



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

OPERA DI SCAVALCO A12

RELAZIONE DI CALCOLO

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO						DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE				n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.		
-	1	100	1302		STR0087	--			
	SCALA:						-		

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

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

Bretella Rapallo – Fontanabuona

Riq. SP 22 - Opera di scavalco Aut. A12 – 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	5
1.2.3	Sistema di vincolo	7
1.3	Normative di riferimento	8
1.4	Contestualizzazione dell'opera	8
1.4.1	Condizioni ambientali	8
1.4.2	Classi di esposizione	9
1.4.3	Classificazione traffico	9
1.4.4	Caratteristiche materiali	9
1.4.5	Classe di esecuzione	10
1.5	Software di calcolo	10
1.6	Convenzioni generali	11
1.7	Impostazioni generali delle analisi	12
1.7.1	Fasi di analisi	12
1.7.2	Analisi e verifiche eseguite	13
1.7.3	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	14
1.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	20
1.8.1	Stato della soletta	20
1.8.2	Larghezze collaboranti	21
1.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	21
1.9	Caratteristiche dimensionali sezioni	22
1.10	Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)	26
2.	Analisi dei carichi	26
2.1	Carichi agenti in fase 1	26
2.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	26
2.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	28
2.1.3	Peso proprio pile (g_{k1}''')	28
2.2	Carichi agenti in fase 2	28
2.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2})	28
2.2.2	Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)	29
2.3	Carichi agenti in fase 3	30
2.3.1	Variazioni termiche (T_k)	30
2.3.2	Carichi mobili (Q_k)	32
2.3.3	Azione del vento (F_w)	35
2.3.4	Attrito appoggi (Q_{frict})	37
2.3.5	Azione sismica (E_d)	37

2.4	Combinazioni di carico	39
3.	Analisi strutturale	41
3.1	Analisi statica globale	41
3.1.1	Risultati salienti	42
3.2	Analisi dinamica	138
4.	Verifica impalcato metallico	140
4.1	Verifica travi longitudinali	140
4.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	141
4.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	144
4.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	145
4.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	146
4.1.5	Verifica connessione trave/soletta	148
4.2	Verifica traversi	151
4.2.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	152
4.2.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	155
4.2.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	157
4.2.4	Verifica connessione trave/soletta	158
5.	Deformazioni e controcce	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	167
6.4	Dimensionamento varchi e giunti	168
	7. Spalle	169
7.1	Generalità	169
7.2	Analisi dei carichi	170
7.3	Calcolo sollecitazioni	172
7.3.1	Sollecitazioni lungo l'elevazione	175
7.3.2	Sollecitazioni in fondazione	180
7.4	Verifiche elementi strutturali principali	187
7.4.1	Paraghiaia	187
7.4.2	Paramento	187
8.	Pile e fondazioni	188
8.1	Verifica fusto pila	188
8.2	Verifica pulvino	191
8.3	Elevazioni	208
9.	Fondazioni pile P1 e P2	208
9.1	Sollecitazioni in fondazione	208

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 all'opera di scavalco dell'autostrada A12, da realizzarsi nell'ambito della riqualificazione di tracciato della strada SP 22, tra la progressiva 0+310.91 e la progressiva 0+434.91.

Per quanto riguarda dettagli e sviluppo computazionale delle sottofondazioni, si rimanda ad altro elaborato.

1.2 Descrizione generale dell'opera

1.2.1 Impalcato

L'opera consta di una successione di tre campate di luce 36+44+44 m, realizzate mediante un impalcato continuo in struttura composta acciaio calcestruzzo.

Lo schema adottato per l'impalcato è quello del "ladder deck" "ladder deck", che consta di un semplice grigliato metallico a due travi, disposte ad interasse trasversale 7.50 m, collegate da traversi, pure essi in composizione strutturale con la soletta, disposti ad interasse longitudinale tipico pari a 4.0 m; i traversi metallici sono prolungati fino alle estremità degli sbalzi e collaborano alla statica trasversale della soletta, cui sono collegati mediante connettori a pilo tipo Nelson. Le estremità degli sbalzi sono collegate longitudinalmente da una lungherina metallica realizzata mediante un profilo tipo IPE 300.

La larghezza complessiva della soletta è variabile da 14,20 m, in prossimità della spalla A, fino ad un massimo di 19.45 m in corrispondenza della spalla B, ove il piano viabile si amplia per realizzare l'innesto della corsia di accelerazione. L'ampiezza di sbalzo è pertanto variabile da 3.35 m fino ad un massimo di 5.975 m. La soletta ospita il piano viabile, di larghezza variabile da 12.80 a 18.45 m e due cordoli laterali che installano barriere metalliche bordo ponte.

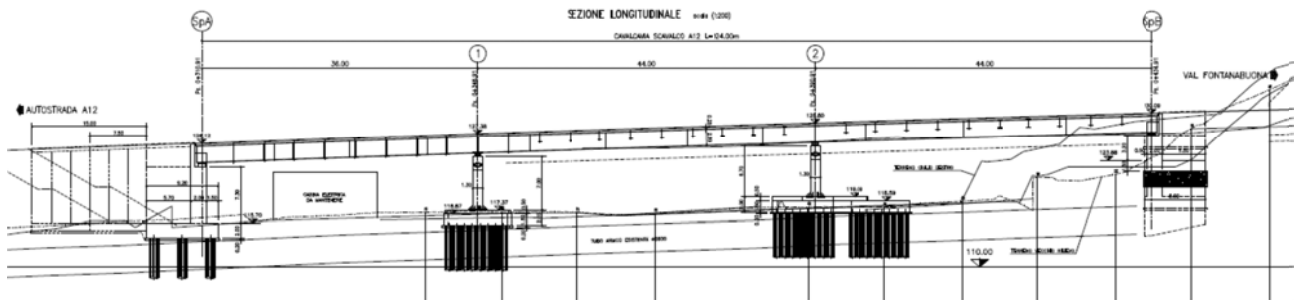
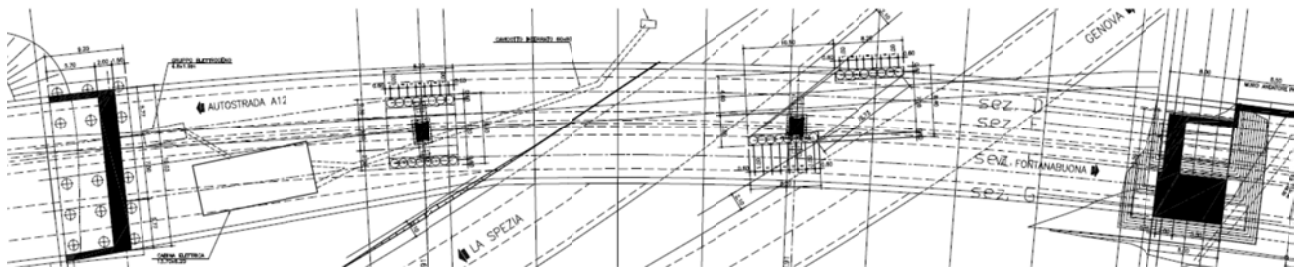
L'altezza complessiva dell'opera è pari a 2.45 m (trave metallica da 2.20 m + soletta da 0.25 m) , cui consegue un rapporto luce altezza è pari a 1/18 circa.

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 acciaio, di spessore da 4 mm, nervata mediante tralicci saldati. Lo spessore complessivo del pacchetto è pari a 250 mm.

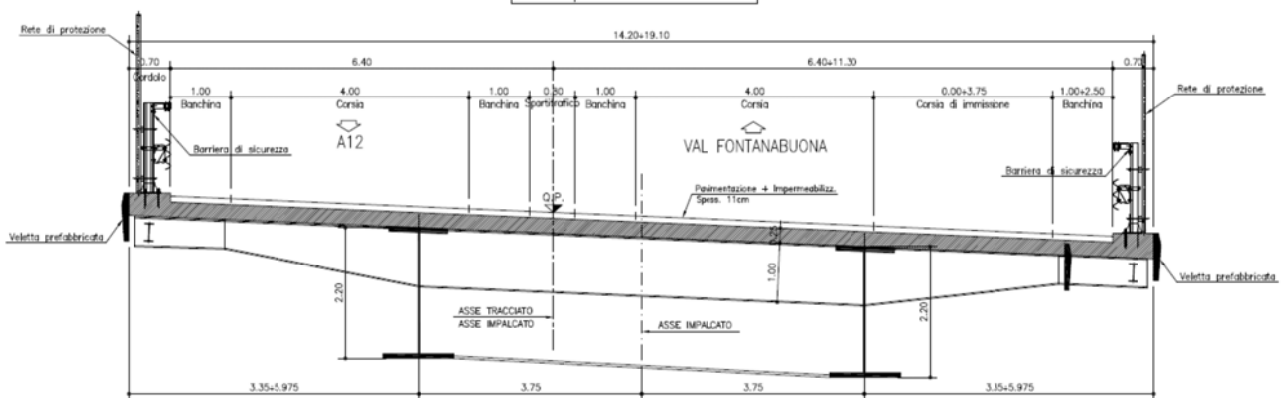
La predalla collaborante in acciaio, saldata alle travi ed ai traversi, opera come adeguato elemento di stabilizzazione dell'assieme durante il varo.

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.



SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO scala (1:50)

Da Spalla A a Pila 1



1.2.2 Sottostrutture

1.2.2.1 Spalle

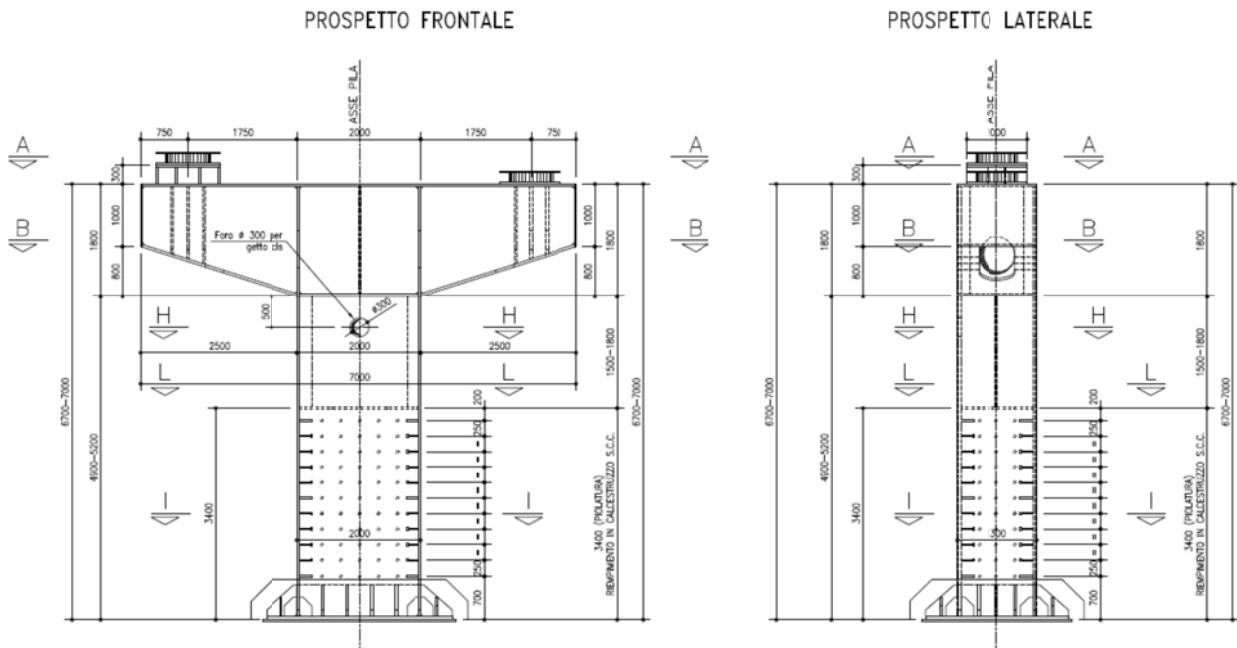
La travata è supportata da spalle in c.a., di tipo classico, formate da fondazione, paramento e paraghiaia. La spalla A presenta una fondazione opportunamente gradonata in direzione trasversale, conformemente all'andamento del substrato.

1.2.2.2 Pile

Le pile intermedie, di altezza media pari a circa 5 m, sono realizzate in composizione acciaio calcestruzzo, e sono sormontate da un pulvino metallico.

Le figure seguenti riportano le caratteristiche delle pile.

PILA 1 e 2 scala (1:50)

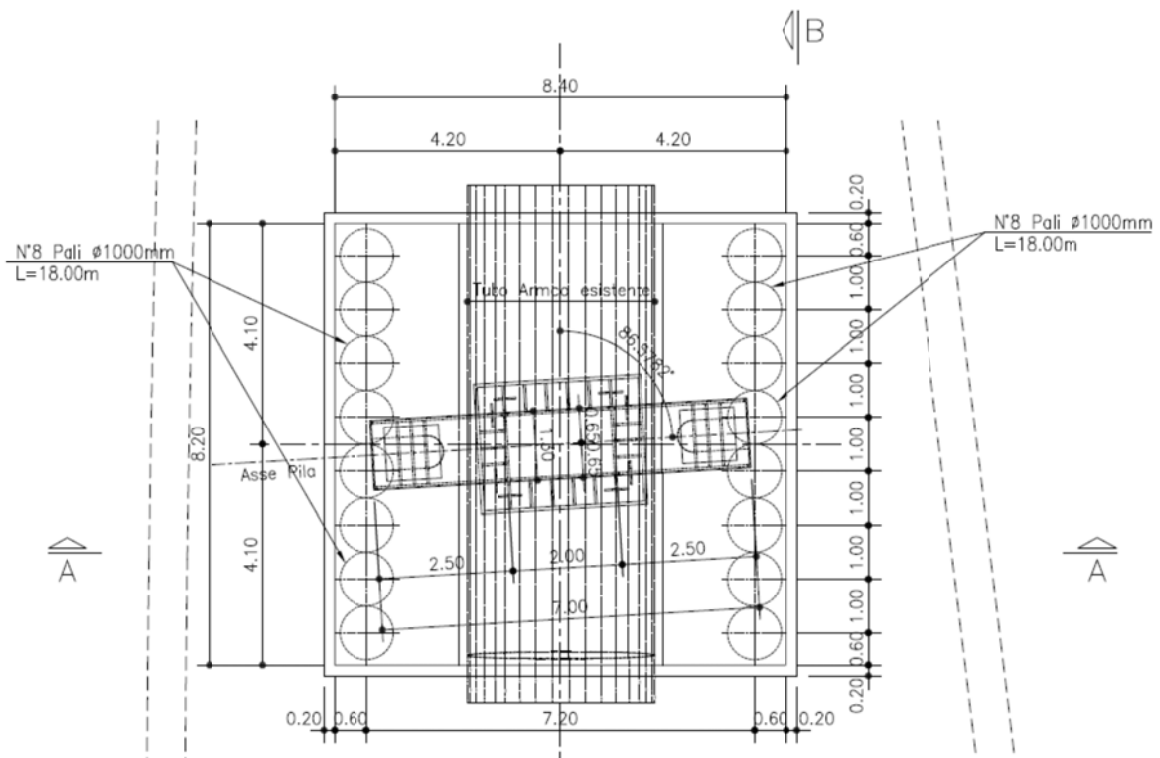


Allo scopo di risolvere l'interferenza con un tombino idraulico esistente, di difficile risoluzione, per le fondazioni delle pile sono stati previsti dei cavalletti in c.a. formati da solettone di spessore pari a 1.50 m, fondato su due allineamenti di pali realizzati in affiancamento alla struttura esistente.

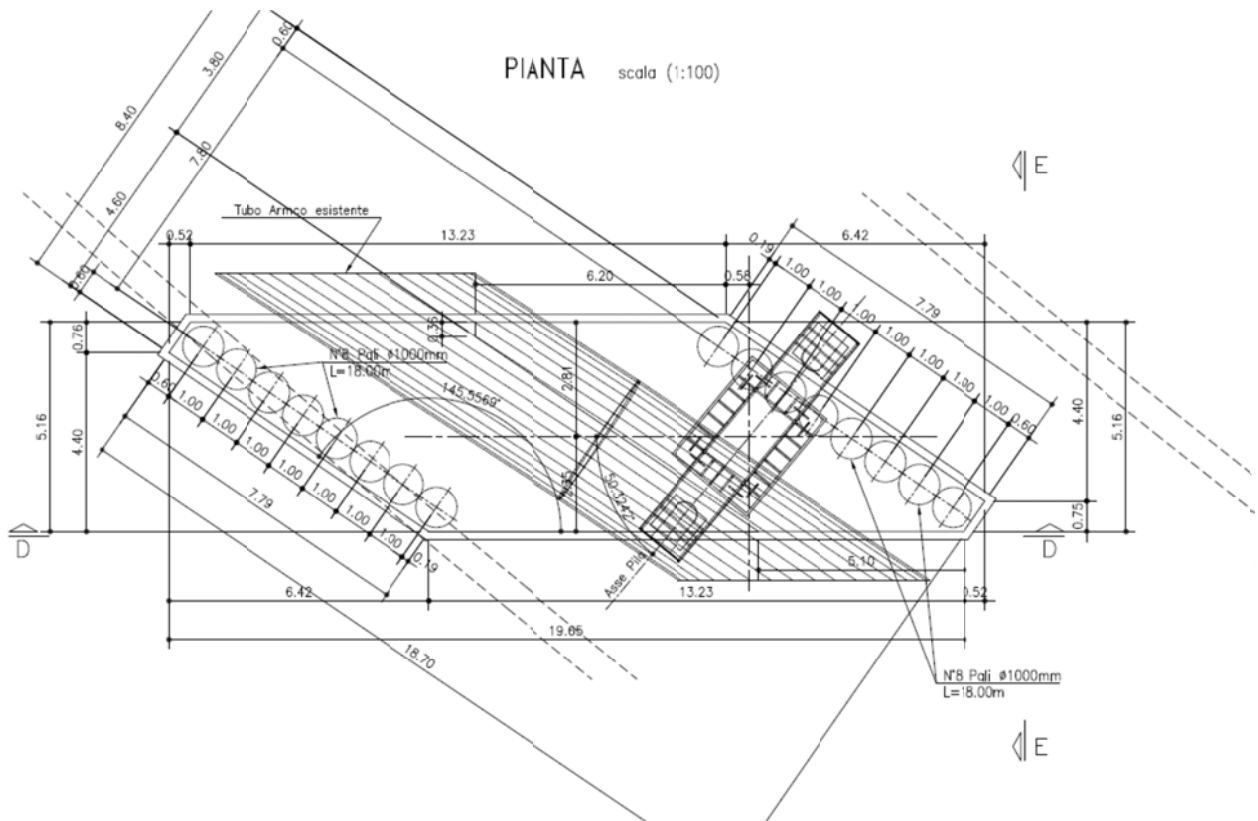
Le figure seguenti riportano la configurazione planimetrica della fondazione.

Fondazione pila P1

PIANTA scala (1:100)



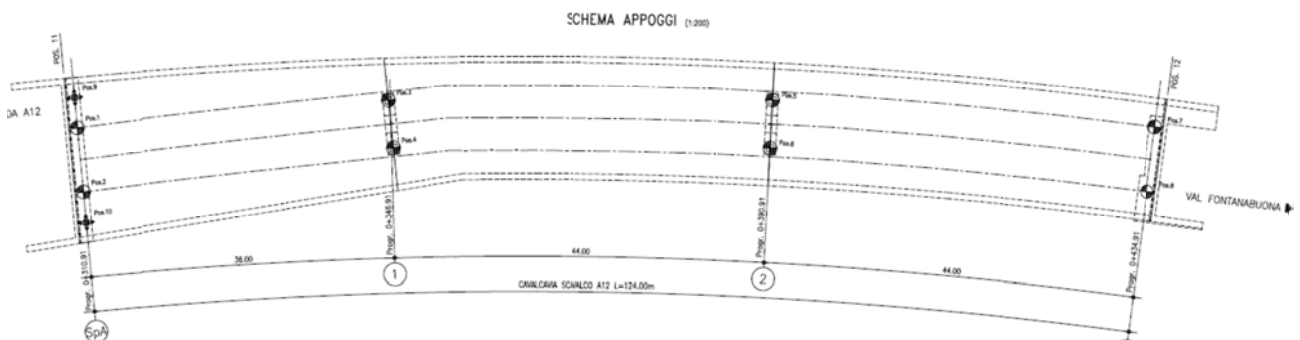
Fondazione pila P2



1.2.3 Sistema di vincolo

La struttura è vincolata ai sostegni mediante dispositivi di isolamento in neoprene armato ad alta dissipazione, disposti su pile e spalle. La spalla A è coadiuvata da una coppia di dispositivi in acciaio/PTFE, predisposti allo scopo di limitare le grandi frecce dello sbalzo di spalla.

In figura si riporta lo schema appoggi.



Le caratteristiche indicative degli isolatori sono le seguenti:

$k_h = 3.10 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi di spalla

$k_h = 7.7 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi di pila

$\xi = 16 \%$ 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")

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):

$$T_{\min} = -11 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = 38 \text{ °C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$RH = 80 \%$$

1.4.2 Classi di esposizione

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

soletta: XF4

baggioli: XF4

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

1.4.3 Classificazione traffico

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

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

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

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

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

N_{obs} : 0.5e6

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 e riempimento pile:

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

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

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

NB per il calcestruzzo di riempimento delle pile si prevede l'adozione di calcestruzzo autocompattante (s.c.c.)

Acciaio in barre nervate

Acciaio tipo B450C

Acciaio per carpenteria

Acciaio tipo S355 autoprotetto

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

$\nu = 0.27$ modulo di Poisson

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

Bulloni

Bulloni cl 10.9.

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

Saldature

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

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

1.4.5 Classe di esecuzione

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

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-cls 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)
- valutazione frecce e contromonte impalcato
- calcolo sollecitazioni spalle (elevazione ed intradosso fondazioni)
- sollecitazioni e spostamenti apparecchi di appoggio e giunto

- verifiche delle pile composite e del pulvino metallico

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)

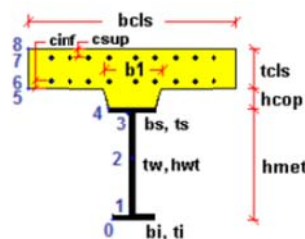
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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

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

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

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

L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della

componente “non ciclica” delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente “ciclica”, derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per 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"

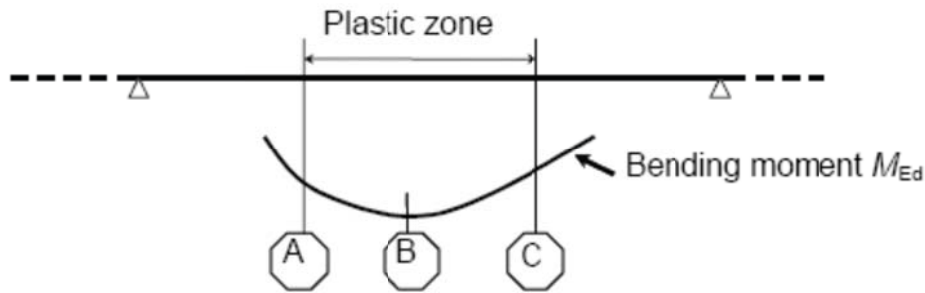
Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), 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

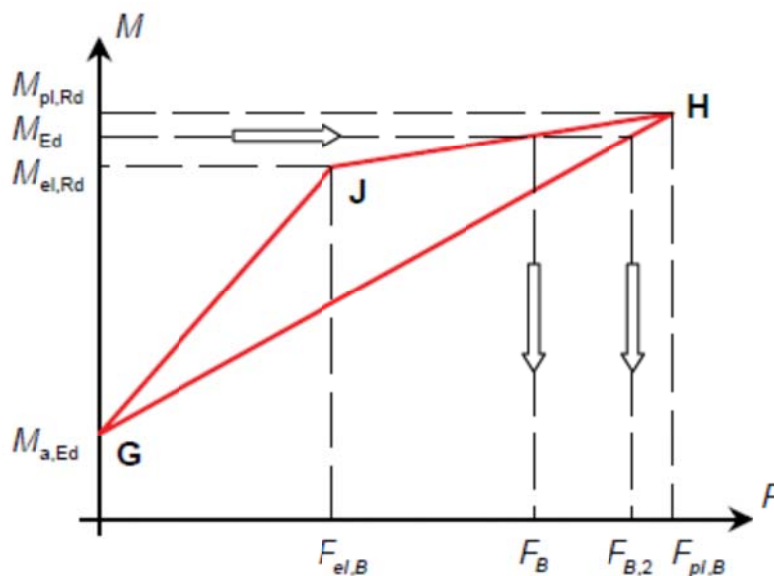
schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei concetti 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:

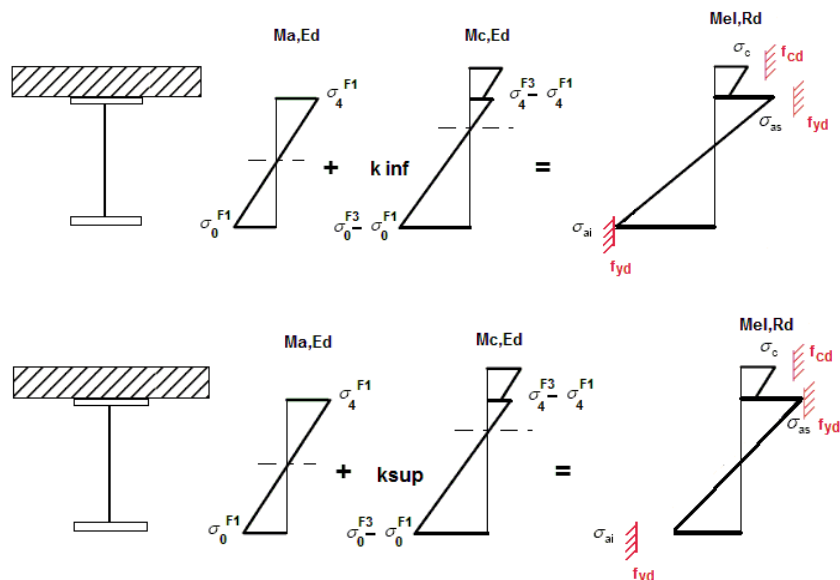
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

i = 1 o 4 (lemba 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.



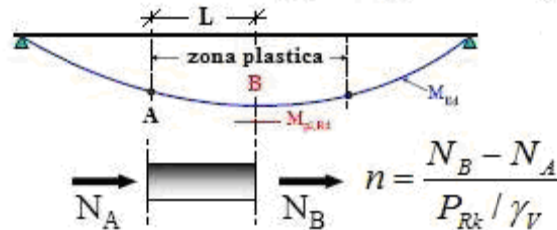
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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.

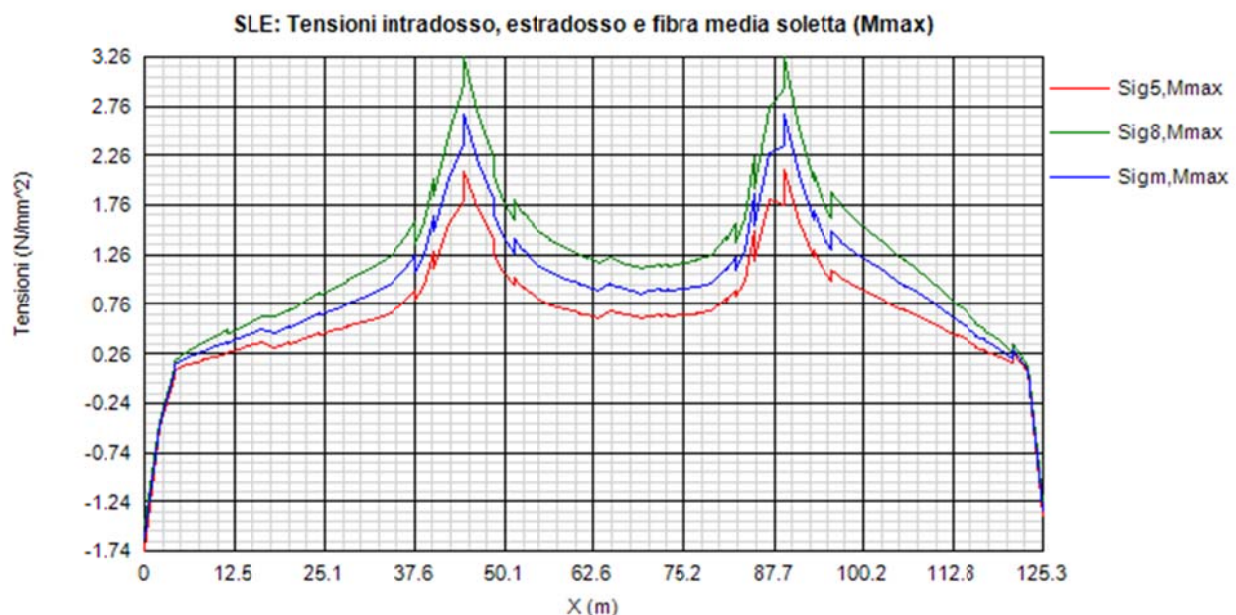
Il valore limite di riferimento risulta (EN 1994-2, 5.4.3.2(2)):

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

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:

$$\sigma_{max} = 3.264 \text{ MPa} < 2 f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$$

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 7100 mm. Tale larghezza viene considerata, per semplicità, anche in corrispondenza della campata di allargamento.

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

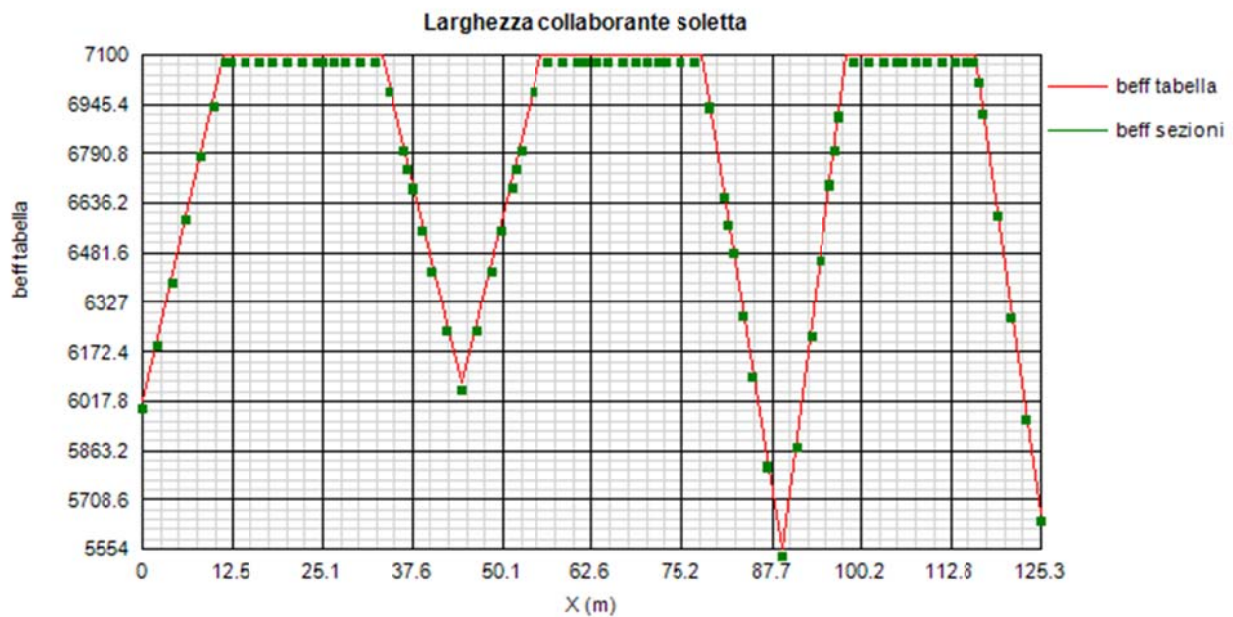
Si considera:

$b_0 = 500$ mm larghezza impegnata dal sistema di connessione

$bsx = 3750$ mm

$bdx = 3350$ mm

L'andamento della larghezza collaborante viene valutato mediante il programma PontiEC4, che restituisce l'andamento della larghezza collaborante riportato in figura.



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 13.50 m	testa pila
concio B: L 10.20 m	intermedio campata centrale
concio C: L 10.0 m	centrale campata centrale
concio D1: L 12.5 m	intermedio lato spalla B
concio E1: L 13.5 m	centrale lato spalla B
concio F1: L 11.80 m	estremità lato spalla B
concio D2: L 10.0 m	intermedio lato spalla A
concio E2: L 10.0 m	centrale lato spalla A
concio F2: L 9.75 m	estremità lato spalla A

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

		concioA	concioB	concioC	concioD1	concioE1	concioF1	concoD2	concioE2	concioF2	
Sezione metallica	h_{tot}	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	
	b_{bot}	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	1200.00	
	t_{bot}	80.00	60.00	60.00	60.00	60.00	40.00	60.00	60.00	60.00	
	b_{top}	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	
	t_{top}	80.00	60.00	60.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	
	h_{web}	2040.00	2080.00	2080.00	2100.00	2100.00	2120.00	2100.00	2100.00	2100.00	
	t_{web}	24.00	22.00	18.00	22.00	18.00	20.00	20.00	20.00	22.00	
selett	h_{cis}	250	250	250	250	250	250	250	250	250	
	h_{cop}	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
	ϕ_{sup}	20.00	20.00	16.00	20.00	16.00	16.00	20.00	16.00	16.00	
	$pass_{sup}$	100.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	
	c_{sup}	57.00	57.00	55.00	57.00	55.00	55.00	57.00	55.00	55.00	
	ϕ_{inf}	20.00	20.00	16.00	20.00	16.00	16.00	20.00	16.00	16.00	
	$pass_{inf}$	100.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	
	c_{inf}	71.00	35.50	35.50	35.50	35.50	35.50	35.50	35.50	35.50	
	Armatura										

Nella tabella precedente, si è indicato con:

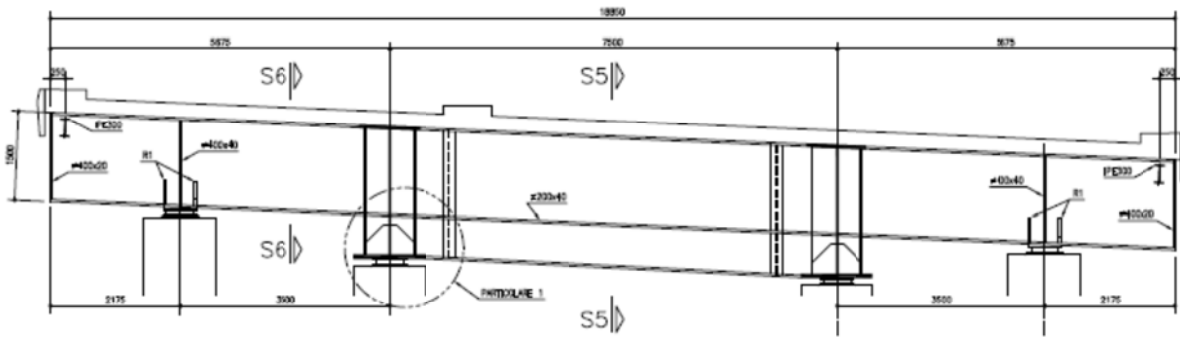
- b_i larghezza piattabanda superiore
- t_i spessore piattabanda superiore
- b_s larghezza piattabande superiori
- t_s spessore piattabande superiori
- h_w altezza anime
- t_w spessore anime

I traversi sono formati da una parte centrale, tra le travi, ad altezza costante, e da una sbalzo laterale di altezza variabile (traversi intermedi) da 1000 a 500 mm. La parte a sezione variabile presenta, sempre lunghezza costante.

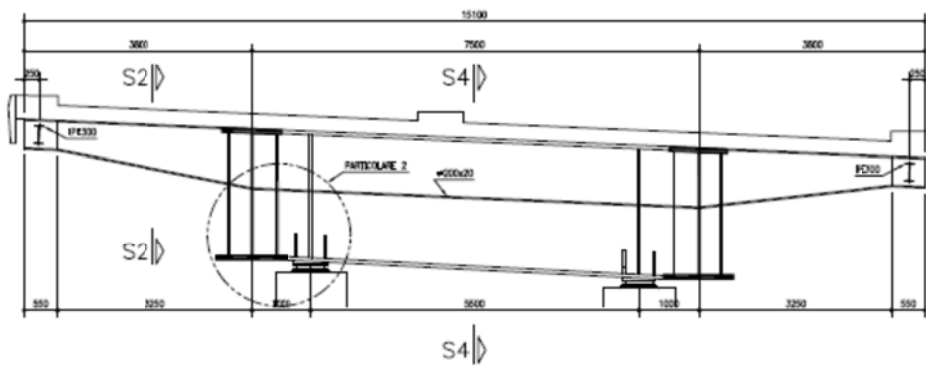
La figura seguente riporta la configurazione delle varie tipologie di traverso, avendo indicato con:

- Traverso TR1: traverso lato spalla A
- Traverso TR2/TR3: traverso testa pila P1/P2
- Traverso TR4: traverso intermedio campata SpA, P1 (parte centrale di altezza 2200 mm)
- Traverso TR5: traverso lato spalla B
- Traverso TR6: traverso tipo

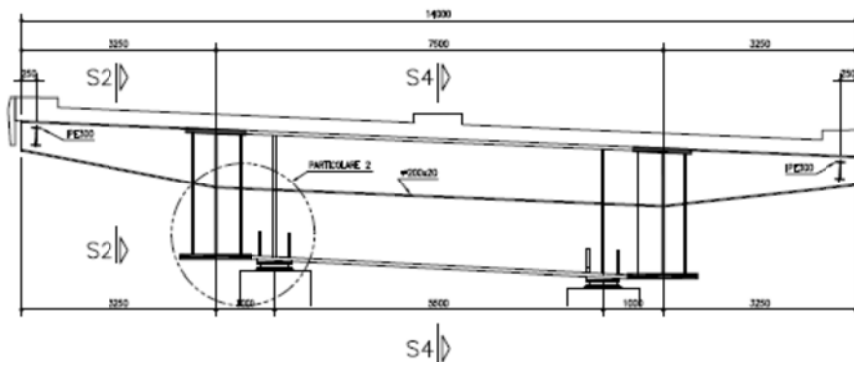
SEZIONE TRAVERSO TR1 (1:50)

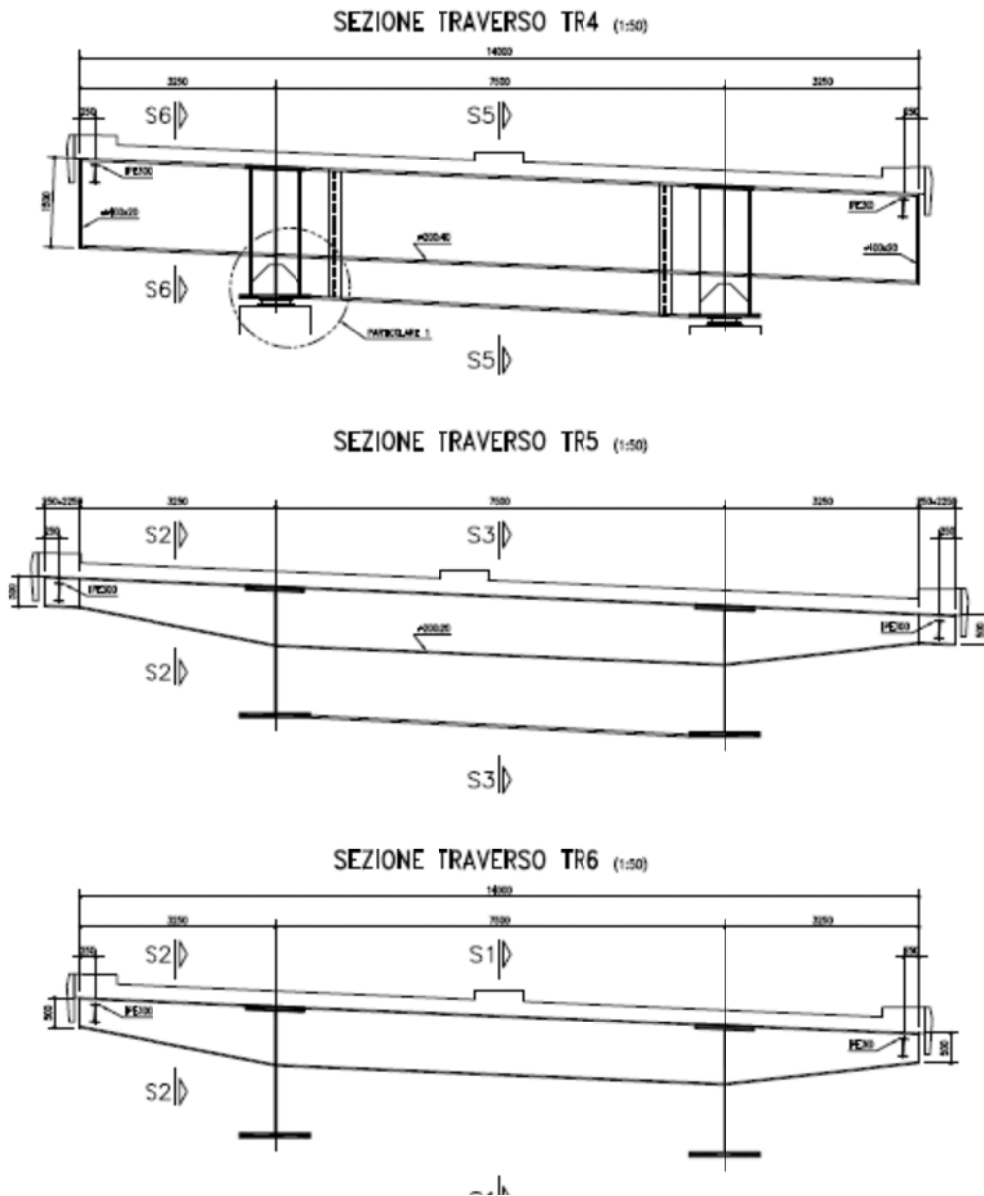


SEZIONE TRAVERSO TR2 (1:50)



SEZIONE TRAVERSO TR3 (1:50)





La tabella seguente riassume le caratteristiche delle varie sezioni metalliche componenti i traveri

		traversoS1	traversoS2	traversoPila	traversoSpallaS1	traversoSpallaS2	traversoS3
Sezione metallica	h_{tot}	1000	500	2200	2200	1500	2200
	b_{bot}	500	500	1200	1000	1000	800
	t_{bot}	20	20	60	40	40	20
	b_{top}	500	500	1000	800	800	800
	t_{top}	20	20	60	40	40	20
	h_{web}	960	460	2080	2120	1420	2160
Armatura	t_{web}	16	16	26	20	24	20
	h_{cfs}	250	250	250	250	250	250
	h_{cop}	4	4	4	4	4	4
	ϕ_{sup}	20	20	16	20	16	20
	passo _{sup}	200	200	200	200	200	200
	c_{sup}	57	57	55	57	55	57
Armatura	ϕ_{inf}	20	20	16	20	16	20
	passo _{inf}	200	200	200	200	200	200
	c_{inf}	22	22	20	22	20	22

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, munito di testa da 200x20 mm.

- Irrigidimenti verticali intermedi

Gli irrigidimenti intermedi sono di sezione a "T", di dimensioni nominali 260x20 + 200x20 mm.

- Irrigidimenti longitudinali

Non sono presenti irrigidimenti longitudinali (ribs).

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/m³.

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

concio tipo	A (mm²)	Ltot	P _{piatto} (kN/m)	P _{piordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	gk1' (N/m)
concioA	224960	54.05	17.66	19.39	1047.87	19387.00
concioB	177760	40.91	13.95	15.68	641.54	15681.80
concioC	169440	19.98	13.30	15.03	300.27	15028.68
concioD1	158200	24.96	12.42	14.15	353.09	14146.34
concioE1	149800	27.04	11.76	13.49	364.69	13486.94
concioF1	130400	22.48	10.24	11.96	268.95	11964.04
concioD2	154000	20.00	12.09	13.82	276.33	13816.64
concioE2	154000	20.00	12.09	13.82	276.33	13816.64
concioF2	158200	18.48	12.42	14.15	261.42	14146.34
traversoTipCost	35360	149.90	2.78	3.04	456.33	3044.21
traversoTipVar	31360	201.21	2.46	2.73	549.35	2730.21
traversoTipAlto	75200	59.75	5.90	6.52	389.64	6521.23
traversoCoda	27360	27.63	2.15	2.42	66.76	2416.21
TraversoSPB	114400	14.20	8.98	10.01	142.19	10013.07
TraversoSPA	106080	18.20	8.33	9.36	170.35	9359.95
TraversoPIIa	186080	15.00	14.61	15.64	234.60	15639.95
Lungherine lat.	5382	248.10	0.42	0.45	112.16	452.09
Aggiuntivi pila					18.60	
Aggiuntivi spalla					58.31	1.94
Peso complessivo struttura in acciaio:					totale	5988.79 kN
					i. (kg/mq)	318.71 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	0.26	2%
2)	piastrame bull.	0.45	3%
3)	irrigidenti an.	0.45	2%
5)	pioli	0.09	2%
6)	ctrv. montaggio	0.48	
Su traversi correnti			
7)	saldature	0.05	2%
8)	piastrame bull.	0.13	5%
9)	pioli	0.09	2%
Su traverso sp. e pile			
10)	saldature	0.21	2%
11)	piastrame varic	0.74	7%
12)	pioli	0.09	2%
Su traverso sp. e pile			
13)	saldature	0.12	2%
14)	piastrame varic	0.41	7%
15)	pioli	0.09	2%
16)	irrigid_interm.	0.80	2%
Su lungherine			
17)	saldature	0.01	2%
18)	piastrame varic	0.02	5%

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 0.246 m), si ha:

$$g_{1,\text{getto}} = 25.0 \times 0.246 = 6.15 \text{ kN/m}^2$$

Per le coppelle metalliche, si ha:

$$g_{1,\text{coppelle}} = 78.5 \times 0.004 = 0.314 \text{ kN/m}^2$$

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:

$$M(G_{k,\text{acciaio}}) = 598880 \text{ kg}$$

$$M(G_{k,\text{cls}}) = 1155634 \text{ kg}$$

2.1.3 Peso proprio pile (g_{k1})

Il contributo del peso degli elementi metallici di pila e pulvino vengono valutati con riferimento alle effettive geometrie, considerando un incremento forfetario del peso netto pari al 10%. Per il peso del riempimento in calcestruzzo ed il peso dei plinti, si considerano le effettive dimensioni, con riferimento ad un peso specifico del calcestruzzo posto per semplicità pari a 2500 kg/m^3 per ambedue gli elementi.

2.2 Carichi agenti in fase 2

2.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_{k2})

Si sono considerati i seguenti contributi:

- Manto asfaltatura carreggiata $g_2^I = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Cordoli (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 destro e sinistro: 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:

$$M(G_k) = 710926 \text{ kg}$$

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

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

Soletta impalcato adibito al traffico veicolare:

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità

t	250 mm - Spessore complessivo soletta
t _{calc}	246 mm - spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	1'000 mm Larghezza reale soletta
A _c	250'000 mm ² - Area per calcolo spessore eq
u	1000.00 mm - Perimetro di calcolo (intradosso+laterali+marciapied)
h _o	500.00 mm - Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	500.00 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} (∞)	-2.368E-04

Azione compl. da ritiro

N _r (kN)	-801.86 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
n _r	-801.86 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
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4
β_h	1335.25			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
$\beta(t_0)$	0.482	0.909	0.437	B.2
φ_0	1.444	2.723	1.310	B.2
$\varphi(t_0, t_{\infty})$	1.422	2.682	1.290	B.1

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

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro

concio tipo	Δ cls/omcg	η (b_{eff}/b)	Nr (kN)	A	J	ε_{unif}	ε_{grad}	Δt uni	Δt grad
concioA	764.86	1.00	-5693.22	3.84E+05	3.71E+11	-7.059E-05	-5.58E-05		
concioB	735.41	1.00	-5693.22	3.15E+05	2.97E+11	-8.618E-05	-6.70E-05		
concioC	741.03	1.00	-5693.22	2.98E+05	2.88E+11	-9.091E-05	-6.97E-05		
concioD1	772.43	1.00	-5693.22	2.95E+05	2.91E+11	-9.190E-05	-7.20E-05		
concioE1	780.79	1.00	-5693.22	2.79E+05	2.81E+11	-9.732E-05	-7.52E-05		
concioF1	651.62	1.00	-5693.22	2.59E+05	2.27E+11	-1.046E-04	-7.79E-05		
concioD2	766.01	1.00	-5693.22	2.91E+05	2.88E+11	-9.322E-05	-7.19E-05		
concioE2	787.27	1.00	-5693.22	2.83E+05	2.84E+11	-9.587E-05	-7.52E-05		
concioF2	793.56	1.00	-5693.22	2.87E+05	2.86E+11	-9.447E-05	-7.51E-05		
concioA						-7.059E-05	-5.58E-05	-5.88	-4.65
concioB						-8.618E-05	-6.70E-05	-7.18	-5.59
concioC						-9.091E-05	-6.97E-05	-7.58	-5.81
concioD1						-9.190E-05	-7.20E-05	-7.66	-6.00
concioE1						-9.732E-05	-7.52E-05	-8.11	-6.27
concioF1						-1.046E-04	-7.79E-05	-8.72	-6.49
concioD2						-9.322E-05	-7.19E-05	-7.77	-6.00
concioE2						-9.587E-05	-7.52E-05	-7.99	-6.27
concioF2						-9.447E-05	-7.51E-05	-7.87	-6.27

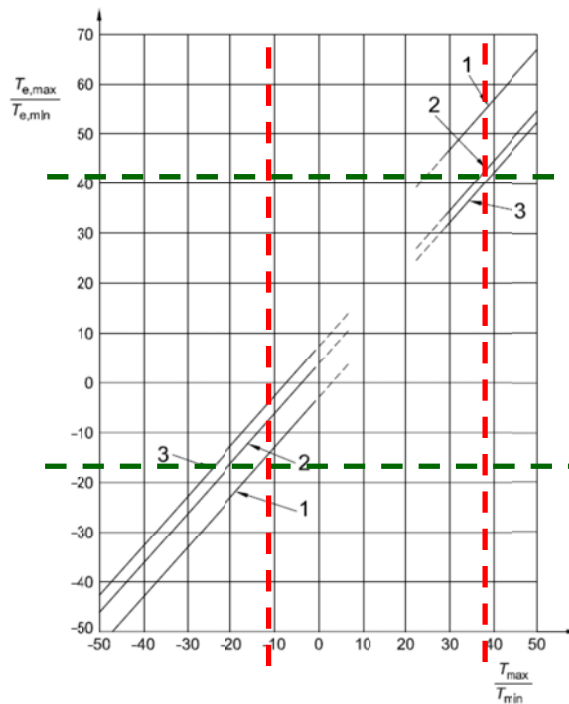
2.3 Carichi agenti in fase 3

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:

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

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

2.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

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

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

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

2.3.2 Carichi mobili (Q_k)

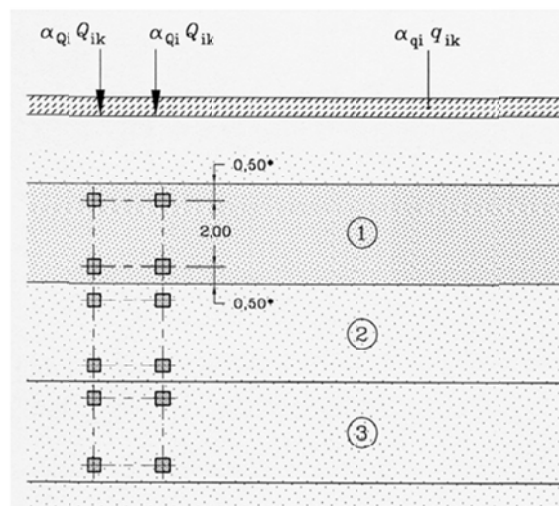
2.3.2.1 Azioni da carico veicolare

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

Nel caso in esame, la carreggiata presenta larghezza utile variabile da 17.60 m, in corrispondenza della spalla A, a 12.80 m in corrispondenza della spalla B, valore che viene mantenuto sulle campate 2 e 3, per quasi tutto lo sviluppo. La suddivisione in corsie di carico, quindi, prevede un minimo di 4 corsie da 3 m ed una remaining area di 80 cm, sulla zona di larghezza corrente, fino ad 5 corsie ed una remaining area di 2.60 m sulla zona di larghezza massima.

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



Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{rk}) (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_{rk})	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.

Per il particolare caso in esame, il pattern UDL elementare è formato da:

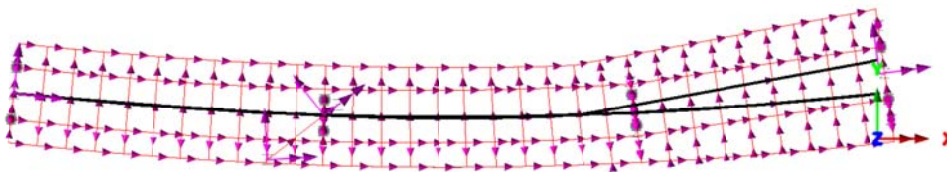
1 una stesa da 9 kN/m^2 , larga 3 m, disposta lato bordo esterno.

n. 3 una stese da 2.5 kN/m^2 , larghe 3 m ciascuna

Per la gestione delle ulteriori corsie di carico su cui interviene UDL, avendo l'obiettivo, in questa fase, di massimizzare gli effetti complessivi globali, sfruttando il fatto che l'intensità di carico è identica, si considera una stesa di ampiezza massima 5.60 m, con intensità pari a 2.5 kN/m^2 (*).

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. Si considerano quindi le due principali traiettorie di carico evidenziate nello schema, differenti unicamente per il primo tratto.

Scale: 1: 804.403
 Zoom: 109.496
 Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
 Eigenvalue analysis
 Analysis: modale
 Loadcase: 961: Loadcase 2, Eigenvalue 1
 Results file: model_v5-modale.mys
 Eigenvalue: 13.1017
 Natural frequency: 0.576081
 Error norm: 78.4778E-9



Le eccentricità considerate per le corsie 1, 2 3 e 4, rispetto all'asse soletta, sono le seguenti:

corsia 1 (TS1 e UDL1): 4.9 m / -4.9 m

corsia 2 (TS2 e UDL2): 1.9 m / -1.9 m

corsia 3 (TS3 e UDL3): -1.1 m / 1.1 m

corsia 4 (UDL4): -4.10 m / 4.10 m

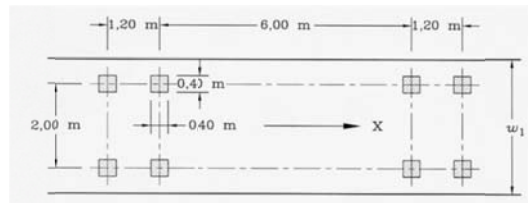
(*) Il patch load risultante agisce solamente sul piano viabile e pertanto la parte eccedente non viene conteggiata.

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:

$$e = 4,40 / -4,40 \text{ m}$$

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:

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

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

$$w_1 = 3,0 \text{ m}$$

$$L = 124 \text{ m} \quad \text{lunghezza totale}$$

Si ha pertanto

$$Q_{fk} = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9 \times 3 \times 124 = 694,8 \text{ kN}$$

L'azione viene uniformemente ripartita sulle 2 travi, con intensità per metro lineare pari a: $q_{fk} = 2801,61 \text{ N/m}$

Azione centrifuga (Q_{tk})

Il raggio medi planimetrico dell'opera è pari a circa 550 m.

Con riferimento a EN 1991-2, 4.4.2, si ha pertanto (table 4.3):

$$Q_{t,k} = 40 Q_v/R = 40 \times (600 + 400 + 200)/550 = 87,27 \text{ kN}$$

$$Q_v = \sum Q_k(TS)$$

Tale azione, in questa sede, verrà considerata solamente per il dimensionamento delle sottostrutture.

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:

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

$d_{carico} = 5.41$ 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}	14 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}	3 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
v ₀₀	28 4.1.(1) P	d_{scarico}	5.6 (m) d _{sc} A ponte scarico (cfr. figura)
a ₀	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d_{carico}	5.6 (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}	1.71 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
v ₀	31.5 velocità di base del vento	C_{tx carico}	1.71
C _{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	b/d_{scarico}	2.50
C _{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	b/d_{carico}	2.50
C _r	0.96 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	f_{w,scarico}	2355 (N/m ²) pressione specifica nominale
C _{sud}	1.00 fattore di struttura	f_{w,carico}	2355
k _t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	F_w	2030 (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}	13186 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
T _r	200 periodo di ritorno	F_{w,carico}	13186 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
k ₁	0.14	min (ψ₀F_w; F_w[*])	11368 (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 (4.5 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 13189 N/m viene ripartita sulle uniformemente sulle due travi.

Calcolo parametri di base		Caratteristiche sezione	
Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b	1.6 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	d	2 (m) EN 1991-1-4 §8.1.(5) + NAD
a_s	50 m - quota sito	r	0 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	1.250
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	l/b	3.75
v_{b0}	28 4.1.(1) P	r/b	0.000
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	$C_{r,0}$	1.95 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - rota 3	Ψ_r	1.00 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	1.95 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
C_{sod}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,0}$	2224.01
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	$f_{w,(zmax)}$	2516.36
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		2370.15
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		
$C_w(z)$	2.0372		
$Q_p(z)$	1266.09		
$Q_p(0)$	1119.00		

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

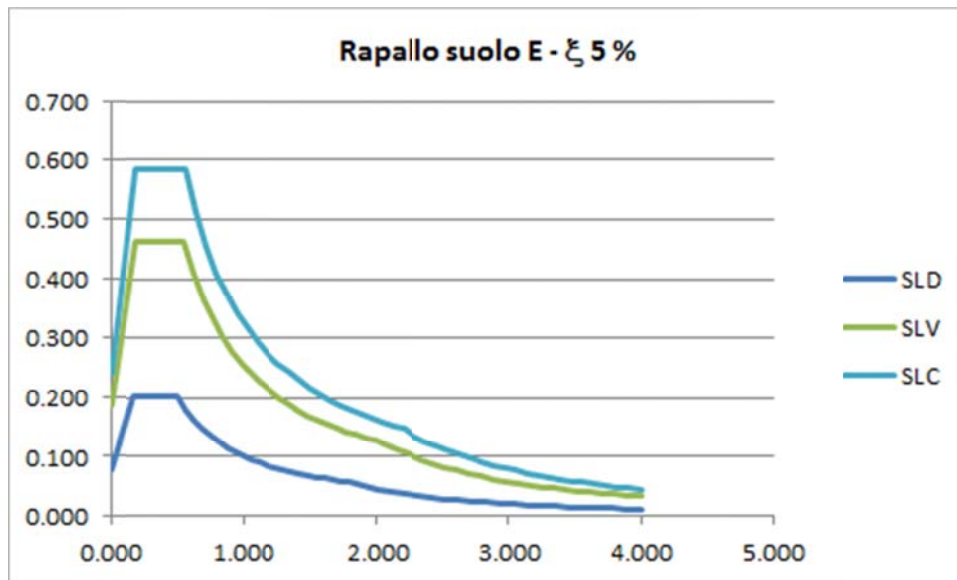
I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Comune: Rapallo (GE)
- Categoria di sottosuolo: E

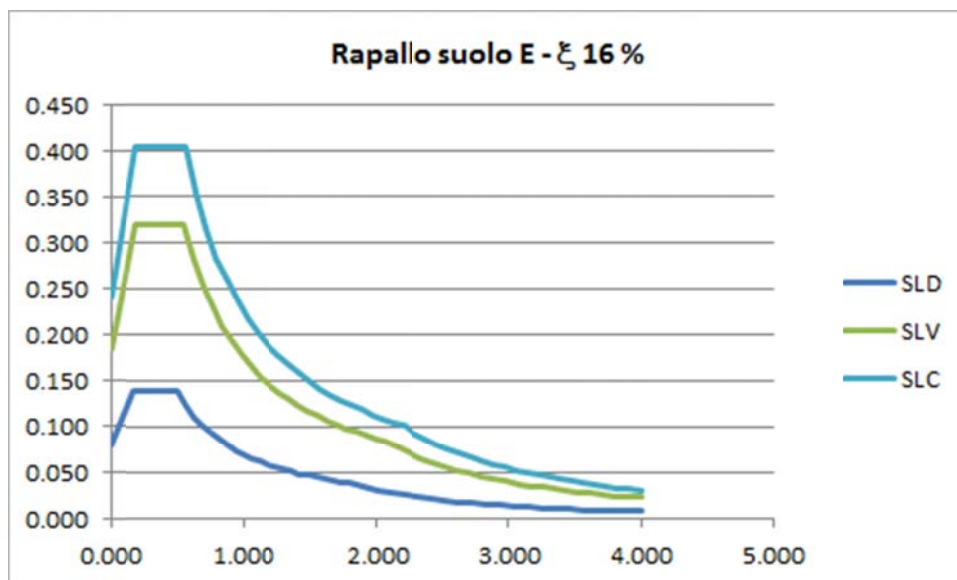
- Condizione topografica: T1

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**

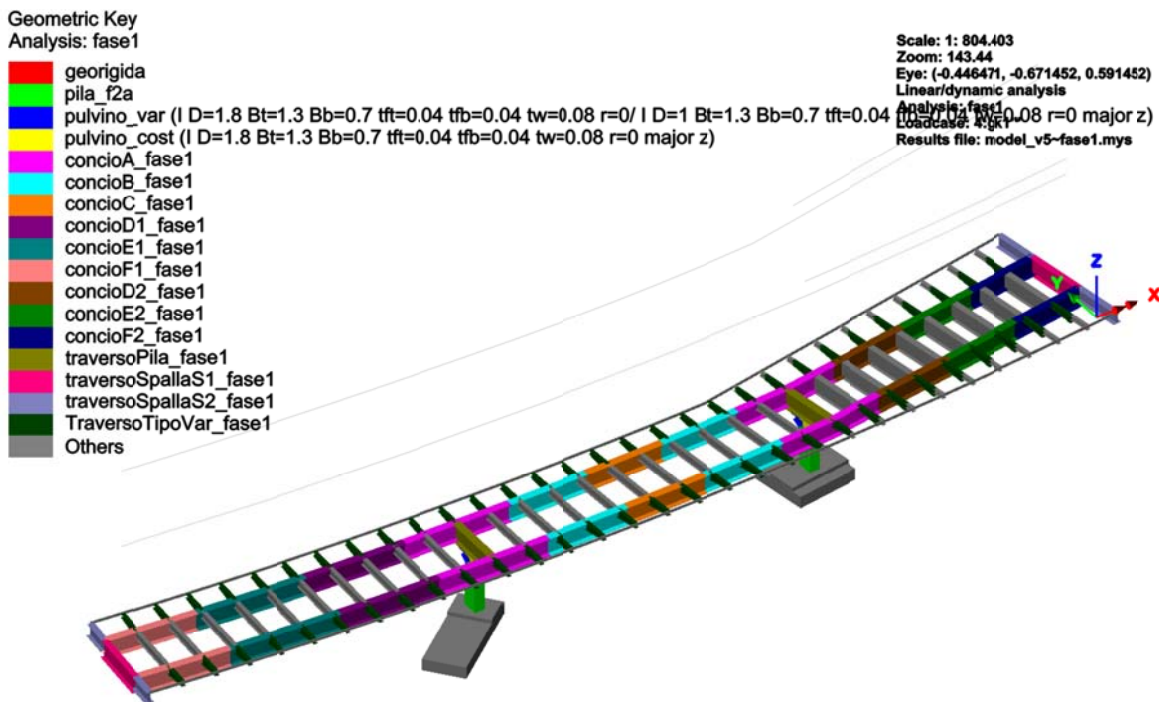
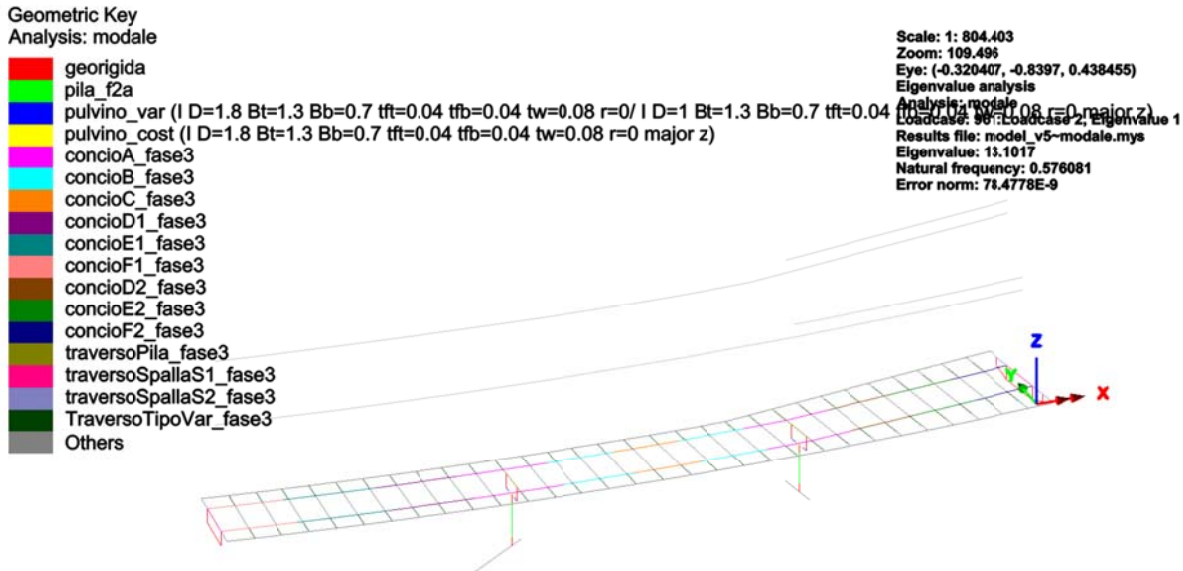
La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi e traversi; ambedue gli elementi strutturali vengono modellati attraverso elementi "beam" considerando la presenza della soletta, opportunamente omogeneizzata.

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 1.70 m circa.

Di seguito si riporta il modello ad elementi finiti, in forma schematica e renderizzata (fase 1, soletta non presente).



