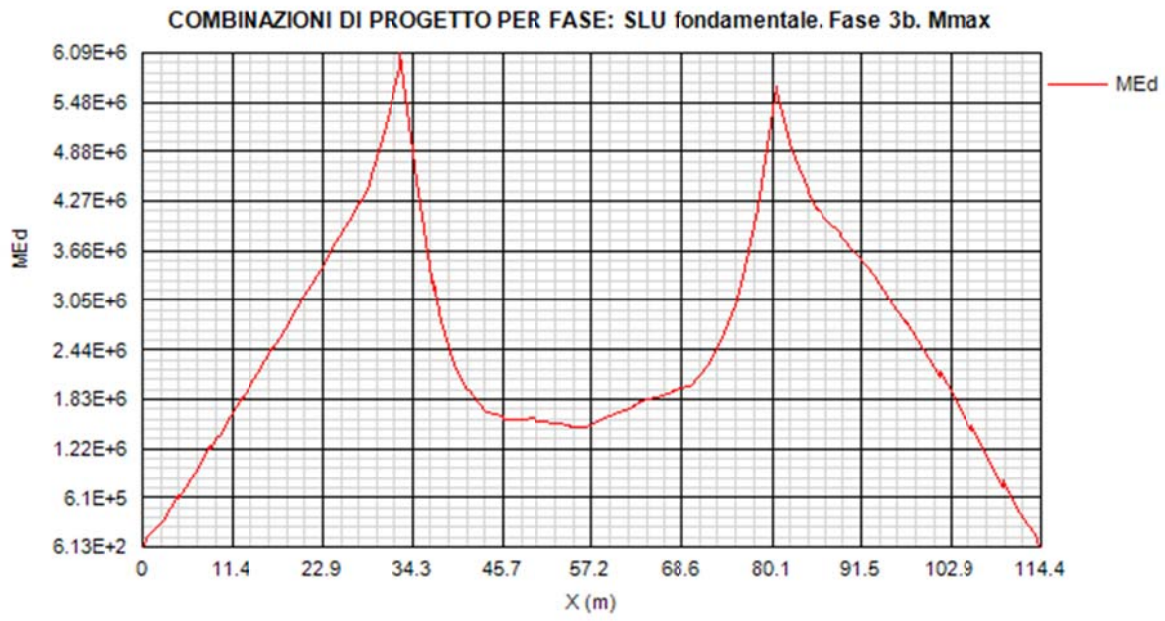
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmax



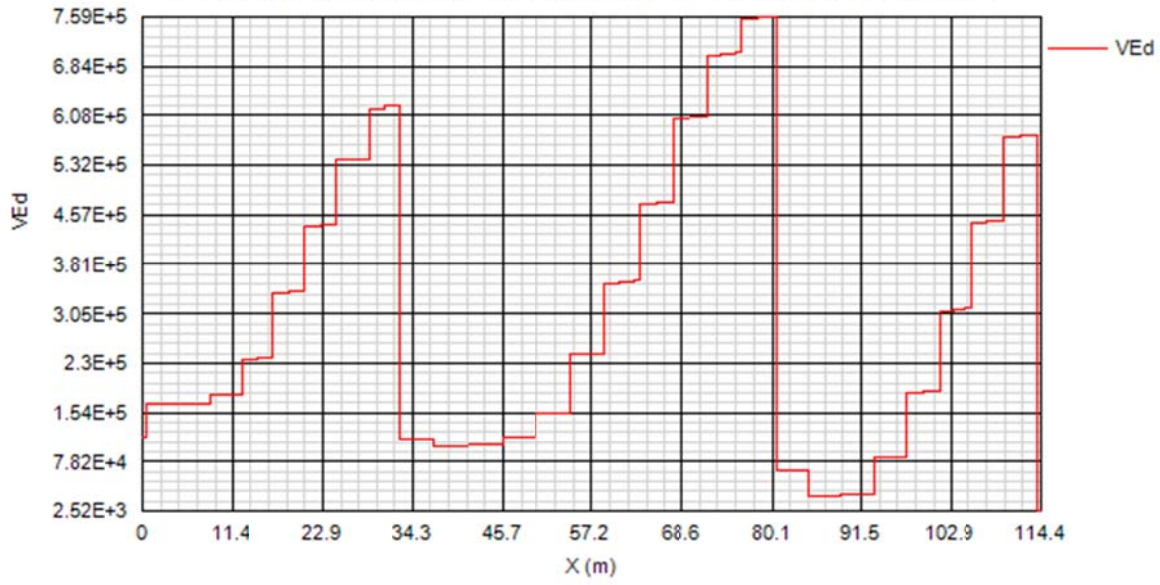
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmin



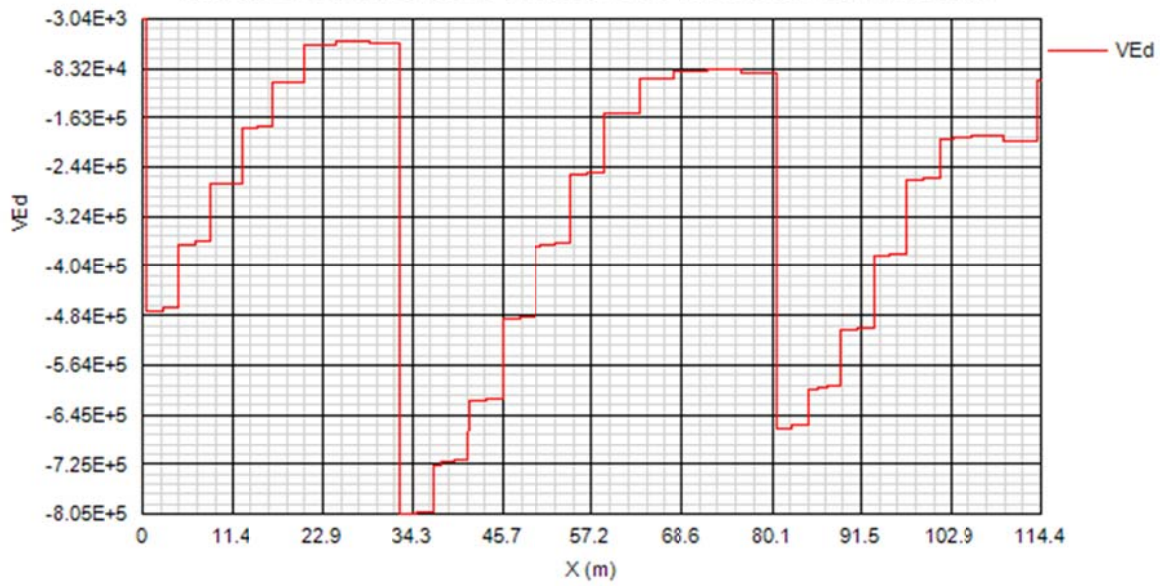


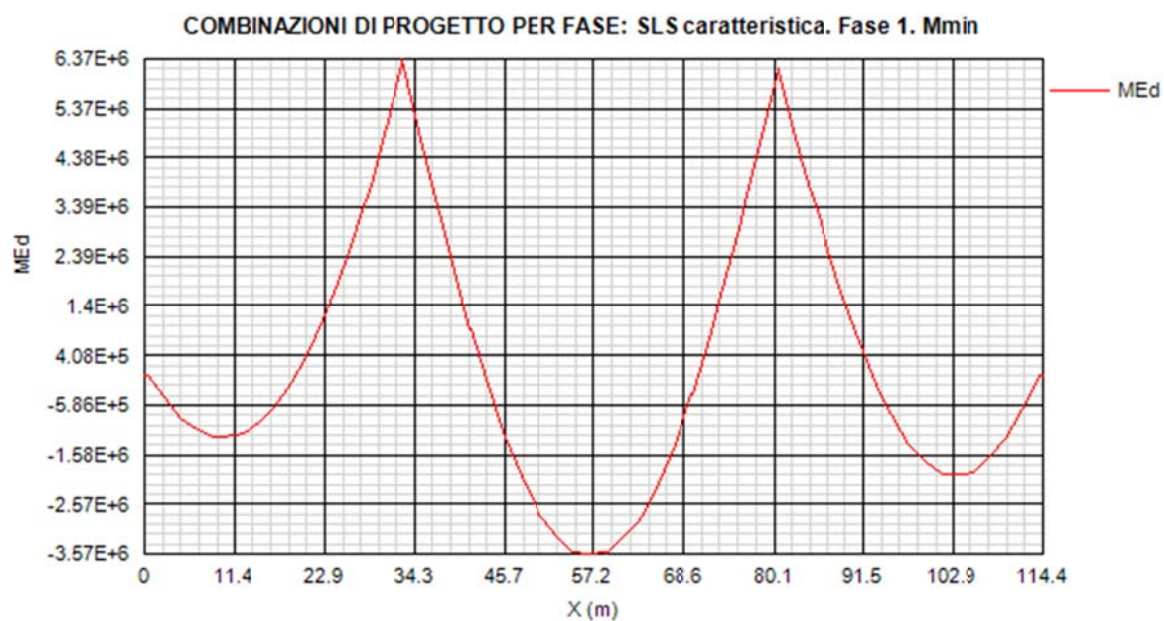
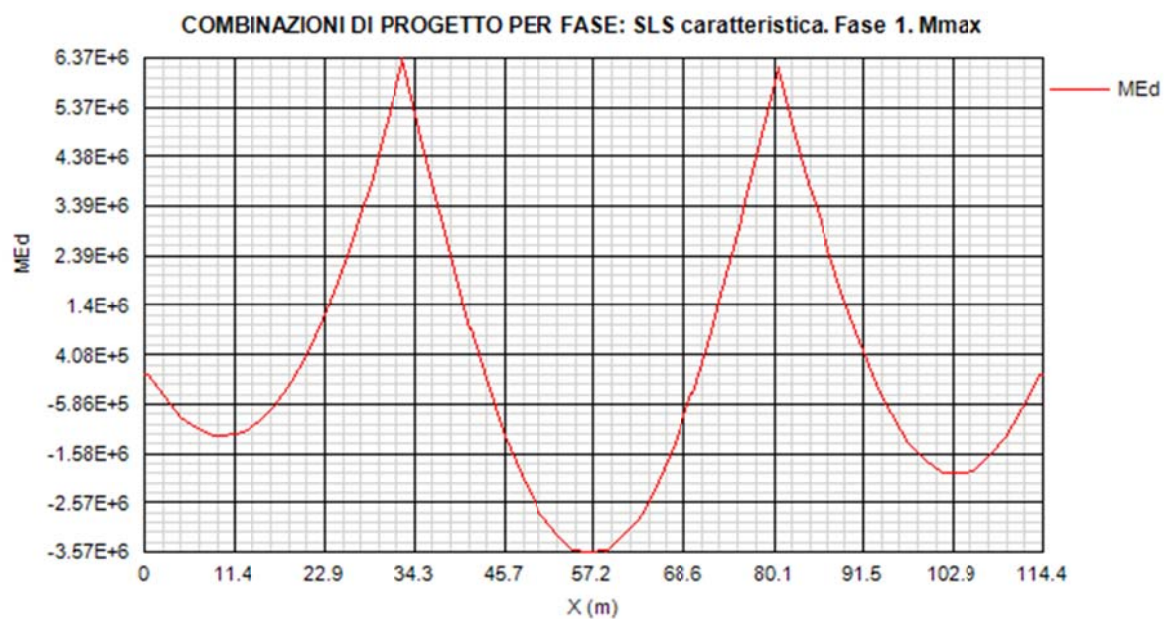


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax

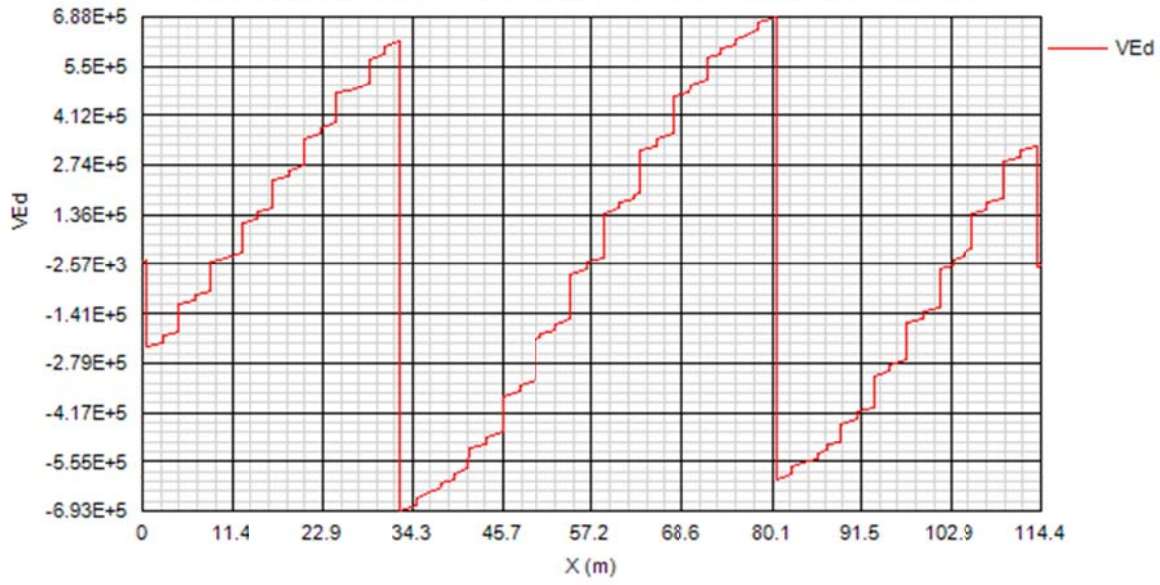


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin

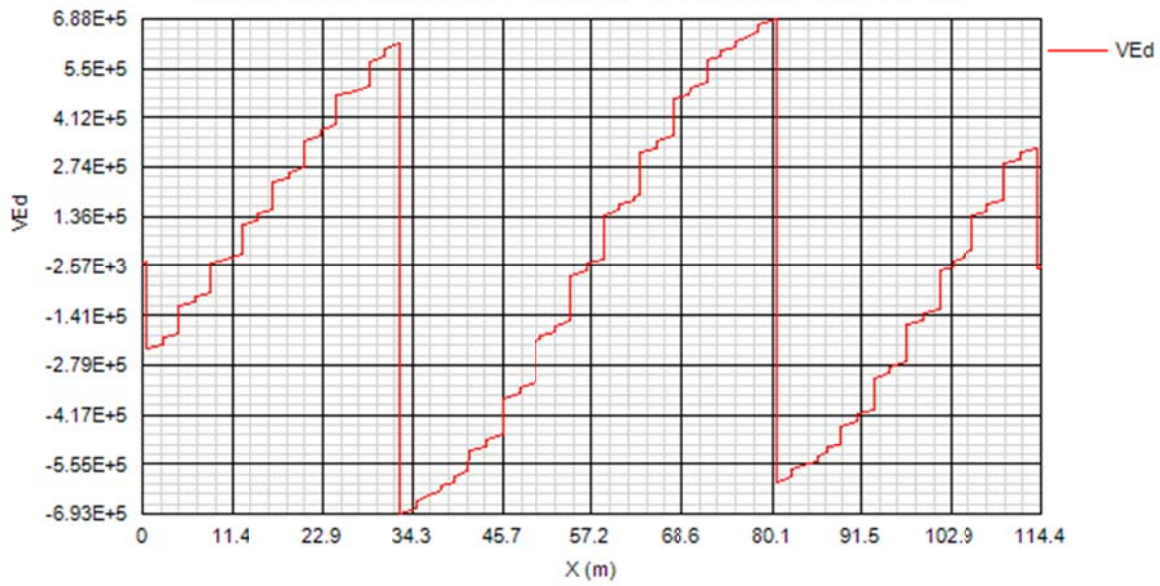


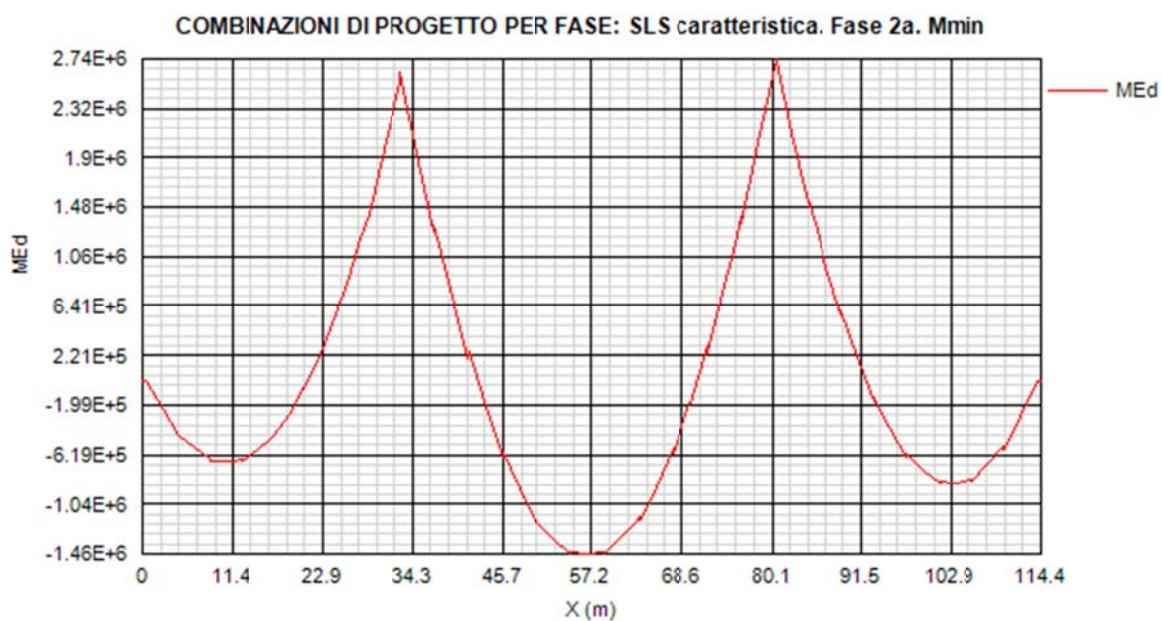
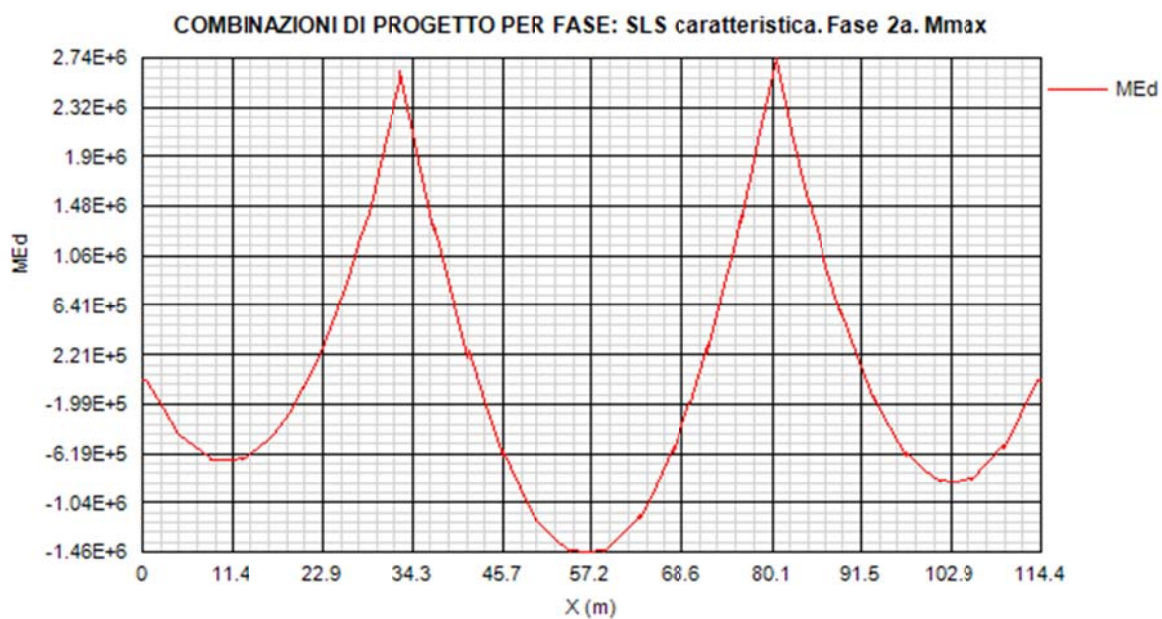


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax

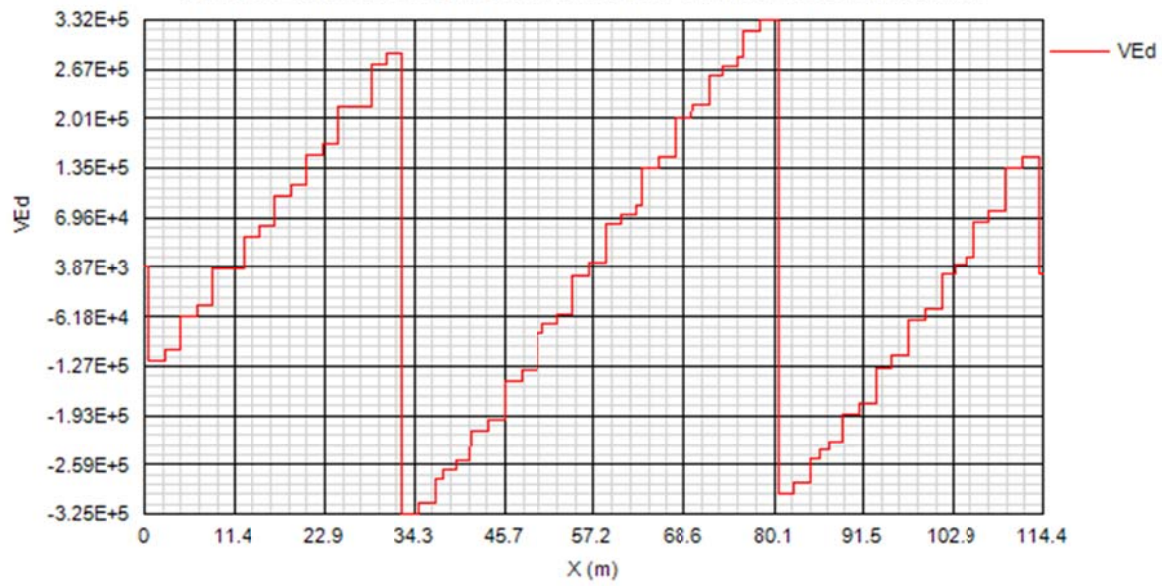


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin

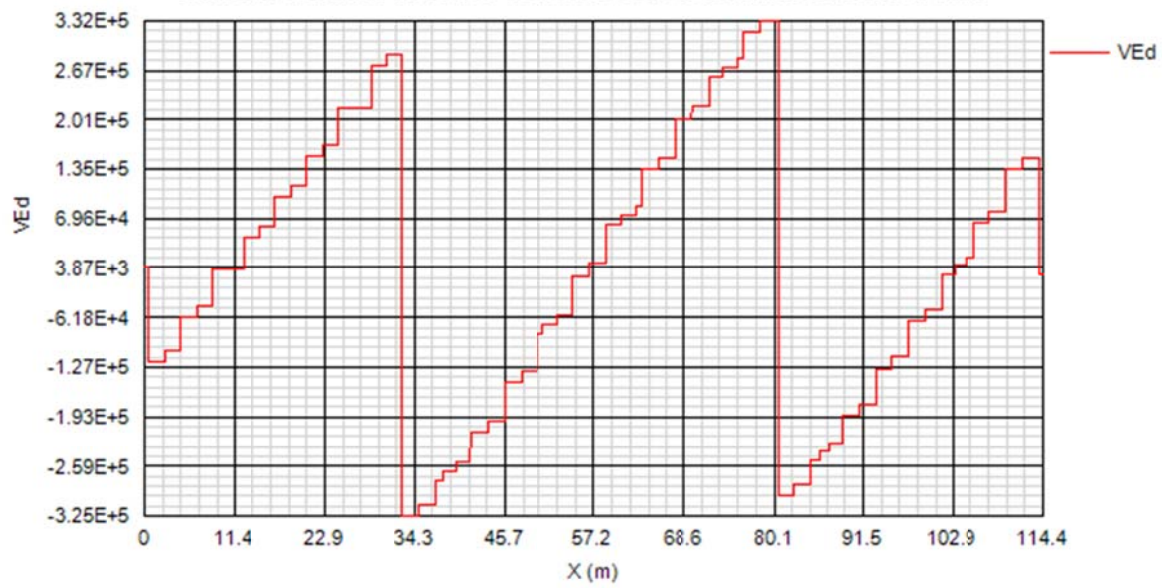




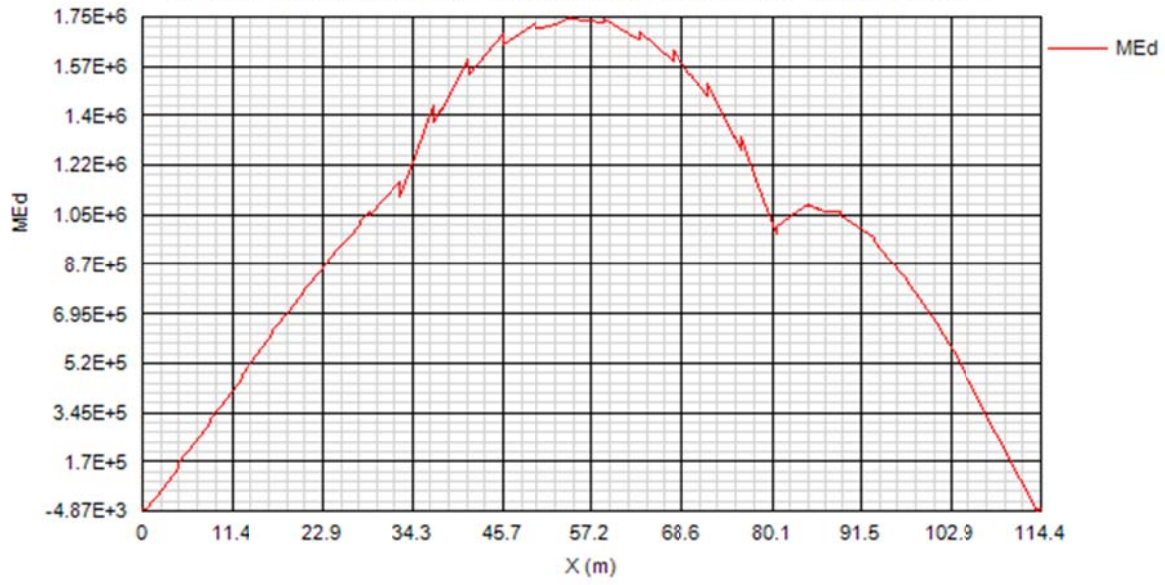
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax



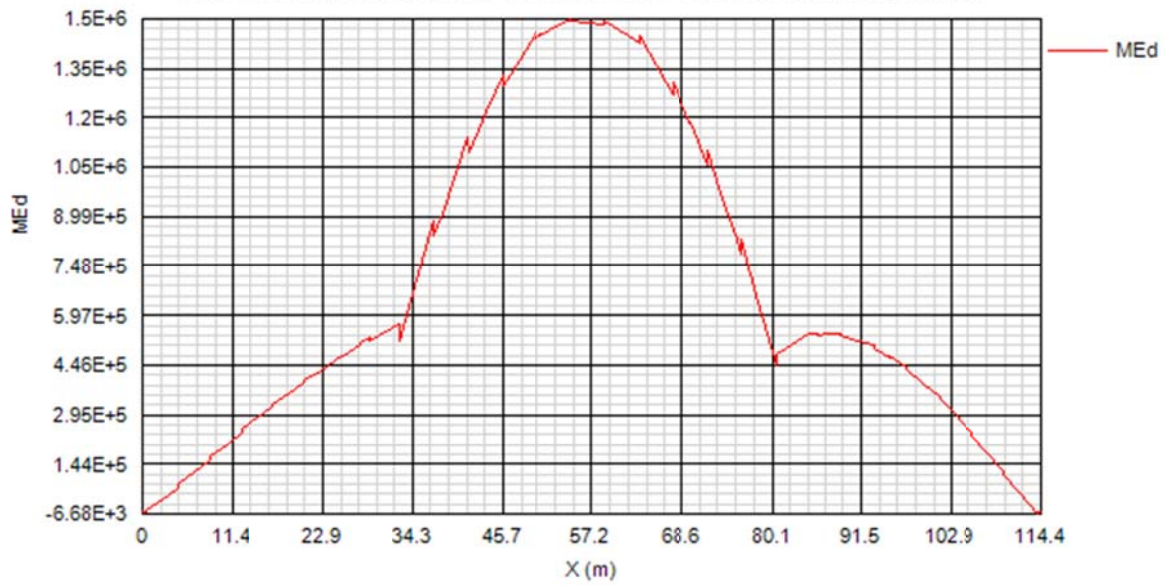
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin

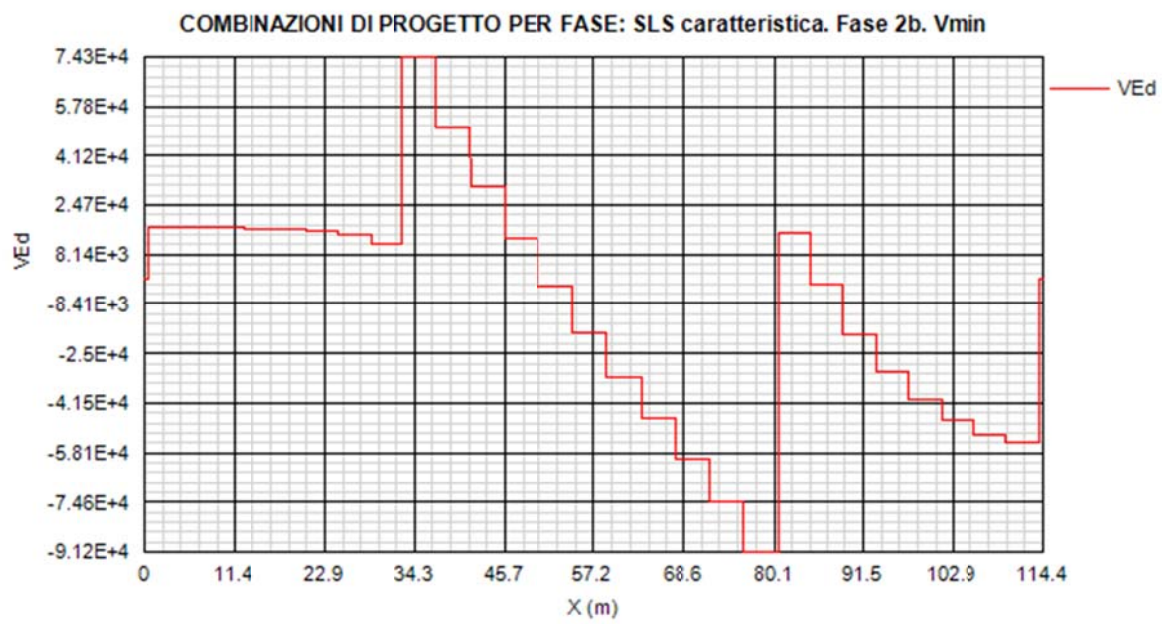
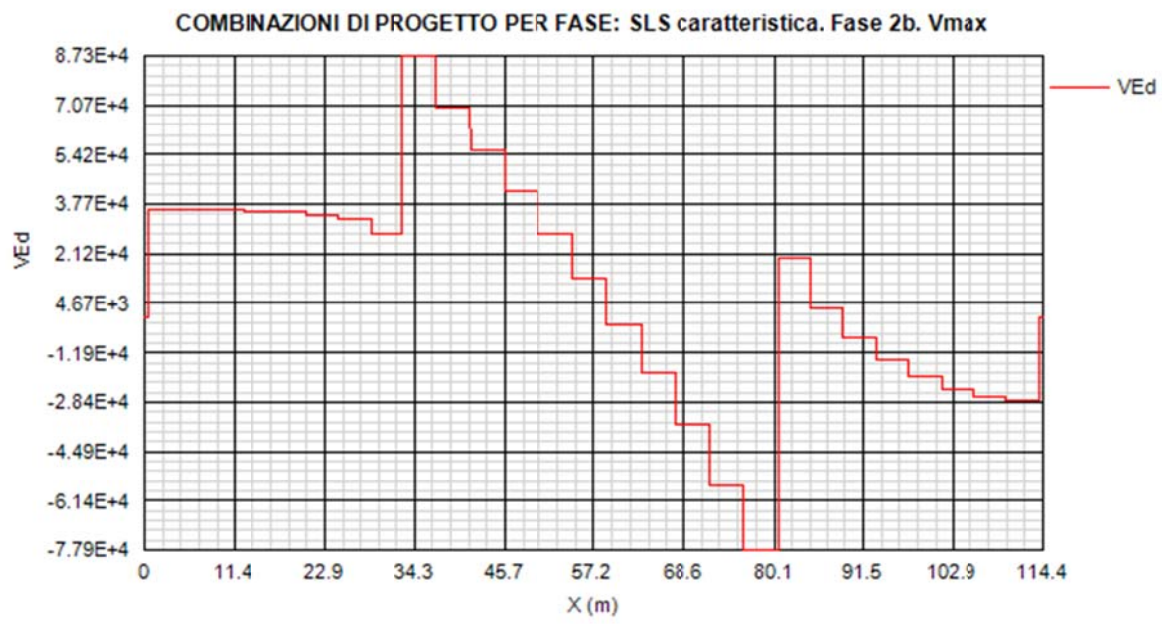