3.1.1 Risultati salienti

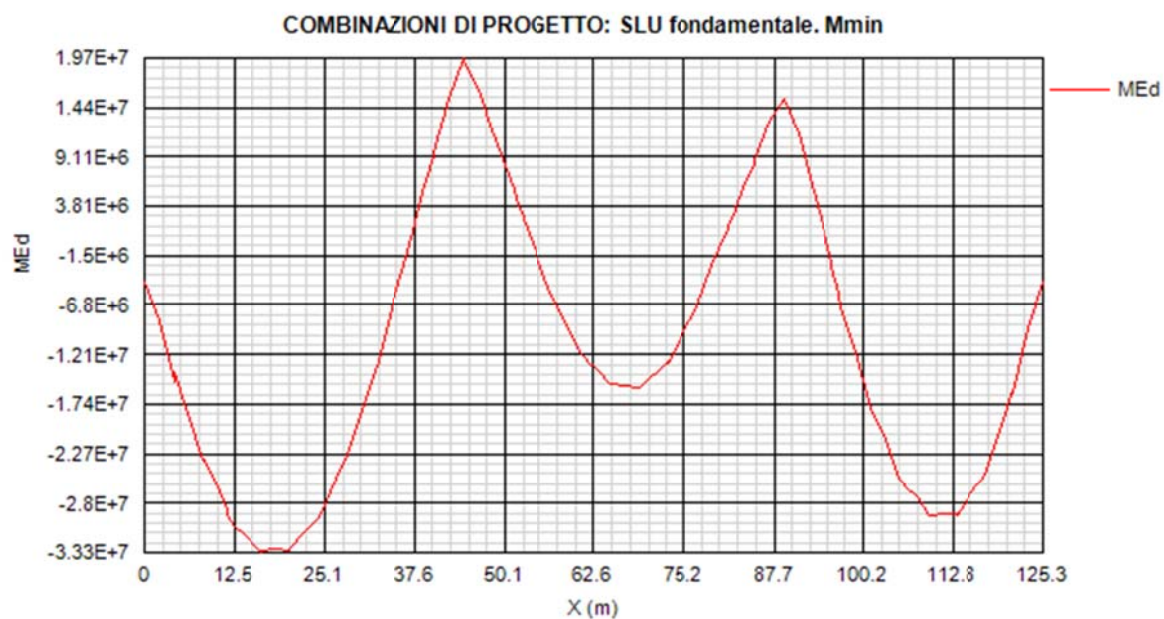
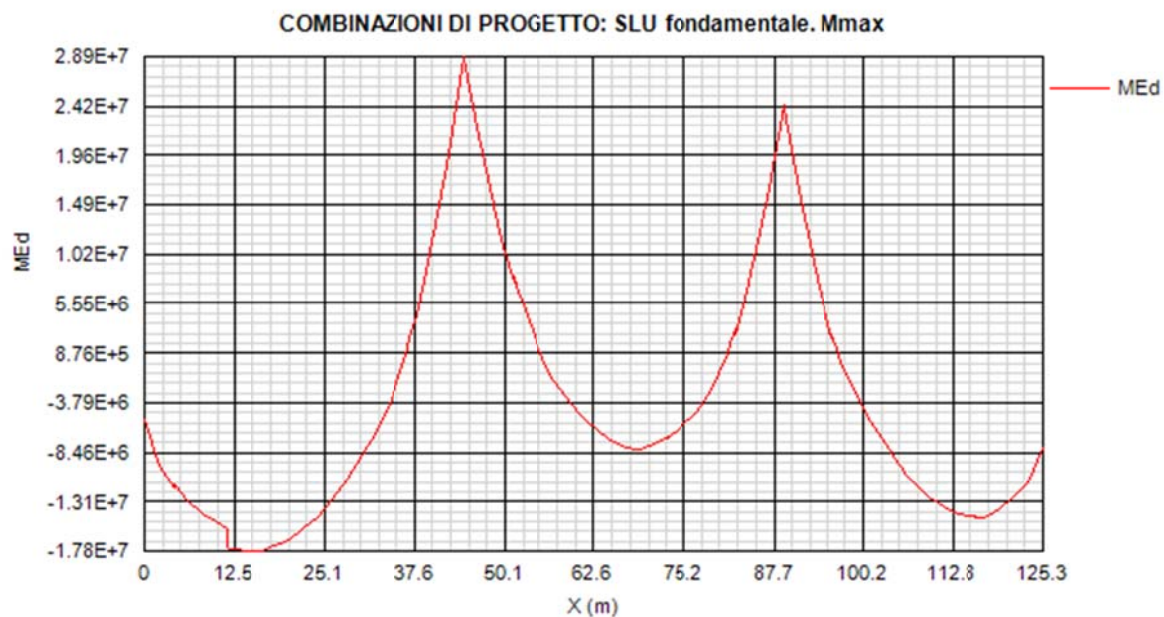
Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi e risp. sui traversi a valle delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I diagrammi vengono estratti

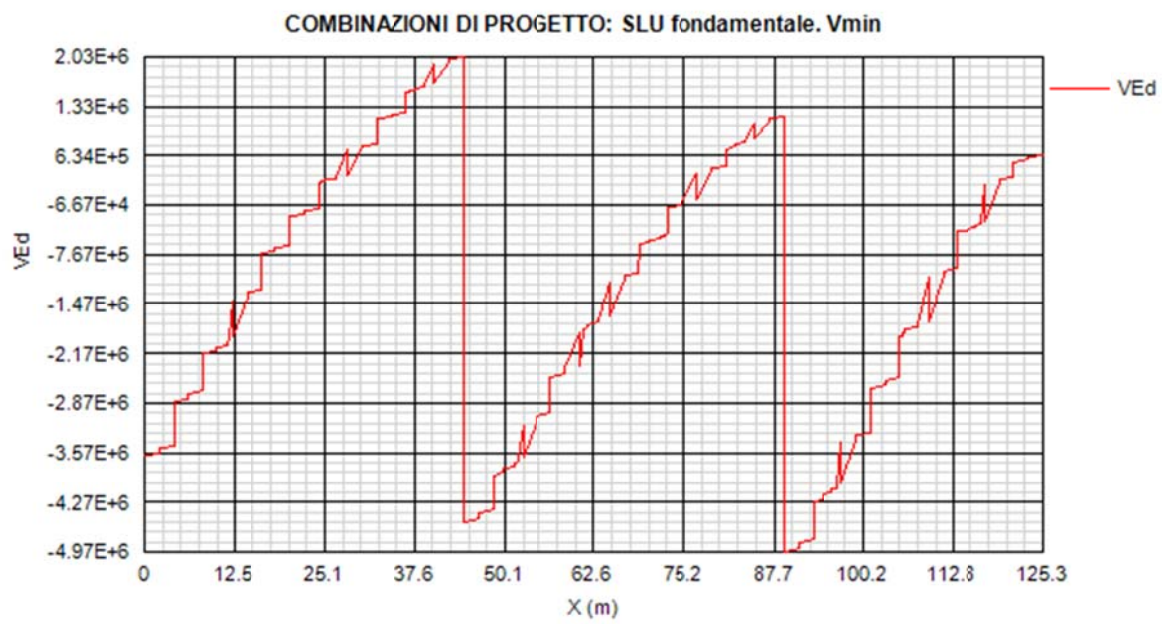
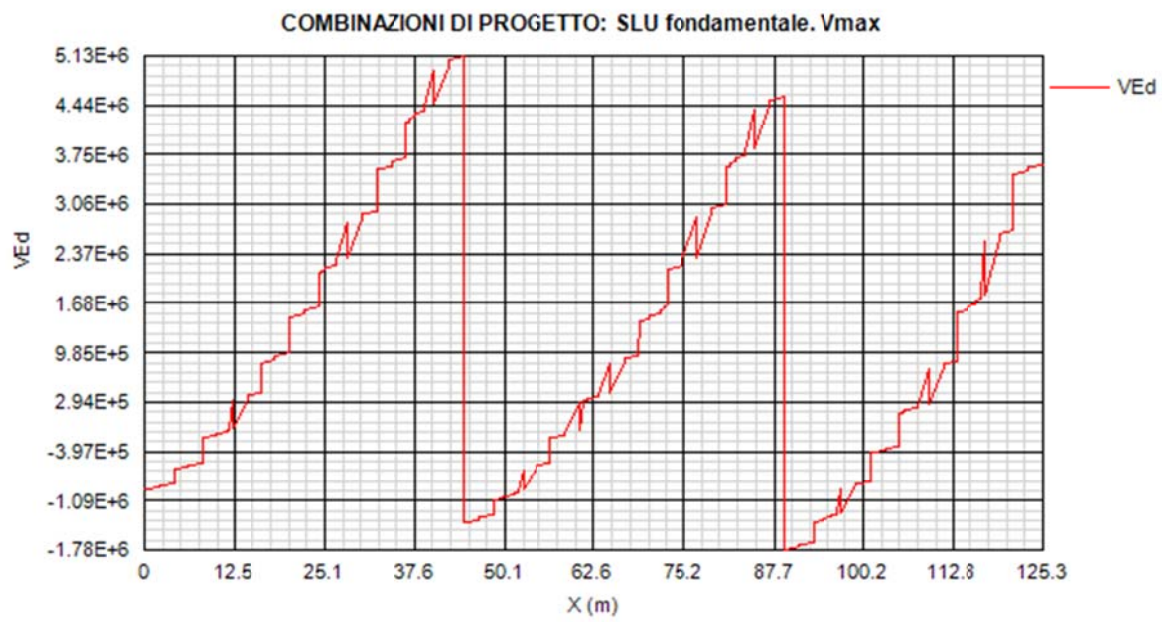
direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

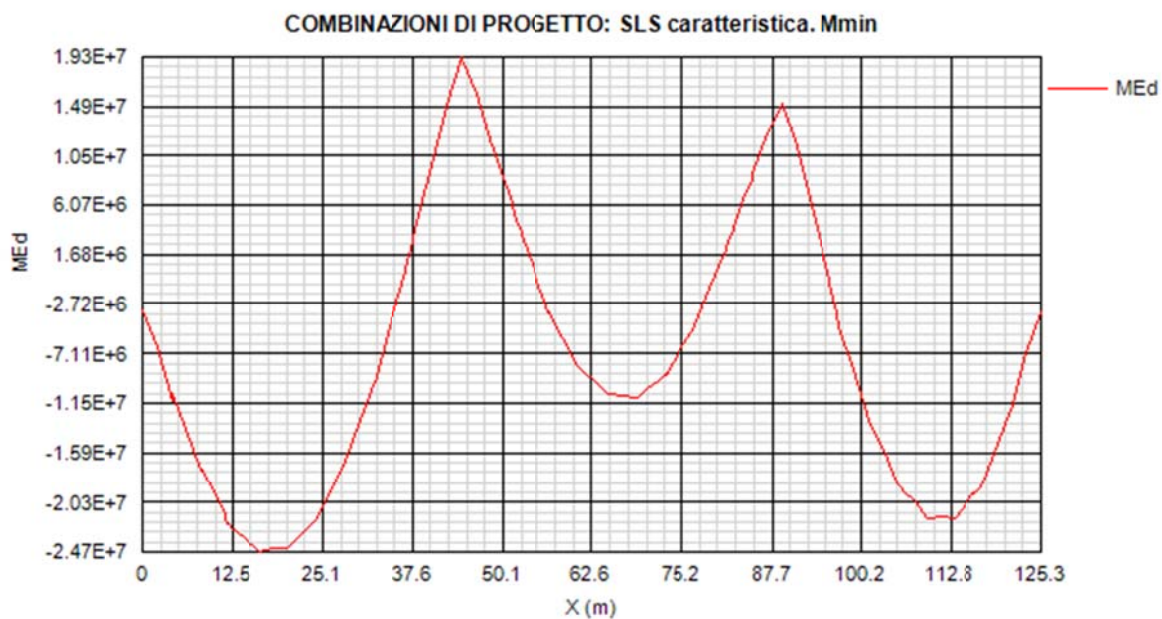
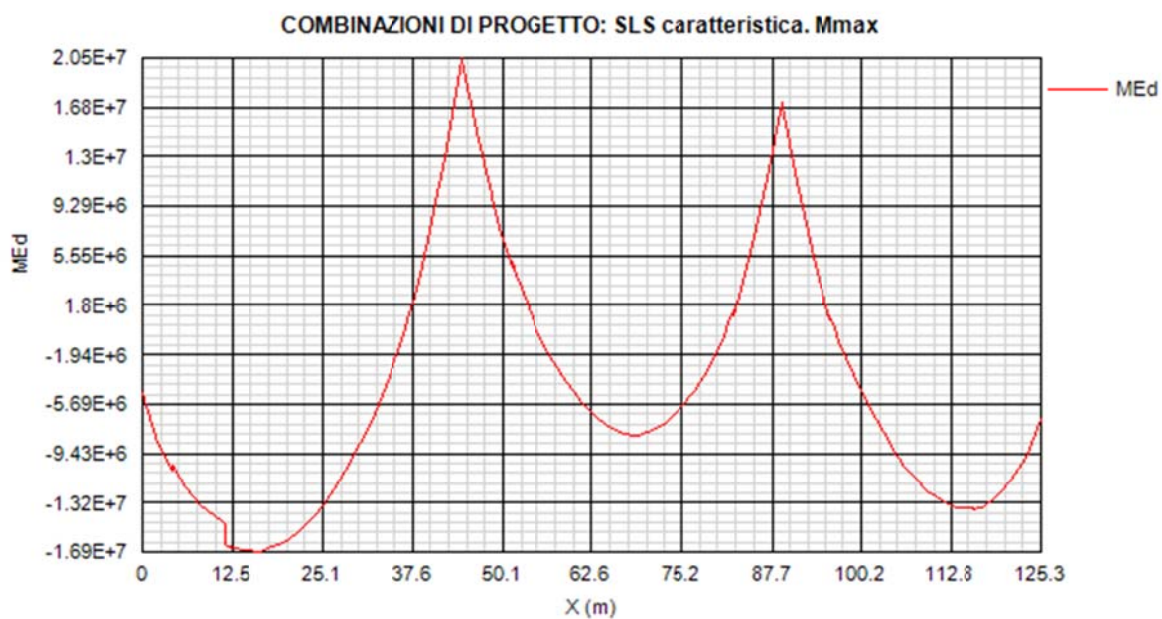
Si noti che i diagrammi sono riportati assumendo come origine delle ascisse la spalla B. Pertanto, da sinistra verso destra verranno esposti i valori relativi alla campata 3, 2 ed 1.

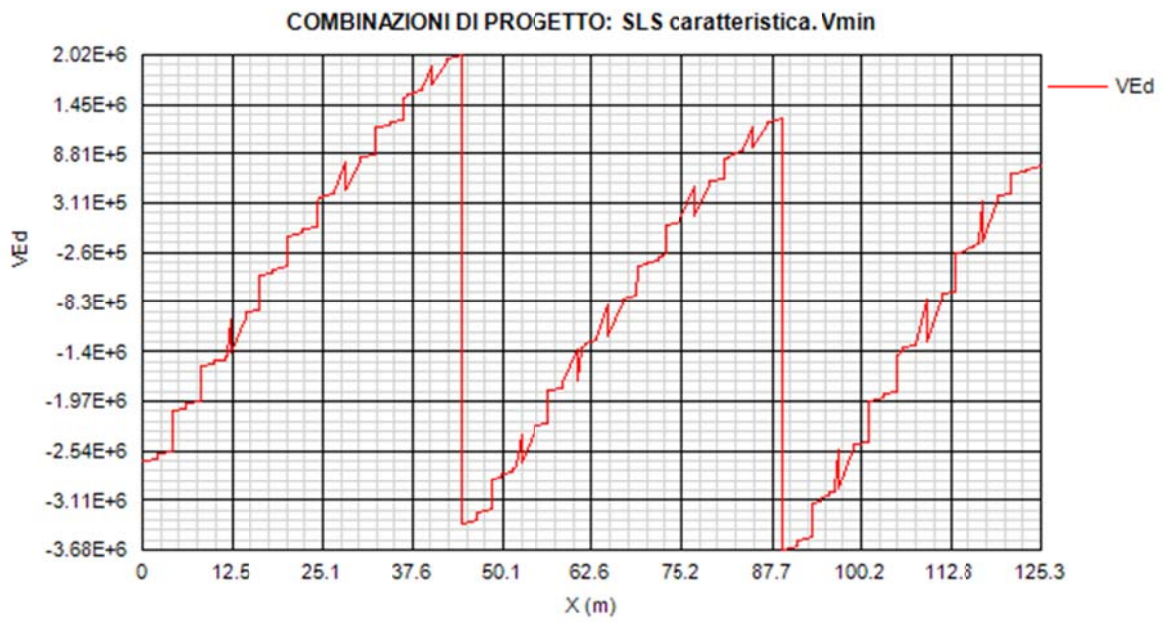
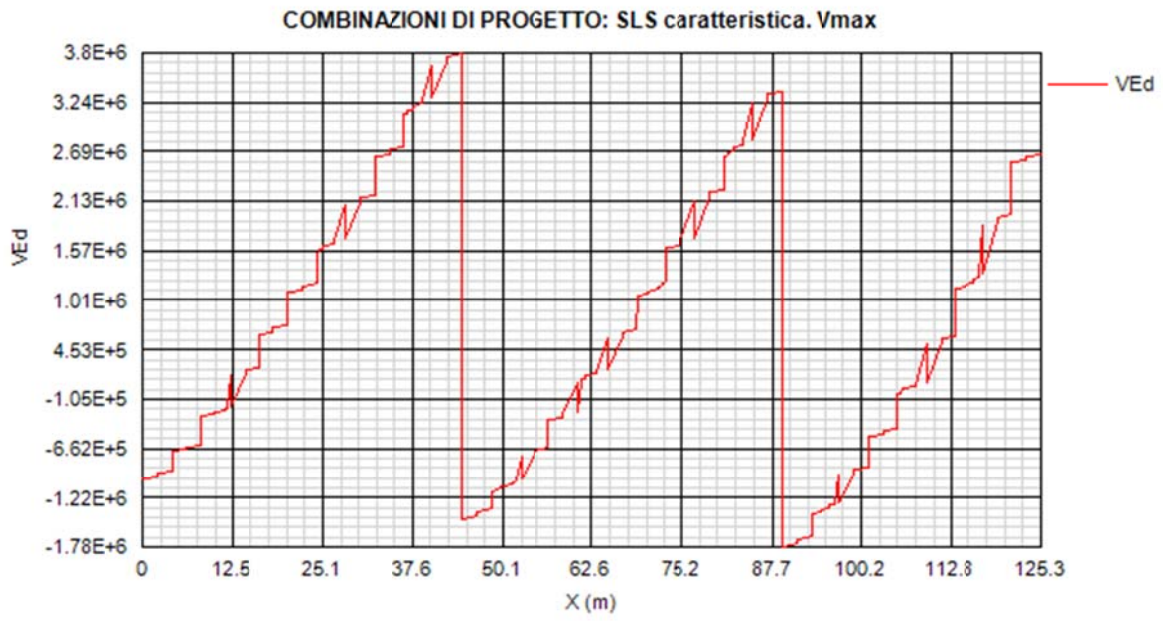
3.1.1.1 Quadro tensionale nelle travi principali

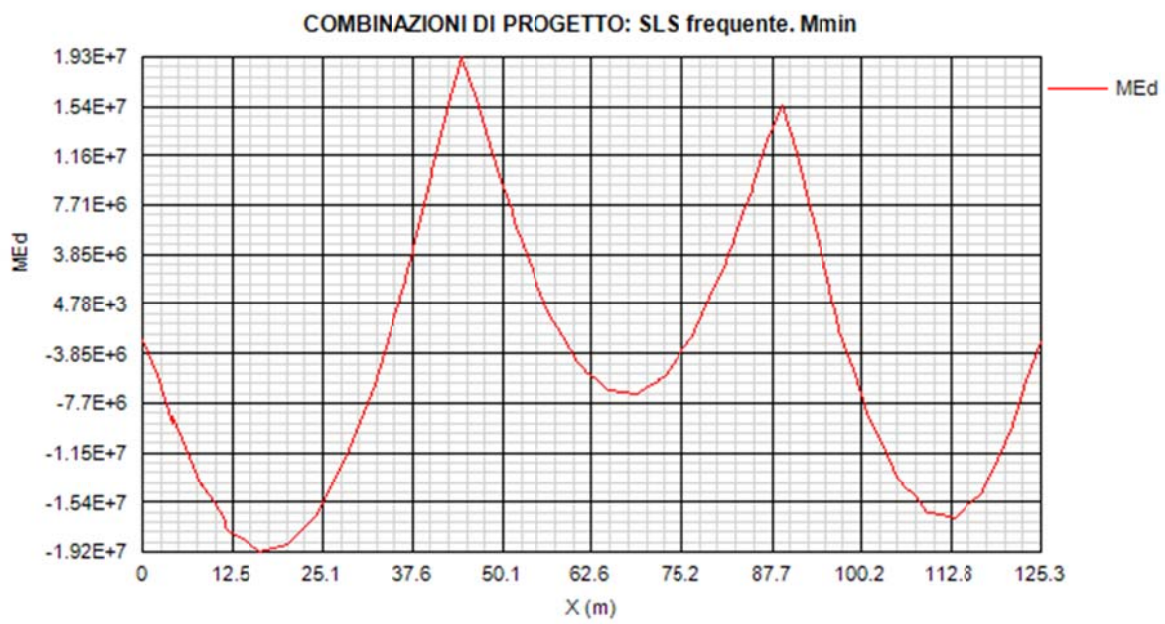
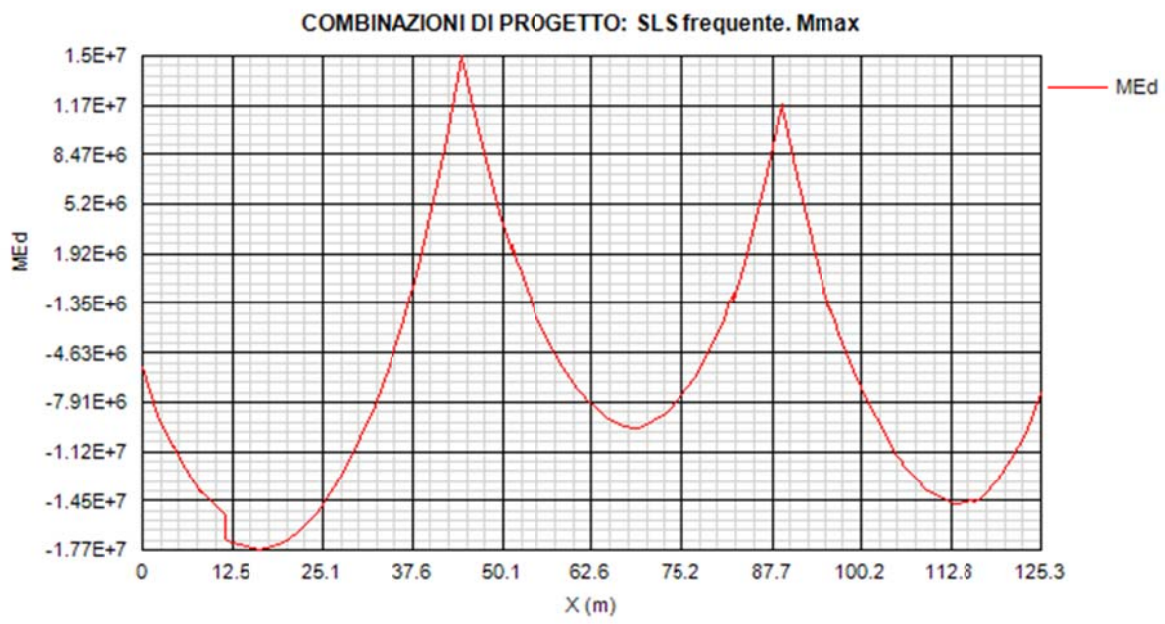
L'output viene riferito alla trave posta in esterno curva.

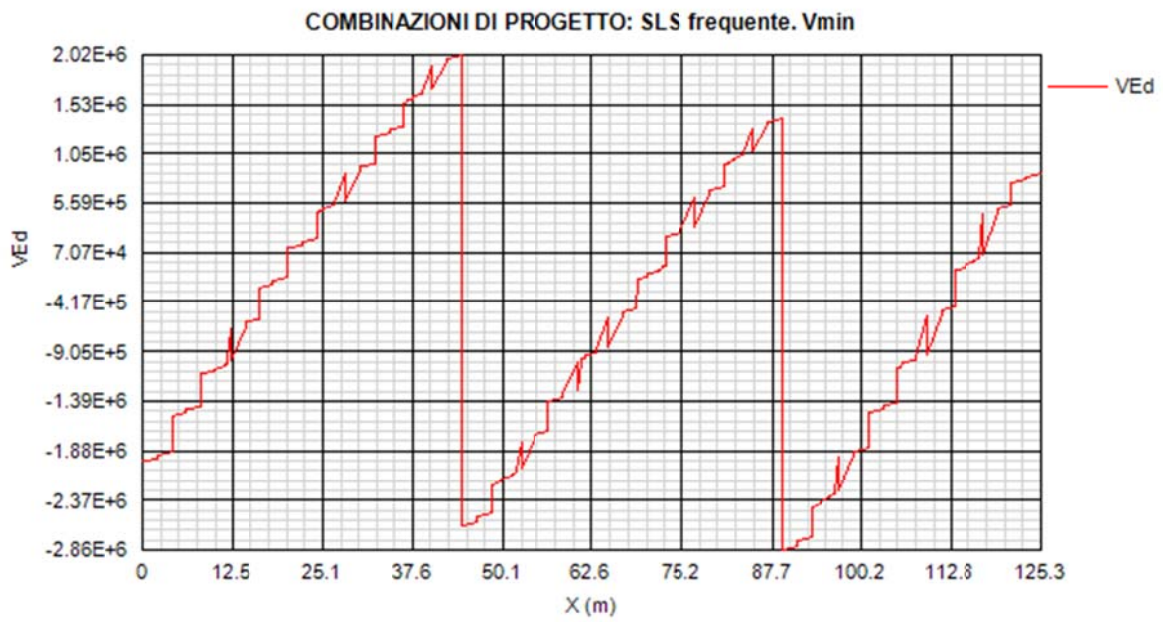
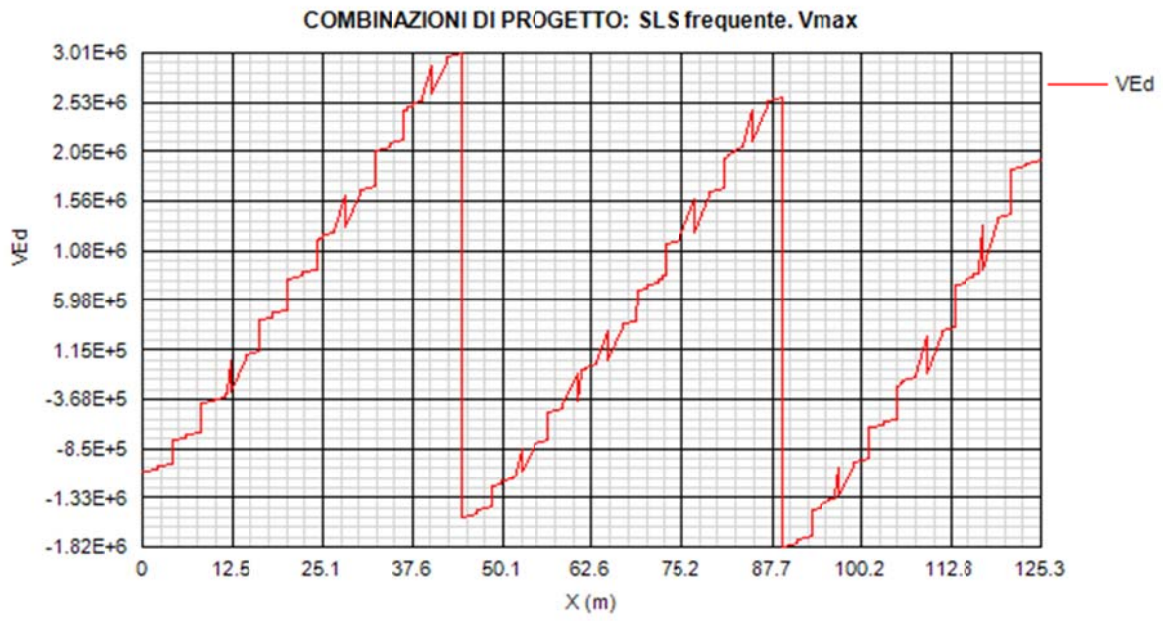


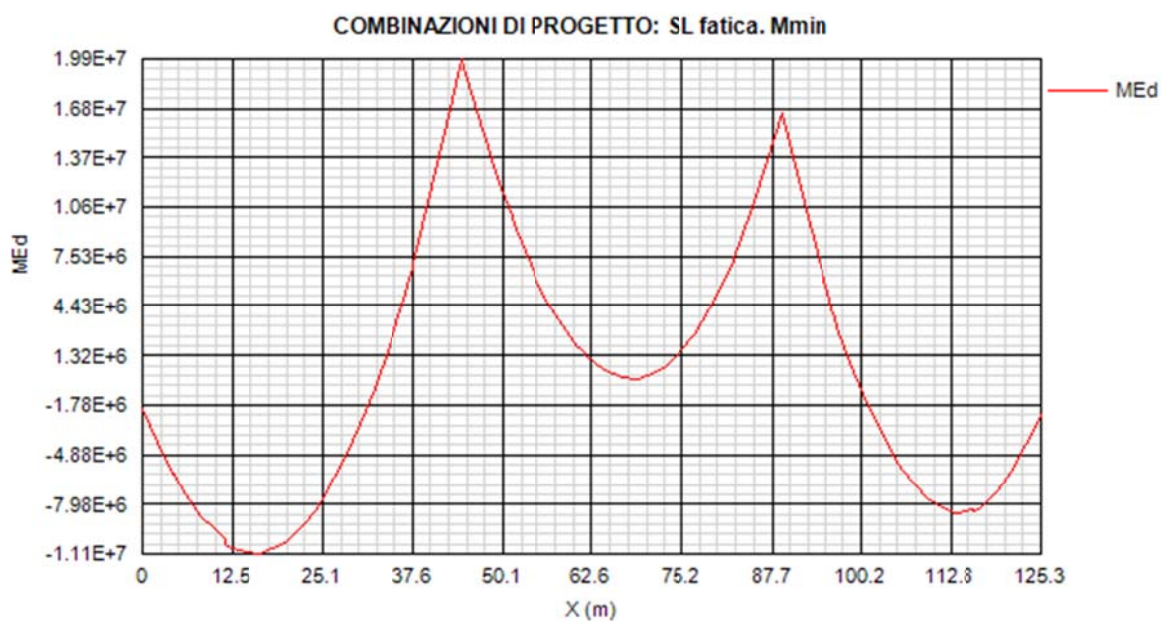
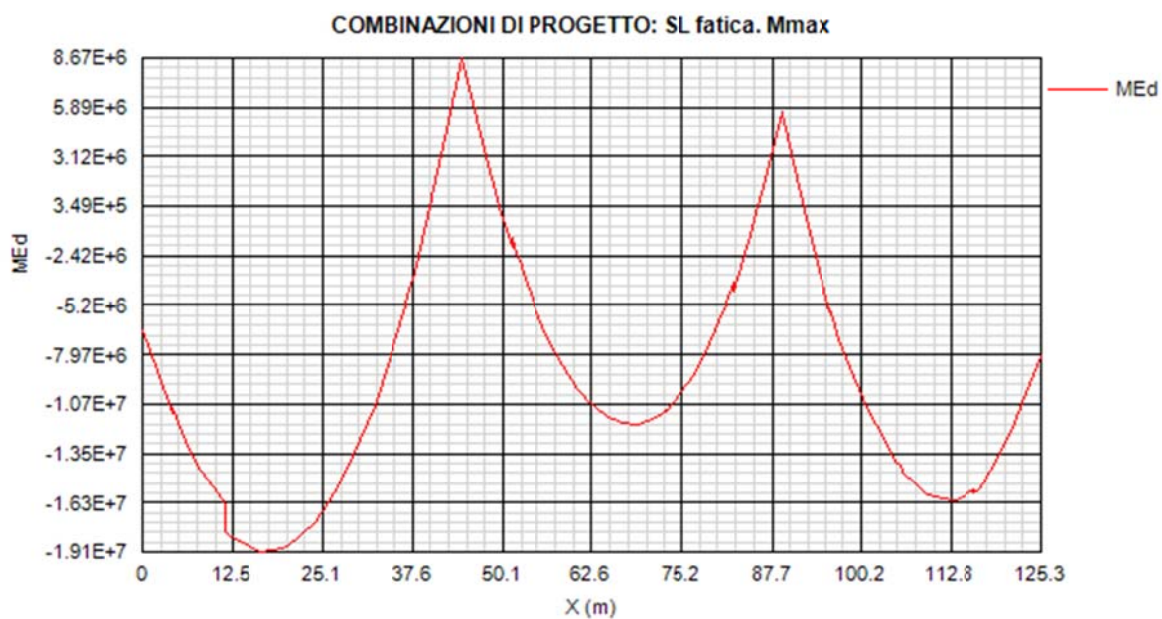


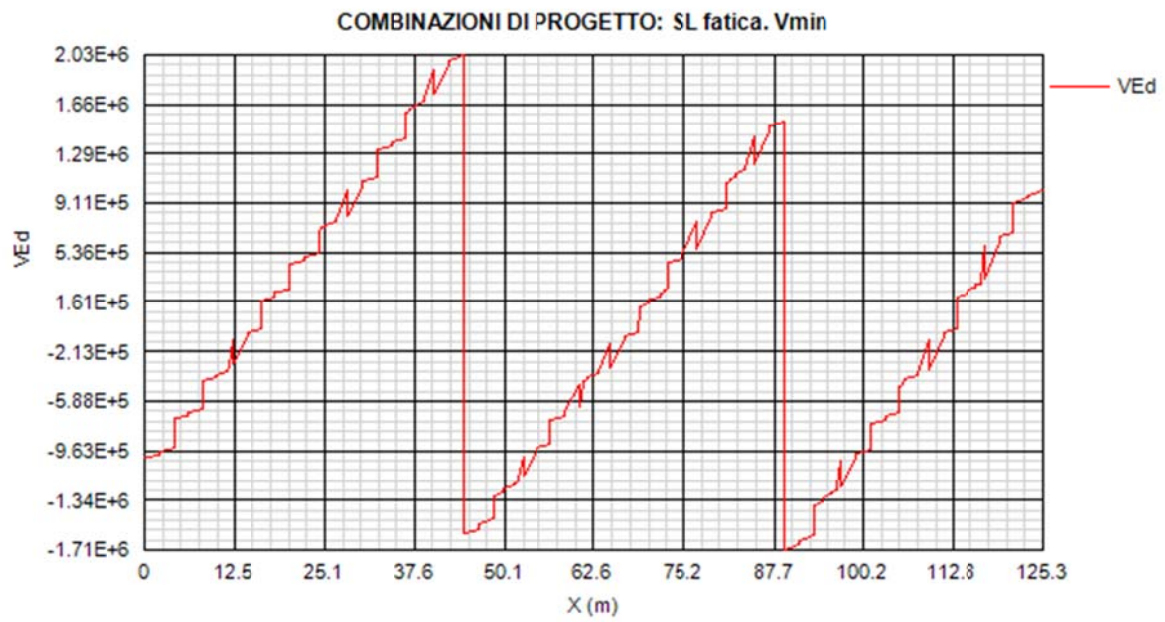
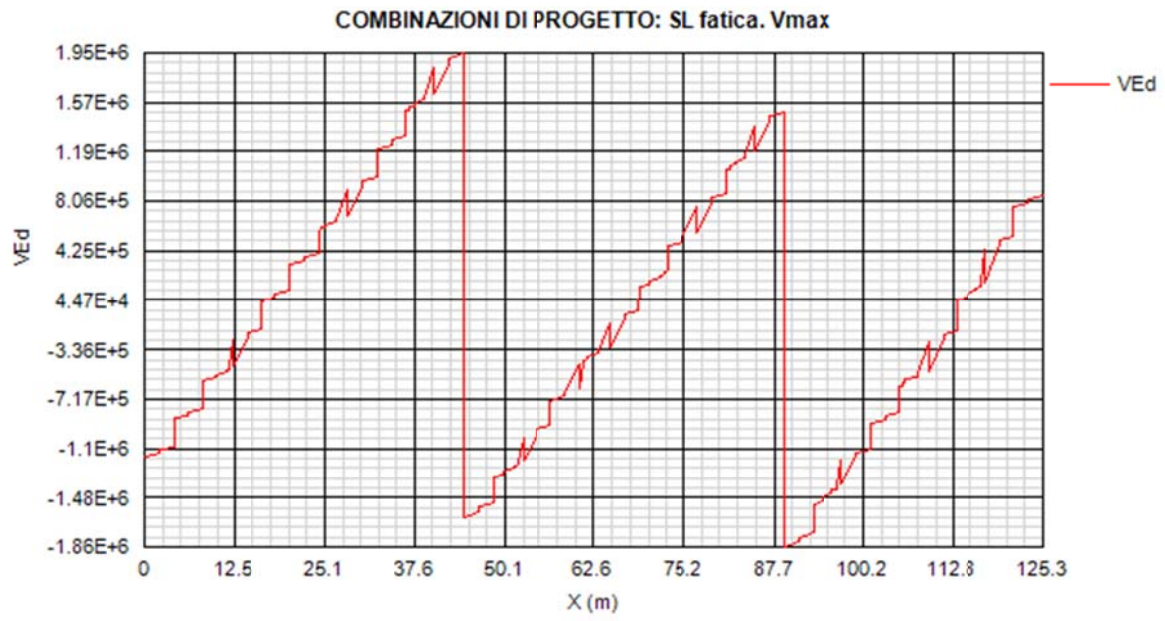


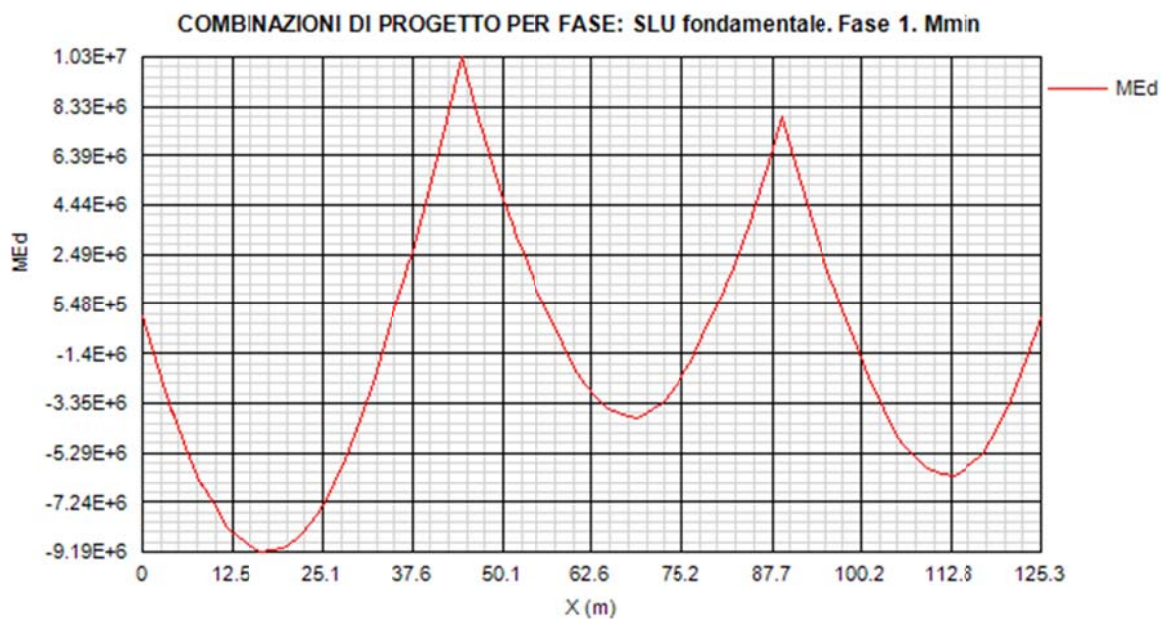
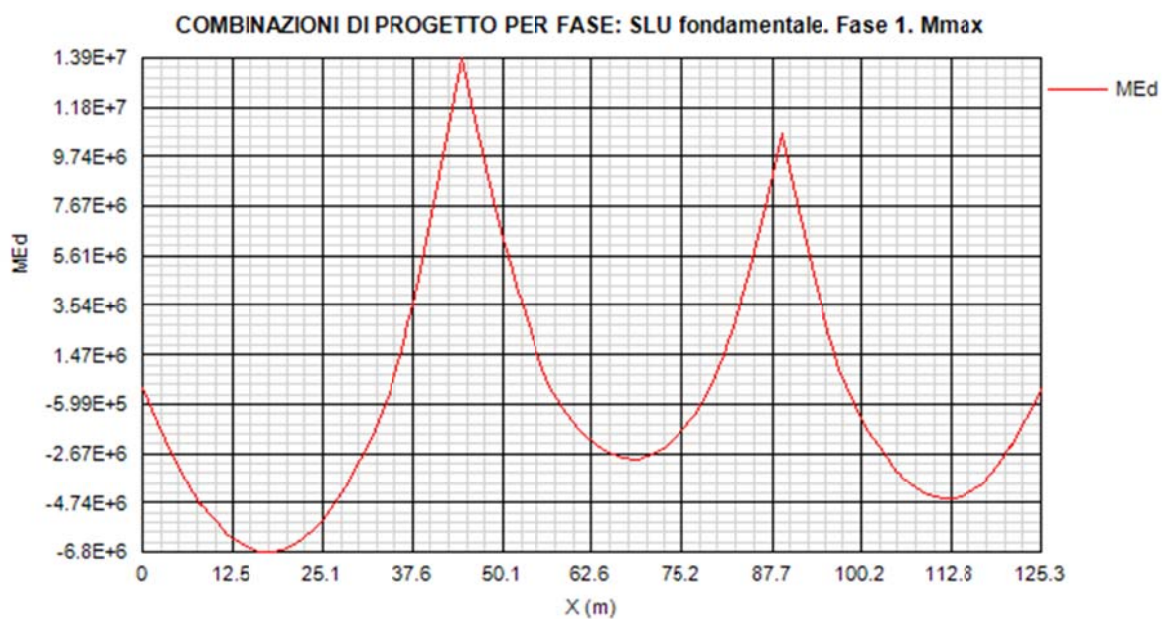


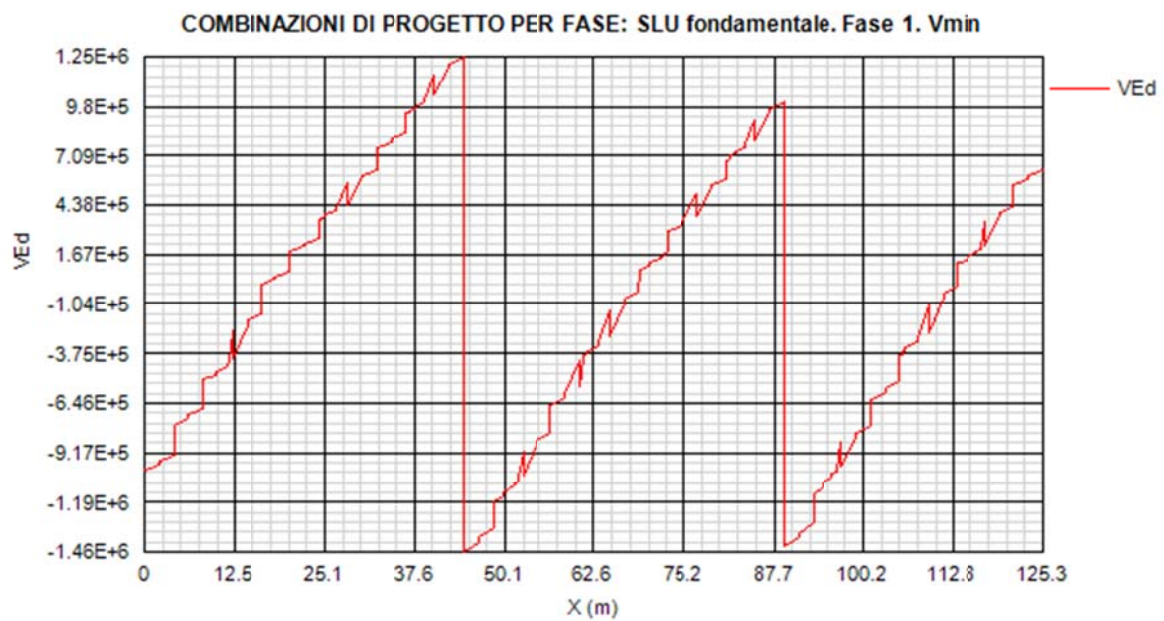
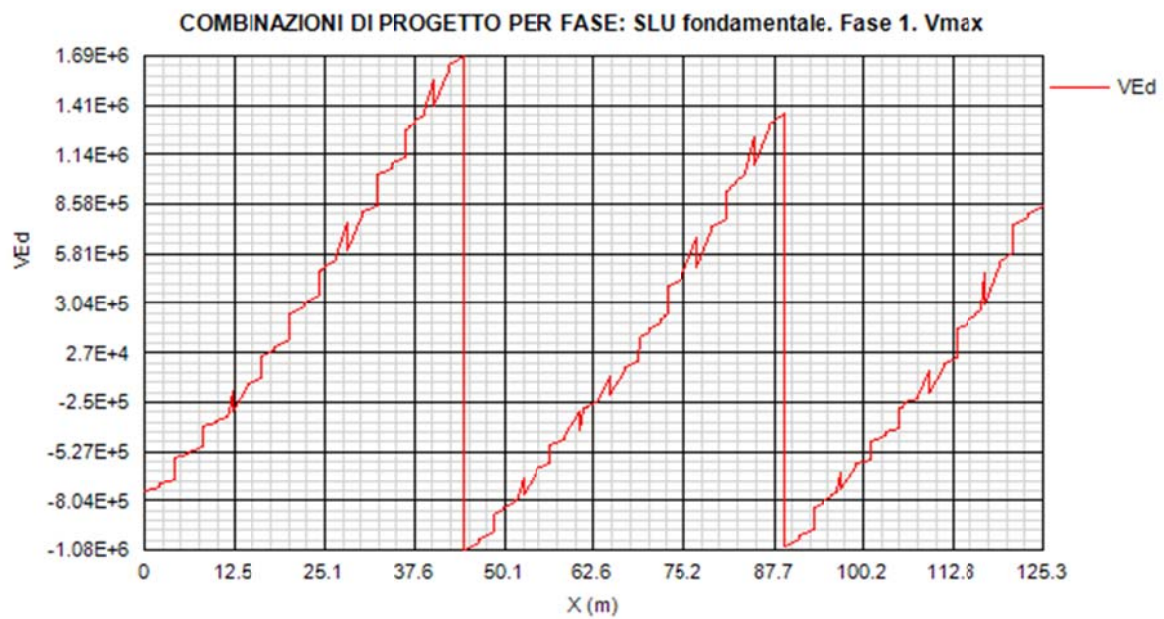


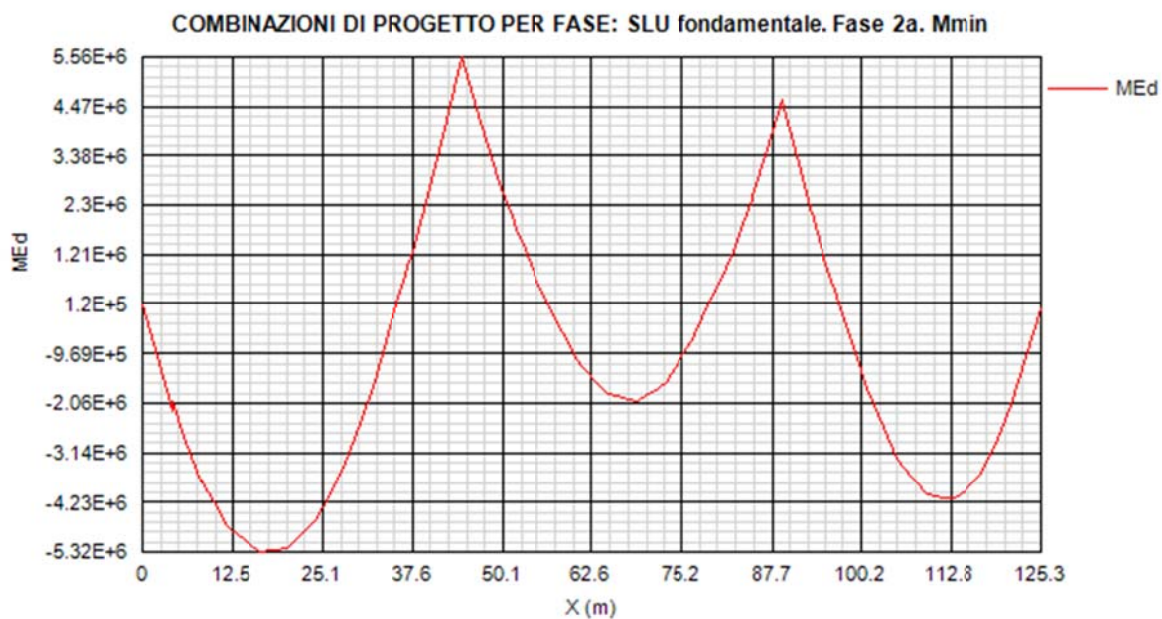
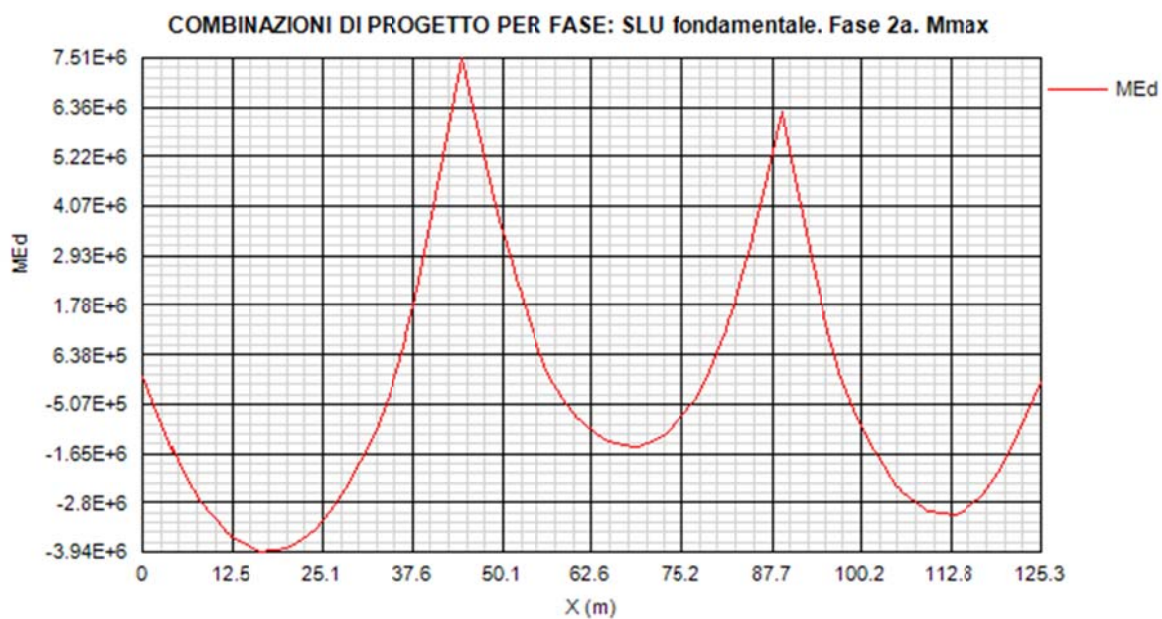




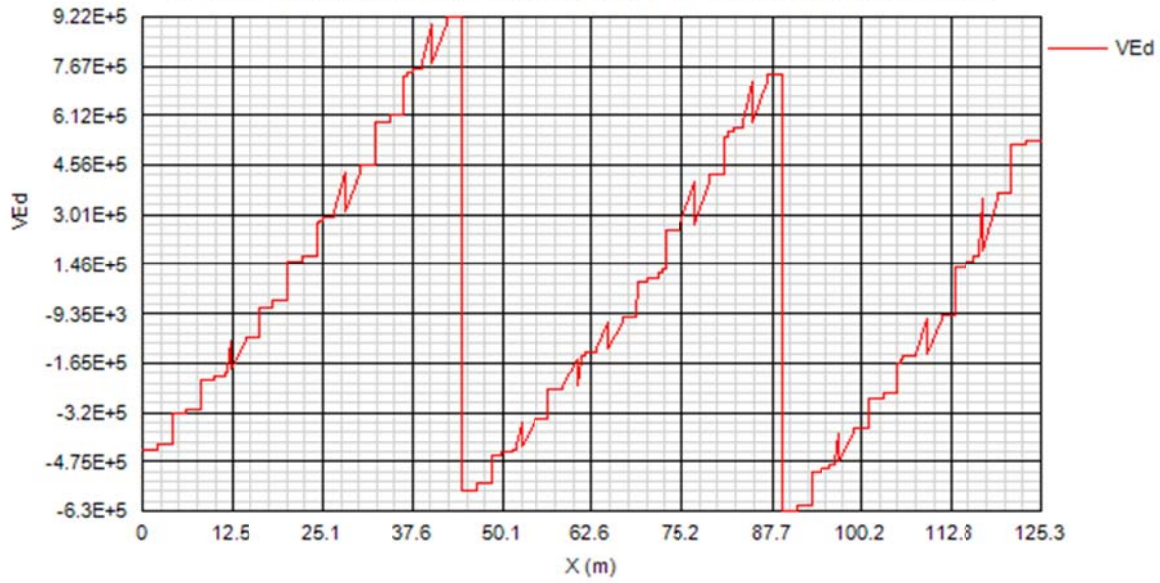




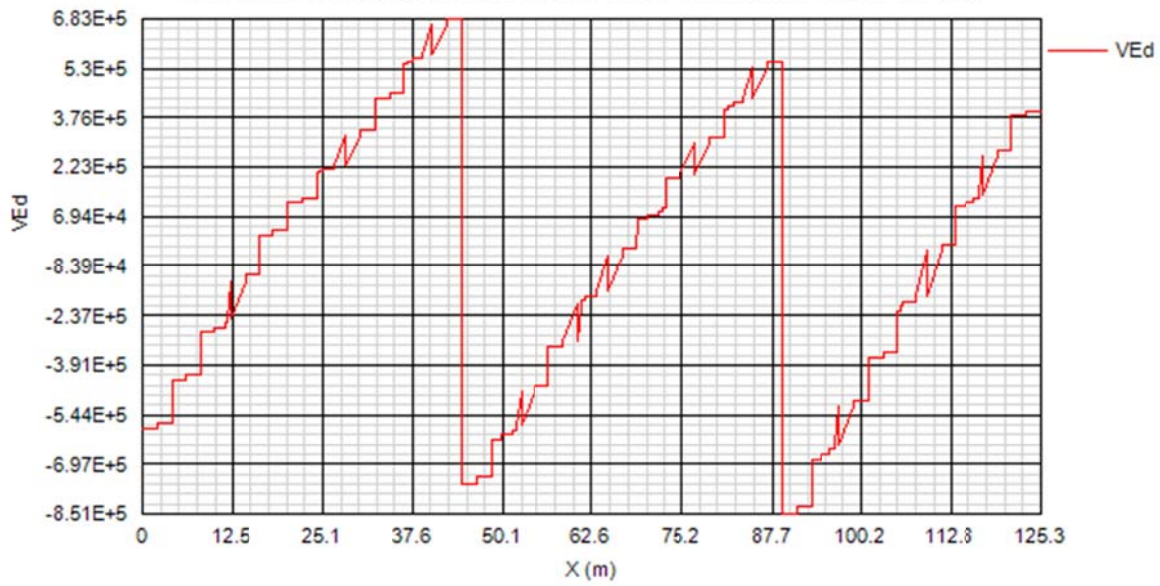


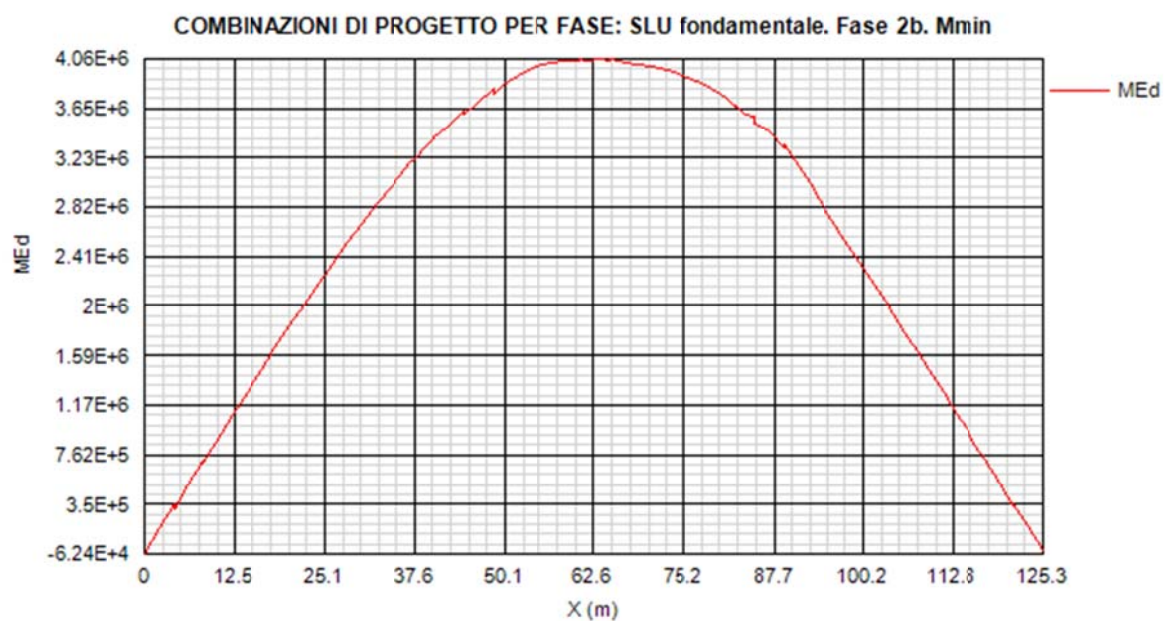
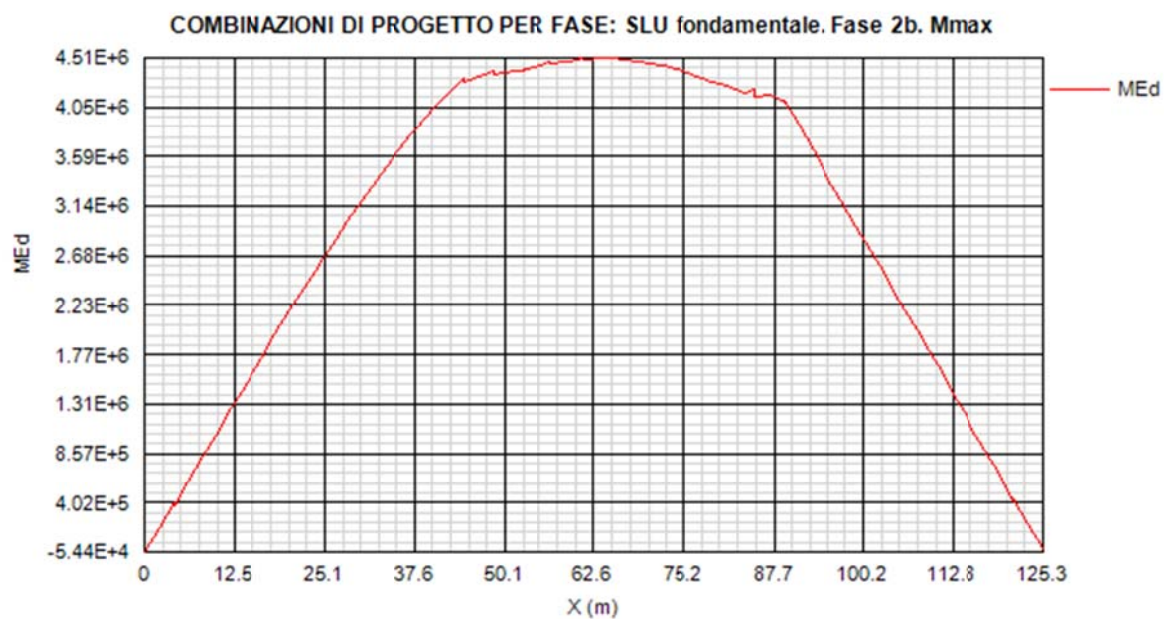


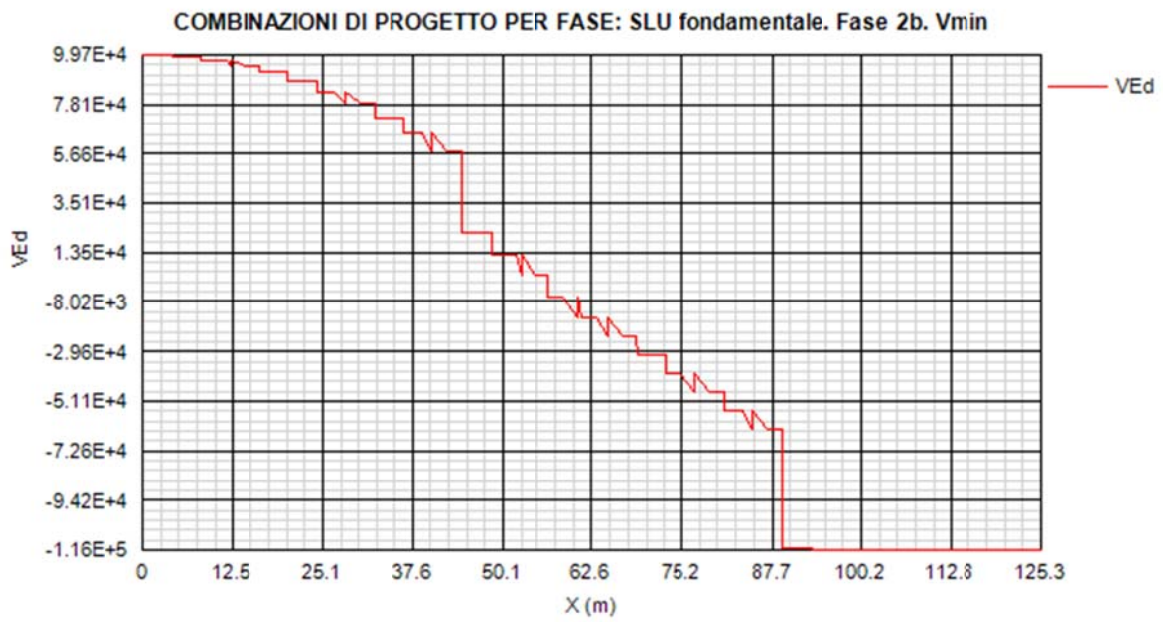
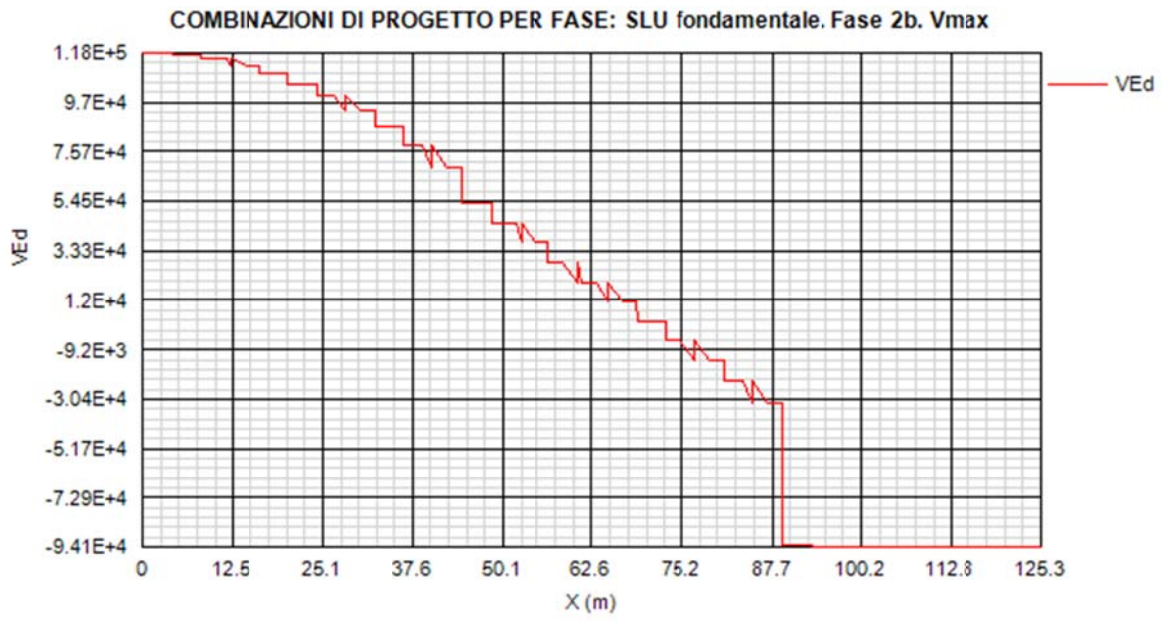
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax

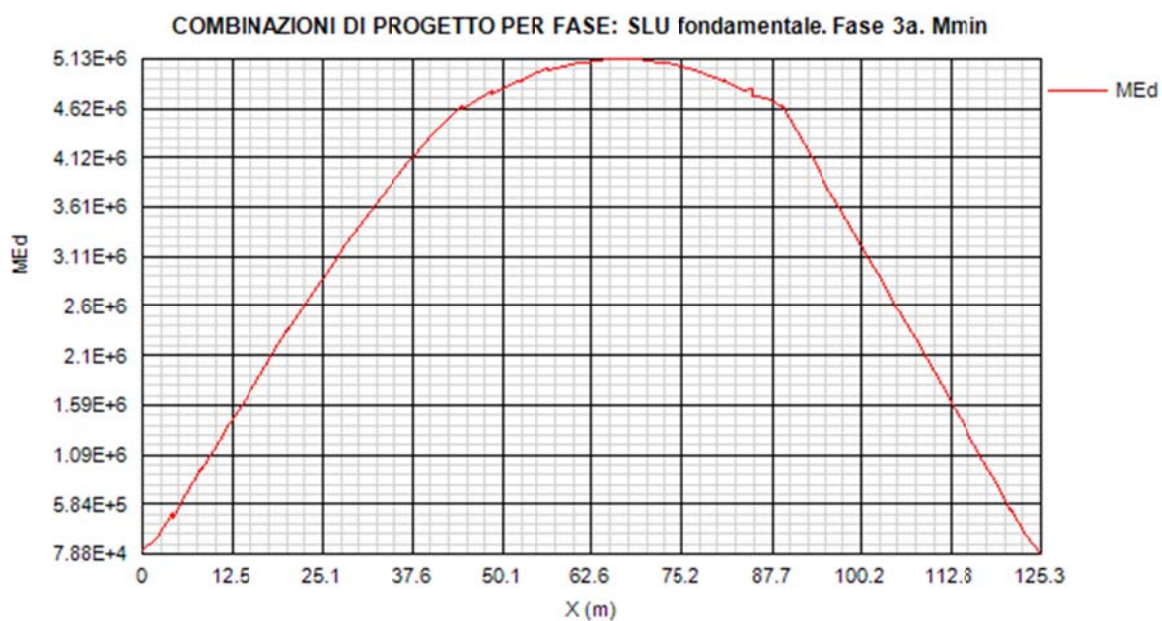
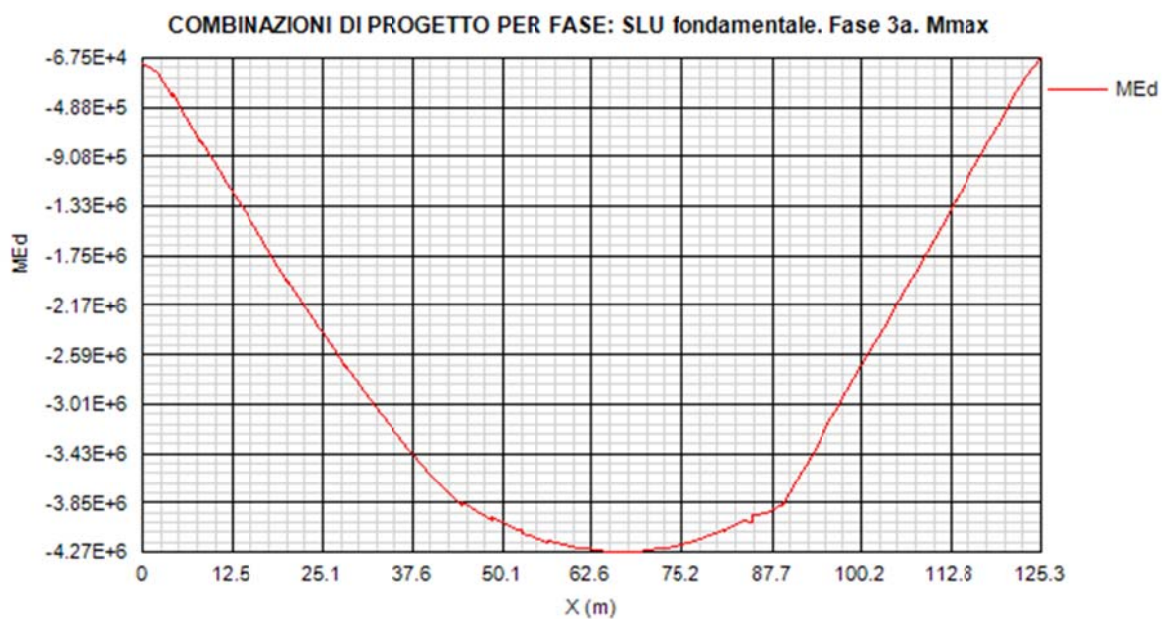


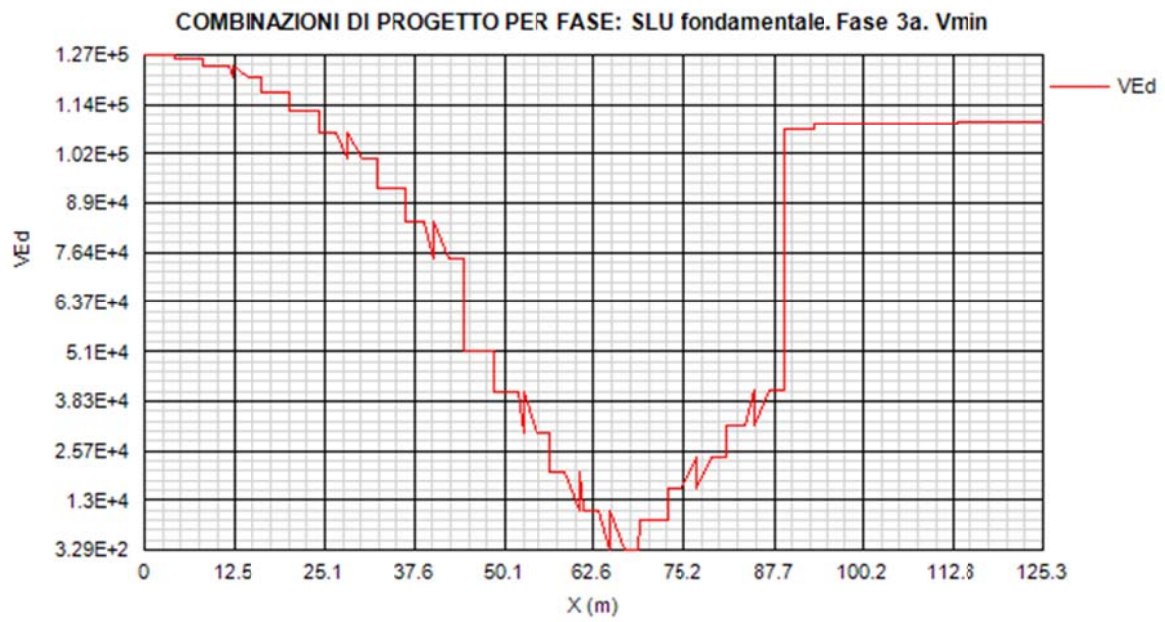
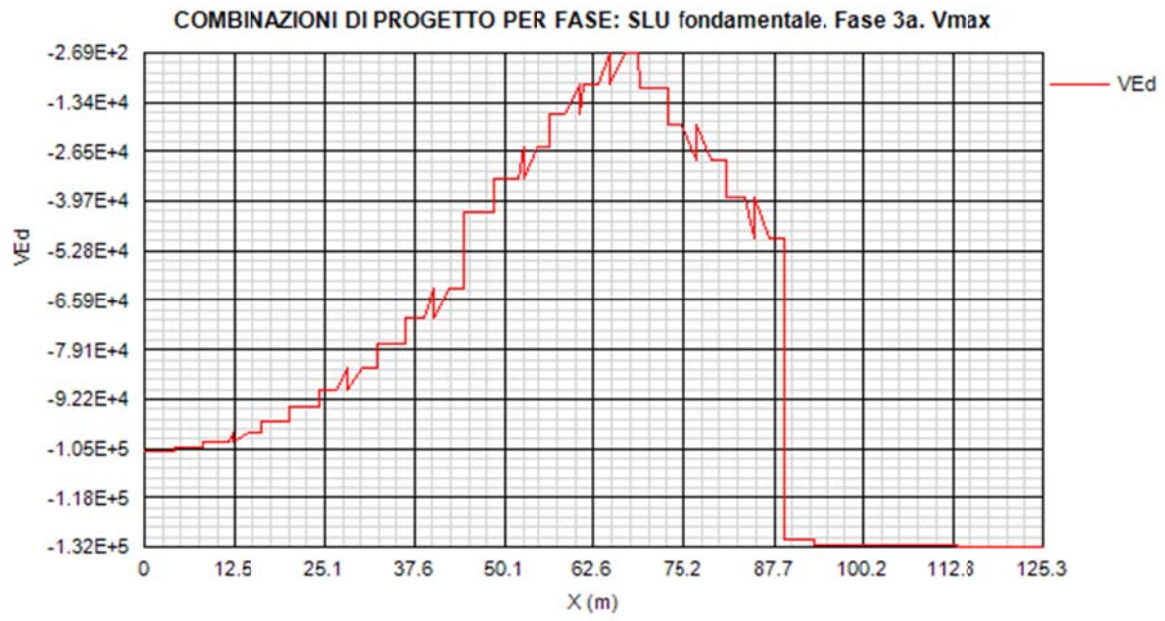
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin

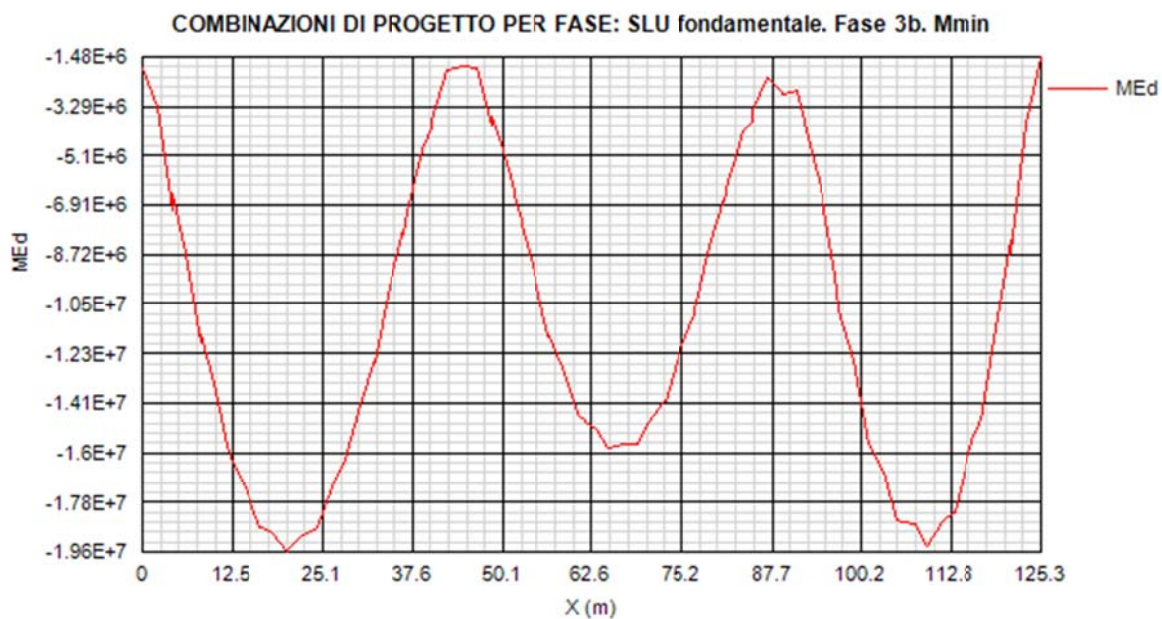
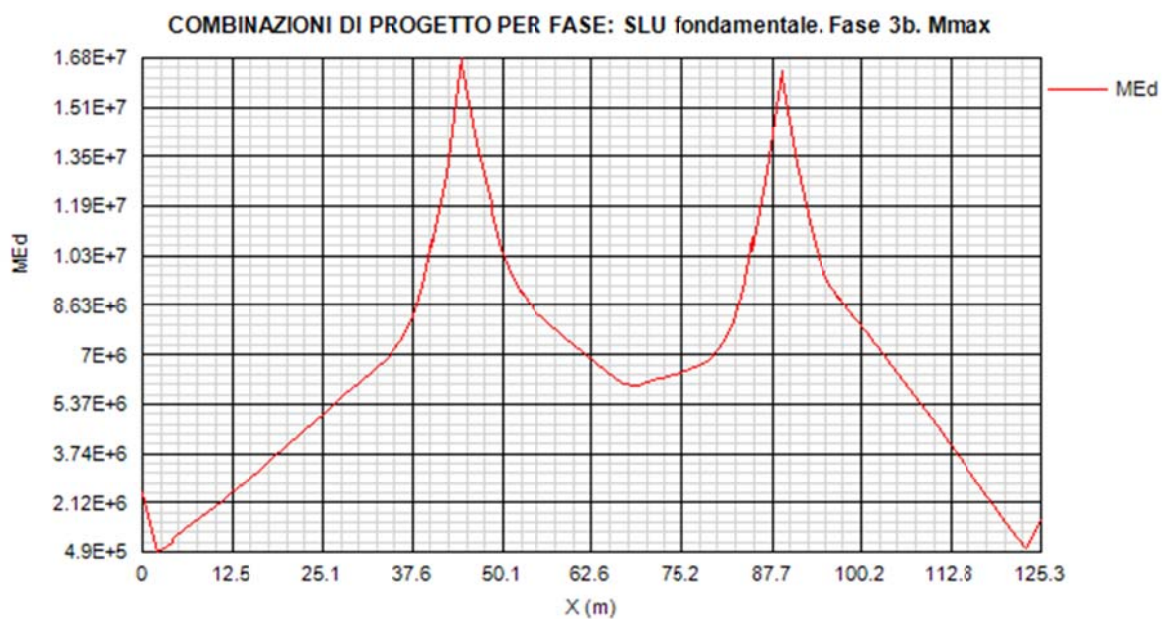




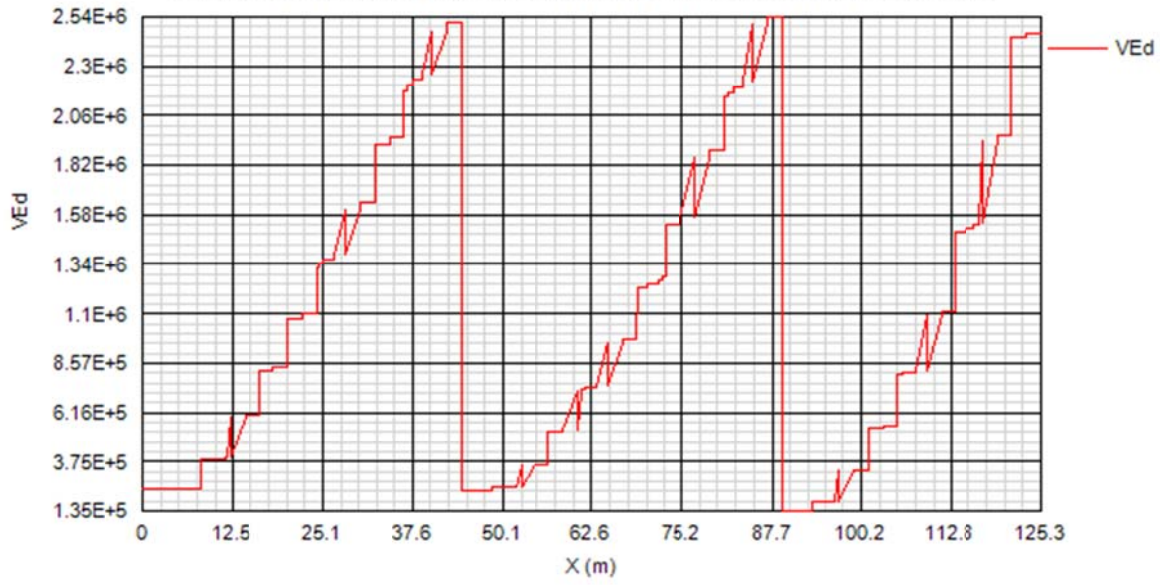




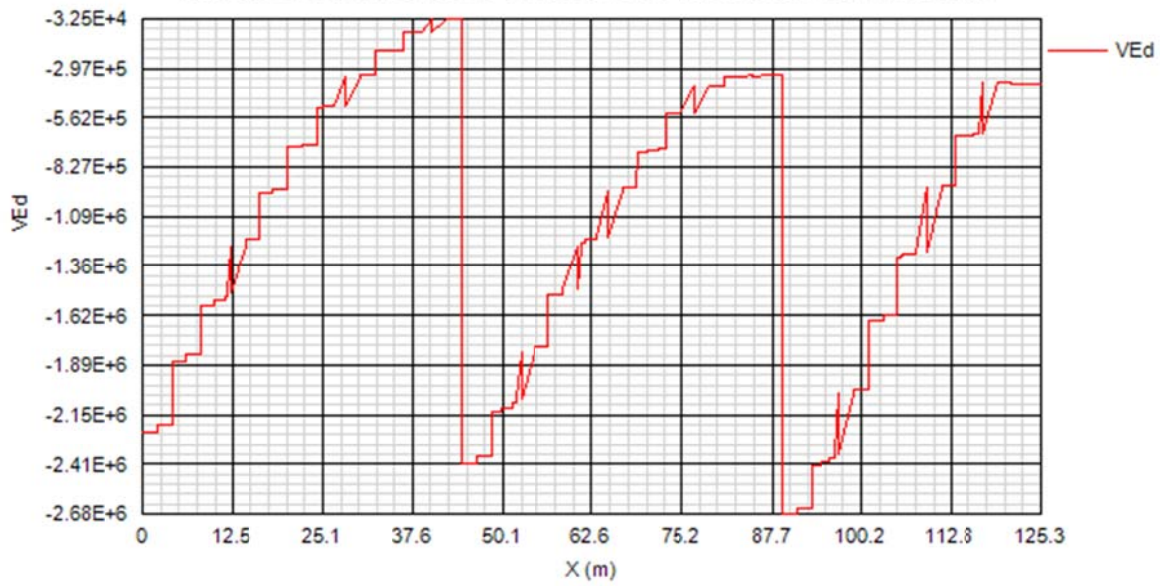


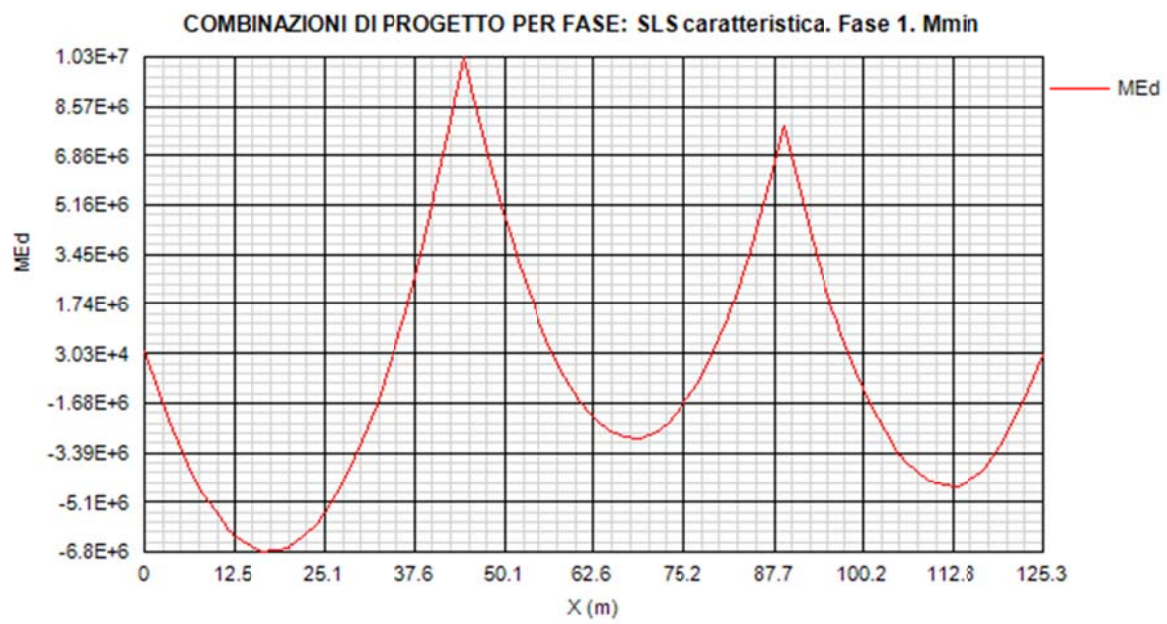
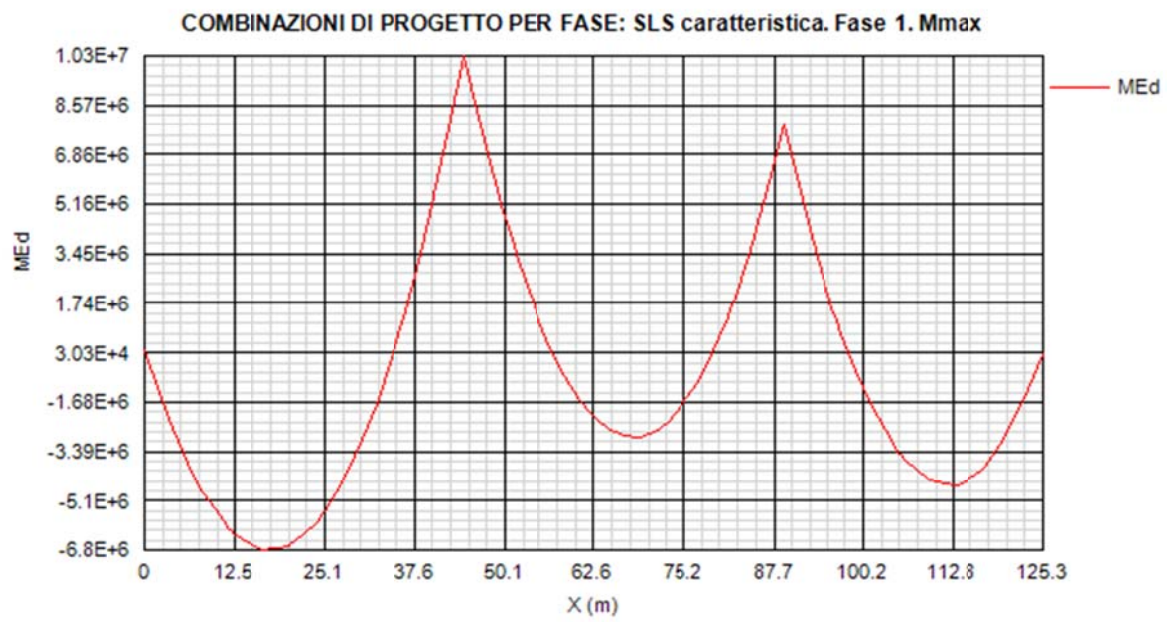


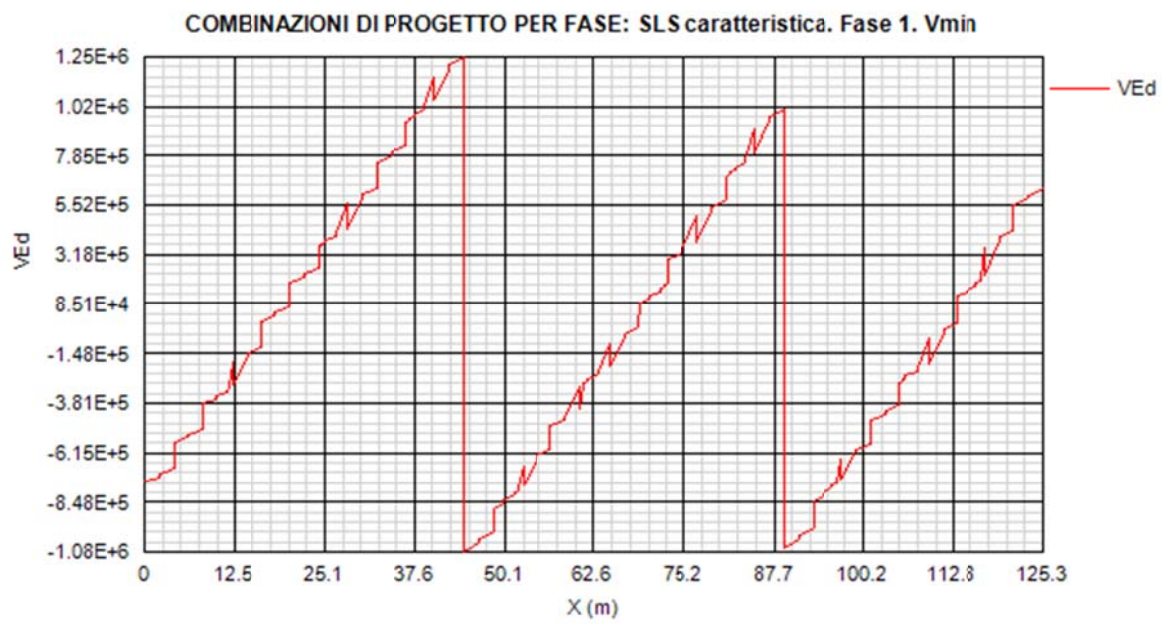
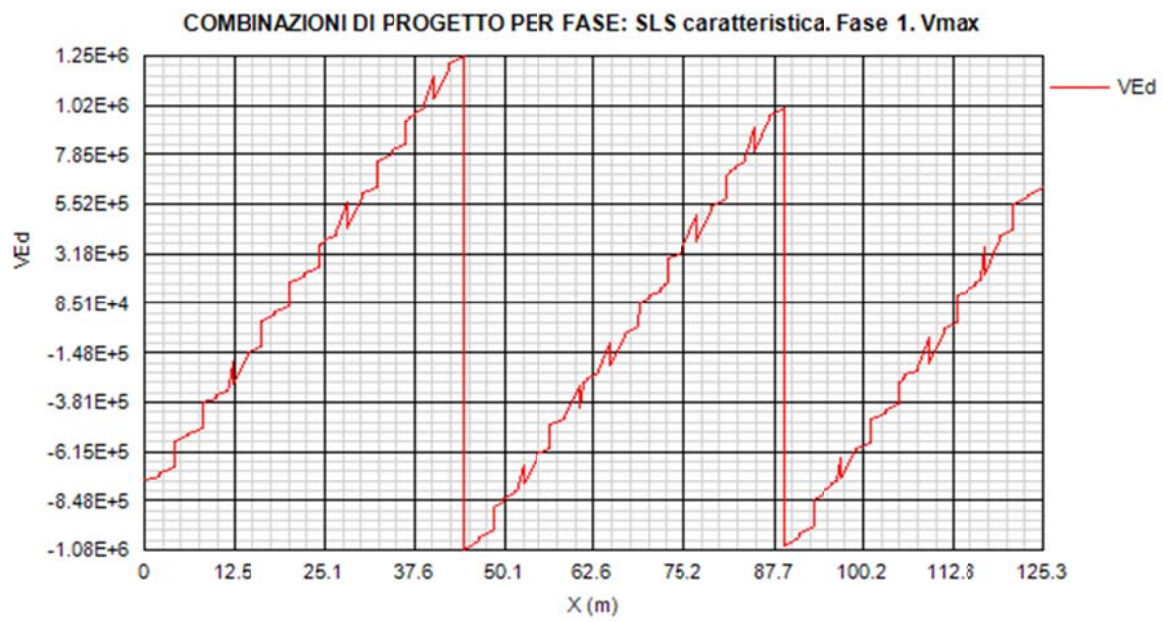
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax

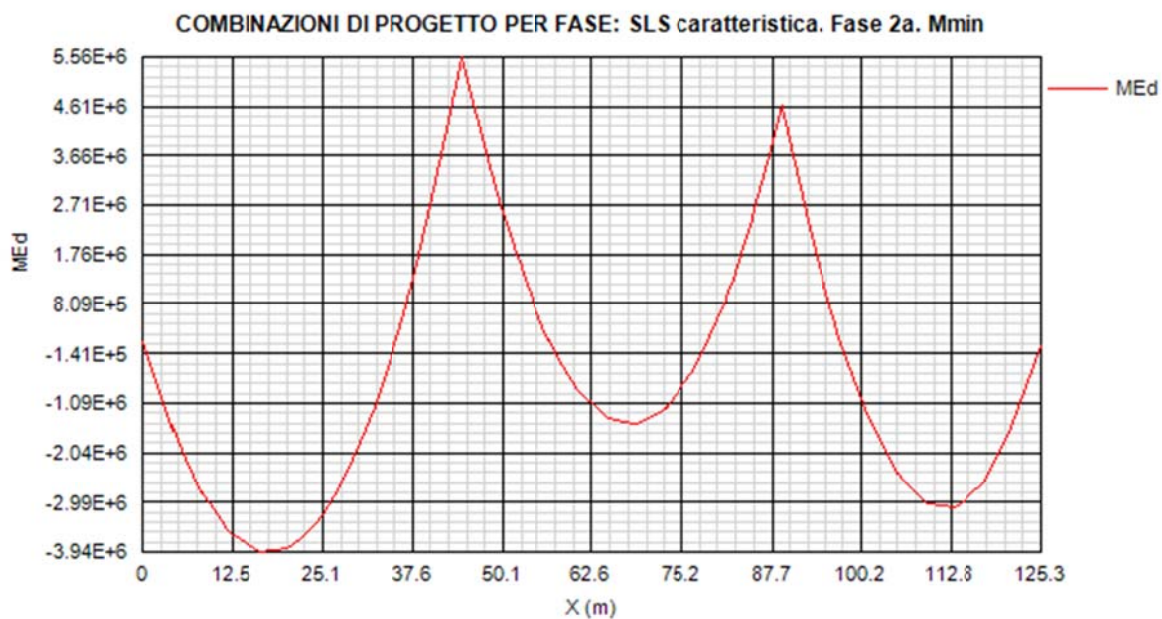
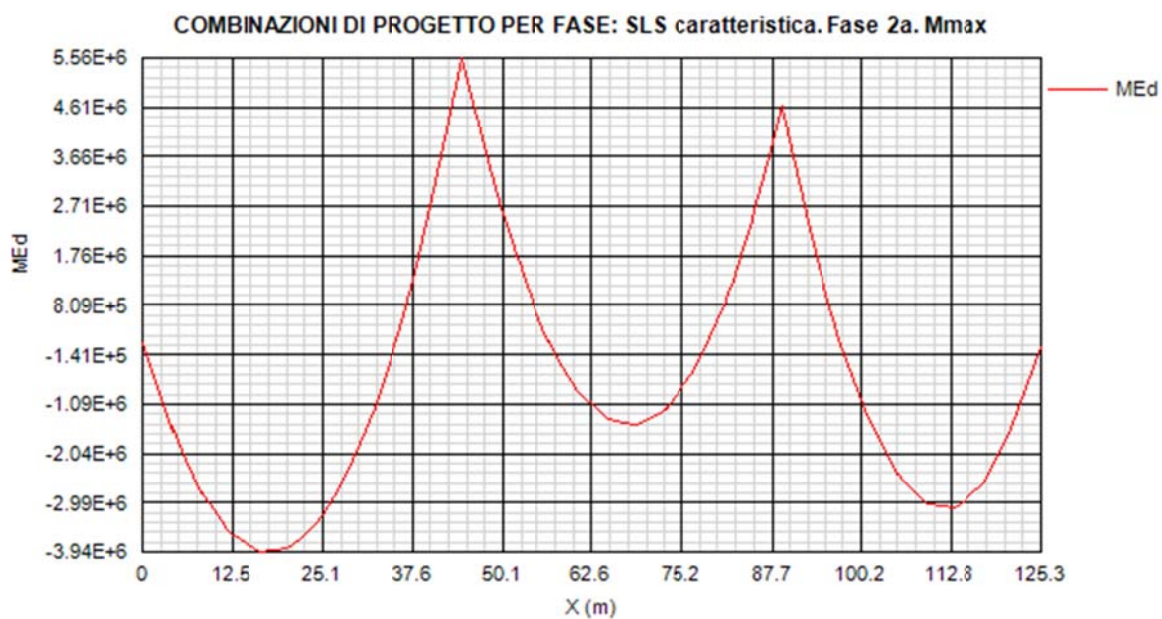


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin

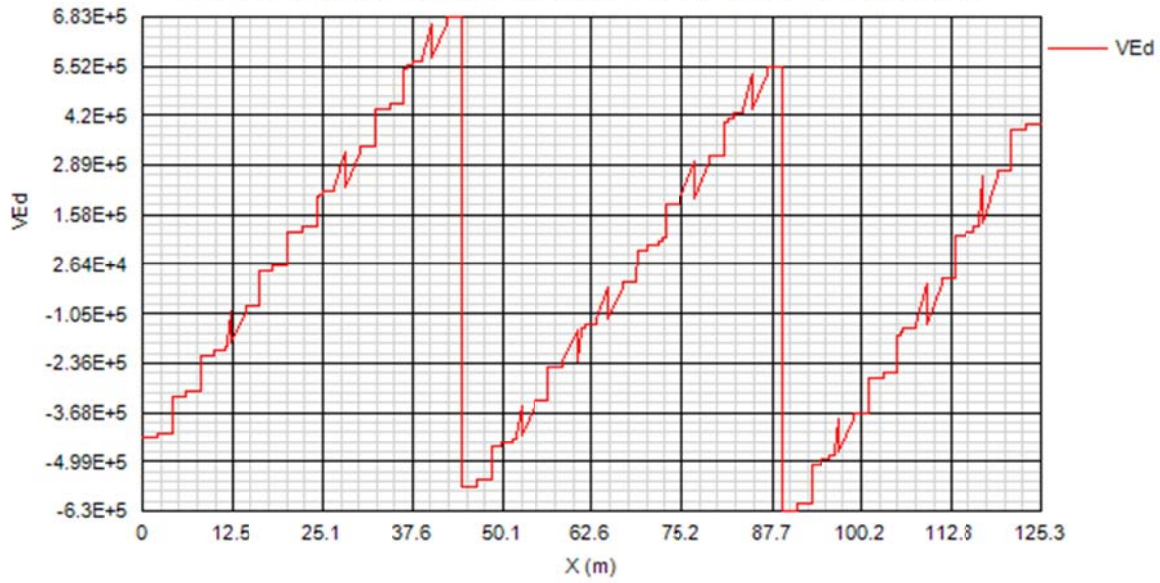




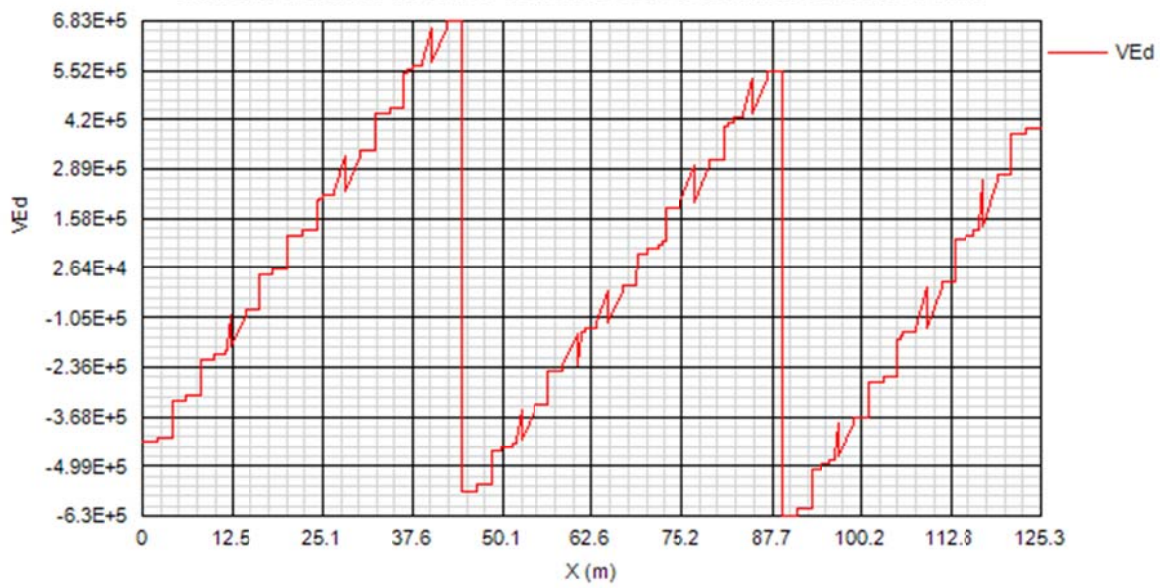


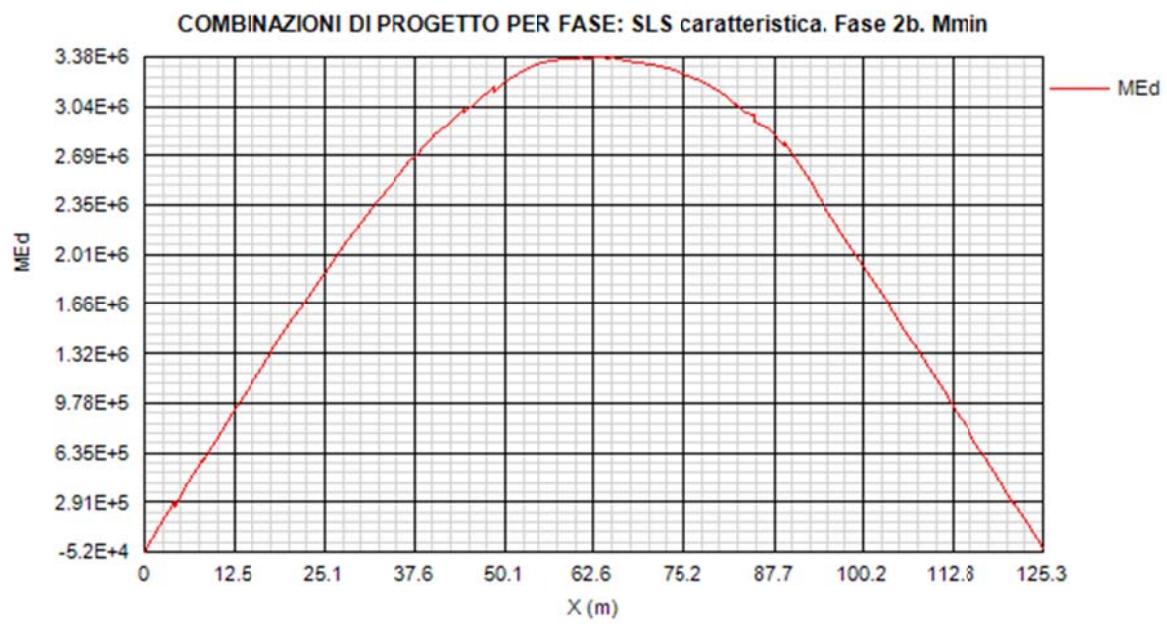
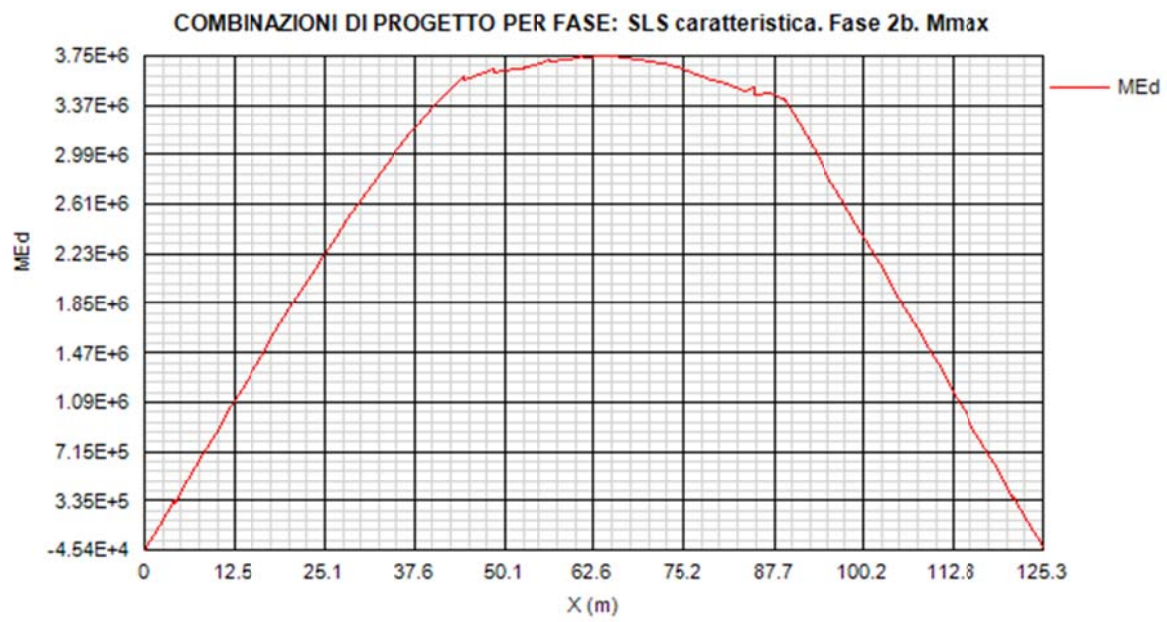


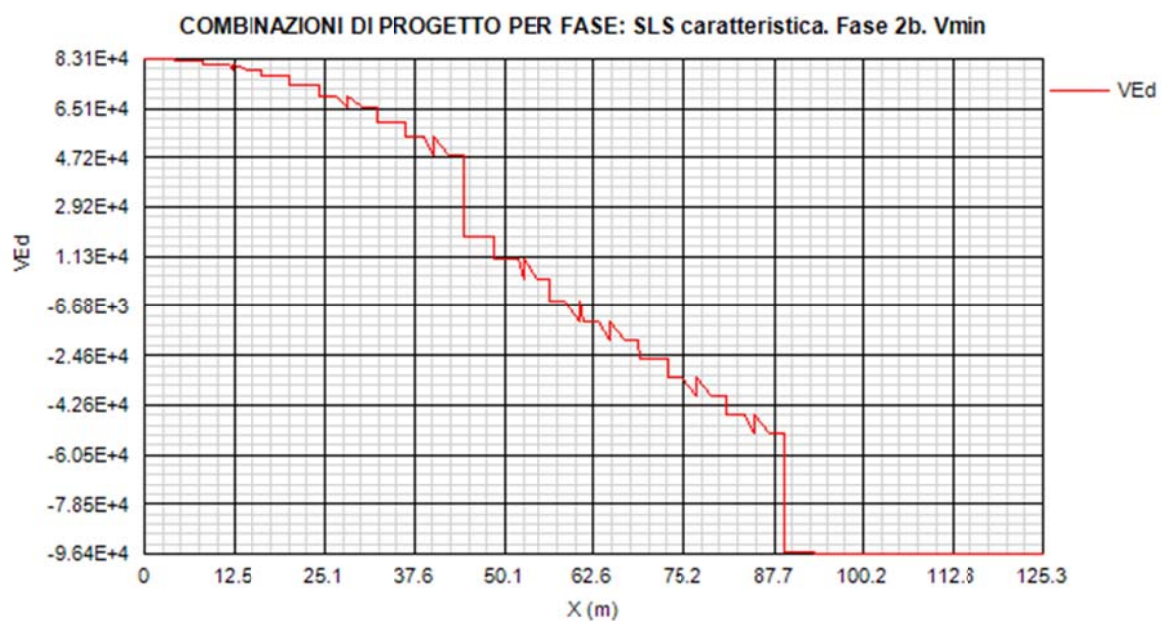
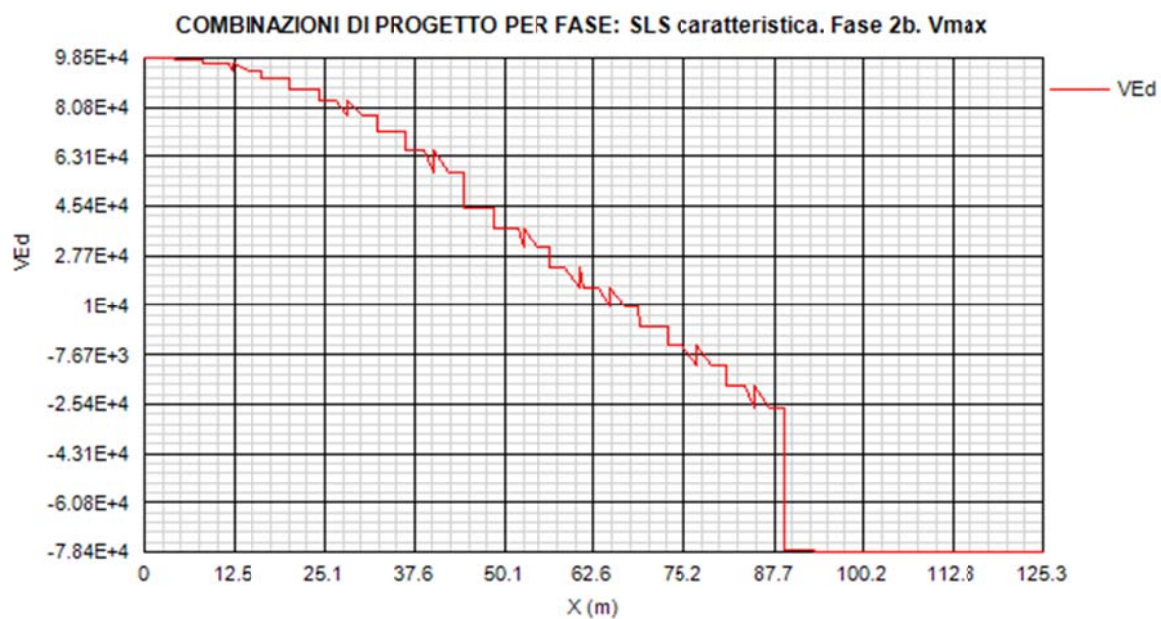
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax

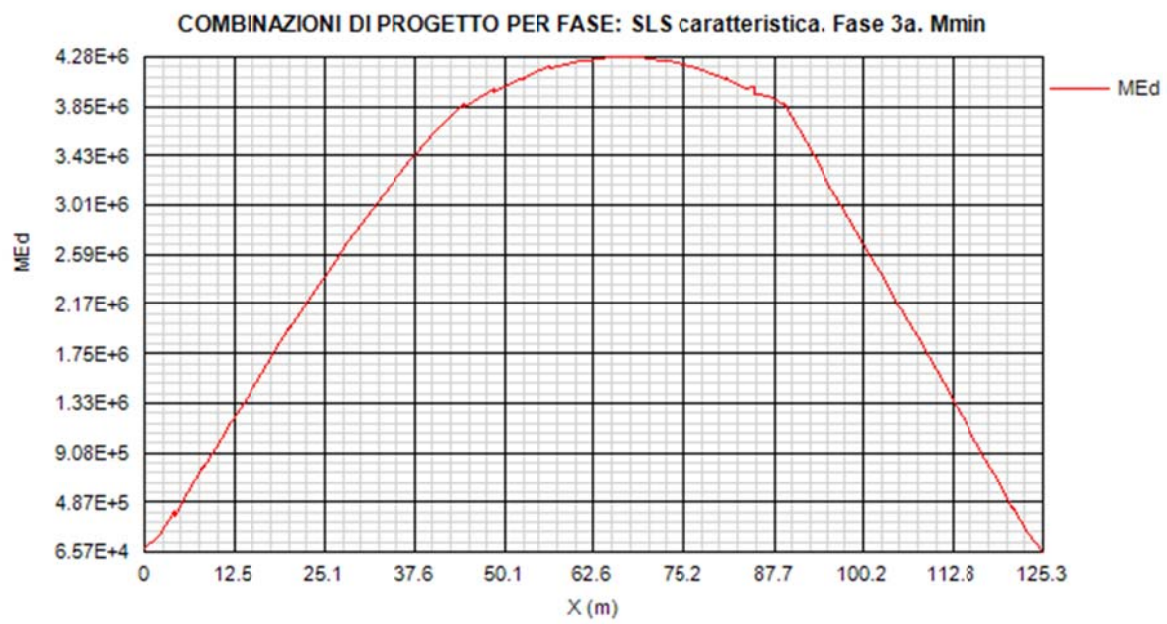
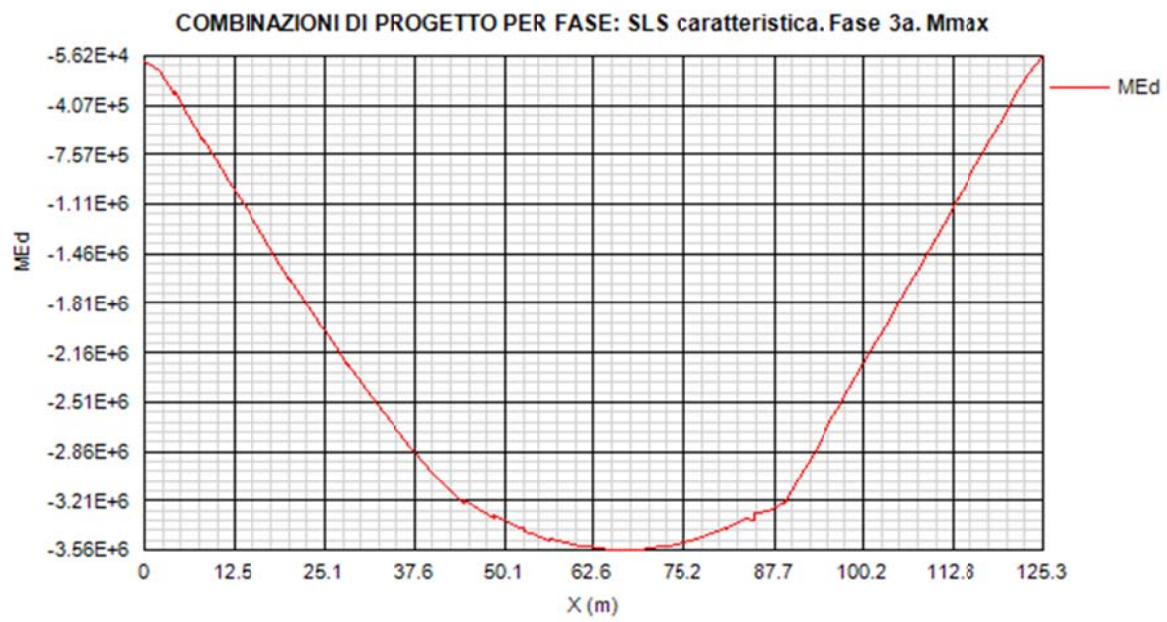


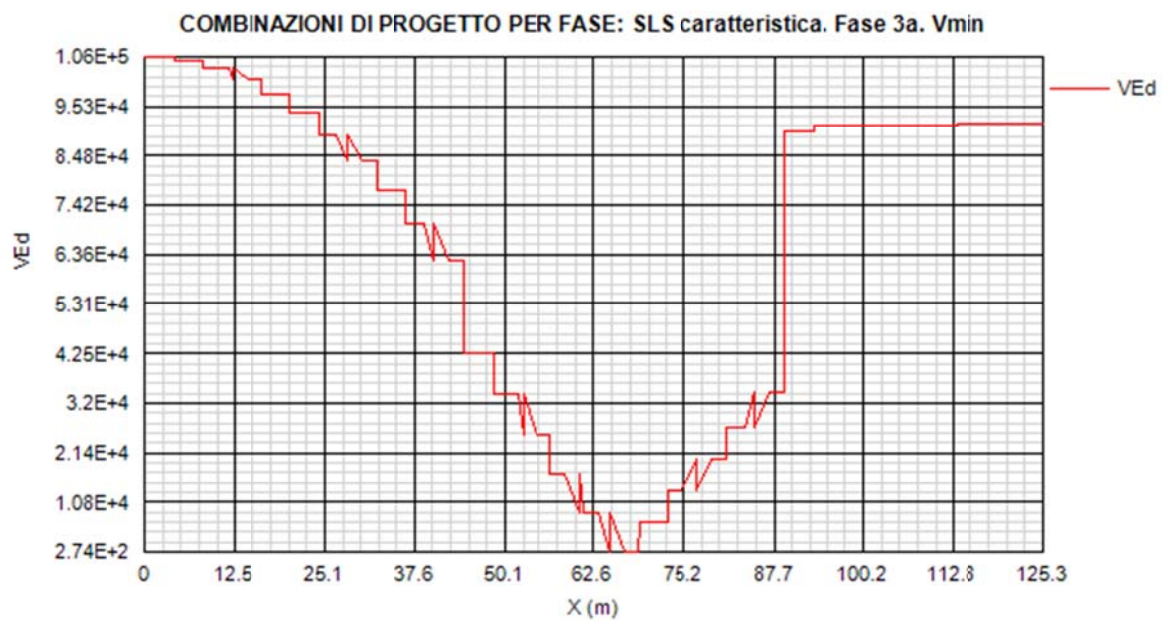
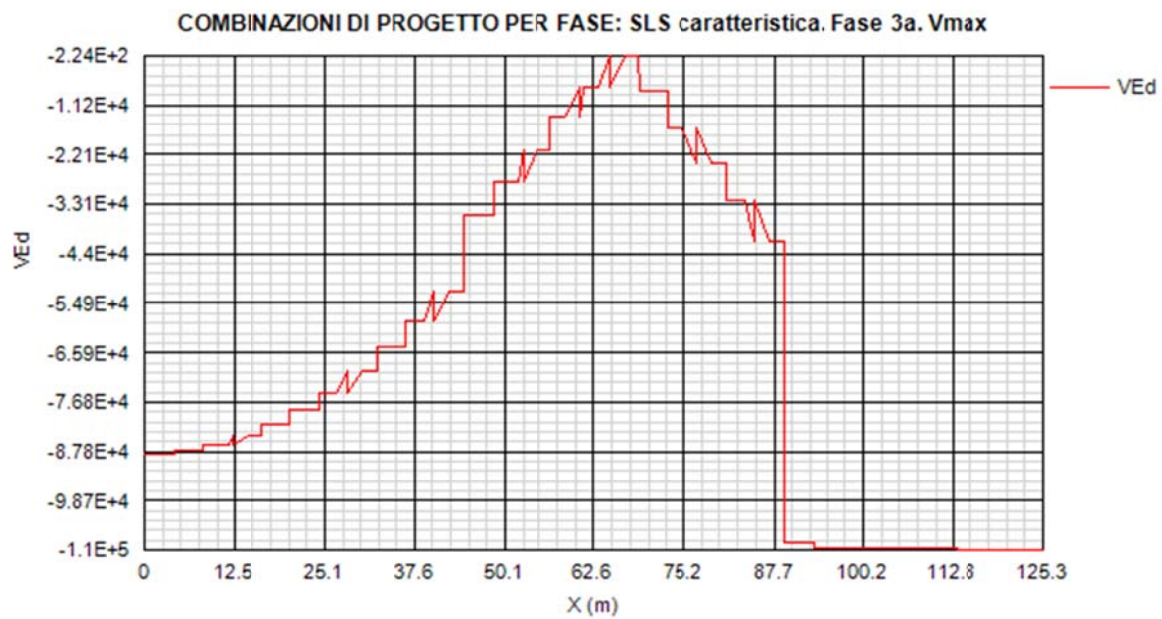
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin



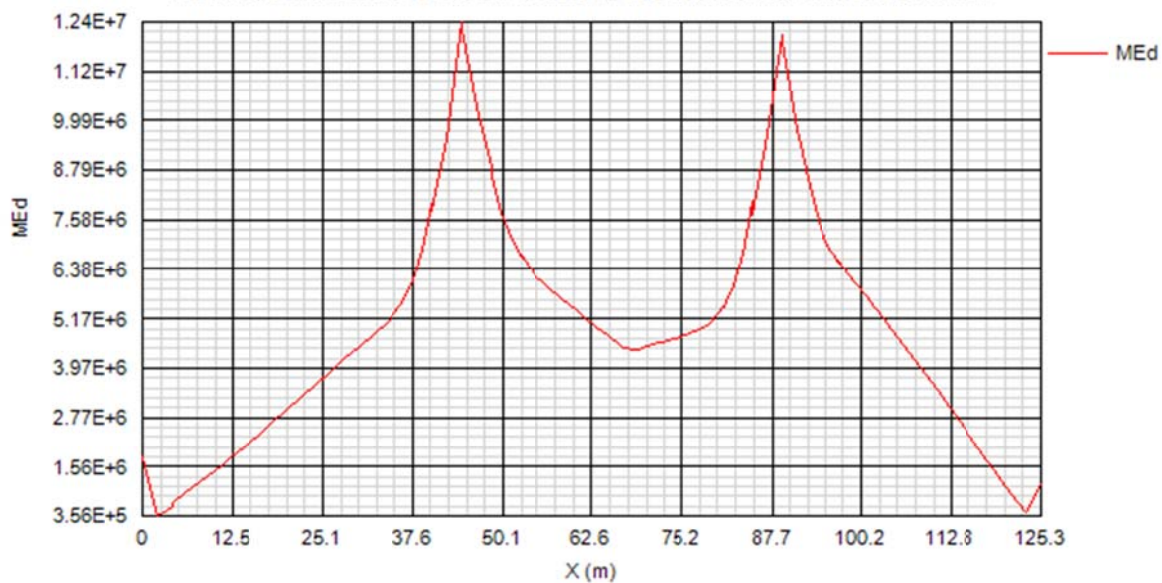




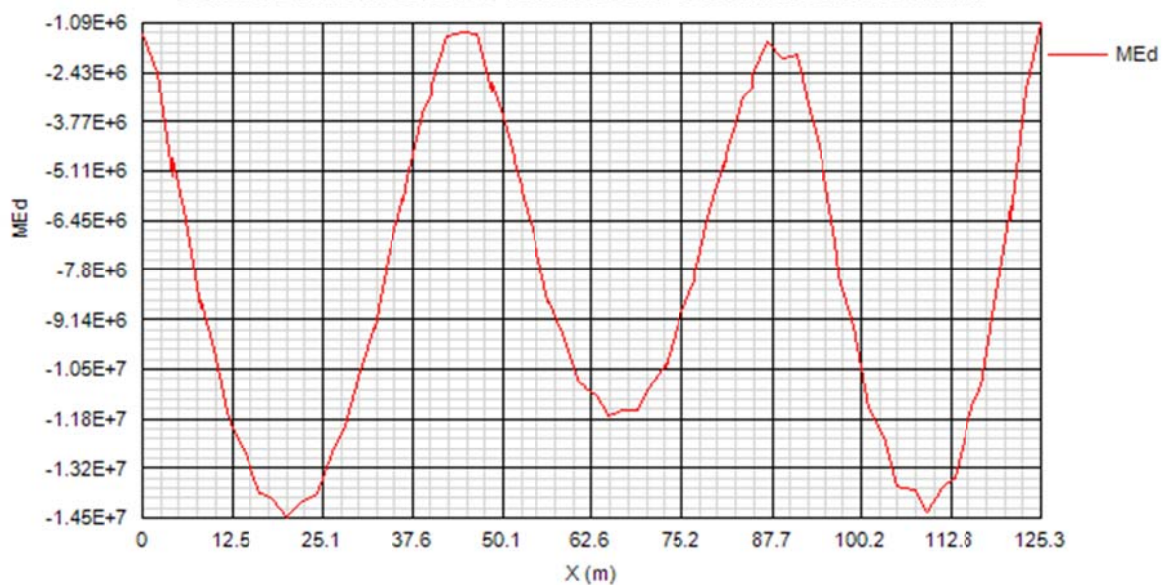




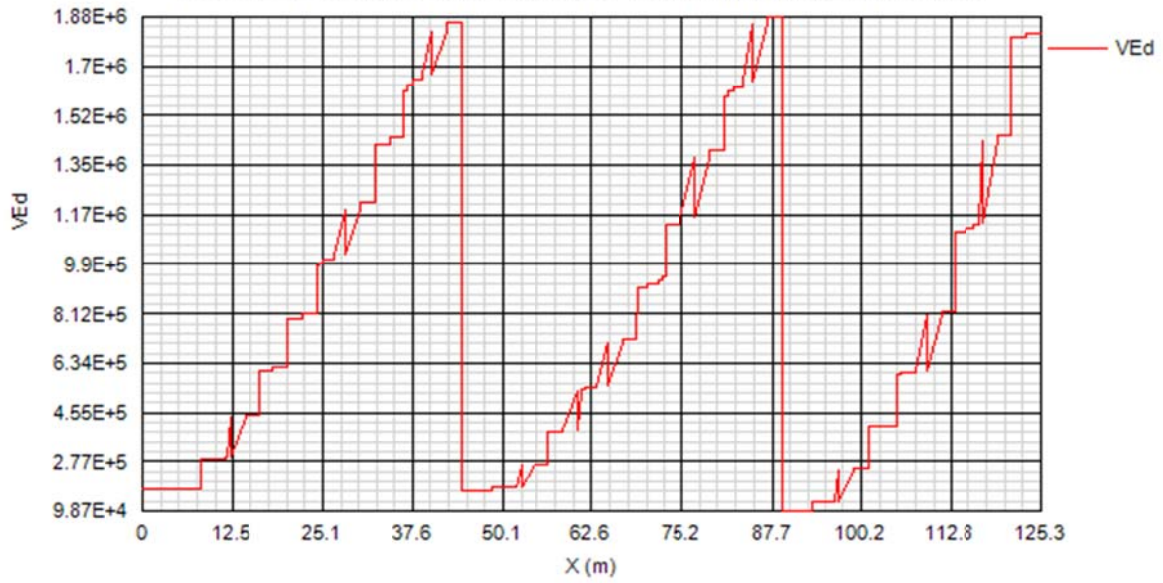
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



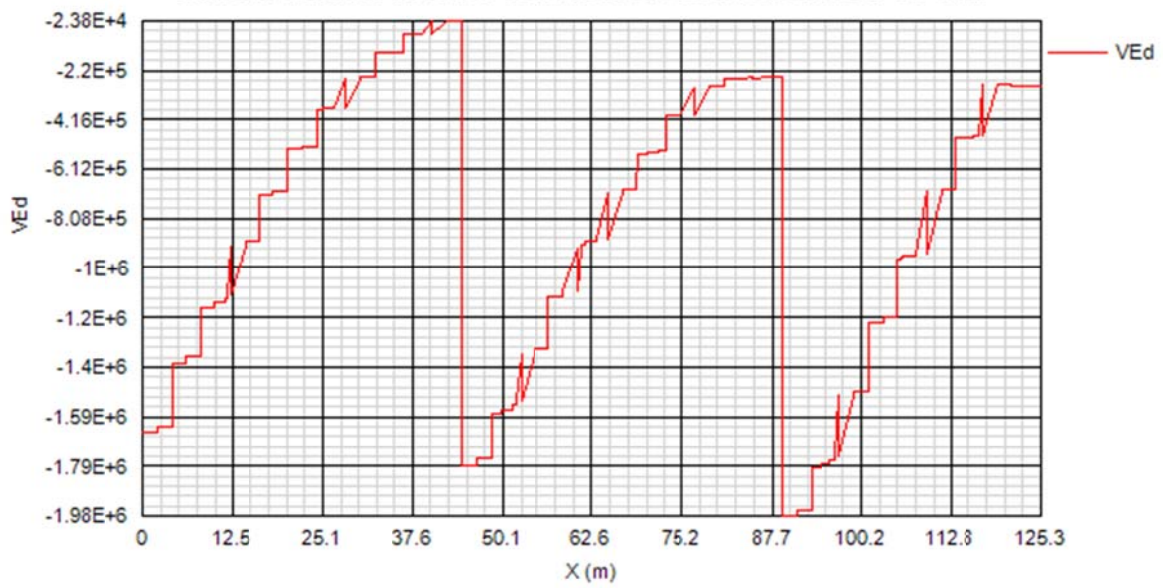
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin

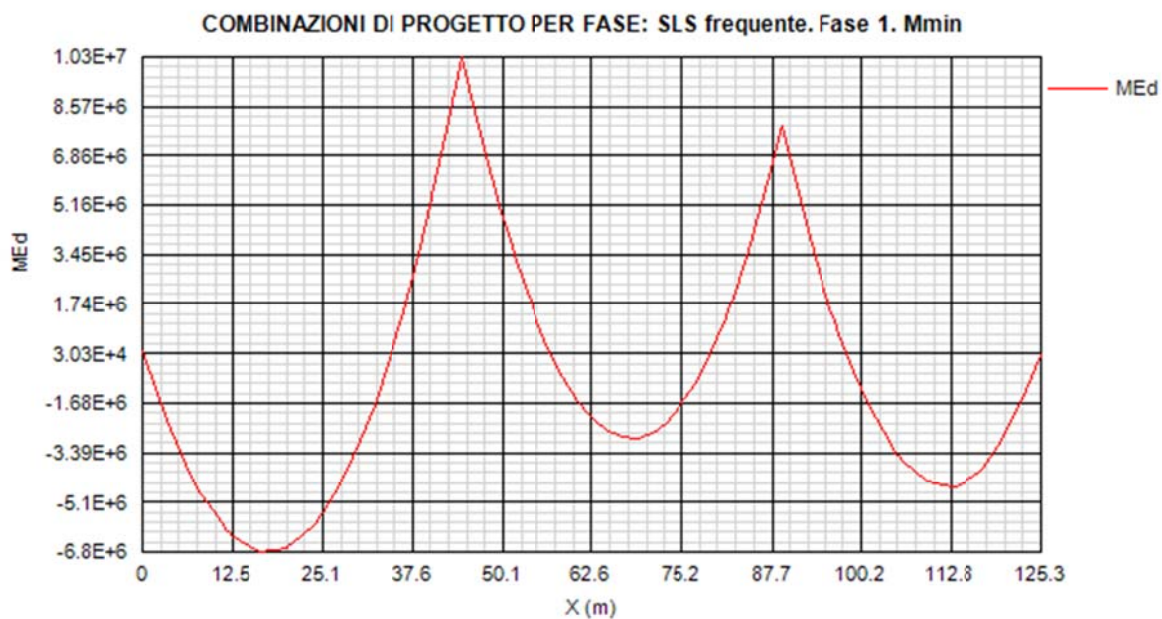
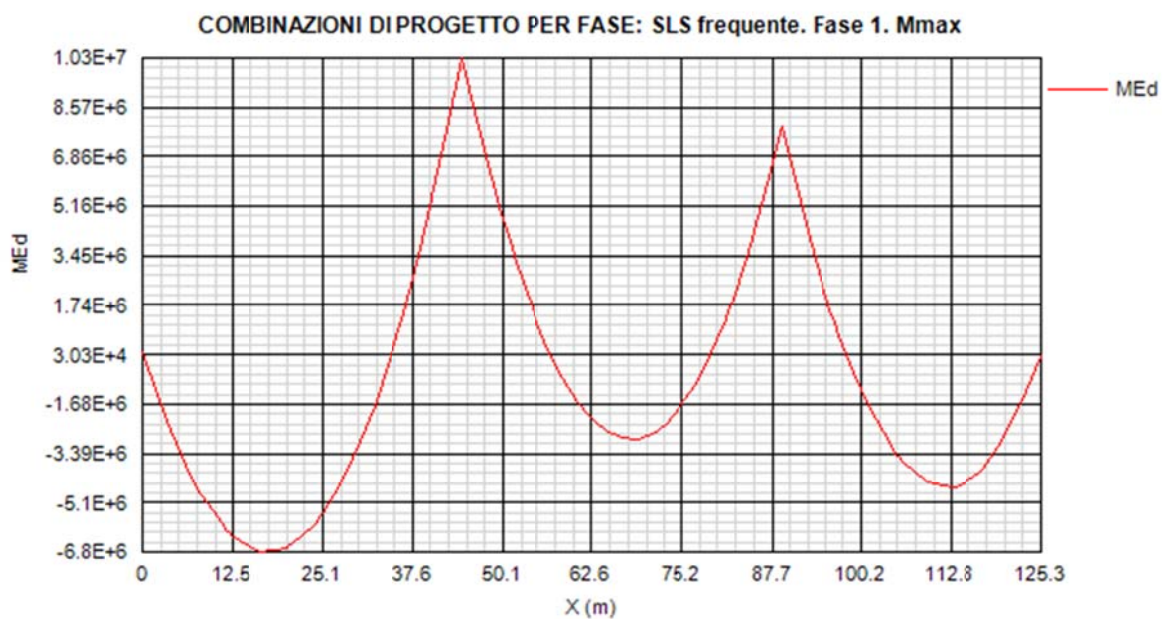


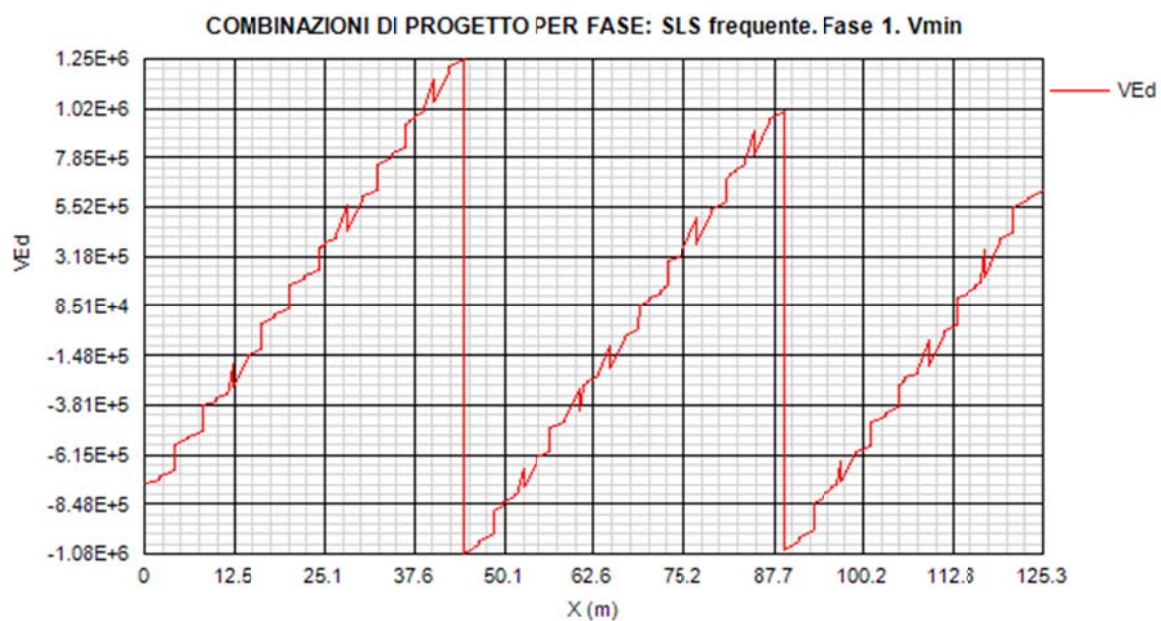
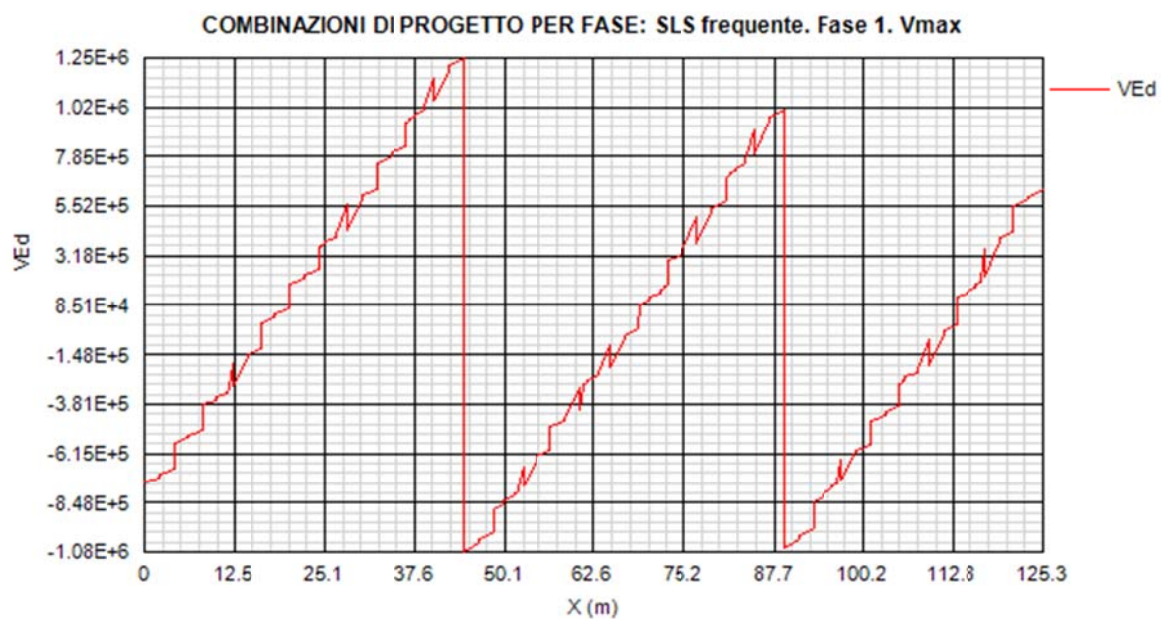
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax

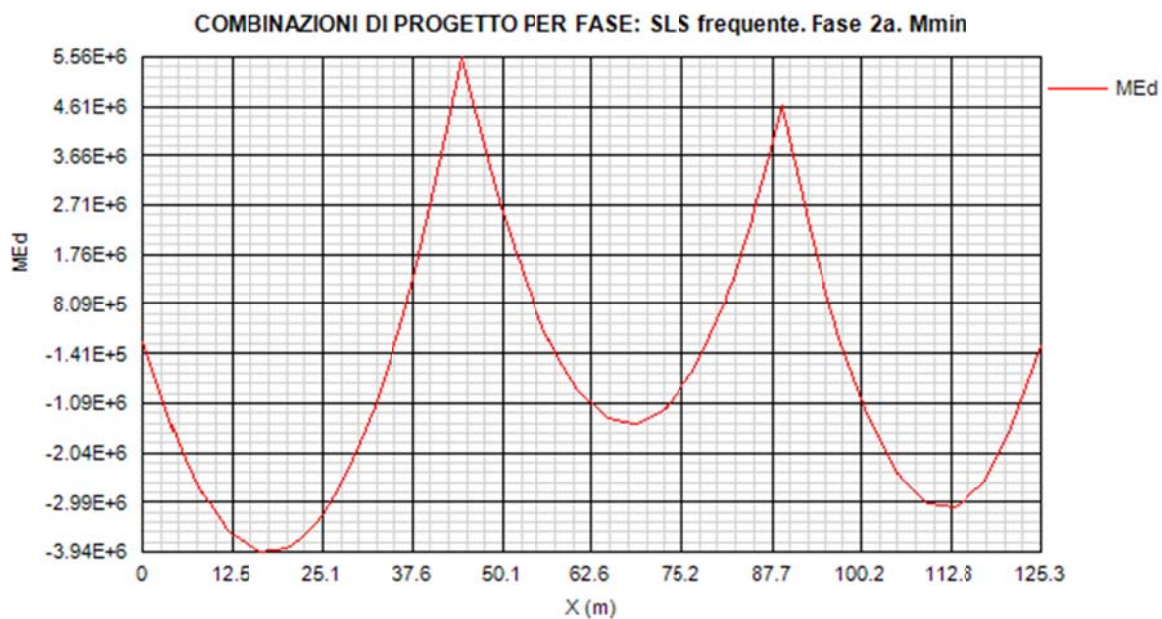
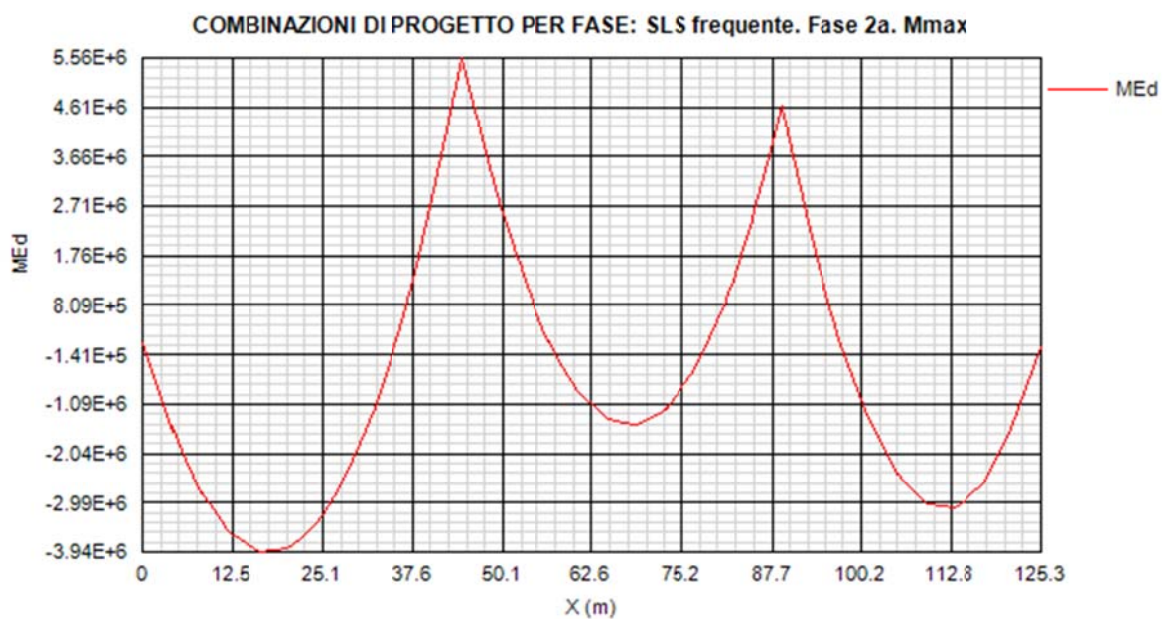


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin

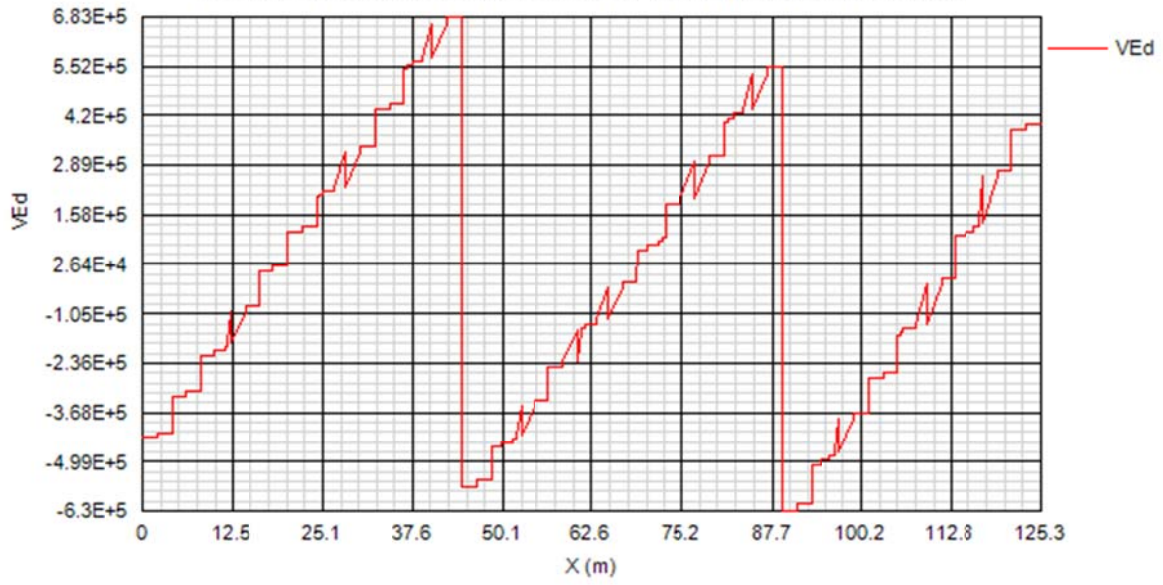




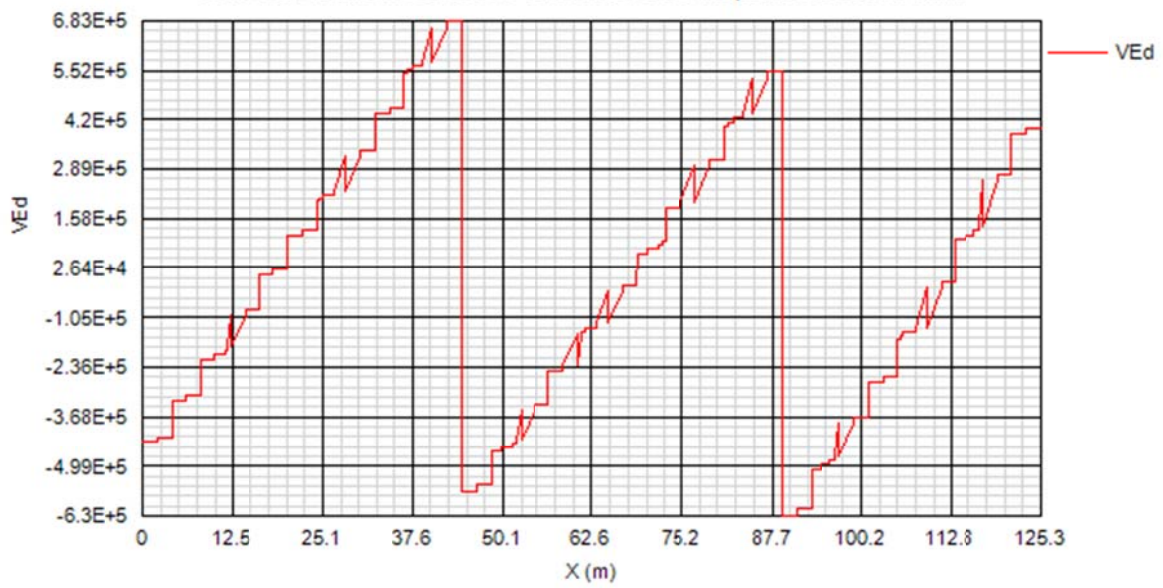


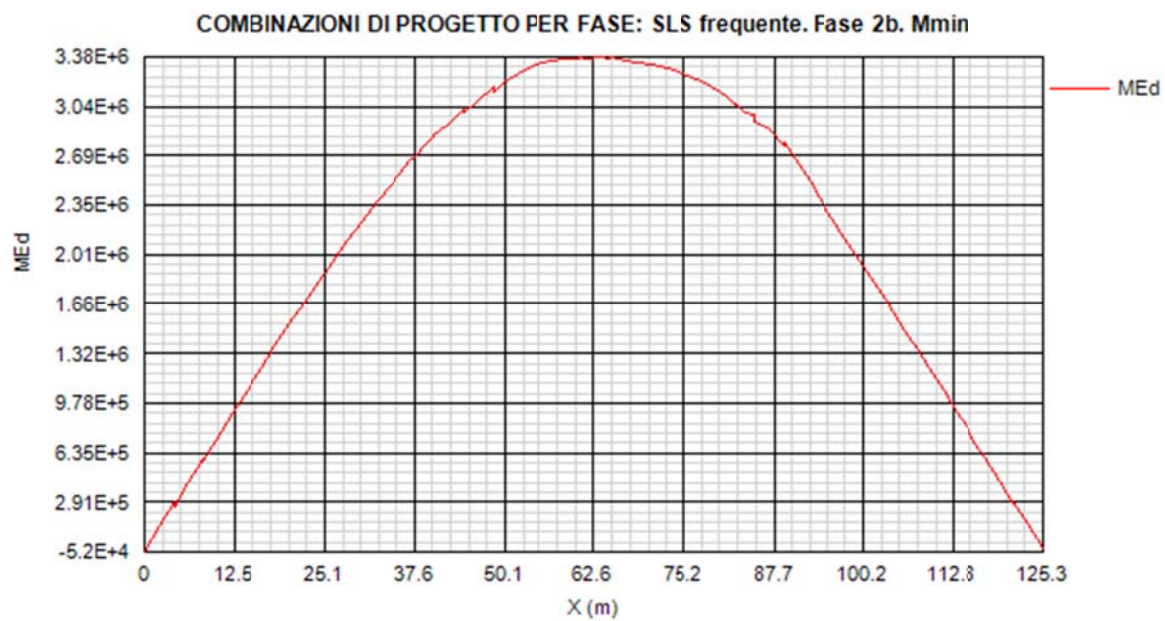
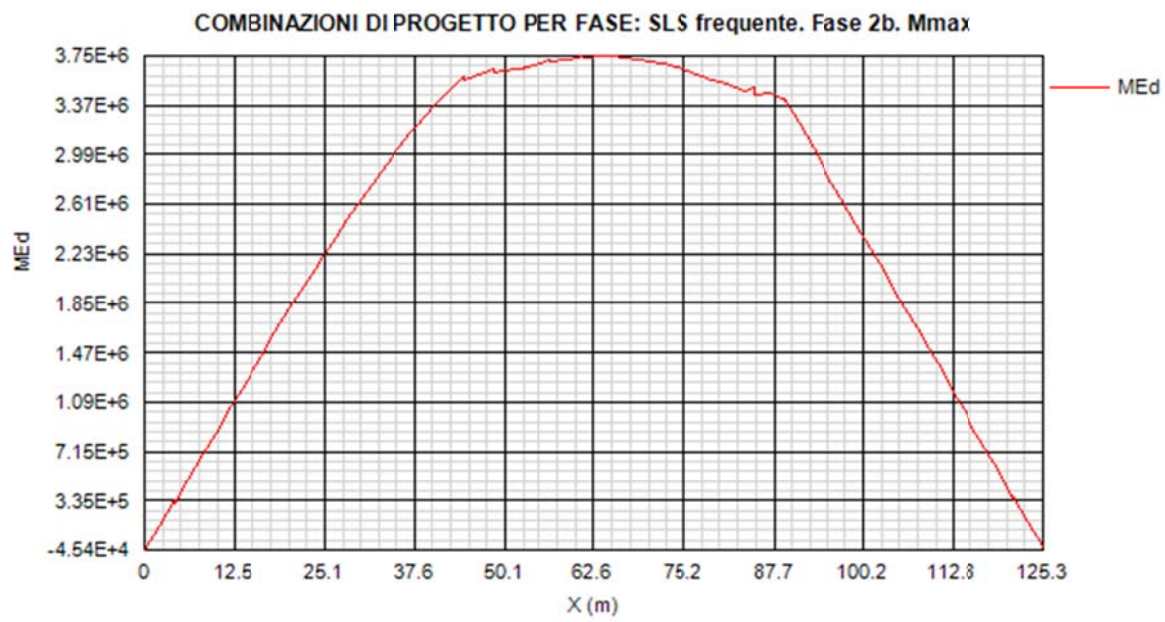