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmax

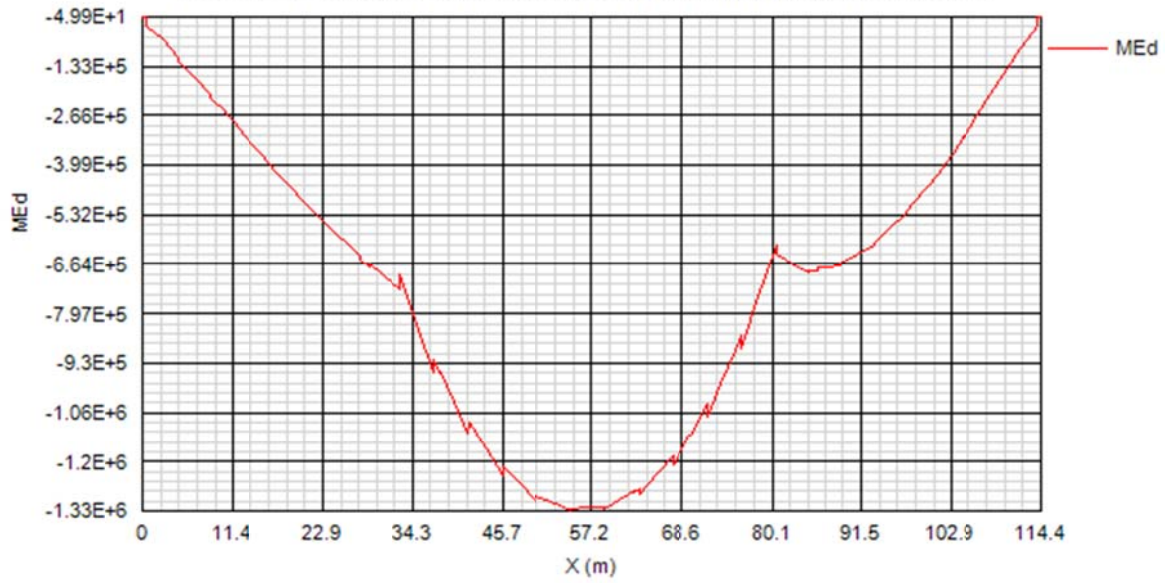


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmin

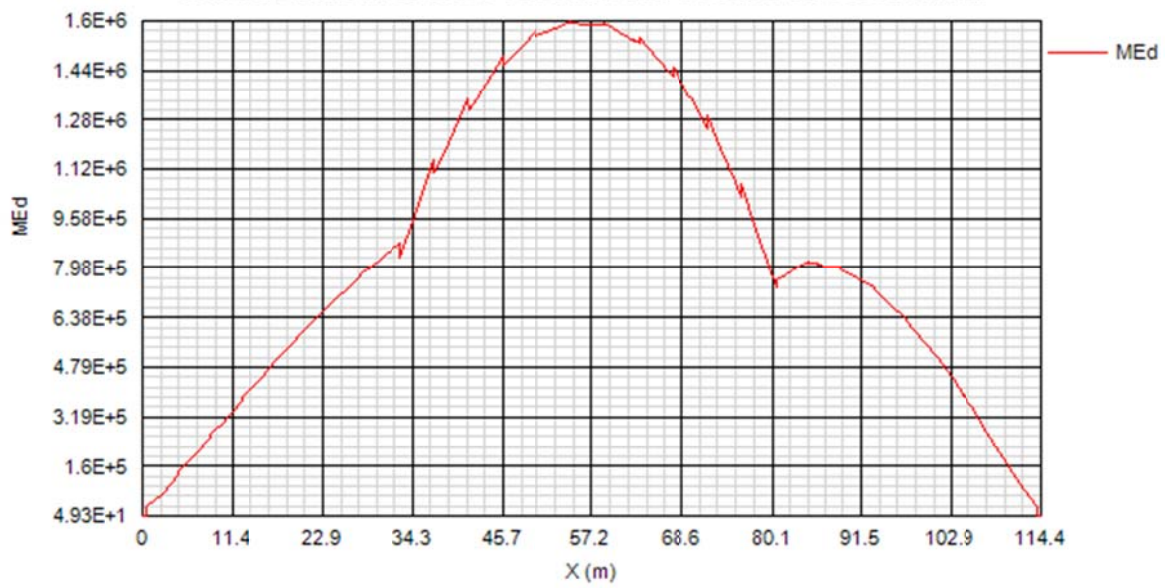


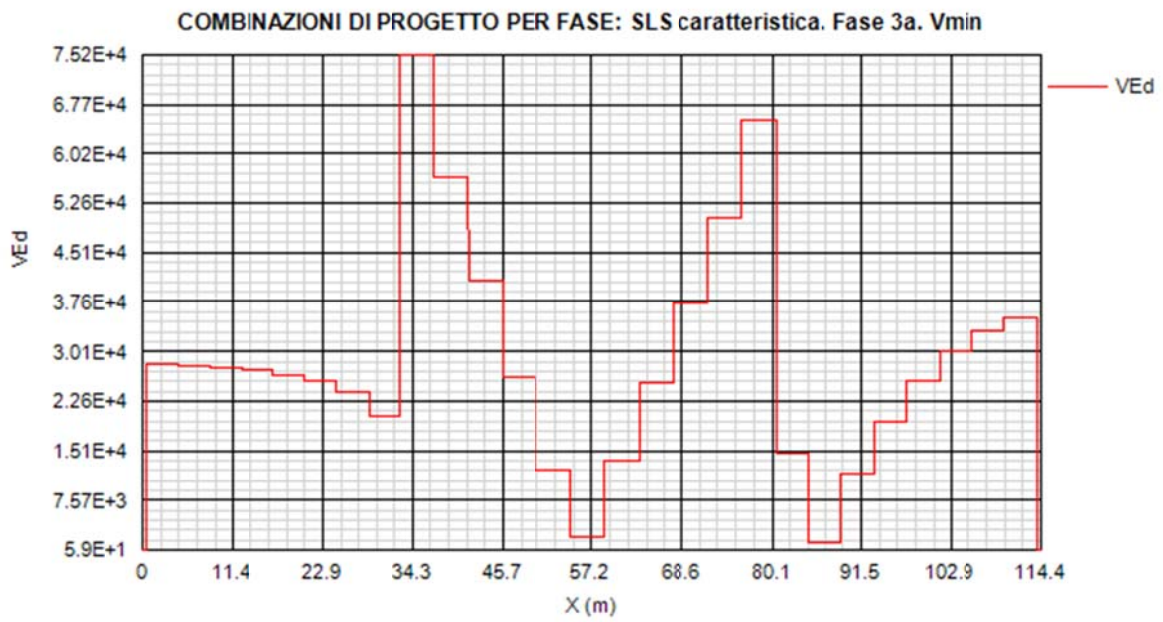
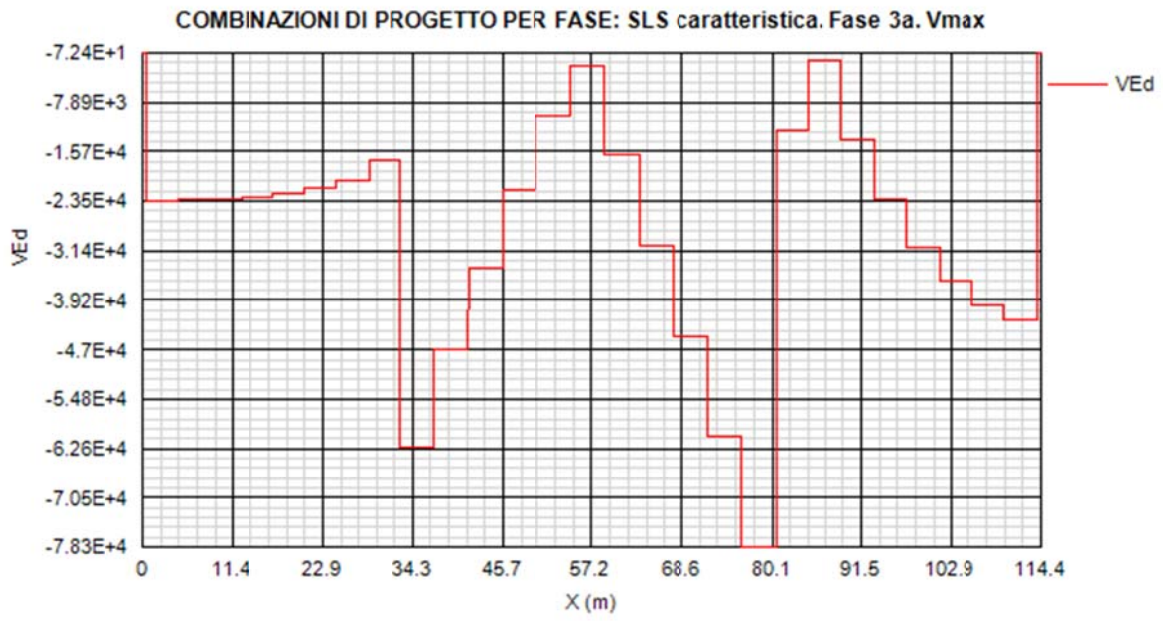


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmax

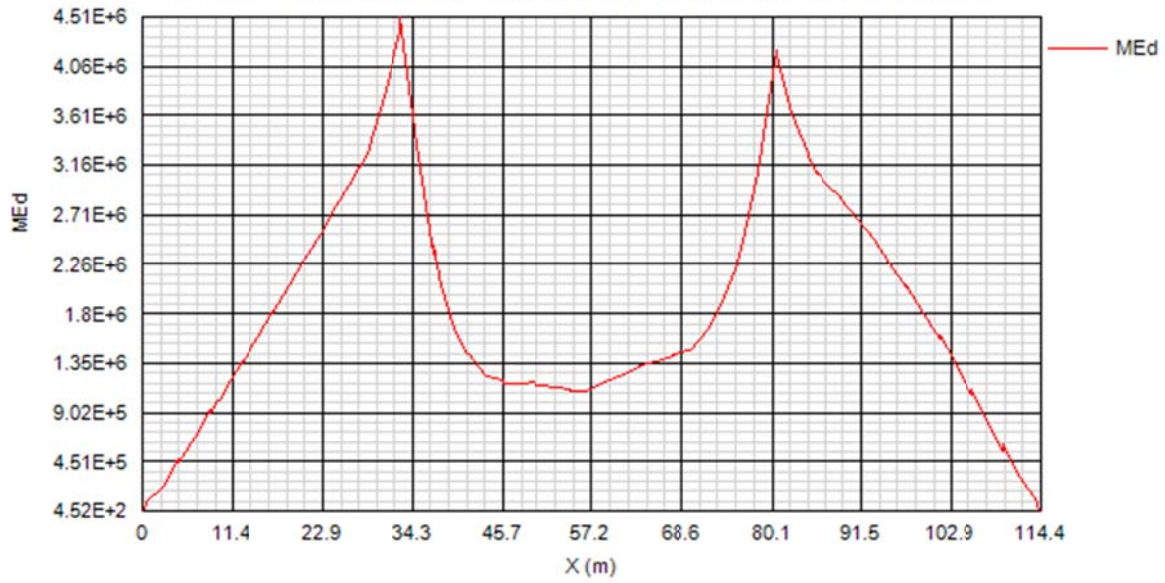


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmin

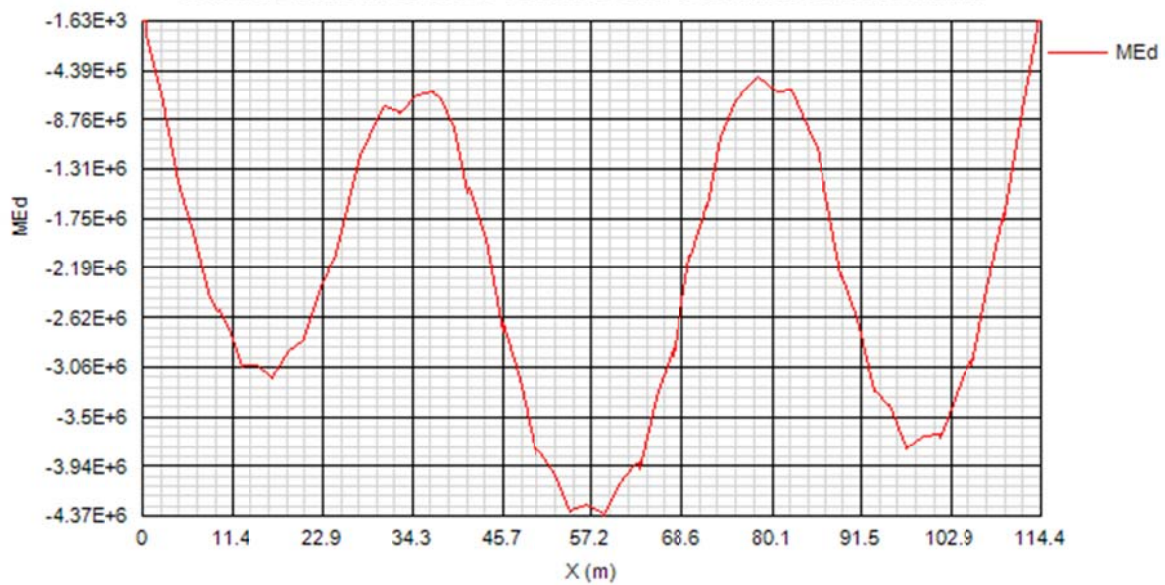




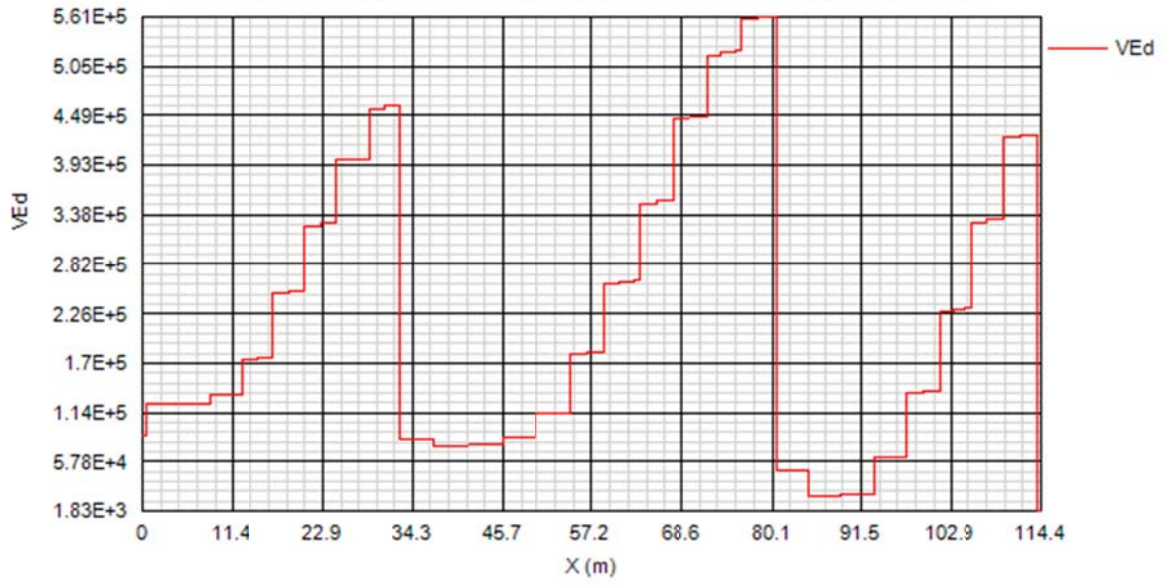
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



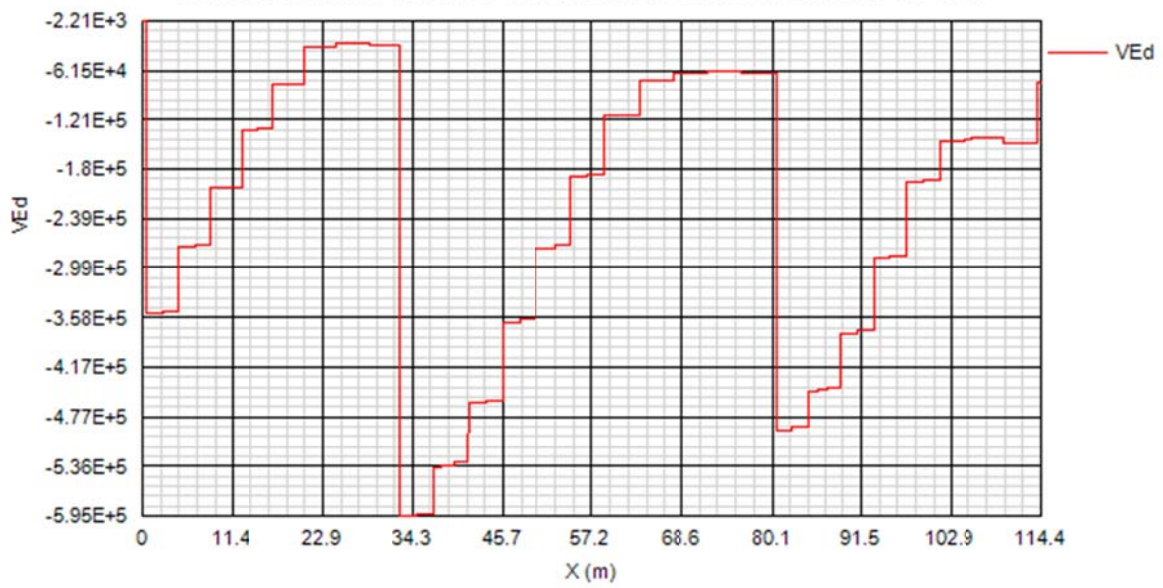
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin

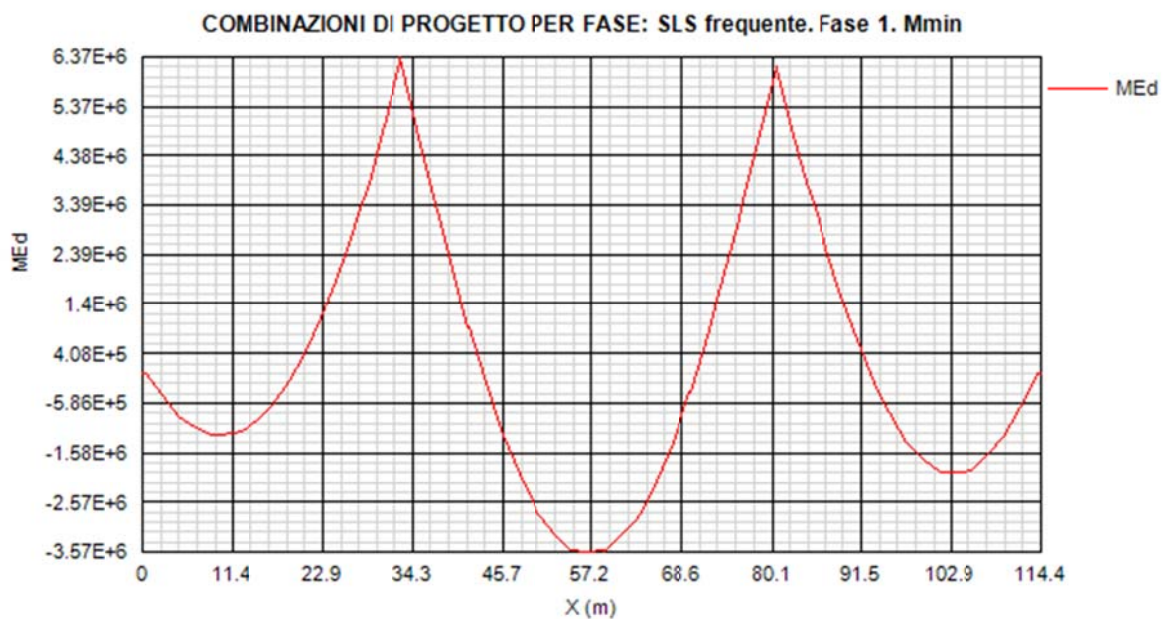
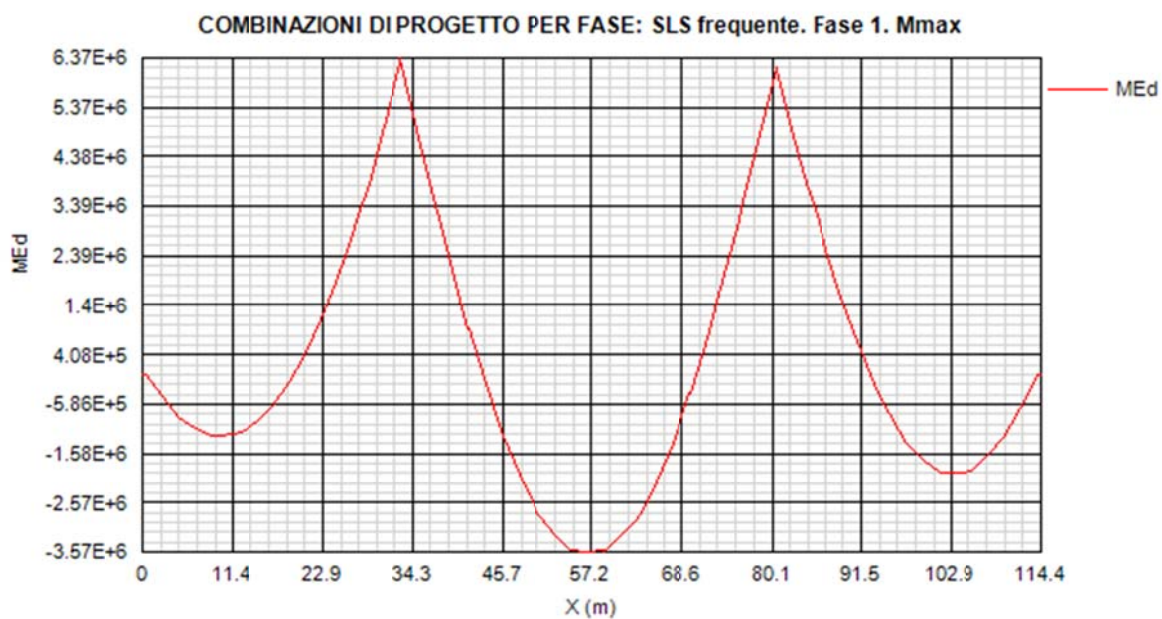


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax

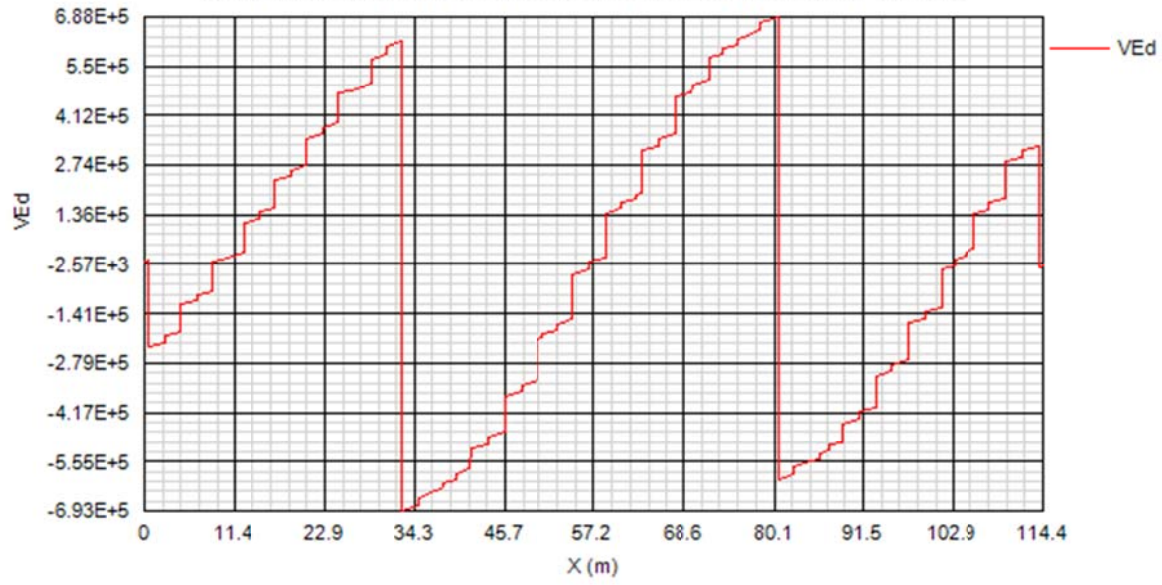


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin

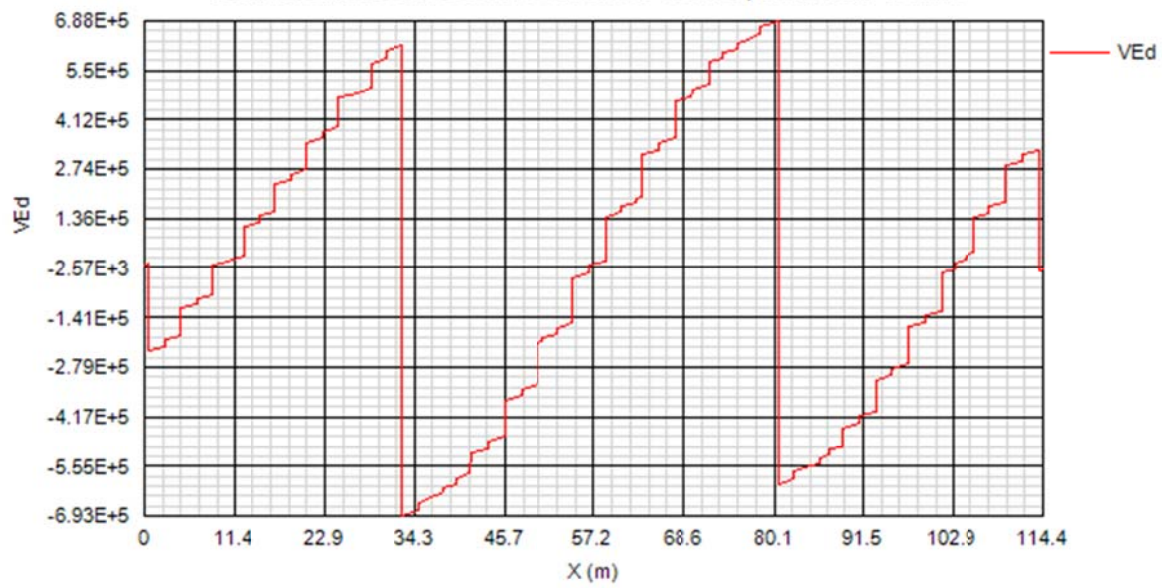


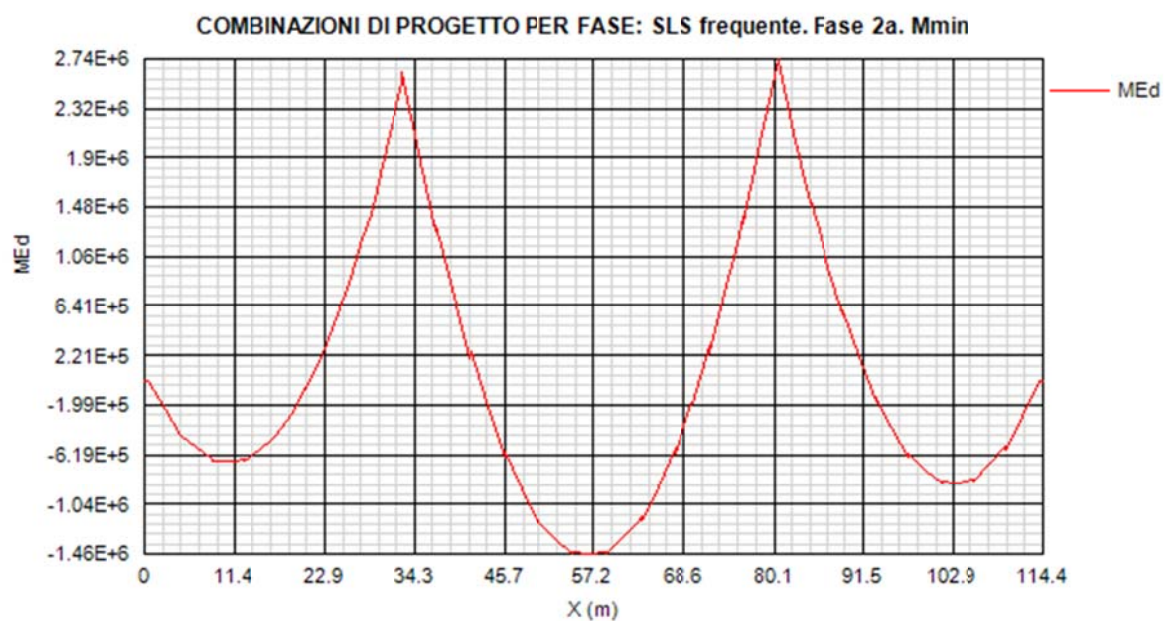
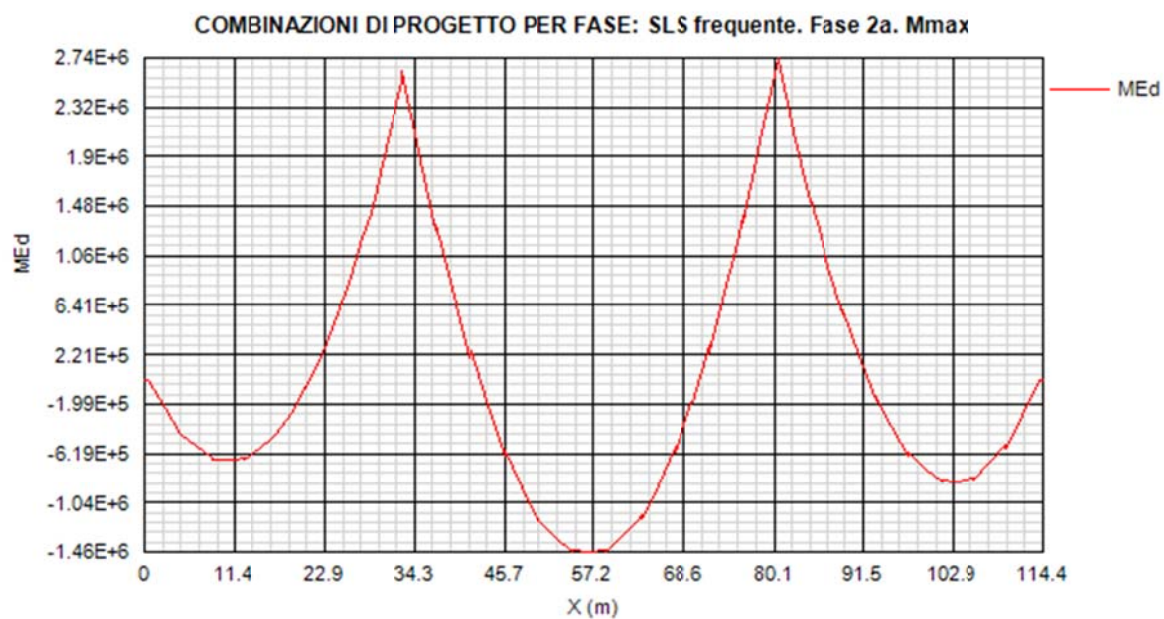


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax

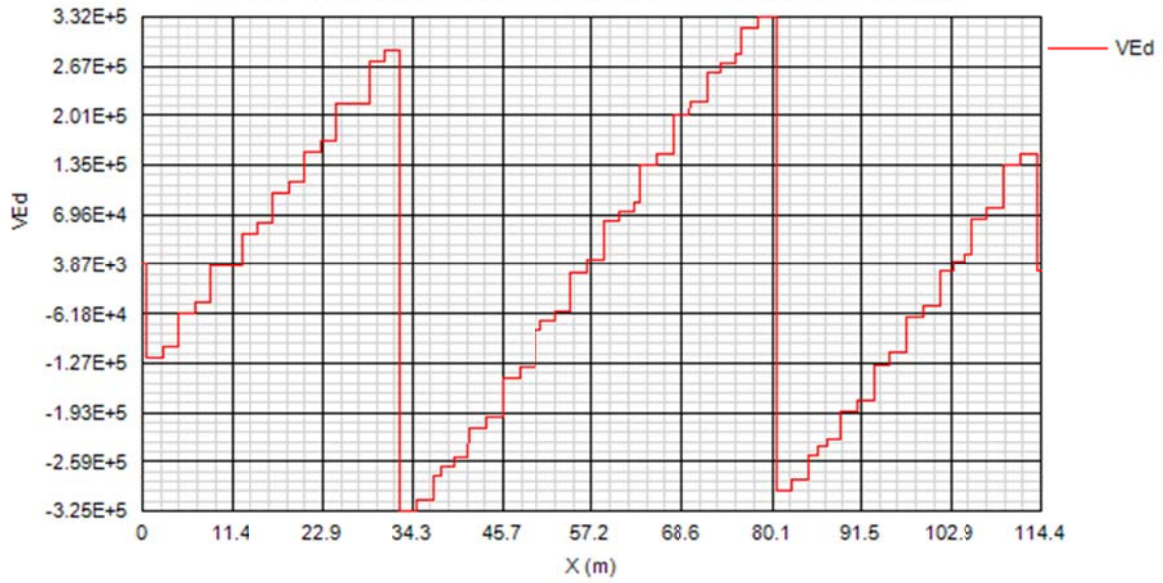


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin

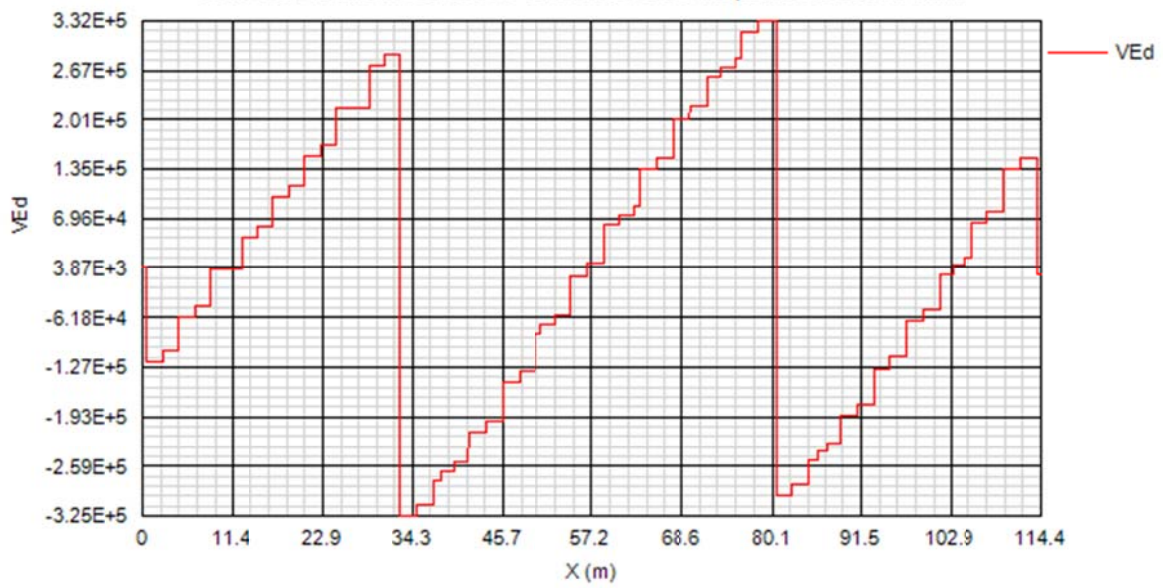


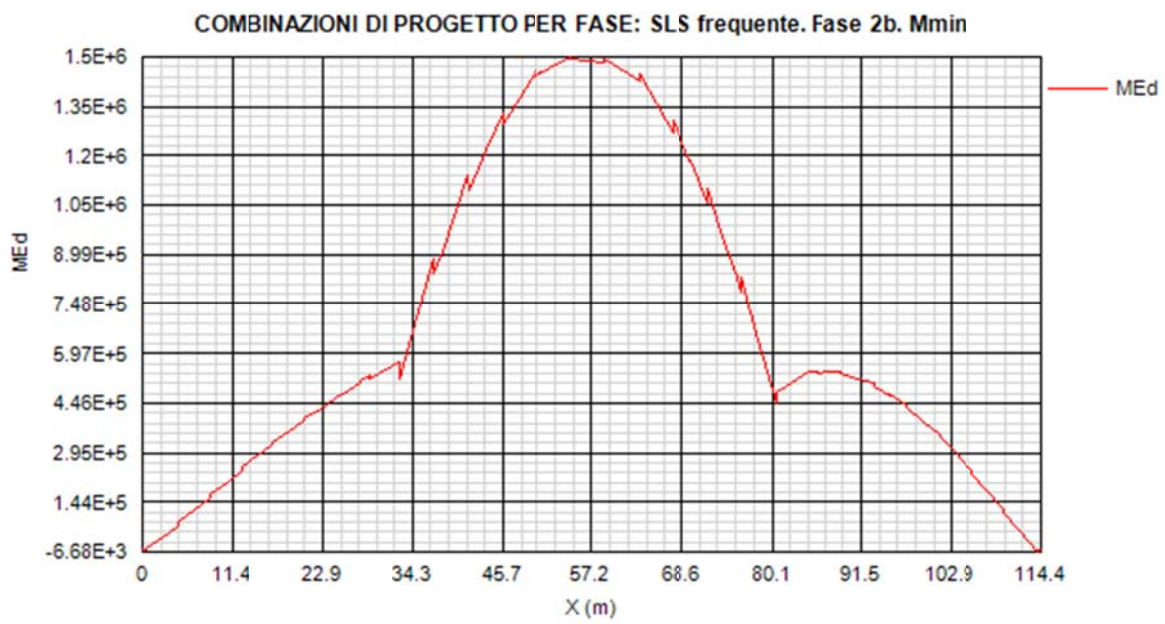
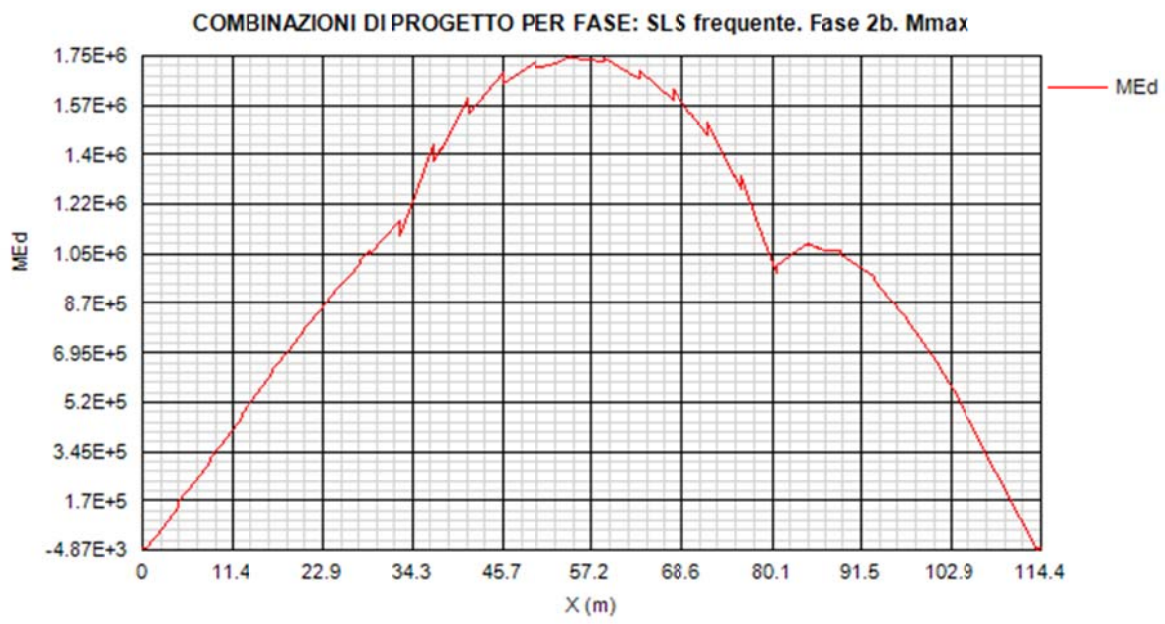


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax

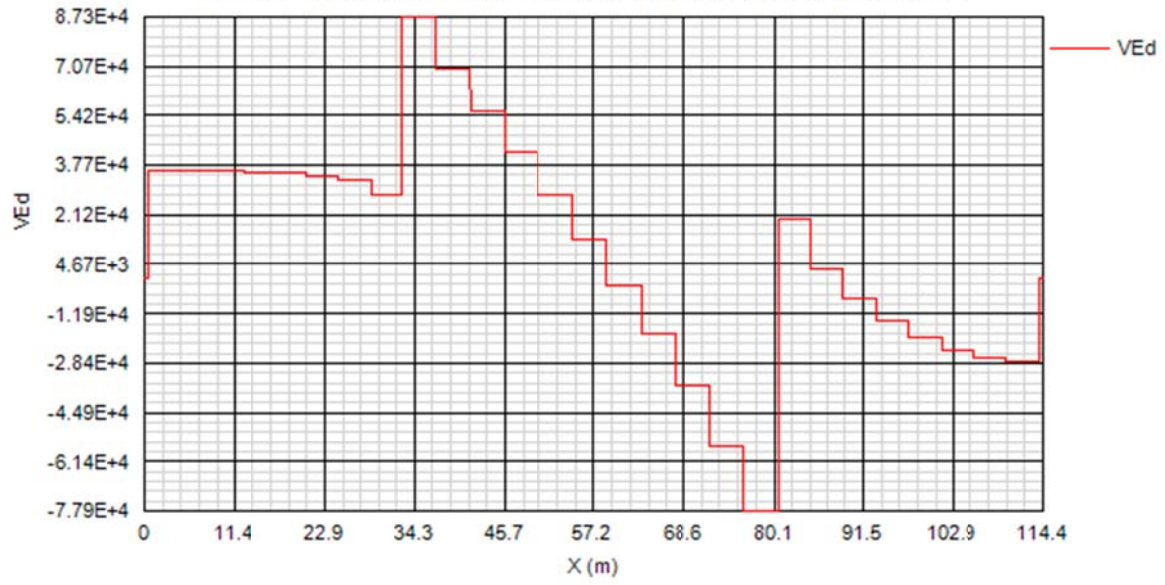


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin

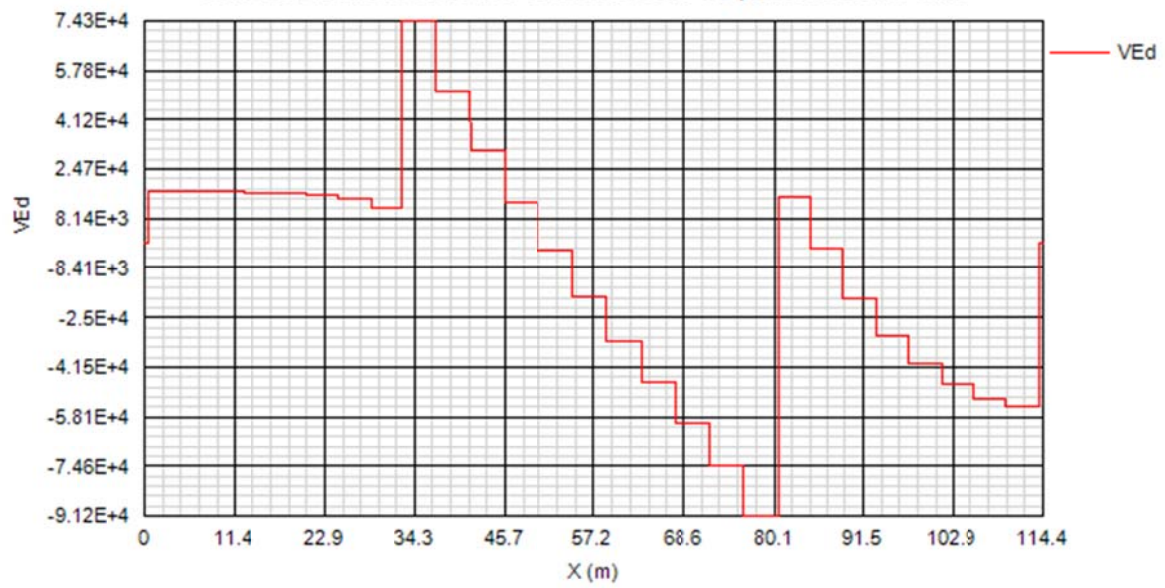




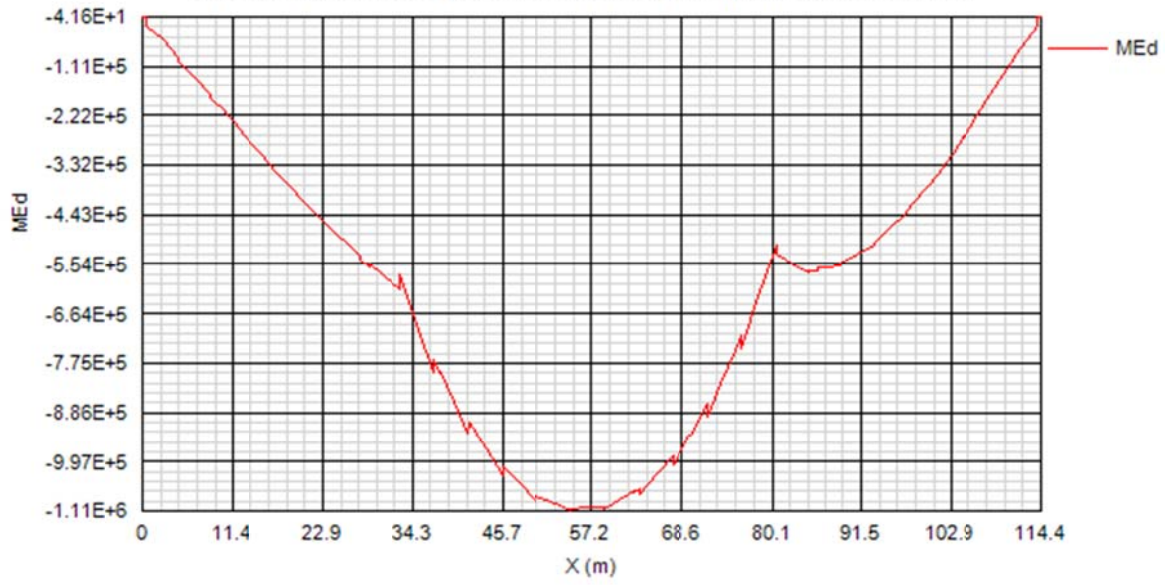
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmax



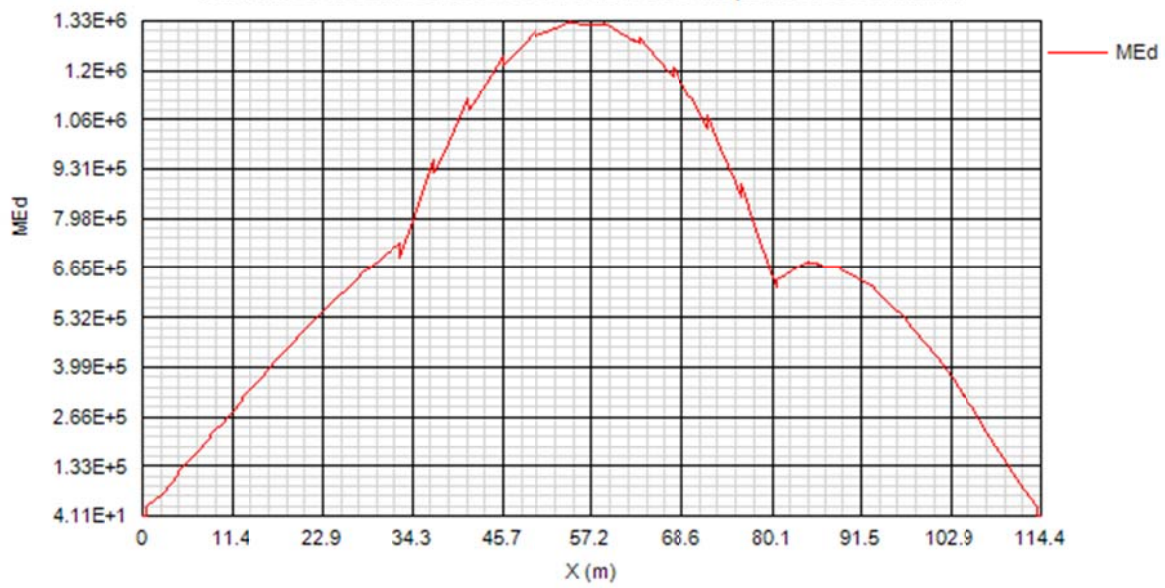
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmin

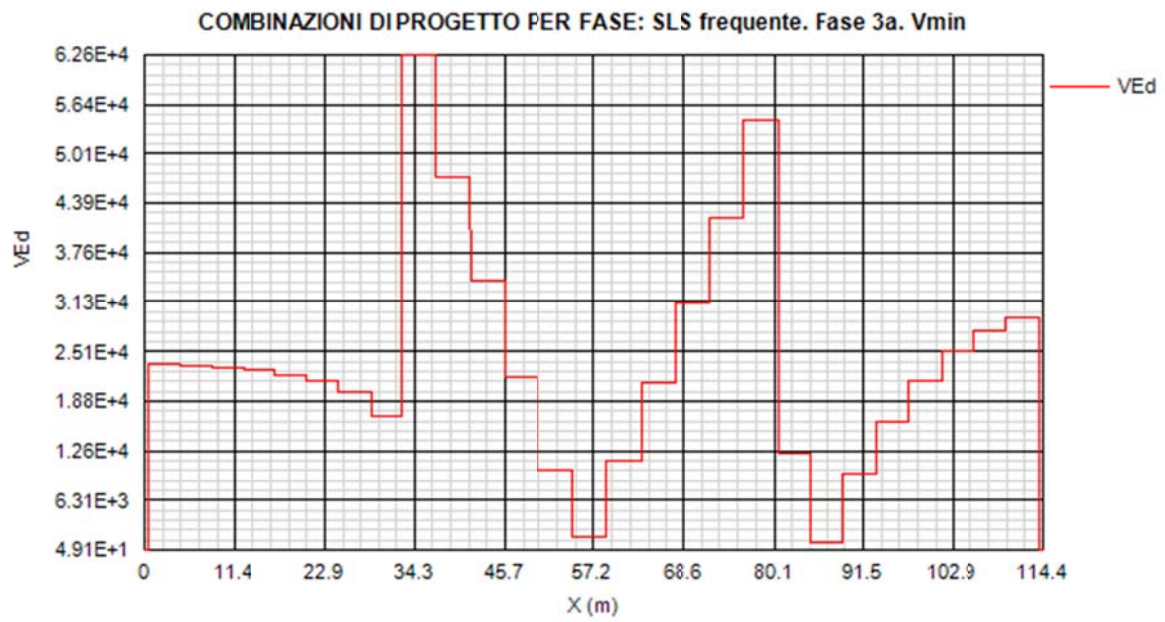
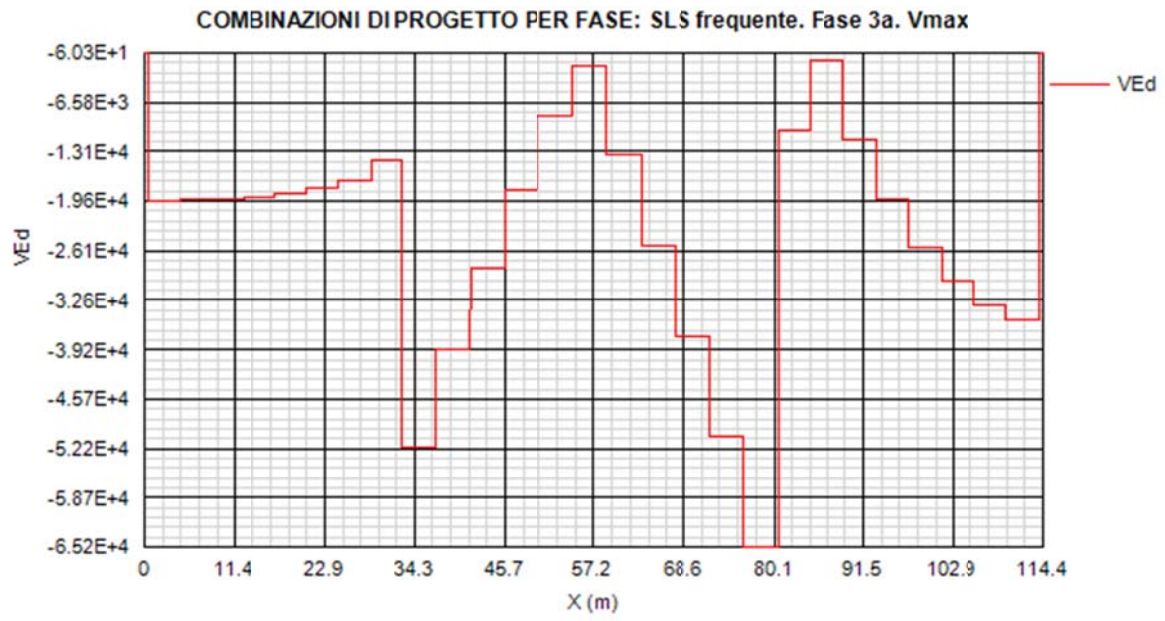


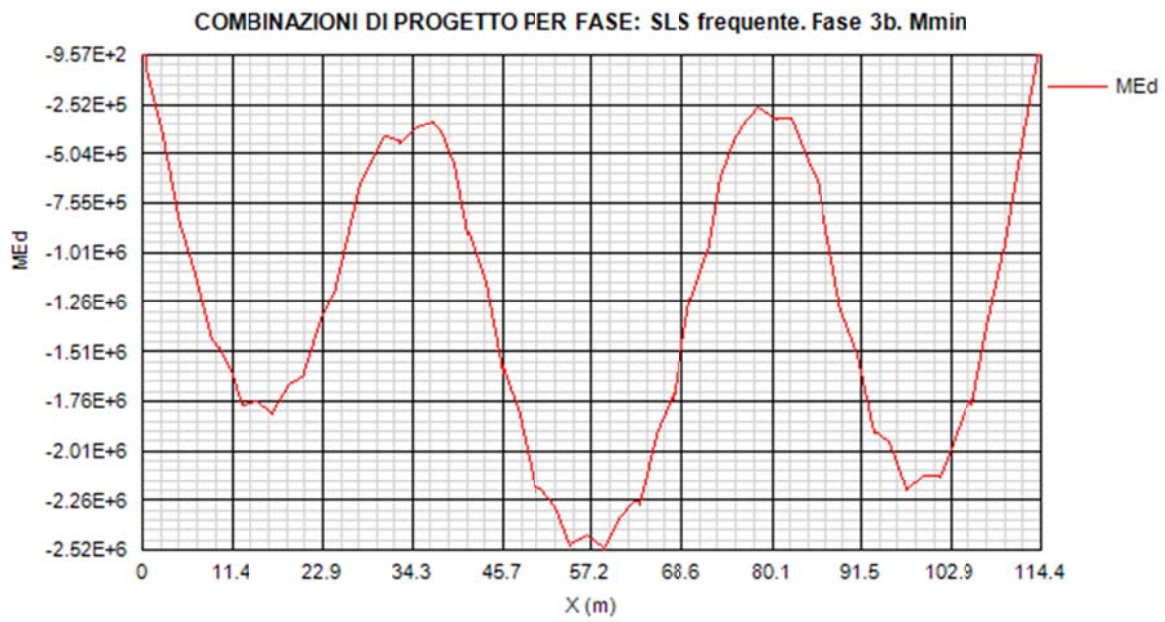
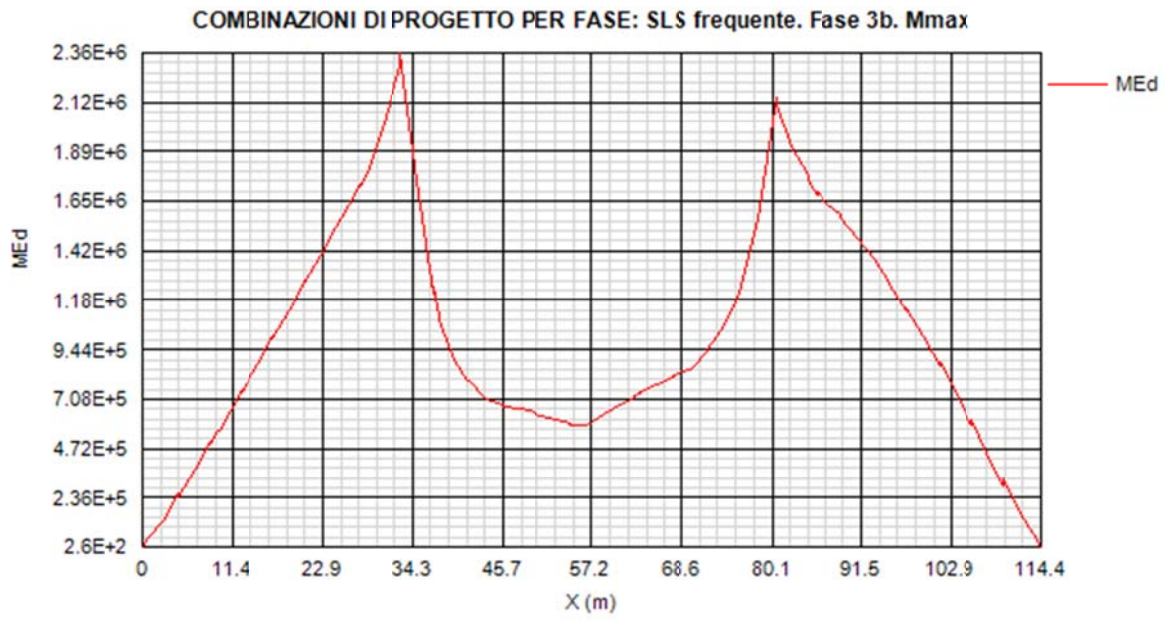
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmax



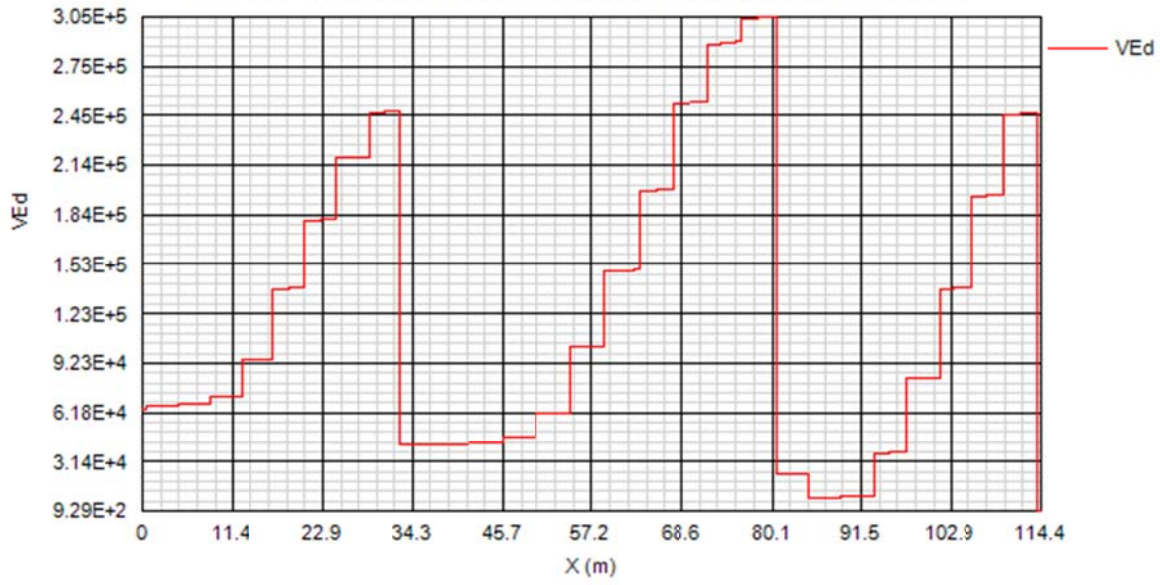
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmin



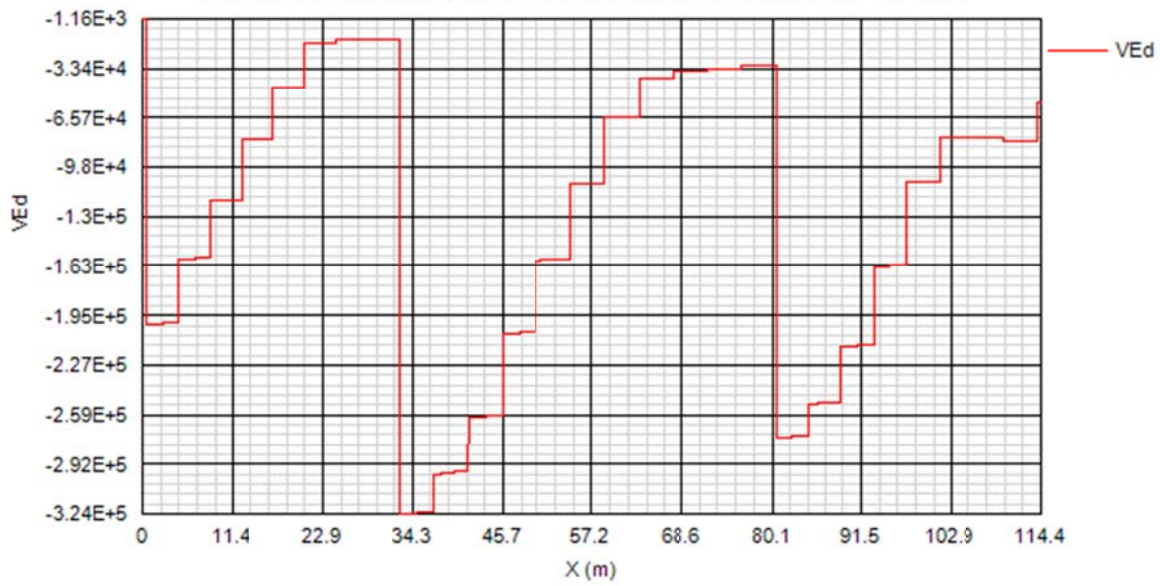


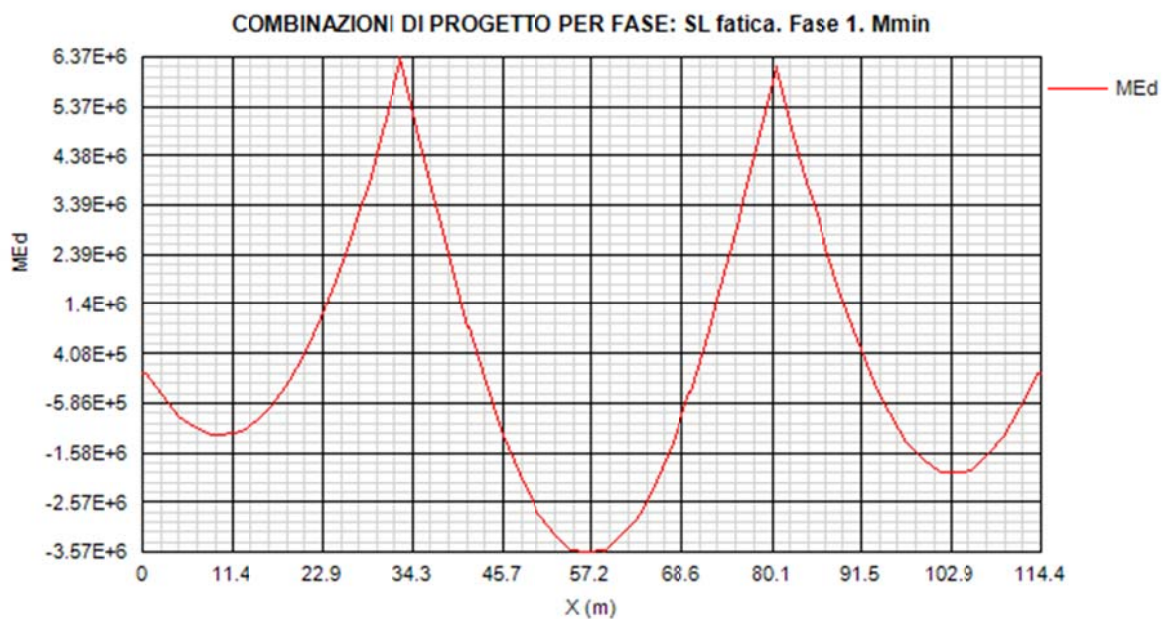
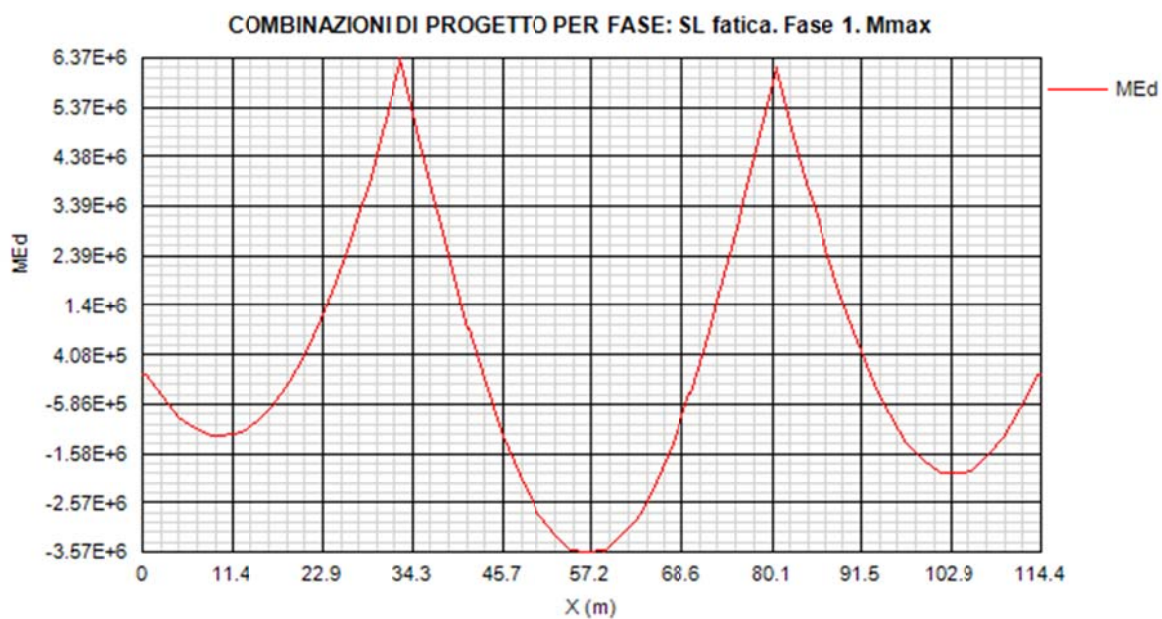


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

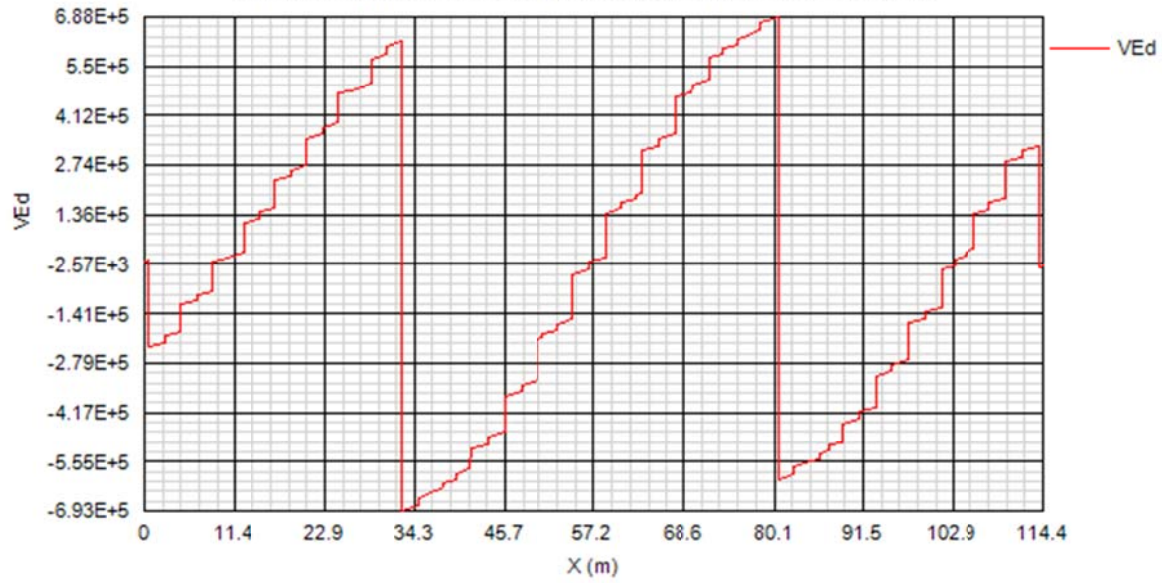


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

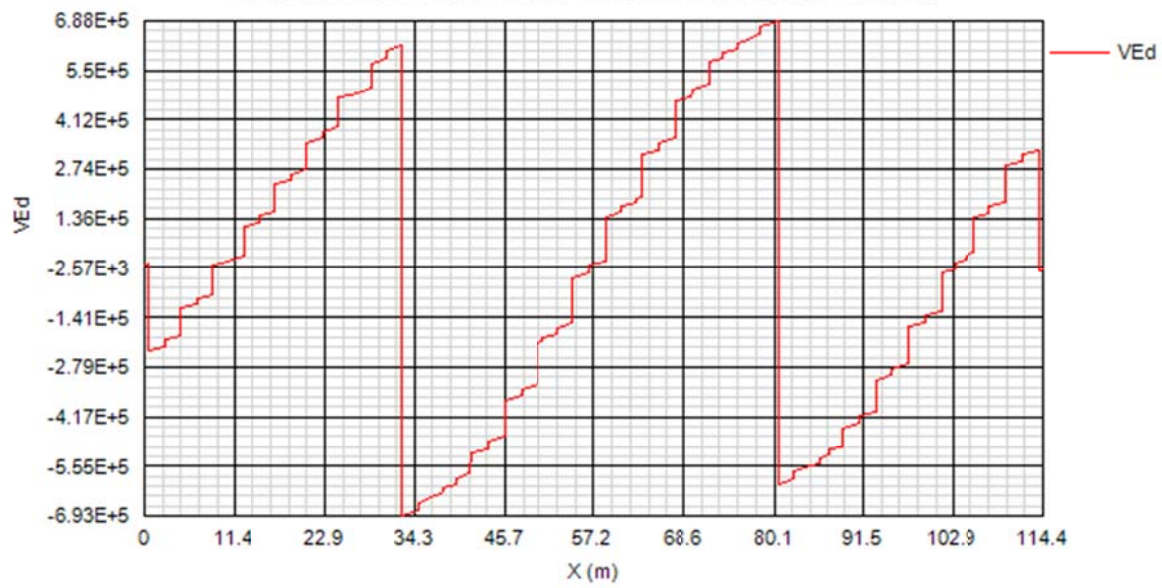


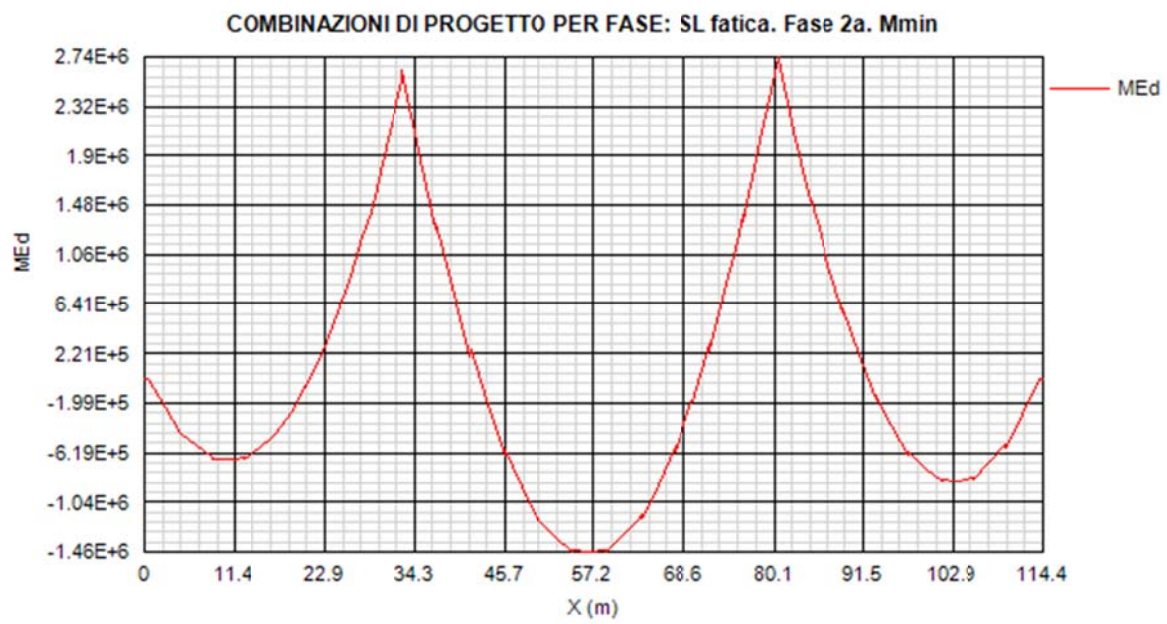
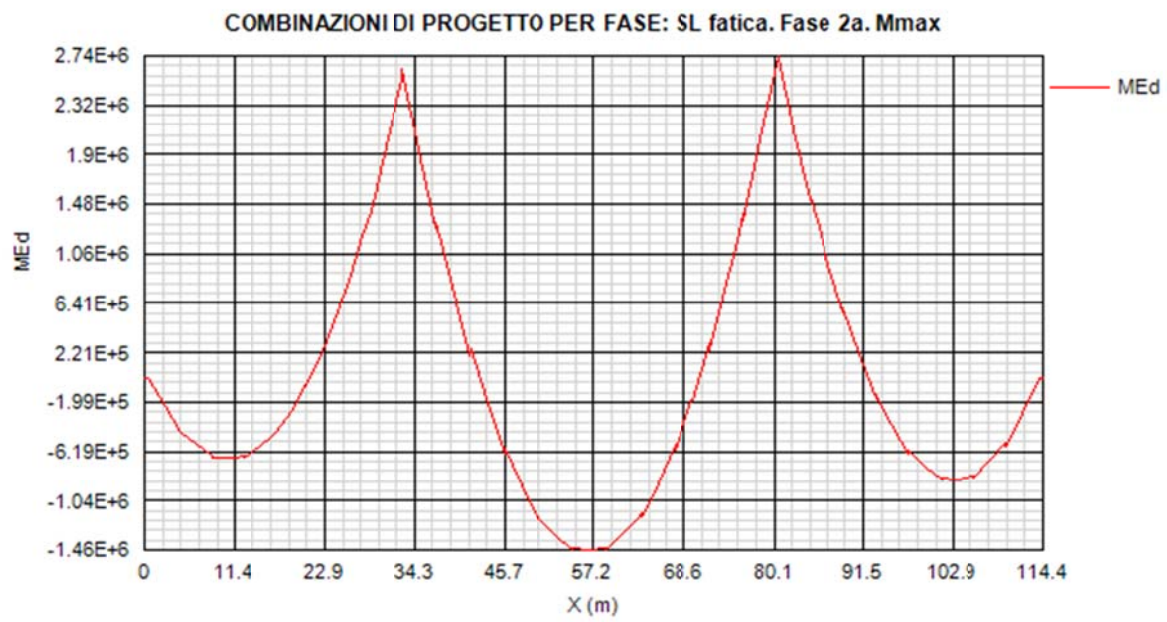