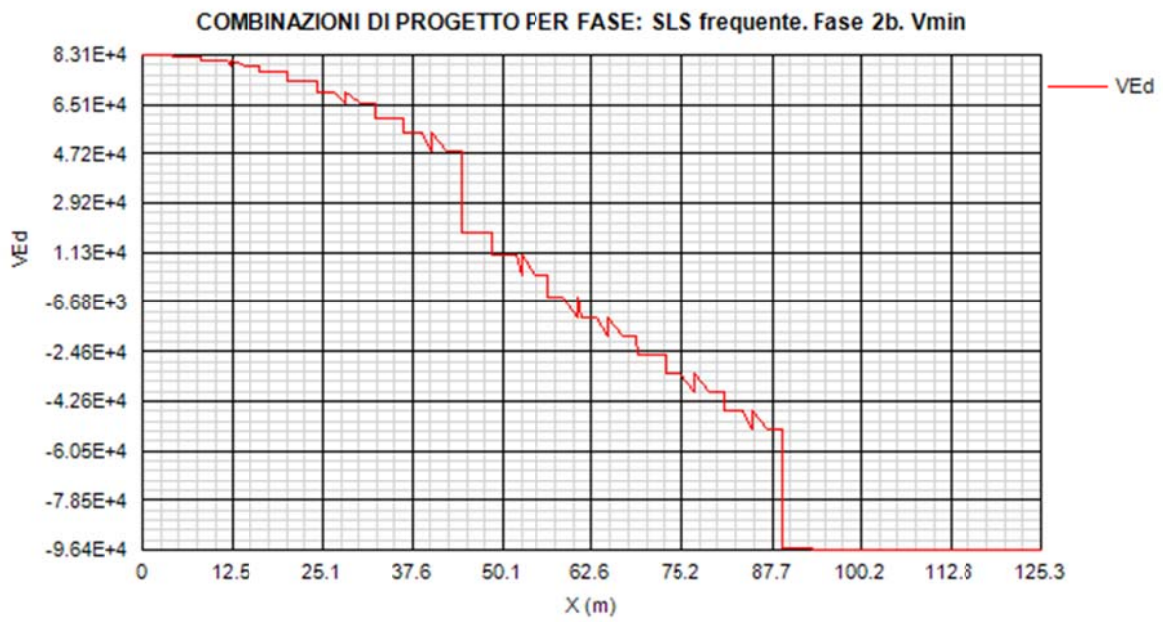
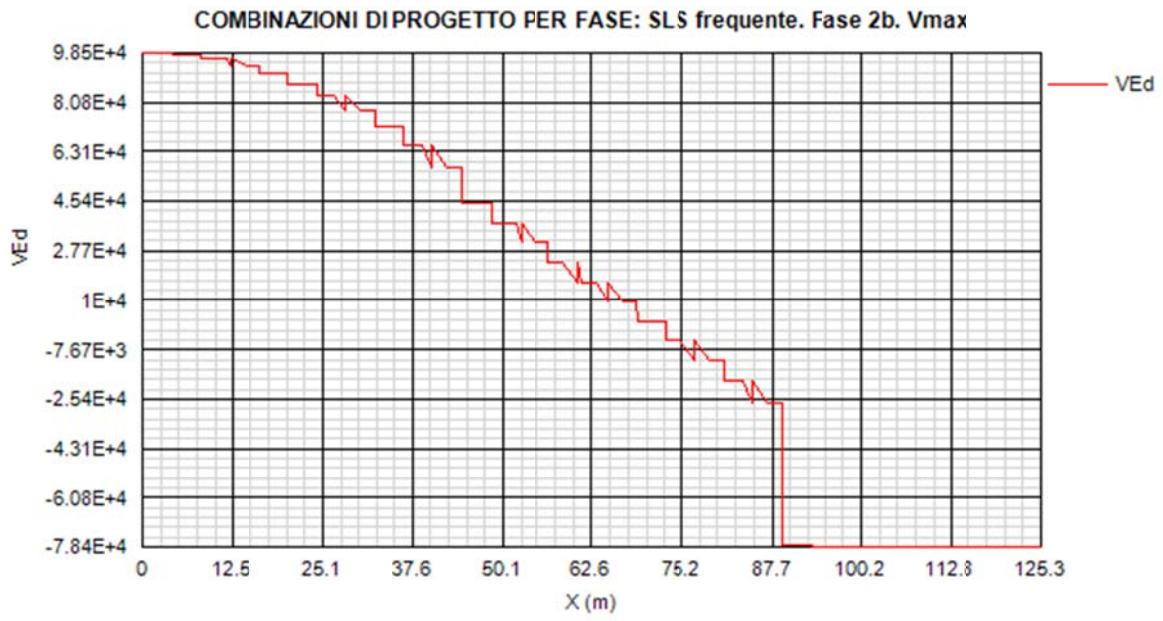
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax

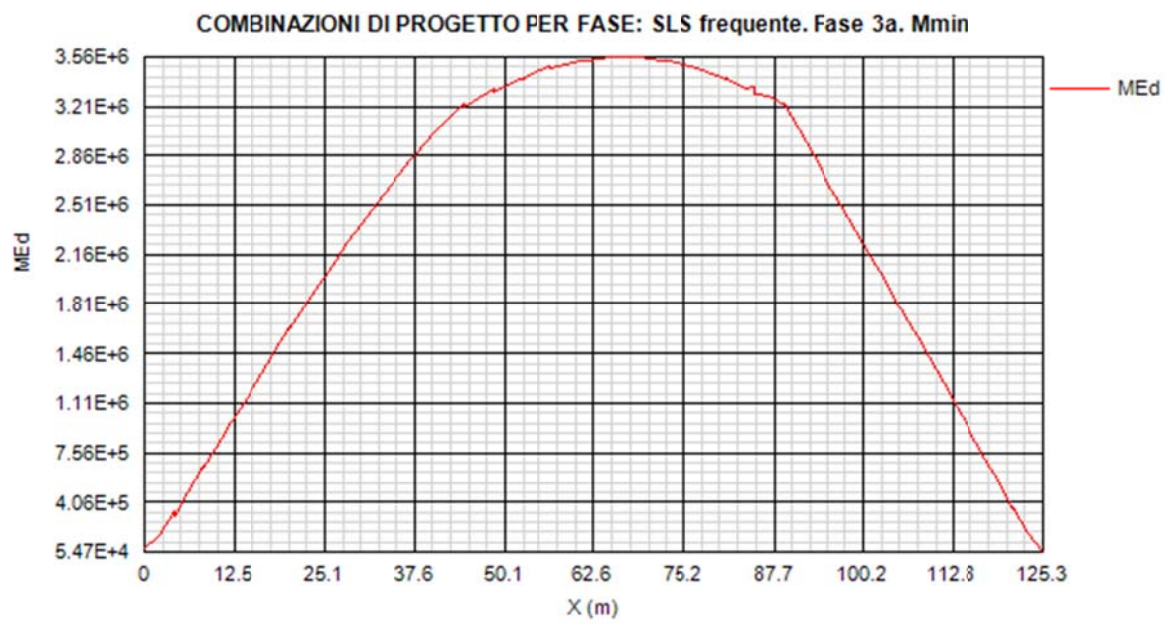
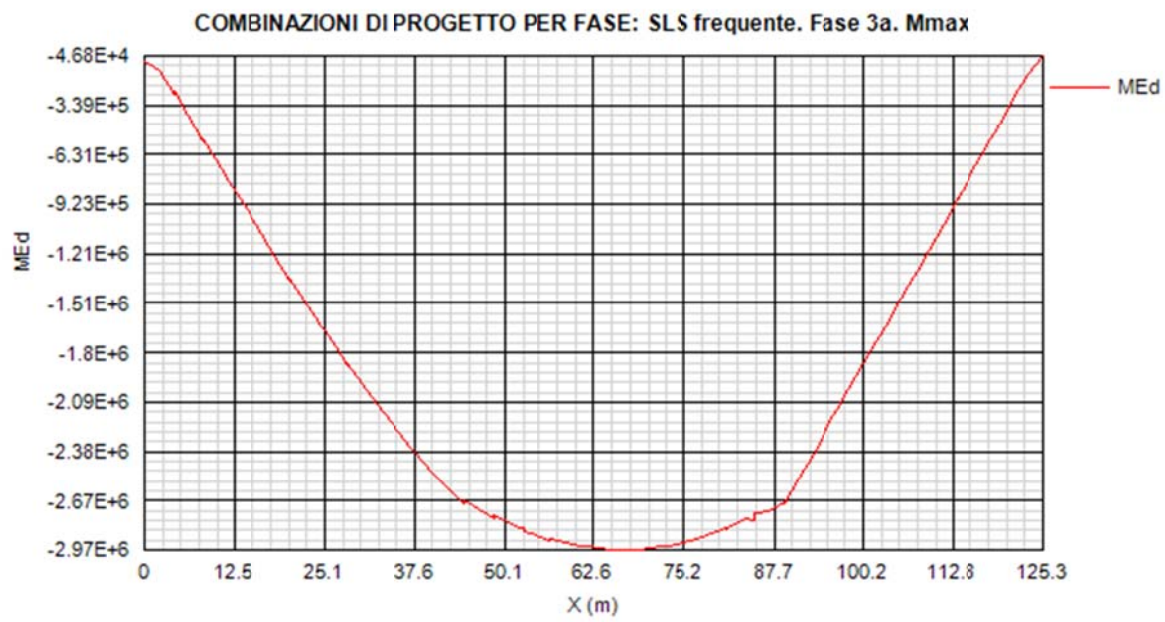


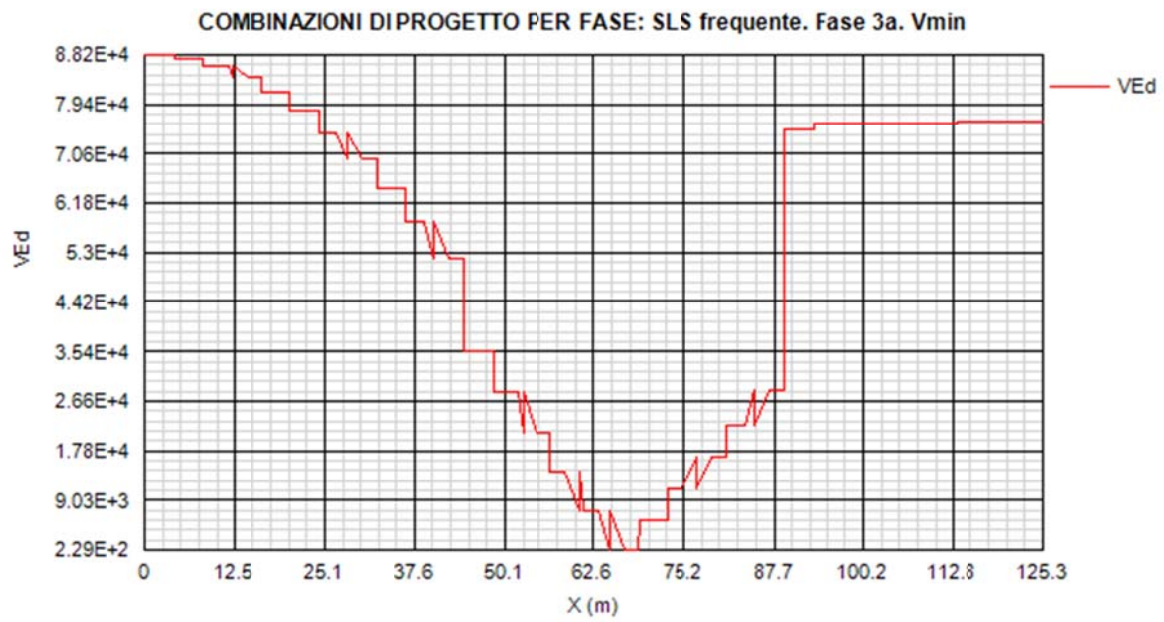
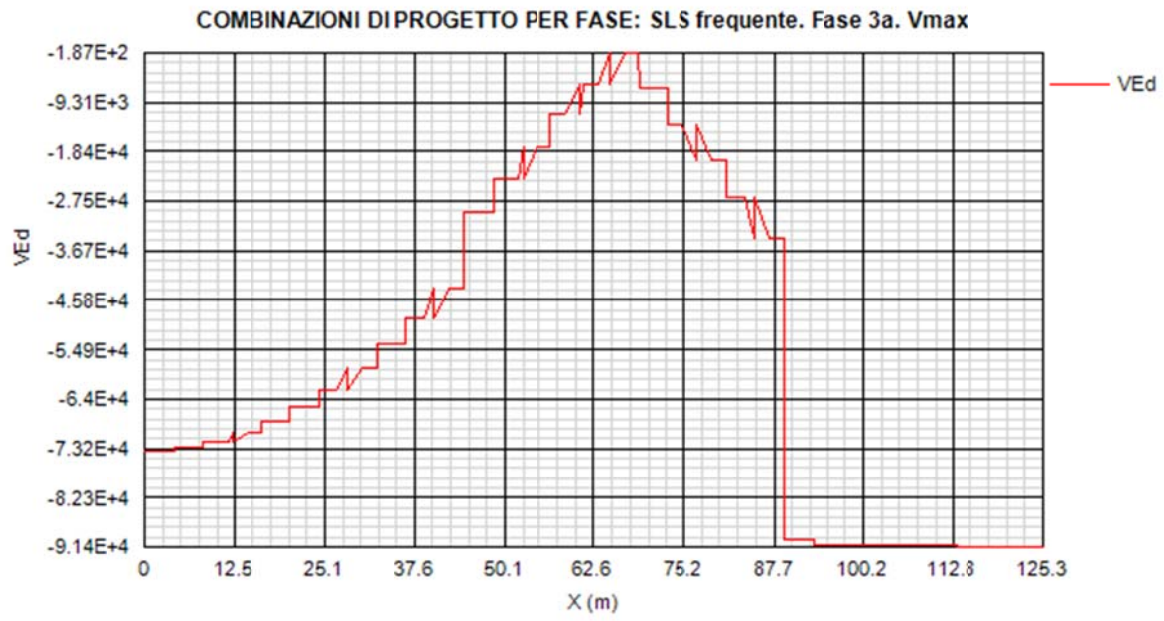
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin

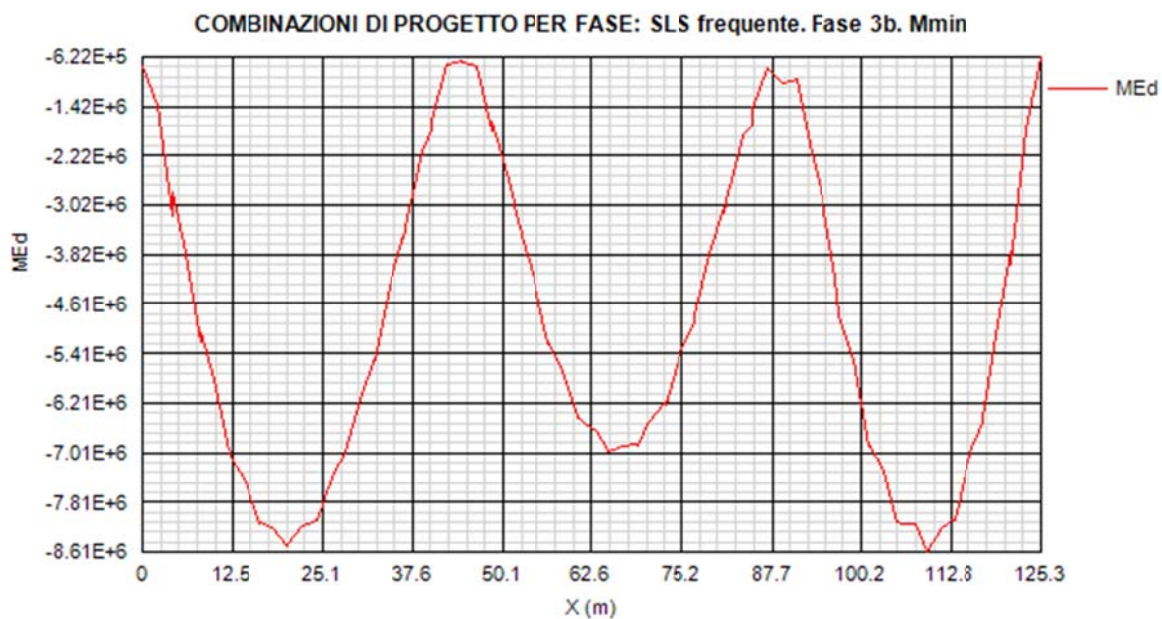
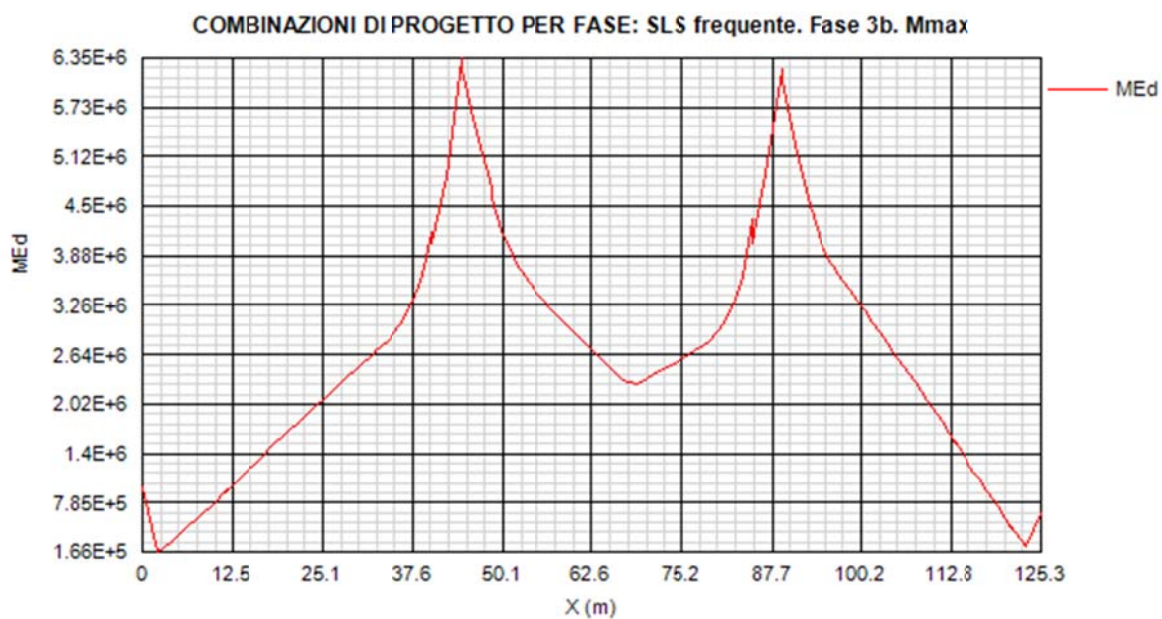




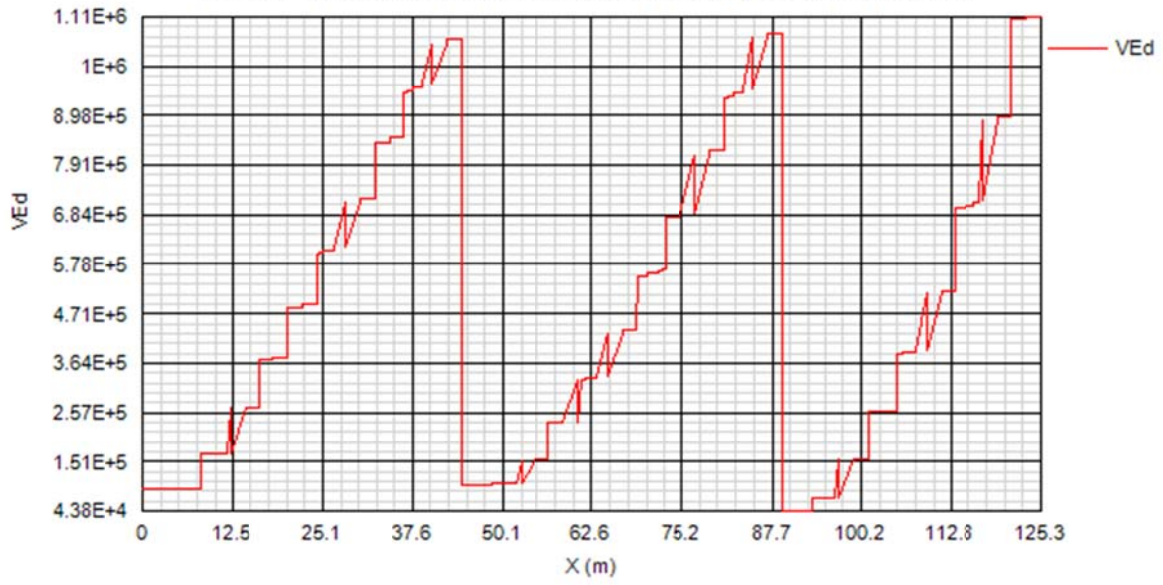




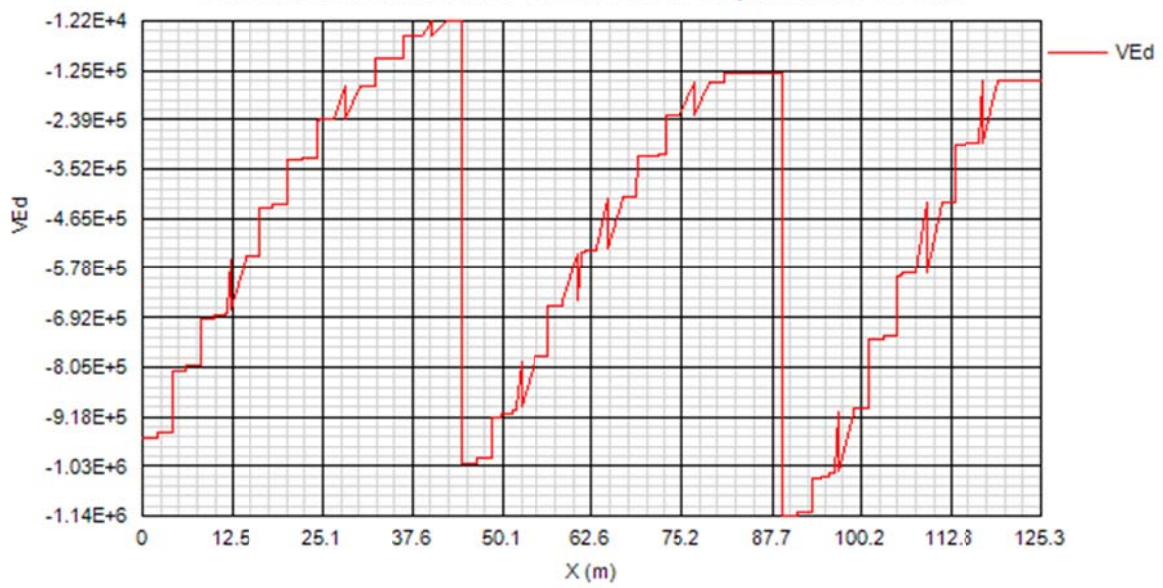


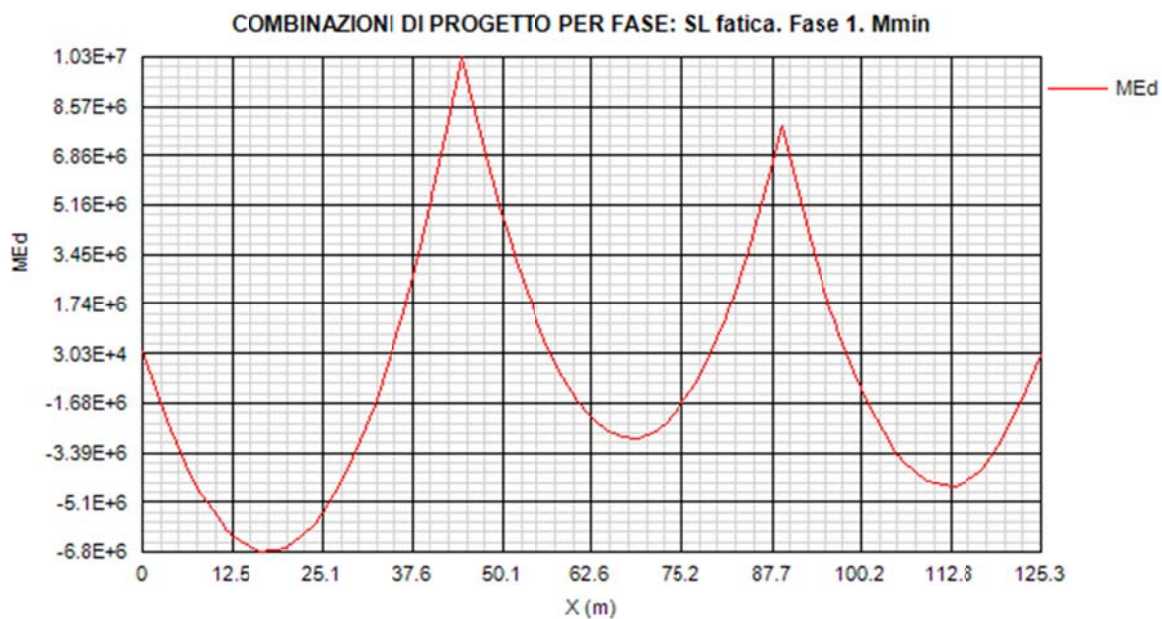
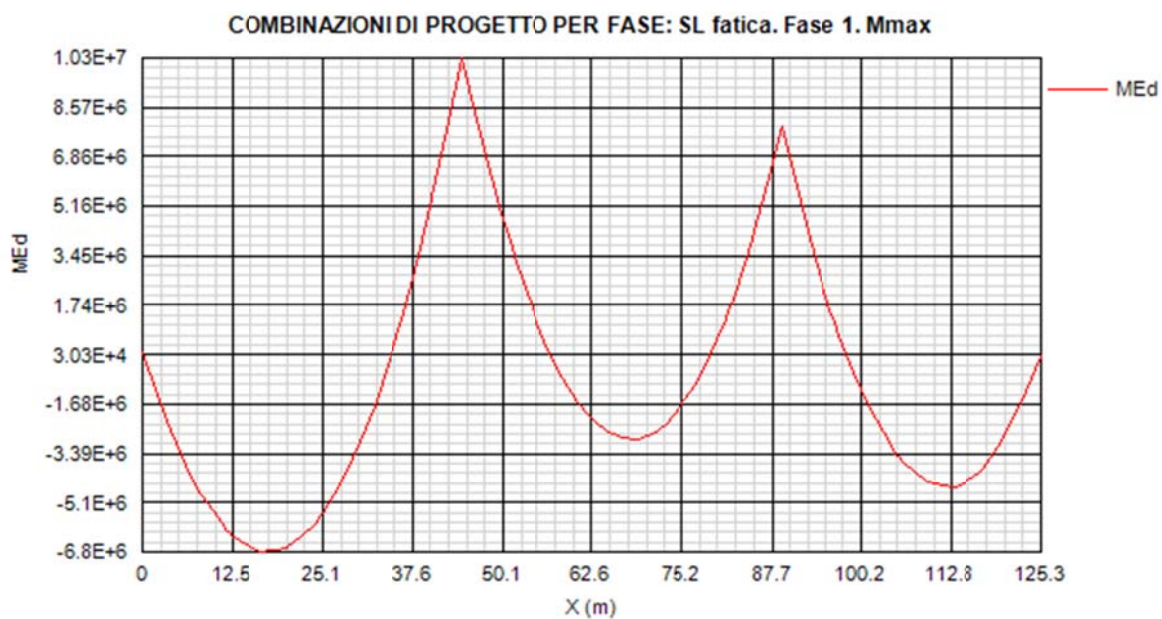


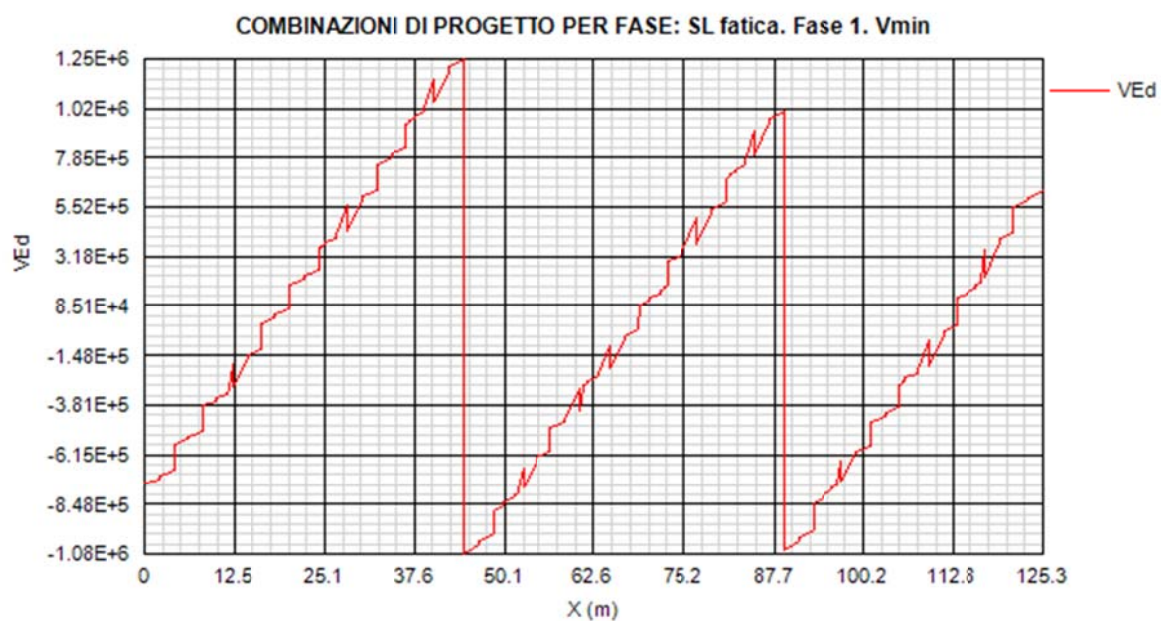
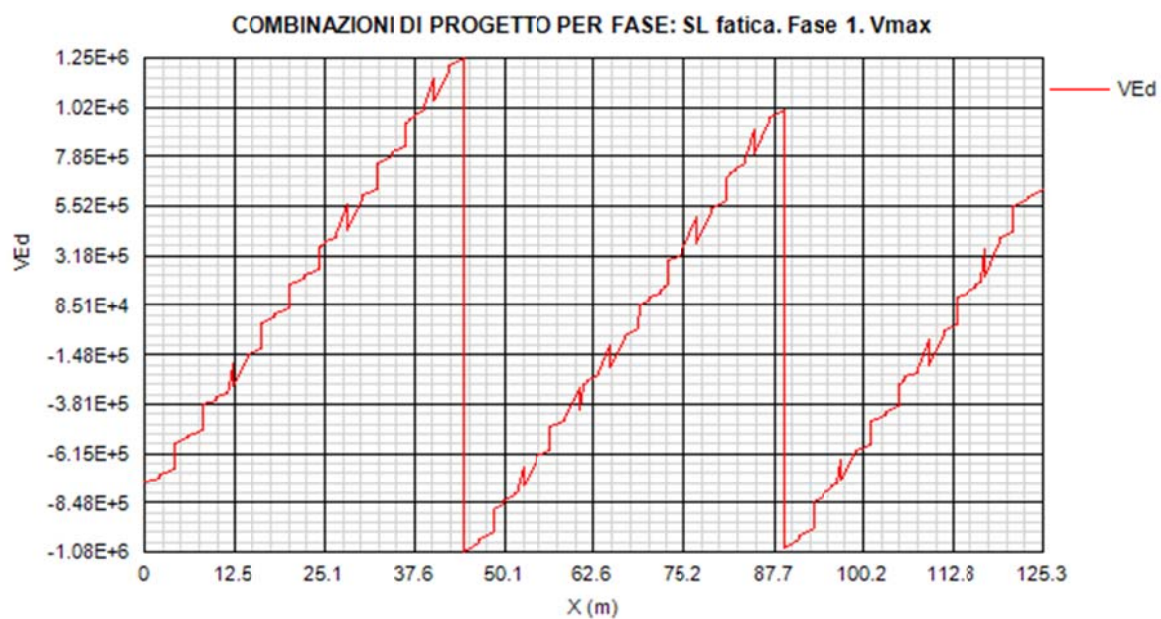
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

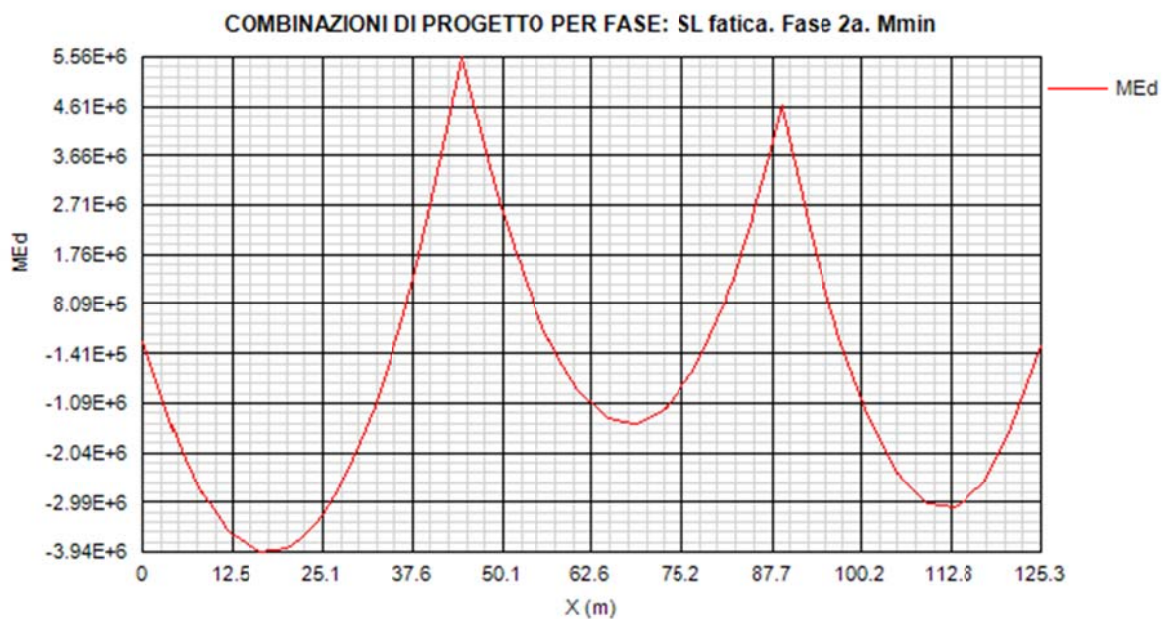
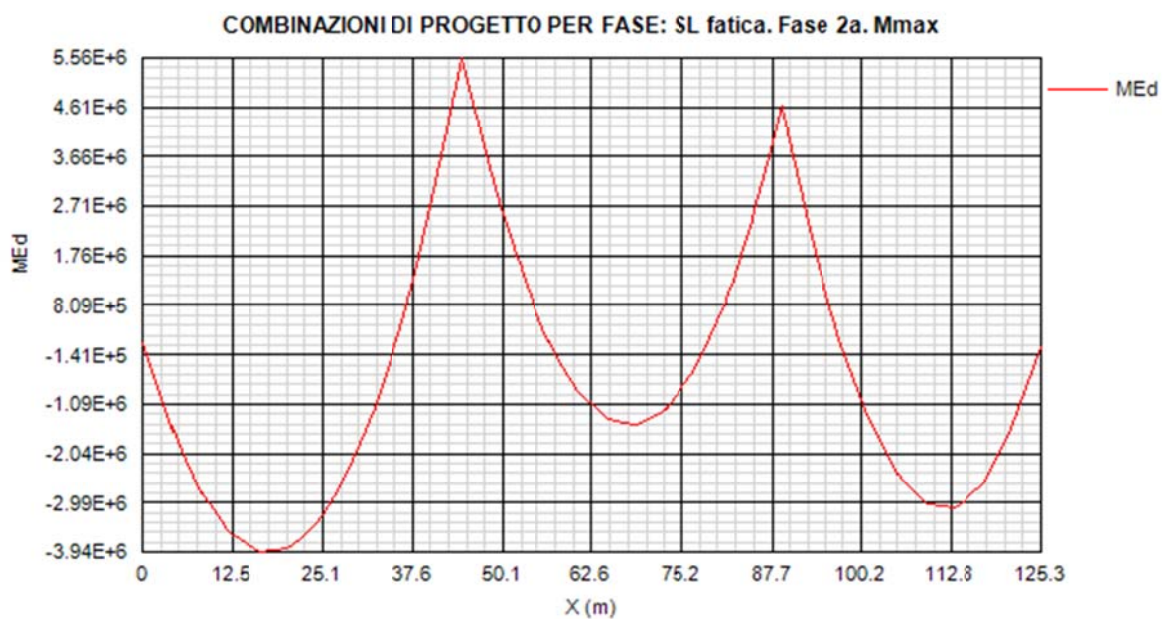


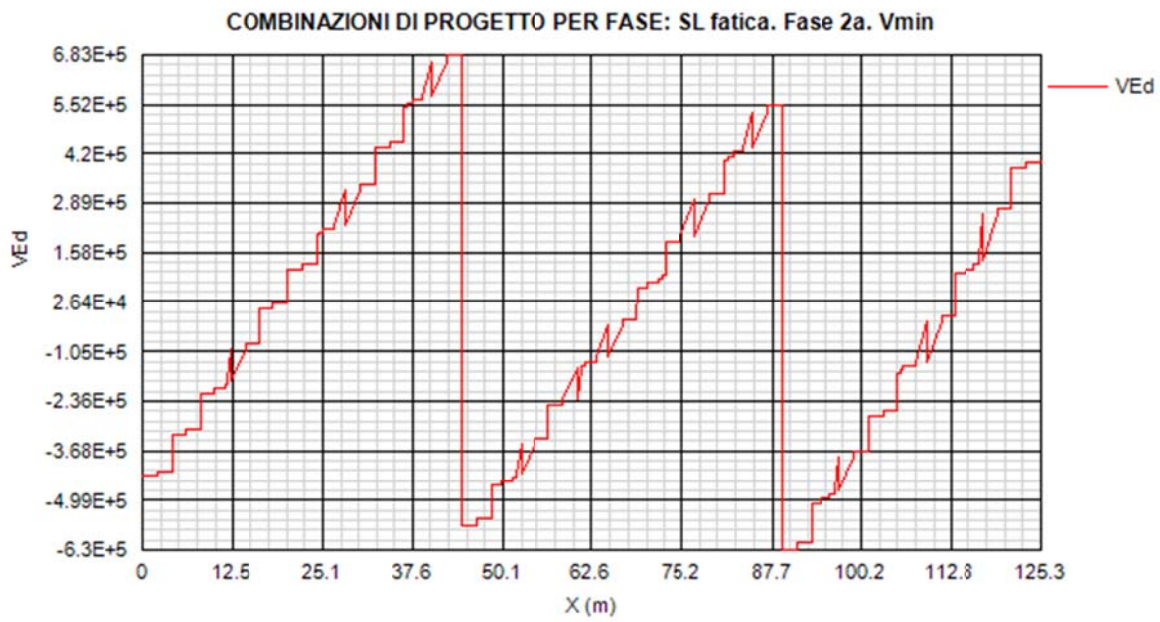
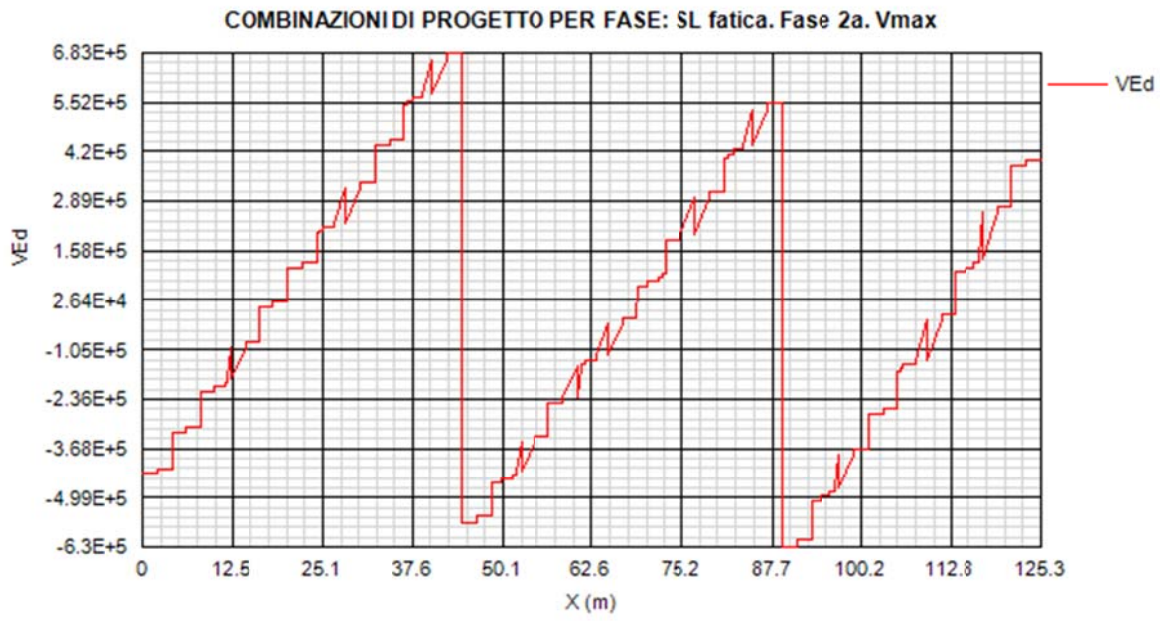
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

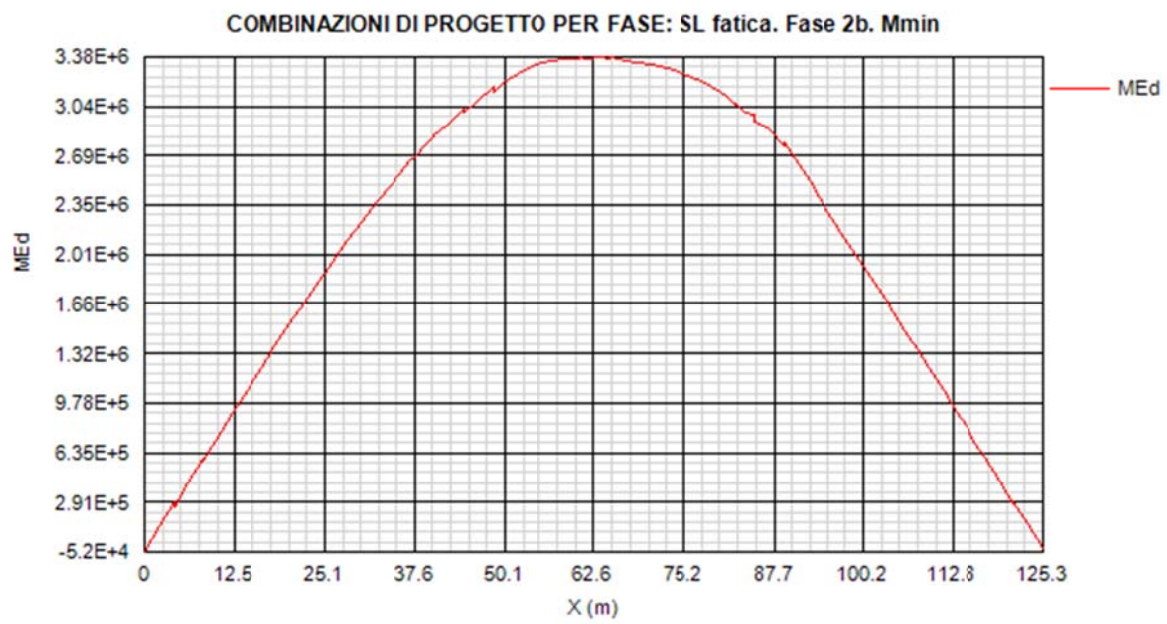
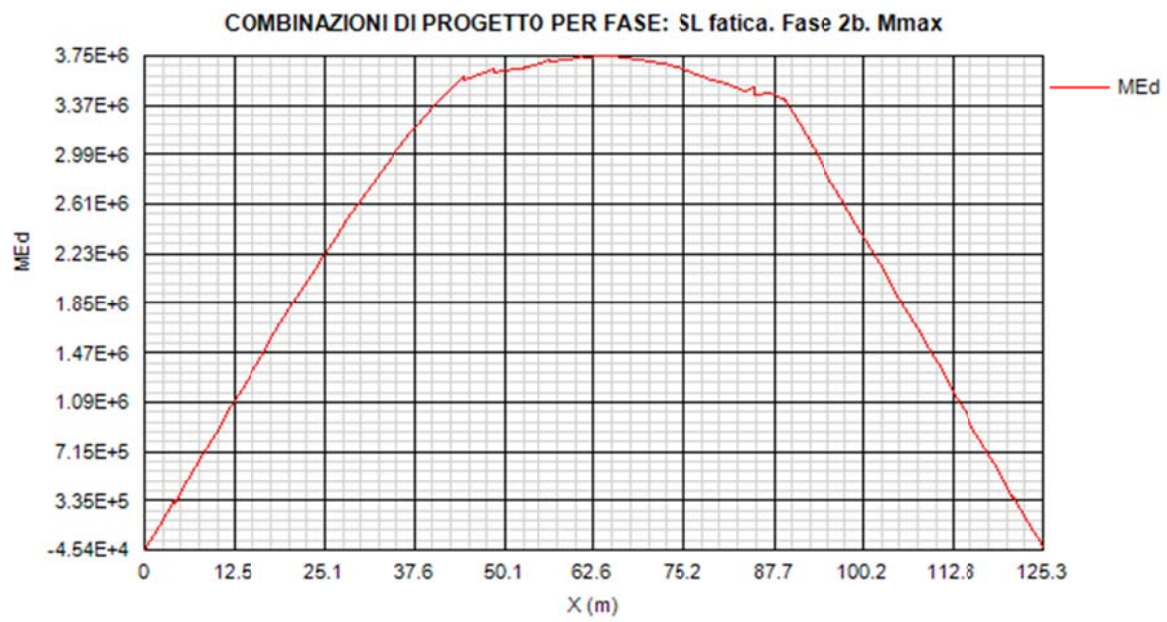


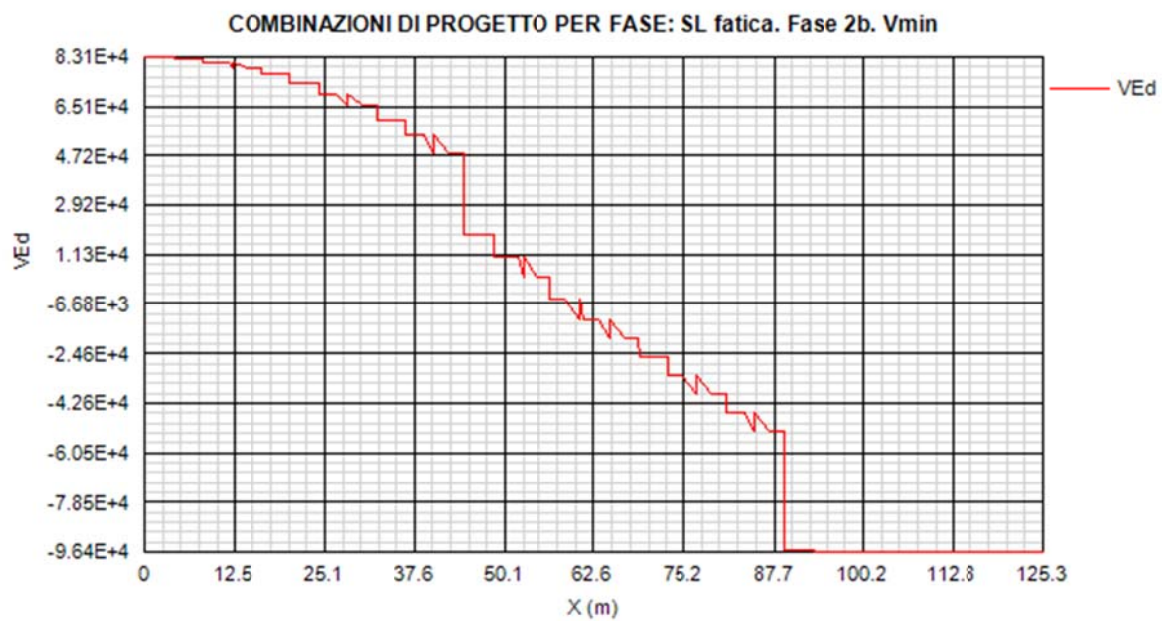
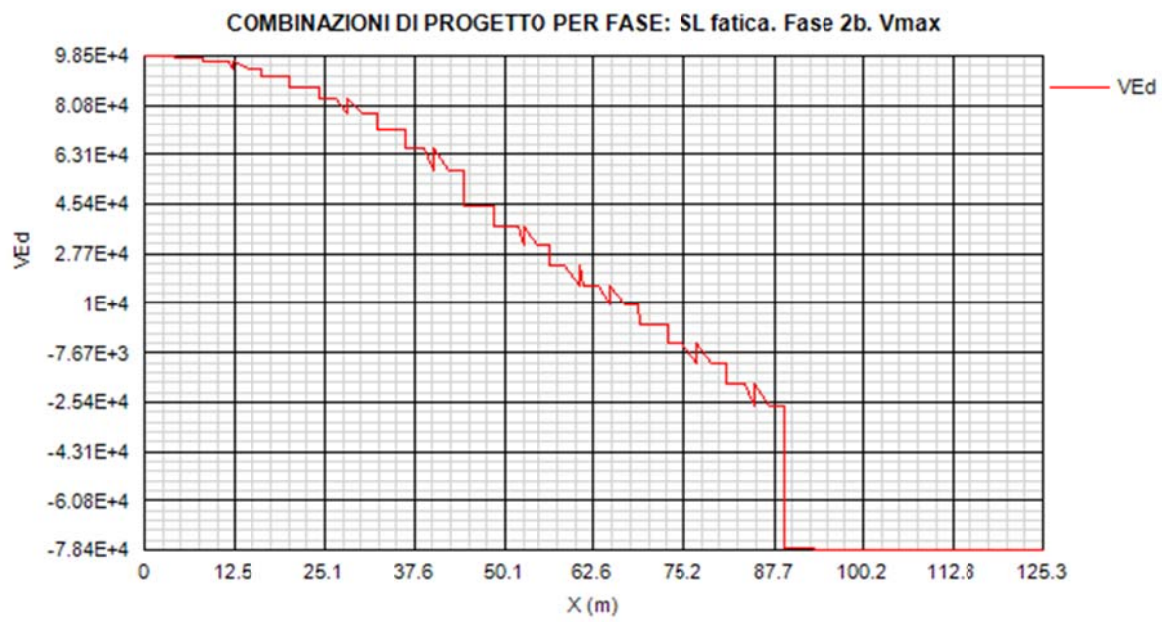


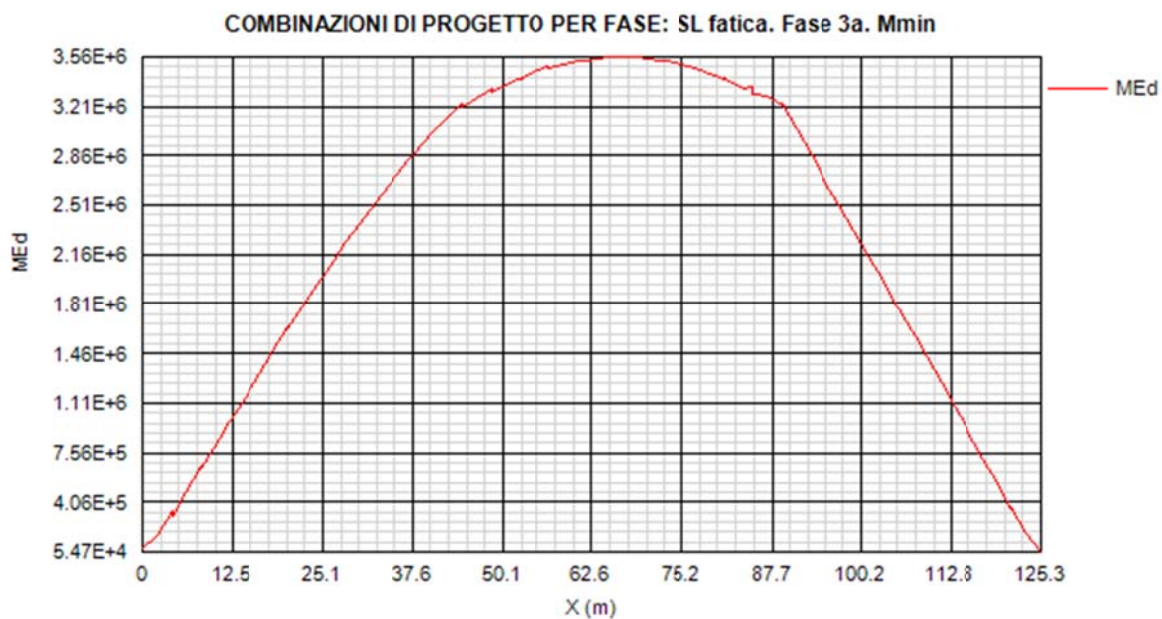
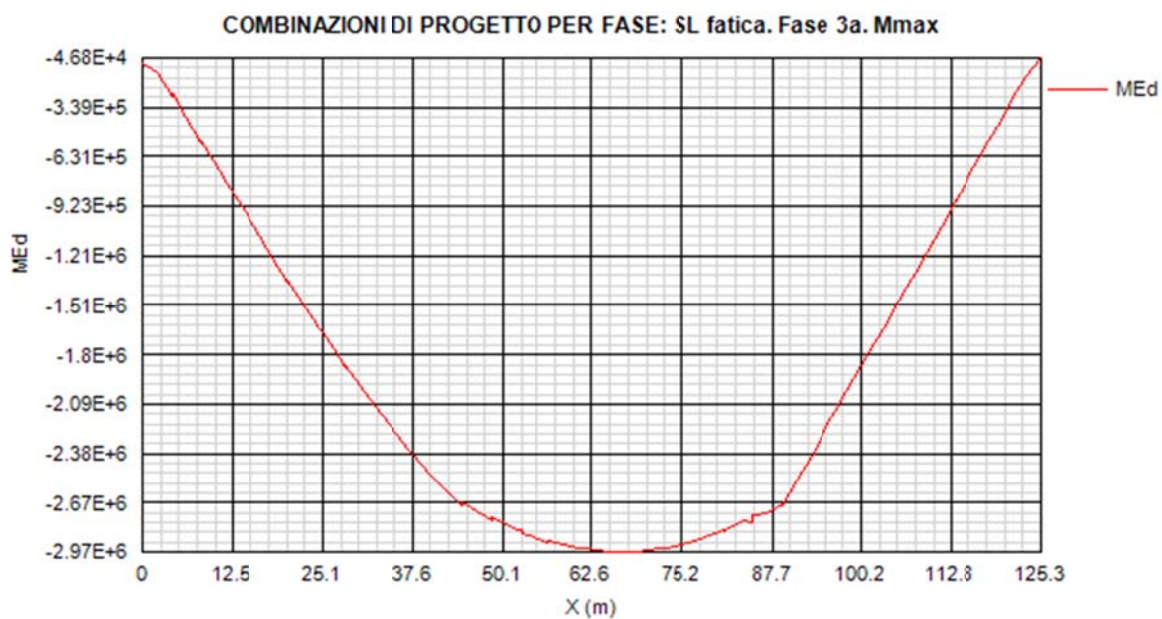


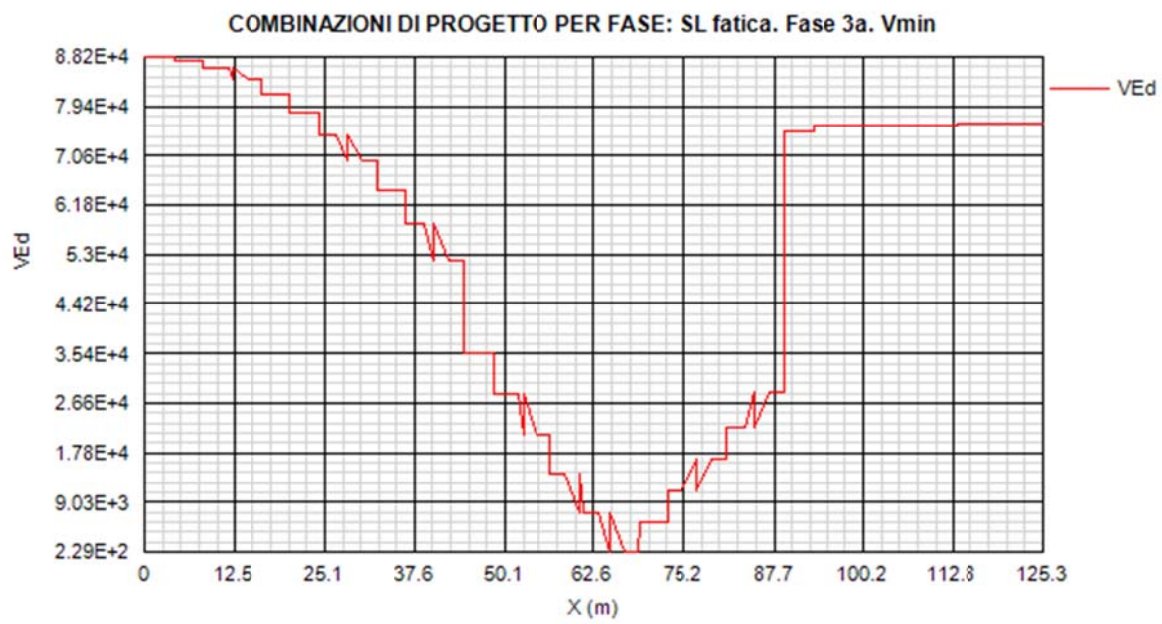
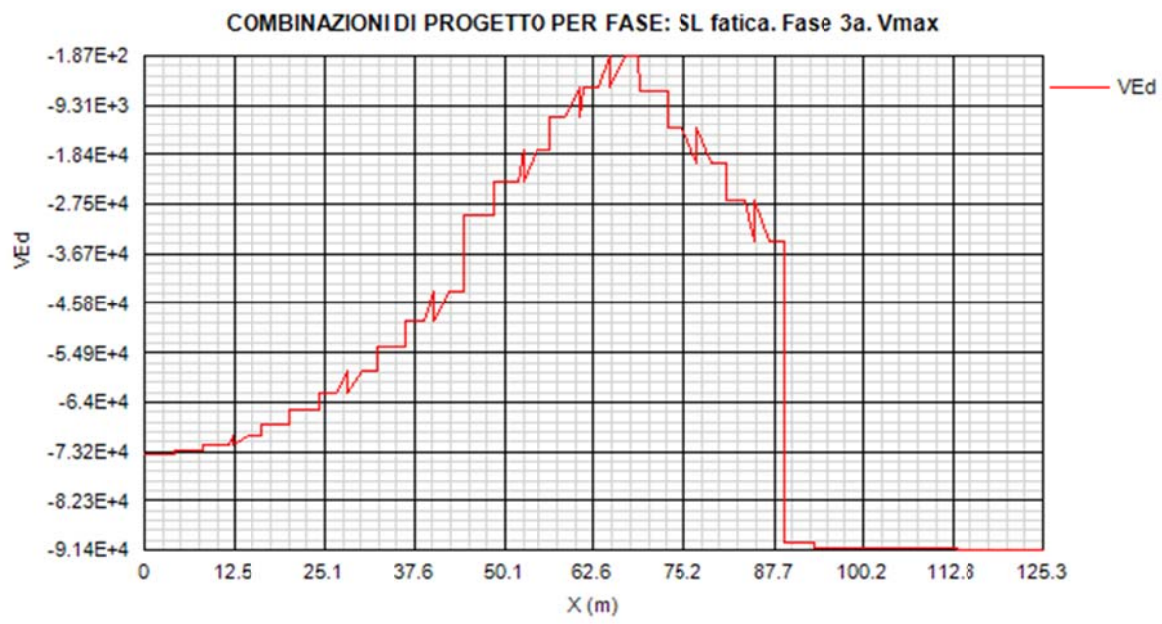


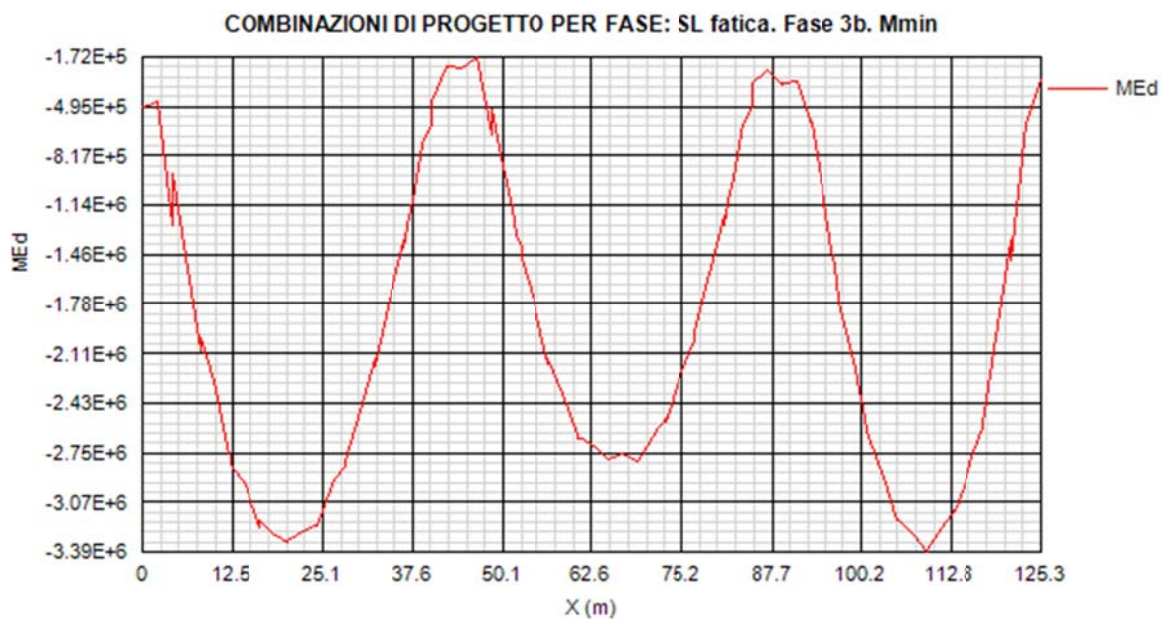
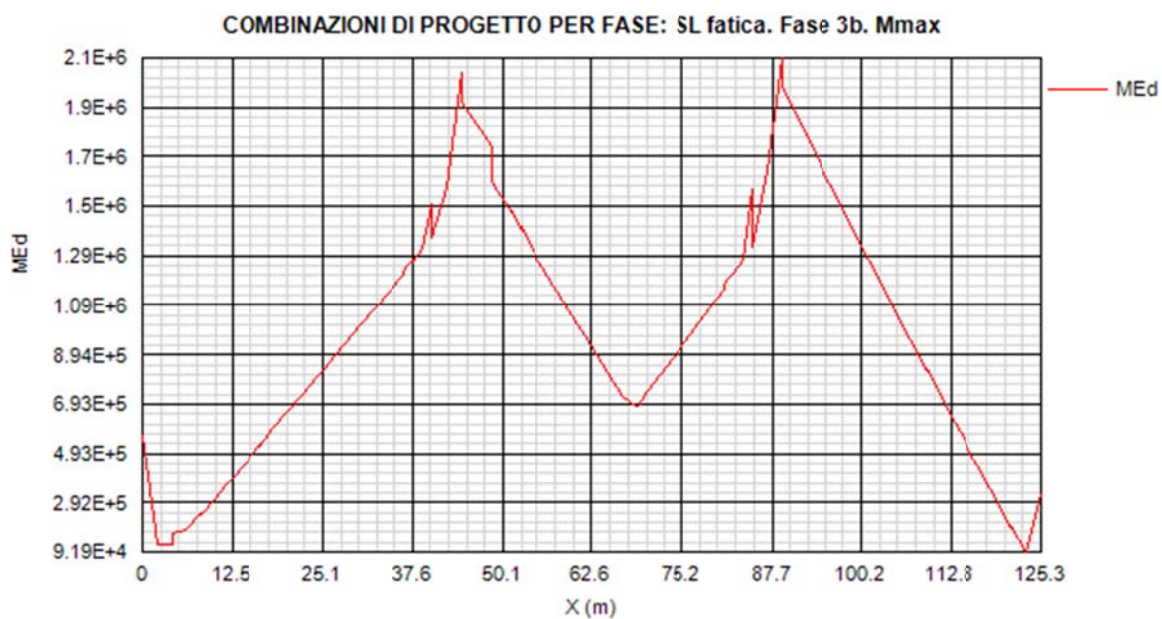


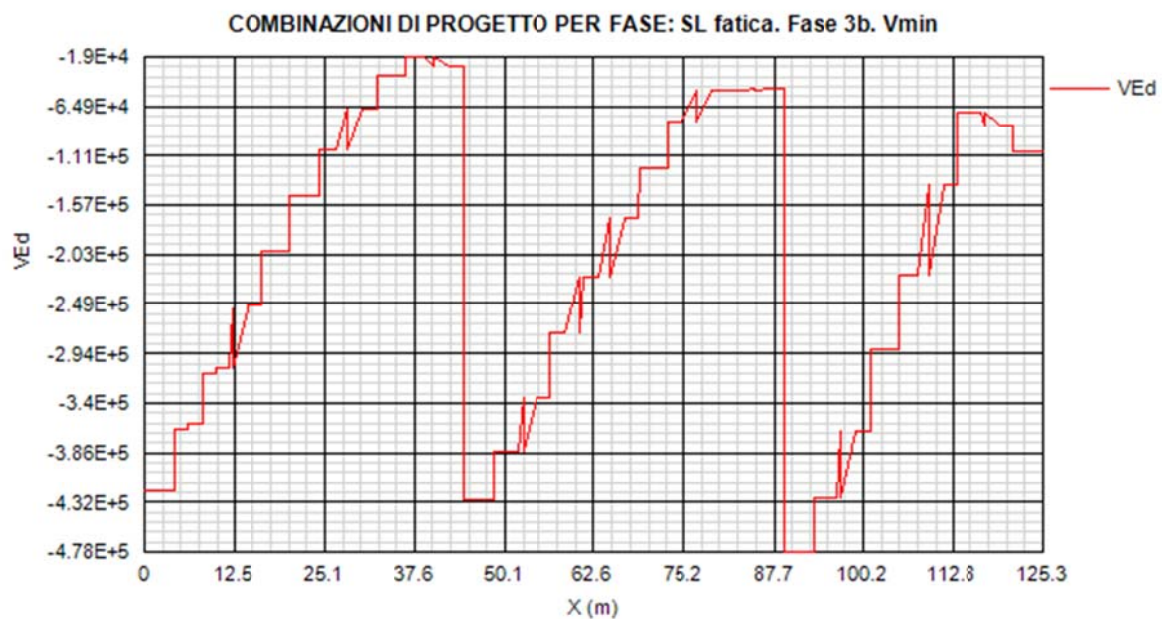
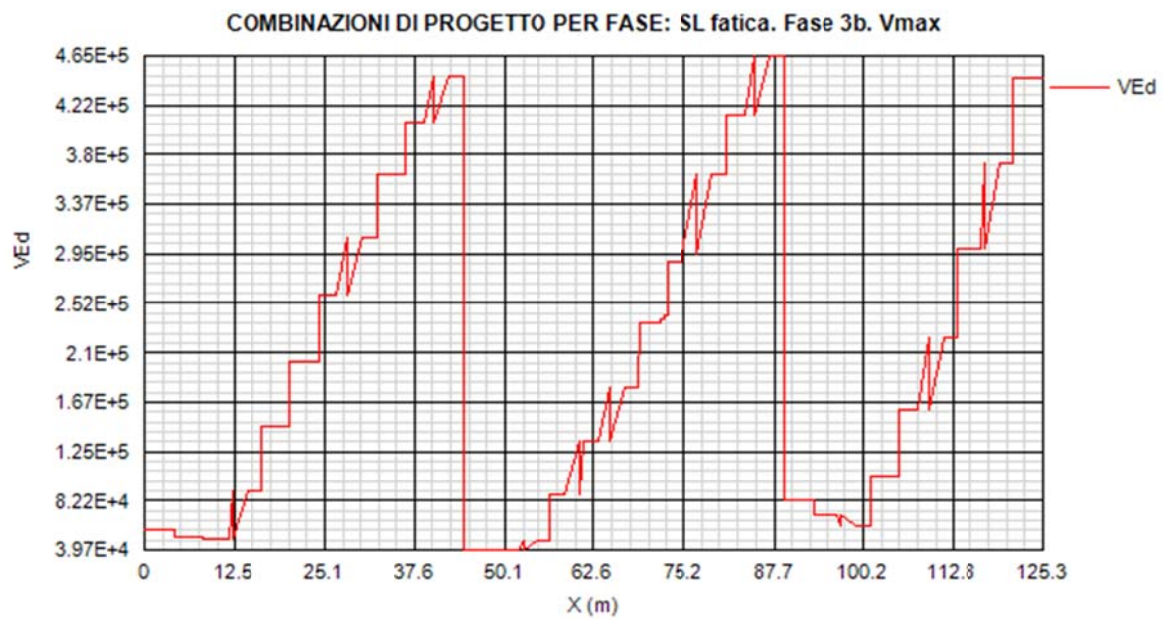








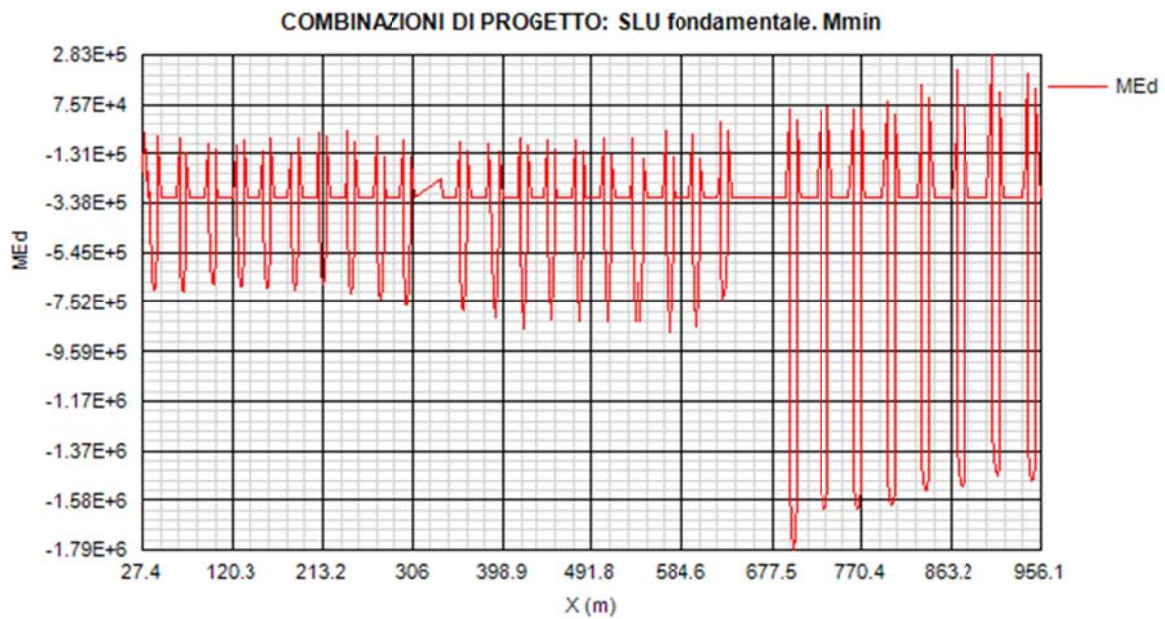
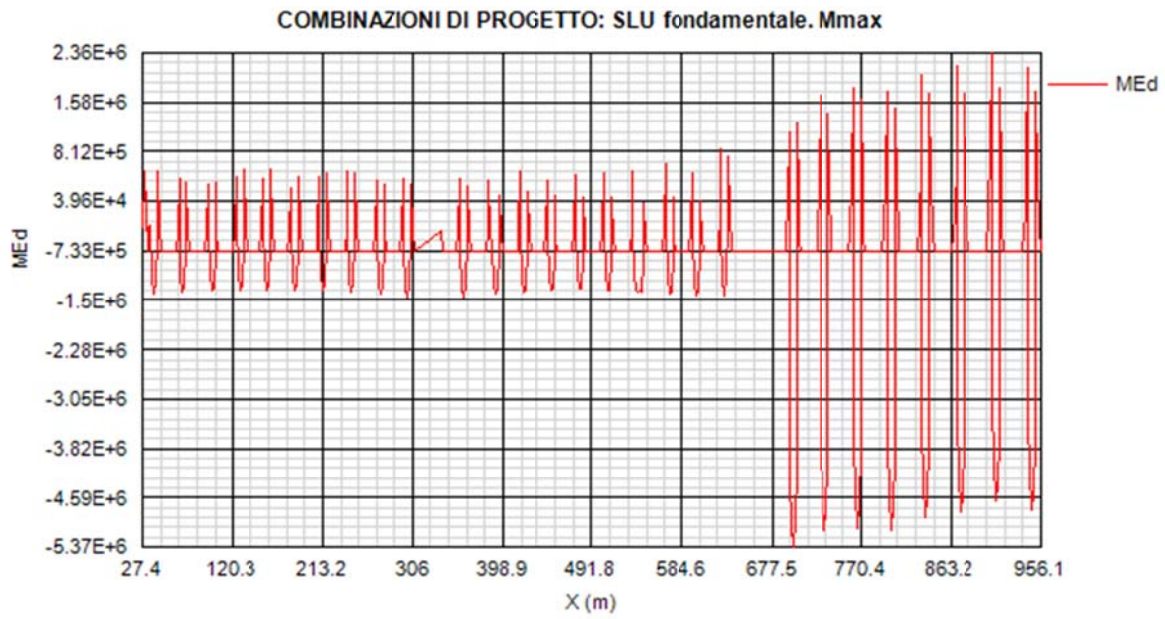


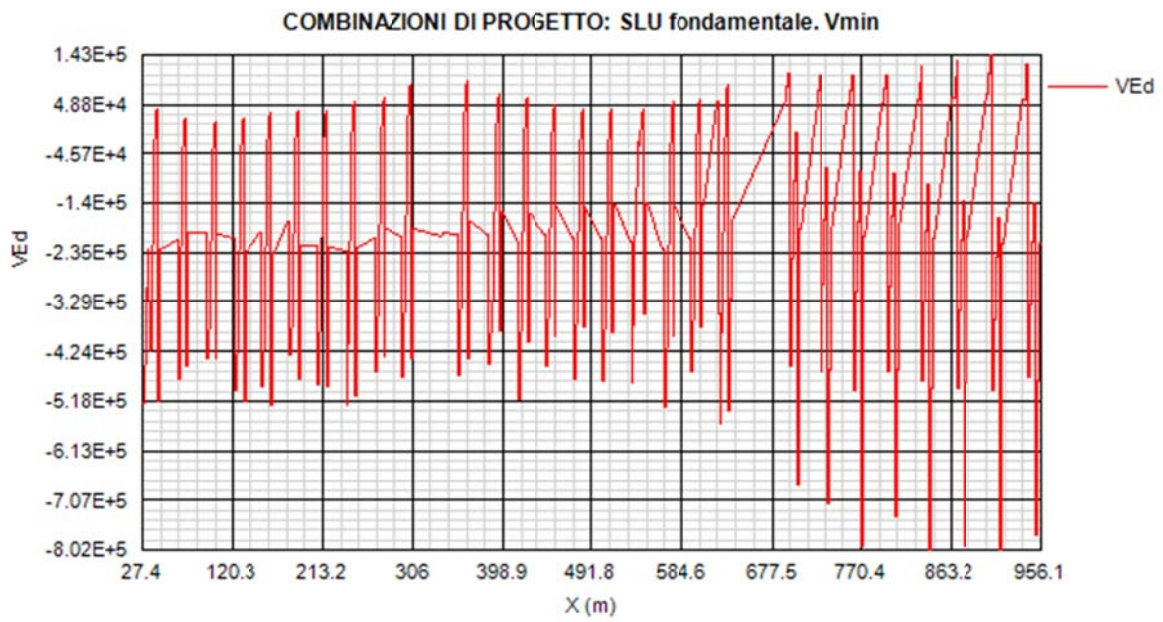
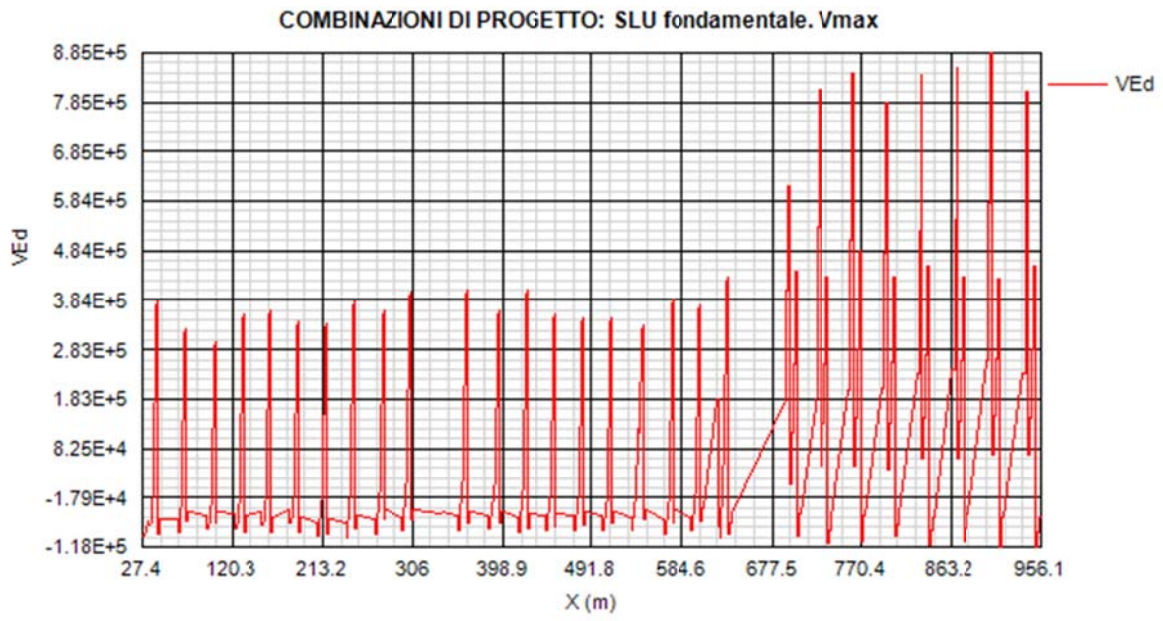


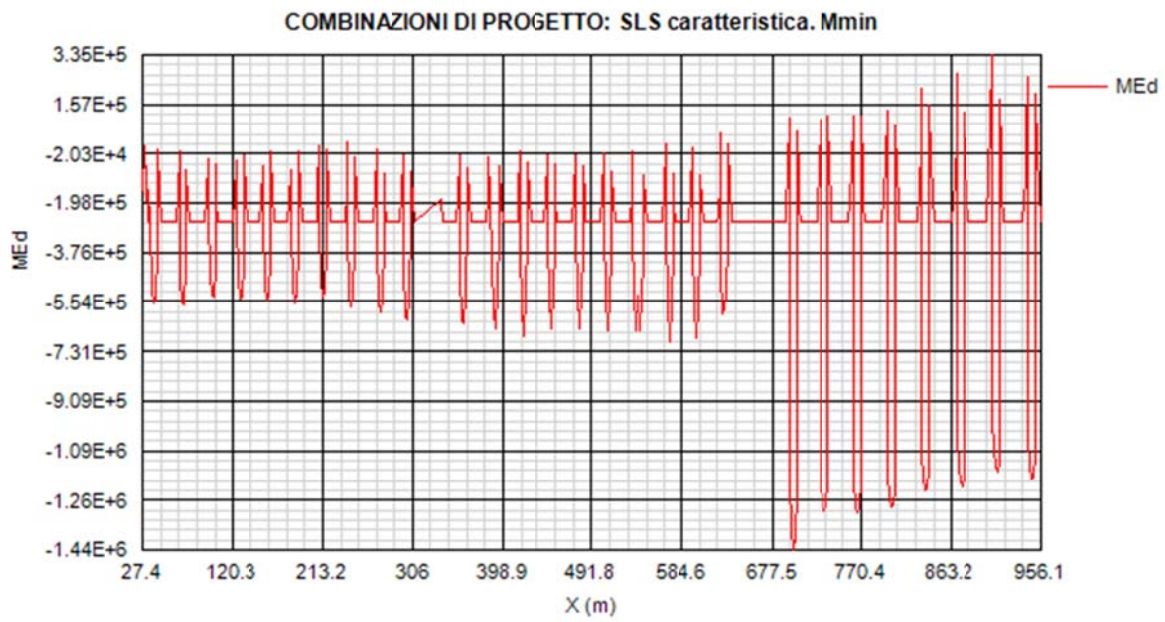
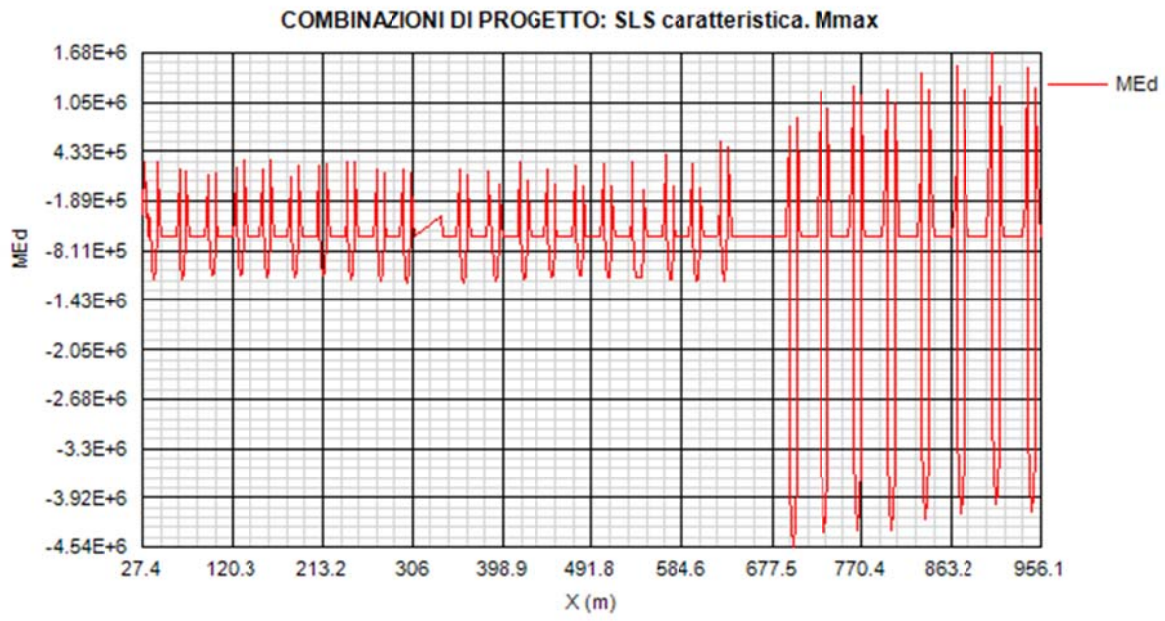
3.1.1.2 Quadro tensionale trasversi

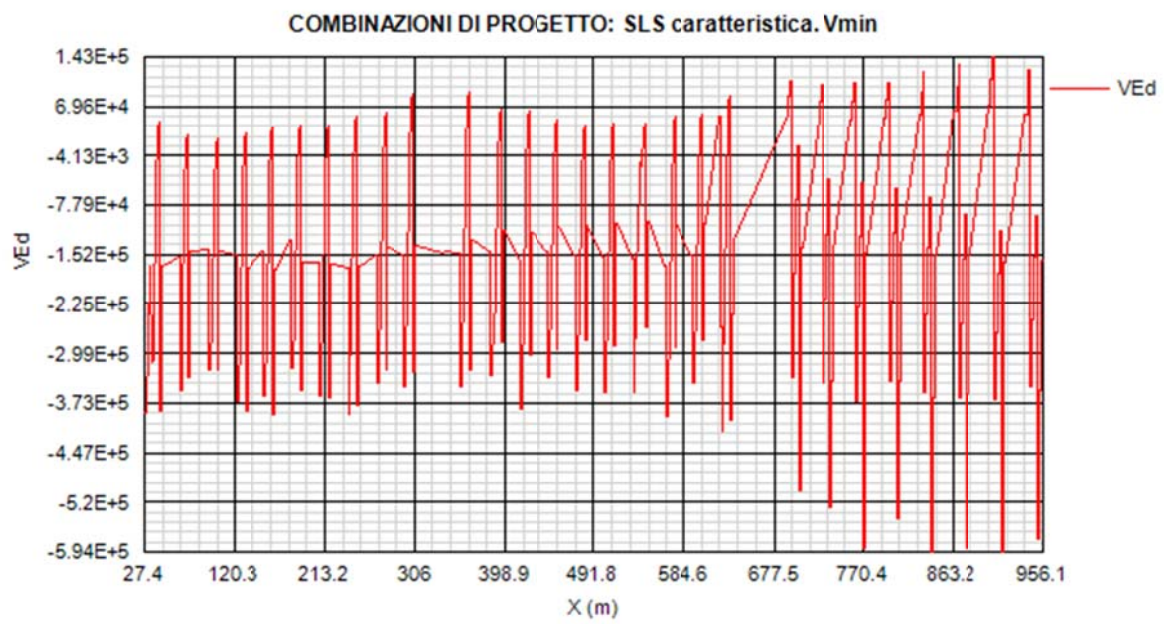
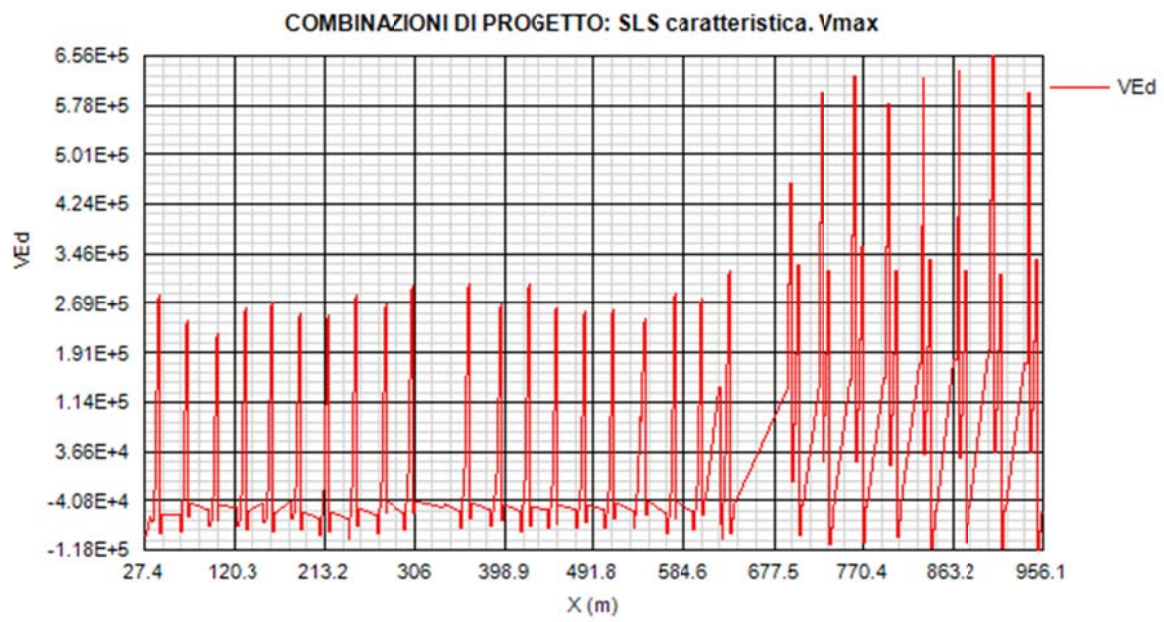
Si riportano di seguito le sollecitazioni rilevate nei traversi tipo, implementati in Ponti EC4 con riferimento ad un'ascissa ideale avente origine in corrispondenza dell'estremità destra del primo traverso (lato spalla B), e termine all'estremità sinistra dell'ultimo traverso, lato spalla A.

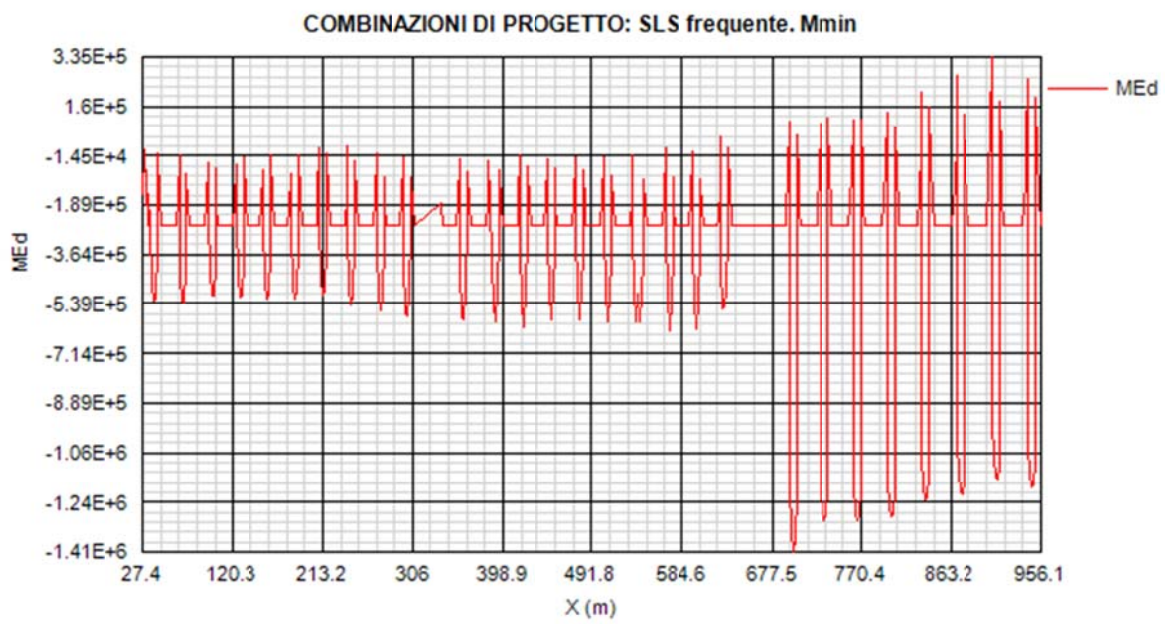
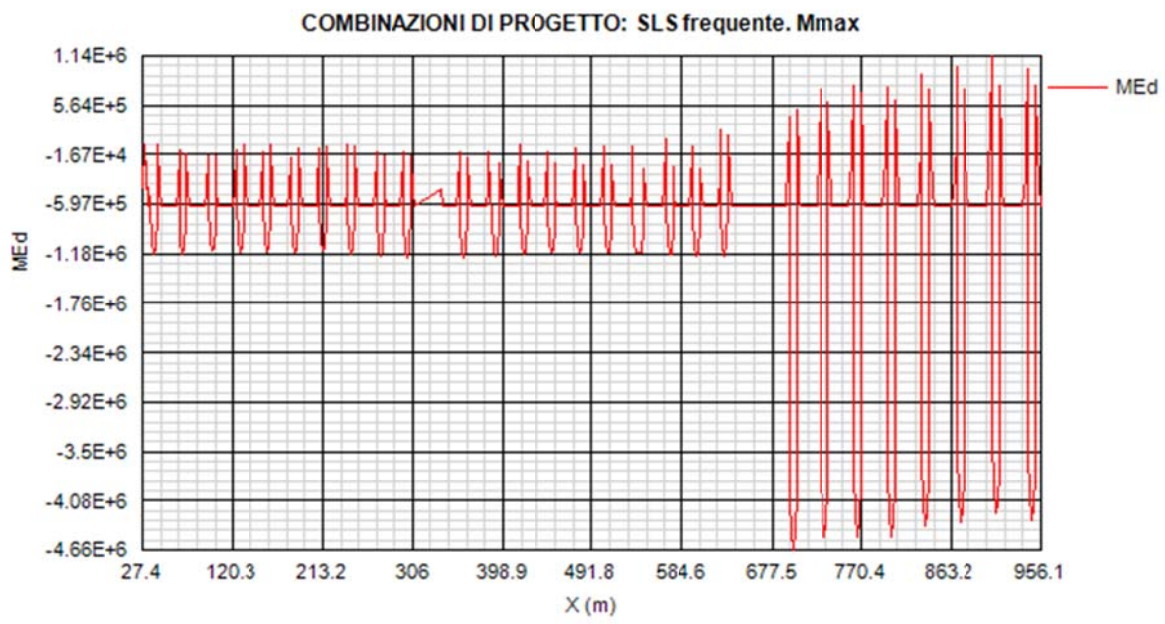
I risultati qui riportati, ritenuti pienamente soddisfacenti ai fini del predimensionamento, trascurano l'affinamento, da effettuarsi in fase di progettazione più approfondita, relativa alle posizioni di carico mobile effettivamente massimizzanti/minimizzanti le sollecitazioni, dal momento che sono riferite alle condizioni di carico mobile "globali" adottate per la verifica delle travi.

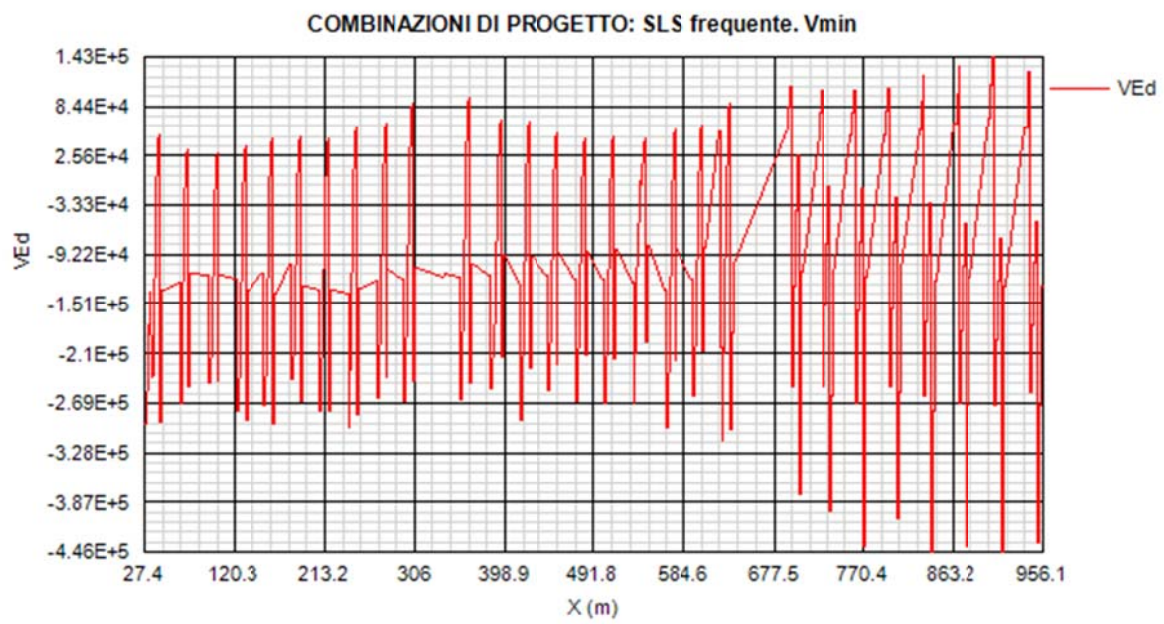
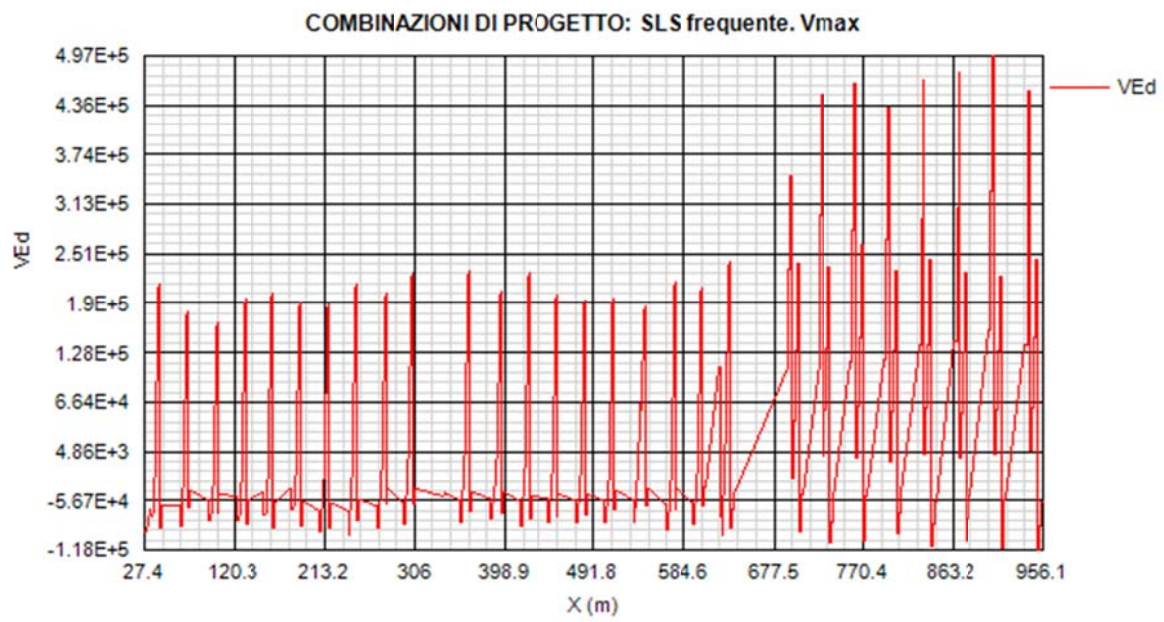


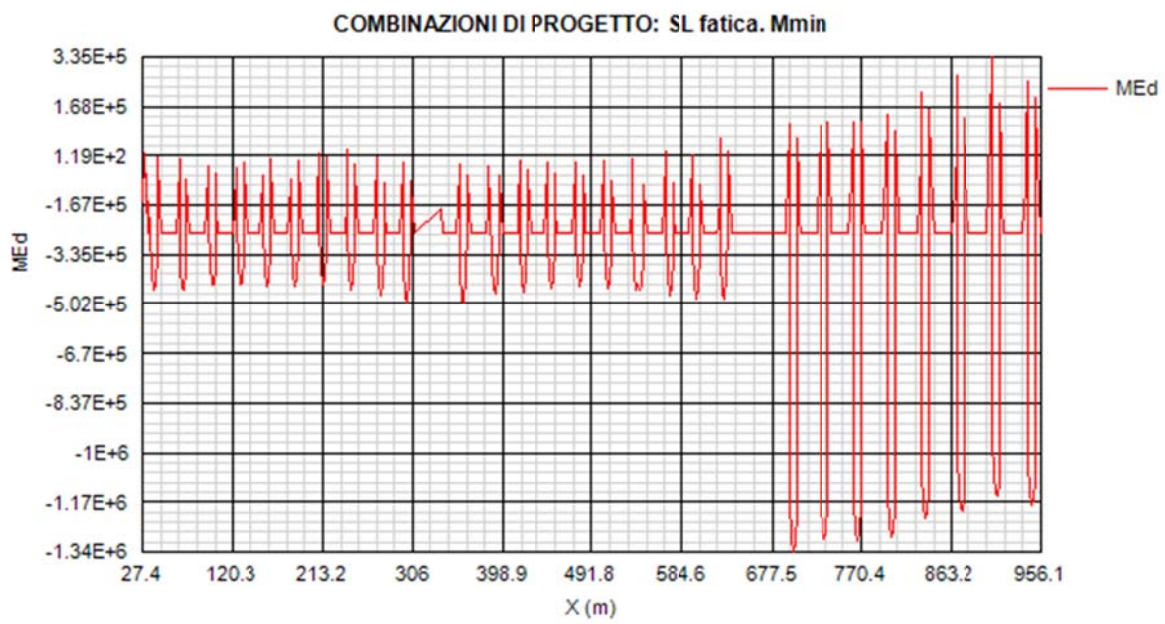
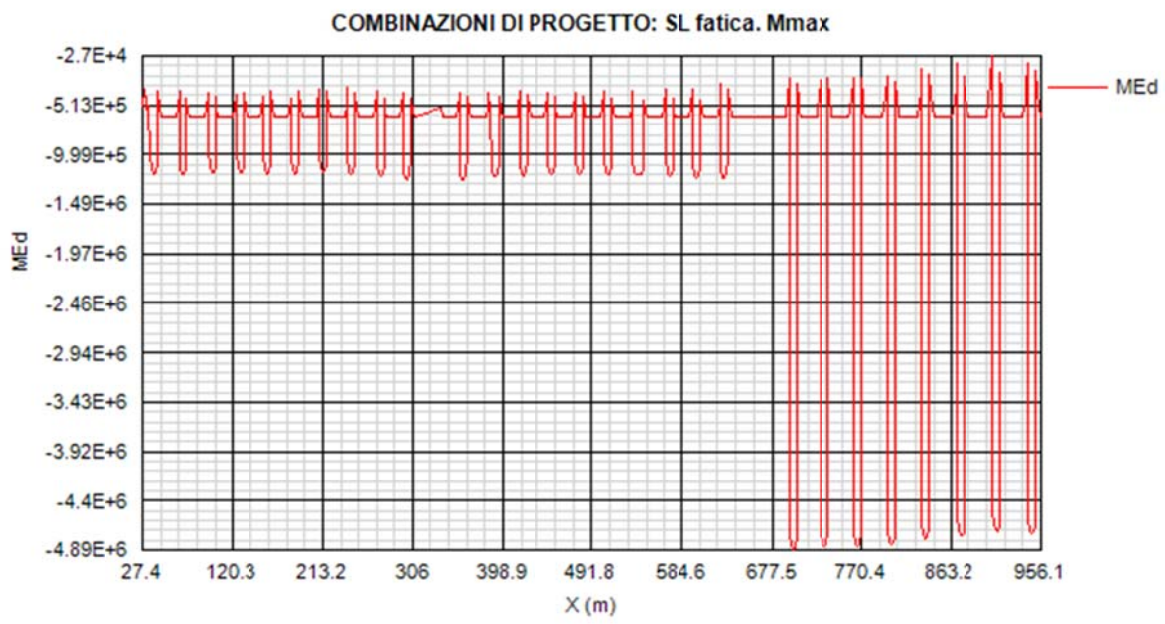


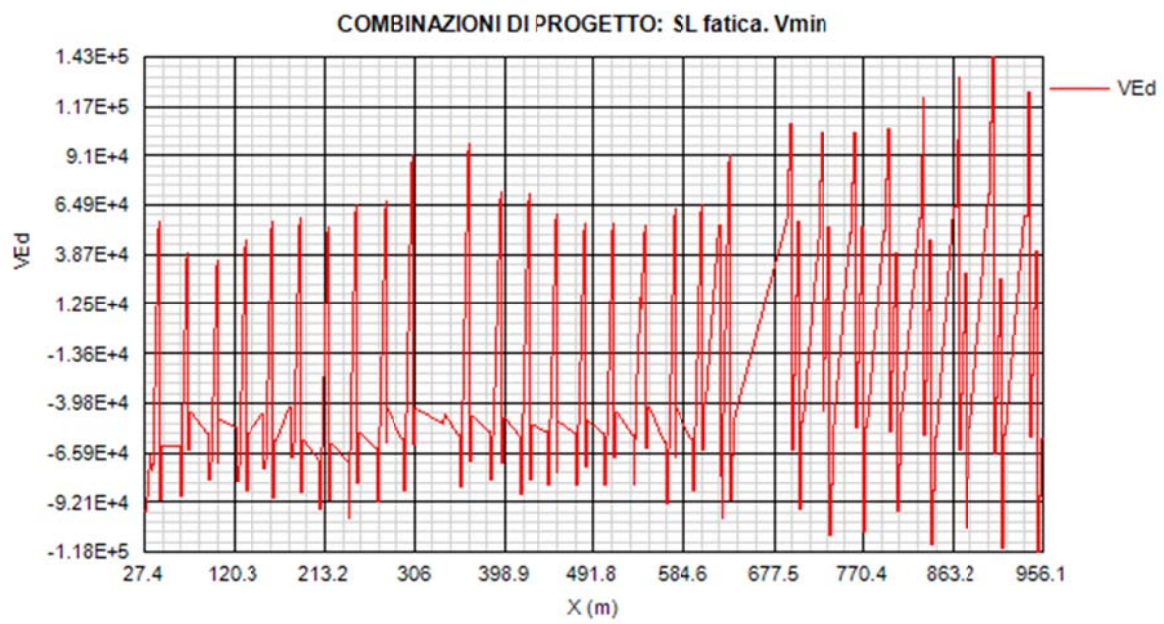
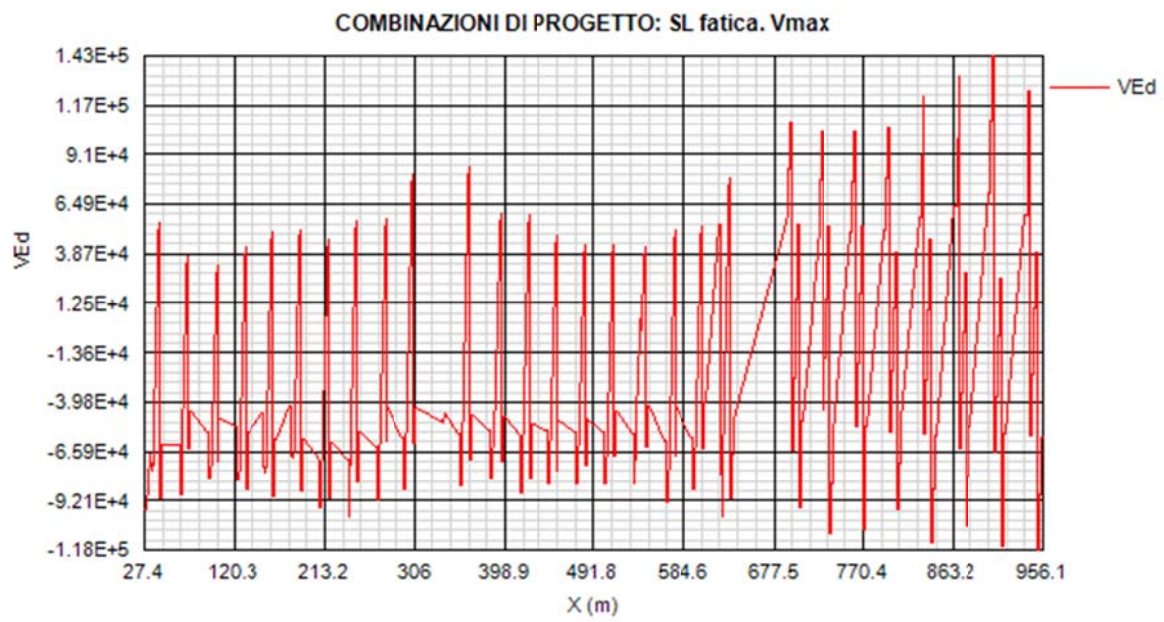


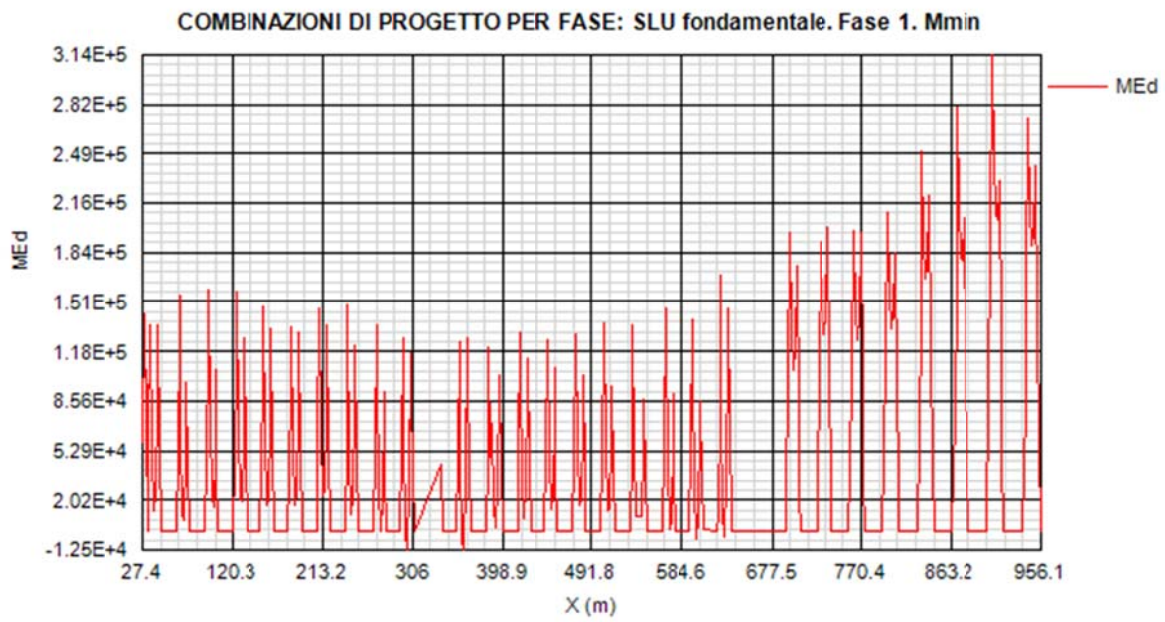
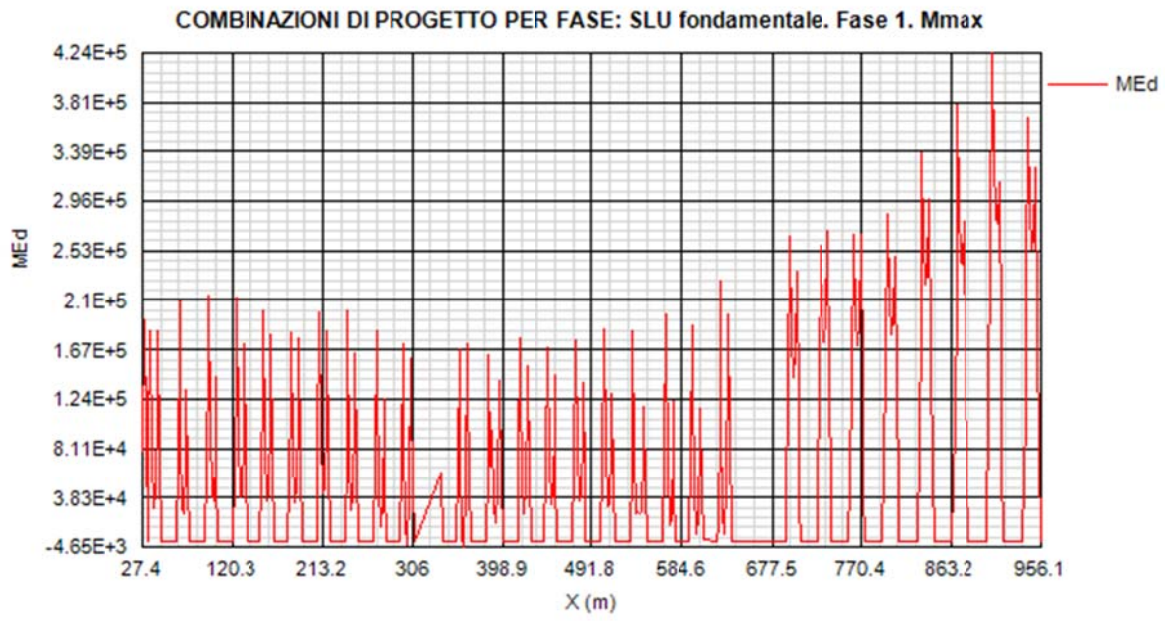


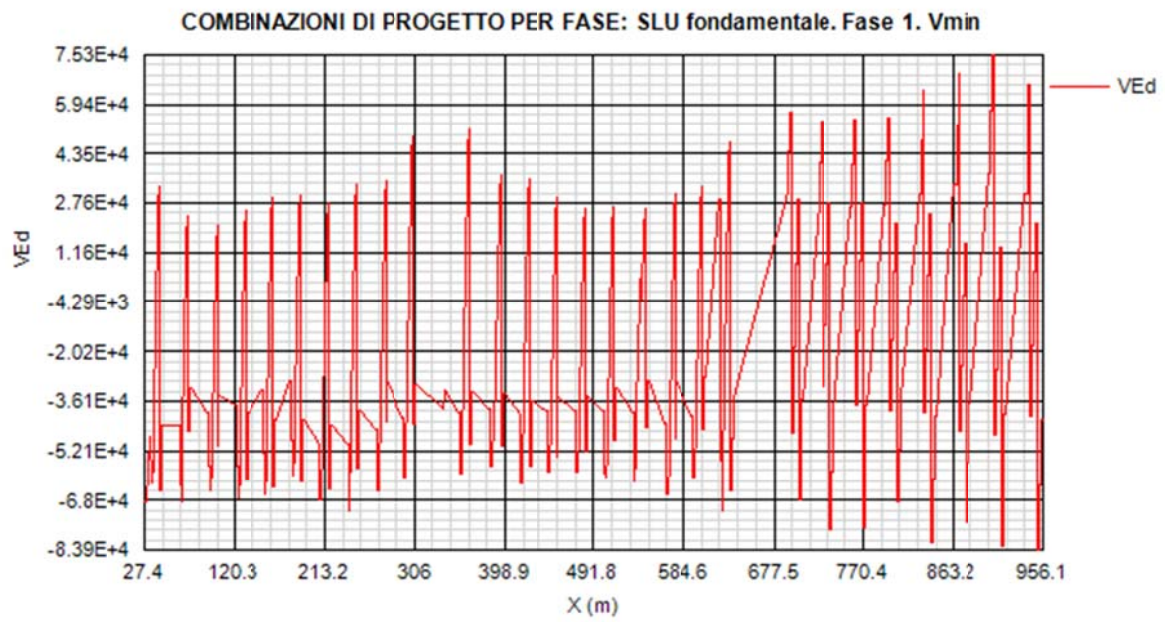
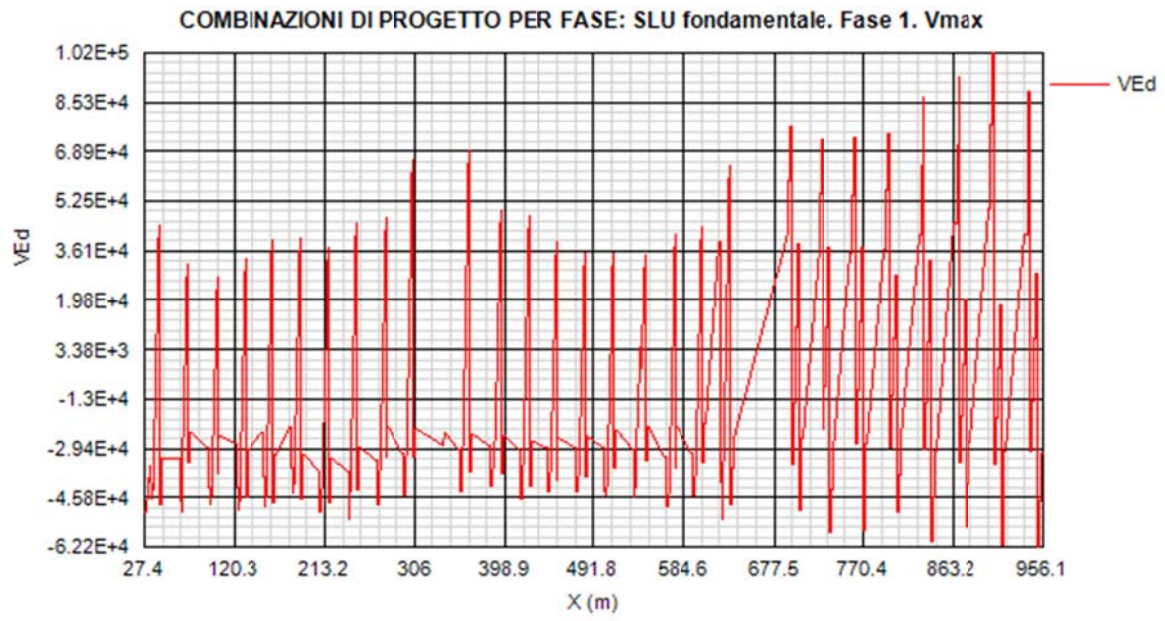


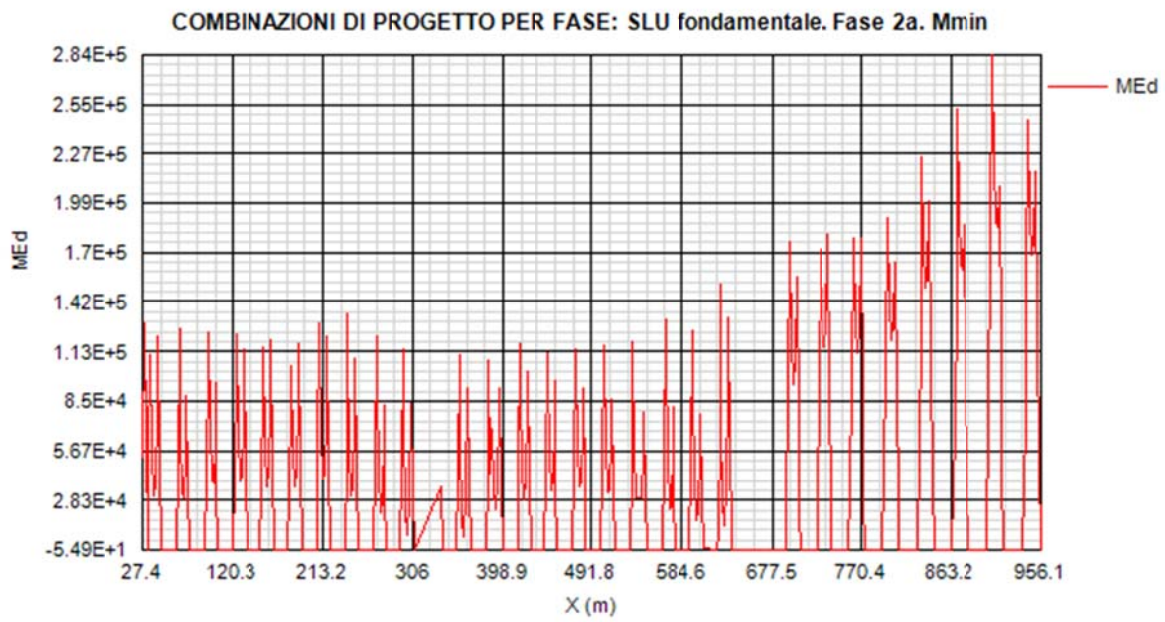
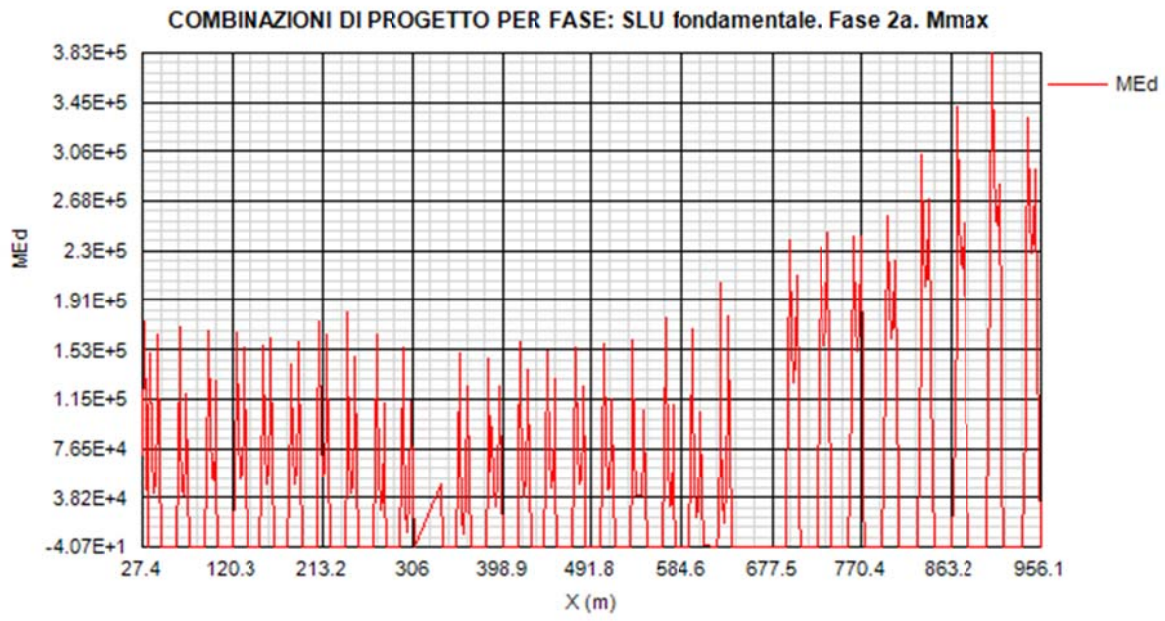


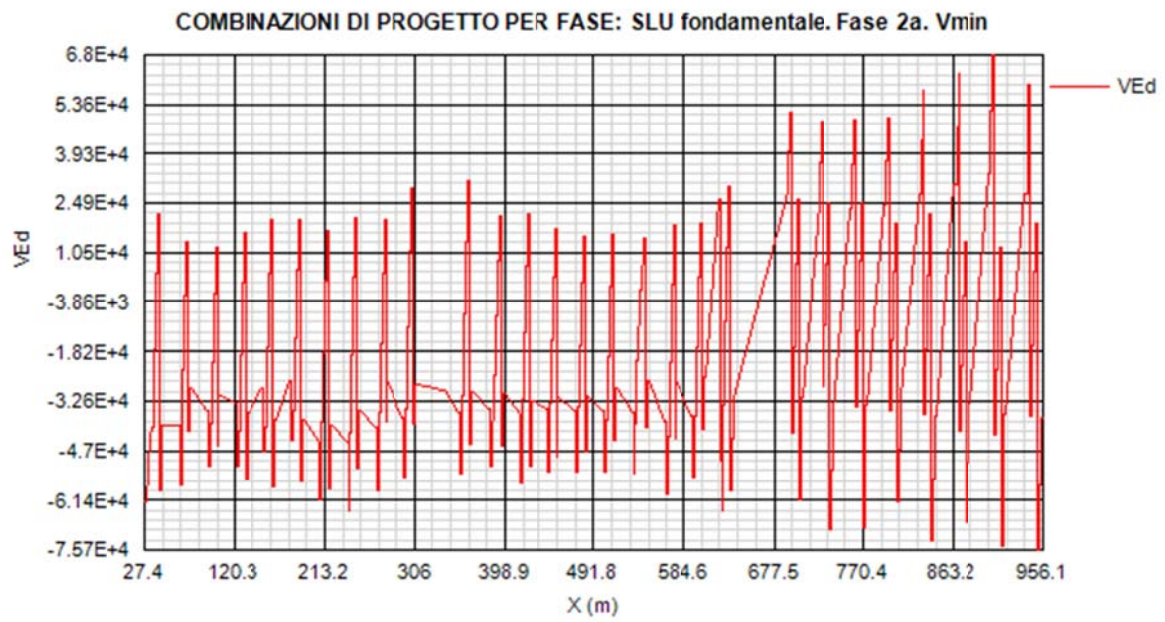
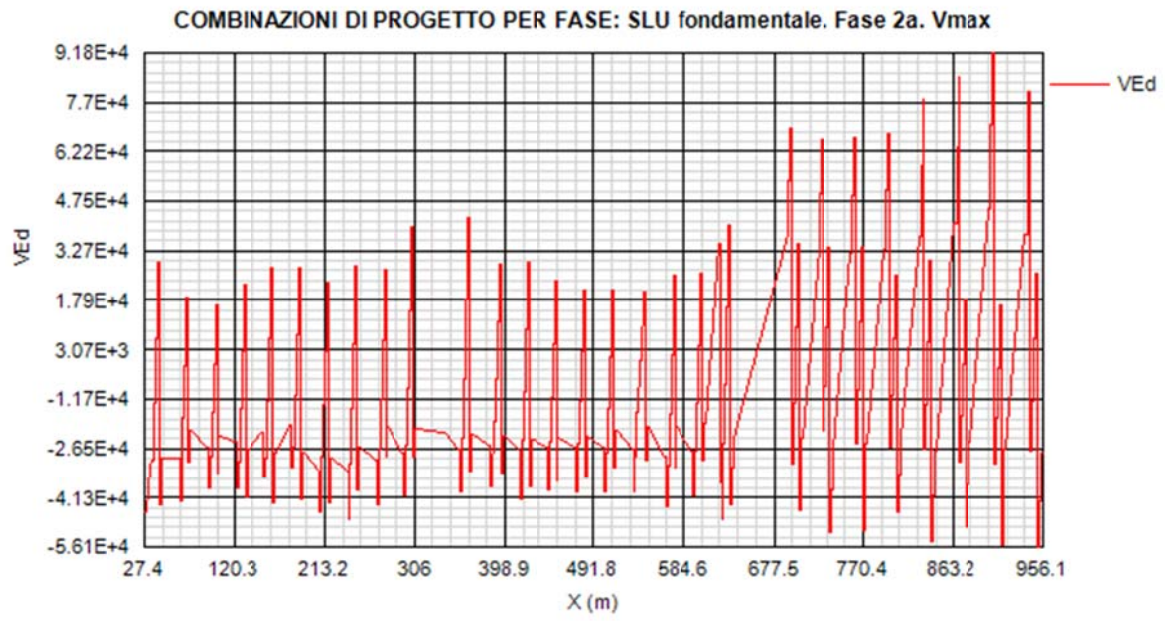


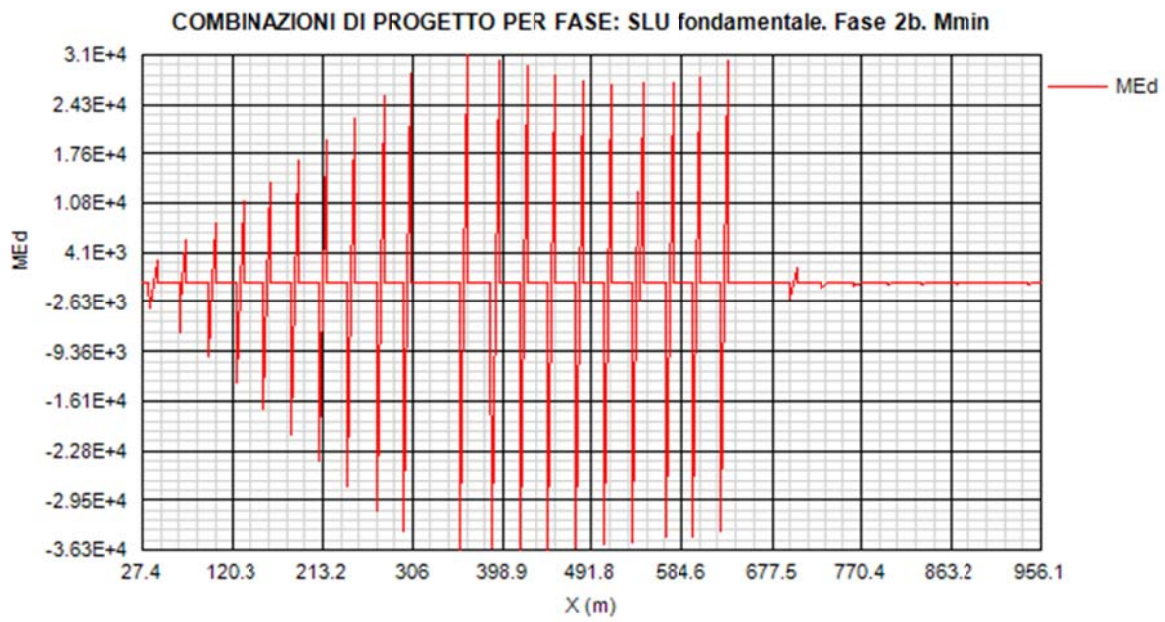
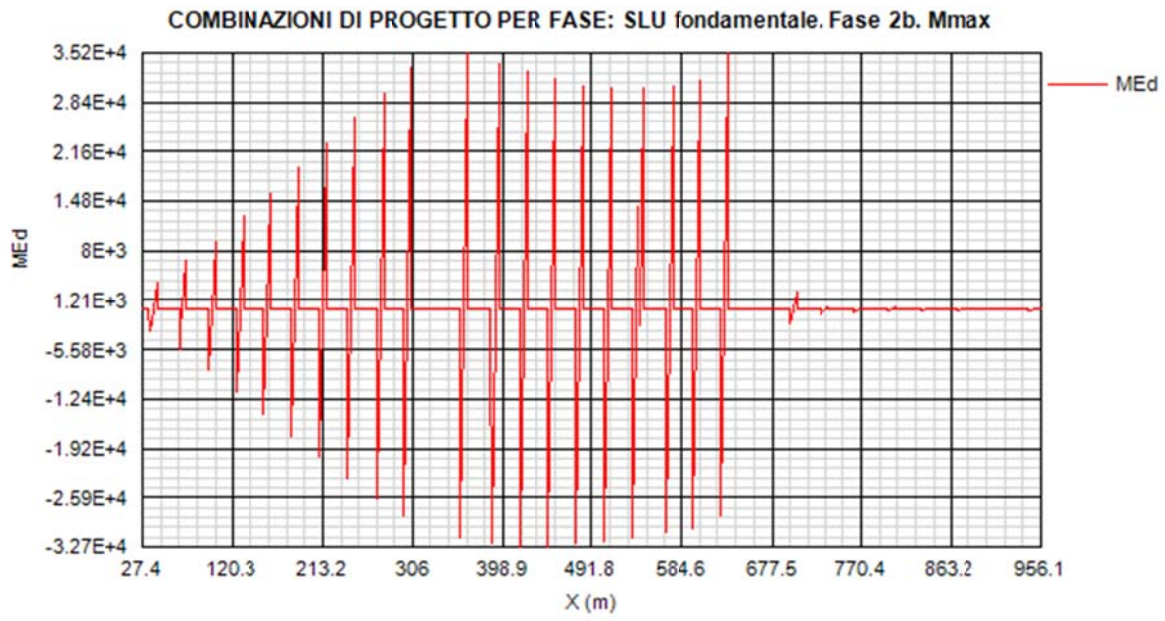


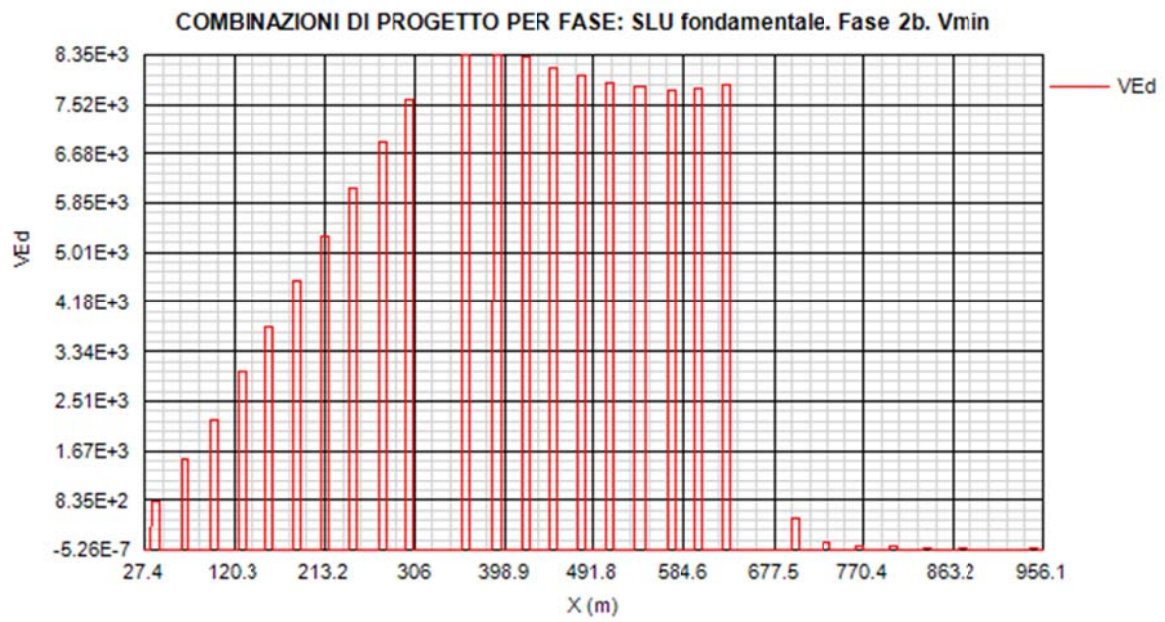
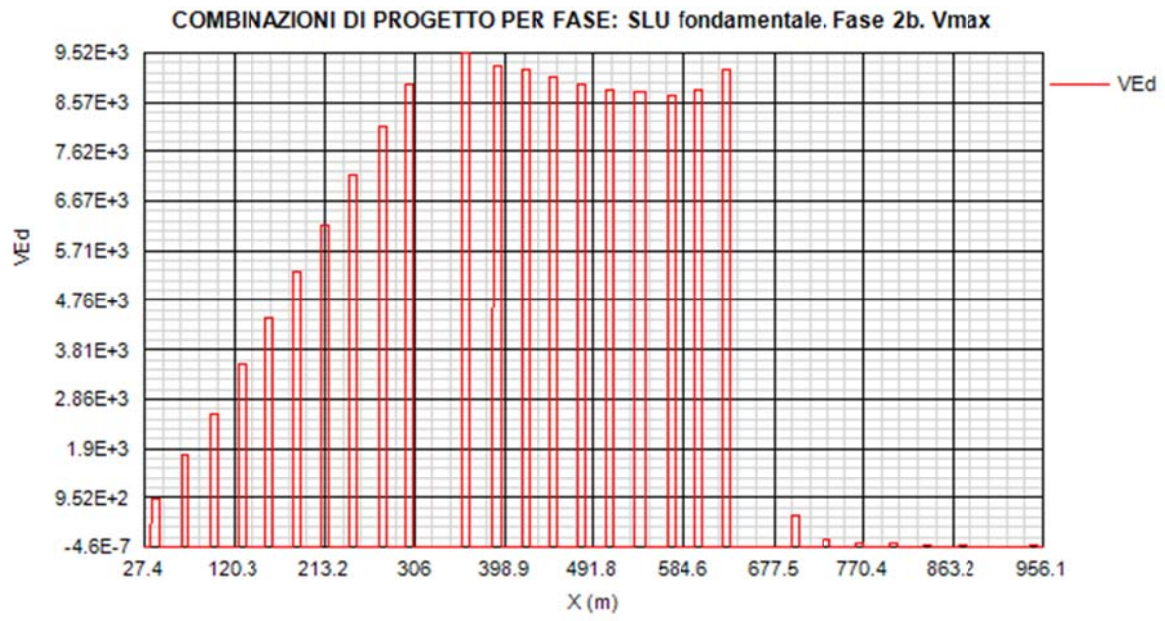


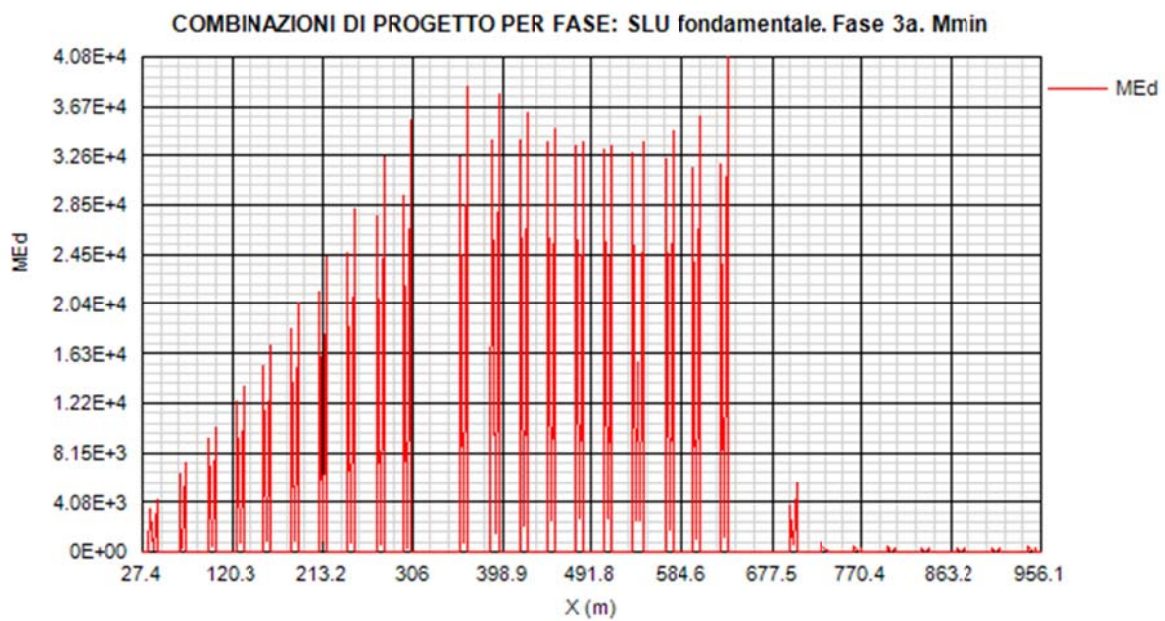
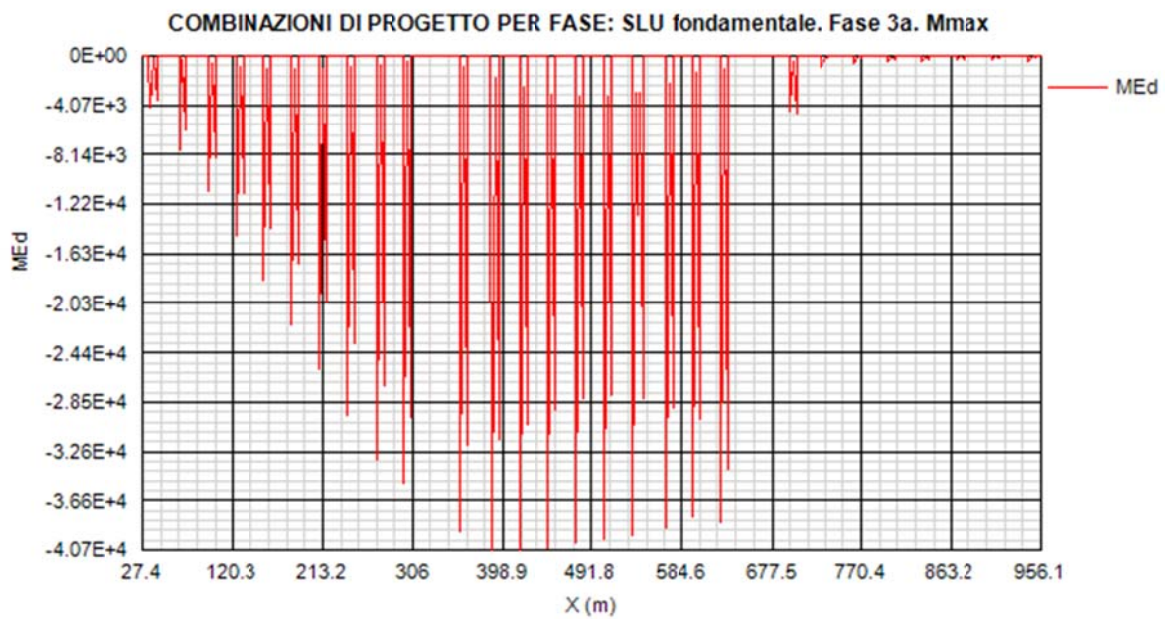


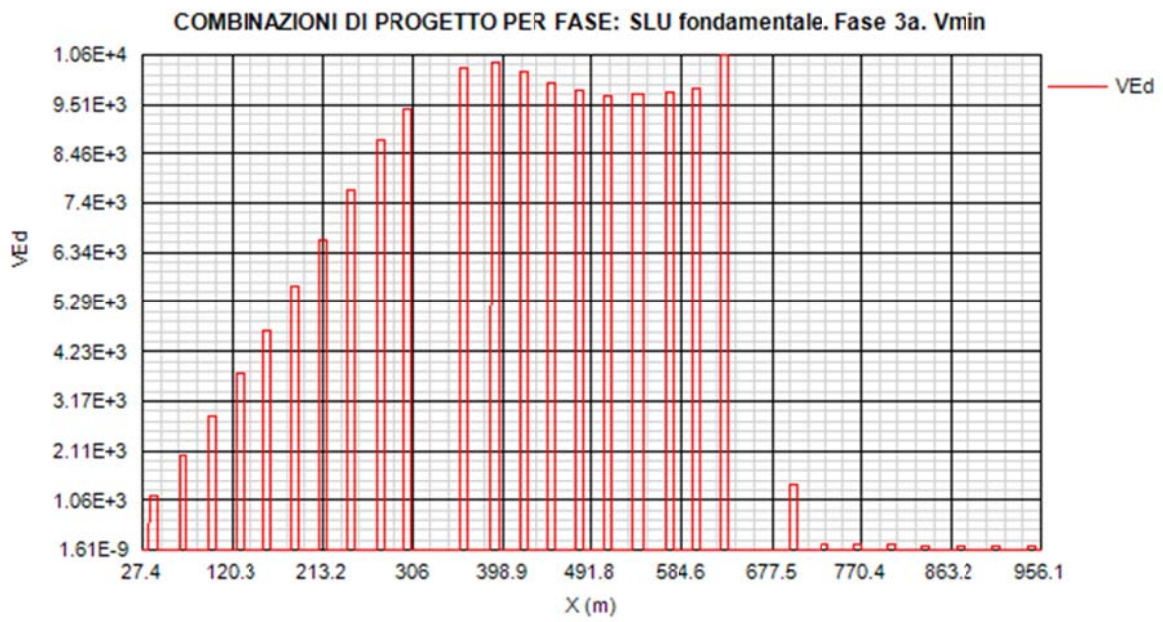
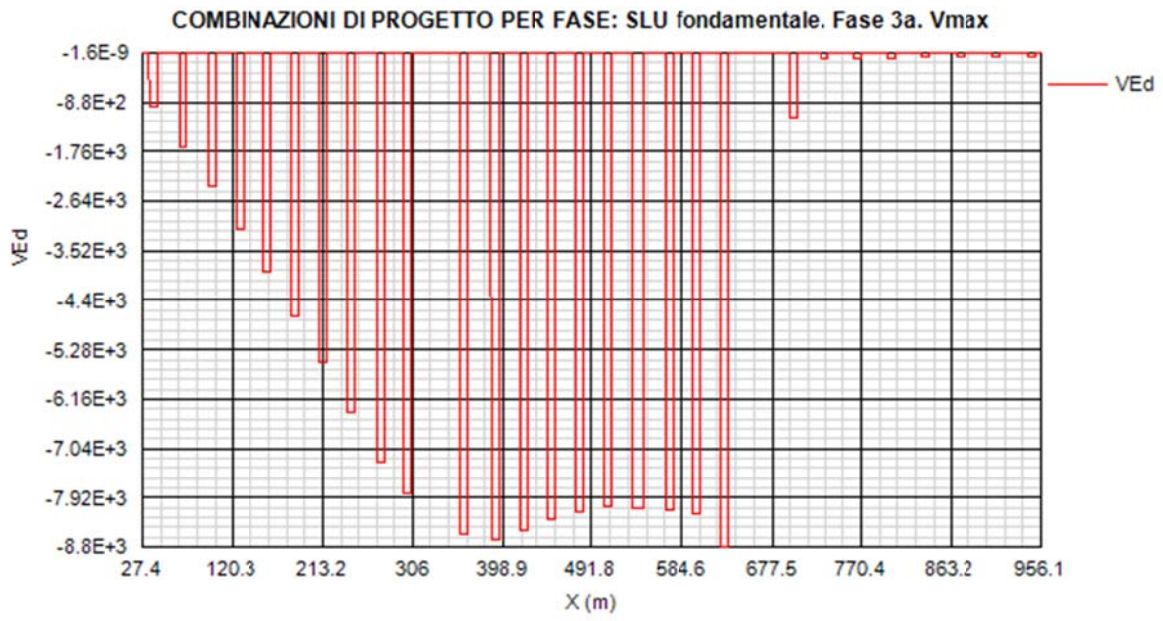


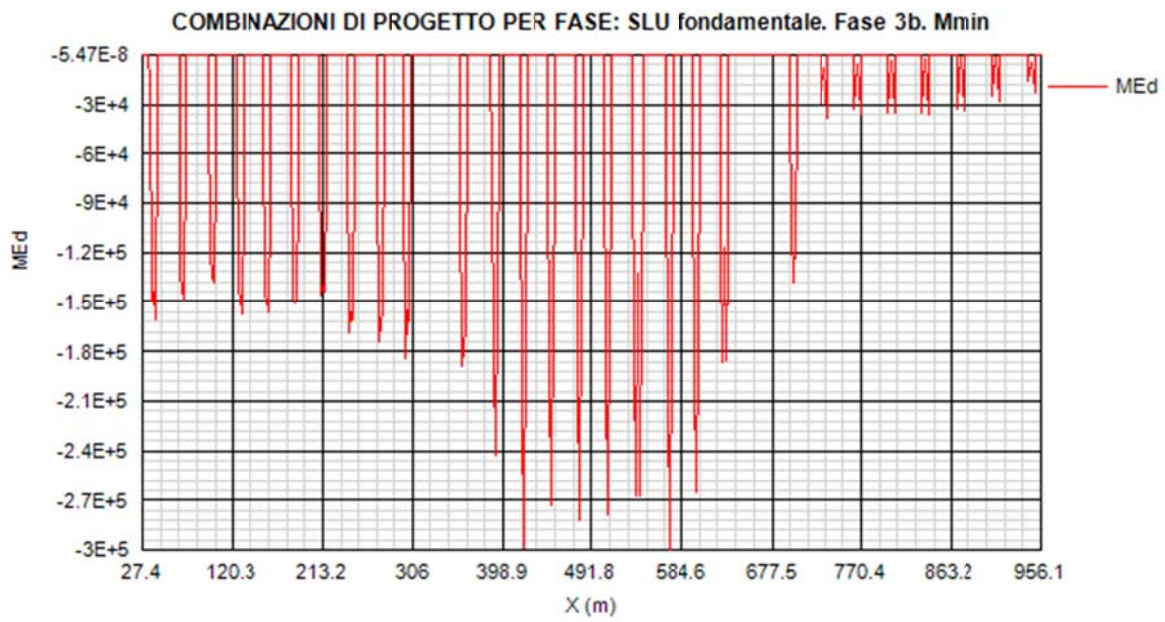
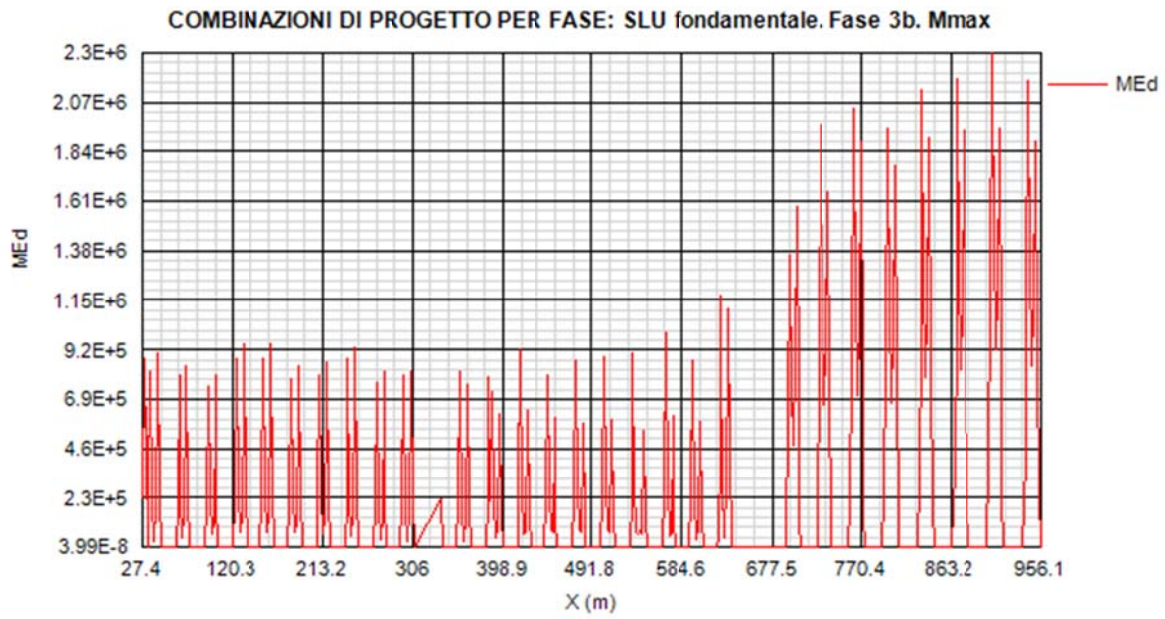