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmax

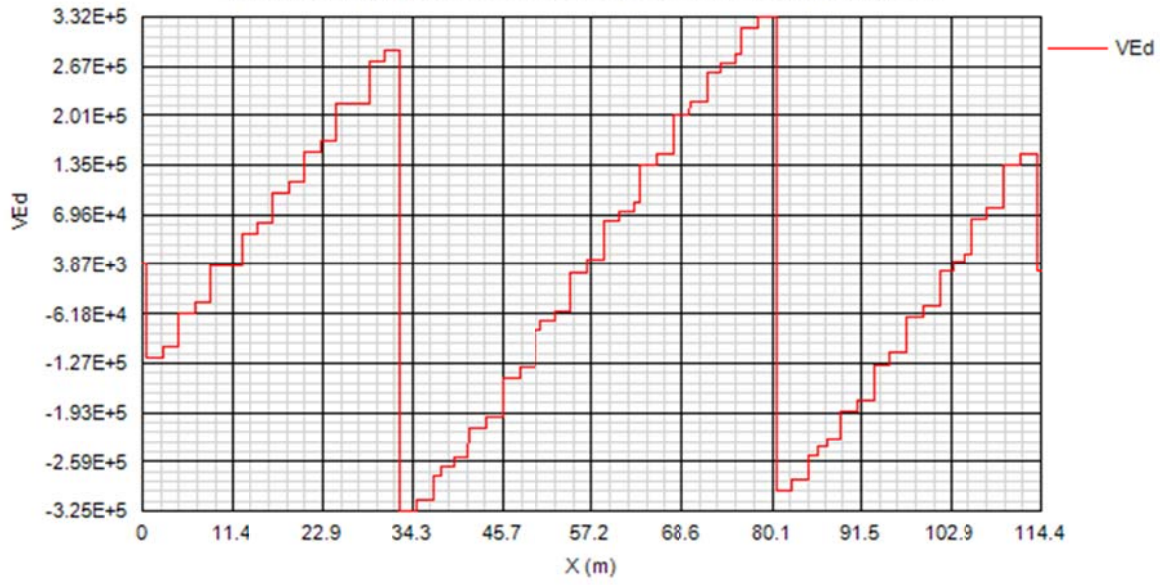


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmin

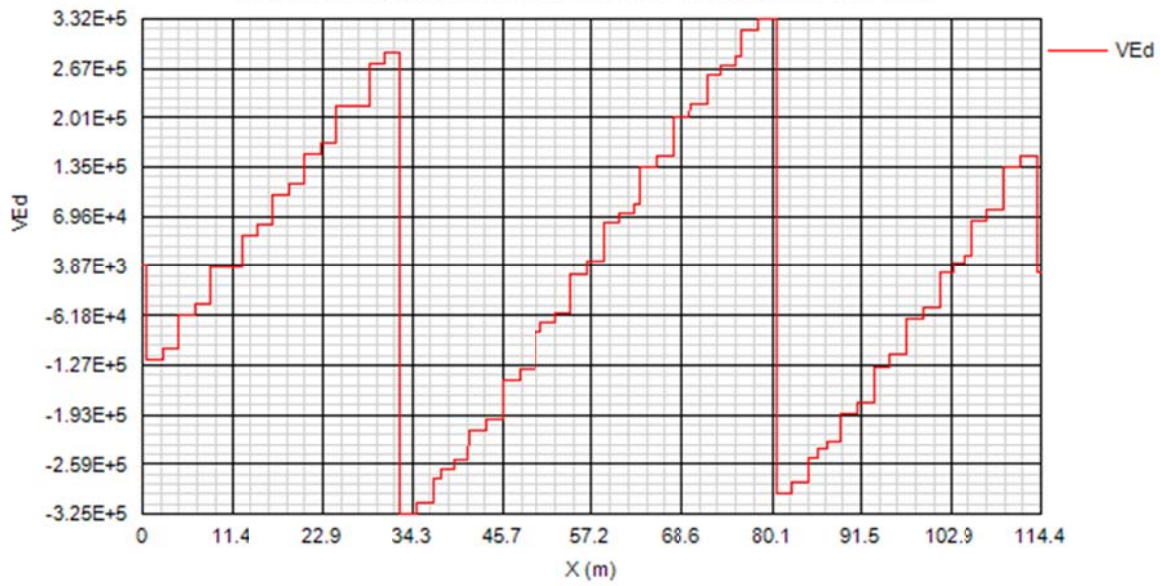


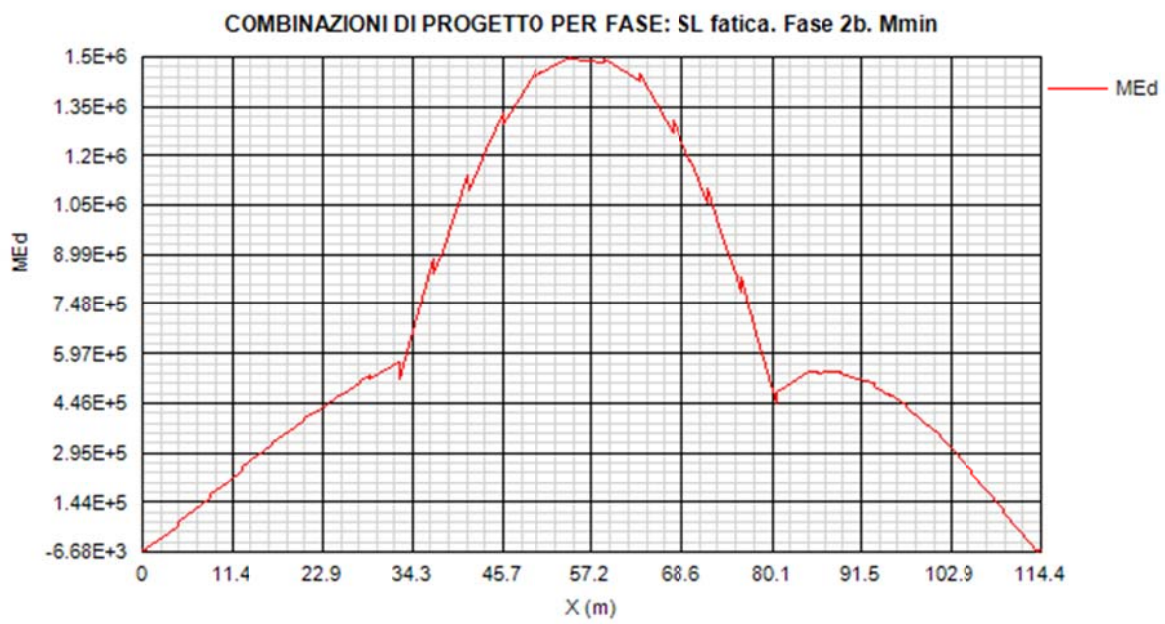
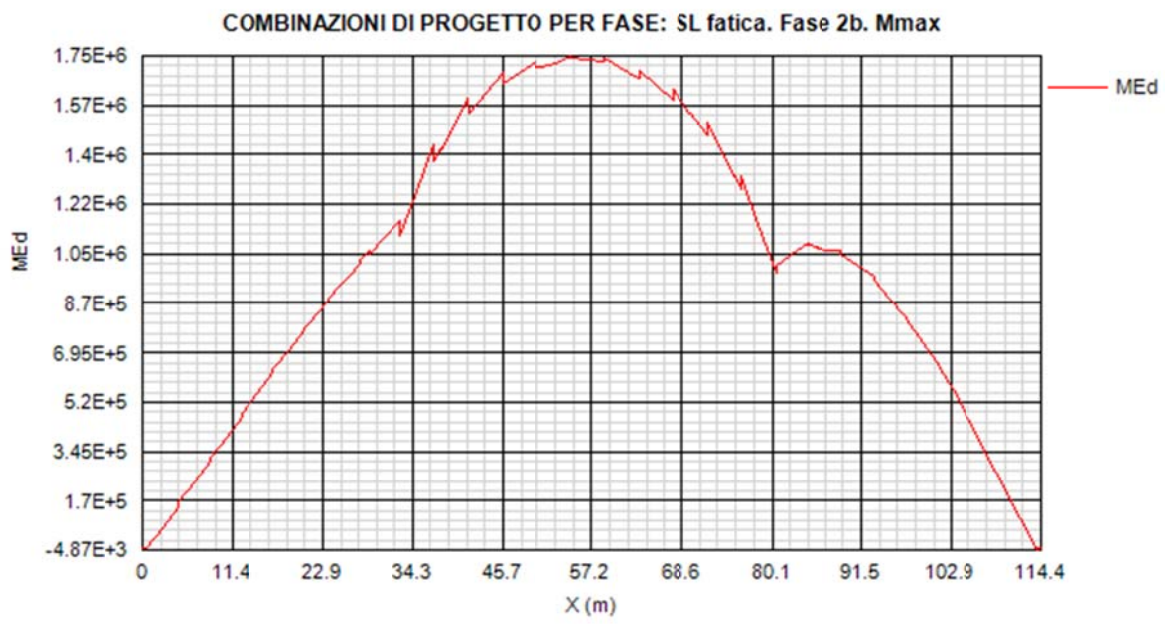


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmax

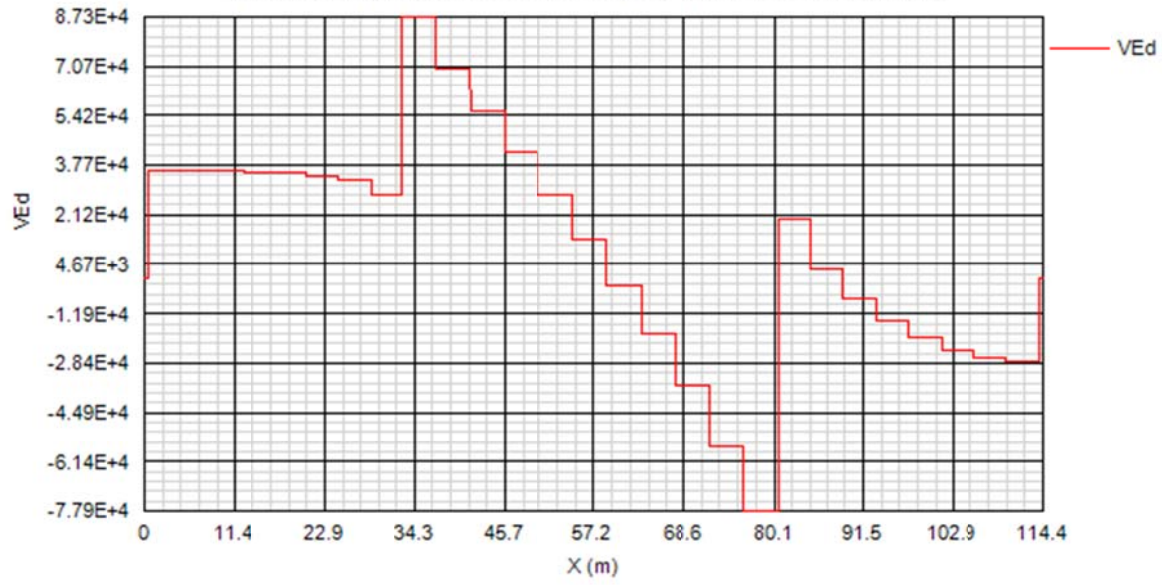


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmin

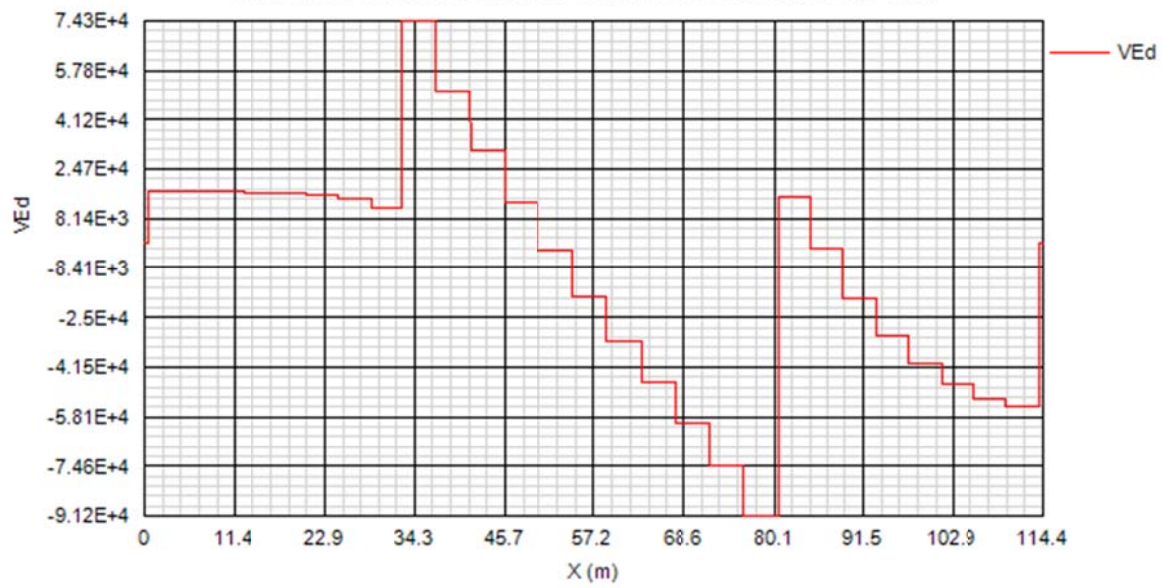


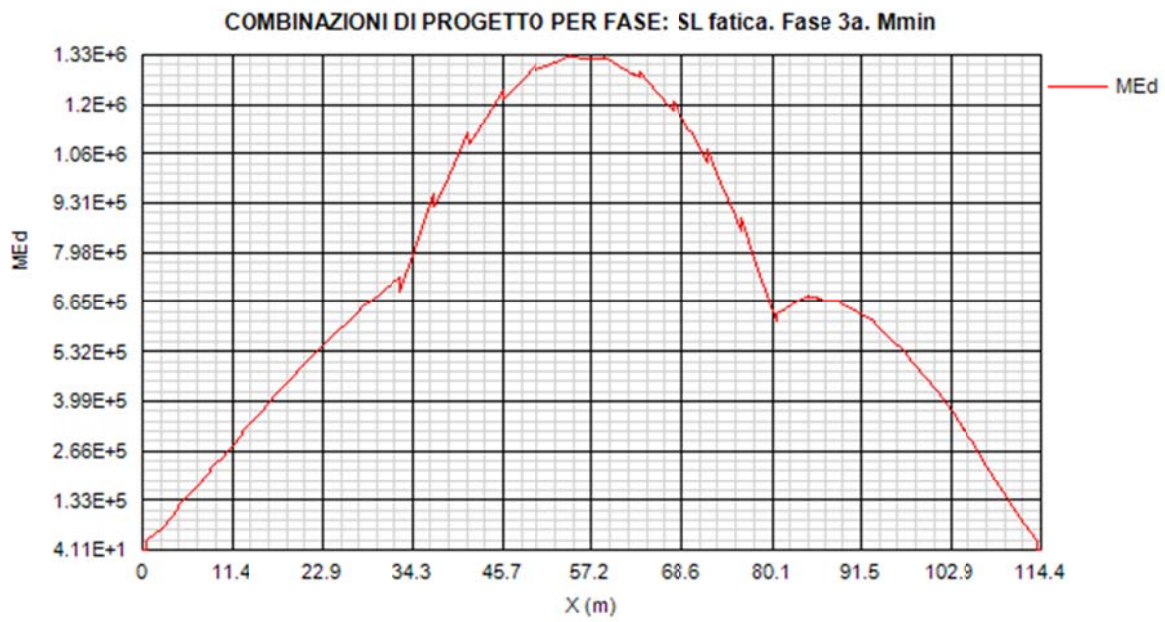
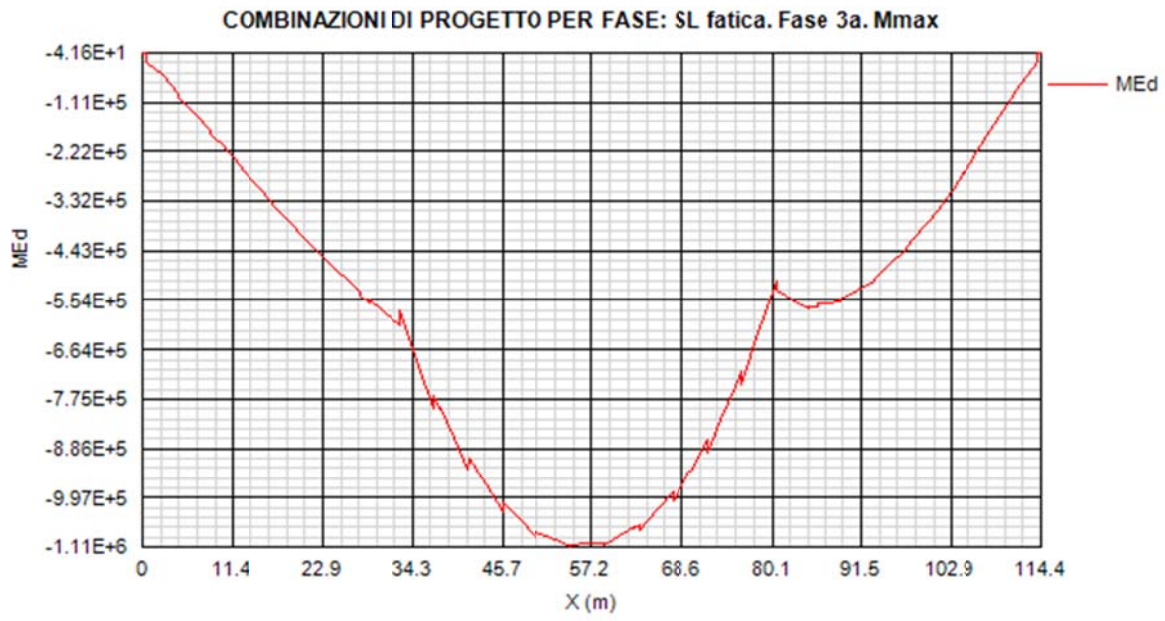


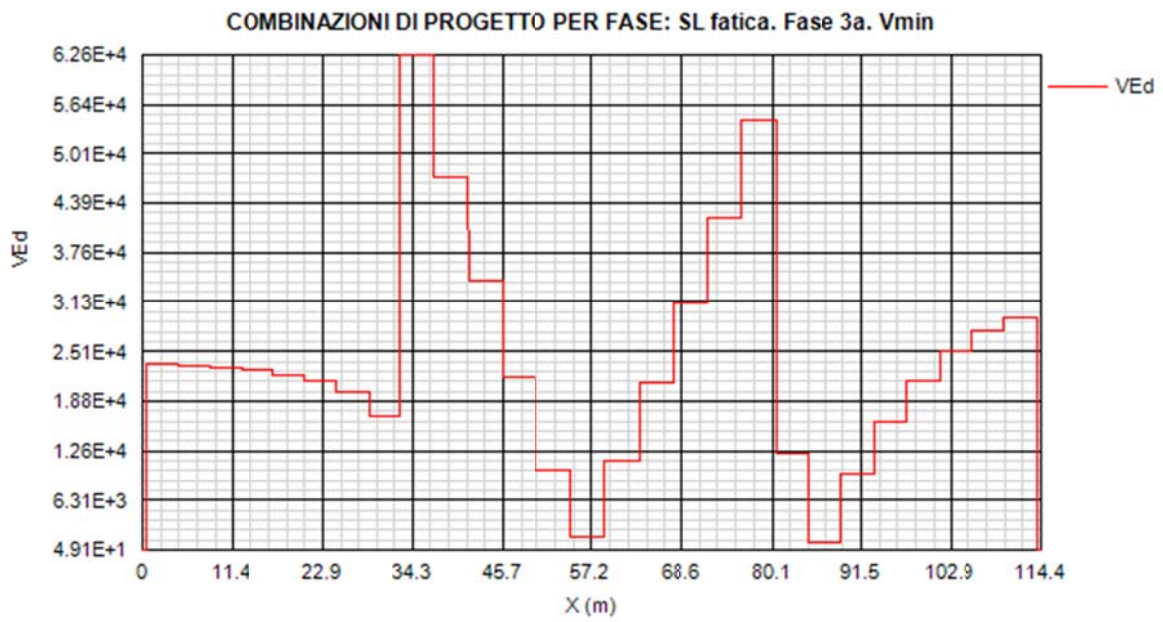
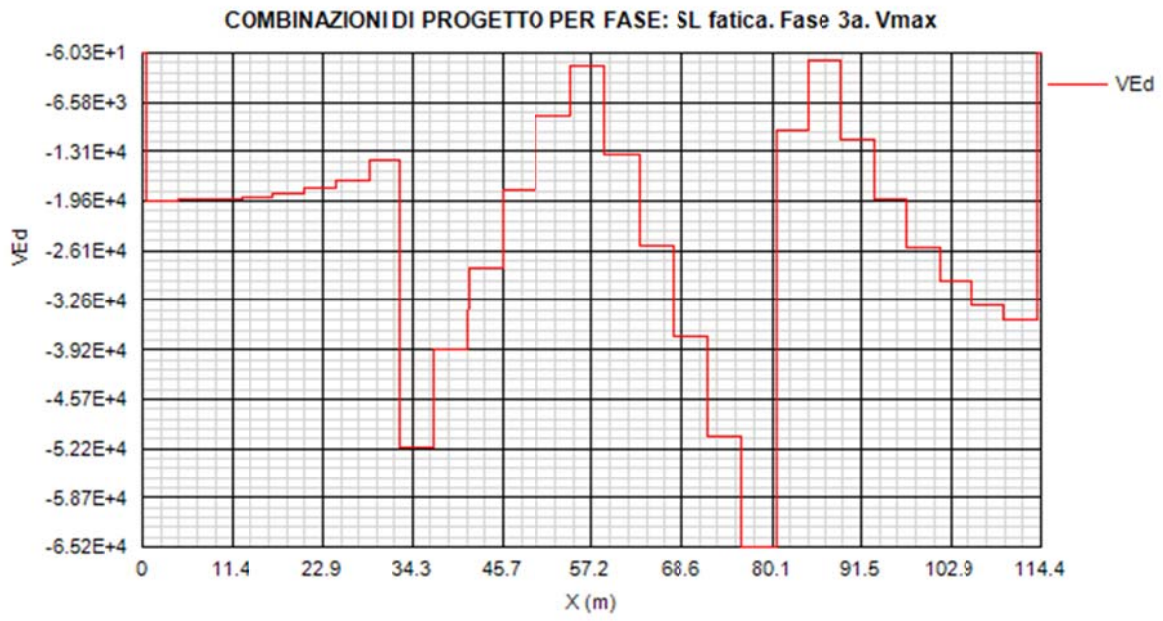
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Vmax

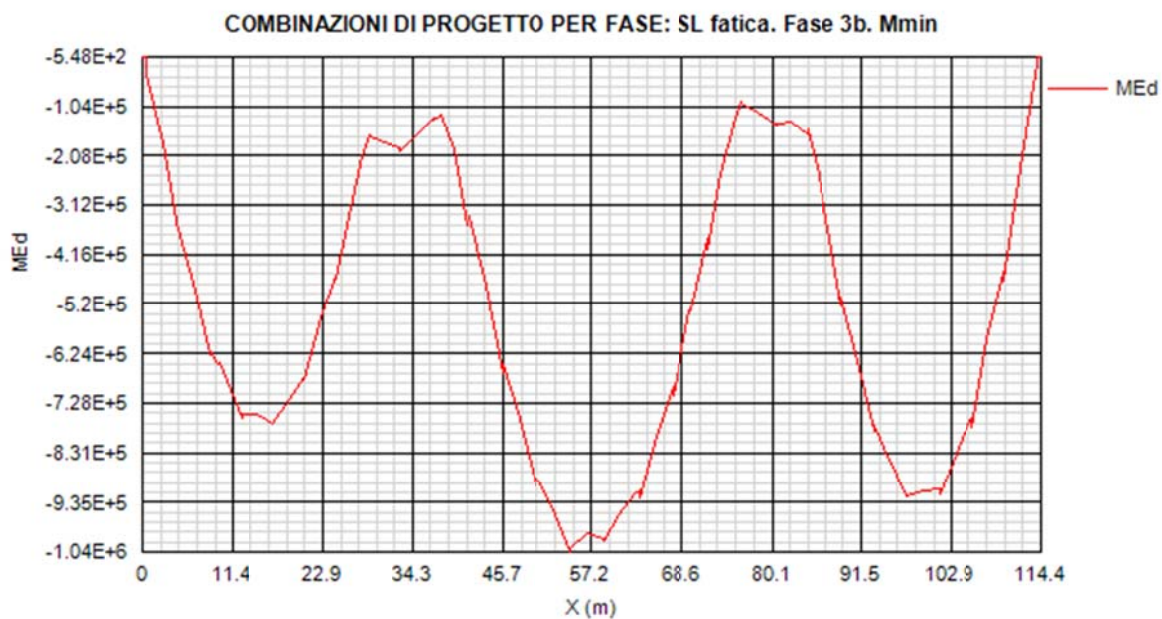
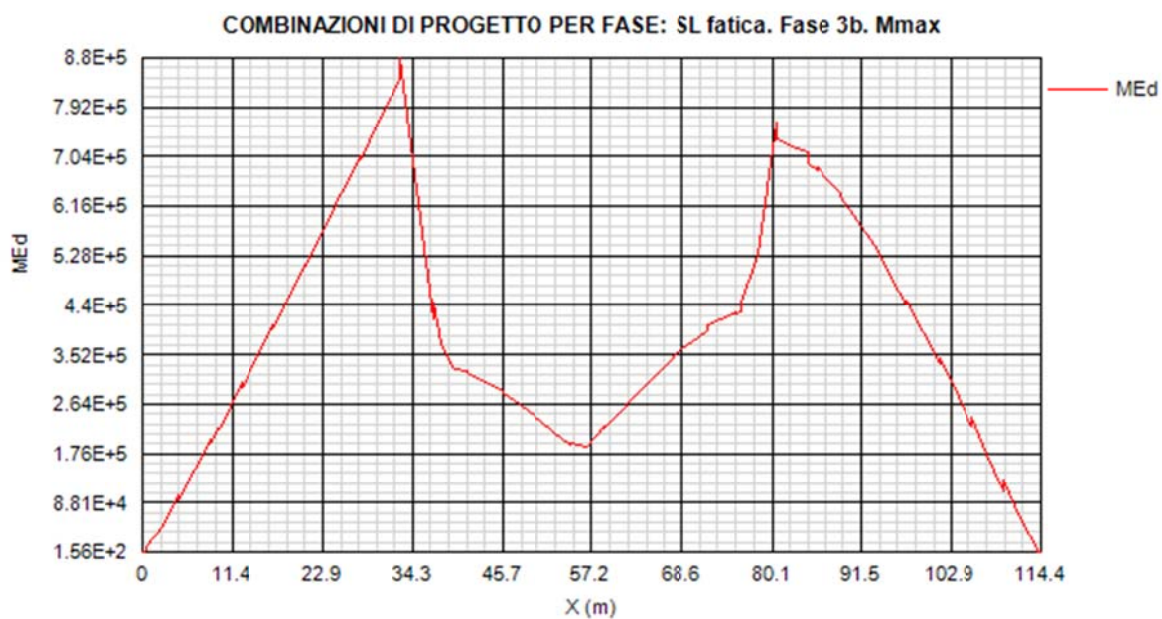


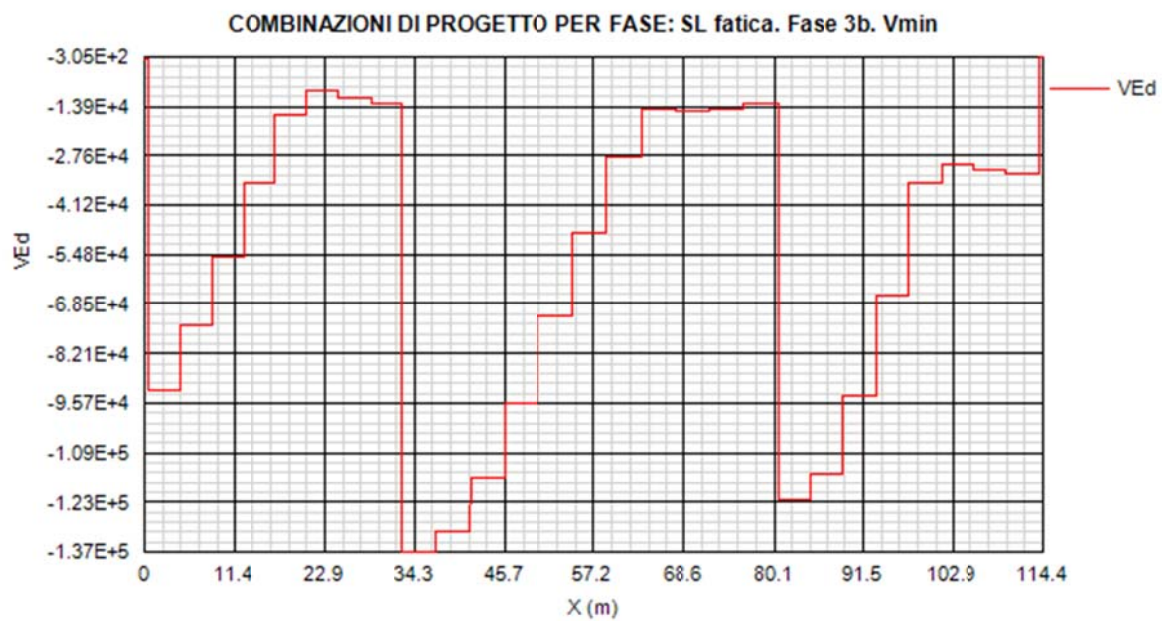
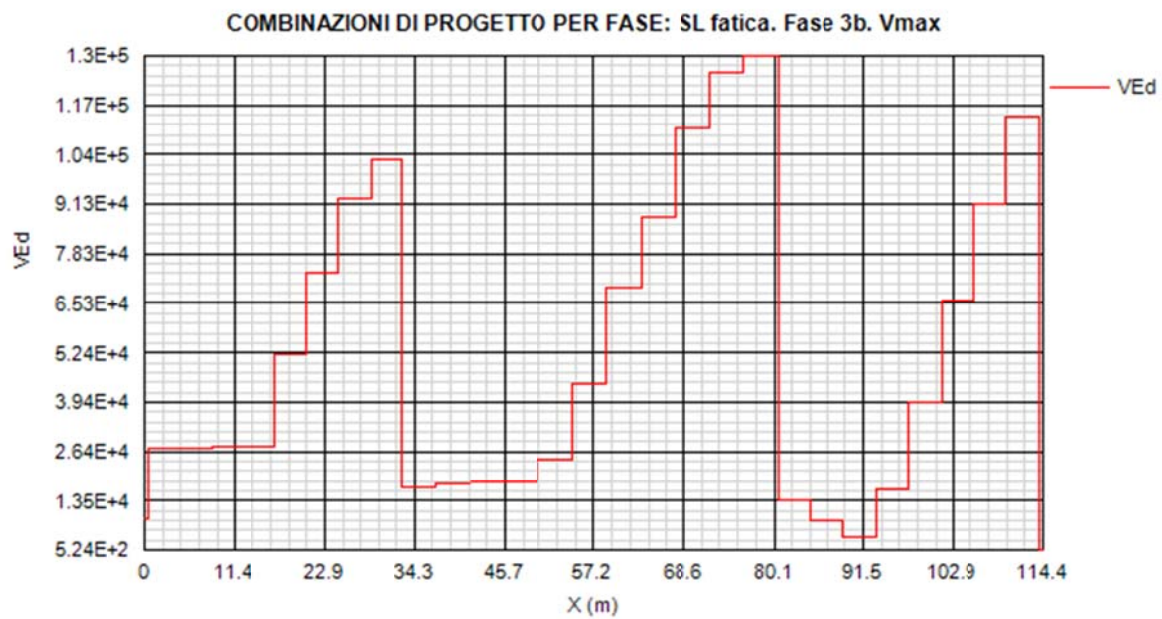
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Vmin











3.1.1.3 Quadro tensionale trasversi

La tipologia dell'opera comporta un quadro tensionale per i trasversi molto limitato.

Di seguito si riporta il momento flettente, tratto direttamente dall'analisi E.F., sotto la combinazione S.L.U. Mmax e S.L.U. Mmin

Traversi tipo

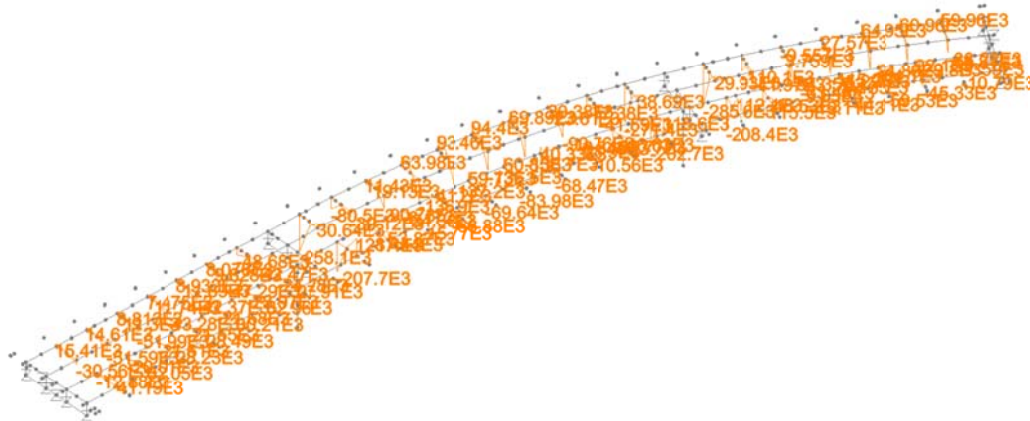
Scale: 1: 517.509
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.409777, -0.676541, 0.611862)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 SLU STR (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My (Units: N.m)
 Diagram maximum 269.338E3 at Gauss point 11 of element 458
 Diagram minimum -102.681E3 at Gauss point 11 of element 480
 Diagram scale: 1: 37.128E-6



Scale: 1: 517.509
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.409777, -0.676541, 0.611862)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 SLU STR (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My (Units: N.m)
 Diagram maximum 121.446E3 at Gauss point 1 of element 379
 Diagram minimum -285.579E3 at Gauss point 11 of element 480
 Diagram scale: 1: 35.0166E-6



Si rileva:

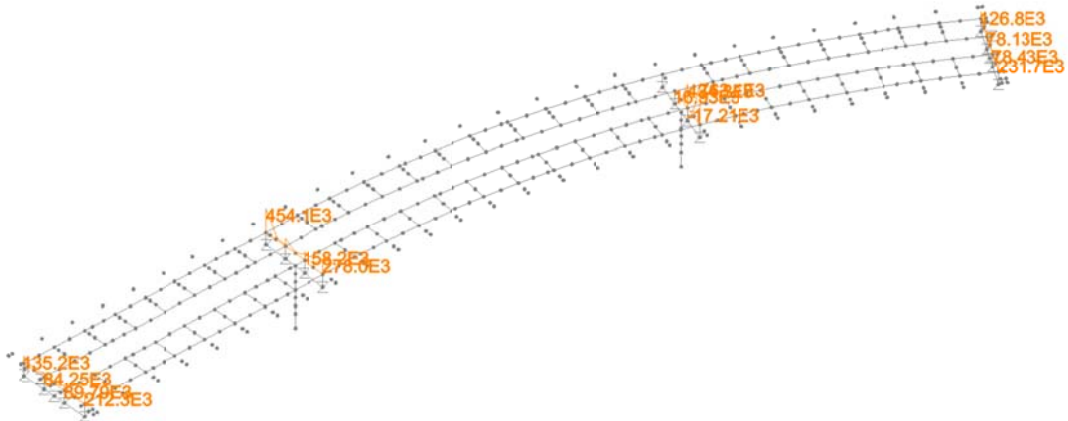
$$M_{\max} = 269.34 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -285.60 \text{ kNm}$$

Traversi sui sostegni

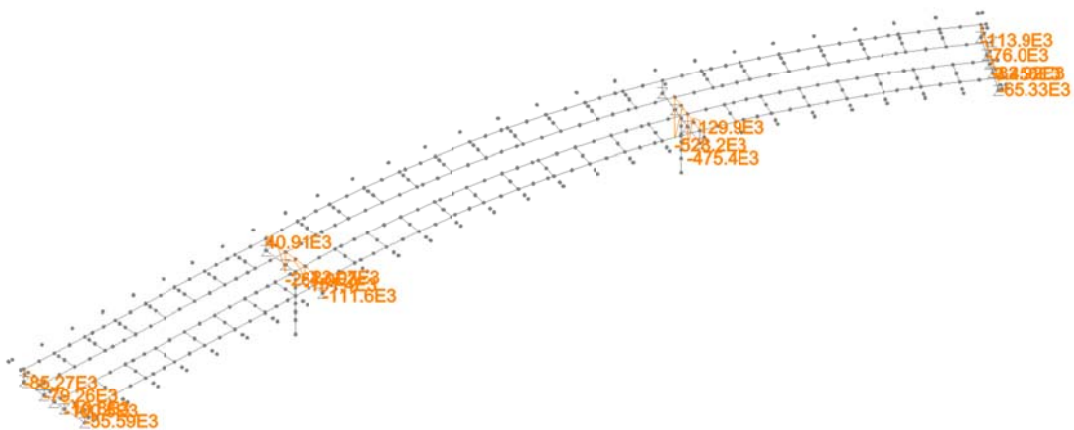
Scale: 1: 517.509
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.409777, -0.676541, 0.611862)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 SLU STR (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My (Units: N.m)
 Diagram maximum 763.13E3 at Gauss point 1 of element 449
 Diagram minimum -17.2135E3 at Gauss point 11 of element 450
 Diagram scale: 1: 13.1039E-6



Scale: 1: 517.509
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.409777, -0.676541, 0.611862)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: My
 SLU STR (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My (Units: N.m)
 Diagram maximum 129.895E3 at Gauss point 1 of element 449
 Diagram minimum -528.172E3 at Gauss point 11 of element 452
 Diagram scale: 1: 18.9332E-6



Si rileva:

$$M_{\max} = 763.13 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -528.17 \text{ kNm}$$

Per i traversi intermedi, il massimo momento resistente allo S.L.U. elastico risulta:

$$M_{Rd} = 355/1.05 \times 3.546e6/1000^2 = 1198.97 \text{ kNm}$$

Essendo $M_{Ed} \ll M_{Rd}$, non si procede in questa sede ad ulteriori verifiche.