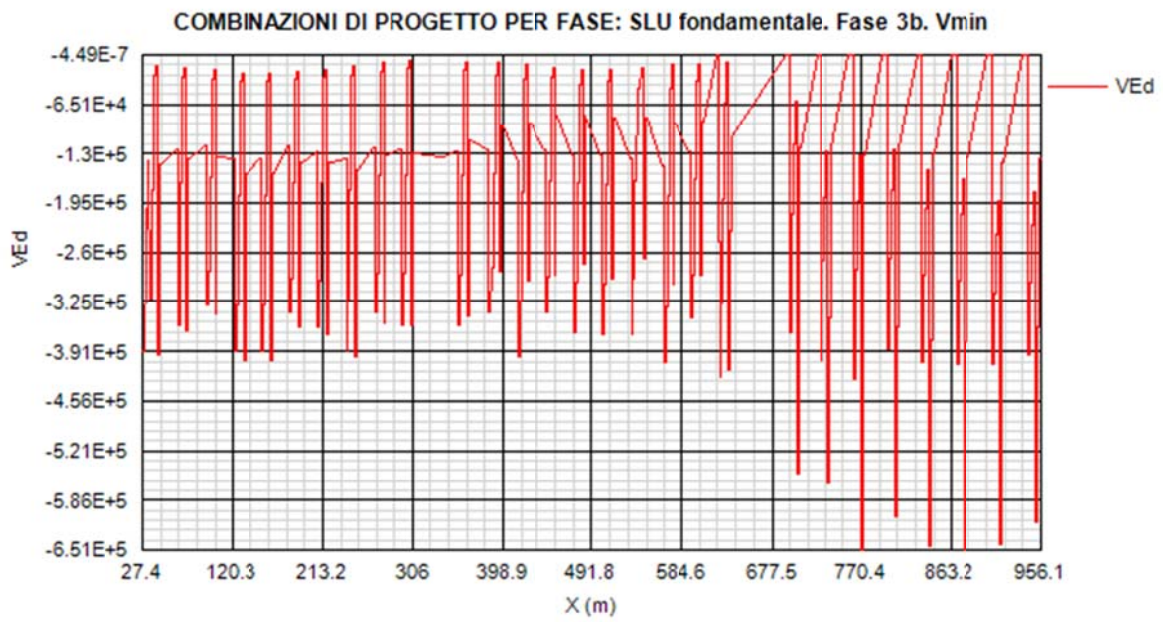
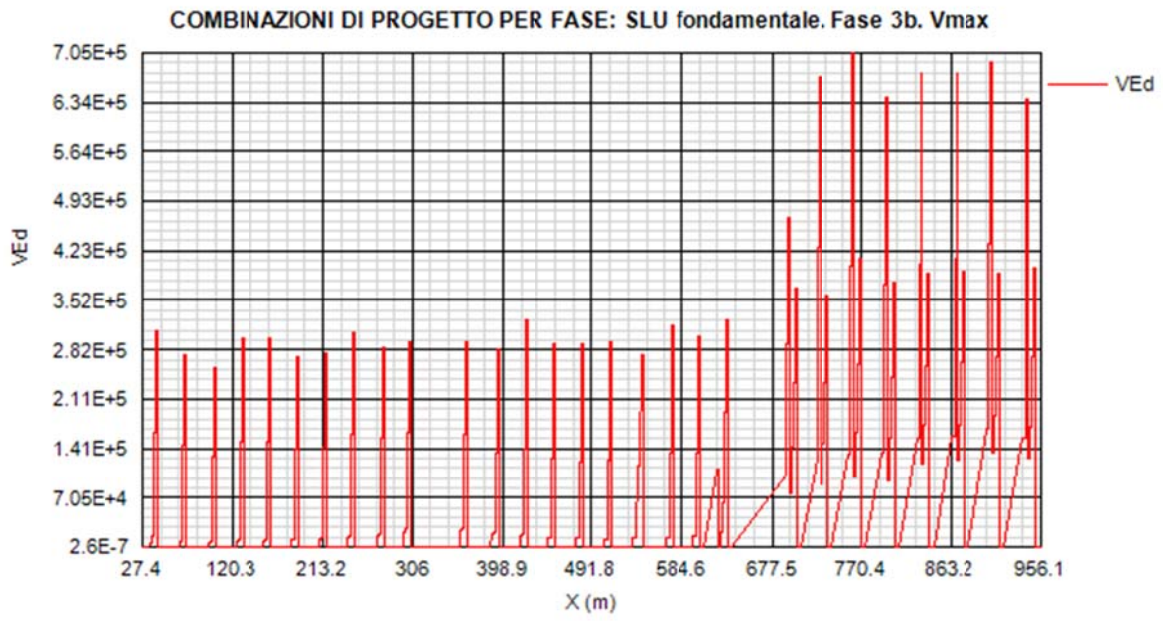


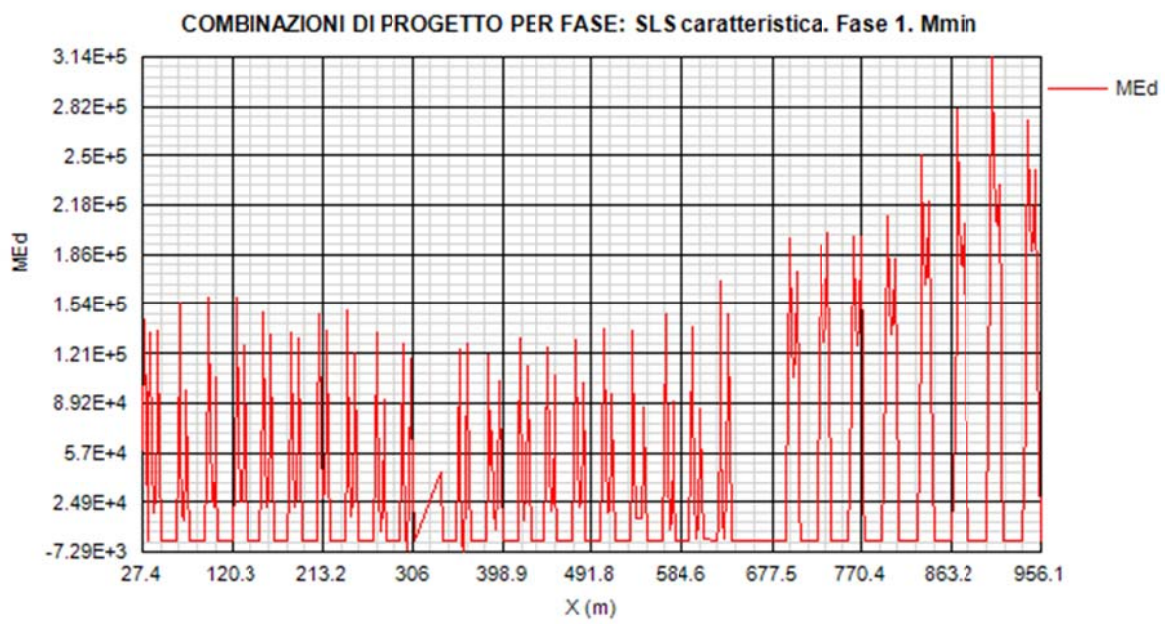
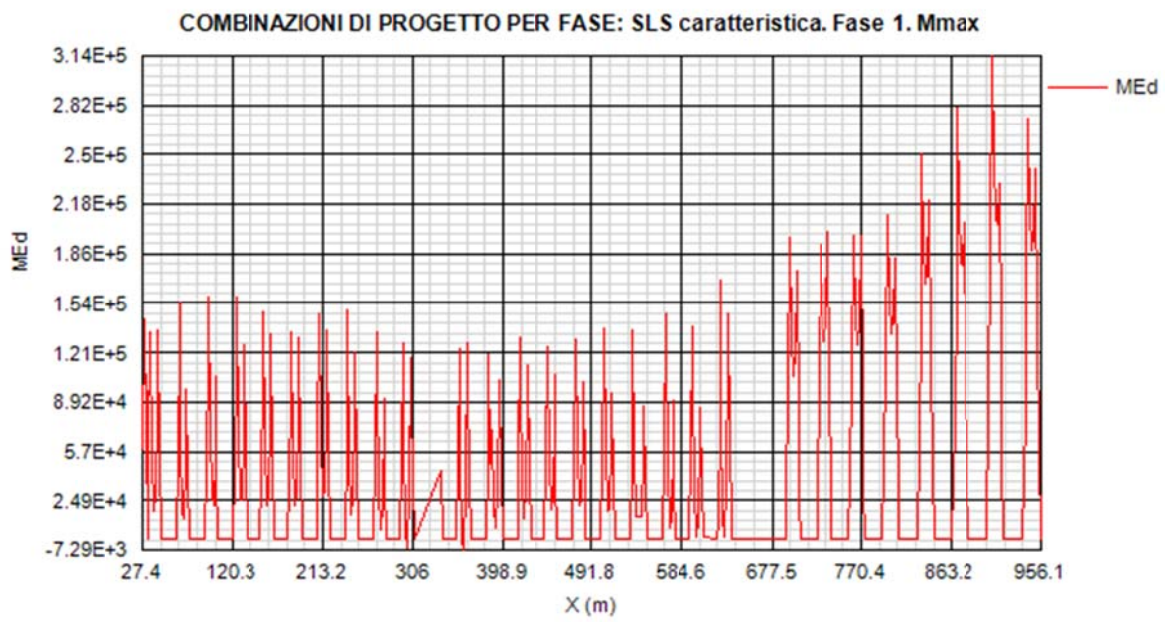


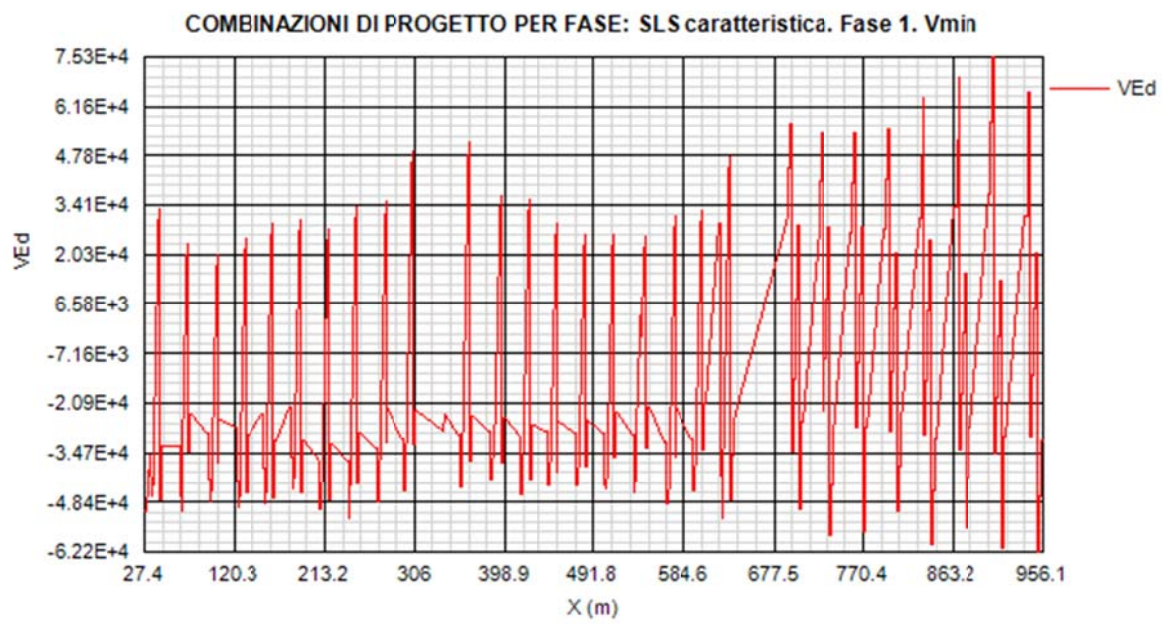
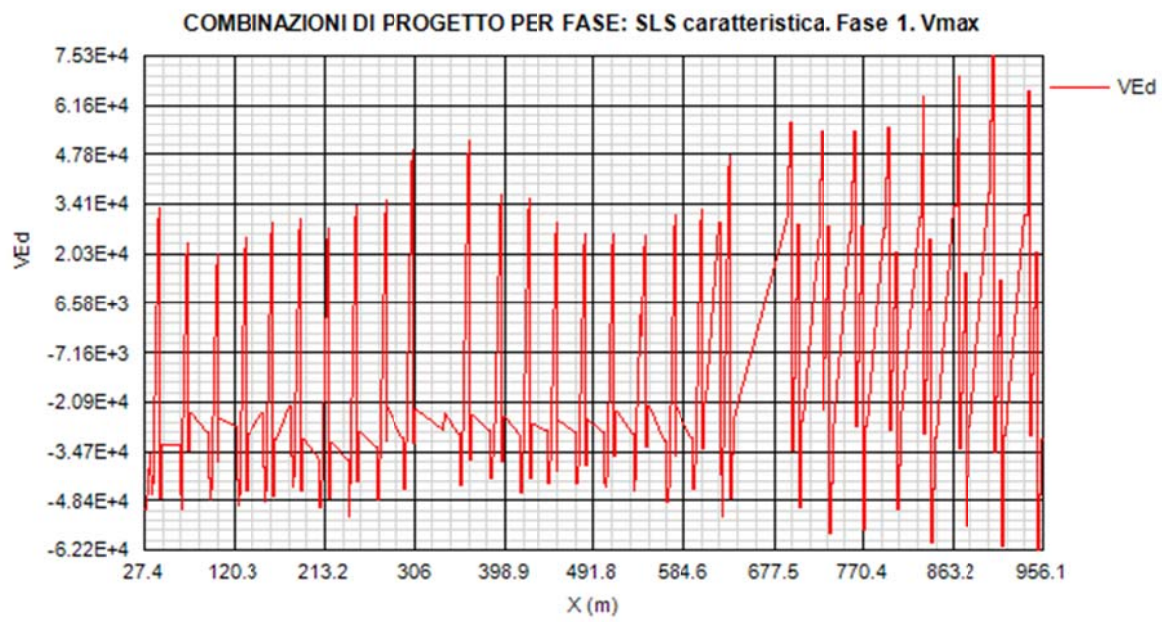


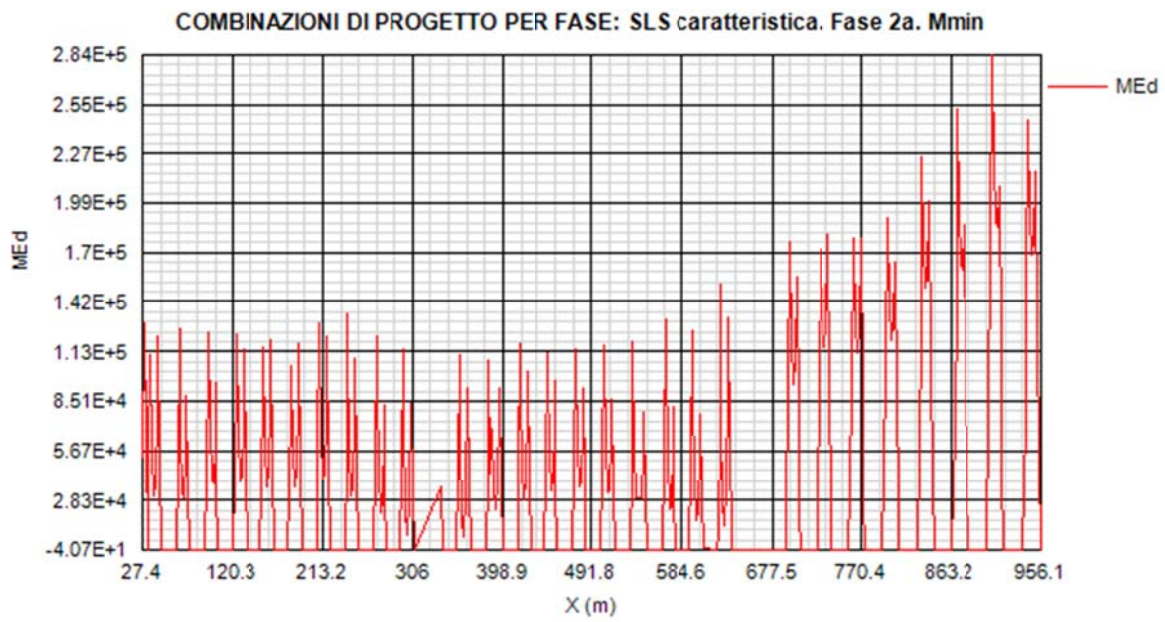
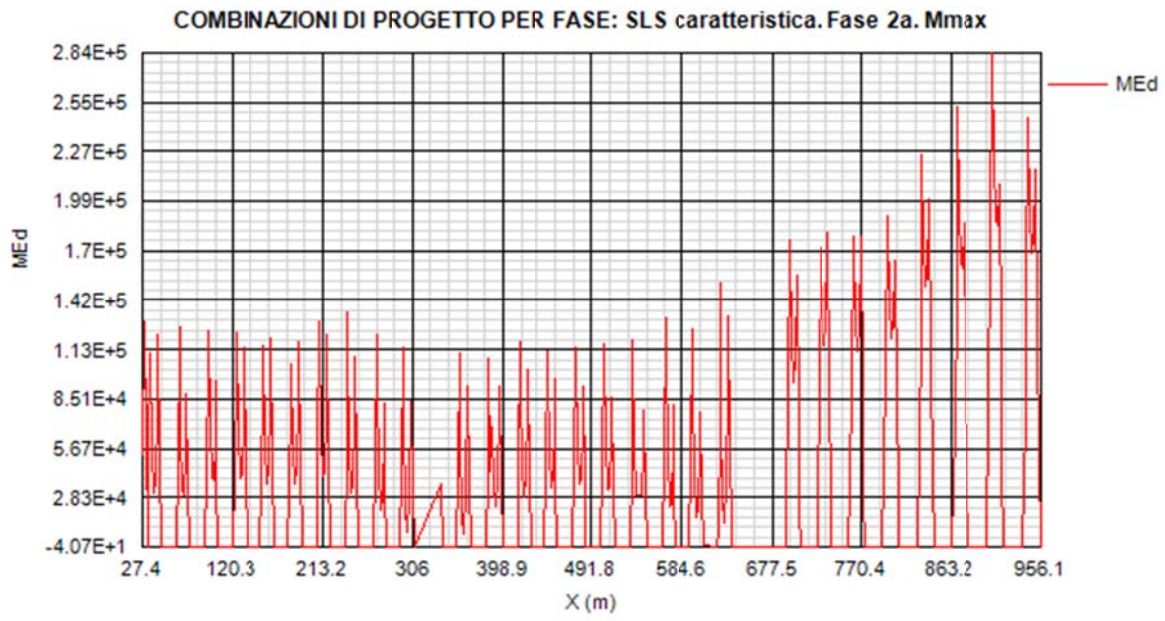


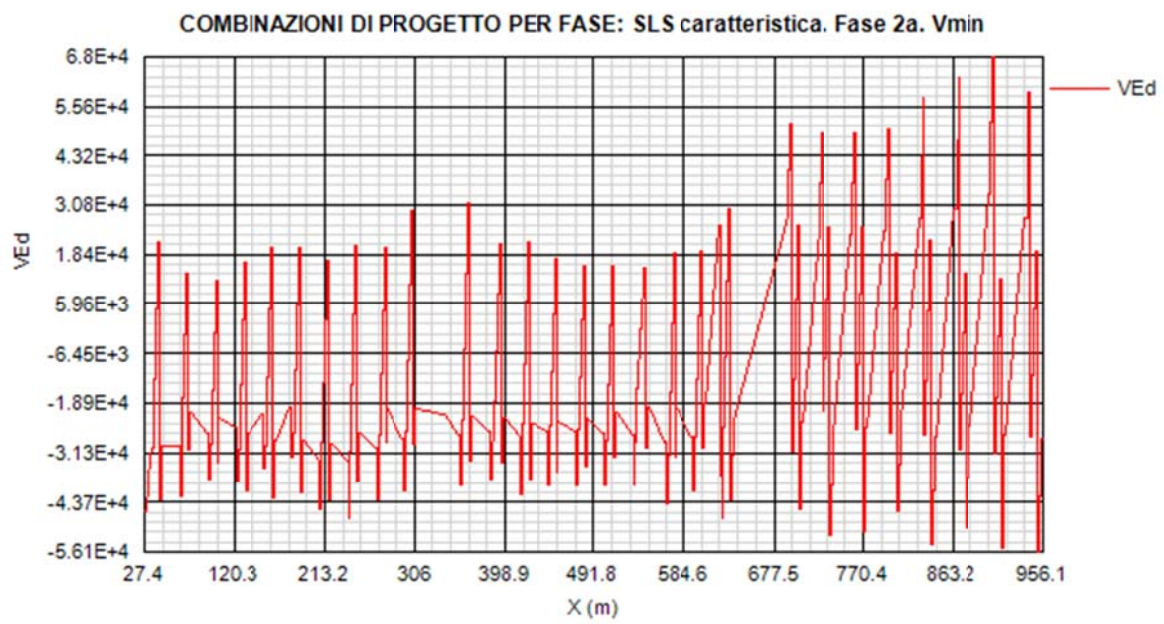
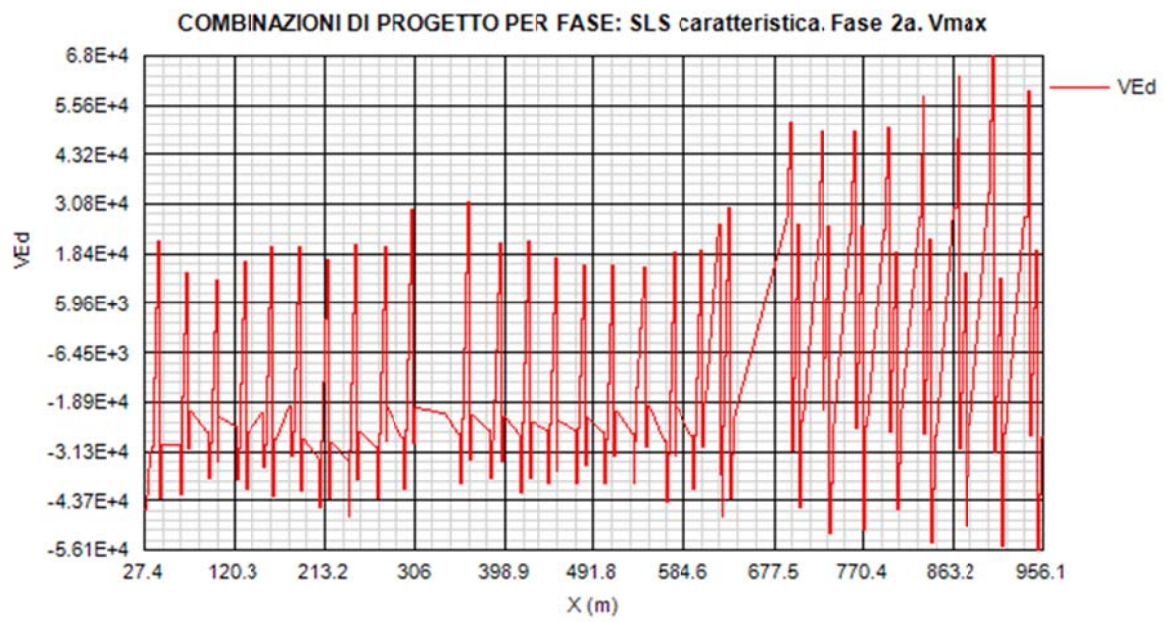


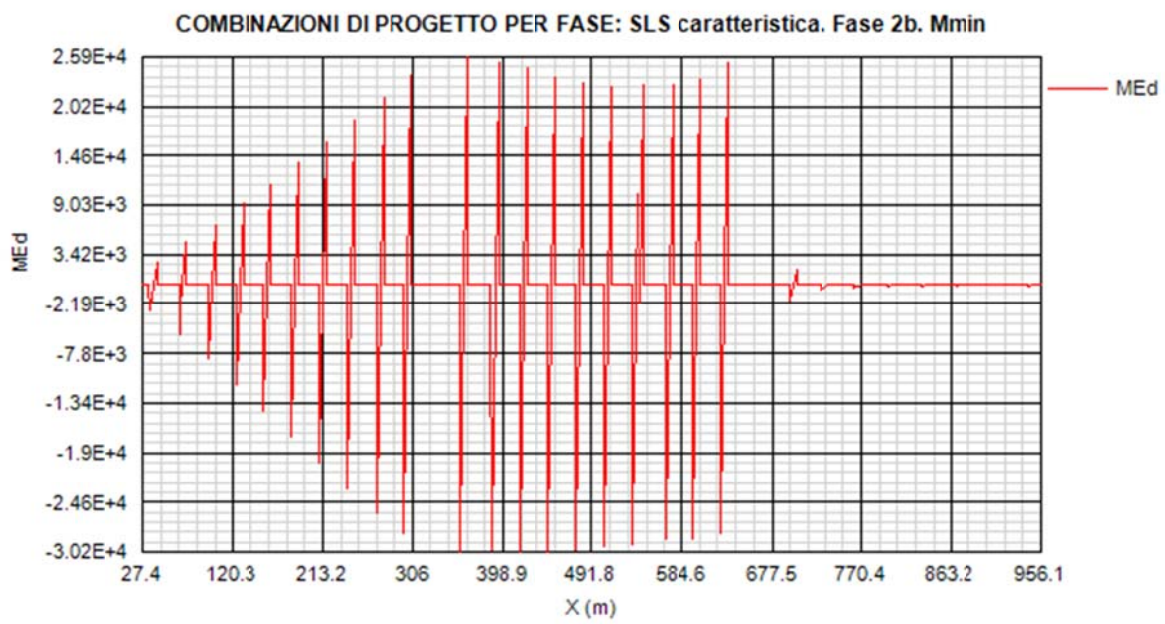
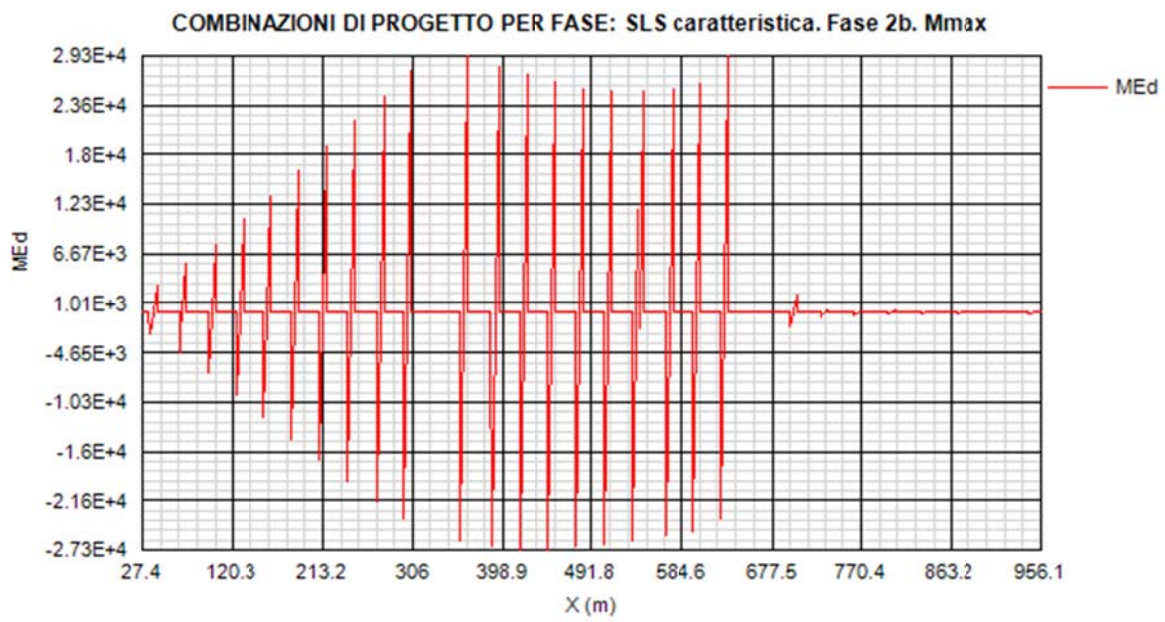


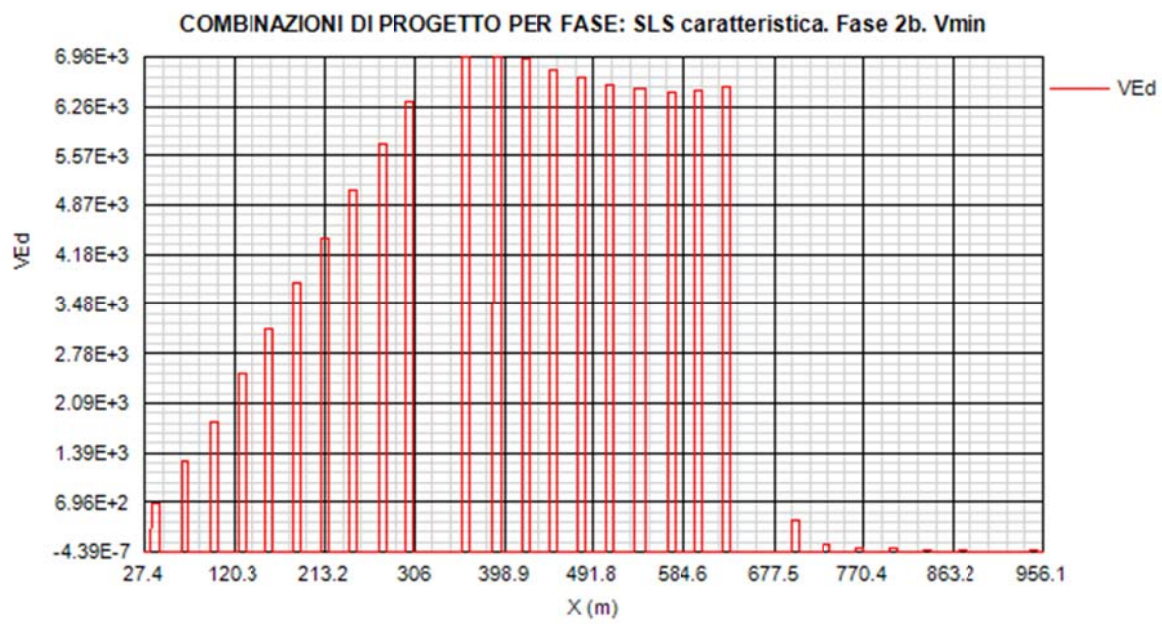
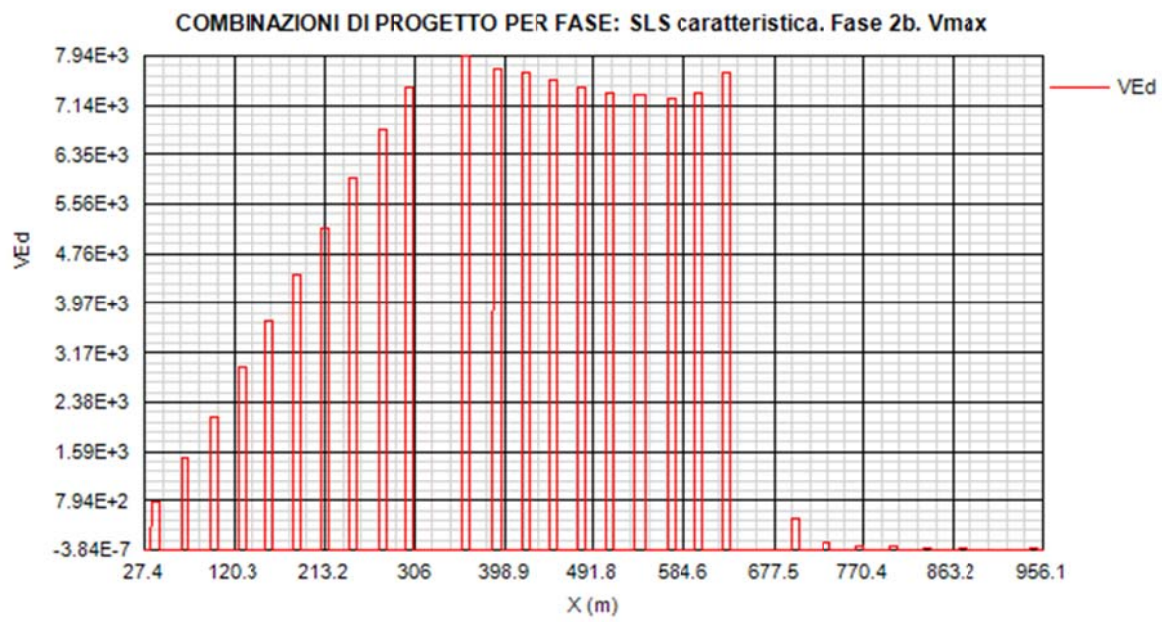


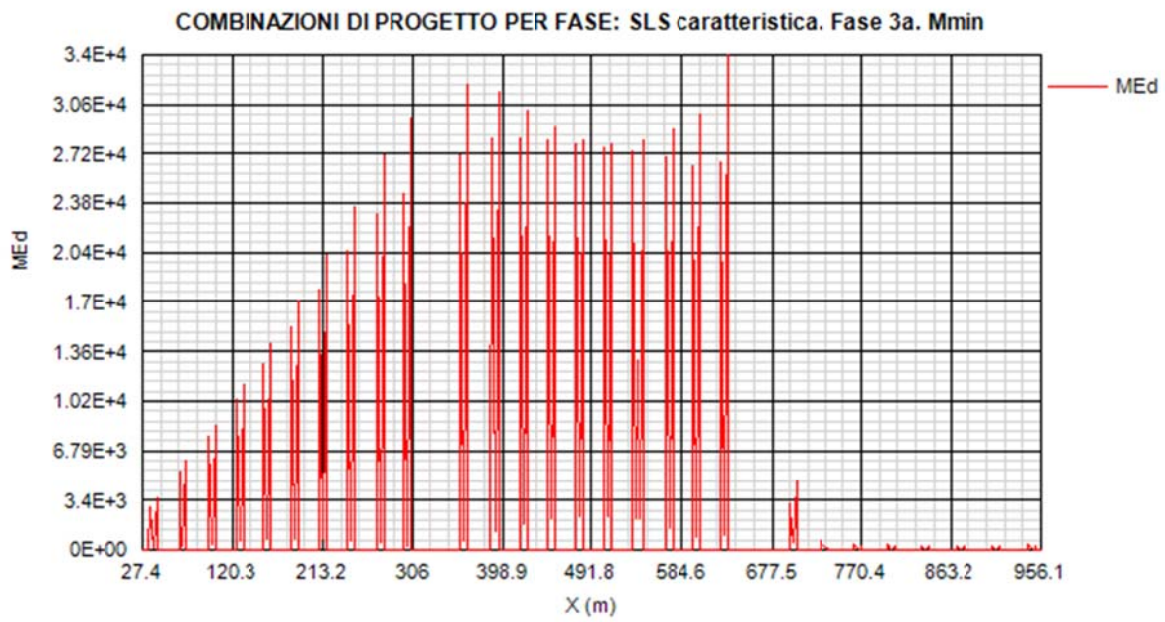
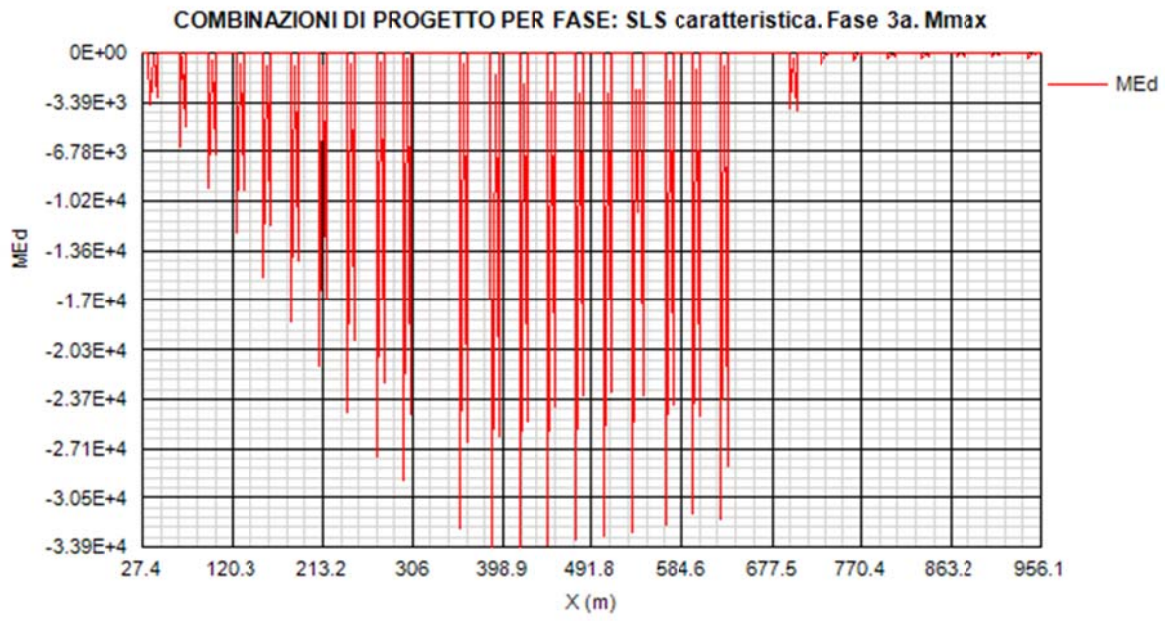


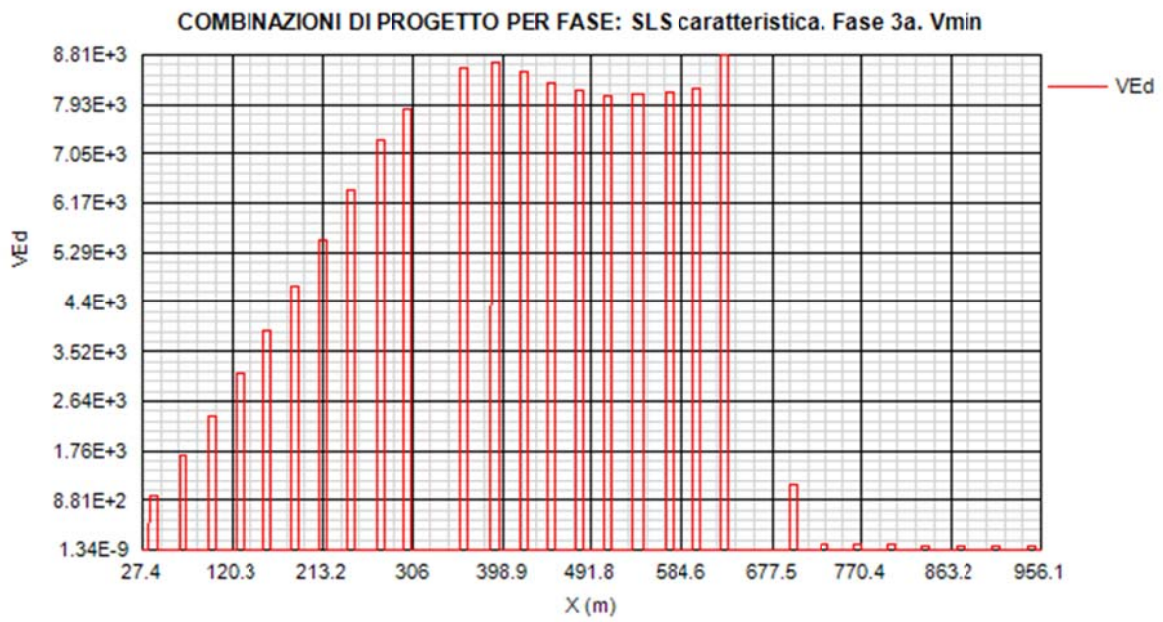
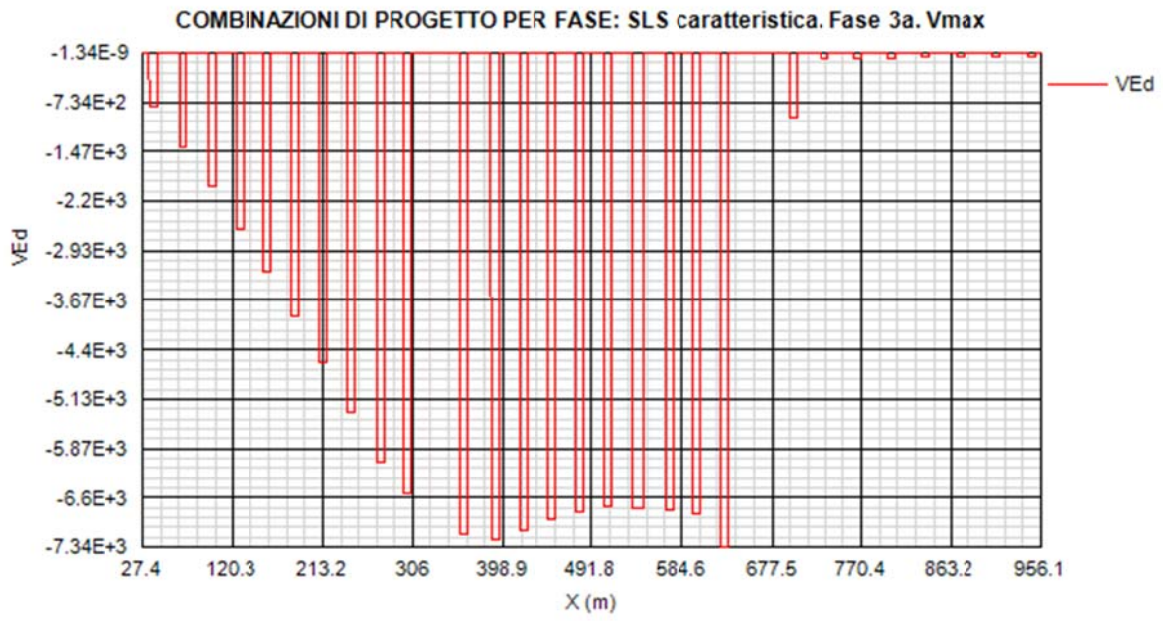




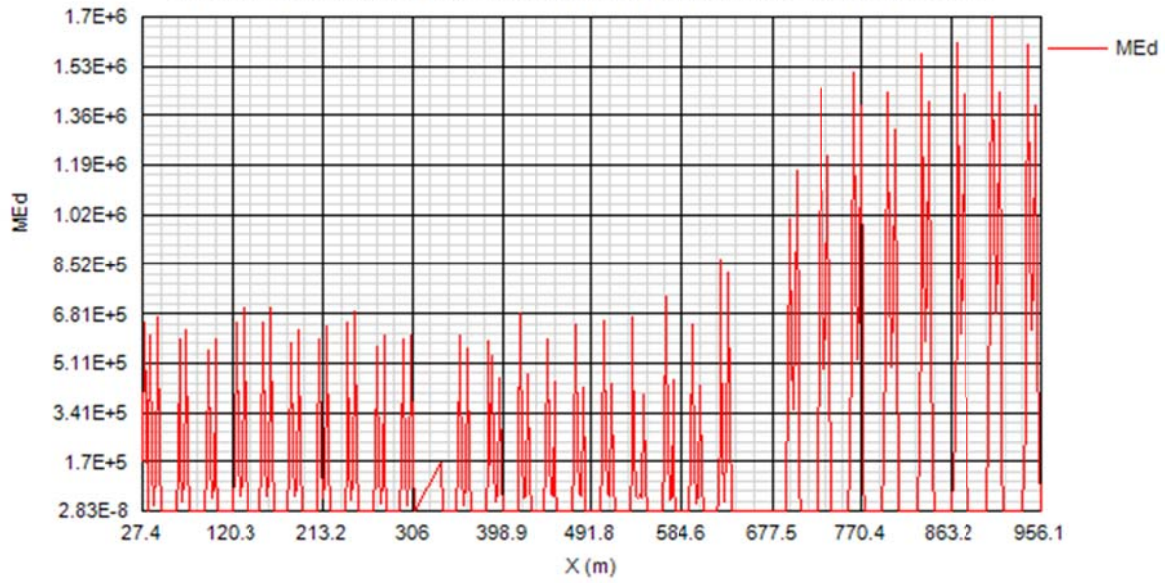




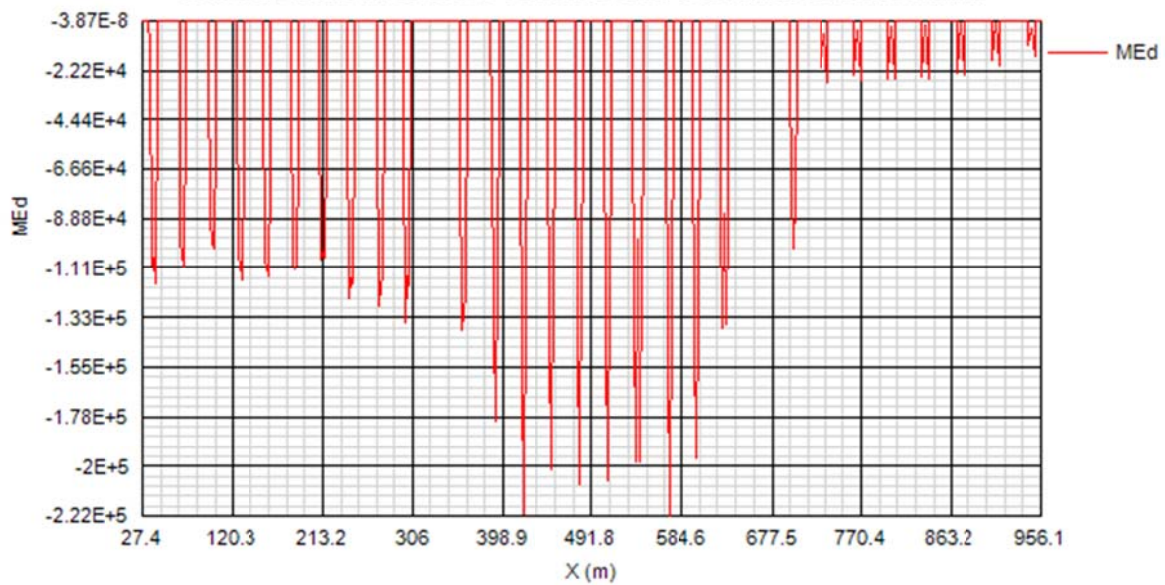


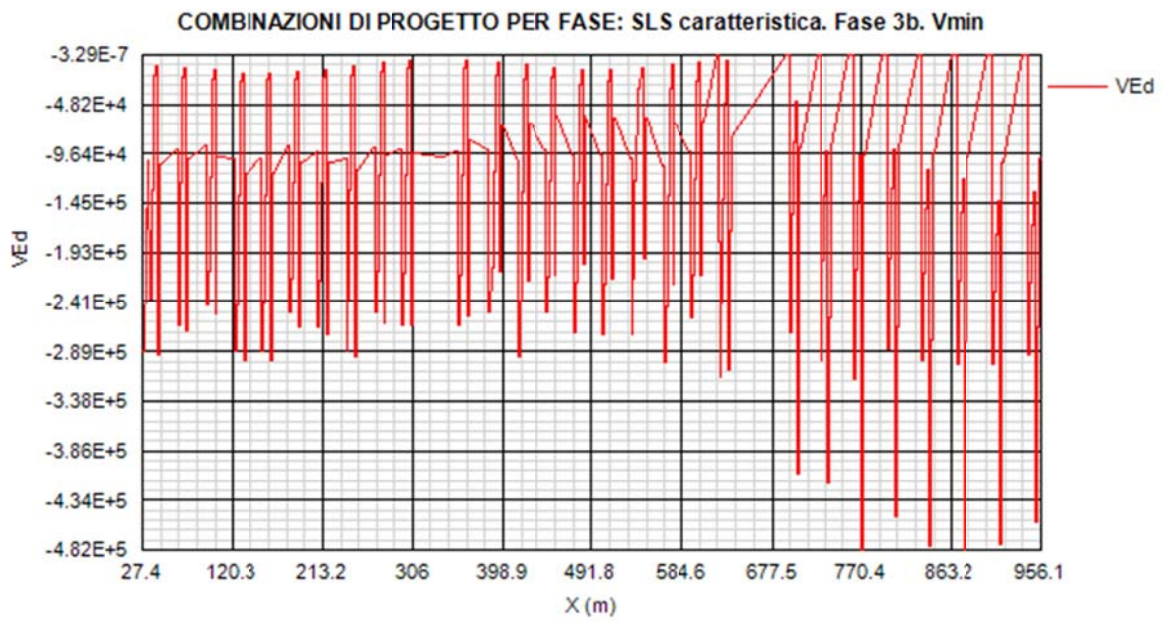
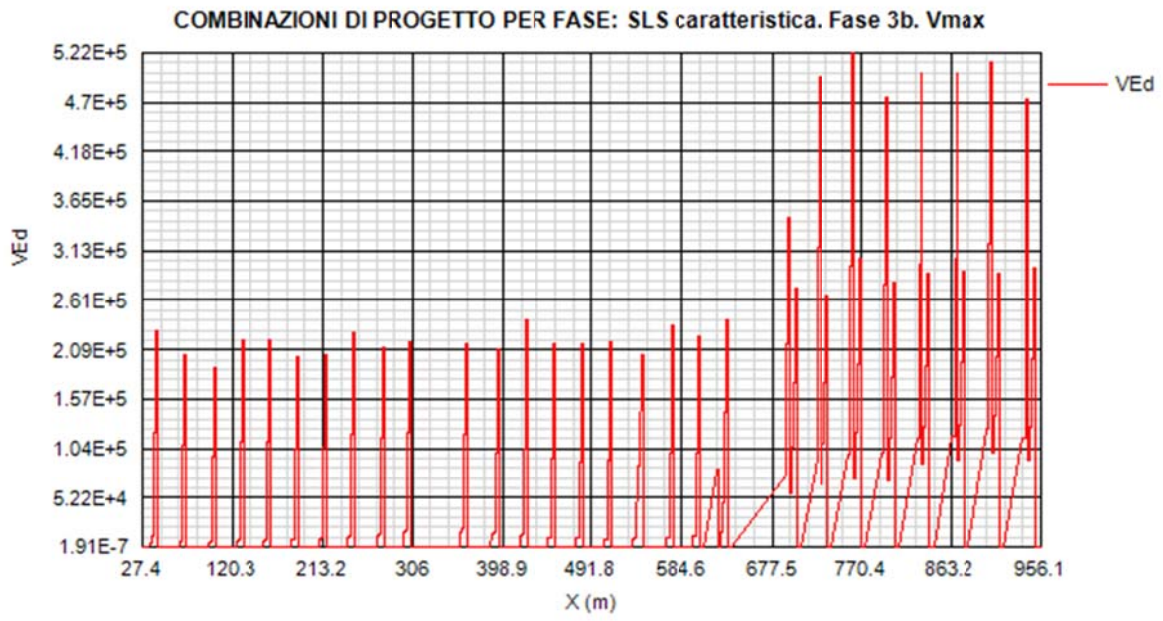


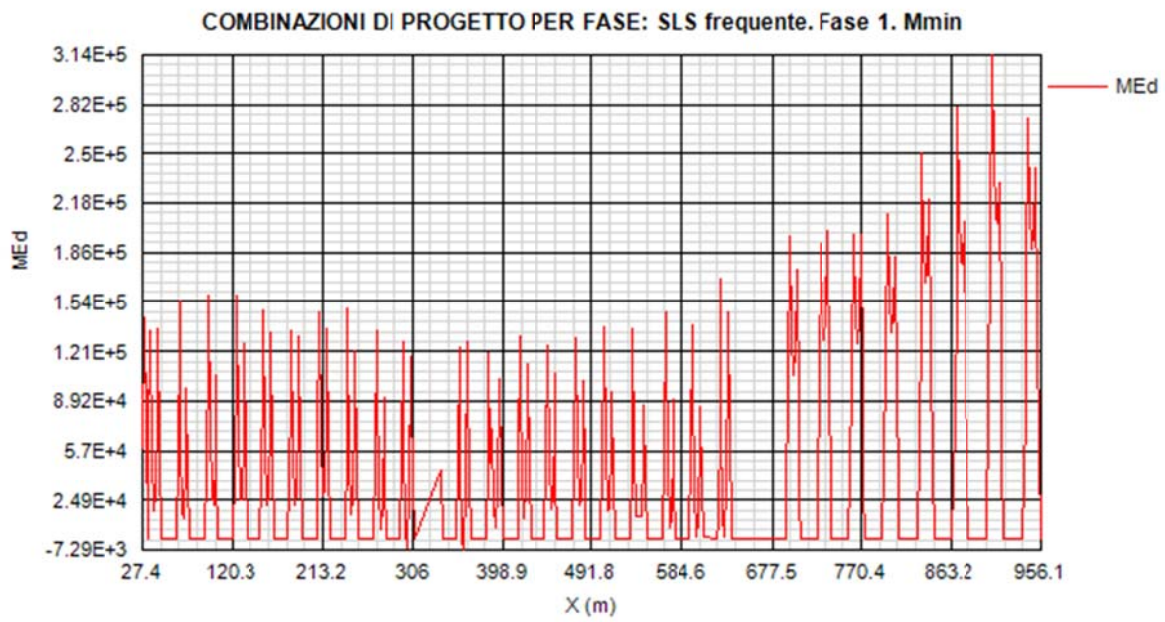
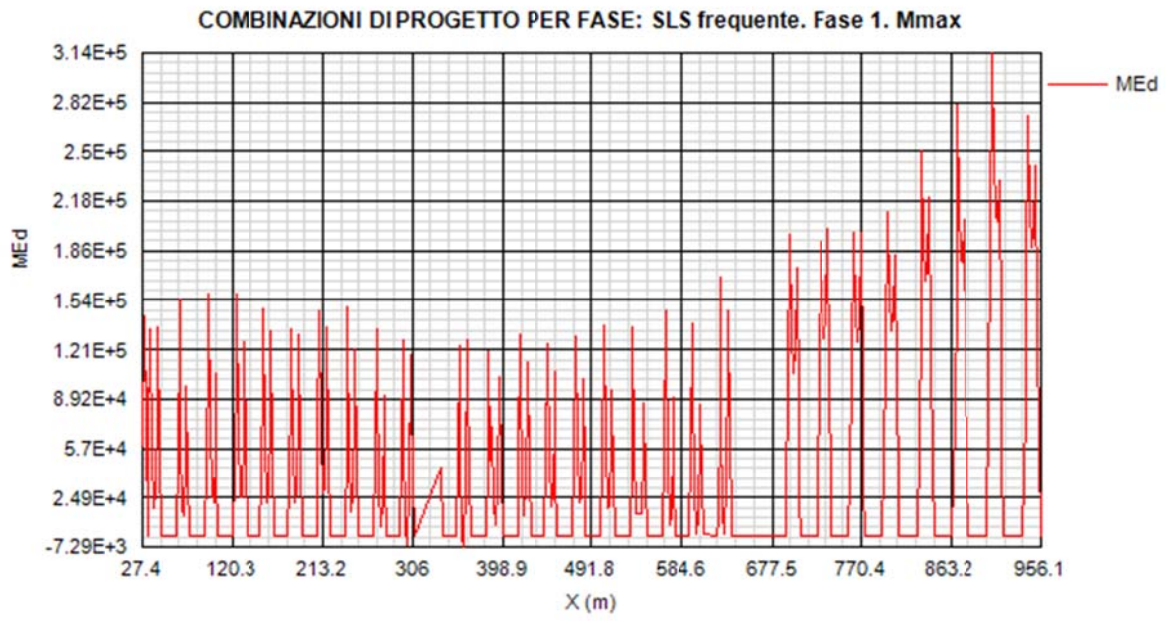
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax

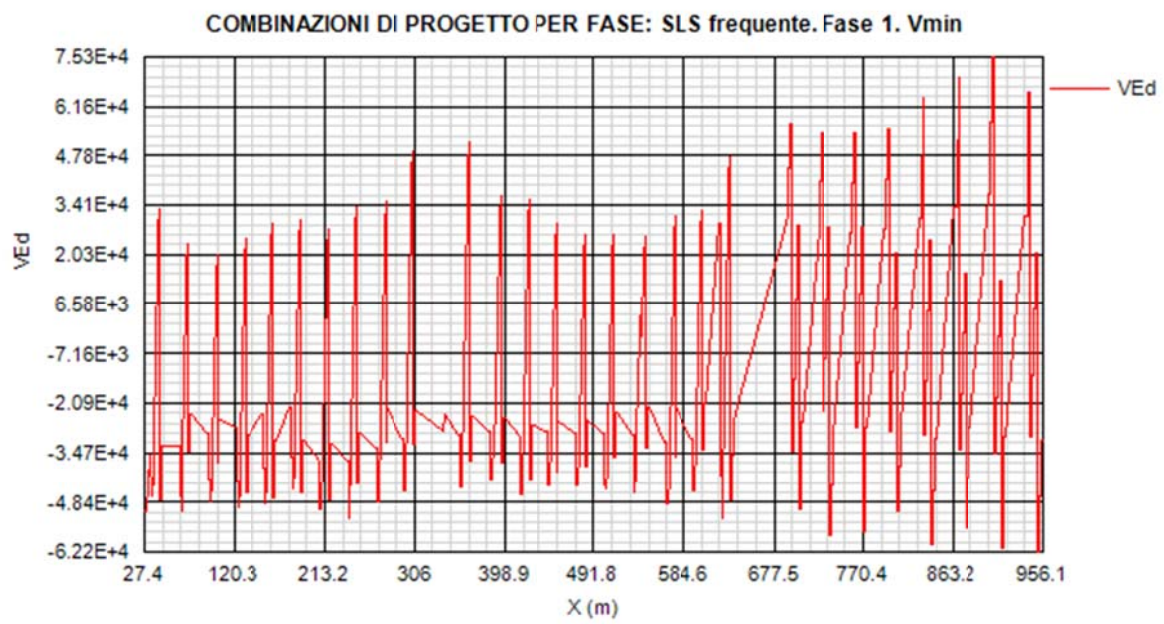
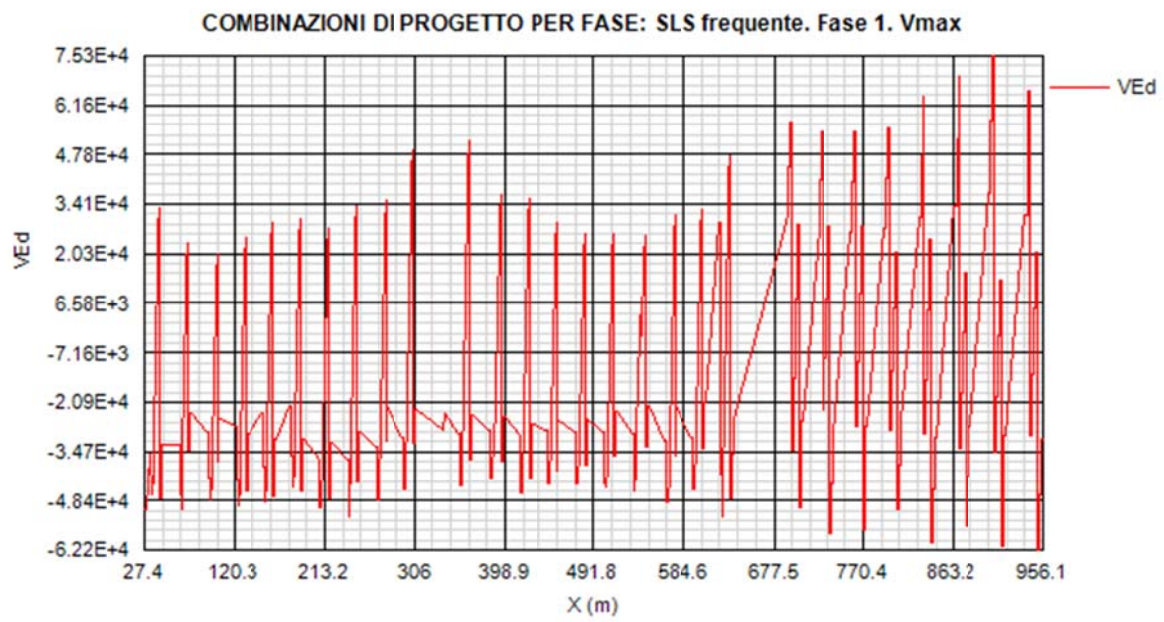


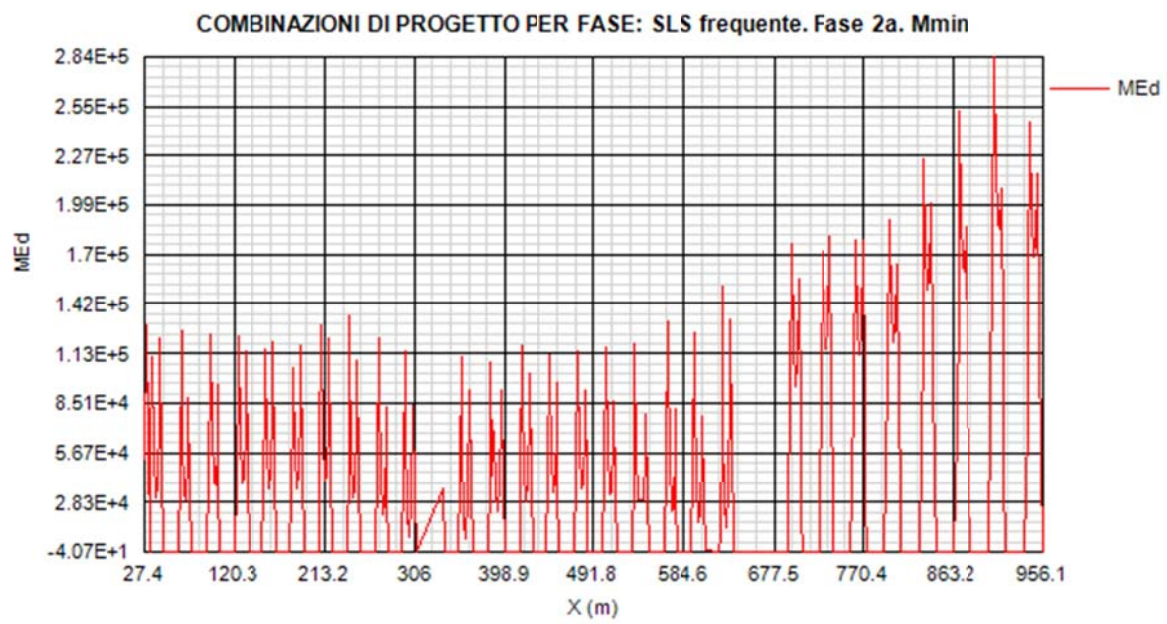
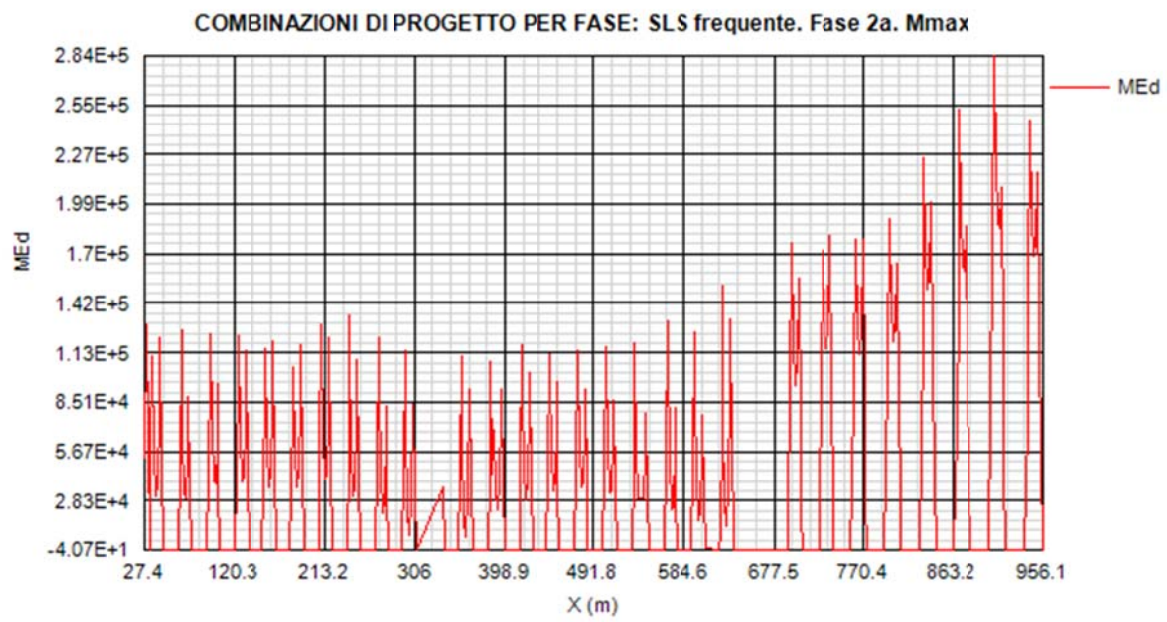
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin

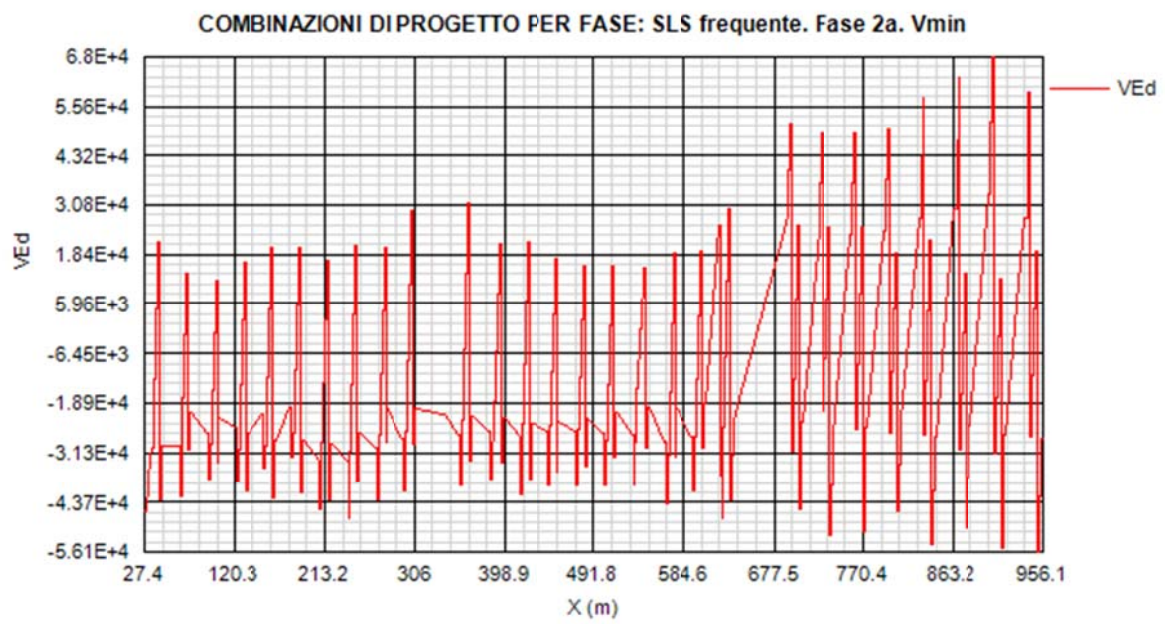
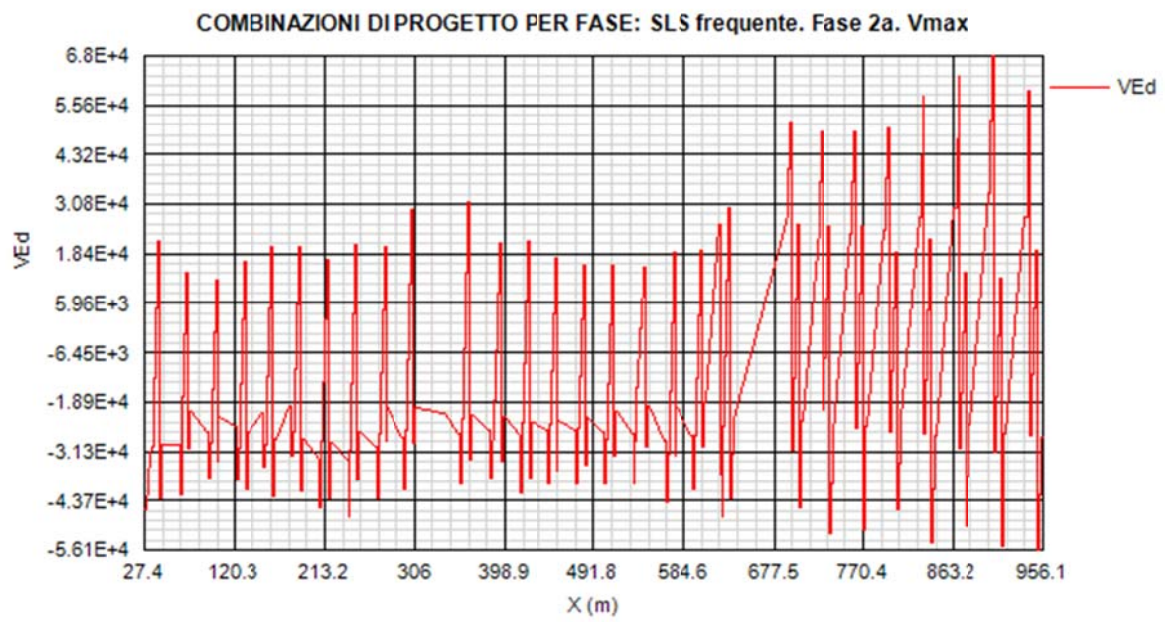