3.2 Analisi dinamica

La massa complessiva della struttura risulta così composta:

M1 = 326620 kg	struttura metallica
M2 = 1453674 kg	soletta in cls e sovraccarichi permanenti
M3 = 1067830 kg	sostegni e fondazioni

Per un totale di:

$$M_{tot} = 2841824 \text{ kg}$$

Ai fini dell'analisi dinamica, per la valutazione dell'analisi, non si tiene conto della massa, sismicamente "Inattiva" afferenti ai plinti di fondazione, che risulta:

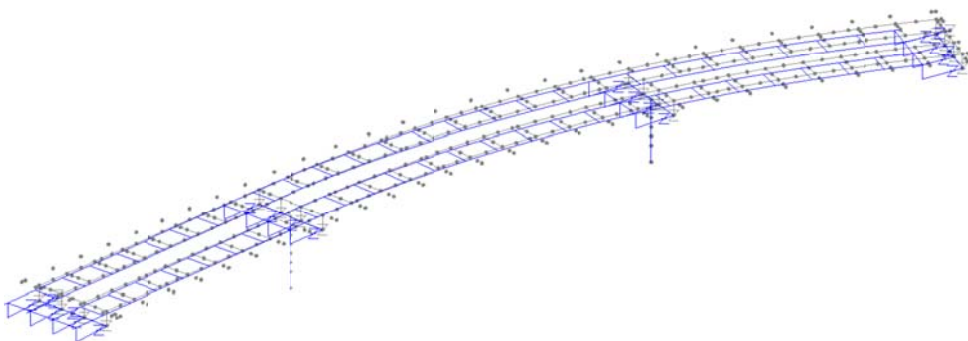
$$\Delta M_4 = 631795 \text{ kg}$$

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi venti modi, risultando attivato circa l'80% della massa complessiva di impalcato e pile.

Nelle figure seguenti si riportano i modi principali orizzontali e verticali, risp. modo 1 longitudinale, modo 2, trasversale, e modo 6, verticale.

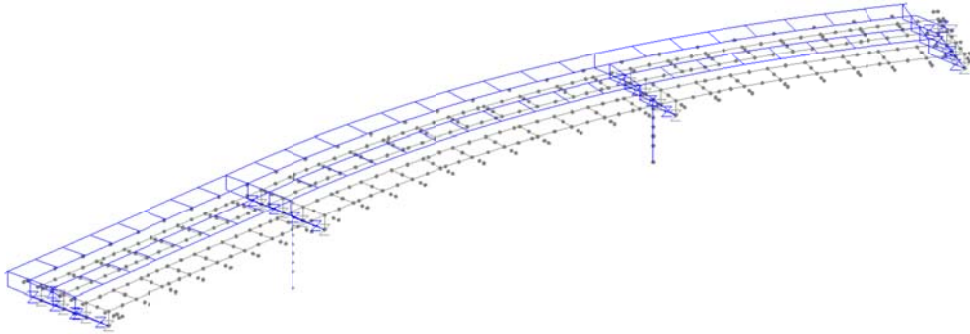
Modo 1 (f = 0.82 Hz)

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.546199, -0.731337, 0.408428)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 1
Results file: model_tangusci_v4-fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 26.7299
Natural frequency: 0.822847
Error norm: 33.2064E-9
Maximum displacement 0.763949E-3 at node 62
Deformation exaggeration: 6.77412E3

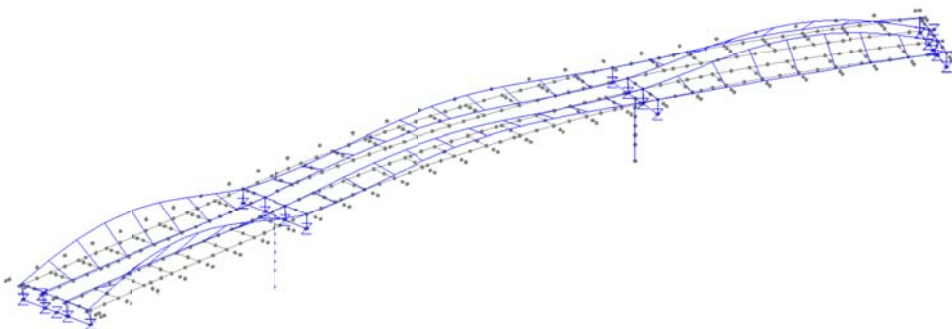


Modo 2 (f=0.824 Hz)

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.546199, -0.731337, 0.408428)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 2
Results file: model_tangusci_v4~fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 26.8214
Natural frequency: 0.824254
Error norm: 34.1009E-9
Maximum displacement 0.760737E-3 at node 985
Deformation exaggeration: 6.80272E3

**Modo 11 (f=4.26 Hz)**

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.546199, -0.731337, 0.408428)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 11
Results file: model_tangusci_v4~fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 718.364
Natural frequency: 4.26572
Error norm: 0.375339E-6
Maximum displacement 1.90624E-3 at node 182
Deformation exaggeration: 2.71481E3



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE M.P.F.	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	-1298.	0.7626	0.7626	-157.0	0.1115E-01	0.1115E-01	0.1545E-01	0.1080E-09	0.1080E-09
2	-156.4	0.1106E-01	0.7737	1313.	0.7800	0.7912	-0.5773	0.1508E-06	0.1509E-06
3	-134.5	0.8182E-02	0.7819	9.465	0.4054E-04	0.7912	-0.1804E-01	0.1473E-09	0.1510E-06
4	-0.3350	0.5078E-07	0.7819	-0.6314	0.1804E-06	0.7912	165.7	0.1243E-01	0.1243E-01
5	-0.2271	0.2333E-07	0.7819	0.8360	0.3162E-06	0.7912	231.2	0.2418E-01	0.3660E-01
6	0.5409	0.1324E-06	0.7819	0.4881	0.1078E-06	0.7912	168.9	0.1290E-01	0.4951E-01
7	0.3601E-01	0.5866E-09	0.7819	0.4781	0.1034E-06	0.7912	148.0	0.9906E-02	0.5941E-01
8	-0.2814	0.3582E-07	0.7819	-4.876	0.1076E-04	0.7912	14.40	0.9381E-04	0.5951E-01
9	1.034	0.4837E-06	0.7819	-1.177	0.6272E-06	0.7912	-129.7	0.7616E-02	0.6712E-01
10	-0.7270	0.2392E-06	0.7819	-17.98	0.1463E-03	0.7914	61.94	0.1736E-02	0.6886E-01
11	-0.8345E-01	0.3151E-08	0.7819	1.060	0.5084E-06	0.7914	437.5	0.8659E-01	0.1554
12	0.4655E-01	0.9803E-09	0.7819	1.766	0.1412E-05	0.7914	768.7	0.2674	0.4228
13	-0.9292E-01	0.3907E-08	0.7819	0.4671	0.9873E-07	0.7914	-557.7	0.1407	0.5636
14	-0.5526	0.1382E-06	0.7819	0.2790	0.3523E-07	0.7914	-77.01	0.2683E-02	0.5663
15	-0.3102	0.4355E-07	0.7819	-0.3155	0.4504E-07	0.7914	-9.899	0.4434E-04	0.5663
16	0.8388	0.3183E-06	0.7819	0.1651	0.1234E-07	0.7914	-17.86	0.1443E-03	0.5664
17	0.5961	0.1608E-06	0.7819	0.5635	0.1437E-06	0.7914	41.77	0.7893E-03	0.5672
18	0.3177	0.4566E-07	0.7819	0.1916	0.1662E-07	0.7914	36.34	0.5976E-03	0.5678
19	-2.792	0.3526E-05	0.7819	-0.1397	0.8825E-08	0.7914	5.800	0.1522E-04	0.5678
20	-0.7487E-01	0.2536E-08	0.7819	-0.9559	0.4135E-06	0.7914	14.44	0.9437E-04	0.5679

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

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

Data la configurazione planimetrica dell'opera, che presenta asse curvo, l'attenzione viene focalizzata sulle due travi di bordo, indicate nel prosieguo come "trave di sinistra" e "trave di destra", caratterizzate da condizioni di lavoro più sfavorevoli rispetto alle travi centrali.

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 .

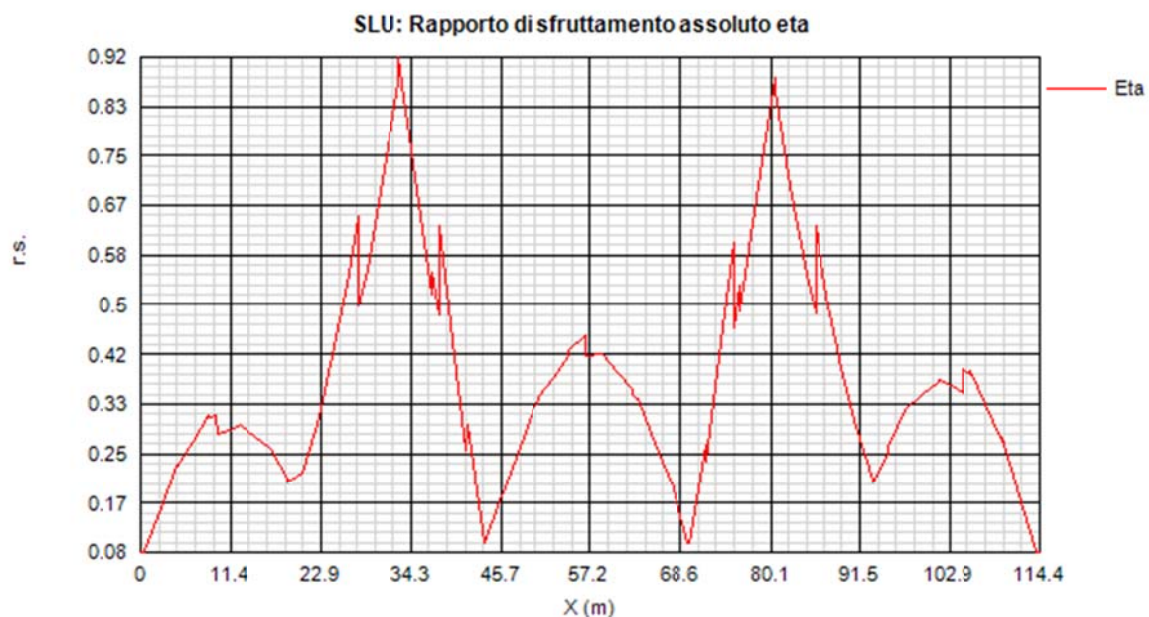
max η_1 / η_{1p}

Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{1p} = M_{Ed}/M_{pl}$ (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.

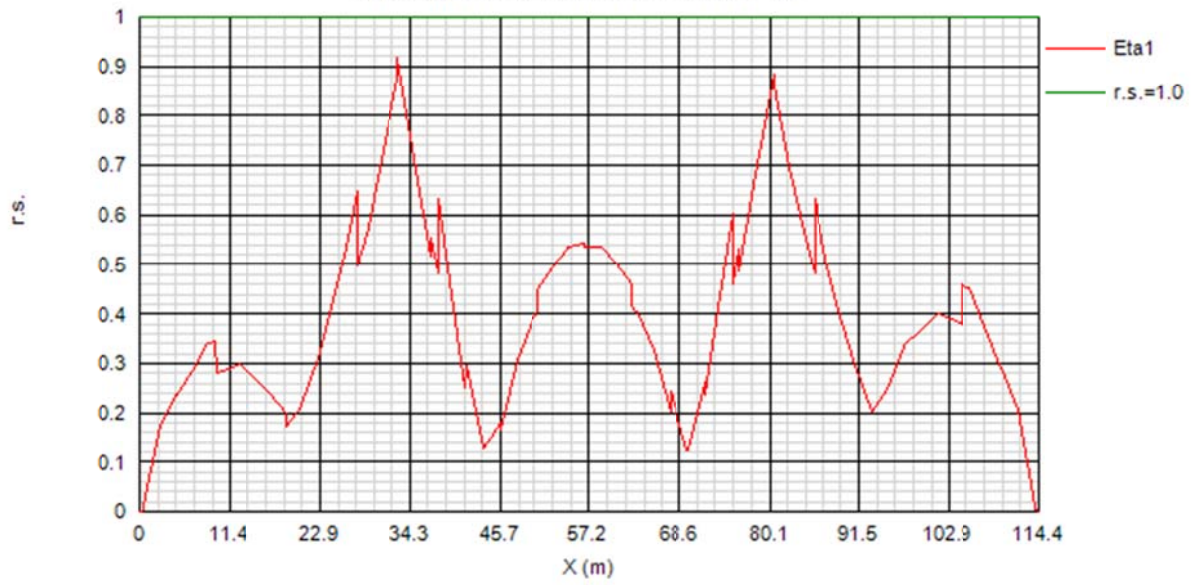
max η_3

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

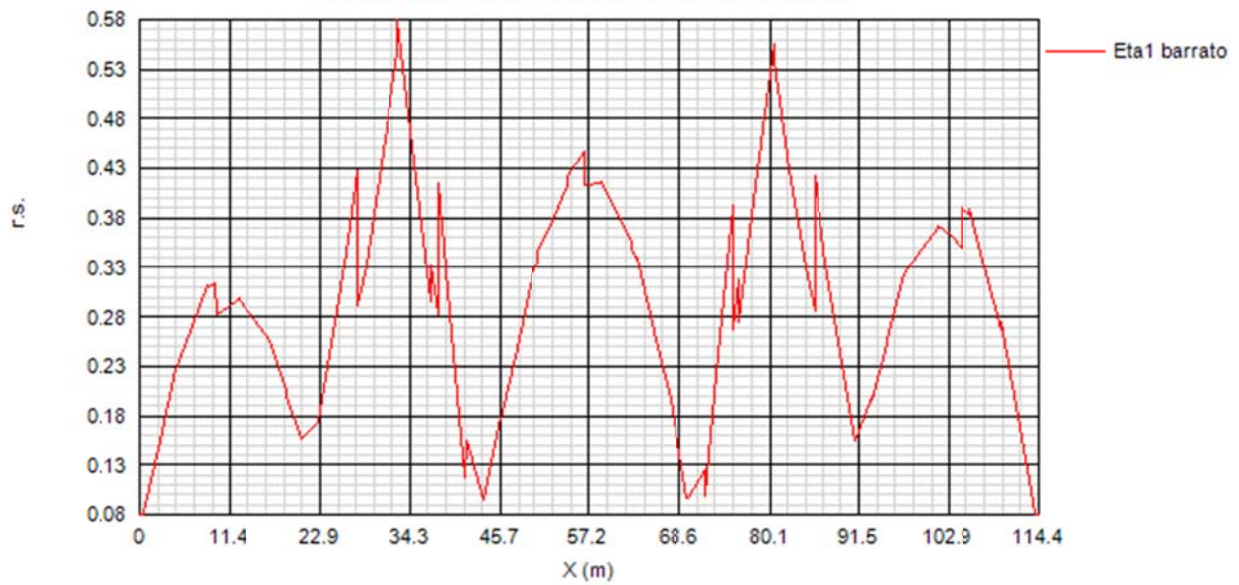
Trave di sinistra

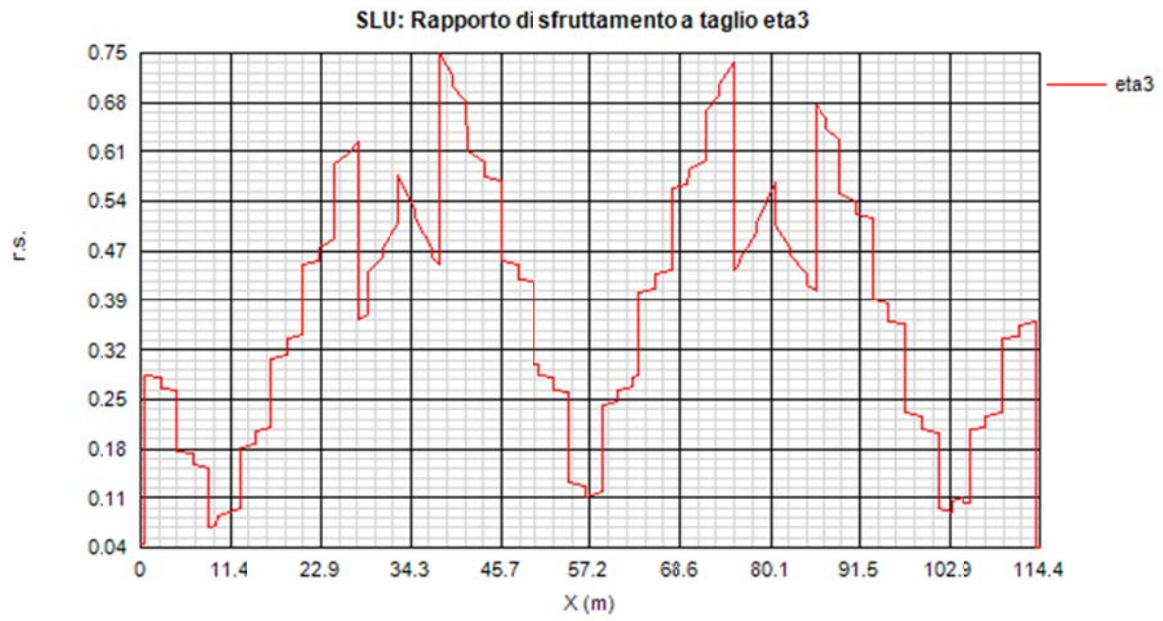


SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1

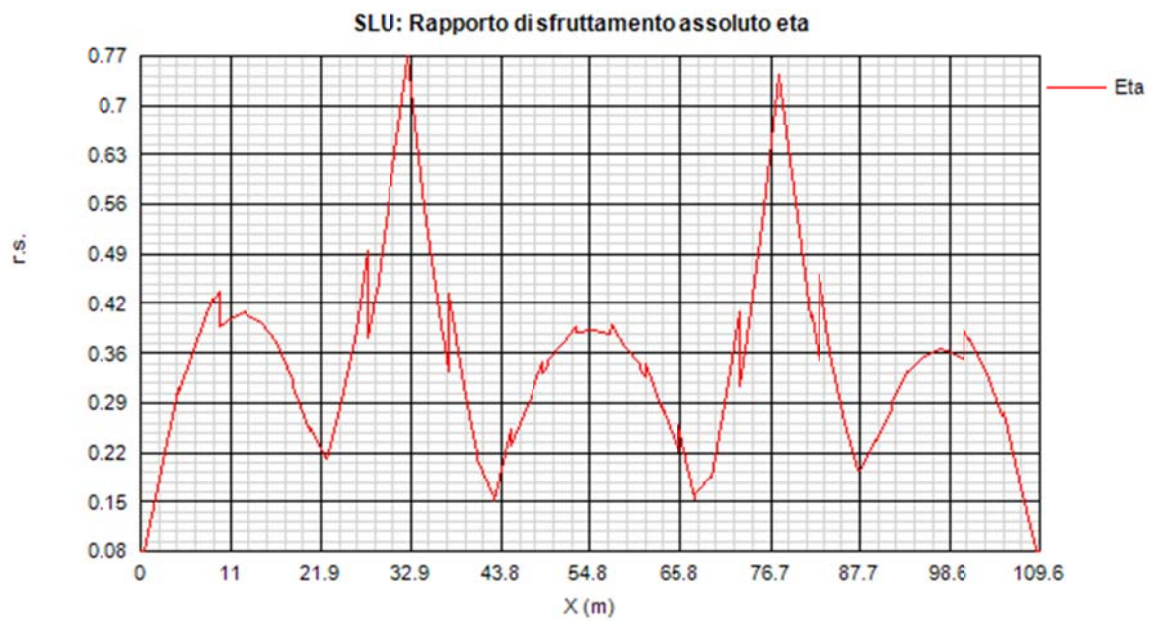


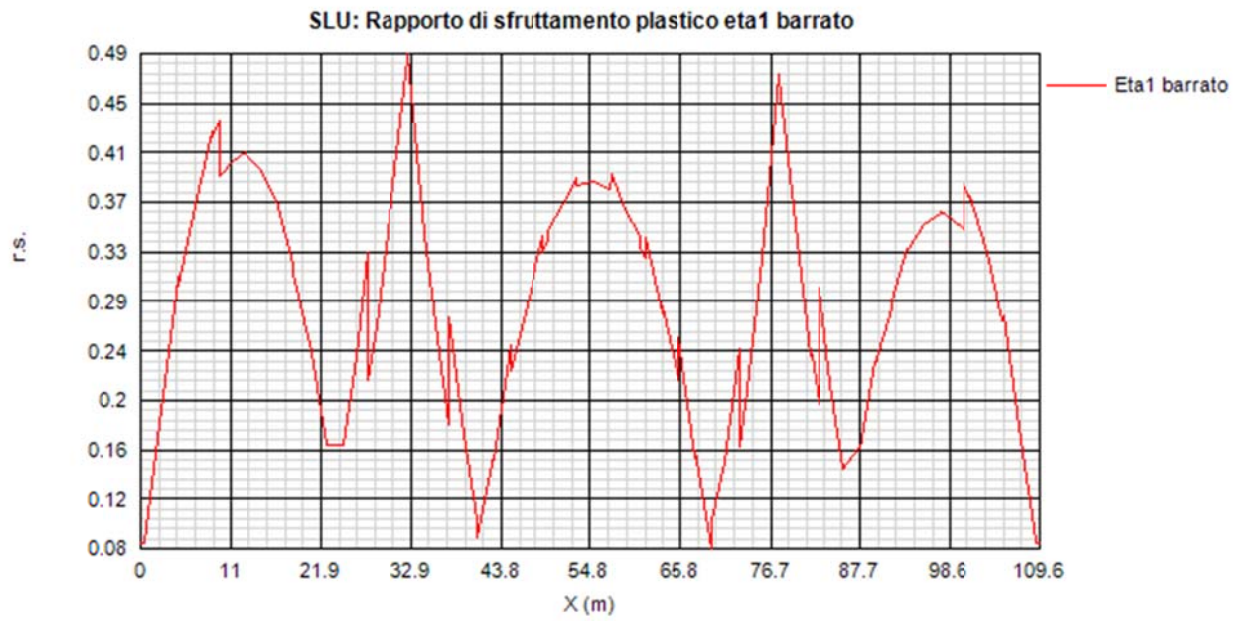
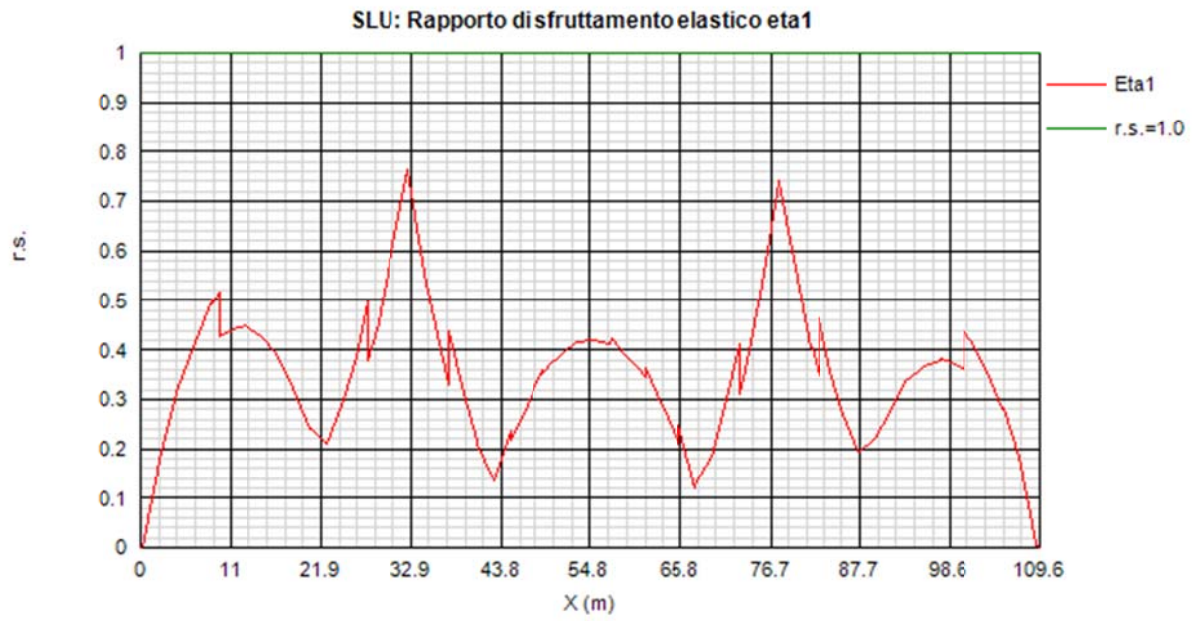
SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato

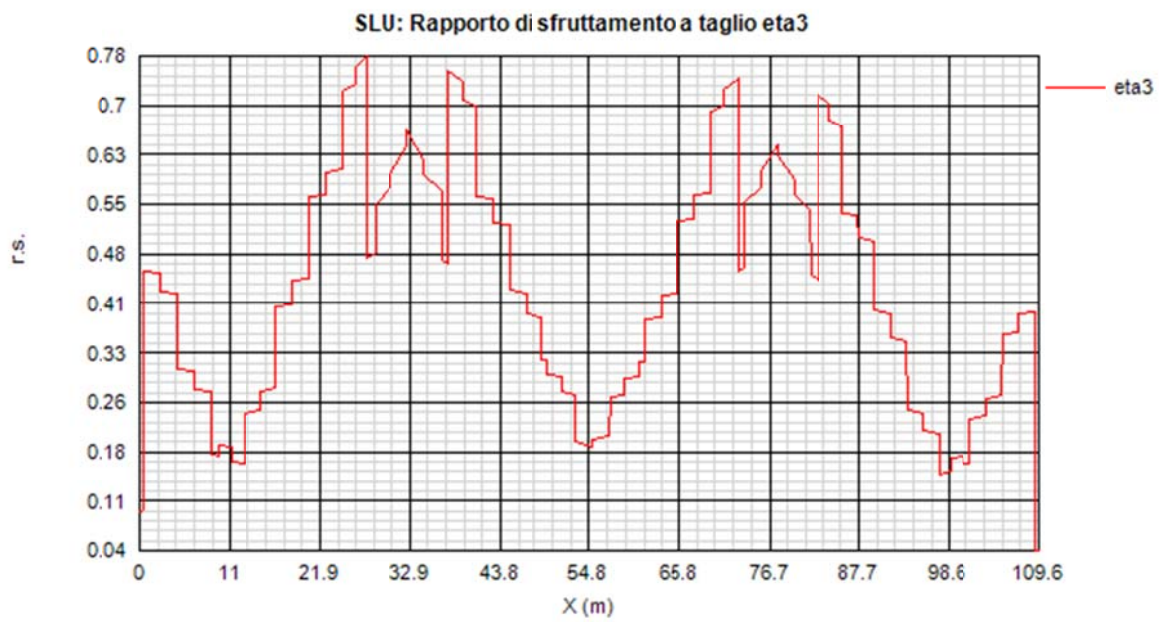




Trave di destra



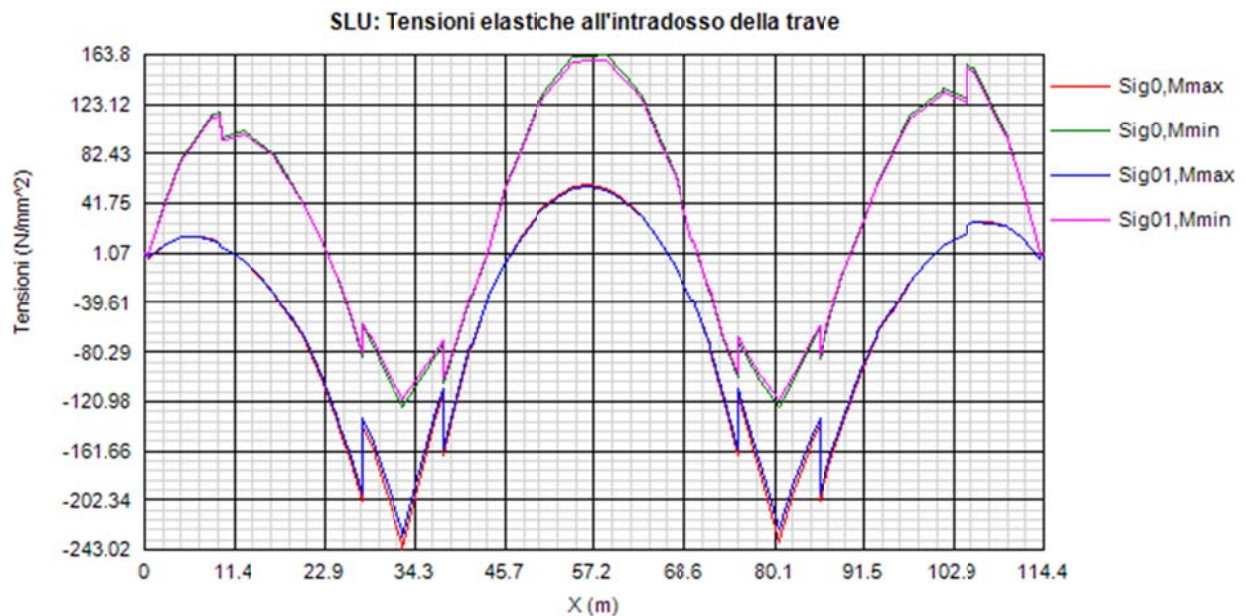


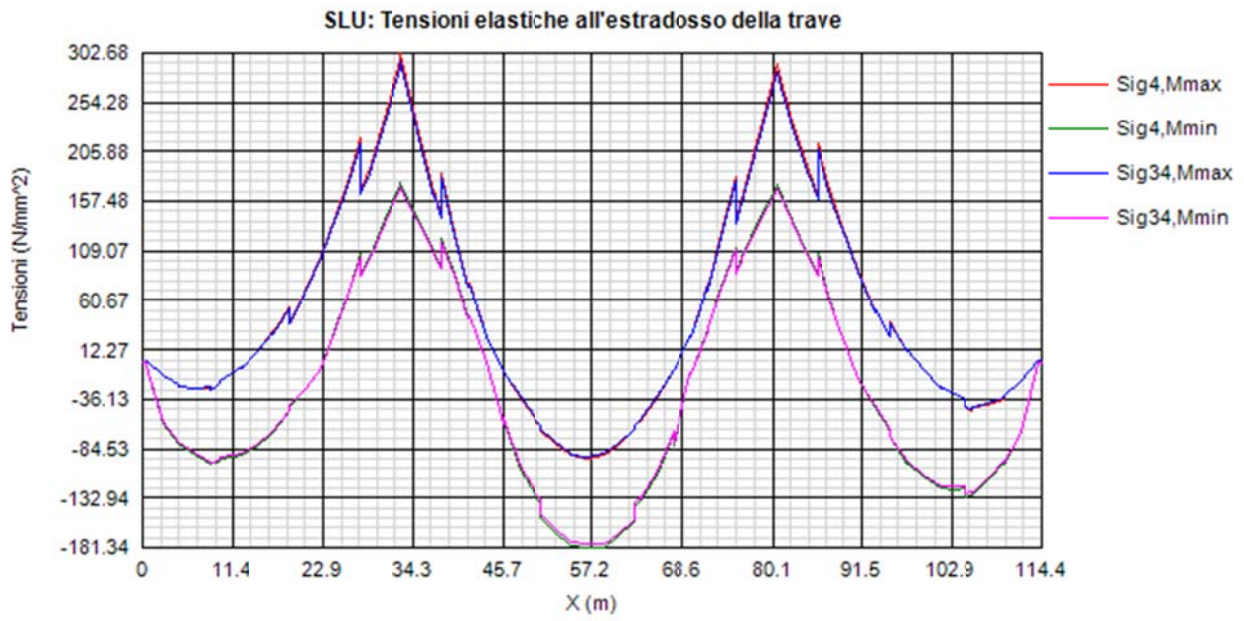


Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano in tutti i casi soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

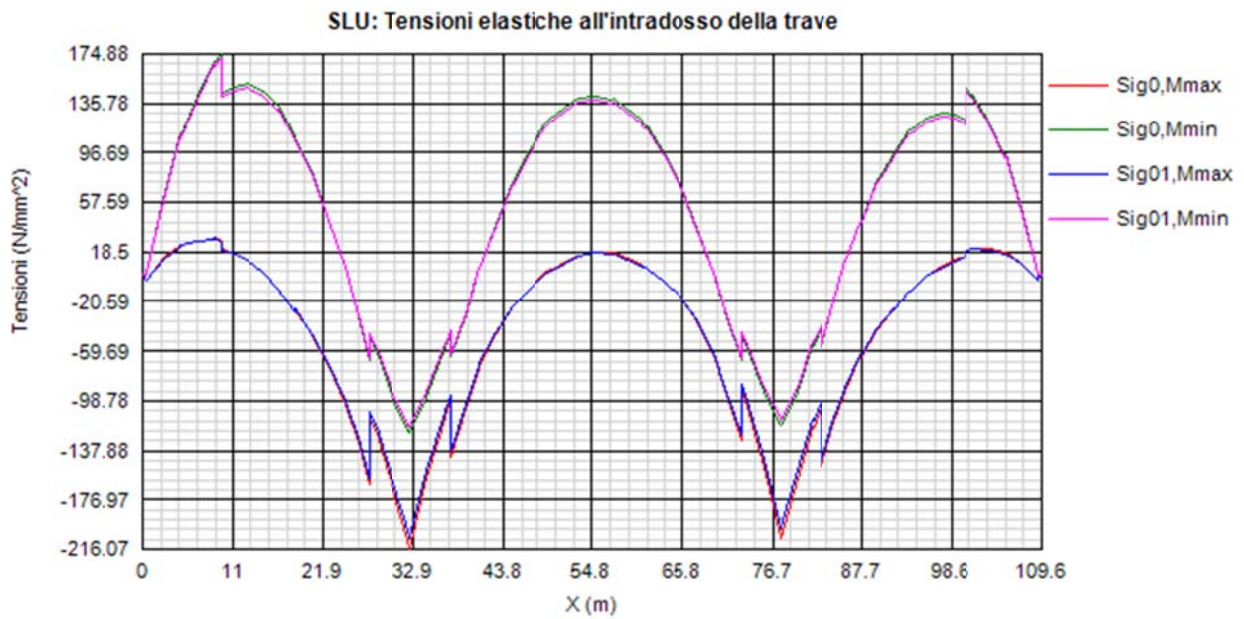
Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).