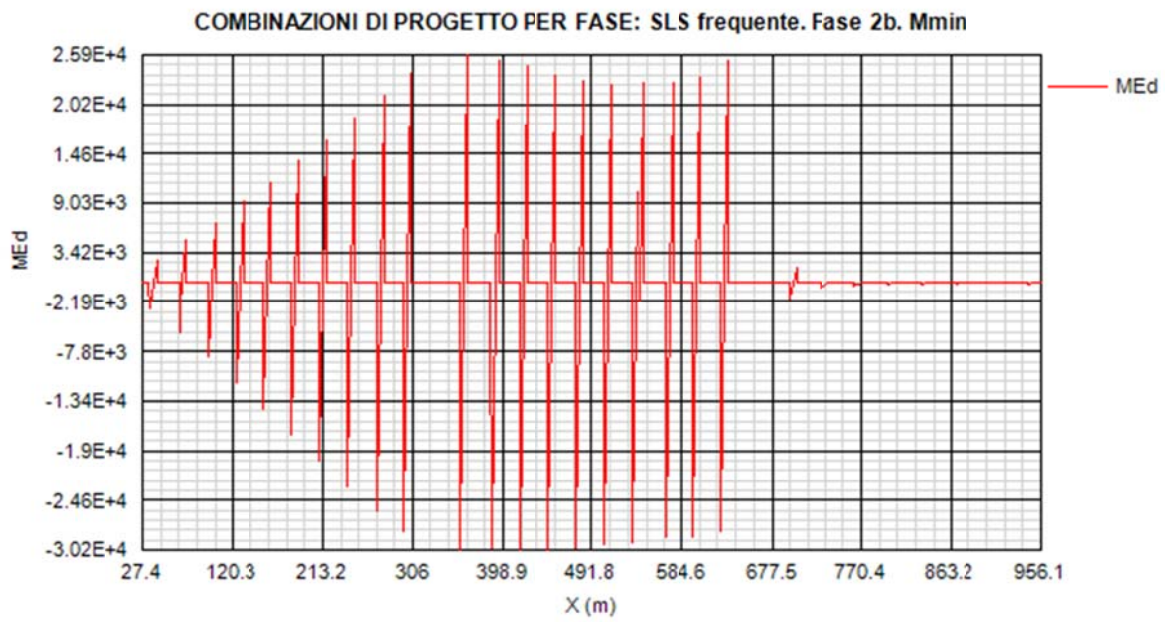
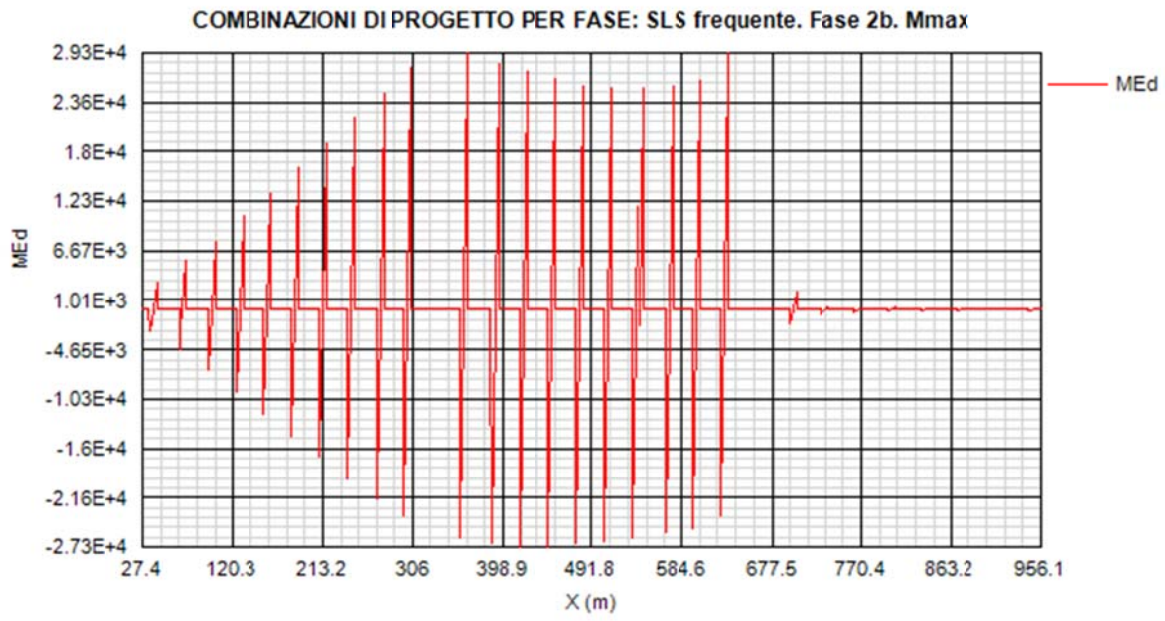


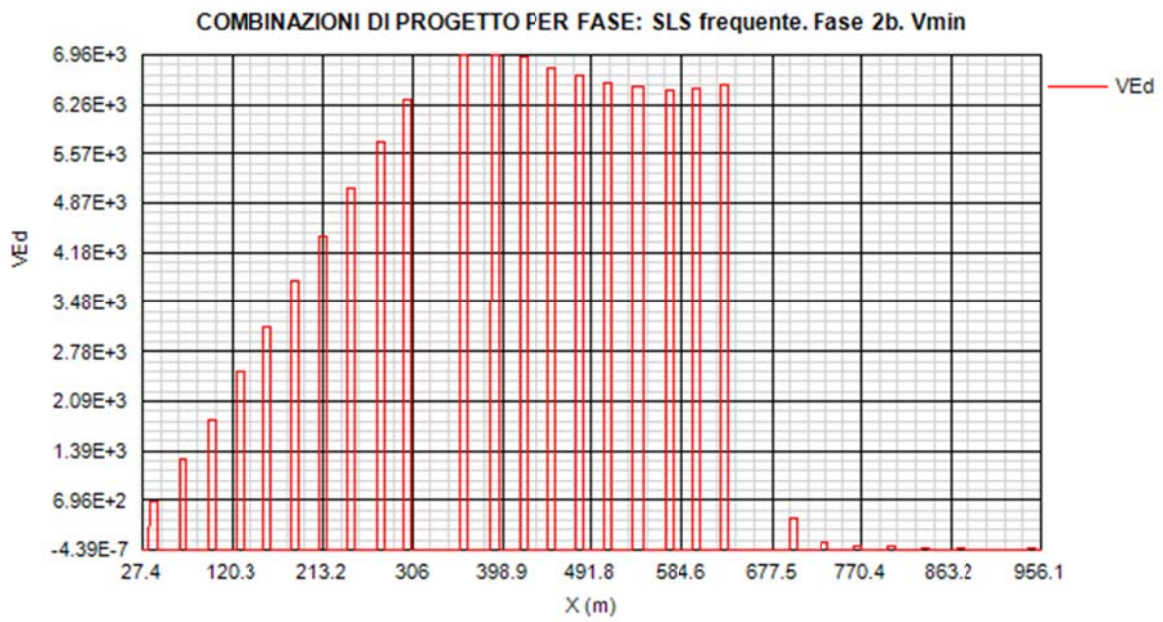
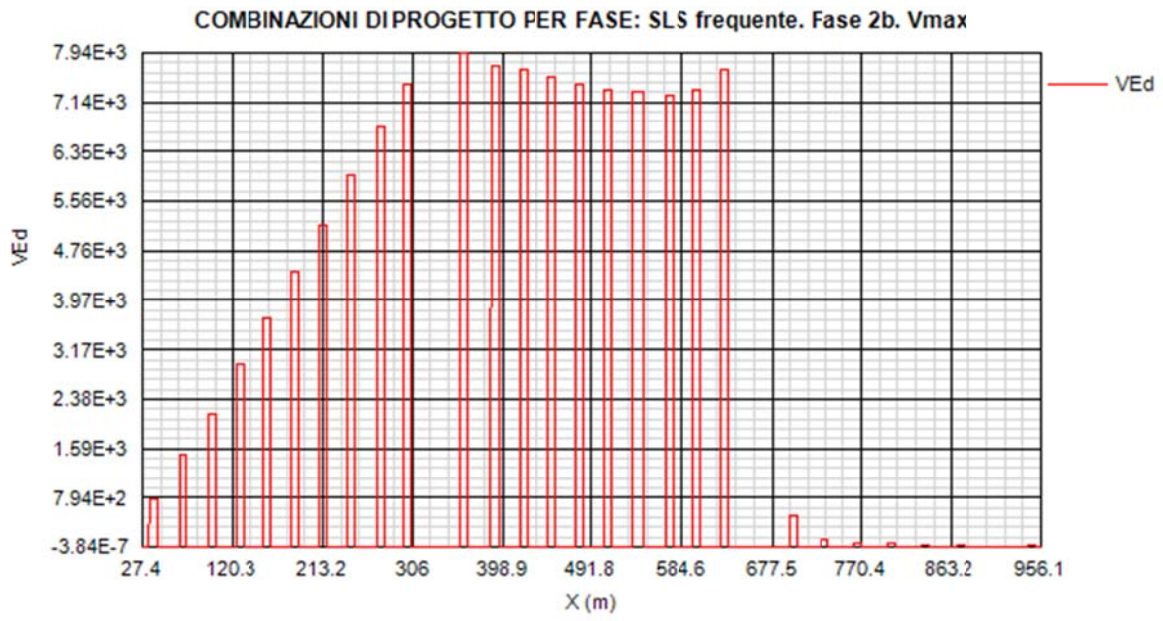


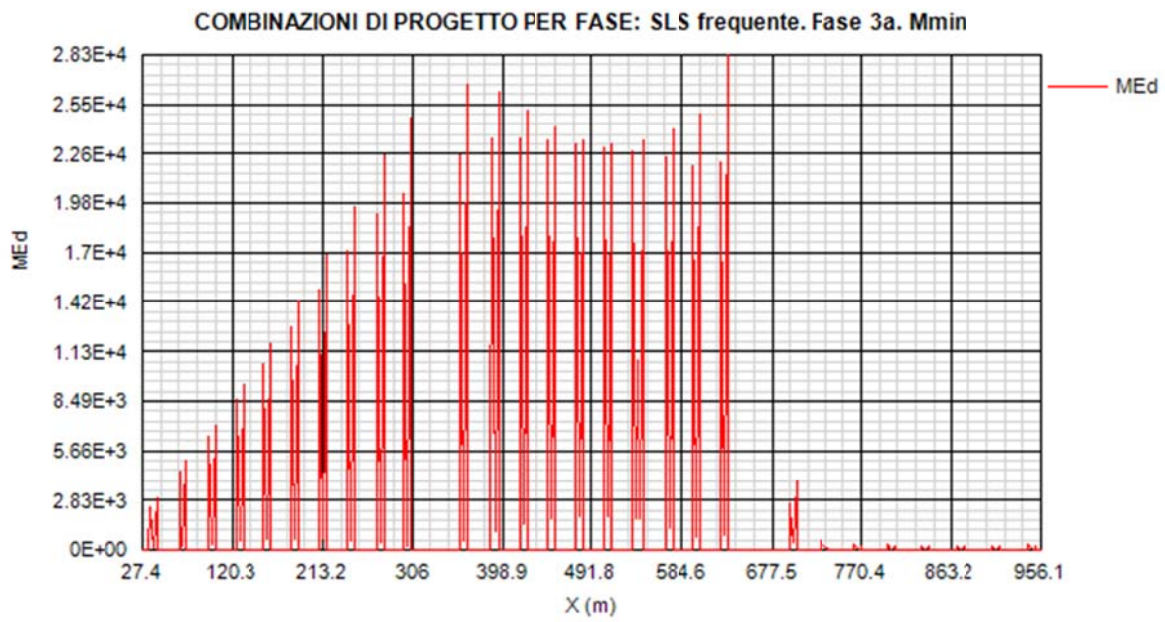


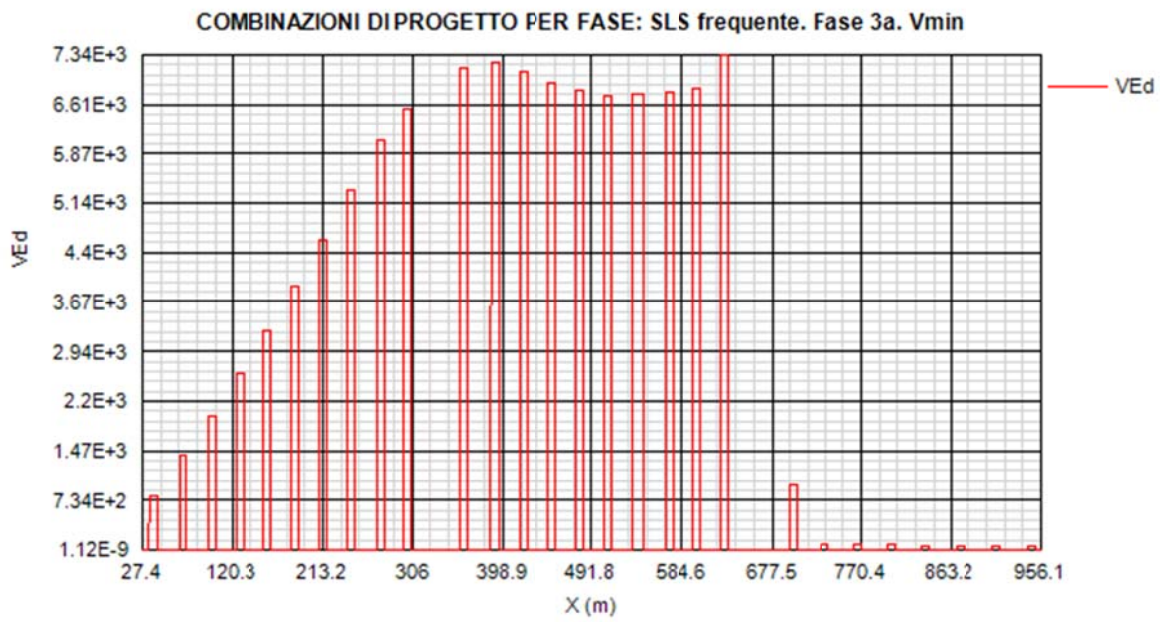
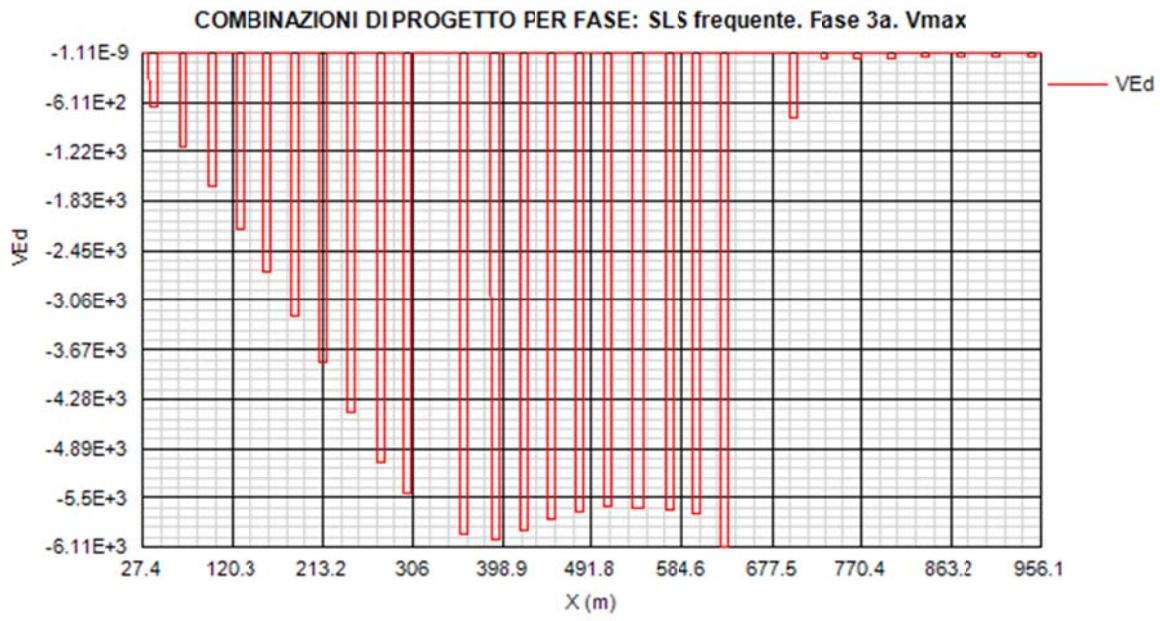


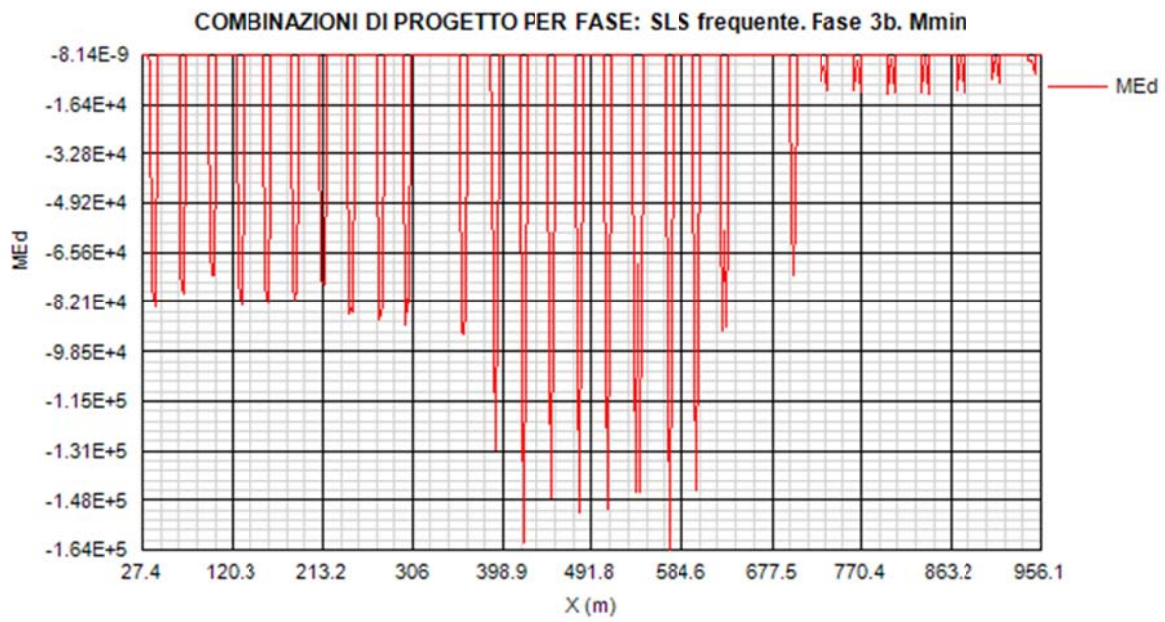
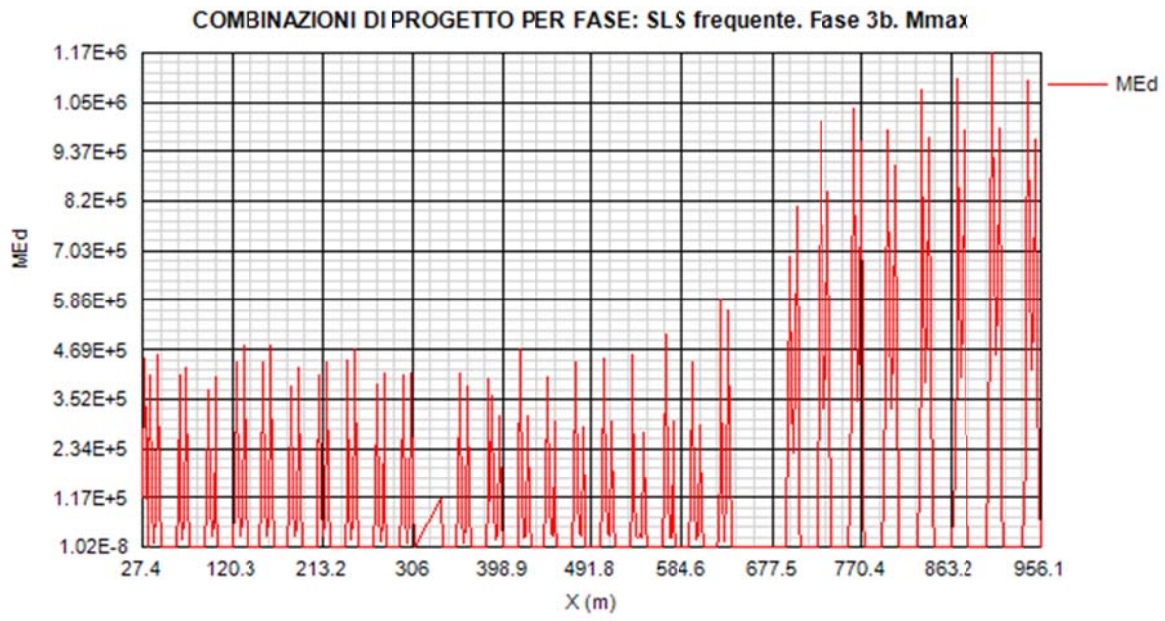


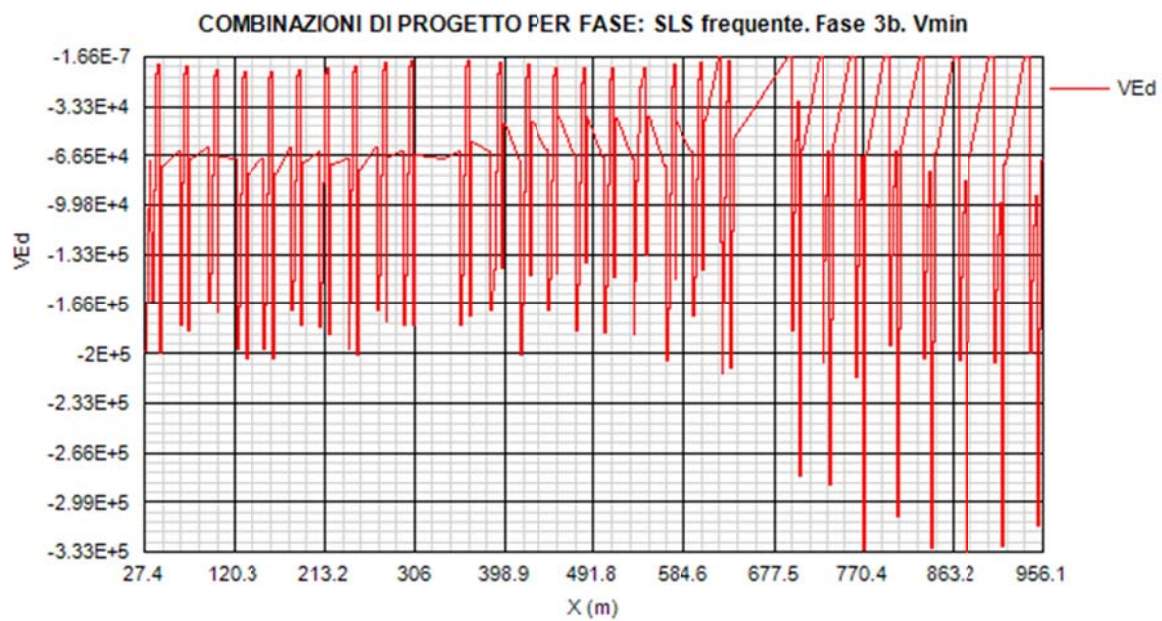
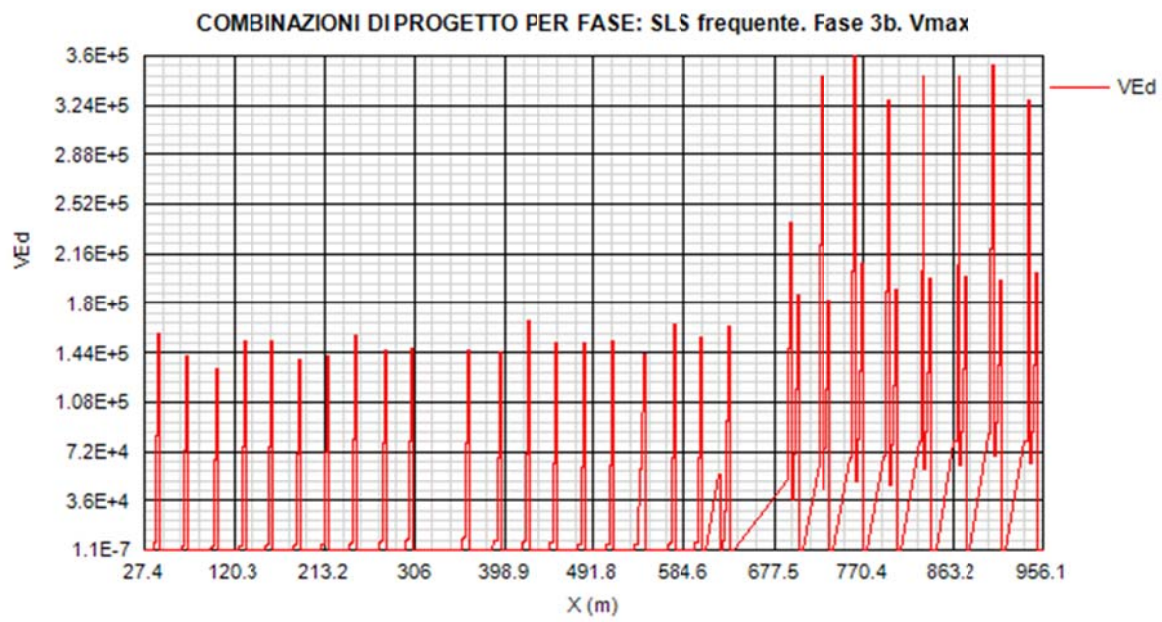


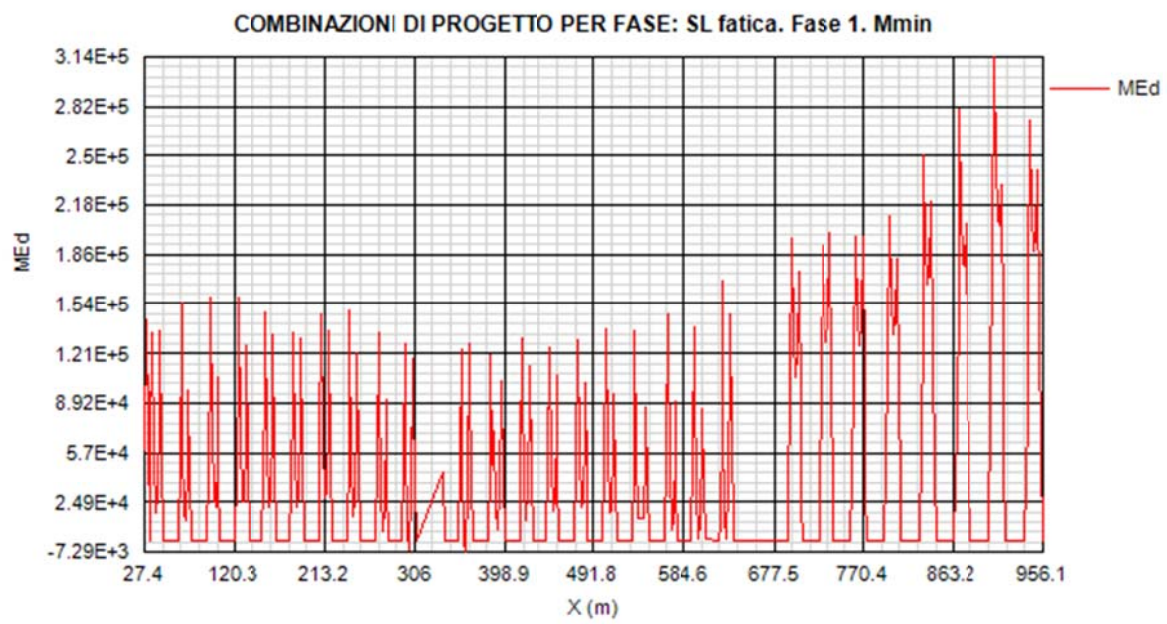
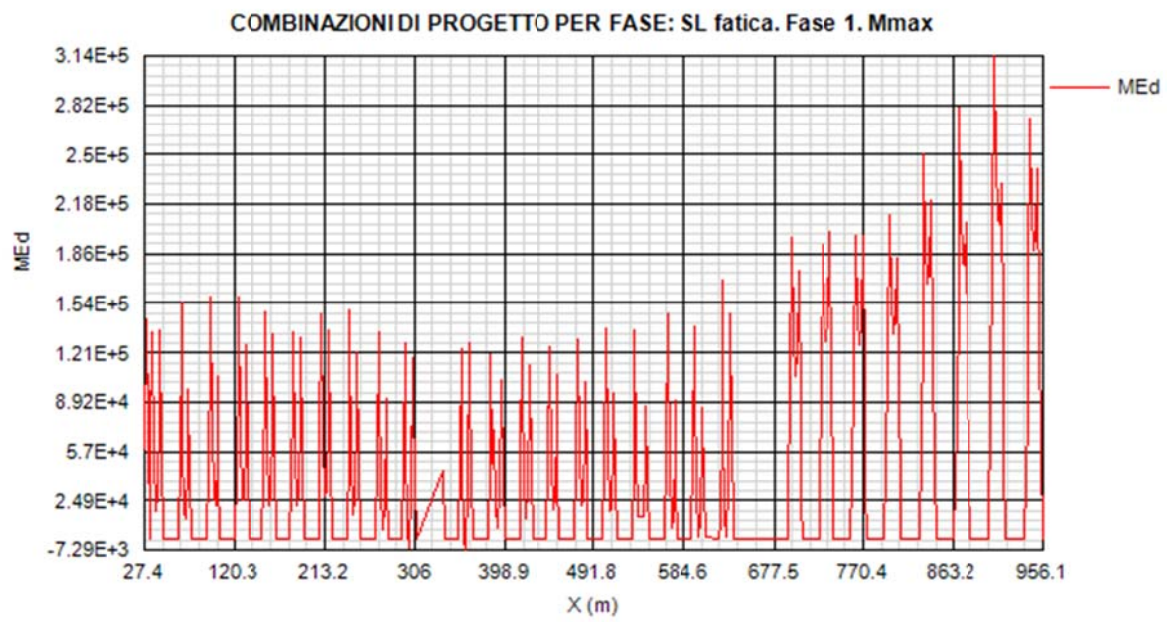


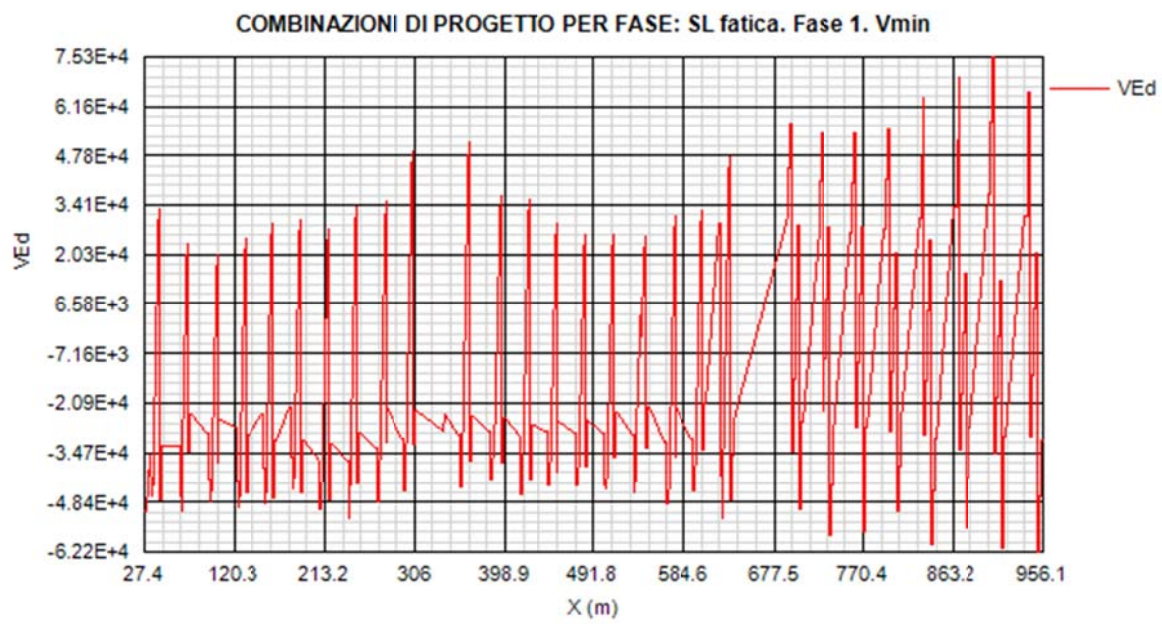
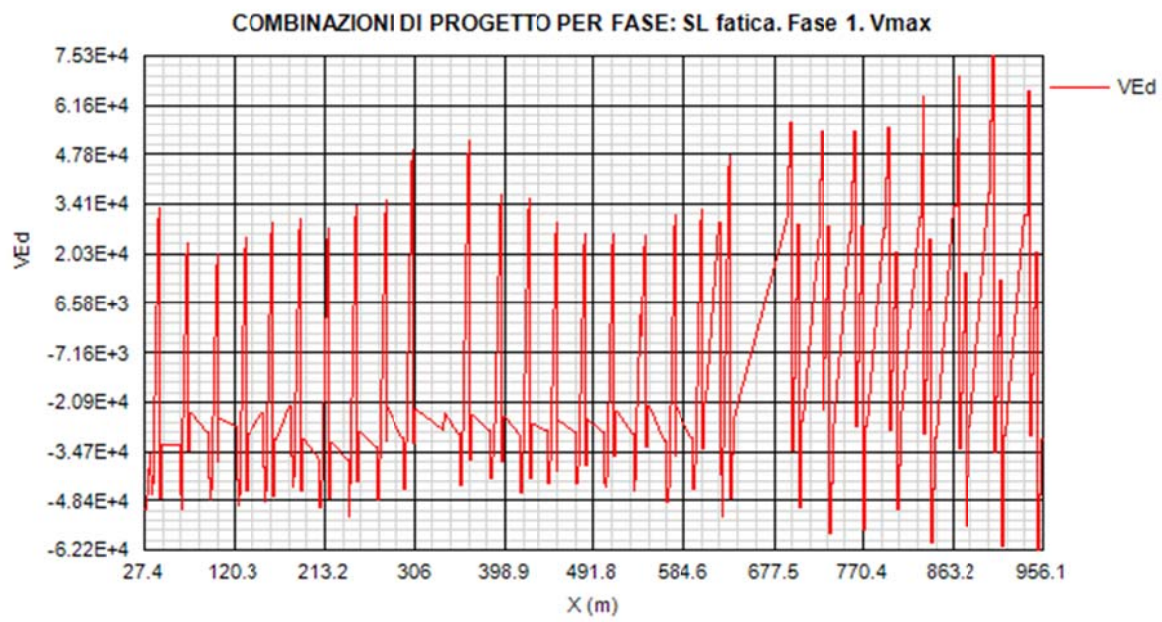


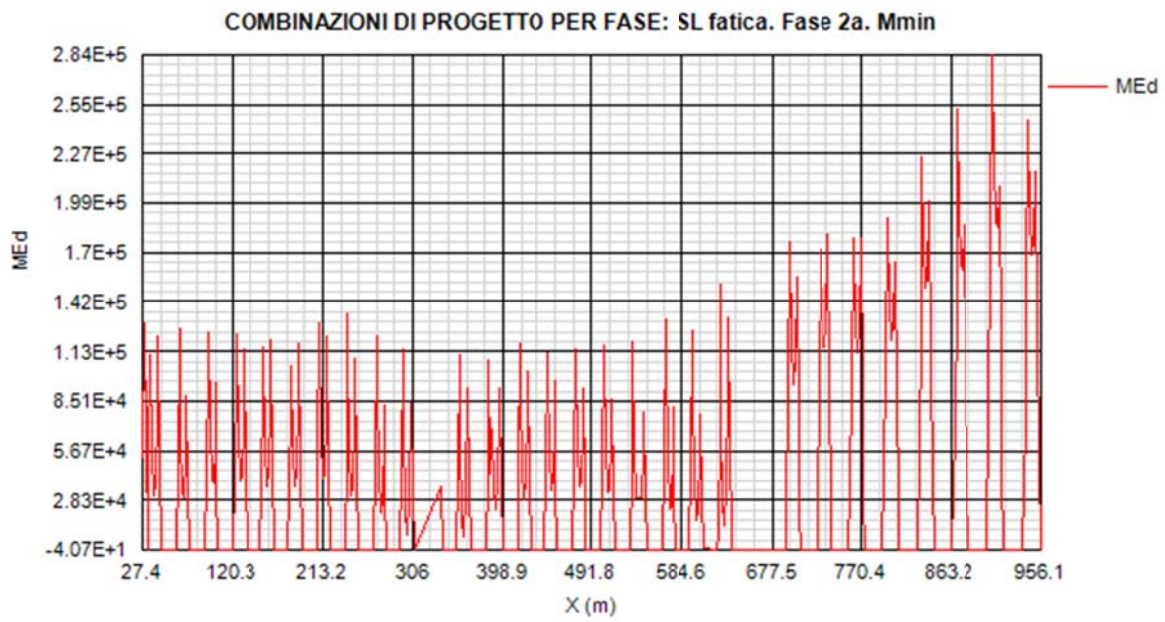
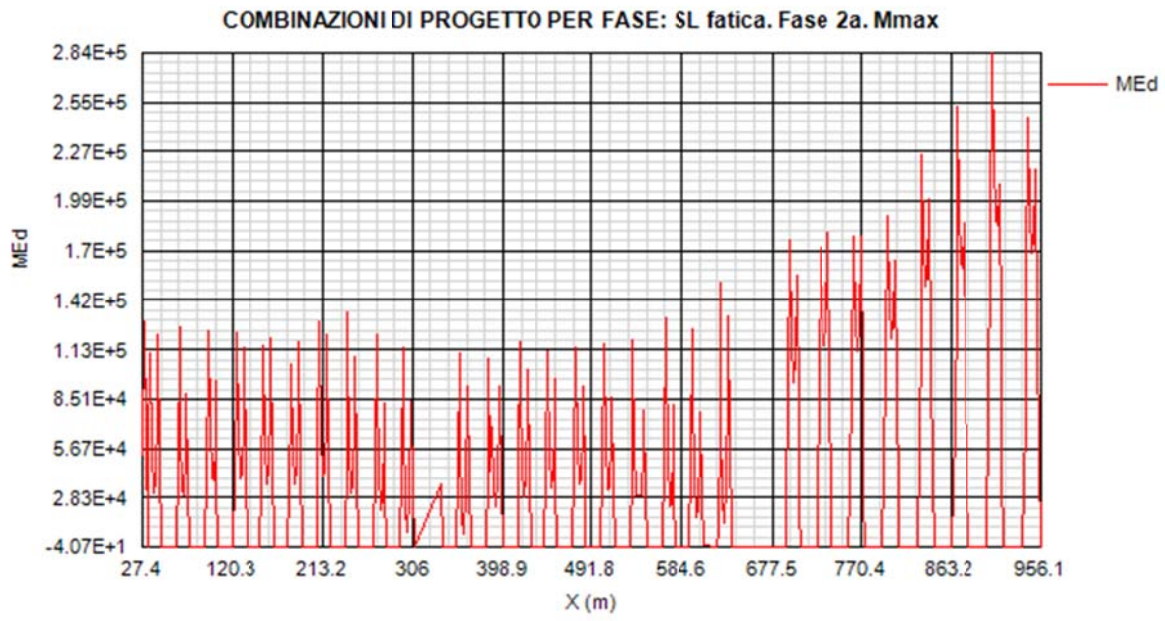


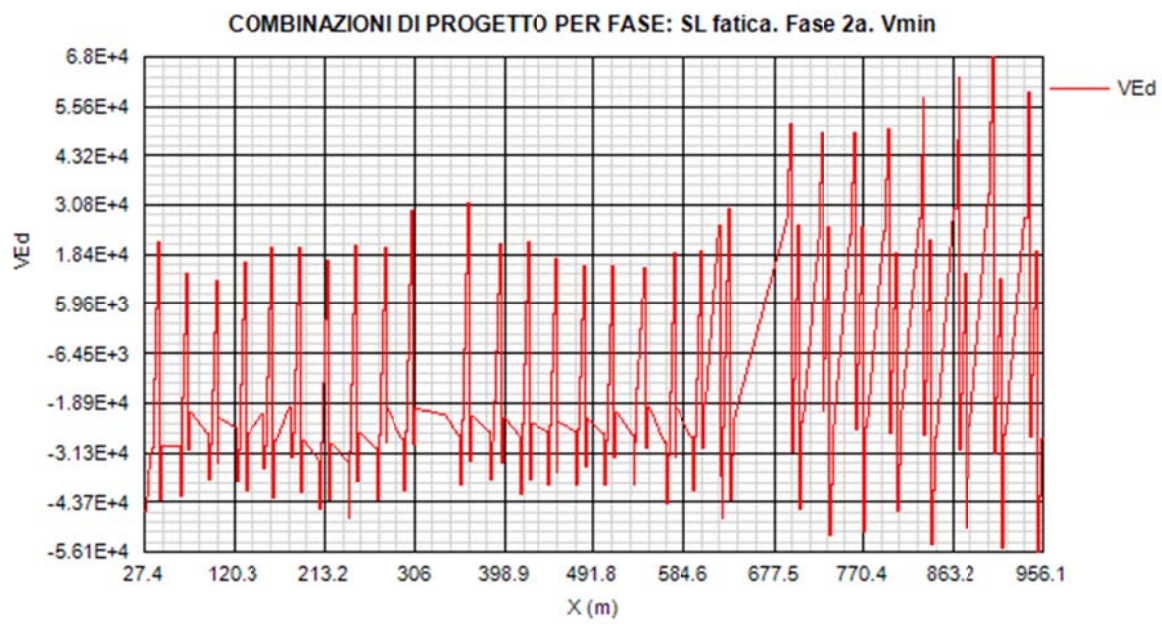
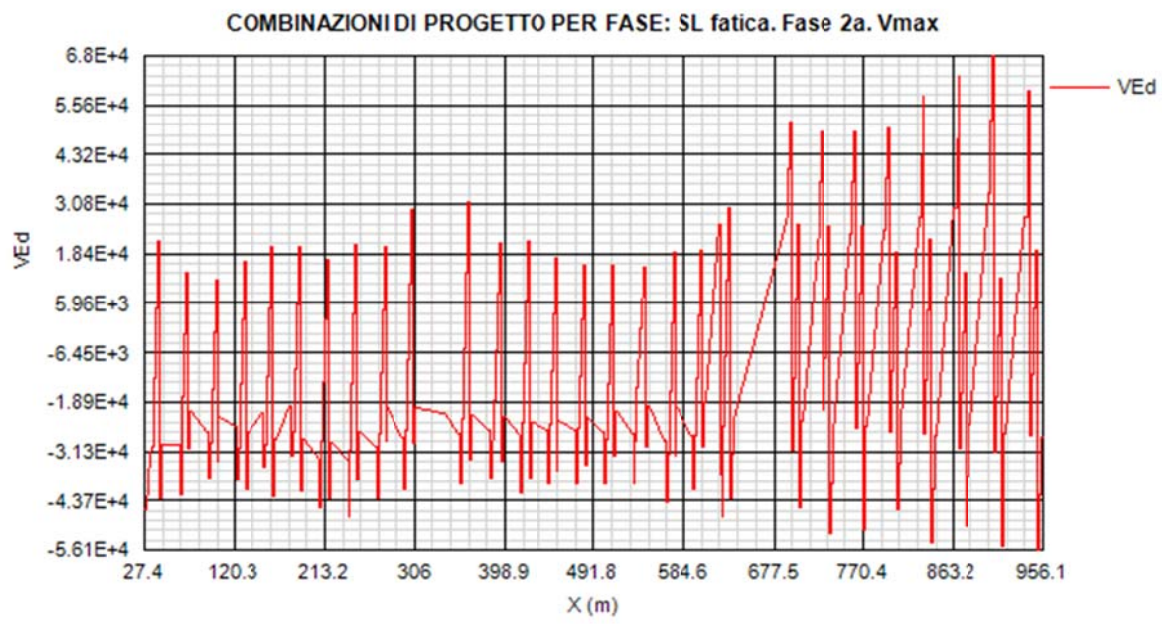


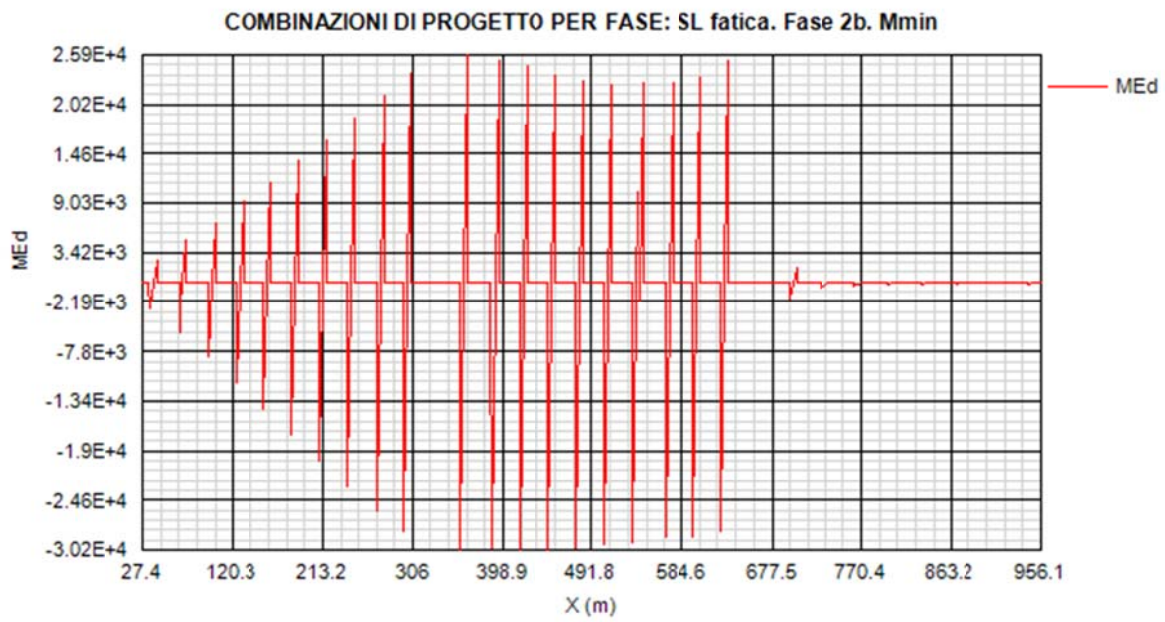
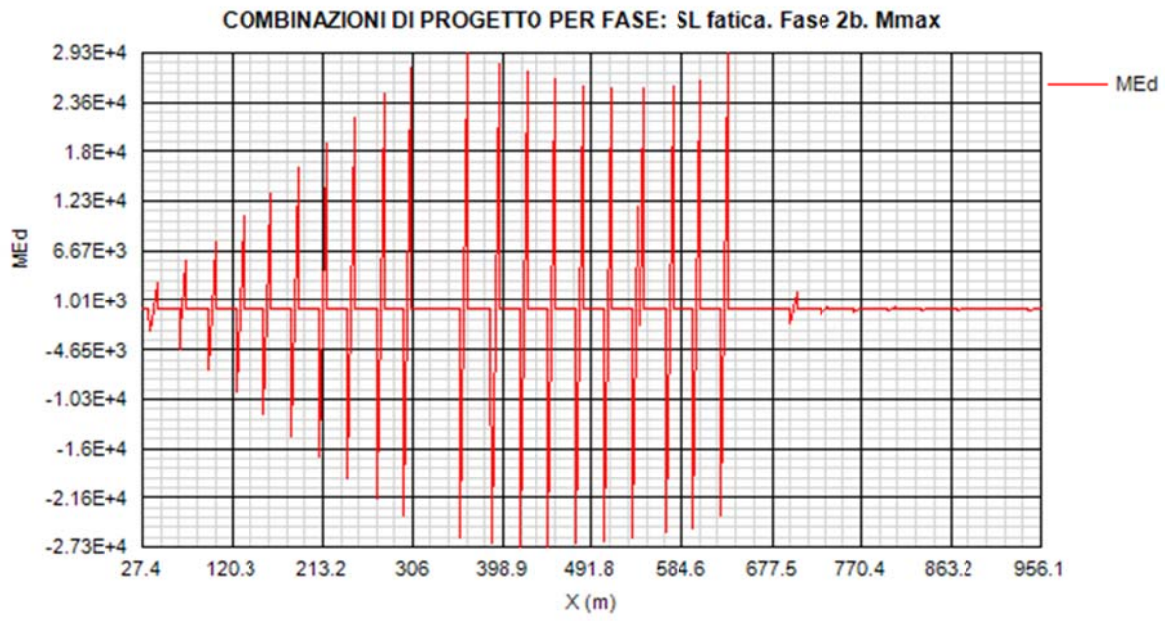


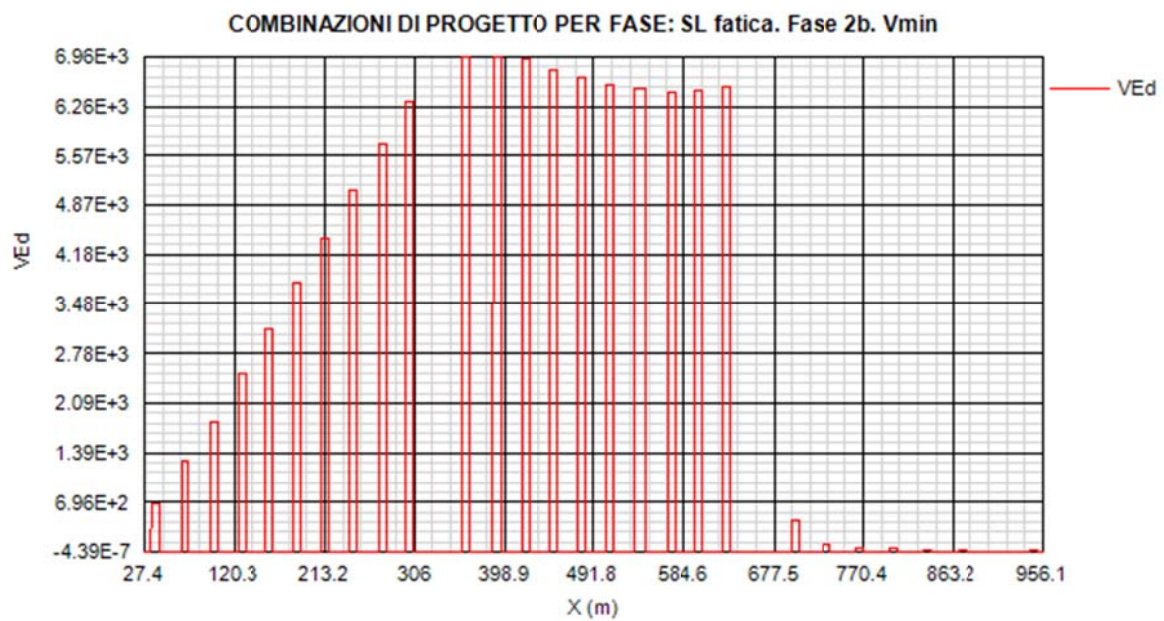
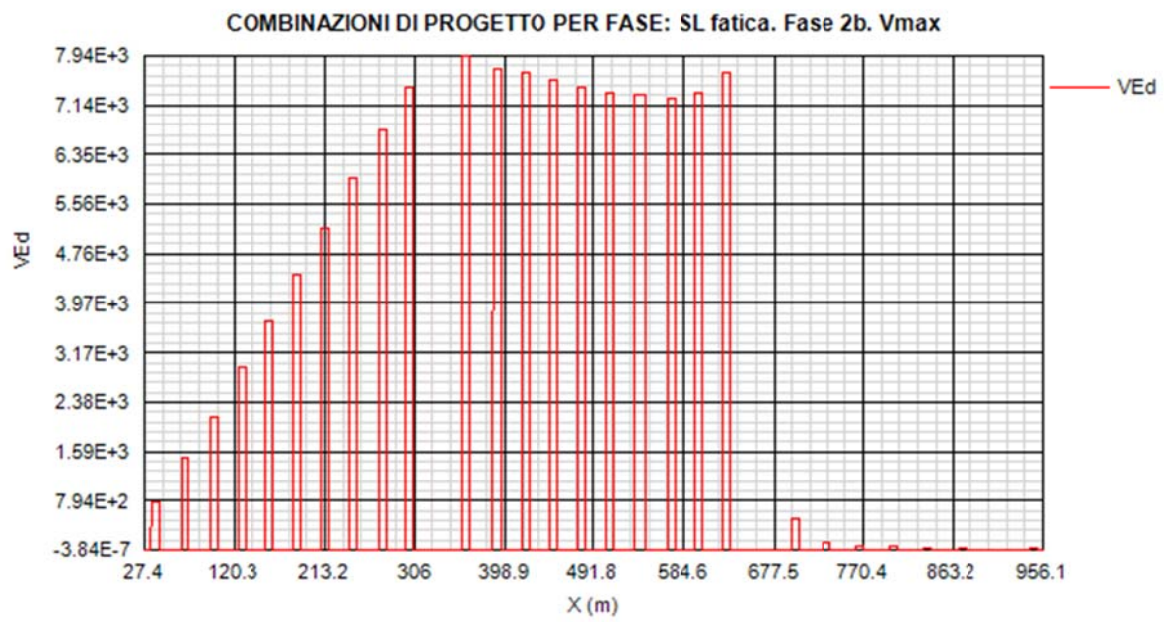


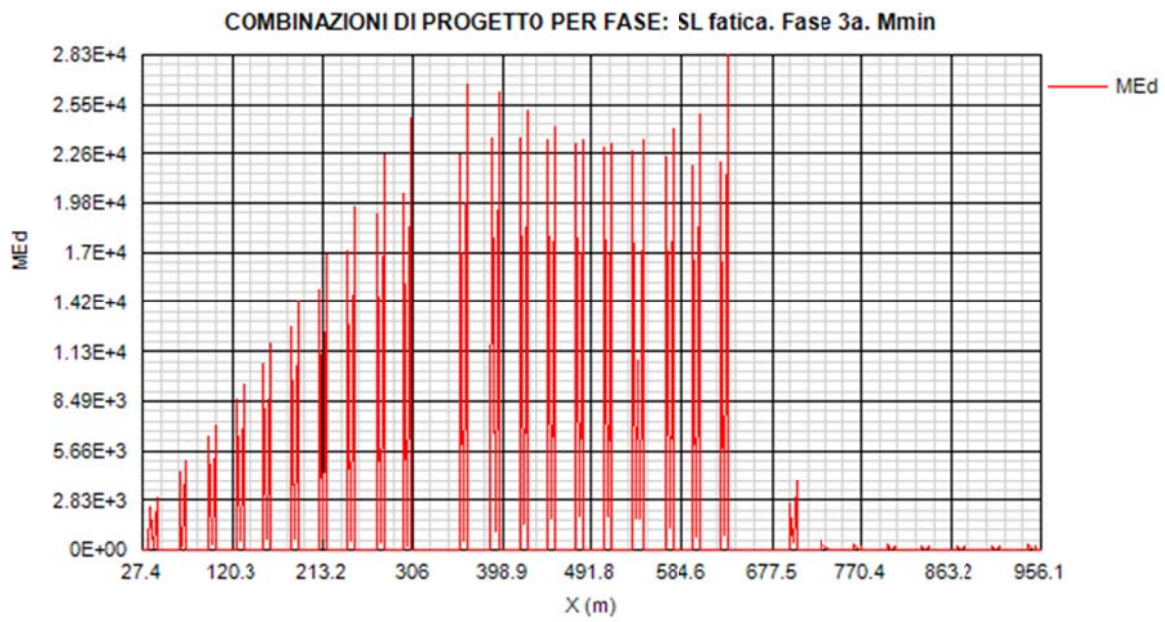
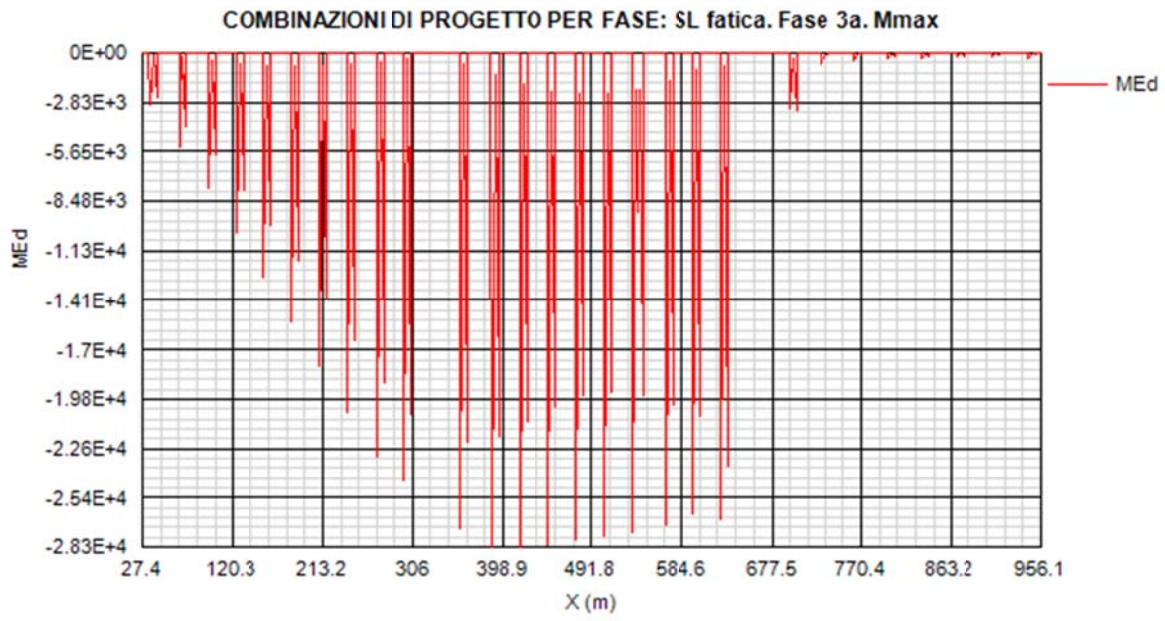


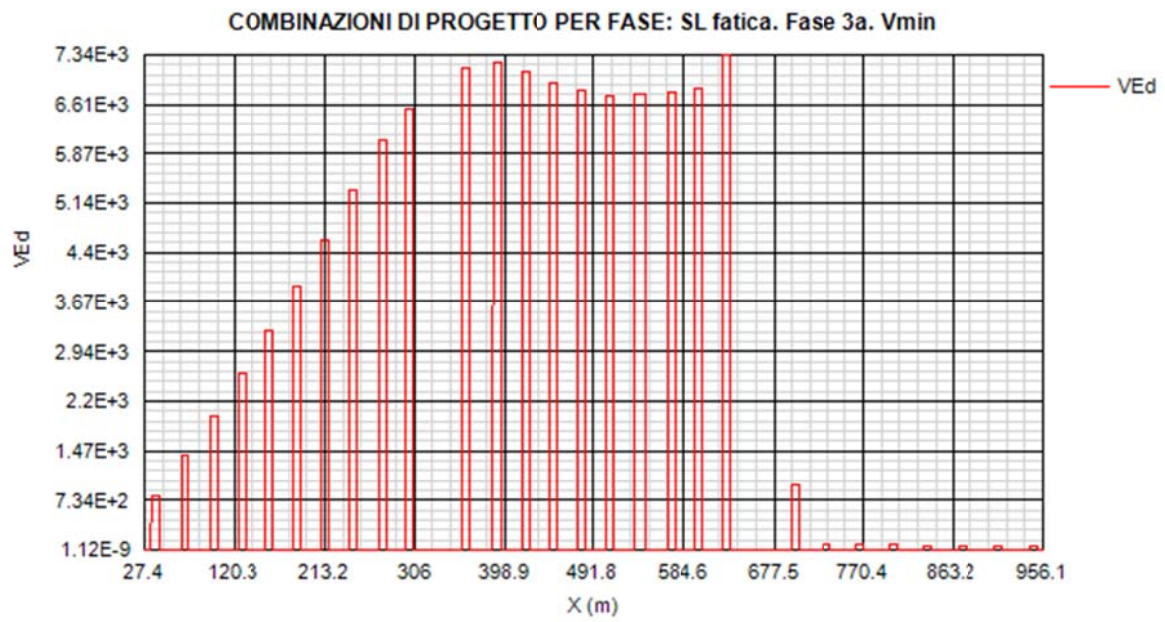
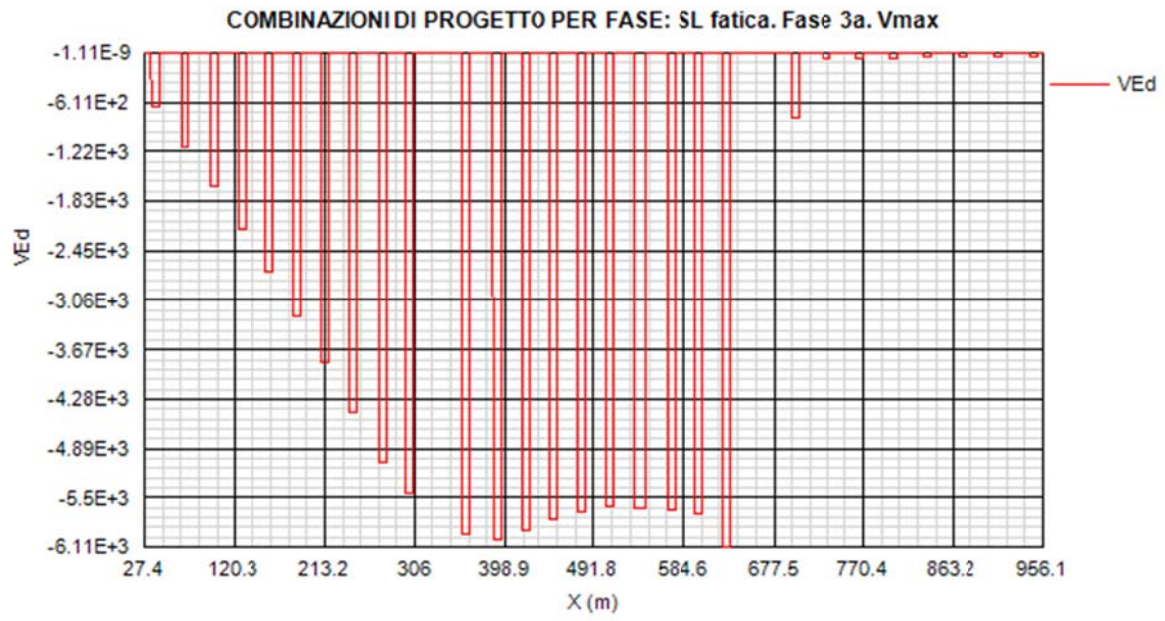


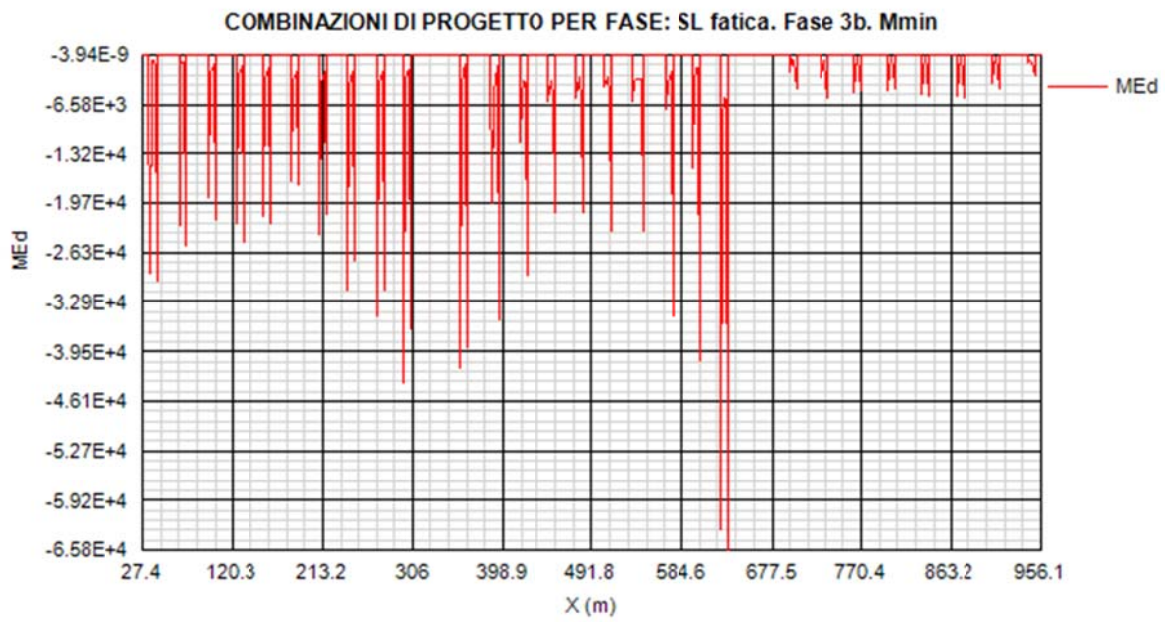
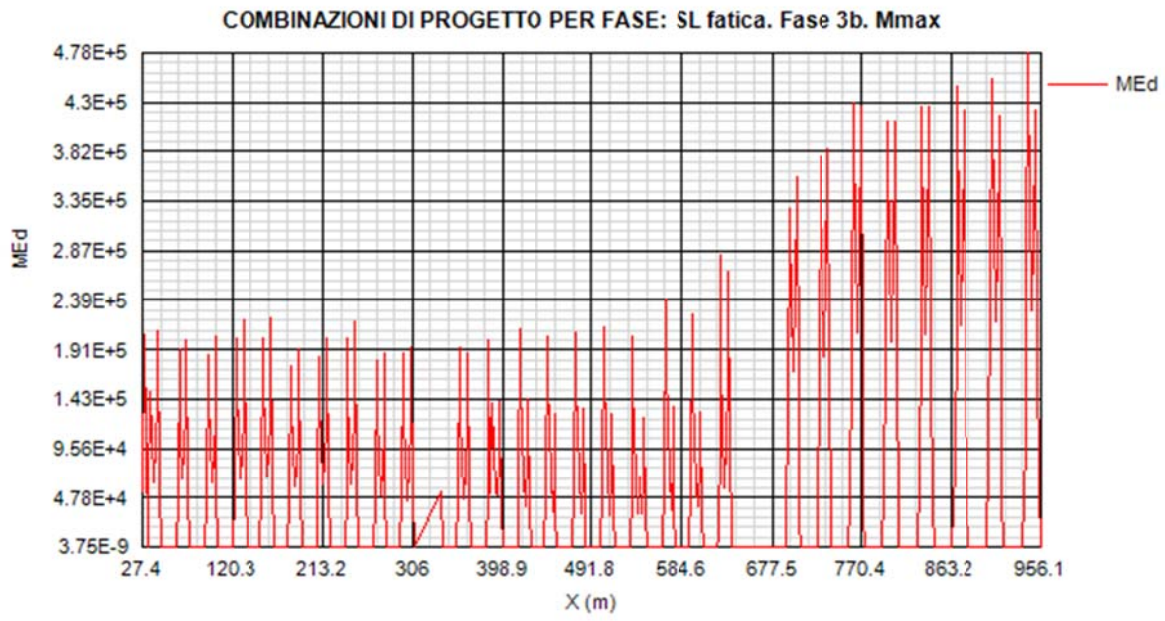


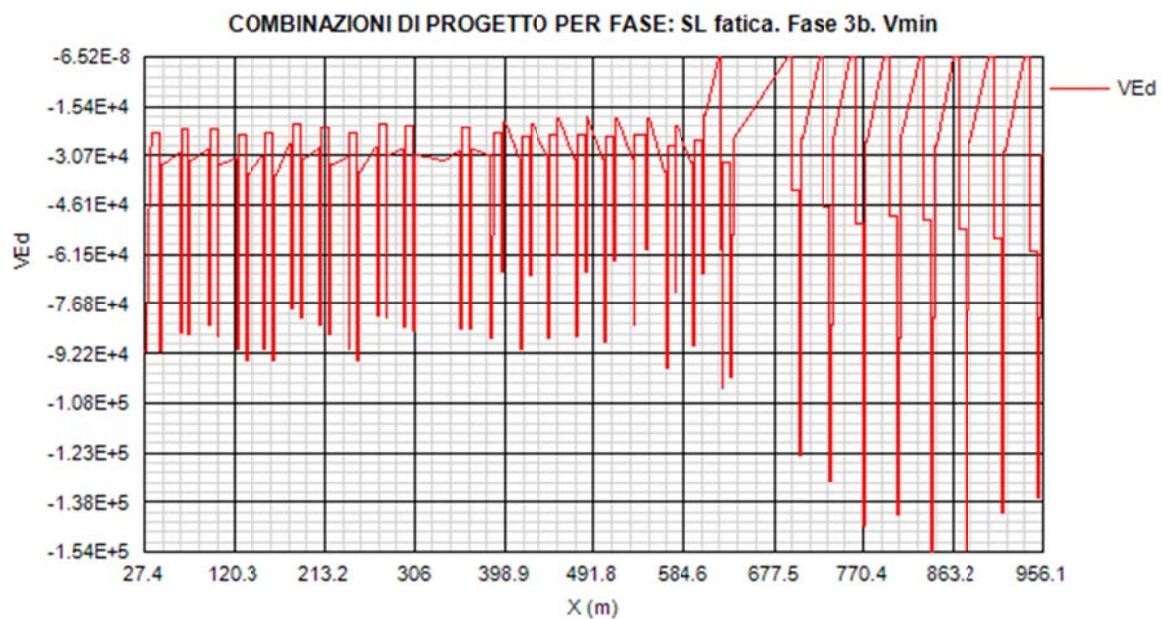
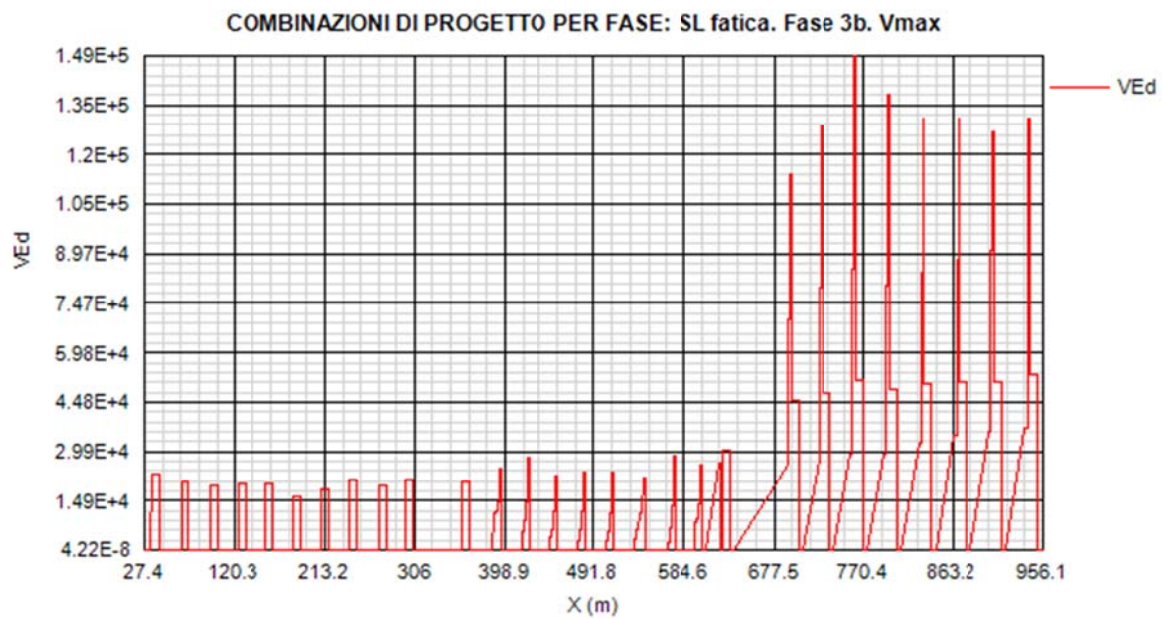












3.2 Analisi dinamica

La massa complessiva del sistema, implementata nell'analisi modale, risulta:

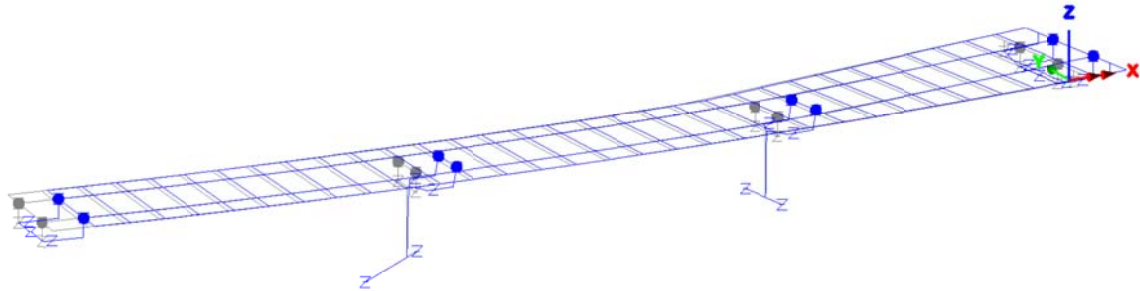
$M_{tot} = 3077000 \text{ kg}$ sovrastruttura + pile + fondazioni (piastre cavalletti)

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi 15 modi, risultando comunque attivato circa l'80% della massa complessiva della struttura.

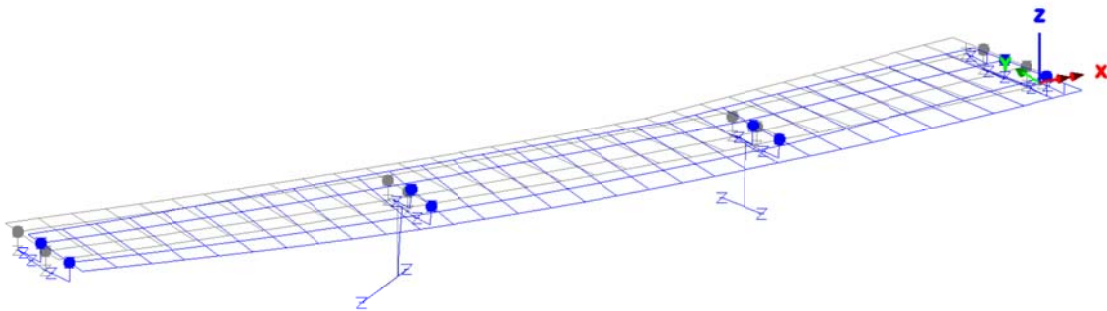
Nelle figure seguenti si riportano i modi principali orizzontali, risp. modo 1 longitudinale e modo 2, trasversale.