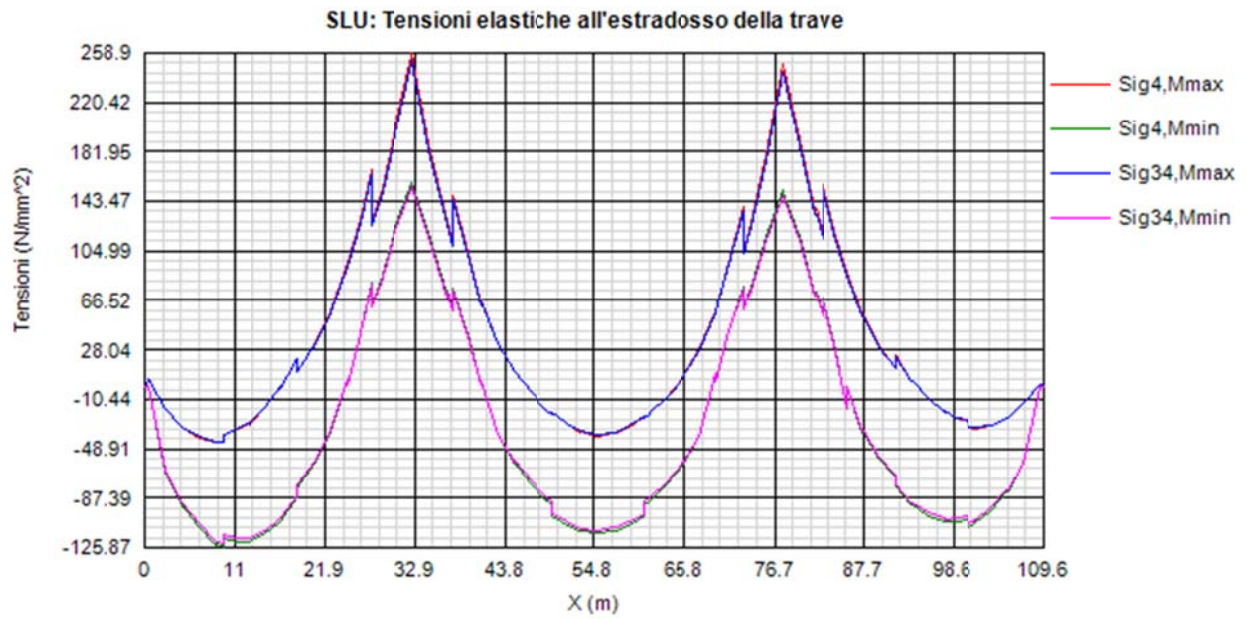
Trave di sinistra





Trave di destra

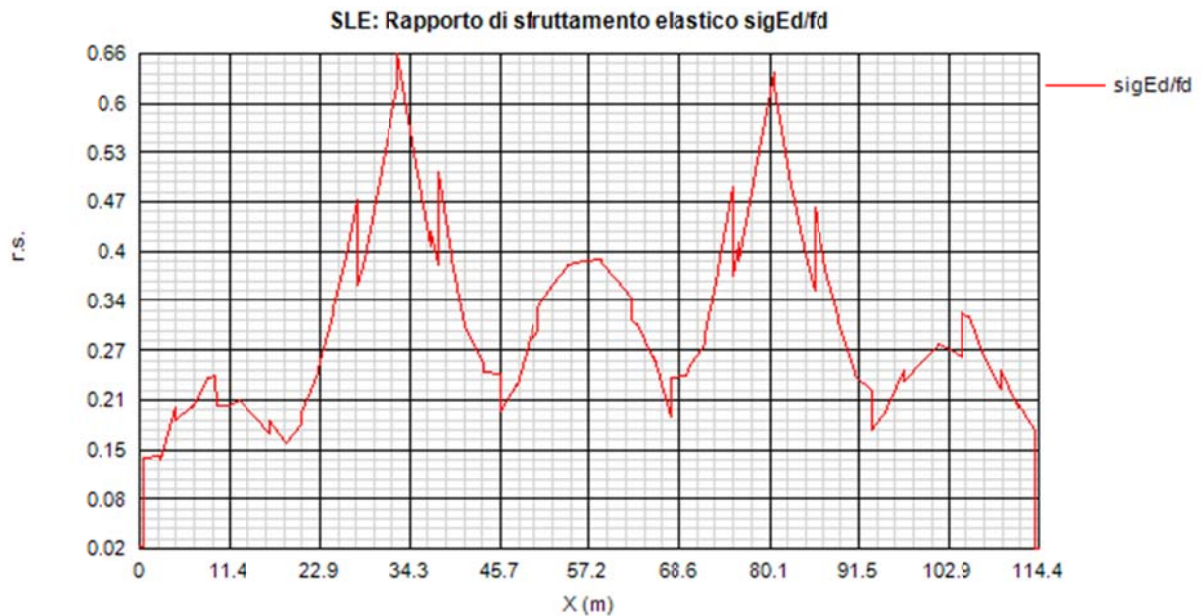




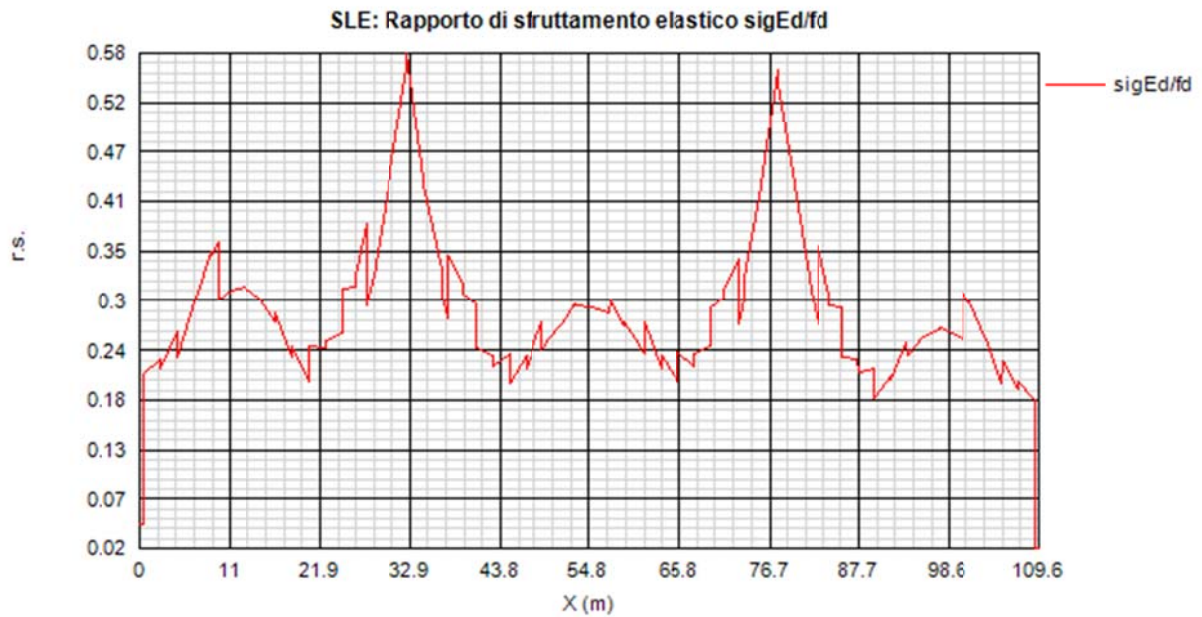
4.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

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

Trave di sinistra



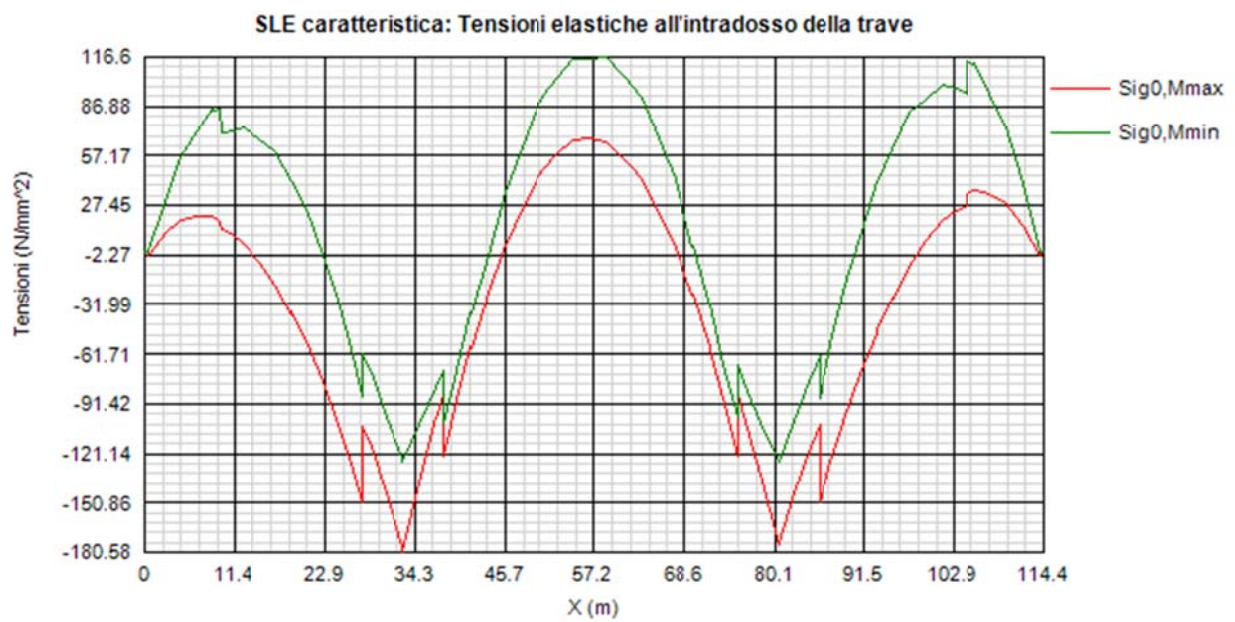
Trave di destra

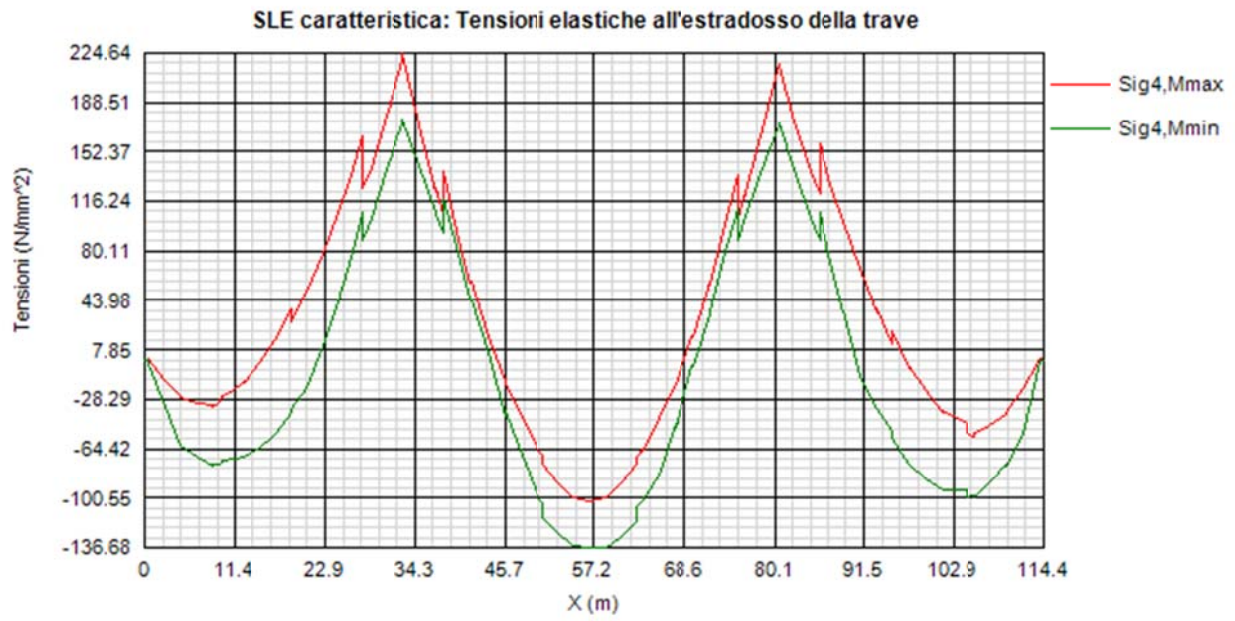


Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

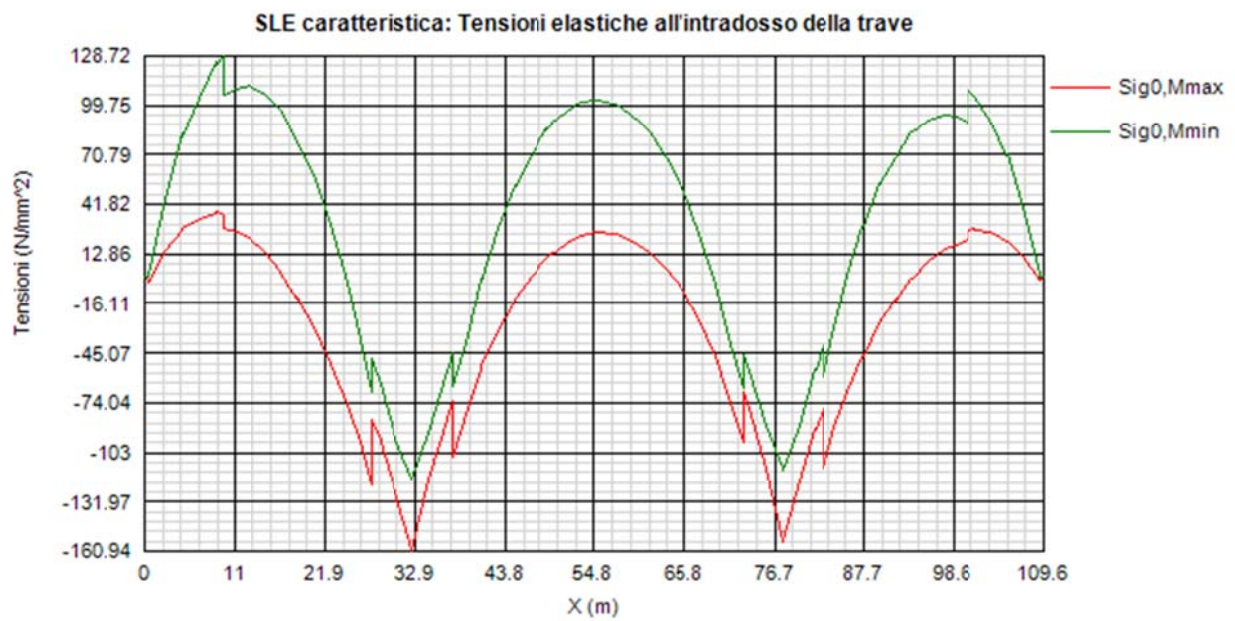
Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).

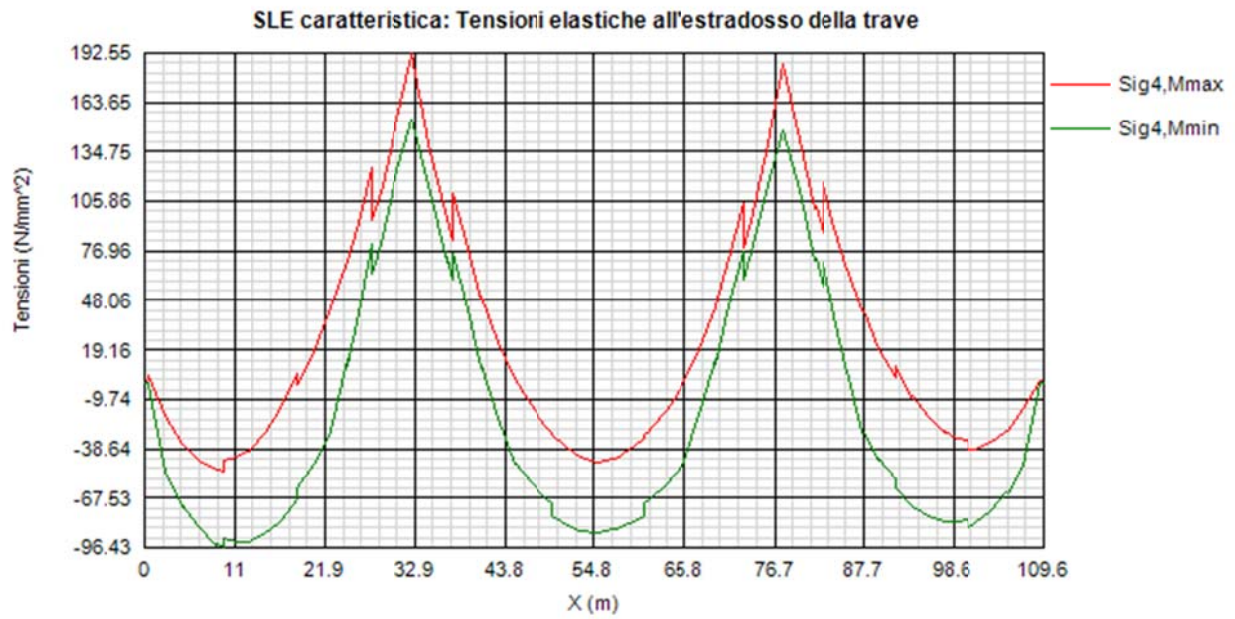
Trave di sinistra





Trave di destra

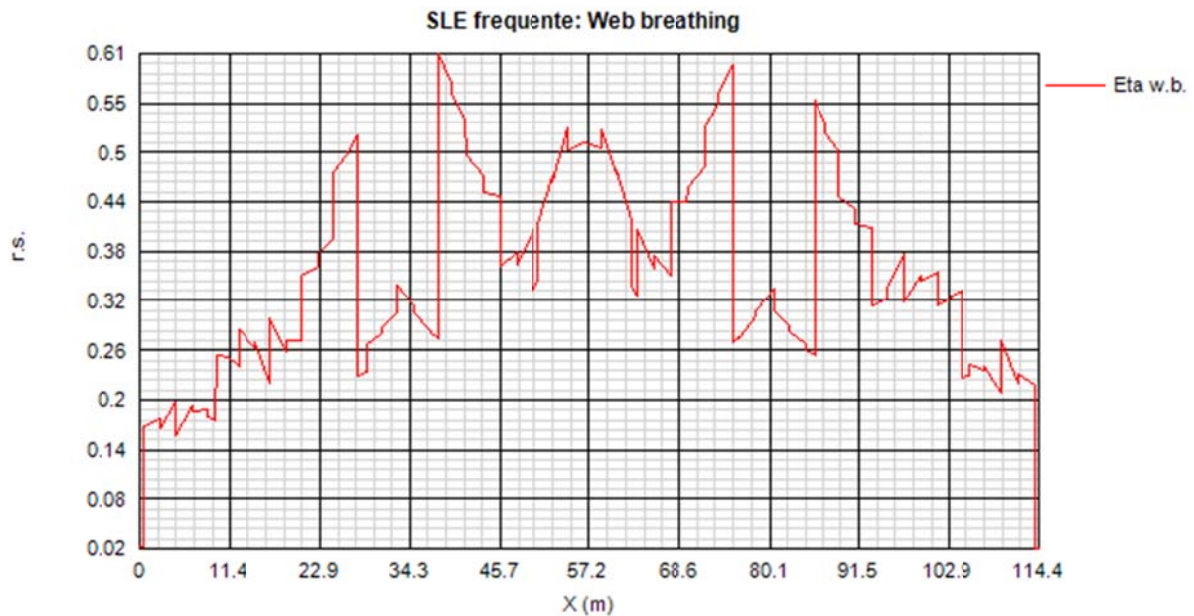




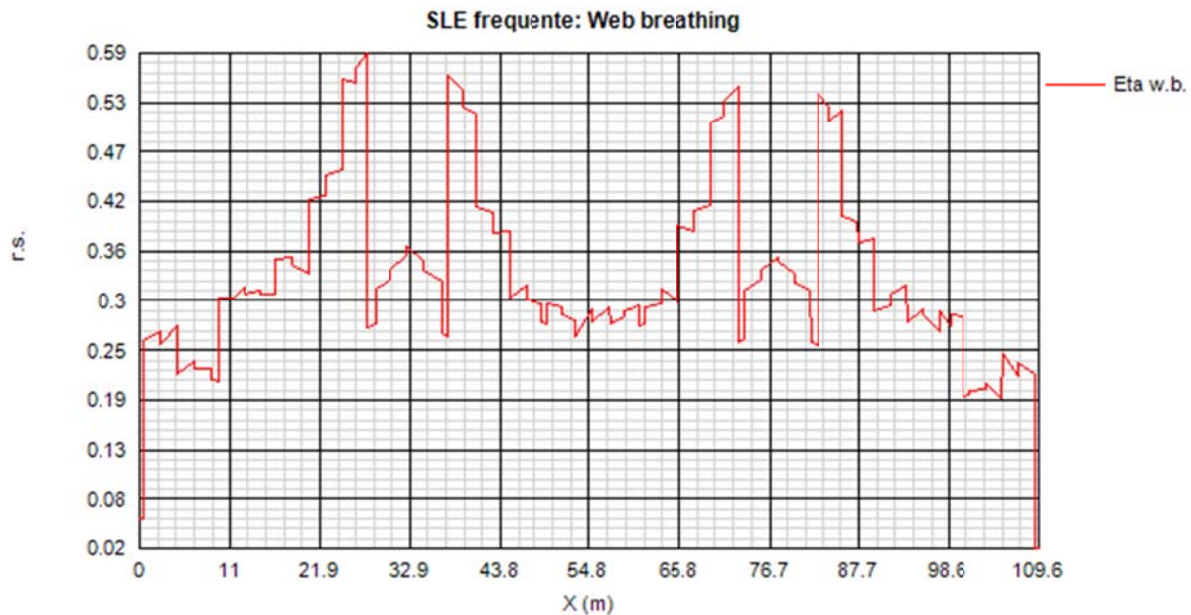
4.1.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento

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

Trave di sinistra



Trave di destra



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:

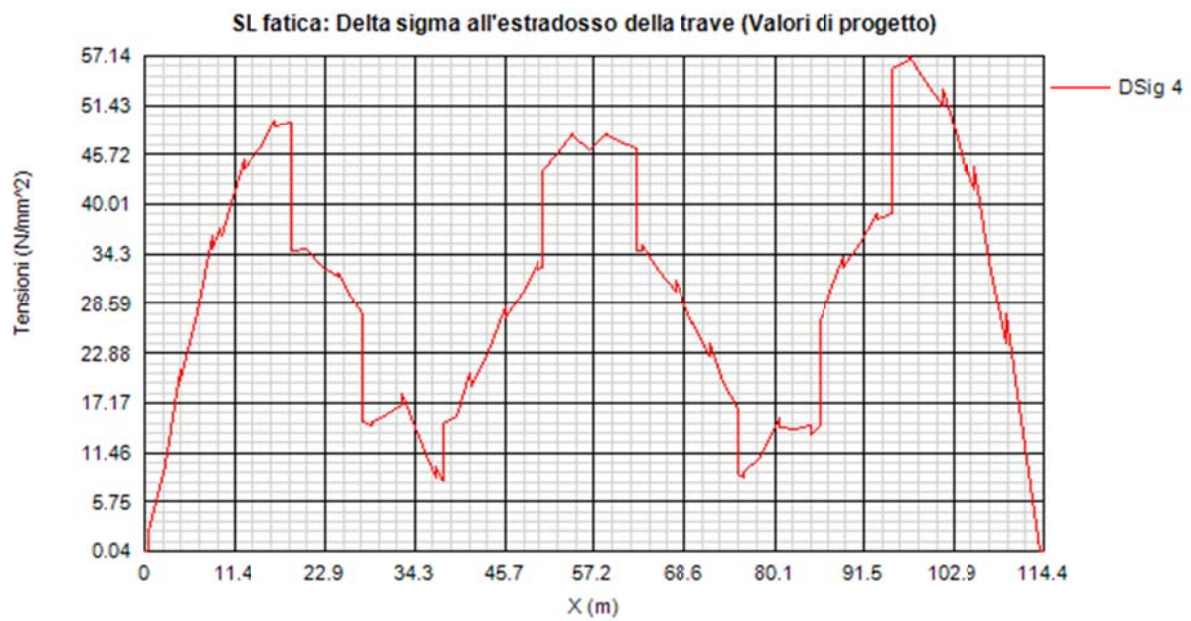
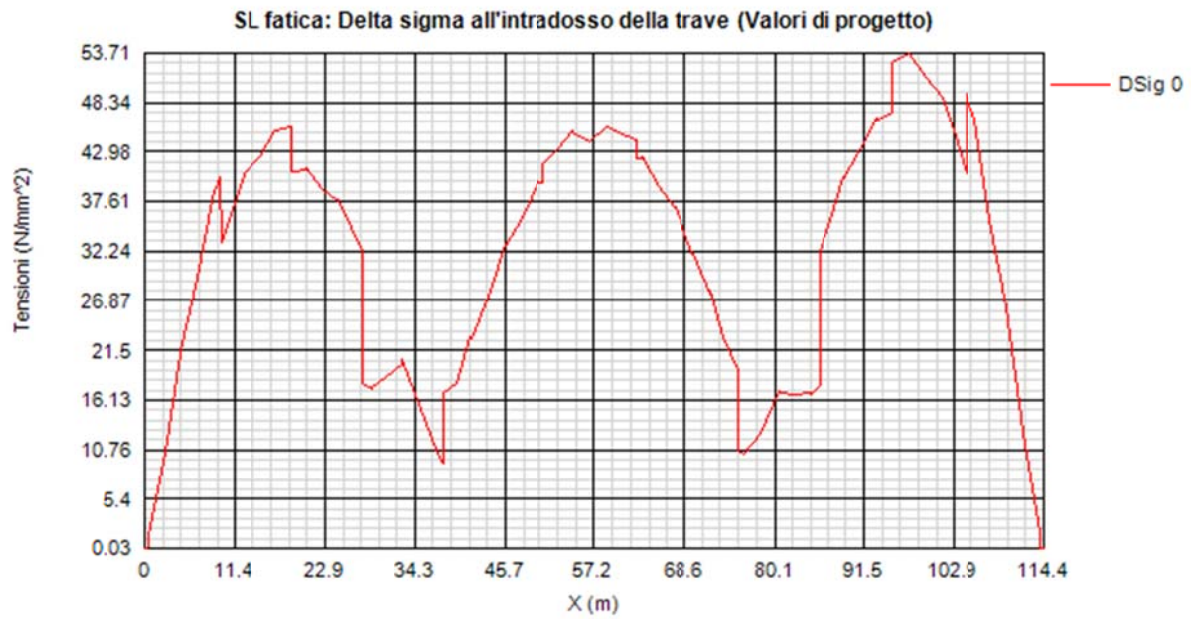
Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/6(*)	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 $k_s = (25/t)^{0.2}$

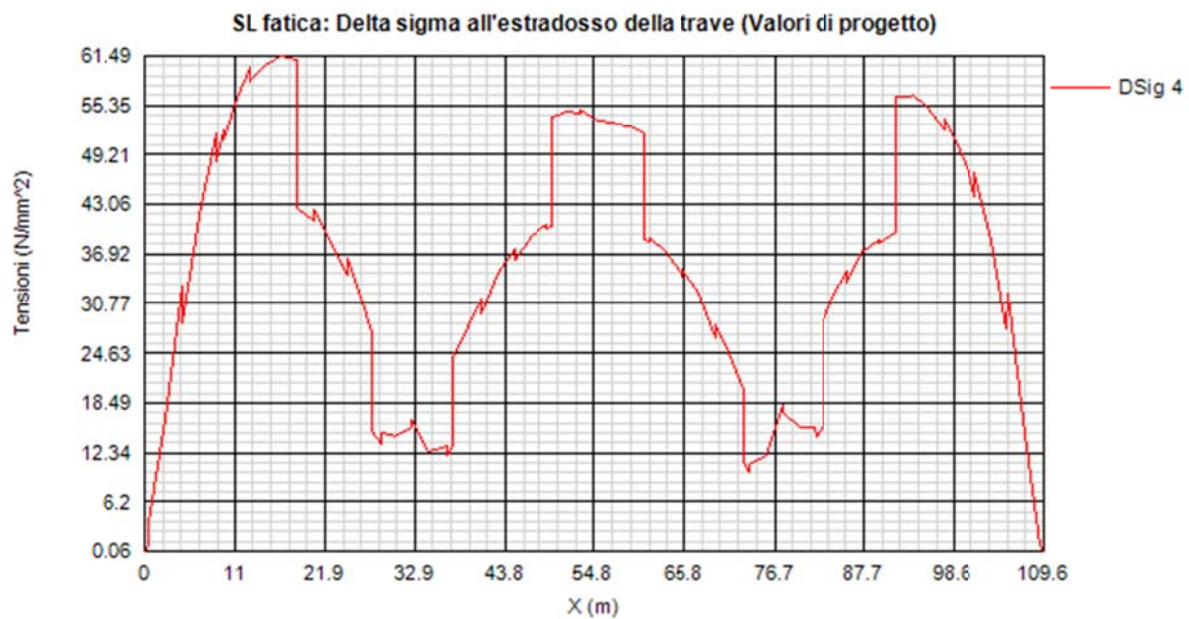
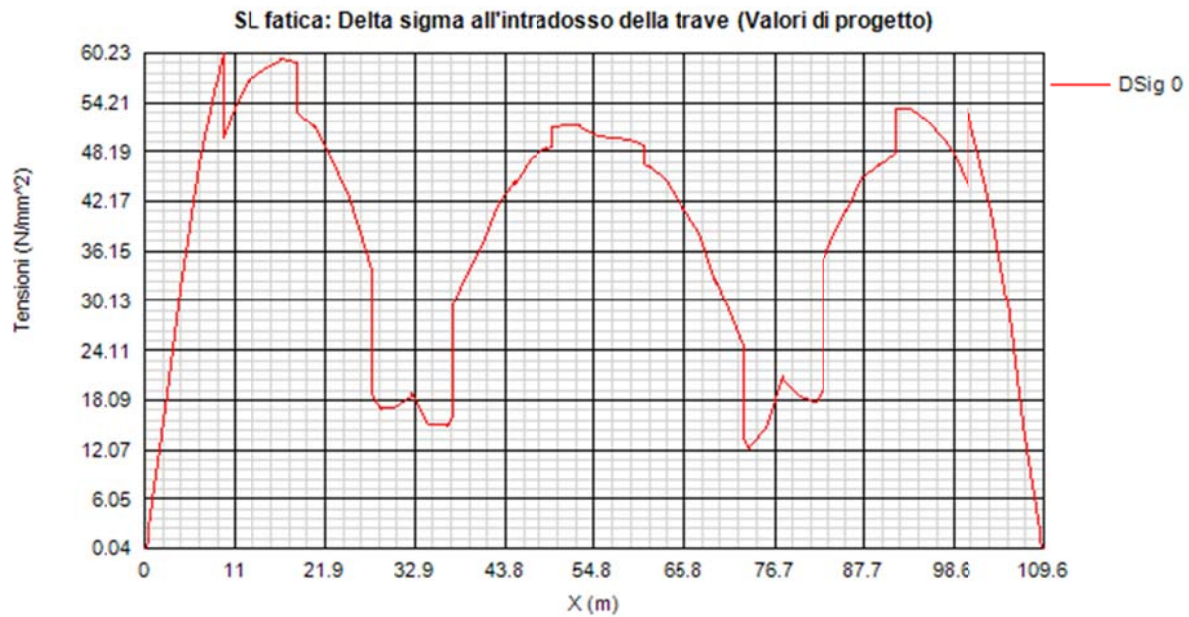
(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

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.

Trave di sinistra



Trave di destra



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 $\gamma_f \Delta \sigma_E = 53.17$ MPa (concio E, e. 274. G.p.11), valore rilevato in corrispondenza della trave di destra.

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 60.22 \text{ MPa} \quad \text{su piattabanda inferiore}$$

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 58.18 \text{ MPa} \quad \text{su attacco anima piattabanda inferiore}$$

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

$$\eta = 58.18 / 59.26 = 0.981$$

Risultando, per la categoria di dettaglio più sfavorevole un $\Delta\sigma$ ammissibile pari a $80/1.35 = 59.26$ 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 200 mm.

La piolatura corrente è formata da:

4 pioli / 200 mm (20 pioli/m) per i conci "A" ed "E"

3 pioli / 200 mm (15 pioli/m) per i conci "B" e "C", "D"

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

$$P_{Rd,SLU} = 102.1 \text{ kN}$$

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

$$P_{Rd,S.L.E.} = 0.6 \cdot 102.1 = 61.3 \text{ kN}$$

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:

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

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

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

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

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

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

(**) per tutte le piattabande

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

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

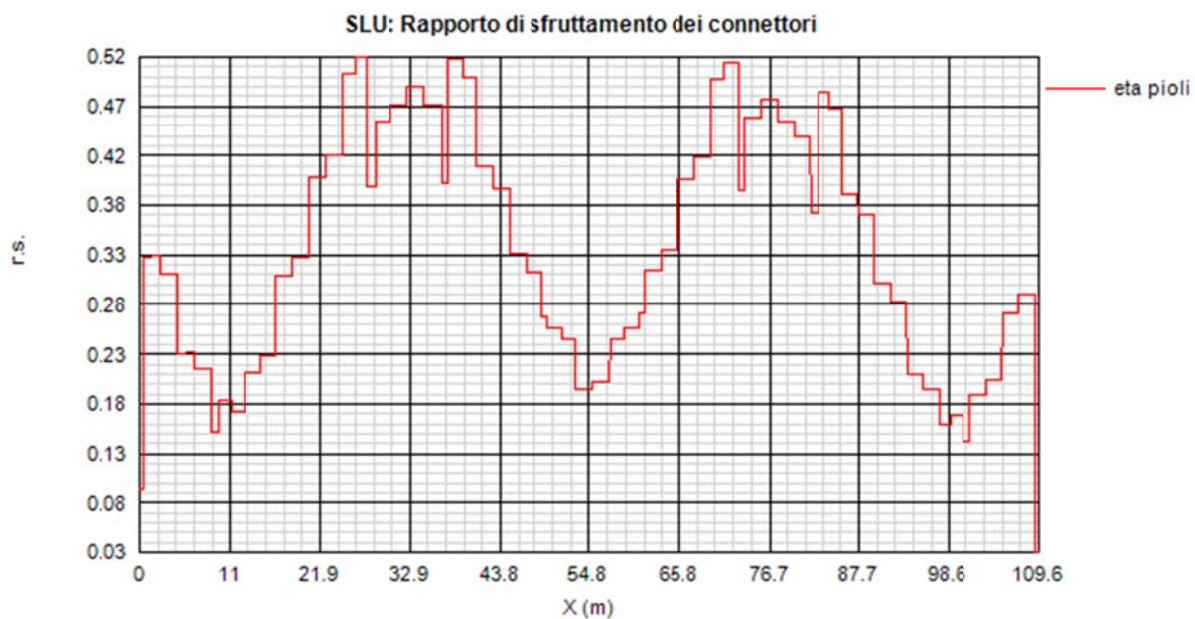
Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

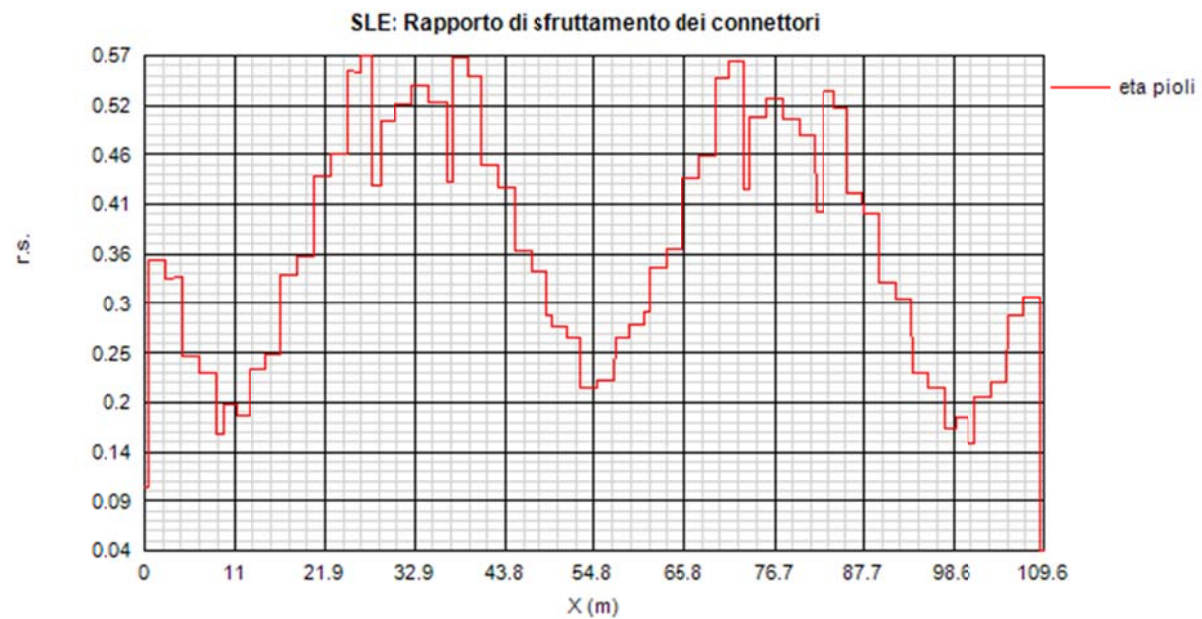
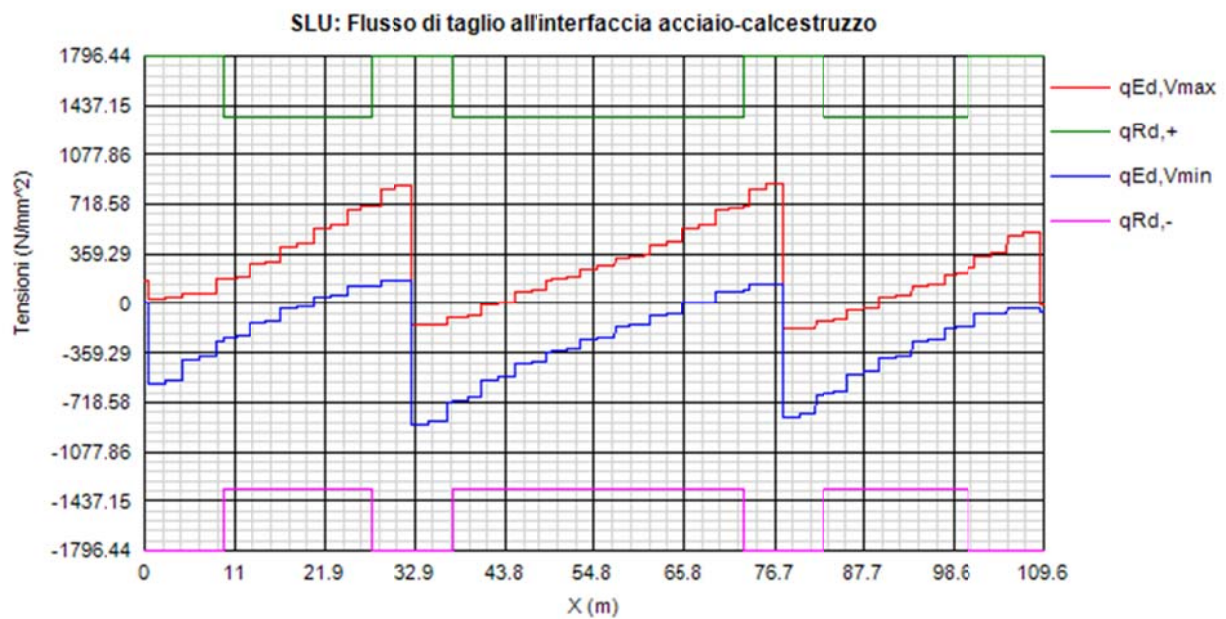
Per semplicità, è stata considerata una singola tipologia di piolatura di verifica, coincidente con quella presente nella sezione corrente (5 pioli / 200 mm).

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.

I risultati vengono presentati per la trave di destra.





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 rigidezza (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 160x16 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 effettuate direttamente per i dispositivi installati in corrispondenza del concio A, più impegnati.

Lateral Torsional Buckling

la verifica viene effettuata sia per gli irrigidenti verticali, sia per i ribs longitudinali.

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

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

Stiffeners a T ed a L

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

Check	0.261
Type	Vert. (R)
scr	--
6*fy	--
ICr	--
Iw	--
IT	7.518E+5
IP	2.19E+7
IT/IP	0.034
5.3 fy/E	0.009
c?	--
E	210000
fy	355
G	80769
a	4300

Rigidezza

Si considera direttamente il concio A, il cui spessore di parte più elevato impone requirements più stringenti.

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 2.113E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 6.561E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4300 \text{ mm} \quad h_w = 1500 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.867$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 455.4 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 10756.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 21.2 \text{ mm}^2$$

Verifica di resistenza

La verifica viene effettuata direttamente, per semplicità ed a favore di sicurezza, sulla sezione di testa pila (in realtà sede di dispositivi più performanti).

Concio A (el. 185. G.P. 11, comb. Vmax)

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima	Spostamento massimo
$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$
$\sigma_{\max} = 0.2 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0 < 5 \text{ mm}$
VERIFICA SODDISFATTA	
$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 4.536E+4 = 4.536E+4 \text{ N}$	
$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$	
$\sigma_m = 0.199 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$	
$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 3.33 \text{ N/mm}^2$	
$N_{Ed} = 1.283E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.134 \quad N_{cr,st} = 1.947E+7 \text{ N}$	
$e_1 = 21.2 \text{ mm} \quad e_{\max} = 147.8 \text{ mm} \quad w_0 = 5 \text{ mm}$	
$\delta_m = 0$	
$(I_{vstmin} = 1.531E+5 \text{ mm}^4 \quad u = 2.11)$	

4.2.2 Irrigidimenti d'appoggio

In appoggio viene disposta una coppia di irrigidenti 300x30 mm, simmetricamente rispetto all'anima.

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

$$N_{sd,S.L.U.} = 5500 \text{ kN}$$

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

Check	0.75
Type	Vert. (R)
scr	--
6*fy	--
lCr	--
Pila pIw	--
IT	3.233E+6
IP	2.707E+8
IT/IP	0.012
5.3 fy/E	0.009
c?	--
E	210000
fy	355
G	80769
a	4300

Di seguito le verifiche nei confronti di rigidezza e resistenza.

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{ST} = 5.903E+8 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 6.561E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4300 \text{ mm} \quad h_w = 1500 \text{ mm} \quad a/h_w = 2.867$$

$$t_w = 18 \text{ mm} \quad b_w = 469.4 \text{ mm}$$

$$A_{ST} = 26448.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima

Spostamento massimo

$$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$w \leq \frac{h_w}{300}$$

$$\sigma_{\max} = 222.6 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 0.1 < 5 \text{ mm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 5.5E+6 + 4.536E+4 = 5.545E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 5.5E+6 = 5.5E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.199 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$$

$$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 3.33 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = 1.283E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.134 \quad N_{cr,st} = 5.437E+8 \text{ N}$$

$$e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\max} = 309 \text{ mm} \quad w_0 = 5 \text{ mm}$$

5. Deformazioni e contorfrecce

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

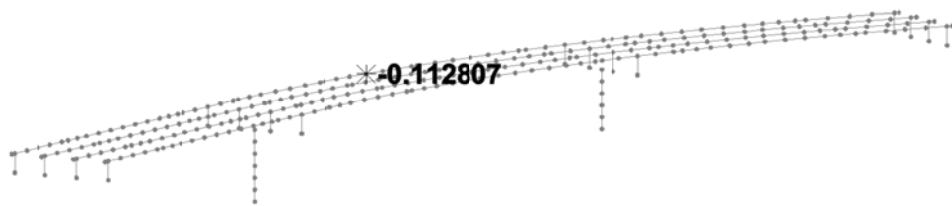
Per la valutazione della deformabilità delle travi principali viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- 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.

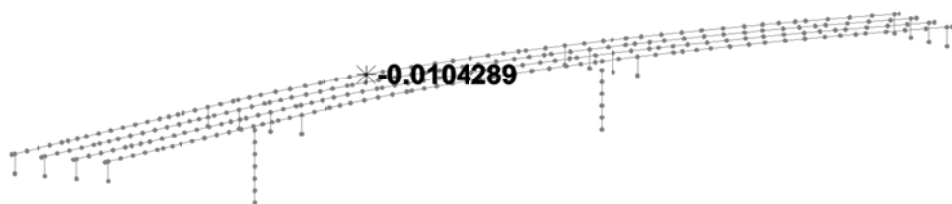
fase 1

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Fase1
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 7.43141E-3 at node 348
Peak/value minimum -0.112807 at node 381



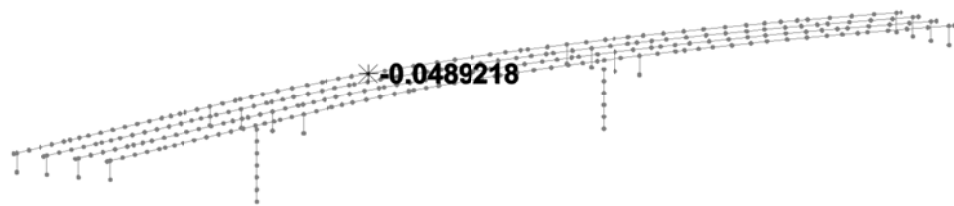
fase 2

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Fase2
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.762134E-3 at node 444
Peak/value minimum -0.0104289 at node 381



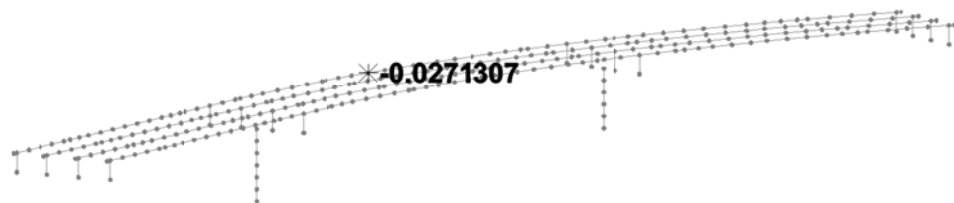
fase 3 – mobili caratteristici

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 (Min)
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum -2.61625E-6 at node 816
Peak/value minimum -0.0489218 at node 381



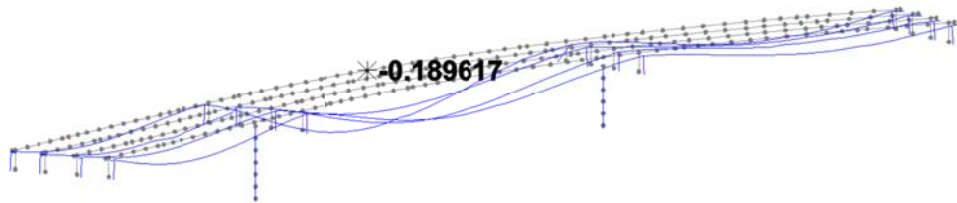
fase 3 – mobili frequenti

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 freq. (Min)
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum -1.39666E-6 at node 857
Peak/value minimum -0.0271307 at node 381



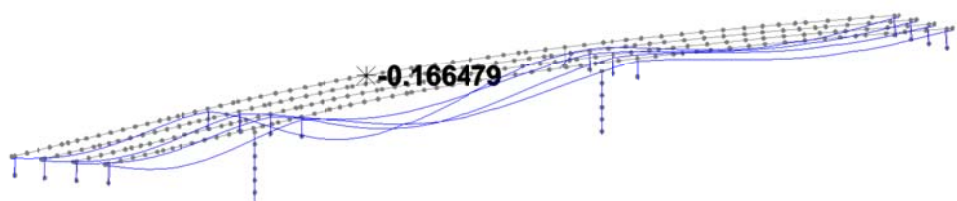
S.L.E. caratteristica

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE RARA (Min)
Maximum displacement 0.19225 at node 381
Deformation exaggeration: 26.9185
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum $-5.21737E-3$ at node 444
Peak/value minimum -0.189617 at node 381



S.L.E. frequente

Scale: 1: 517.509
Zoom: 100.0
Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE FREQUENTE (Min)
Maximum displacement 0.167006 at node 381
Deformation exaggeration: 30.9875
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum $-4.88296E-3$ at node 444
Peak/value minimum -0.166479 at node 381



La tabella seguente riporta le frecce massime rilevate sulla luce centrale, completa dei rapporti freccia/luce convenzionale ($L=46$ m).

	δz (mm)	f/L lim
fase1	-112.81	1/410
fase2	-10.43	1/4420
fase3 - Mobili	-48.92	1/950
fase3 - Mobili	-27.13	1/1700
S.L.E. caratter	-189.62	1/250
S.L.E. frequen	-166.48	1/280

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

5.1 Contromonte di progetto

La controfrecce da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare in maniera pressoché integrale la freccia di mezzera 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

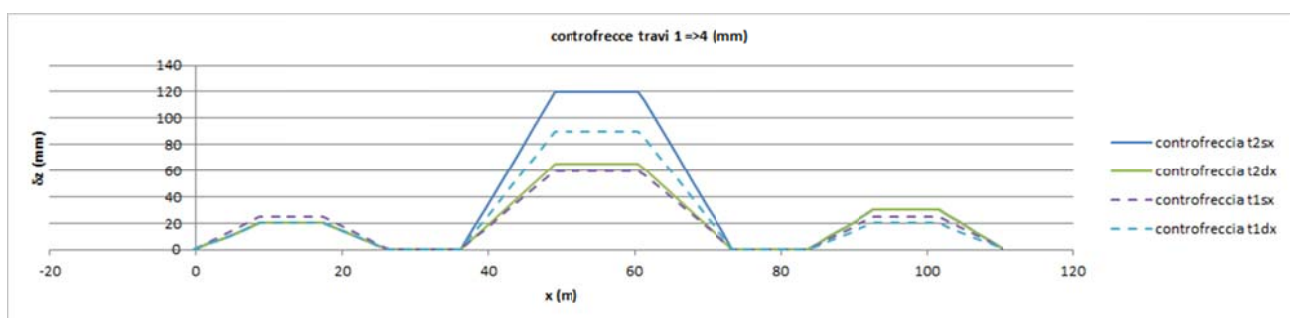
Il fattore η viene fissato in 0.2.

La massima freccia rilevata in corrispondenza della trave di bordo sinistra risulta:

$$\delta_z = 123.24 \text{ mm}$$

La curva induce un comportamento fortemente dissimmetrico.

Si prevede quindi di fornire a ciascun allineamento una diversa organizzazione delle contromonte, che viene rappresentato in figura e nella tabella a seguire.



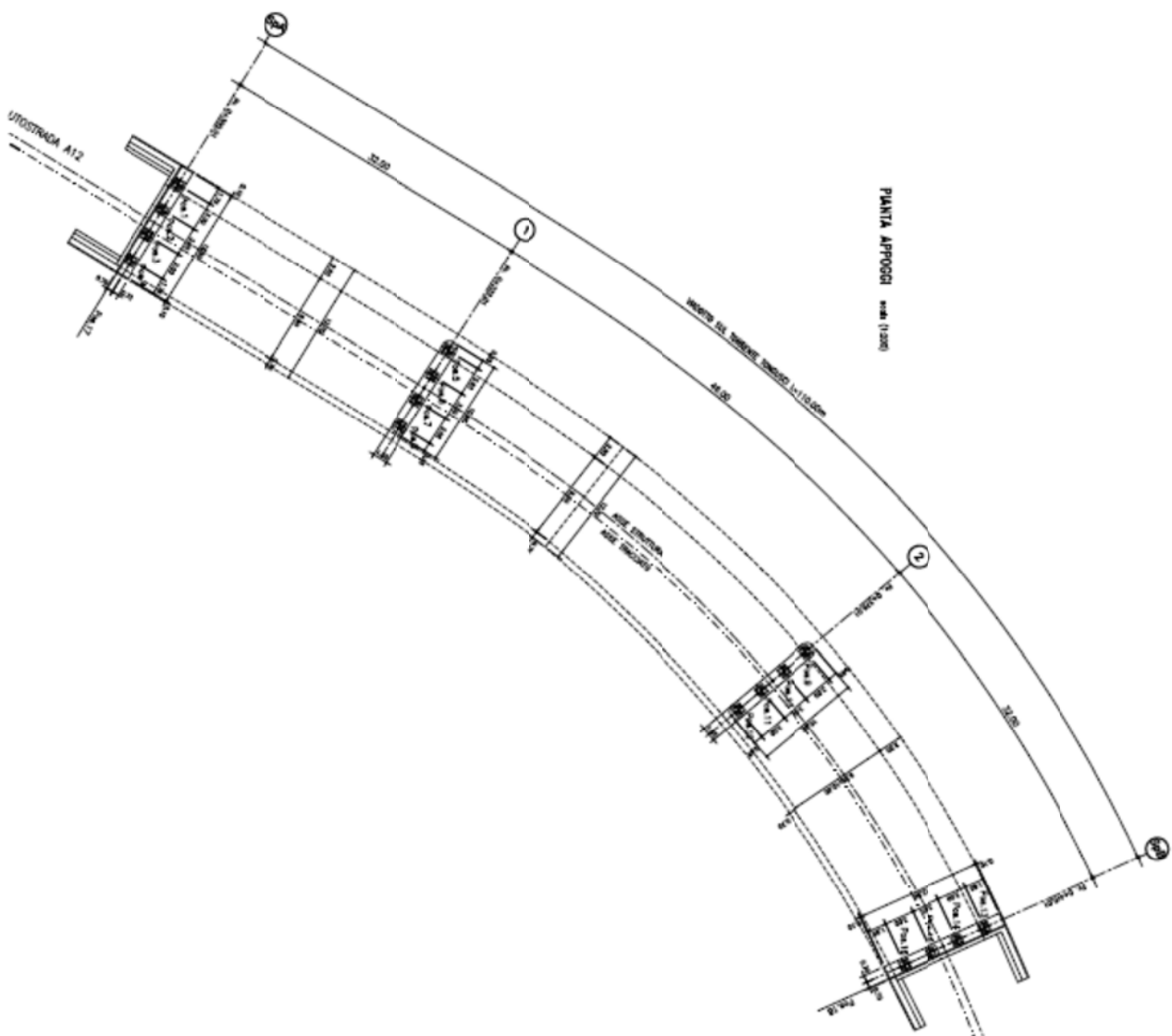
controfrecce tavi 1 => 4 (mm)				
giunzione	esterno curva	=====>		interno curva
	t2sx	t1sx	t1dx	t2dx
E-D	20.00	25.00	20.00	20.00
D-B	20.00	25.00	20.00	20.00
B-A	0.00	0.00	0.00	0.00
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-C	120.00	60.00	90.00	65.00
C-B	120.00	60.00	90.00	65.00
B-A	0.00	0.00	0.00	0.00
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-D	30.00	25.00	20.00	30.00
D-E	30.00	25.00	20.00	30.00

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.



: isolatore elastomerico

Nel prosieguo le apparecchiature vengono individuate numerando le rispettive posizioni da 1 a 16, a partire dalle apparecchiature elastomeriche installate sulla pila spalla 1.

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

spalle: pos. 1 => 4; 13 => 16: dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 2.0e6$ N/m

pile: pos. 5 => 12: dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 4.0e6$ 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 Fx, Fy, Fz. Vista la tipologia delle apparecchiature, le sollecitazioni agenti sul piano vengono direttamente combinate in risultante, genericamente indicata con Fh.

Sollecitazioni 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
1	95.51	1900.96	69.23	1405.43	21.72	1053.01	17.51	534.22
2	92.51	1219.97	66.36	903.66	18.60	690.84	15.46	341.15
3	94.18	1470.14	68.28	1089.03	20.13	826.58	16.97	394.61
4	93.56	1140.16	67.34	842.44	19.50	653.92	16.30	453.30
5	184.99	5042.87	123.96	3761.56	28.90	2984.61	12.69	2190.99
6	185.69	3583.23	124.49	2668.50	28.89	2195.11	16.05	1657.53
7	185.56	3878.01	124.58	2881.92	29.75	2304.33	14.11	1639.38
8	186.89	4242.06	125.43	3136.19	29.64	2622.82	20.07	2157.36
9	202.57	5416.31	137.20	4059.18	42.01	3230.29	20.54	2406.89
10	203.62	3415.51	137.97	2542.83	42.25	2089.80	19.92	1569.73
11	203.45	3857.30	138.00	2858.00	42.85	2284.97	21.83	1635.42
12	292.98	3862.14	204.41	2855.07	108.67	2408.34	85.72	2018.75
13	97.08	1718.31	70.17	1269.98	24.47	939.52	16.81	429.48
14	96.29	1285.41	69.50	951.96	24.15	736.53	16.41	383.70
15	98.23	1449.13	71.11	1073.23	25.00	800.64	17.43	342.42
16	101.79	1461.81	73.35	1080.92	27.10	846.90	19.86	577.46

Sollecitazioni apparecchiature di appoggio (kN) - fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz
1	59.97	543.87	131.78	587.59	164.47	607.45
2	58.40	329.08	130.73	336.16	163.65	339.38
3	60.14	384.44	132.93	392.56	166.06	396.24
4	59.86	467.60	133.14	509.13	166.49	528.01
5	99.71	2186.36	238.47	2261.13	301.46	2295.06
6	103.63	1632.07	243.38	1644.35	306.82	1649.92
7	102.49	1619.62	243.28	1634.98	307.19	1641.95
8	108.84	2187.26	250.60	2267.62	314.95	2304.09
9	118.18	2372.03	269.53	2450.24	338.19	2485.72
10	117.54	1544.11	269.12	1553.93	337.90	1558.39
11	119.03	1641.25	270.69	1682.10	339.49	1700.64
12	181.01	2030.87	331.36	2085.14	399.82	2109.76
13	63.21	445.96	142.68	490.52	178.75	510.75
14	63.88	374.92	143.45	385.18	179.58	389.84
15	63.53	333.66	143.19	346.07	179.35	351.70
16	65.05	586.11	143.05	629.02	178.61	648.50

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

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 A-B	1/4 - 13/16	200.00	2000.00	100.00	1500.00	100.00	1100.00	100.00	600.00
P1-2	5 / 12	300.00	5500.00	300.00	4100.00	200.00	3300.00	100.00	2500.00

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase sismica

sostegno	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC		
	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	
Sp A-B	1/4 - 13/16	100.00	600.00	200.00	700.00	200.00	700.00
P1-2	5 / 12	200.00	2400.00	400.00	2500.00	400.00	2500.00

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.

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

Deformazioni di progetto dispositivi elastomerici (mm) +/-

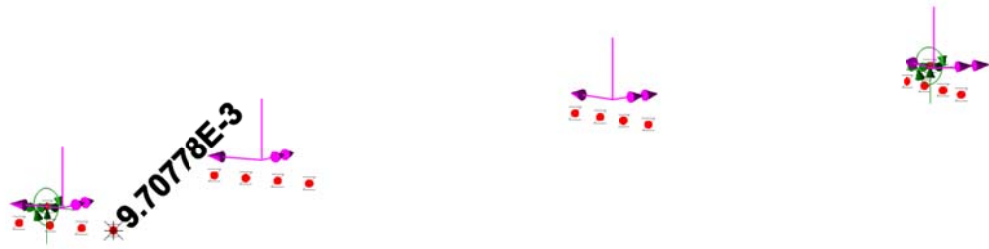
sostegno	pos.	S.L.U.	S.L.E.	S.L.E. fr	S.L.E. q.p.	Sisma SLD	Sisma SLV	Sisma SLC
		max δh	max δh	max δh	max δh	max δh	max δh	max δh
Sp A-B	1/4 - 13/16	51.00	37.00	14.00	10.00	33.00	72.00	90.00
P1-2	5 / 12	48.00	35.00	11.00	9.00	31.00	67.00	84.00

Deformazioni massime dispositivi elastomerici (mm)

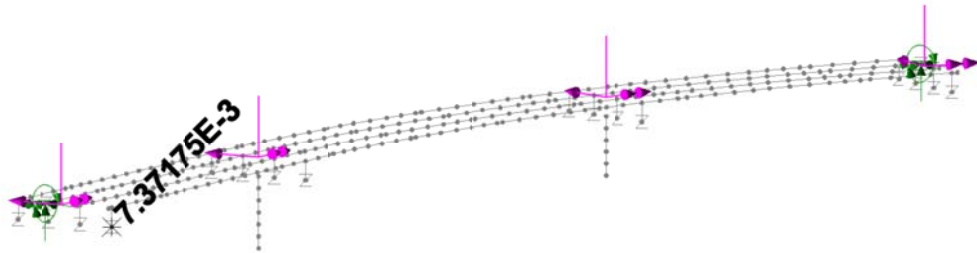
pos.	S.L.U.	S.L.E.	S.L.E. fr	S.L.E. q.p.	Sisma SLD	Sisma SLV	Sisma SLC
	max δh	max δh	max δh	max δh	max δh	max δh	max δh
1	47.76	34.62	10.86	8.76	29.99	65.89	82.24
2	46.26	33.48	9.30	7.73	29.20	65.36	81.82
3	47.09	34.14	10.07	8.48	30.07	66.47	83.03
4	46.78	33.92	9.75	8.15	29.93	66.57	83.25
5	46.25	30.99	7.22	3.17	24.93	59.62	75.36
6	46.42	31.12	7.22	4.01	25.91	60.84	76.70
7	46.39	31.15	7.44	3.53	25.62	60.82	76.80
8	46.72	31.36	7.41	5.02	27.21	62.65	78.74
9	50.64	34.30	10.50	5.13	29.55	67.38	84.55
10	50.91	34.49	10.56	4.98	29.39	67.28	84.47
11	50.86	34.50	10.71	5.46	29.76	67.67	84.87
12	73.24	51.10	27.17	21.43	45.25	82.84	99.95
13	48.54	35.09	12.24	8.41	31.61	71.34	89.38
14	48.15	34.80	12.07	8.21	31.94	71.73	89.79
15	49.12	35.56	12.50	8.72	31.77	71.59	89.67
16	50.90	36.92	13.55	9.93	32.52	71.53	89.30

6.3.2 Rotazioni

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



Scale: 1: 517.509
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.753999, -0.641925, 0.139347)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: By
 SLE RARA (Max)
 Peak/value entity: Strain - 3D Joint (JSH4,JL46)
 Peak/value component: By (Units: 1/m)
 Peak range(%): 0.0
 Peak/value maximum 7.37175E-3 at node 830
 Peak/value minimum -2.36505E-3 at node 826



S.L.U. : 0.0097 rad

S.L.E.: 0.0074 rad

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	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy
Sp A	17	80.00	90.00	70.00	70.00	30.00	20.00	30.00	10.00
Sp B	18	90.00	100.00	70.00	70.00	30.00	20.00	30.00	10.00

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 A	17	70.00	50.00	130.00	110.00	160.00	140.00
Sp B	18	70.00	50.00	130.00	120.00	170.00	140.00

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	S.L.E. car.			Sisma SLD	
	pos.	tot δx	tot δy	max δx	max δy
Sp A	17	70.00	70.00	70.00	50.00
SpB	18	70.00	70.00	70.00	50.00

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 A	40	80
SpB	45	85

Si prevede pertanto, per ambedue le spalle, un varco complessivo di ampiezza minima pari a 90 mm.

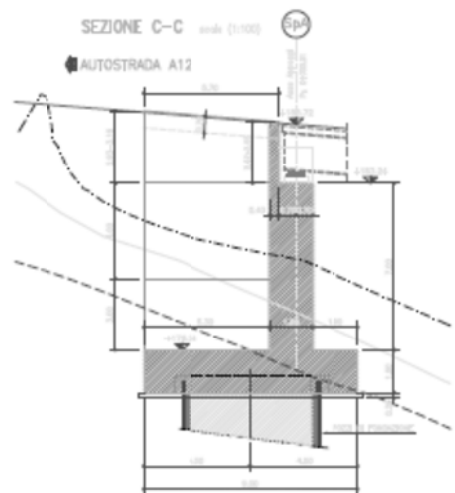
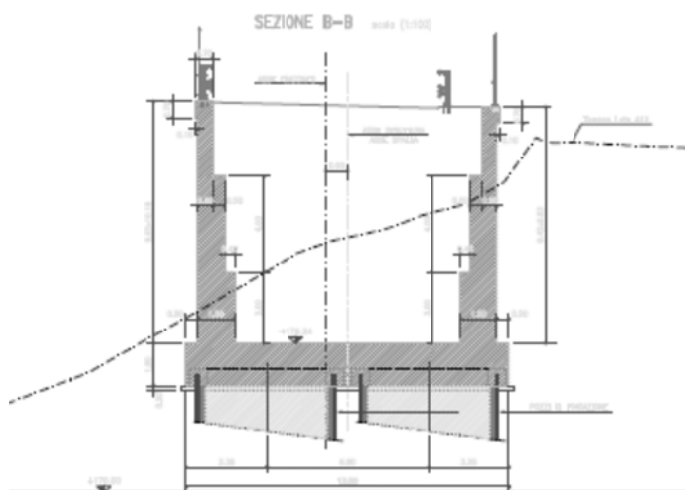
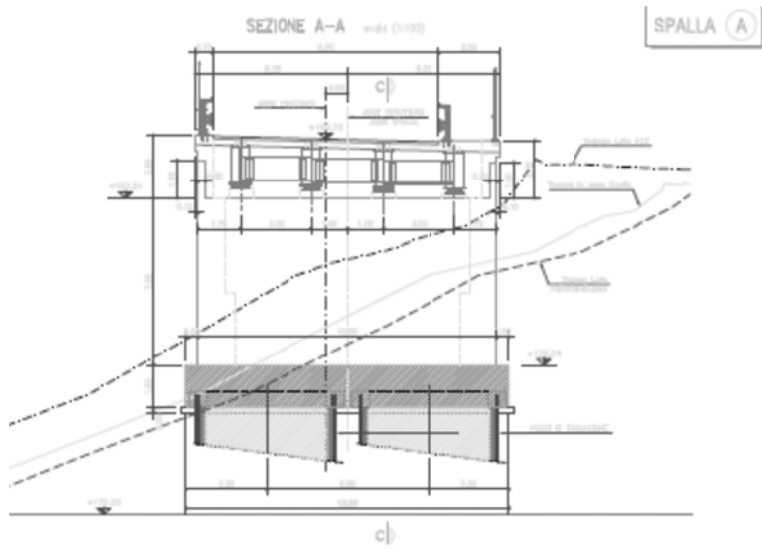
7. Spalle

7.1 Generalità

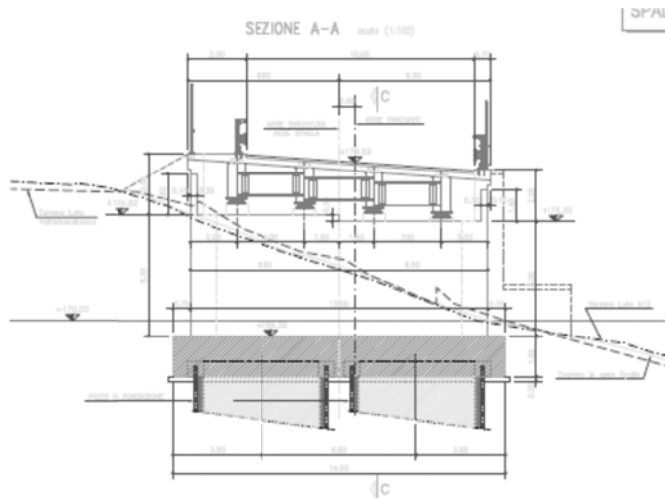
Le spalle sono di tipo classico, formate da solettone, paramento e paraghiaia. Il solettone di base poggia su di una coppia di pozzi.

In figura si riporta la configurazione indicativa delle spalle.

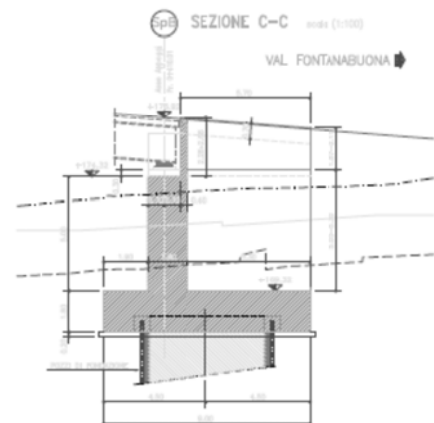
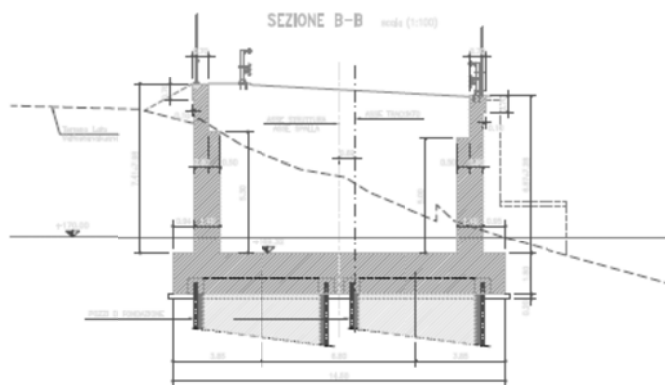
Spalla A



Spalla B



SPALLA B



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

Spalla A

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_1)	12.70		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.60	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	7.00	
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80	
Suola interna (b_6)	5.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.50	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]	

Spalla B

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_t)	12.70		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.60	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	5.00	
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80	
Suola interna (b_6)	5.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.50	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70		
γ_{cis}	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 $a_g = 0.206 \text{ g}$ (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 A, sia per la spalla B, 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 F_x (azione longitudinale) e concomitante F_z (azione verticale), e per la combinazione min F_z , con concomitante F_x . 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.

Per tale motivo, a favore di sicurezza, le azioni trasmesse dall'impalcato adottate per il dimensionamento della spalla vengono calcolate annullando l'effetto orizzontale dei carichi di fase 1 (pesi propri acciaio e soletta).

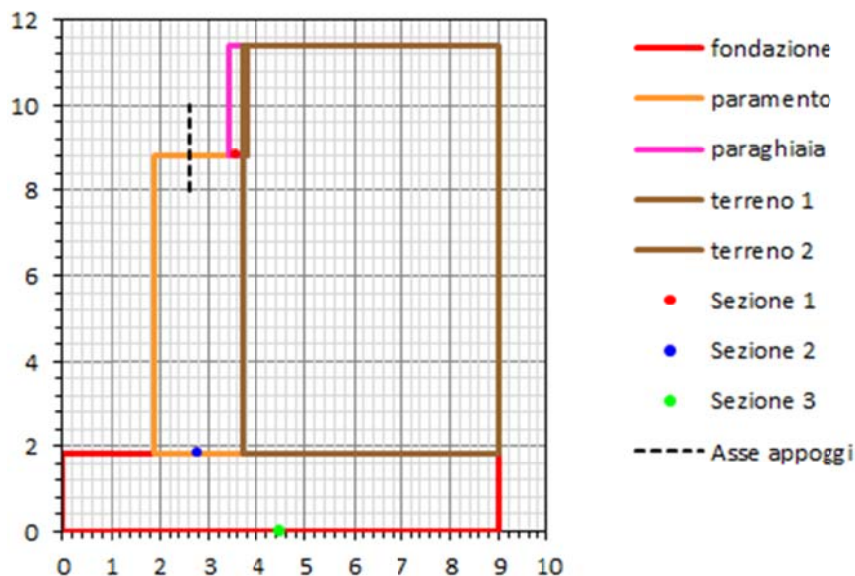
7.3 Calcolo sollecitazioni

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 A – generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla A comb. Fxmax, Fz conc

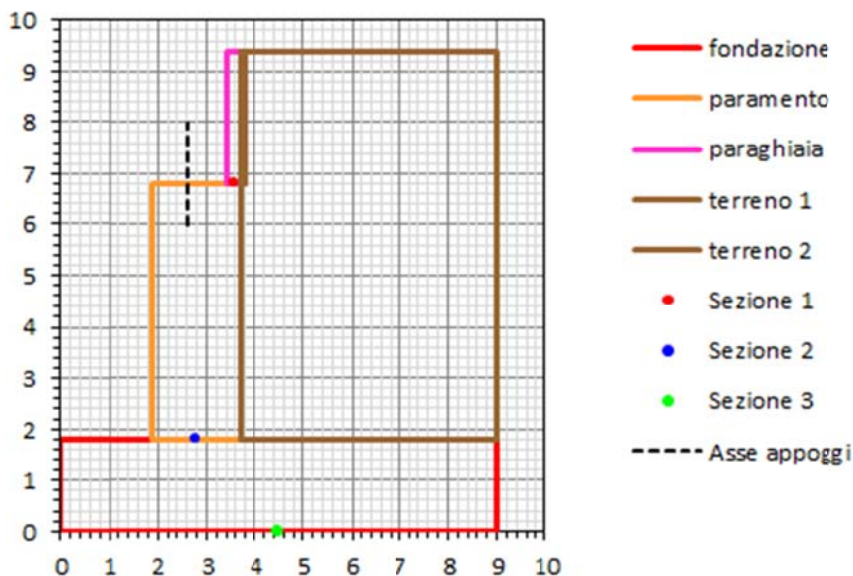
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b_1)	12.70			G_k	3.00	kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ² <small>Q_{Acc.} sbalzo paraghiaia</small>
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.60		Carichi aggiuntivi		
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00	Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)		
Paramento (t_3, h_3)	1.80	7.00			V_x (kN)	N (kN)
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80		S.L.U. Str	276.1	-3065.2
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80		S.L.U. Geo	230.8	-2678.3
Suola interna (b_6)	5.30	1.80		S.L.U. Sisma	474.2	-1535.5
Piano app. impalcato (b_7)		0.50		S.L.E. Fond.	205.1	-2244.4
h media baggioli (h_8)		0.20		S.L.E. Freq.	62.0	-1498.2
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70			S.L.E. Q. Per.	51.9	-1516.7
γ_{cis}	25.00	[kN/m ²]			V_x (kN/m)	N (kN/m)
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	21.7	-241.4
	[°]	[rad]		S.L.U. Geo	18.2	-210.9
ϕ rilevato (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	37.3	-120.9
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	16.2	-176.7
ϕ rilevato (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	4.9	-118.0
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	4.1	-119.4
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		Caratterizzazione sismica		
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		a_{max} (g)	0.186	a_g 0.116
$\gamma_{t \text{ rilevato}}$	20.00	[kN/m ²]		Cat. Suolo	Est. Topog.	T1
Coefficienti di spinta				F_0	2.492	T_c 0.287
	θ_A 0.0455	θ_B 0.0435		S_s	1.600	S_T 1.000
$k_{0,statico}$ (M1) 0.4264	$k_{0,statico}$ (M2) 0.5113			S	1.60	
$k_{a,statico}$ (M1) 0.2461	$k_{a,statico}$ (M2) 0.3105			β_m	0.240 <i>NTC-08 Table 7.11.II</i>	
$k_{a,din.1}$ (M1) 0.2716	$k_{a,din.1}$ (M2) 0.3394			k_h	0.045 <i>NTC-08 §7.11.6</i>	
$k_{a,din.2}$ (M1) 0.2705	$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3381			k_v	0.022 <i>NTC-08 §7.11.7</i>	



Spalla B - generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla B comb. Fxmax, Fz conc

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b ₁)	12.70			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 paraghiaia</small>
Paraghiaia (t ₁ , h ₁)	0.40	2.60		Carichi aggiuntivi		
Mensola parag. (t ₂ , h ₂ , h _{2'})	0.00	0.00	0.00	Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)		
Paramento (t ₃ , h ₃)	1.80	5.00			V _x (kN)	N (kN)
Fondazione (b ₄ , h ₄)	9.00	1.80		S.L.U. Str	304.0	-1336.1
Suola esterna (b ₅)	1.90	1.80		S.L.U. Geo	254.4	-1398.2
Suola interna (b ₆)	5.30	1.80		S.L.U. Sisma	475.5	-1681.4
Piano app. impalcato (b ₇)		0.50		S.L.E. Fond.	221.4	-1430.1
h media baggioli (h ₈)		0.20		S.L.E. Freq.	61.3	-1621.7
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70			S.L.E. Q. Per.	43.9	-1524.3
γ _{cls}	25.00	[kN/m ²]			V _x (kN/m)	N (kN/m)
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	23.9	-105.2
		[°]	[rad]	S.L.U. Geo	20.0	-110.1
φ _{rilevato} (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	37.4	-132.4
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	17.4	-112.6
φ _{rilevato} (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	4.8	-127.7
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	3.5	-120.0
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		Caratterizzazione sismica		
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		a _{max} (g)	0.186	a _g 0.116
γ _t rilevato	20.00	[kN/m ²]		Cat. Suolo	Est. Topog.	T1
Coefficienti di spinta				F ₀	2.492	T _c 0.287
	θ _A 0.0455	θ _B 0.0435		S _s	1.600	S _T 1.000
k _{0,statico} (M1) 0.4264	k _{0,statico} (M2) 0.5113			S	1.60	
k _{a,statico} (M1) 0.2461	k _{a,statico} (M2) 0.3105			β _m	0.240 <i>NTC-08 Table 7.11.II</i>	
k _{a,din.1} (M1) 0.2716	k _{a,din.1} (M2) 0.3394			k _h	0.045 <i>NTC-08 §7.11.6</i>	
k _{a,din.2} (M1) 0.2705	k _{a,din.2} (M2) 0.3381			k _v	0.022 <i>NTC-08 §7.11.7</i>	



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

Spalla A

elemento 652 gauss point 1	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	276.06	-3065.25
SLU GEO max Fx	230.78	-2678.27
Ed SLV max Fx	474.23	-1535.53
SLE RARA max Fx	205.14	-2244.44
SLE FREQUENTE max Fx	61.99	-1498.22
SLE Q.PERMANENTE max Fx	51.93	-1516.72
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-85.84	-4840.76
SLU GEO min Fz	-92.41	-4185.26
Ed SLV min Fz	-448.44	-1696.61
SLE RARA min Fz	-60.66	-3587.04
SLE FREQUENTE min Fz	-24.15	-2856.16
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-19.35	-1723.17

Spalla B

elemento 653 gauss point 1	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	304.02	-1336.10
SLU GEO max Fx	254.44	-1398.23
Ed SLV max Fx	475.47	-1681.42
SLE RARA max Fx	221.45	-1430.09
SLE FREQUENTE max Fx	61.29	-1621.68
SLE Q.PERMANENTE max Fx	43.92	-1524.35
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-127.32	-4901.10
SLU GEO min Fz	-126.47	-4229.69
Ed SLV min Fz	424.05	-1706.88
SLE RARA min Fz	-88.68	-3631.58
SLE FREQUENTE min Fz	-28.52	-2892.12
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-24.77	-1732.87

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 Fx max ed Fzmin.

Spalla A - 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	0.0	-26.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	28.8	0.0	25.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.3	0.0	4.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	22.2	0.0	28.8
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.3	0.0	1.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.1	0.0	2.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Eff. inerziale elem. cls	4.8	0.0	6.3
da impalcato			
S.L.U. STR max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fx	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	73.3	-47.5	78.5
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	40.4	-27.2	40.0
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	41.1	-27.2	41.0
S.L.E. fond. max Fx	54.3	-35.2	58.1
S.L.E. freq. max Fx	47.7	-32.8	49.5
S.L.E. q.p. max Fx	32.2	-27.2	29.3
totale (m)			

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-341.0	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	393.0	0.0	1257.6
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.3	0.0	58.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	81.9	0.0	393.0
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.2	4.9
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	17.9	0.0	86.2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.8	0.0	37.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	28.0	0.0	134.4
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.8	0.0	37.4
Eff. inerziale elem. cls	63.3	0.0	244.7
da impalcato			
S.L.U. STR max Fx	21.7	-241.4	204.8
S.L.U. Sisma max Fx	37.3	-120.9	293.0
S.L.U. GEO max Fx	18.2	-210.9	173.0
S.L.E. fond. max Fx	16.2	-176.7	151.6
S.L.E. freq. max Fx	4.9	-118.0	58.7
S.L.E. q.p. max Fx	4.1	-119.4	53.3

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	679.4	-735.1	2481.1
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	531.7	-460.6	1961.1
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	541.7	-460.6	2009.2
S.L.E. fond. max Fx	503.3	-542.4	1837.8
S.L.E. freq. max Fx	467.5	-475.9	1629.0
S.L.E. q.p. max Fx	409.4	-459.1	1353.0
totale (m)			

Spalla A - 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	0.0	-26.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	28.8	0.0	25.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.3	0.0	4.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	22.2	0.0	28.8
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.3	0.0	1.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.1	0.0	2.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Eff. inerziale elem. cls	4.8	0.0	6.3
da impalcato S.L.U. STR max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fz	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	73.3	-47.5	78.5
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	40.4	-27.2	40.0
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	41.1	-27.2	41.0
S.L.E. fond. max Fz	54.3	-35.2	58.1
S.L.E. freq. max Fz	47.7	-32.8	49.5
S.L.E. q.p. max Fz	32.2	-27.2	29.3

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-341.0	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	393.0	0.0	1257.6
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.3	0.0	58.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	81.9	0.0	393.0
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.2	4.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	17.9	0.0	86.2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.8	0.0	37.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	28.0	0.0	134.4
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.8	0.0	37.4
Eff. inerziale elem. cls	63.3	0.0	244.7
da impalcato S.L.U. STR max Fz	-6.8	-381.2	27.6
S.L.U. Sisma max Fz	-35.3	-133.6	-227.5
S.L.U. GEO max Fz	-7.3	-329.5	13.5
S.L.E. fond. max Fz	-4.8	-282.4	22.1
S.L.E. freq. max Fz	-1.9	-224.9	31.3
S.L.E. q.p. max Fz	-1.5	-135.7	16.2

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	650.9	-874.9	2303.9
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	459.0	-473.3	1440.6
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	469.0	-473.3	1488.7
S.L.E. fond. max Fz	482.4	-648.1	1708.3
S.L.E. freq. max Fz	460.7	-582.8	1601.5
S.L.E. q.p. max Fz	403.7	-475.4	1315.9

Spalla B - 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	0.0	-26.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	28.8	0.0	25.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.3	0.0	4.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	22.2	0.0	28.8
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.3	0.0	1.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.1	0.0	2.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Eff. inerziale elem. cls	4.8	0.0	6.3
da impalcato S.L.U. STR max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fx	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	73.3	-47.5	78.5
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	40.4	-27.2	40.0
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	41.1	-27.2	41.0
S.L.E. fond. max Fx	54.3	-35.2	58.1
S.L.E. freq. max Fx	47.7	-32.8	49.5
S.L.E. q.p. max Fx	32.2	-27.2	29.3

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-251.0	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	246.3	0.0	624.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.7	0.0	36.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	64.8	0.0	246.3
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.2	4.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	11.2	0.0	42.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.2	0.0	23.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	17.6	0.0	66.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.2	0.0	23.4
Eff. inerziale elem. cls	46.6	0.0	134.8
da impalcato S.L.U. STR max Fx	23.9	-105.2	145.5
S.L.U. Sisma max Fx	37.4	-132.4	221.2
S.L.U. GEO max Fx	20.0	-110.1	126.2
S.L.E. fond. max Fx	17.4	-112.6	113.2
S.L.E. freq. max Fx	4.8	-127.7	50.6
S.L.E. q.p. max Fx	3.5	-120.0	42.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	457.1	-477.4	1338.8
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	357.5	-382.1	1066.3
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	363.8	-382.1	1090.2
S.L.E. fond. max Fx	338.3	-388.3	997.1
S.L.E. freq. max Fx	306.2	-395.6	862.6
S.L.E. q.p. max Fx	259.5	-369.7	686.1

Spalla B - 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	0.0	-26.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	28.8	0.0	25.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.3	0.0	4.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	22.2	0.0	28.8
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.3	0.0	1.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.1	0.0	2.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.1	0.0	2.7
Eff. inerziale elem. cls	4.8	0.0	6.3
da impalcato			
S.L.U. STR max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fz	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	73.3	-47.5	78.5
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	40.4	-27.2	40.0
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	41.1	-27.2	41.0
S.L.E. fond. max Fz	54.3	-35.2	58.1
S.L.E. freq. max Fz	47.7	-32.8	49.5
S.L.E. q.p. max Fz	32.2	-27.2	29.3
totale (m)			

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-251.0	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	246.3	0.0	624.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.7	0.0	36.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	64.8	0.0	246.3
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.2	4.9
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	11.2	0.0	42.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.2	0.0	23.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	17.6	0.0	66.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.2	0.0	23.4
Eff. inerziale elem. cls	46.6	0.0	134.8
da impalcato			
S.L.U. STR max Fz	-10.0	-385.9	25.1
S.L.U. Sisma max Fz	33.4	-134.4	200.5
S.L.U. GEO max Fz	-10.0	-333.0	14.8
S.L.E. fond. max Fz	-7.0	-286.0	20.9
S.L.E. freq. max Fz	-2.2	-227.7	33.9
S.L.E. q.p. max Fz	-2.0	-136.4	17.1

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	423.1	-758.1	1218.3
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	353.4	-384.1	1045.7
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	359.7	-384.1	1069.5
S.L.E. fond. max Fz	313.9	-561.7	904.8
S.L.E. freq. max Fz	299.2	-495.6	845.8
S.L.E. q.p. max Fz	254.1	-386.1	661.2
totale (m)			

7.3.2 Sollecitazioni in fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti alo spiccato fondazione per metro di larghezza di spalla e risp. sull'intera fondazione di larghezza pari 12.70 m per ambedue le spalle.

Spalla A

Spalla A - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-746.00	558.90
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	554.18	0.00	2105.88
Spinta orizz. terreno (M2)	664.47	0.00	2524.98
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14.58	0.00	83.13
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	97.22	0.00	554.18
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	17.49	0.00	99.67
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	116.57	0.00	664.47
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	5.20	-3.90
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-1017.60	-1882.56
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	25.31	0.00	144.27
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	9.29	0.00	52.96
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	39.49	0.00	225.10
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	9.25	0.00	52.73
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	27.80	0.00	158.44
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	11.61	0.00	66.17
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	26.12	0.00	148.87
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	11.56	0.00	65.91
Eff. inerziale elem. cls	138.46	0.00	426.25
Eff. inerziale terreno tergo spalla	187.90	0.00	1236.77
S.L.U. STR max Fx	21.74	-241.36	654.21
S.L.U. Sisma max Fx	37.34	-120.91	565.79
S.L.U. GEO max Fx	18.17	-210.89	564.23
S.L.E. fond. max Fx	16.15	-176.73	481.16
S.L.E. freq. max Fx	4.88	-117.97	268.07
S.L.E. q.p. max Fx	4.09	-119.43	263.71

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	920.82	-2820.13	2319.40
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	967.07	-1899.11	3263.73
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	981.20	-1899.11	3344.33
S.L.U. GEO max Fx	713.33	-2160.69	1916.44
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q1)	946.60	-1899.11	3300.51
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q2)	1083.33	-1899.11	3716.92
S.L.E. fond. max Fx	682.14	-2086.93	1714.63
S.L.E. freq. max Fx	641.70	-1988.57	1382.81
S.L.E. q.p. max Fx	572.85	-1897.63	1101.40

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR max Fx	11694.43	-35815.63	29456.34
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	12281.73	-24118.67	41449.40
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	12461.30	-24118.67	42472.96
S.L.U. GEO max Fx	9059.26	-27440.73	24338.77
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q1)	12021.85	-24118.67	41916.44
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q2)	13758.35	-24118.67	47204.91
S.L.E. fond. max Fx	8663.19	-26503.98	21775.79
S.L.E. freq. max Fx	8149.62	-25254.84	17561.69
S.L.E. q.p. max Fx	7275.23	-24099.86	13987.83

totale, b=12.7 m

Spalla A - max Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-746.00	558.90
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	554.18	0.00	2105.88
Spinta orizz. terreno (M2)	664.47	0.00	2524.98
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14.58	0.00	83.13
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	97.22	0.00	554.18
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	17.49	0.00	99.67
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	116.57	0.00	664.47
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	5.20	-3.90
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-1017.60	-1882.56
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	25.31	0.00	144.27
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	9.29	0.00	52.96
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	39.49	0.00	225.10
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	9.25	0.00	52.73
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	27.80	0.00	158.44
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	11.61	0.00	66.17
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	26.12	0.00	148.87
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	11.56	0.00	65.91
Eff. inerziale elem. cls	138.46	0.00	426.25
Eff. inerziale terreno tergo spalla	187.90	0.00	1236.77
S.L.U. STR max Fz	-6.76	-381.16	663.37
S.L.U. Sisma max Fz	-35.31	-133.59	-63.97
S.L.U. GEO max Fz	-7.28	-329.55	560.66
S.L.E. fond. max Fz	-4.78	-282.44	493.66
S.L.E. freq. max Fz	-1.90	-224.89	410.19
S.L.E. q.p. max Fz	-1.52	-135.68	244.08

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	892.32	-2959.93	2328.56
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	894.41	-1911.79	2633.97
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	908.55	-1911.79	2714.57
S.L.U. GEO max Fz	687.88	-2279.35	1912.86
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q1)	873.95	-1911.79	2670.75
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q2)	1010.68	-1911.79	3087.16
S.L.E. fond. max Fz	661.21	-2192.64	1727.13
S.L.E. freq. max Fz	634.92	-2095.49	1524.92
S.L.E. q.p. max Fz	567.24	-1913.88	1081.77

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR max Fz	11332.53	-37591.14	29572.72
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	11359.06	-24279.75	33451.42
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	11538.63	-24279.75	34474.98
S.L.U. GEO max Fz	8736.07	-28947.72	24293.33
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q1)	11099.18	-24279.75	33918.46
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q2)	12835.68	-24279.75	39206.92
S.L.E. fond. max Fz	8397.40	-27846.58	21934.56
S.L.E. freq. max Fz	8063.48	-26612.78	19366.52
S.L.E. q.p. max Fz	7203.95	-24306.31	13738.54

totale, b=12.7 m

Spalla B

Spalla B - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-656.00	405.90
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	376.79	0.00	1180.60
Spinta orizz. terreno (M2)	451.77	0.00	1415.55
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.03	0.00	56.52
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	80.17	0.00	376.79
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	14.42	0.00	67.77
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	96.12	0.00	451.77
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	5.20	-3.90
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-805.60	-1490.36
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	17.21	0.00	80.88
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.66	0.00	36.00
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	26.85	0.00	126.19
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.63	0.00	35.85
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	18.90	0.00	88.83
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	9.57	0.00	44.99
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	17.76	0.00	83.46
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	9.54	0.00	44.81
Eff. inerziale elem. cls	121.75	0.00	286.31
Eff. inerziale terreno tergo spalla	148.55	0.00	829.49
S.L.U. STR min N	23.94	-105.20	367.46
S.L.U. Sisma min N	37.44	-132.39	513.62
S.L.U. GEO min N	20.03	-110.10	349.43
S.L.E. fond. min N	17.44	-112.61	336.01
S.L.E. freq. min N	4.83	-127.69	276.40
S.L.E. q.p. min N	3.46	-120.03	252.26

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (f/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	657.06	-2276.27	831.03
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	721.43	-1508.59	1871.30
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	731.04	-1508.59	1916.46
S.L.U. GEO min N	513.07	-1757.90	758.33
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	680.66	-1508.59	1848.13
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	801.23	-1508.59	2128.89
S.L.E. fond. min N	486.42	-1720.81	679.40
S.L.E. freq. min N	449.76	-1596.29	554.27
S.L.E. q.p. min N	392.27	-1596.23	377.26

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	8344.70	-28908.68	10554.13
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	9162.14	-20429.16	23765.54
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	9284.16	-20429.16	24339.03
S.L.U. GEO min N	6515.93	-22325.29	9630.81
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	8644.32	-20429.16	23471.20
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	10175.61	-20429.16	27036.88
S.L.E. fond. min N	6177.50	-21854.23	8628.34
S.L.E. freq. min N	5711.91	-21542.90	7039.22
S.L.E. q.p. min N	4981.84	-20272.09	4791.18

Spalla B - min Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-656.00	405.90
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	376.79	0.00	1180.60
Spinta orizz. terreno (M2)	451.77	0.00	1415.55
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.03	0.00	56.52
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	80.17	0.00	376.79
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	14.42	0.00	67.77
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	96.12	0.00	451.77
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	5.20	-3.90
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-805.60	-1490.36
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	17.21	0.00	80.88
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.66	0.00	36.00
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	26.85	0.00	126.19
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.63	0.00	35.85
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	18.90	0.00	88.83
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	9.57	0.00	44.99
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	17.76	0.00	83.46
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	9.54	0.00	44.81
Eff. inerziale elem. cls	121.75	0.00	286.31
Eff. inerziale terreno tergo spalla	148.55	0.00	829.49
S.L.U. STR min N	-10.02	-385.91	663.06
S.L.U. Sisma min N	33.39	-134.40	489.09
S.L.U. GEO min N	-9.96	-333.05	563.08
S.L.E. fond. min N	-6.98	-285.95	494.43
S.L.E. freq. min N	-2.25	-227.73	416.96
S.L.E. q.p. min N	-1.95	-136.45	245.59

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (f/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	623.10	-2556.98	1126.63
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	717.38	-1610.60	1846.77
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	726.99	-1610.60	1891.93
S.L.U. GEO min N	483.07	-1980.85	971.99
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	676.61	-1610.60	1823.60
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	797.18	-1610.60	2104.36
S.L.E. fond. min N	462.00	-1894.15	837.82
S.L.E. freq. min N	442.68	-1796.33	694.83
S.L.E. q.p. min N	386.86	-1612.65	370.59

Sezione 3 (spiccato fondazione)

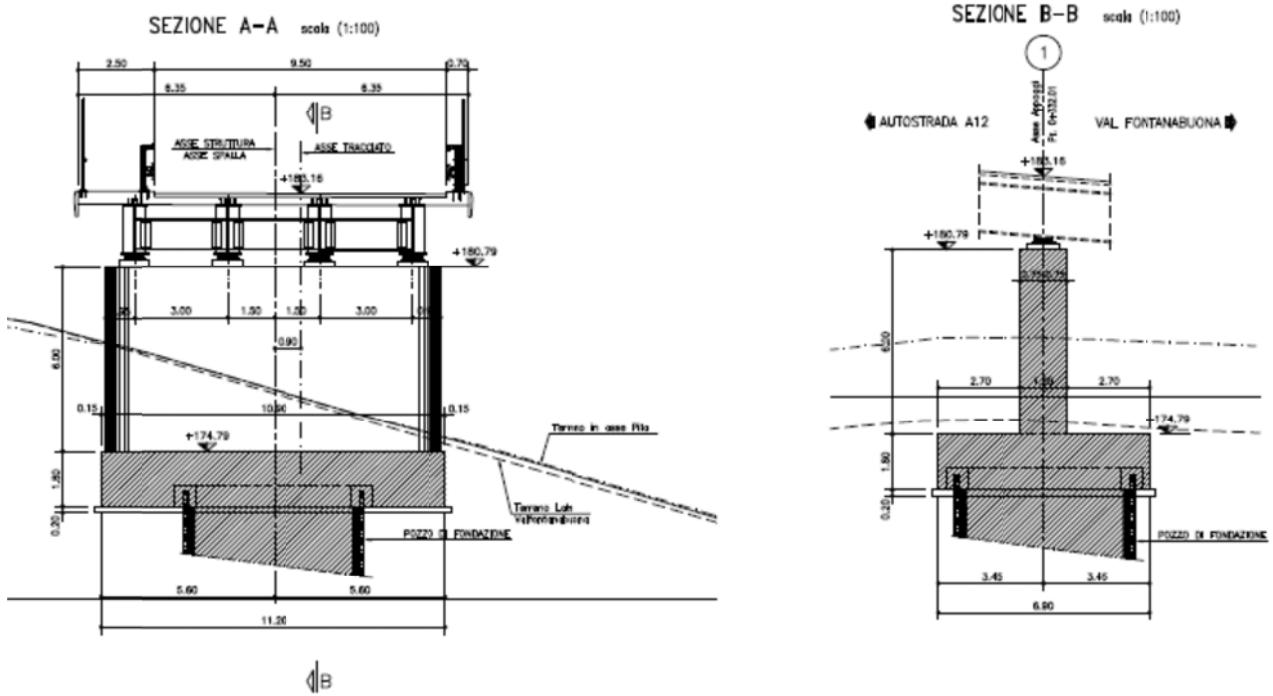
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	7913.36	-32473.69	14308.26
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	9110.73	-20454.62	23454.03
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	9232.75	-20454.62	24027.52
S.L.U. GEO min N	6135.03	-25156.75	12344.22
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	8592.91	-20454.62	23159.69
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	10124.20	-20454.62	26725.38
S.L.E. fond. min N	5867.38	-24055.72	10640.27
S.L.E. freq. min N	5622.09	-22813.34	8824.32
S.L.E. q.p. min N	4913.15	-20480.61	4706.54

8. Pile e fondazioni

Le pile 1 e 2 sono a setto pieno, di dimensioni planimetriche 1.50 x 10.90 m; è presente una stonatura d'estremità, di raggio 1.50 m. Esse poggiano su di un plinto prismatico di dimensioni 11.20 x 6.90 x 1.80 m. L'altezza di fusto è pari rispettivamente a 6m e 5 m per la pila 1 e la pila 2.

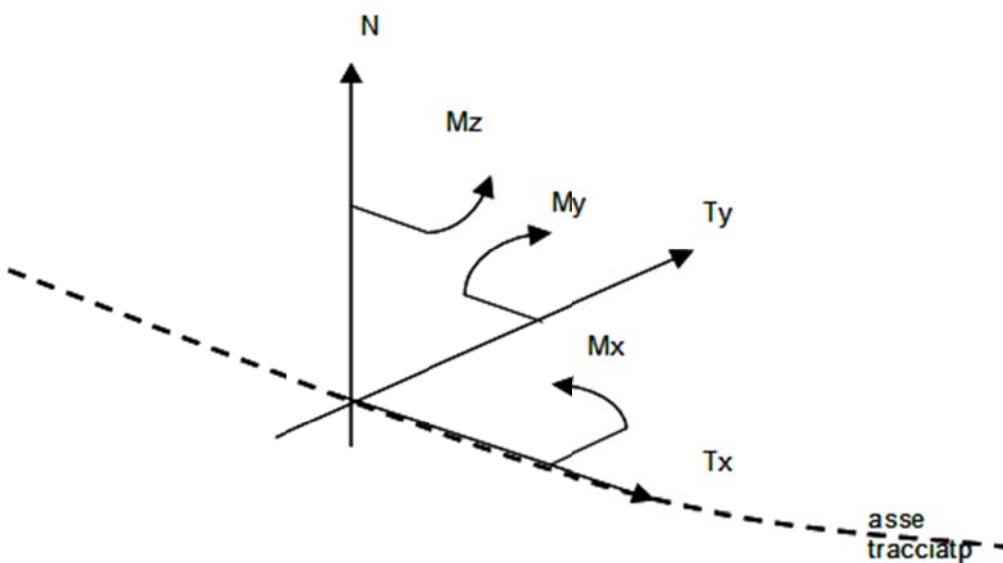
Di segui to si riporta lo schema indicativo della carpenteria.



Il plinto di fondazione poggia su di un pozzo, per cui dettagli si rimanda a specifico elaborato.

8.1 Sollecitazioni spiccato pila

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni rilevate allo spiccato delle pile 1 e 2 per gli Stati Limite strutturali significativi. Di seguito il sistema di riferimento impiegato.



Pila 1 - sollecitazioni spiccato

elemento 433 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-9128.03	-99.20	-434.44	21.30	2727.60	-595.05
SLU STR min N	-17980.23	67.36	415.06	35.65	-4990.41	444.20
SLU STR max Mx	-11132.41	449.61	384.68	-13.52	-1972.45	2690.00
SLU STR min Mx	-14862.24	-485.67	-401.62	33.29	4618.92	-2948.85
SLU STR min My	-14510.57	-58.32	-445.18	11.03	12774.12	-517.29
SLU STR max My	-15011.83	62.97	714.84	62.09	-8409.02	443.62
Ed SLV max N	-9607.98	-883.81	359.15	-12.99	1966.05	5007.00
Ed SLV min N	-9835.18	863.27	-376.69	57.12	-2233.95	-5123.83
Ed SLV max Mx	-9773.98	-834.32	346.14	-25.74	2952.02	5288.70
Ed SLV min Mx	-9664.45	808.61	-362.20	70.42	-3254.21	-5436.12
Ed SLV min My	-9806.54	-350.69	854.50	-8.79	6696.92	2165.72
Ed SLV max My	-9636.62	330.15	-872.05	52.92	-6964.82	-2282.55
SLE RARA max N	-9231.03	-76.83	-290.65	24.87	1504.66	-455.48
SLE RARA min N	-13364.09	49.41	274.31	23.50	-3247.61	322.07
SLE RARA max Mx	-10746.41	326.52	250.13	-3.49	-1324.28	1954.81
SLE RARA min Mx	-11023.02	-357.92	-264.42	24.41	3212.13	-2173.30
SLE RARA min My	-13269.51	-41.65	-299.81	14.84	9146.97	-371.78
SLE RARA max My	-11113.71	37.43	476.31	45.38	-5819.51	272.07
SLE FREQUENTE max N	-9356.80	-23.83	-4.51	27.72	-694.80	-130.78
SLE FREQUENTE min N	-11719.57	0.32	-12.47	17.56	-125.35	5.36
SLE FREQUENTE max Mx	-9743.90	51.69	74.94	15.23	-330.48	307.73
SLE FREQUENTE min Mx	-11046.11	-78.04	6.24	12.52	1248.41	-489.73
SLE FREQUENTE min My	-11654.55	9.27	-12.72	17.91	4051.46	-11.01
SLE FREQUENTE max My	-11132.10	-44.78	-3.05	40.93	-2075.97	-233.41
SLE Q.PERMANENTE max N	-9504.95	-28.14	-4.28	31.12	-890.56	-153.36
SLE Q.PERMANENTE min N	-9940.03	6.57	-12.95	12.96	631.17	30.19
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-9743.26	34.42	-20.73	14.65	393.32	202.11
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-9695.82	-62.46	5.36	30.11	-695.58	-363.52
SLE Q.PERMANENTE min My	-9920.21	8.20	-13.31	12.63	642.17	39.82
SLE Q.PERMANENTE max My	-9524.78	-29.77	-3.91	31.45	-901.56	-163.00

Pila 2 - sollecitazioni spiccato

elemento 439 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-8648.12	72.28	-389.13	-28.56	1533.59	354.66
SLU STR min N	-17252.83	-51.01	478.74	-42.71	-1416.84	-240.69
SLU STR max Mx	-14094.73	461.19	-351.95	-38.42	5899.46	2360.70
SLU STR min Mx	-10539.30	-437.43	445.02	18.99	-822.89	-2167.01
SLU STR min My	-16490.53	47.52	-384.00	-13.85	14789.17	410.28
SLU STR max My	-10728.50	-59.61	762.72	-43.83	-6704.76	-335.14
Ed SLV max N	-9107.74	-455.80	925.31	-44.96	5437.79	2500.36
Ed SLV min N	-9341.83	466.44	-851.45	-2.69	-3789.20	-2419.94
Ed SLV max Mx	-9127.65	-830.65	485.56	-69.53	2771.77	4609.11
Ed SLV min Mx	-9317.09	846.53	-409.94	21.48	-1176.64	-4503.06
Ed SLV min My	-9302.03	-486.90	918.11	-34.67	7283.84	2369.32
Ed SLV max My	-9147.54	497.54	-844.24	-12.98	-5635.25	-2288.90
SLE RARA max N	-8746.06	57.45	-245.19	-29.90	721.43	279.66
SLE RARA min N	-12825.83	-39.13	321.44	-29.43	-475.60	-179.59
SLE RARA max Mx	-10454.98	341.67	-227.30	-28.44	4226.72	1749.33
SLE RARA min Mx	-10177.63	-320.63	306.41	7.45	-315.86	-1585.94
SLE RARA min My	-12795.51	27.39	-253.09	-10.40	10884.81	266.11
SLE RARA max My	-9752.38	-31.14	522.22	-38.69	-4597.08	-181.23
SLE FREQUENTE max N	-8866.81	19.85	41.37	-30.41	-800.48	91.24
SLE FREQUENTE min N	-11206.00	-5.71	33.54	-22.92	1866.90	-1.07
SLE FREQUENTE max Mx	-10481.14	74.29	54.24	-16.93	2530.55	409.32
SLE FREQUENTE min Mx	-10148.36	-55.09	24.16	-4.15	1354.61	-255.53
SLE FREQUENTE min My	-11194.93	-8.63	33.61	-16.43	5747.72	36.75
SLE FREQUENTE max My	-9766.82	24.03	42.34	-33.65	-1237.29	106.28
SLE Q.PERMANENTE max N	-9005.28	23.12	41.83	-29.28	-559.66	110.86
SLE Q.PERMANENTE min N	-9446.18	-11.44	32.47	-18.27	2222.45	-24.98
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-9197.01	58.46	53.09	-30.82	-27.32	295.53
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-9248.42	-40.22	23.41	-17.24	1623.28	-177.61
SLE Q.PERMANENTE min My	-9446.18	-11.44	32.47	-18.27	2222.45	-24.98
SLE Q.PERMANENTE max My	-9005.28	23.12	41.83	-29.28	-559.66	110.86

8.2 Sollecitazioni intradosso fondazione

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni rilevate all'intradosso fondazioni per i vari S.L.(strutturale e geotecnico) considerati.

Pila 1 - sollecitazioni intradosso fondazione

elemento 644 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-12287.03	-99.20	-434.44	21.30	3509.59	-773.62
SLU STR min N	-22244.88	67.36	415.06	35.65	-5737.52	565.45
SLU STR max Mx	-14266.65	449.65	384.68	-13.56	-2645.61	3499.32
SLU STR min Mx	-19016.42	-486.37	-401.61	33.86	5071.83	-3823.97
SLU STR min My	-17669.57	-58.32	-445.18	11.03	13575.45	-622.26
SLU STR max My	-19276.48	62.97	714.84	62.09	-9695.72	556.97
SLU GEO max N	-12194.10	-119.31	-370.15	36.48	1961.21	-913.18
SLU GEO min N	-17670.03	61.46	361.09	28.80	-5020.73	514.66
SLU GEO max Mx	-14032.10	376.89	334.15	-5.74	-2510.99	2936.42
SLU GEO min Mx	-14768.36	-438.73	-341.17	39.78	3417.35	-3432.84
SLU GEO min My	-16926.73	-57.44	-385.72	15.18	11420.69	-587.30
SLU GEO max My	-14993.90	31.44	627.13	63.90	-9317.21	316.57
Ed SLV max N	-12766.98	-883.81	359.15	-12.99	2631.14	6505.55
Ed SLV min N	-12994.18	863.27	-376.69	57.12	-2867.46	-6659.35
Ed SLV max Mx	-12932.98	-834.32	346.14	-25.74	3640.52	6876.34
Ed SLV min Mx	-12823.45	808.61	-362.20	70.42	-3913.81	-7070.03
Ed SLV min My	-12965.54	-350.69	854.50	-8.79	8279.55	2815.26
Ed SLV max My	-12795.62	330.15	-872.05	52.92	-8515.87	-2969.07
SLE RARA max N	-12390.03	-76.83	-290.65	24.87	2027.83	-593.77
SLE RARA min N	-16523.09	49.41	274.31	23.50	-3741.37	411.01
SLE RARA max Mx	-13887.07	326.55	250.13	-3.52	-1760.25	2542.54
SLE RARA min Mx	-14100.19	-358.44	-264.41	24.84	3488.08	-2818.24
SLE RARA min My	-16428.51	-41.65	-299.81	14.84	9686.63	-446.76
SLE RARA max My	-14272.71	37.43	476.31	45.38	-6676.86	339.45
SLE FREQUENTE max N	-12515.80	-23.83	-4.51	27.72	-686.68	-173.67
SLE FREQUENTE min N	-14878.57	0.32	-12.47	17.56	-102.91	5.93
SLE FREQUENTE max Mx	-12902.90	51.69	74.94	15.23	-465.37	400.77
SLE FREQUENTE min Mx	-14123.28	-78.56	6.25	12.94	1037.16	-630.88
SLE FREQUENTE min My	-14813.55	9.27	-12.72	17.91	4074.36	5.68
SLE FREQUENTE max My	-14291.10	-44.78	-3.05	40.93	-2070.47	-314.01
SLE Q.PERMANENTE max N	-12663.95	-28.14	-4.28	31.12	-882.86	-204.01
SLE Q.PERMANENTE min N	-13099.03	6.57	-12.95	12.96	654.47	42.01
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-12902.26	34.42	-20.73	14.65	430.64	264.08
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-12854.82	-62.46	5.36	30.11	-705.24	-475.94
SLE Q.PERMANENTE min My	-13079.21	8.20	-13.31	12.63	666.14	54.58
SLE Q.PERMANENTE max My	-12683.78	-29.77	-3.91	31.45	-894.53	-216.58

Pila 2 - sollecitazioni intradosso fondazione

elemento 645 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-11807.12	72.28	-389.13	-28.56	2234.03	484.76
SLU STR min N	-21517.48	-51.01	478.74	-42.71	-2278.57	-332.51
SLU STR max Mx	-18315.10	461.45	-351.94	-38.81	6424.64	3191.11
SLU STR min Mx	-13698.30	-437.43	445.02	18.99	-1623.93	-2954.38
SLU STR min My	-18493.64	44.98	-387.64	-11.76	15485.01	478.26
SLU STR max My	-16149.03	-57.07	766.35	-45.92	-8082.28	-424.89
SLU GEO max N	-11707.12	95.70	-324.86	-39.72	263.88	623.45
SLU GEO min N	-17105.63	-46.41	408.79	-33.78	-2196.52	-306.70
SLU GEO max Mx	-14222.30	418.23	-305.51	-40.27	3823.28	2866.51
SLU GEO min Mx	-13473.66	-366.77	392.35	10.61	-1626.61	-2478.97
SLU GEO min My	-16452.25	39.10	-338.91	-9.08	13040.03	409.86
SLU GEO max My	-13483.37	-18.75	673.37	-52.87	-8664.35	-181.00
Ed SLV max N	-12266.74	-455.80	925.31	-44.96	6957.42	3395.92
Ed SLV min N	-12500.83	466.44	-851.45	-2.69	-5441.80	-3296.36
Ed SLV max Mx	-12286.65	-830.65	485.56	-69.53	3467.64	6266.95
Ed SLV min Mx	-12476.09	846.53	-409.94	21.48	-2008.63	-6132.32
Ed SLV min My	-12461.03	-486.90	918.11	-34.67	8816.44	3208.90
Ed SLV max My	-12306.54	497.54	-844.24	-12.98	-7300.81	-3109.34
SLE RARA max N	-11905.06	57.45	-245.19	-29.90	1162.76	383.07
SLE RARA min N	-15984.83	-39.13	321.44	-29.43	-1054.20	-250.03
SLE RARA max Mx	-13581.19	341.86	-227.29	-28.73	4555.61	2364.54
SLE RARA min Mx	-13336.63	-320.63	306.41	7.45	-867.41	-2163.08
SLE RARA min My	-15954.51	27.39	-253.09	-10.40	11340.37	315.41
SLE RARA max My	-12911.38	-31.14	522.22	-38.69	-5537.07	-237.29
SLE FREQUENTE max N	-12025.81	19.85	41.37	-30.41	-874.94	126.97
SLE FREQUENTE min N	-14365.00	-5.71	33.54	-22.92	1806.54	-11.35
SLE FREQUENTE max Mx	-13607.34	74.48	54.25	-17.22	2352.66	543.24
SLE FREQUENTE min Mx	-13307.36	-55.09	24.16	-4.15	1311.13	-354.70
SLE FREQUENTE min My	-14353.93	-8.63	33.61	-16.43	5687.22	21.21
SLE FREQUENTE max My	-12165.82	11.26	137.60	-30.04	-1437.04	70.03
SLE Q.PERMANENTE max N	-12164.28	23.12	41.83	-29.28	-634.94	152.48
SLE Q.PERMANENTE min N	-12605.18	-11.44	32.47	-18.27	2164.00	-45.57
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-12356.01	58.46	53.09	-30.82	-122.87	400.77
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-12407.42	-40.22	23.41	-17.24	1581.15	-250.01
SLE Q.PERMANENTE min My	-12605.18	-11.44	32.47	-18.27	2164.00	-45.57
SLE Q.PERMANENTE max My	-12164.28	23.12	41.83	-29.28	-634.94	152.48

Per il dimensionamento/verifica dei pozzi di fondazione si rimanda ad elaborati separato.