Modo 1 (f = 0.576 Hz)

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.428308, -0.854731, 0.293238)
Eigenvalue analysis
Analysis: modale
Loadcase: 96::Loadcase 2, Eigenvalue 1
Results file: model_v5-modale.mys
Eigenvalue: 13.1017
Natural frequency: 0.576081
Error norm: 74.4778E-9
Maximum displacement 0.652562E-3 at node 107
Deformation exaggeration: 7.3961E3

**Modo 2 (f=0.616 Hz)**

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.479046, -0.822288, 0.307176)
Eigenvalue analysis
Analysis: modale
Loadcase: 96::Loadcase 2, Eigenvalue 2
Results file: model_v5-modale.mys
Eigenvalue: 15.0009
Natural frequency: 0.616422
Error norm: 84.8361E-9
Maximum displacement 0.662915E-3 at node 1
Deformation exaggeration: 7.2806E3



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE	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	1569.	0.8000	0.8000	59.47	0.1150E-02	0.1150E-02	-0.1164	0.4407E-08	0.4407E-08
2	53.99	0.9474E-03	0.8010	-1566.	0.7969	0.7981	-4.177	0.5671E-05	0.5676E-05
3	149.7	0.7287E-02	0.8082	-52.47	0.8947E-03	0.7990	4.695	0.7163E-05	0.1284E-04
4	0.4964	0.8008E-07	0.8082	3.945	0.5058E-05	0.7990	-7.589	0.1872E-04	0.3156E-04
5	1.516	0.7466E-06	0.8082	-5.971	0.1159E-04	0.7990	-9.458	0.2907E-04	0.6062E-04
6	-0.2774	0.2501E-07	0.8082	4.926	0.7885E-05	0.7990	-28.64	0.2665E-03	0.3272E-03
7	0.4578	0.6812E-07	0.8082	-4.042	0.5311E-05	0.7990	18.47	0.1109E-03	0.4381E-03
8	0.5939	0.1146E-06	0.8083	-4.407	0.6312E-05	0.7990	13.77	0.6160E-04	0.4997E-03
9	1.388	0.6257E-06	0.8083	0.8615	0.2412E-06	0.7990	118.2	0.4540E-02	0.5039E-02
10	-0.9372	0.2855E-06	0.8083	6.993	0.1589E-04	0.7990	6.146	0.1228E-04	0.5052E-02
11	1.496	0.7271E-06	0.8083	-6.227	0.1260E-04	0.7990	-24.11	0.1890E-03	0.5241E-02
12	0.7970E-01	0.2064E-08	0.8083	9.134	0.2711E-04	0.7991	0.5875E-01	0.1122E-08	0.5241E-02
13	0.3214	0.3358E-07	0.8083	0.4554	0.6741E-07	0.7991	24.85	0.2007E-03	0.5441E-02
14	-2.057	0.1374E-05	0.8083	18.80	0.1149E-03	0.7992	33.53	0.3654E-03	0.5807E-02
15	0.1886	0.1156E-07	0.8083	-3.840	0.4792E-05	0.7992	-1.424	0.6589E-06	0.5807E-02

TOTAL MASS ACTING IN X DIRECTION = 0.307705E+07 KG

TOTAL MASS ACTING IN Y DIRECTION = 0.307705E+07 KG

TOTAL MASS ACTING IN Z DIRECTION = 0.307705E+07 KG

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

I risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione.

4. Verifica impalcato metallico

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

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

4.1 Verifica travi longitudinali

Si espongono i risultati relativi alla trave di sinistra, posta in condizioni leggermente più sfavorevoli.

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

Si noti che i diagrammi sono riportati assumendo come origine delle ascisse la spalla B. Pertanto, da sinistra verso destra verranno esposti i valori relativi alla campata 3, 2 ed 1.

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

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

max η assoluto

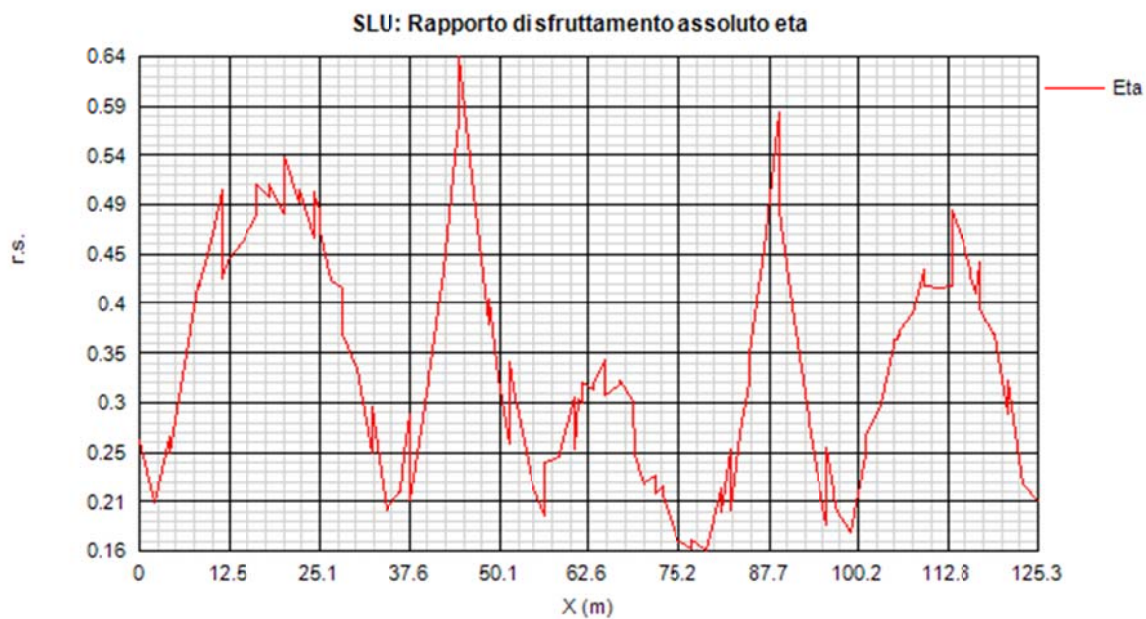
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

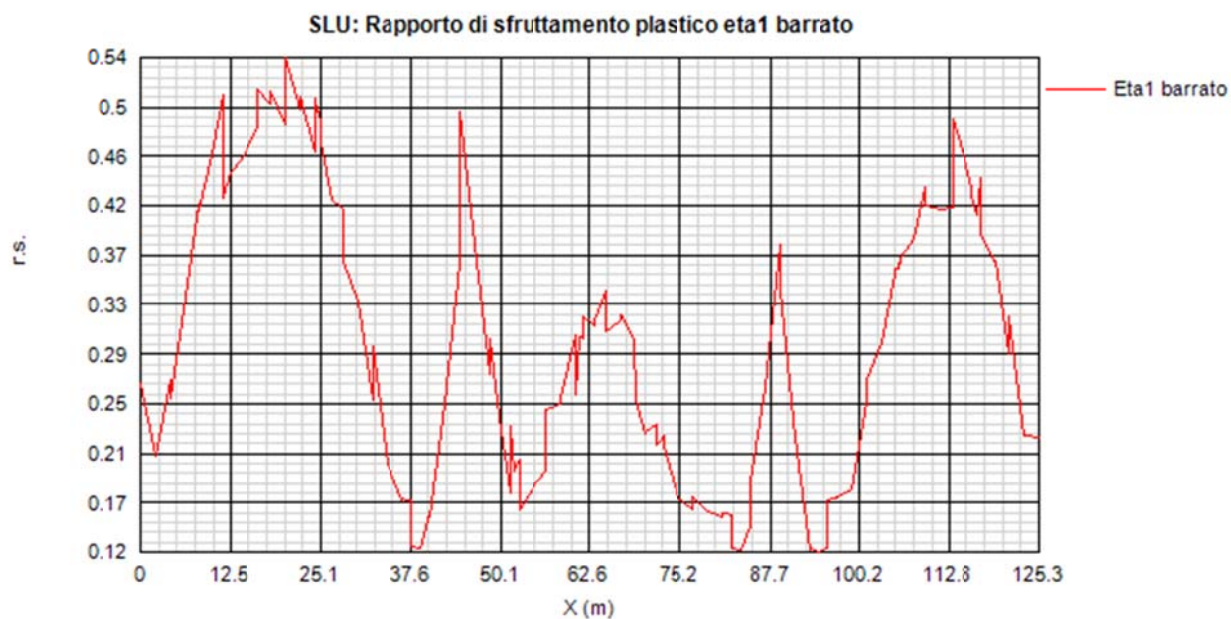
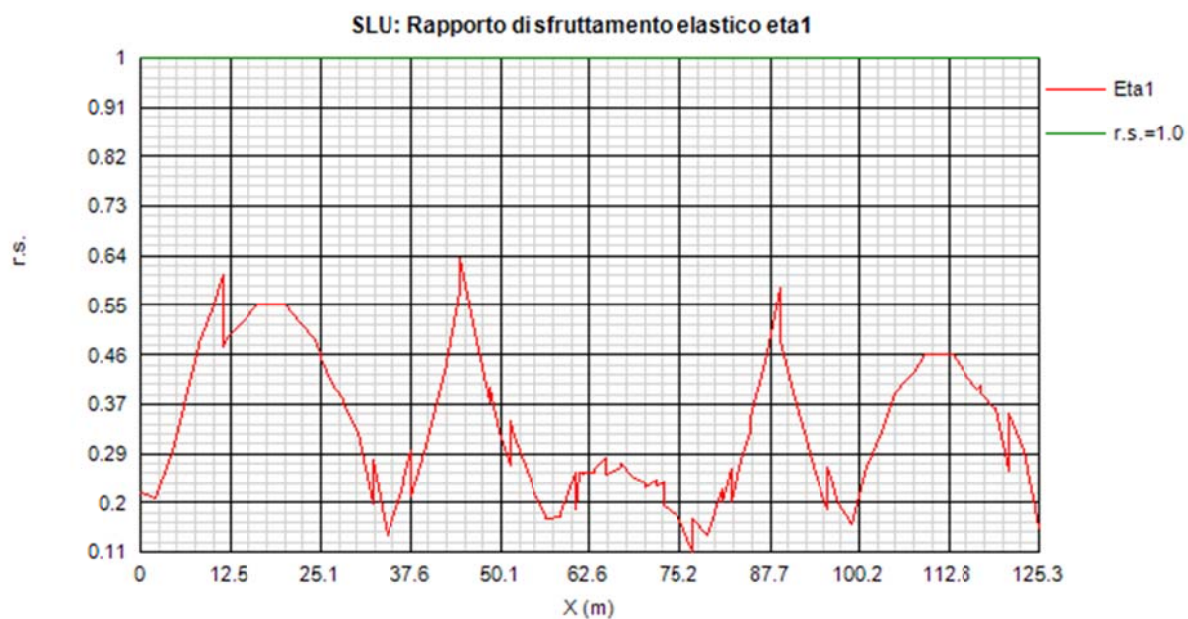
max η_1 / η_{pl}

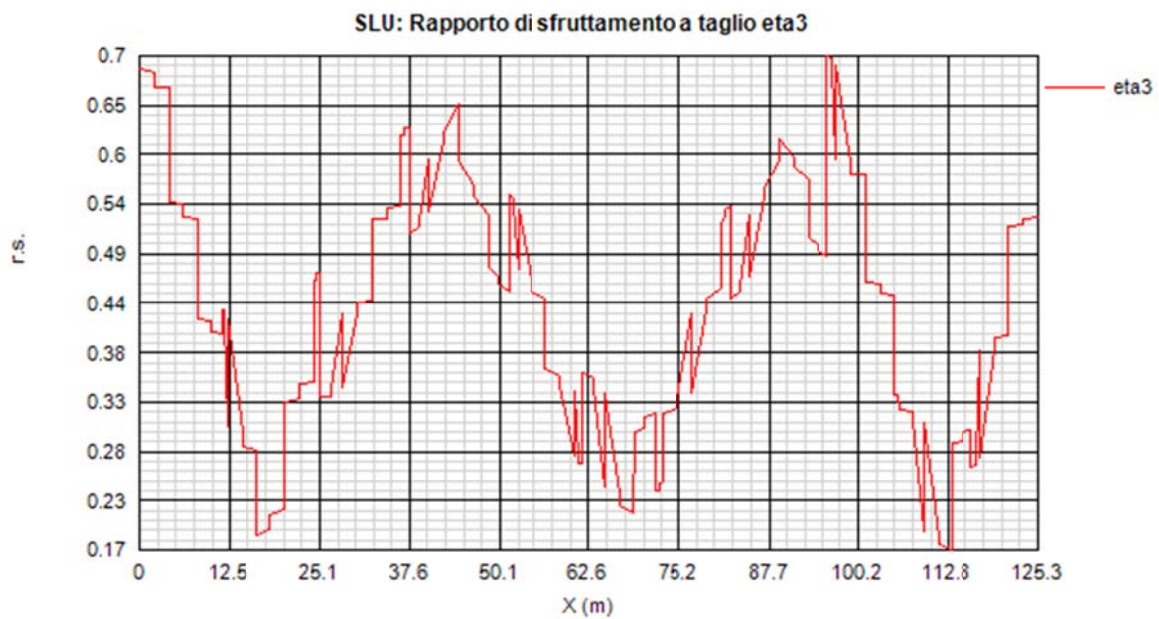
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{pl} = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento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

max η_3

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



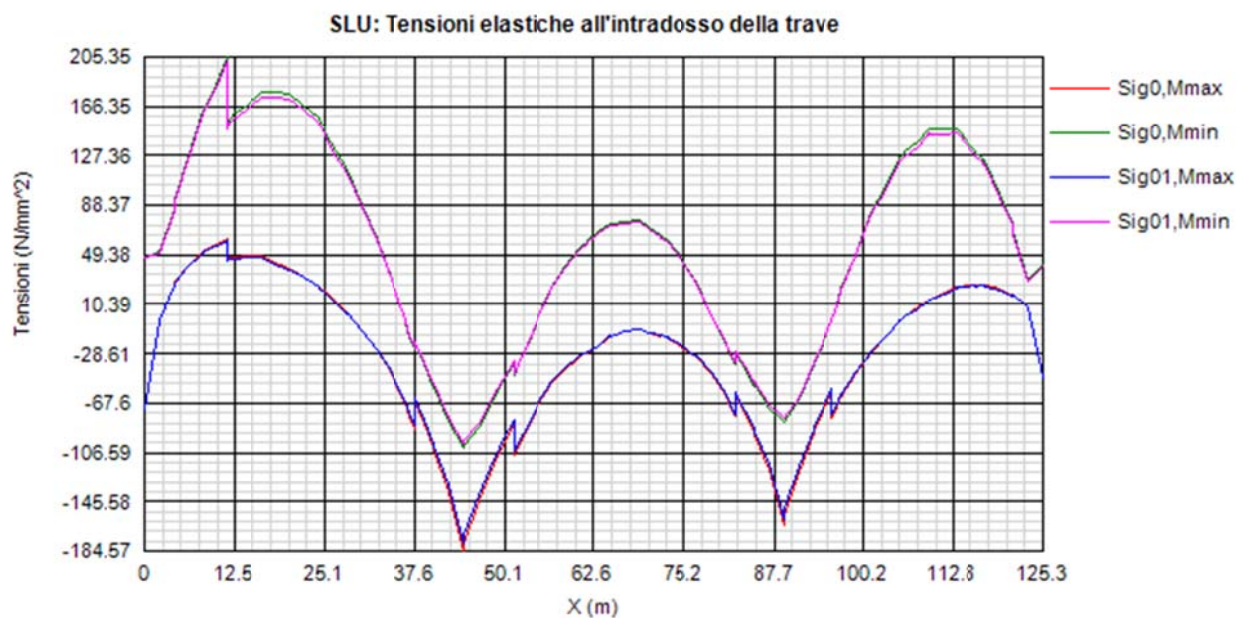


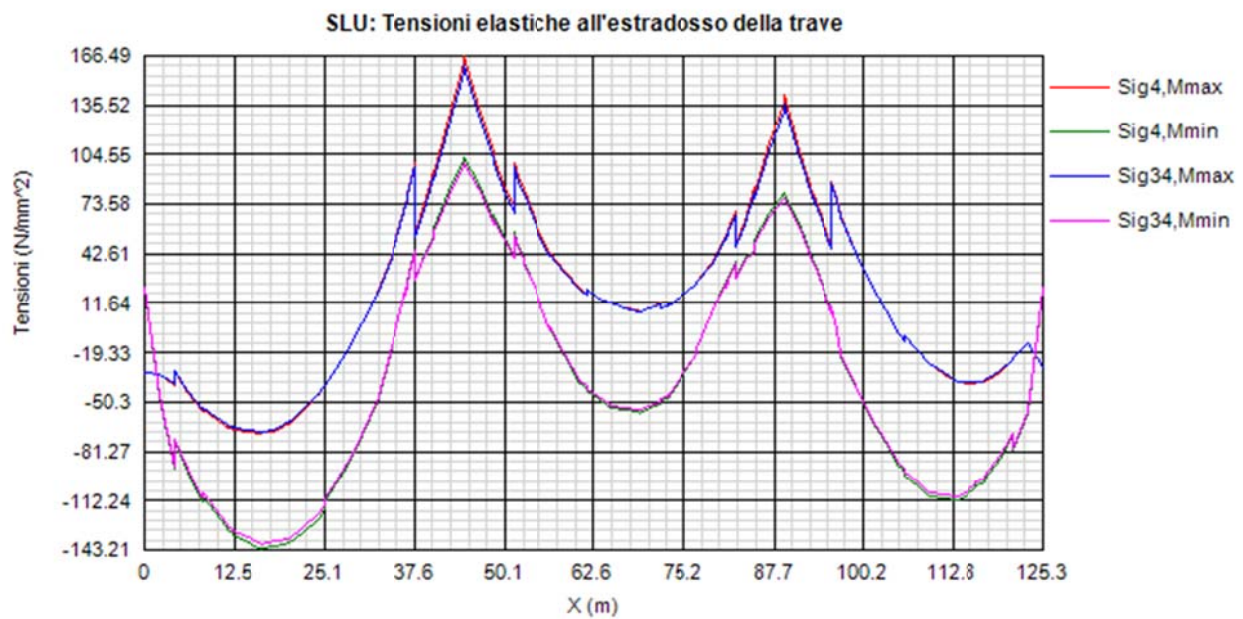


Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

Le sezioni lavorano tutte entro lo S.L. elastico.

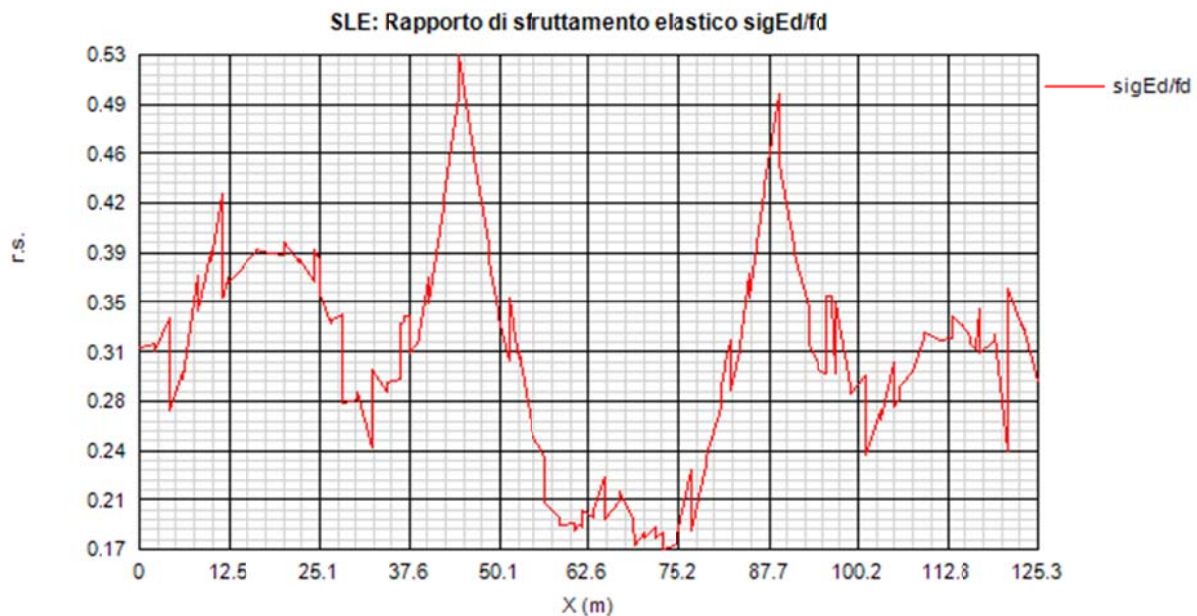
Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).





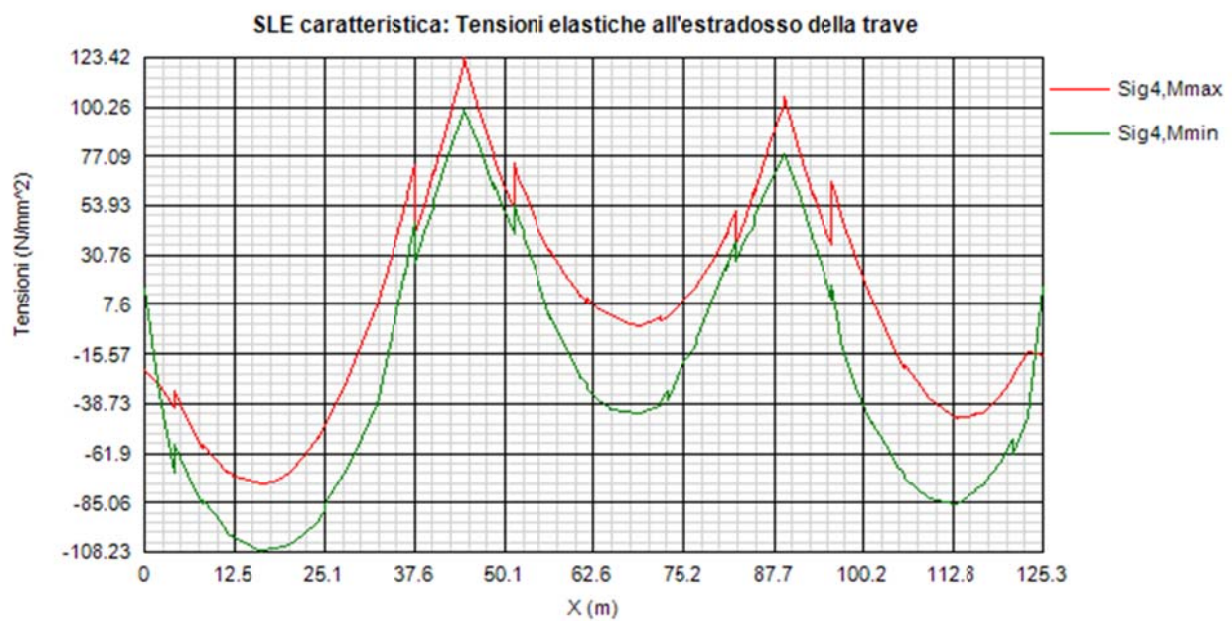
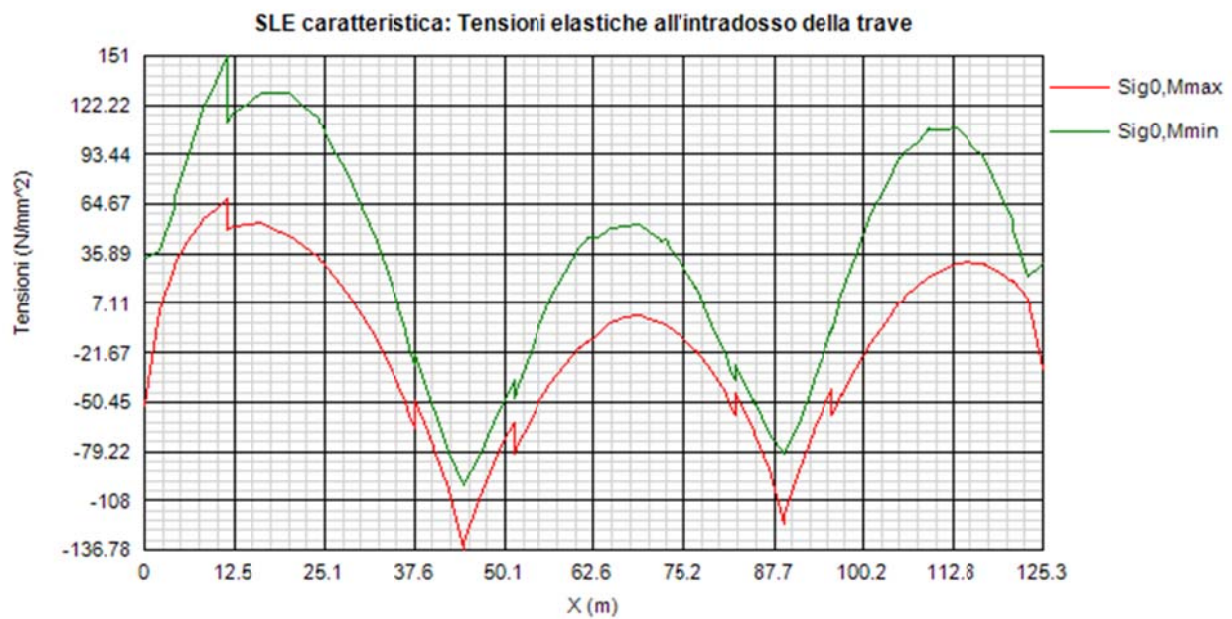
4.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

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



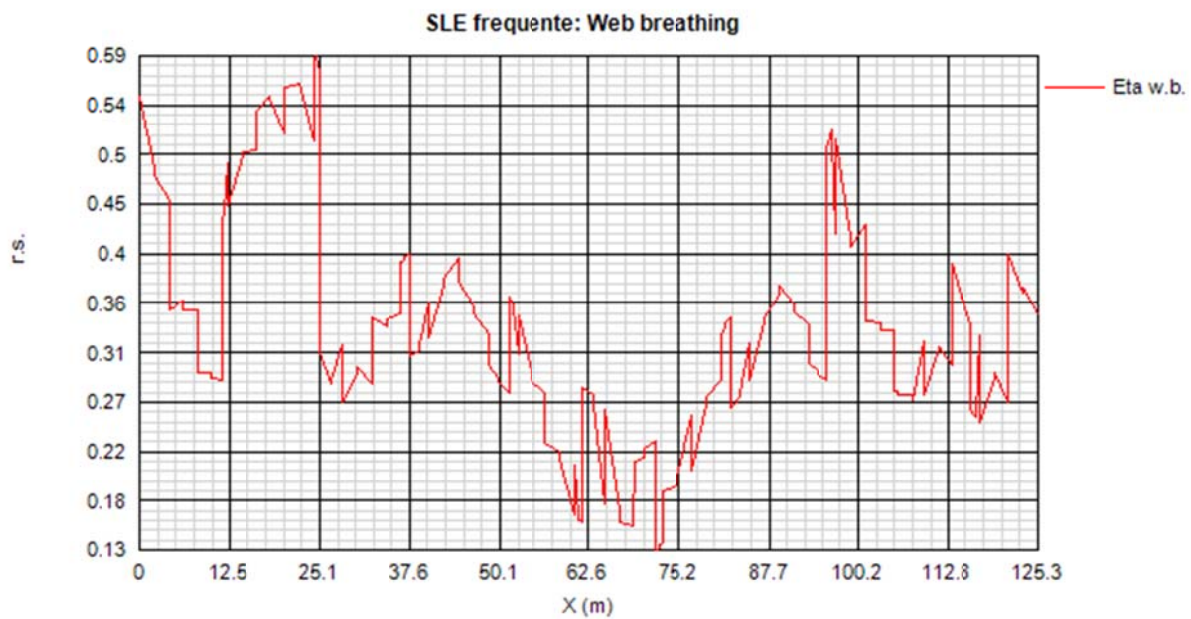
Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

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



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

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



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

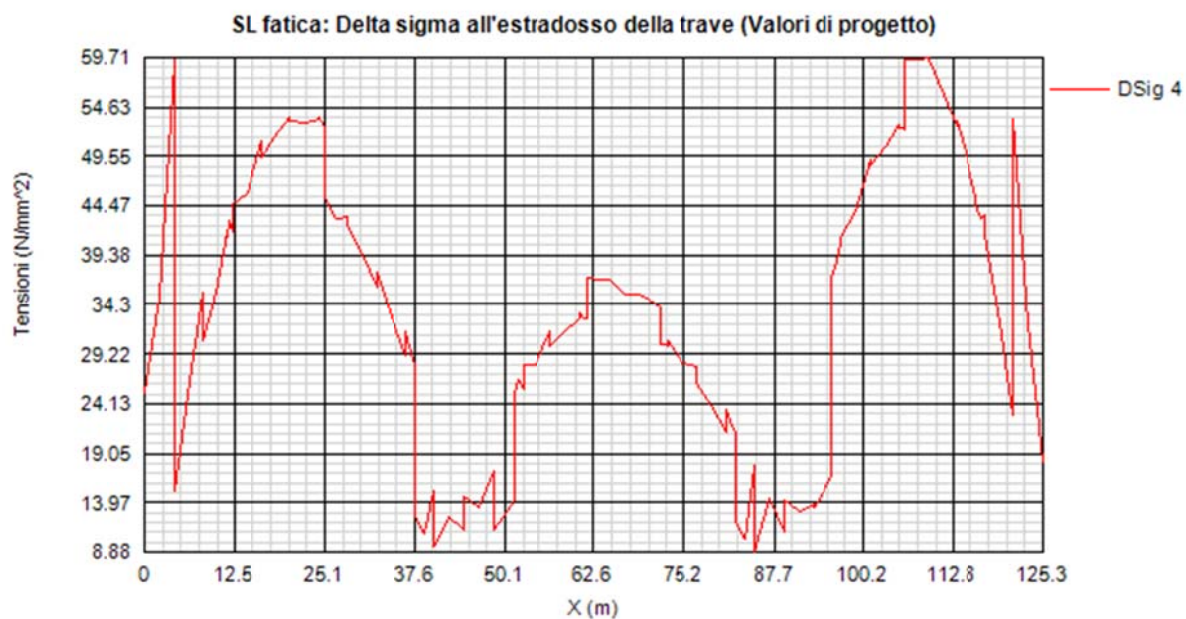
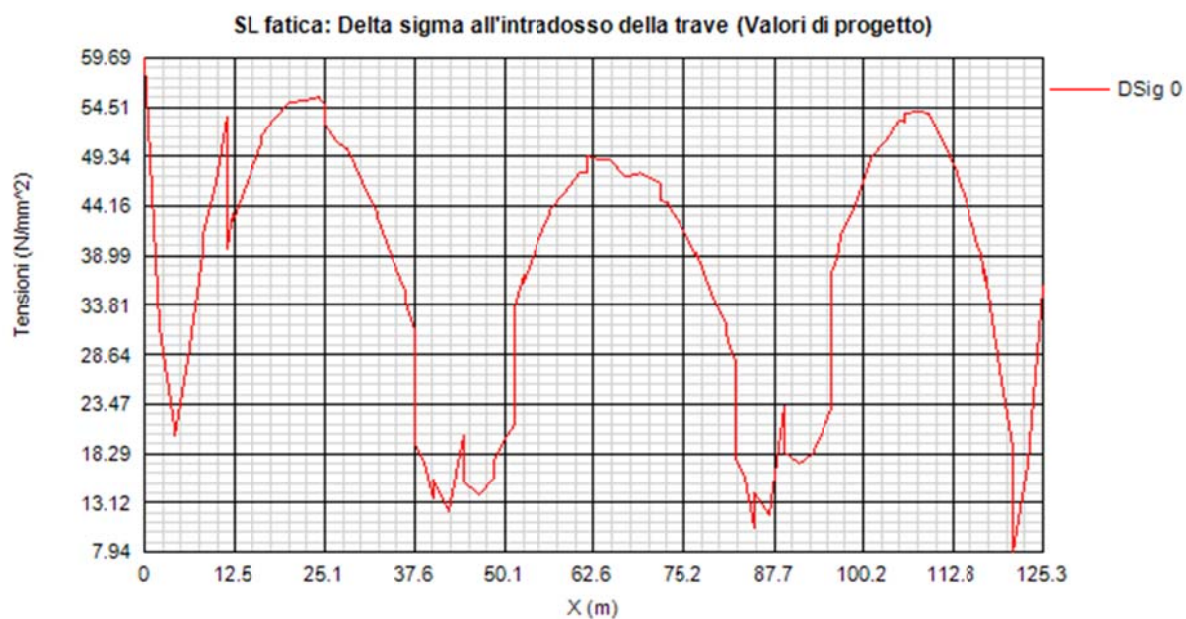
Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

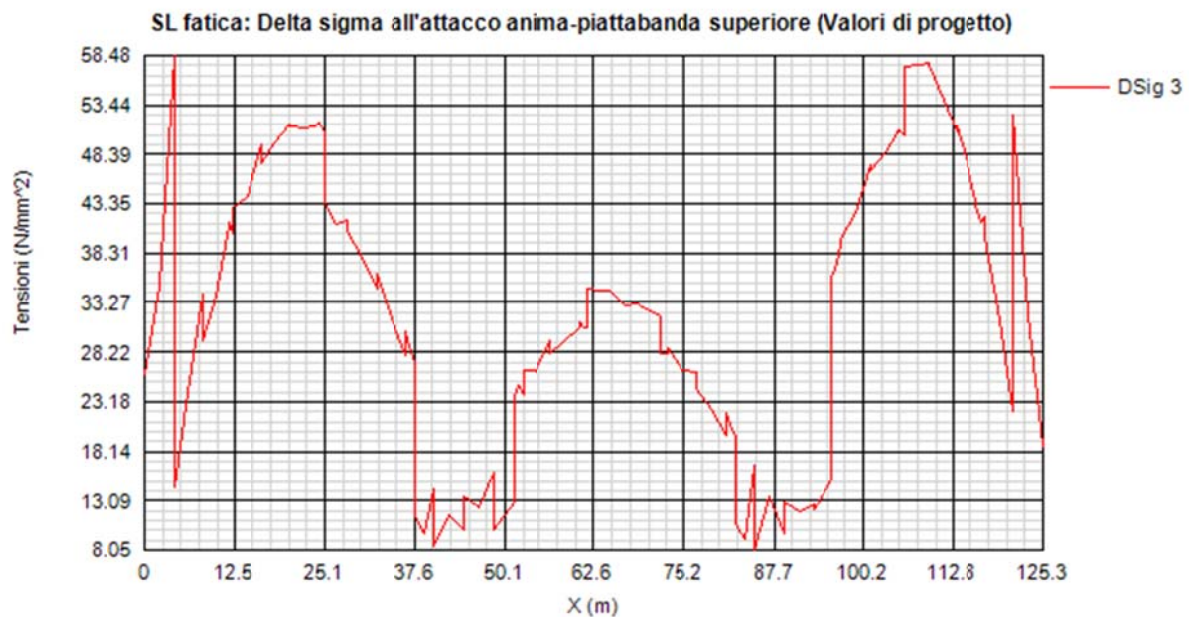
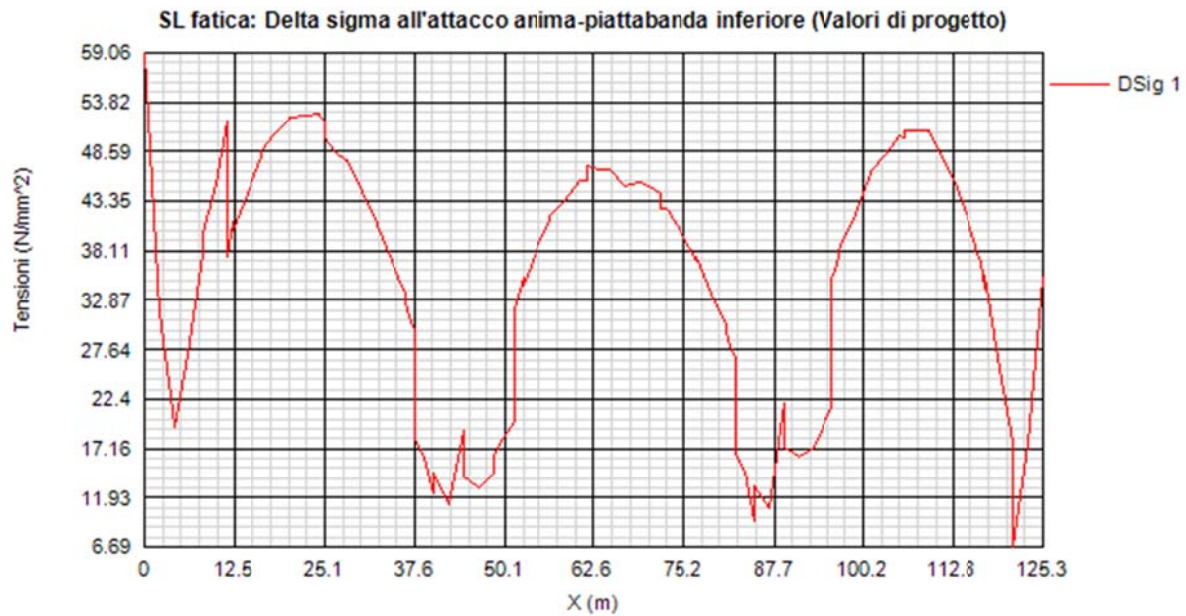
Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/6(*)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

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

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

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





I $\Delta\sigma$ di progetto appaiono tutti soddisfacentemente limitati, soprattutto se confrontati con il parametro più penalizzante:

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

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 190 mm.

5 pioli / 200 mm (25 pioli/m) per i conci "A", "D1" e "D2"

4 pioli / 200 mm (20 pioli/m) per i conci "B", "C", "E1", "E2", "F1", "F2"

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

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

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 $> 40 \text{ mm}$.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

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

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

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

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

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

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

(**) per tutte le piattabande

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

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

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

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

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

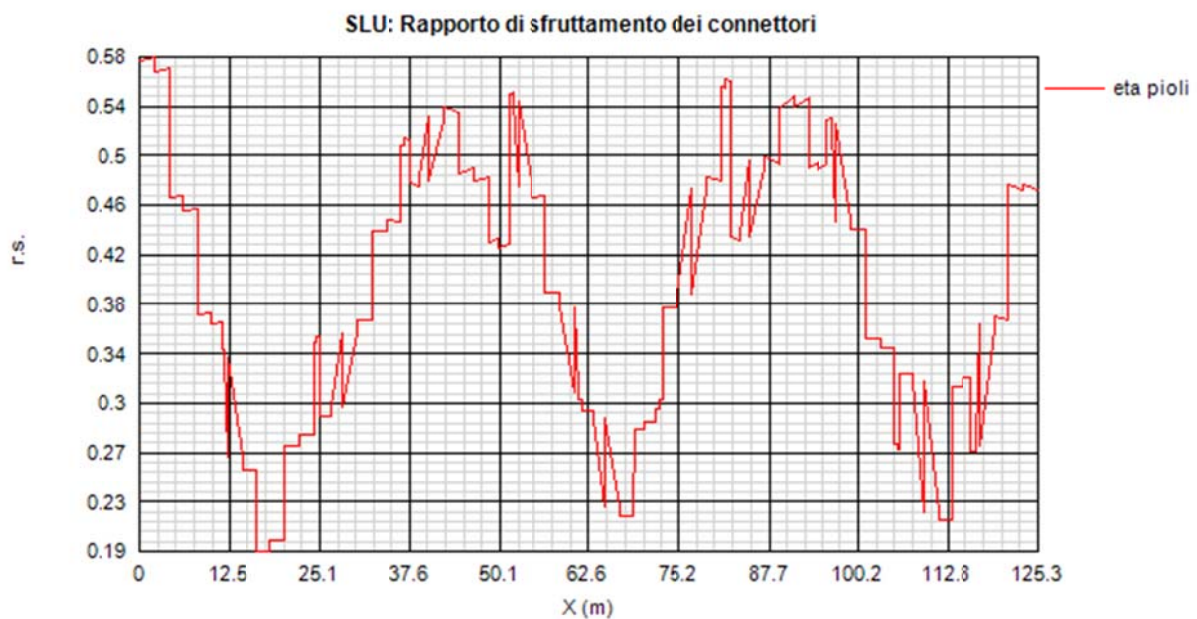
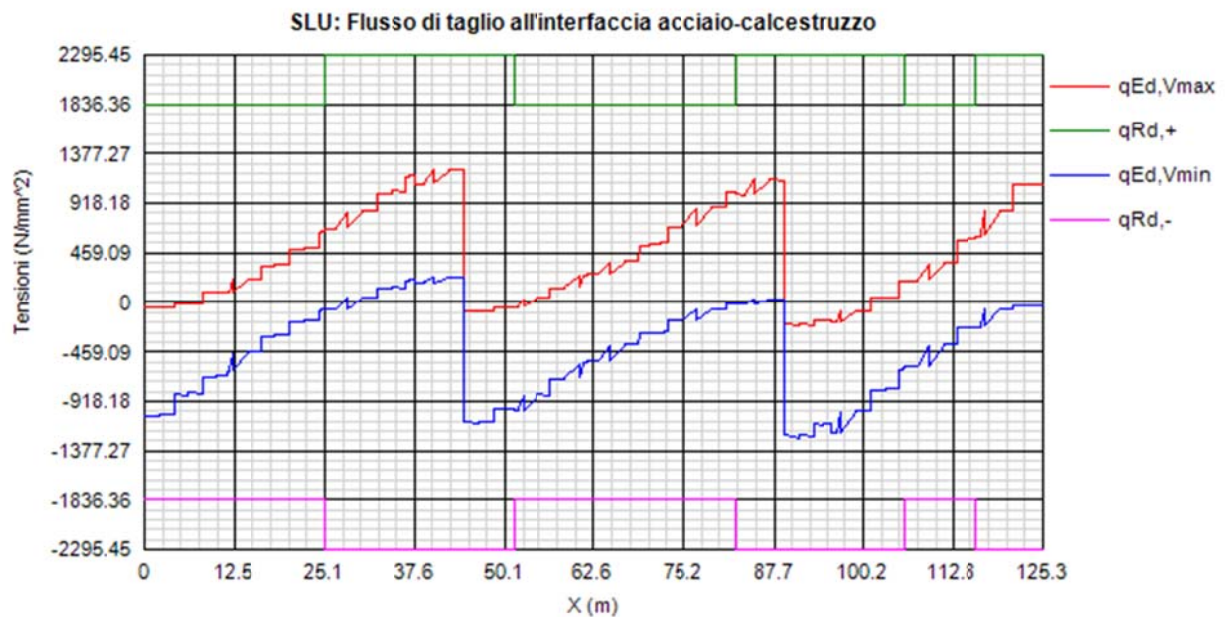
4.1.5.2 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

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

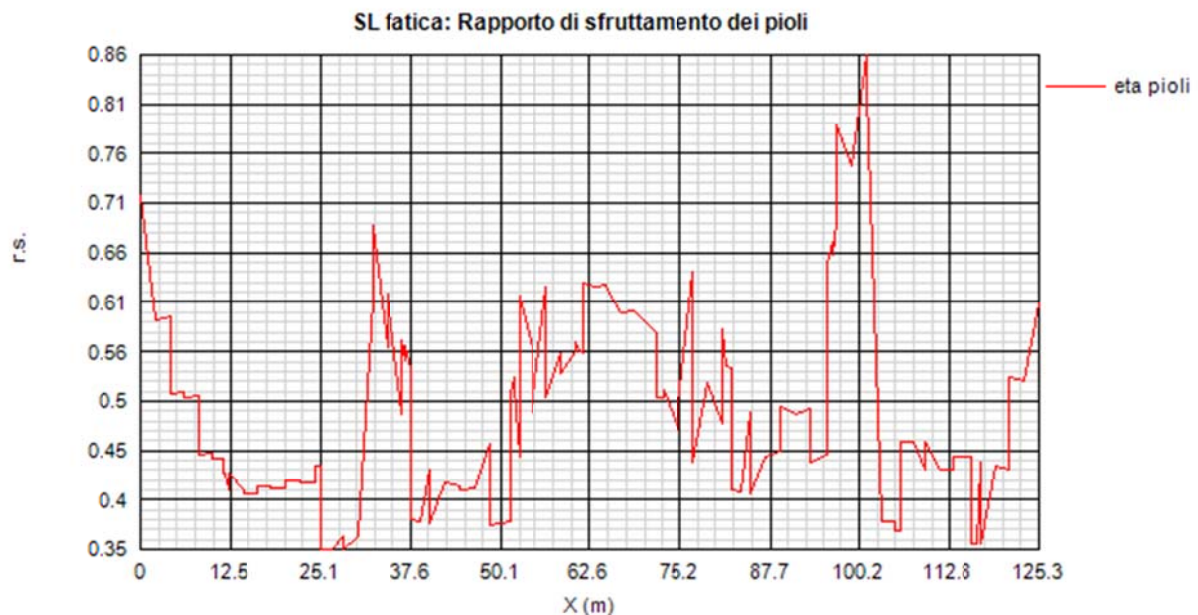
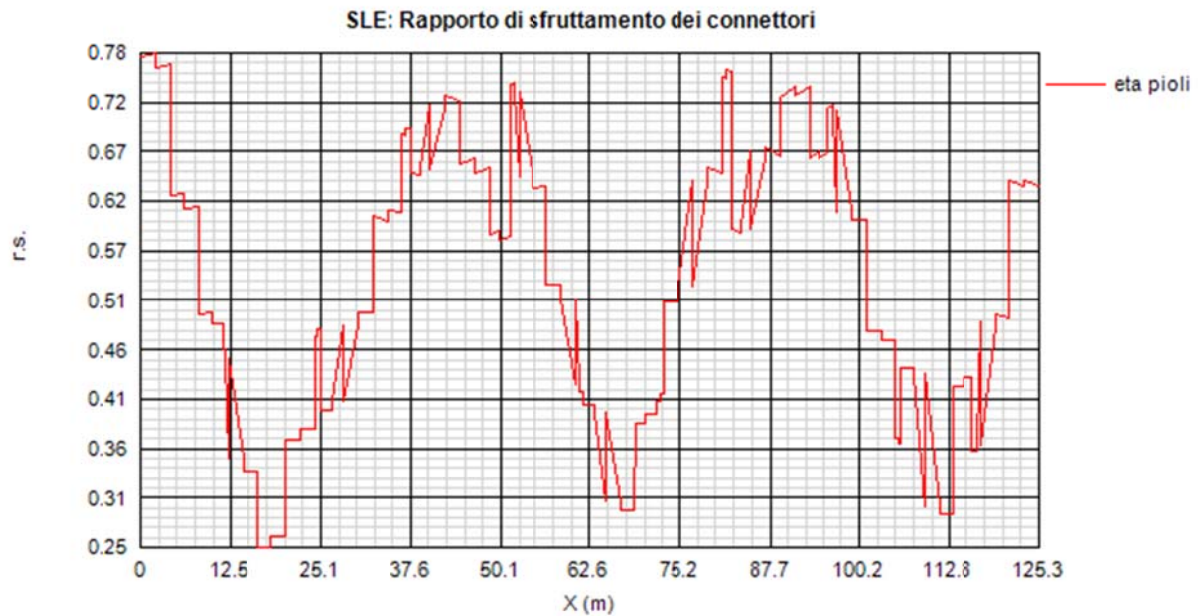
Per semplicità, è stata considerata una singola tipologia di piolatura di verifica, coincidente con quella presente nella sezione corrente (5 pioli / 200 mm).

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.



Come si può notare, il rapporto di sfruttamento S.L.U. appare soddisfacentemente limitato, con particolare riferimento alle zone centrali della trave, ove le membrature attingono alle risorse plastiche. La specifica verifica delle piolature in zona plastica, da effettuarsi a rigore con i criteri indicati in premessa della relazione, può ritenersi automaticamente soddisfatta.



4.2 Verifica traversi

Si effettua, mediante i medesimi criteri espositivi e di calcolo, la verifica dei traversi intermedi, verifiche qui presentate in forma grafica, considerando tutti i traversi intermedi, idealmente rapportati ad una ascissa

avente origine nell'estremità destra del traverso 1, lato spalla B, e termine nell'estremità sinistra dell'ultimo traverso.

Si sottolinea che tali verifiche devono essere intese ai soli fini di un corretto predimensionamento, da rapportarsi pertanto all'attuale fase progettuale. Non sono stati infatti considerate le effettive condizioni di carico mobile massimizzanti/minimizzanti il quadro tensionale locale, ma le medesime condizioni impiegate per la verifica globale dell'impalcato. I coefficienti di sicurezza presentati di seguito, pertanto, sono da ritenersi una buona stima, per difetto, del reale comportamento.

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

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

max η assoluto

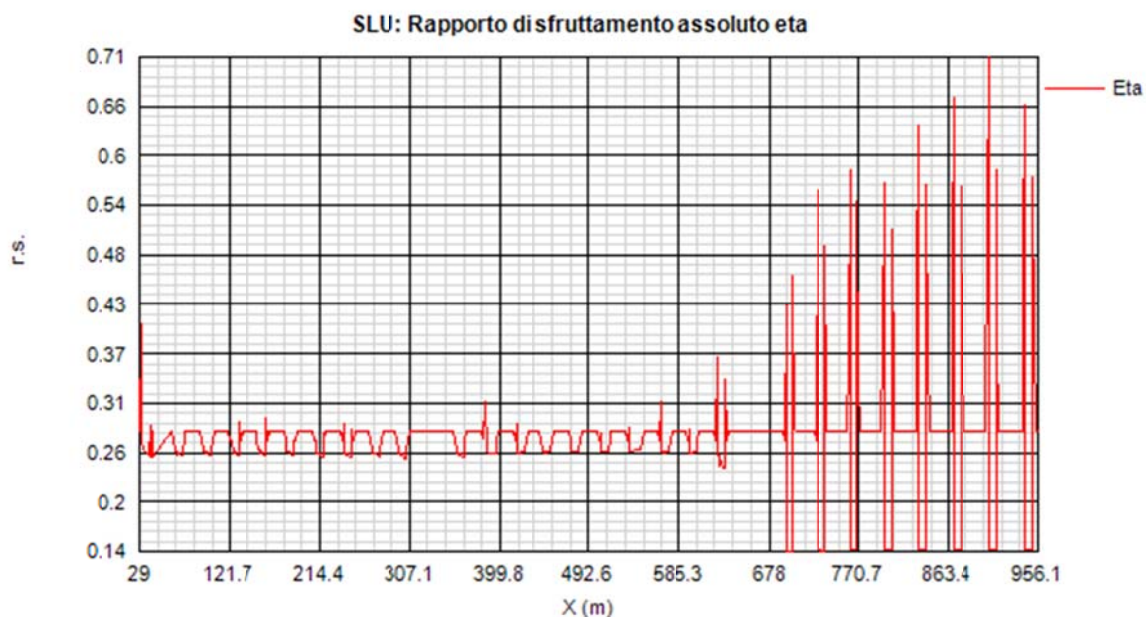
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

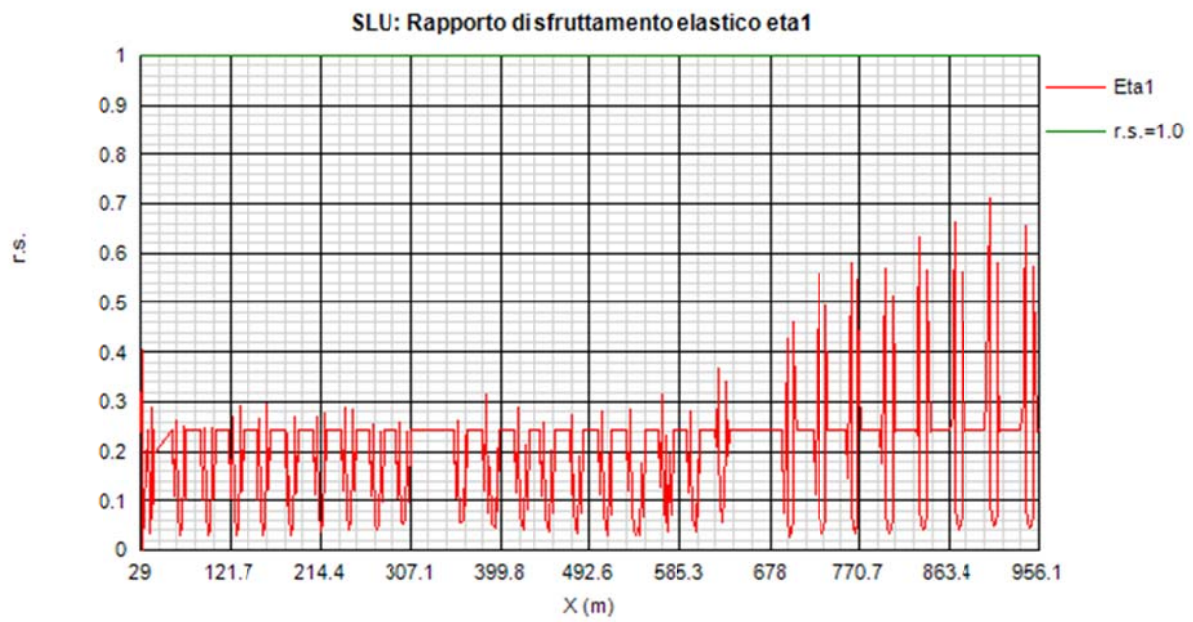
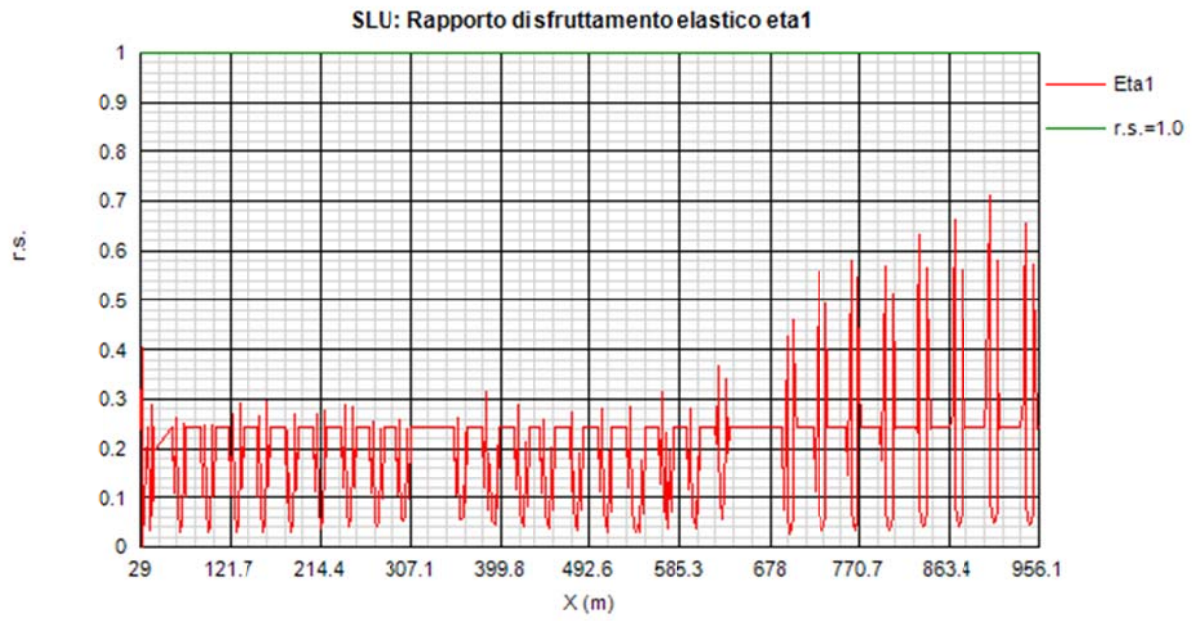
max η_1/η_{pl}

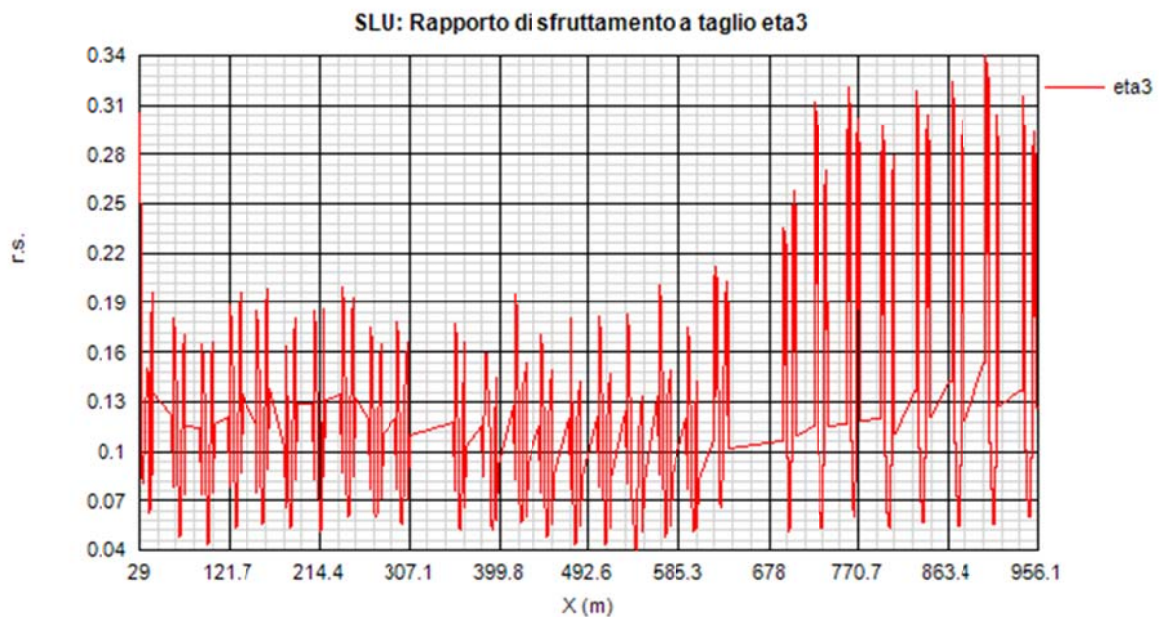
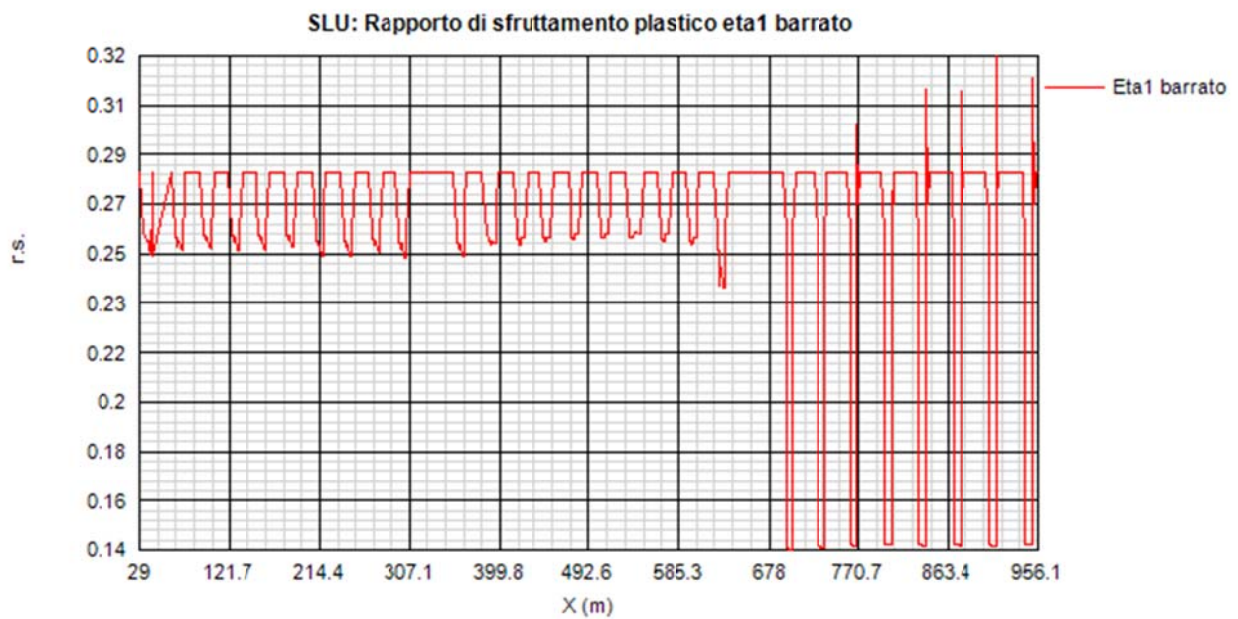
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{pl} = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento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

max η_3

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

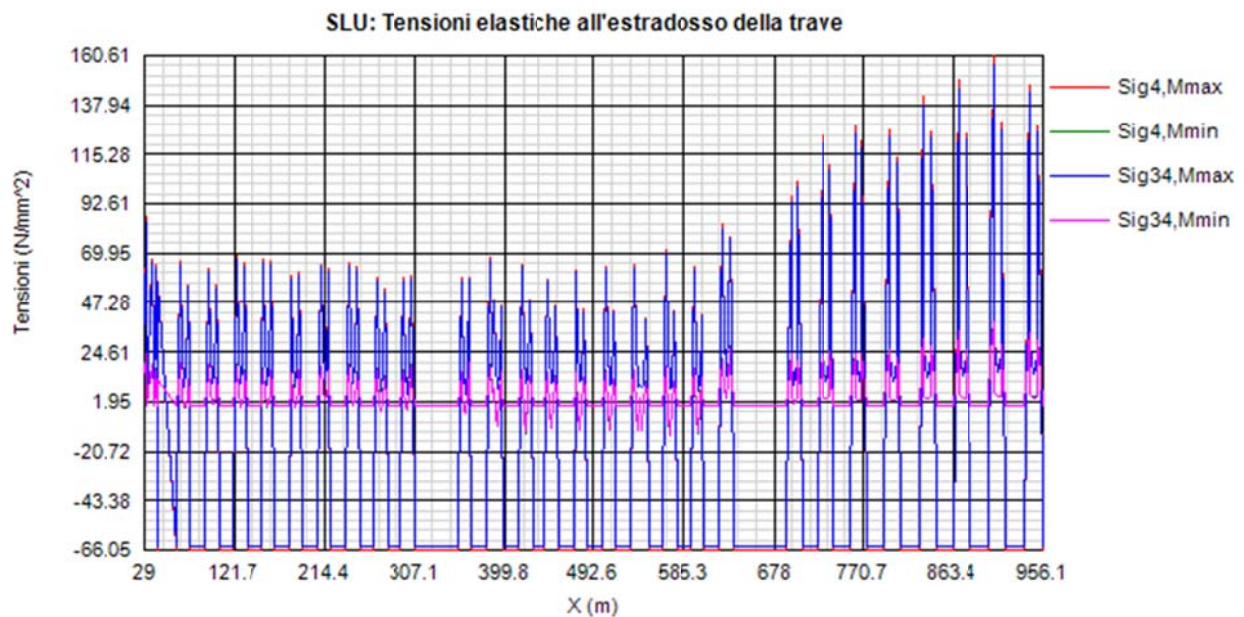
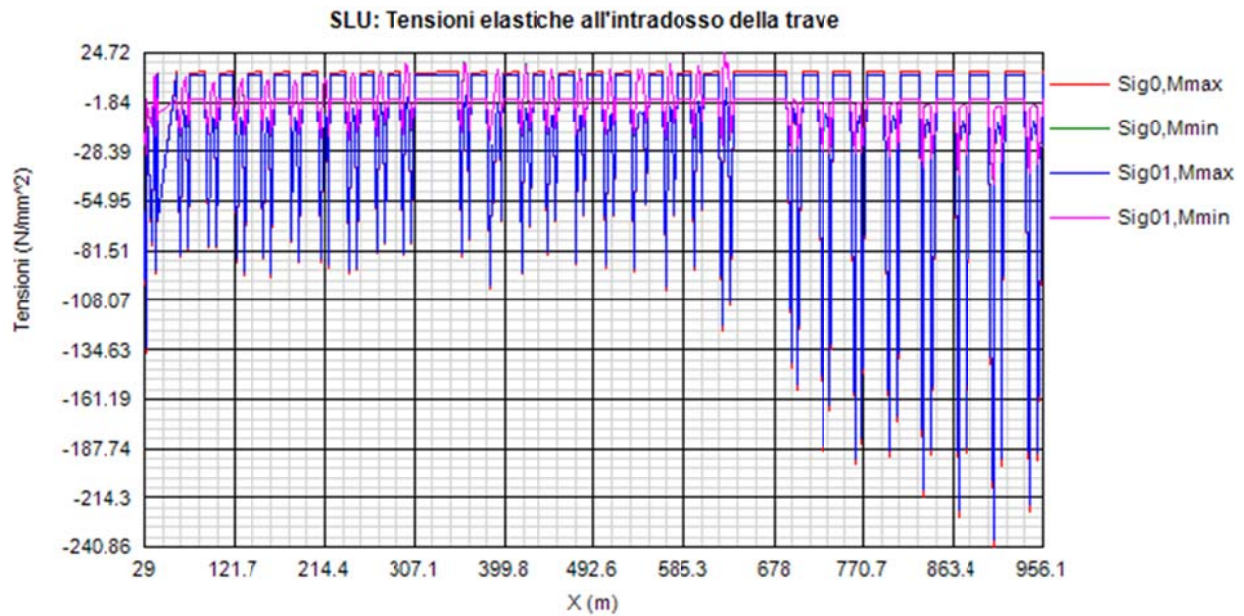






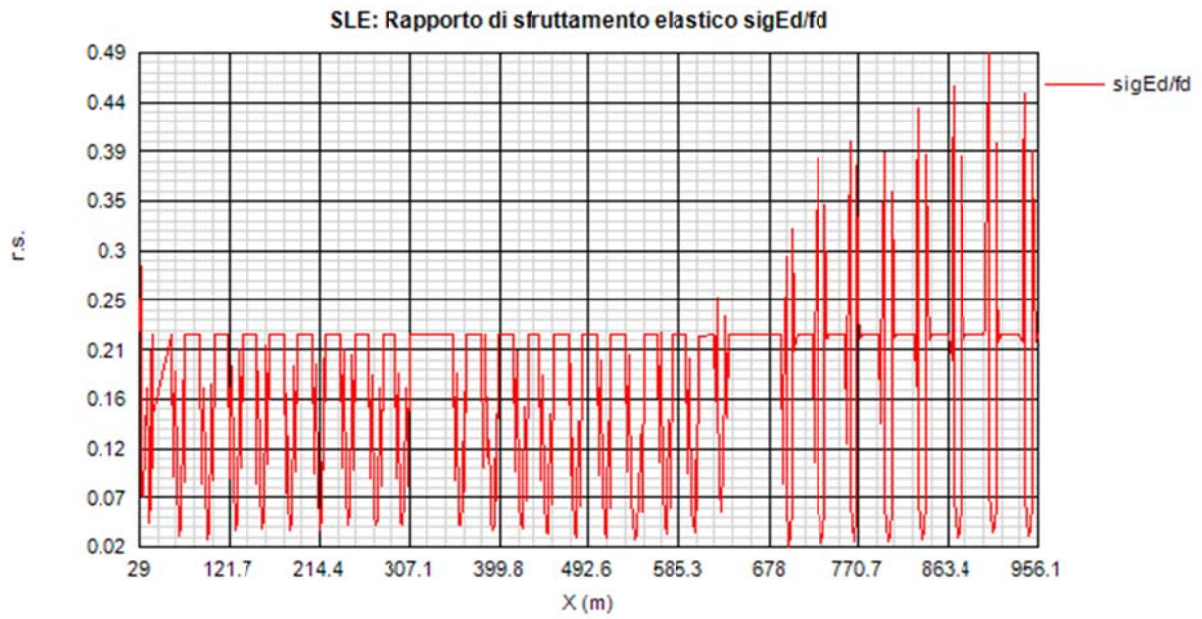
Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano abbondantemente al di sotto dell'unità, denunciando, come ovvio, un maggiore impegno per i traversi della campata 1 (verso progressive crescenti), dotati di maggiore sbalzo.

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



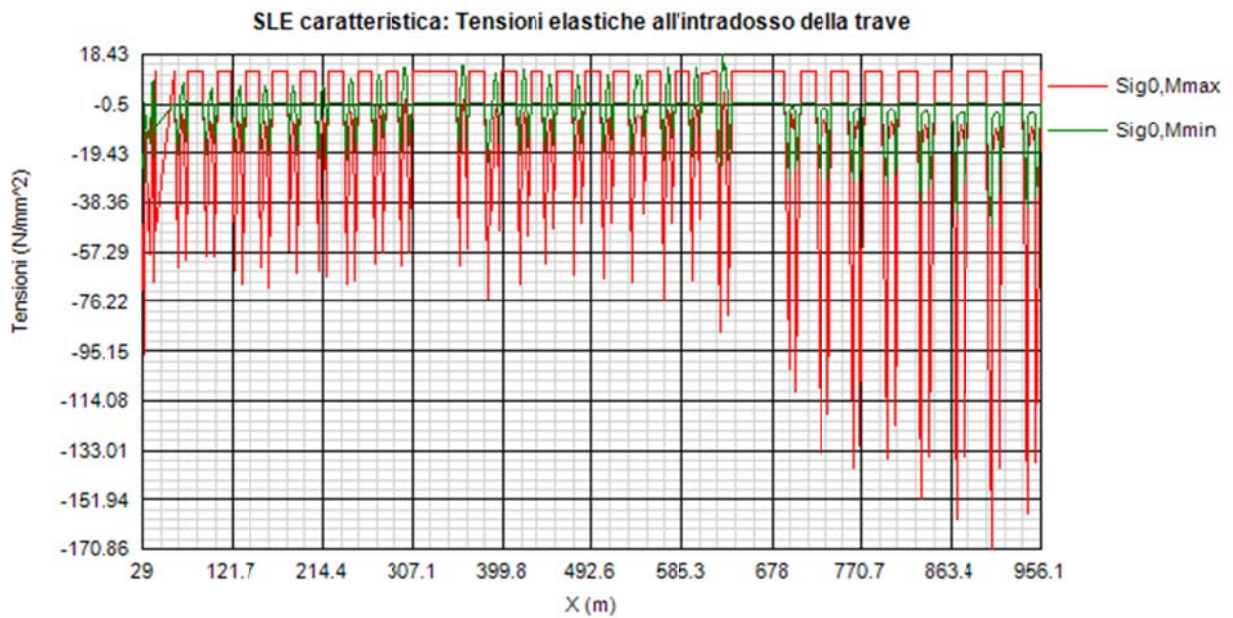
4.2.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

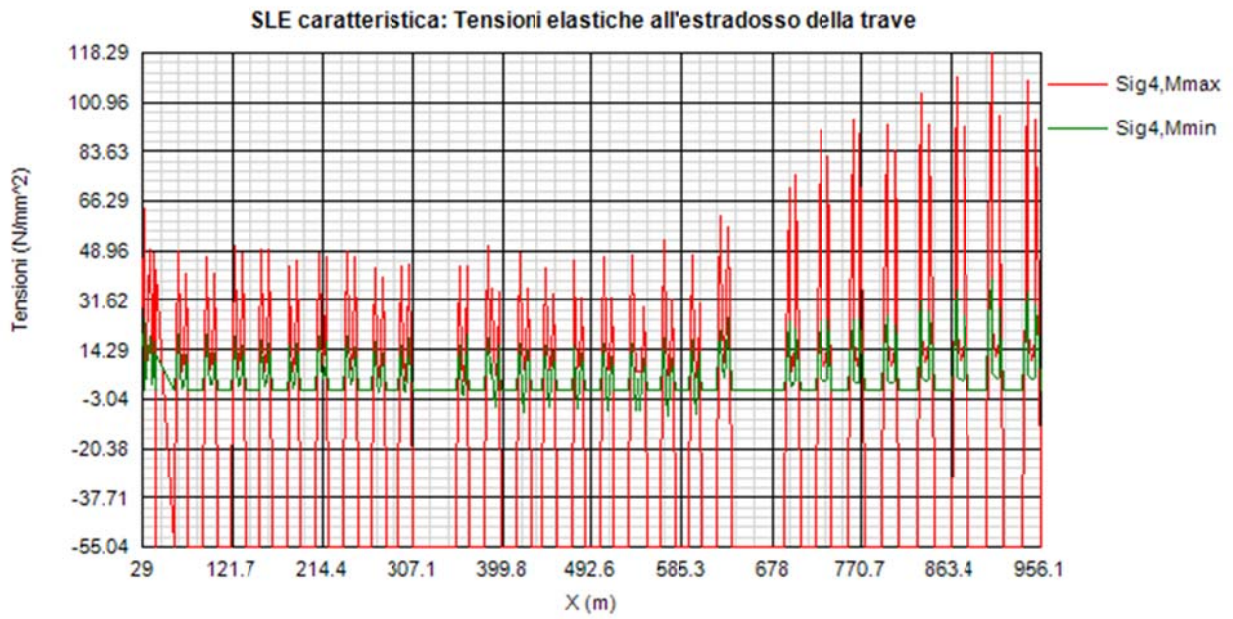
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



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

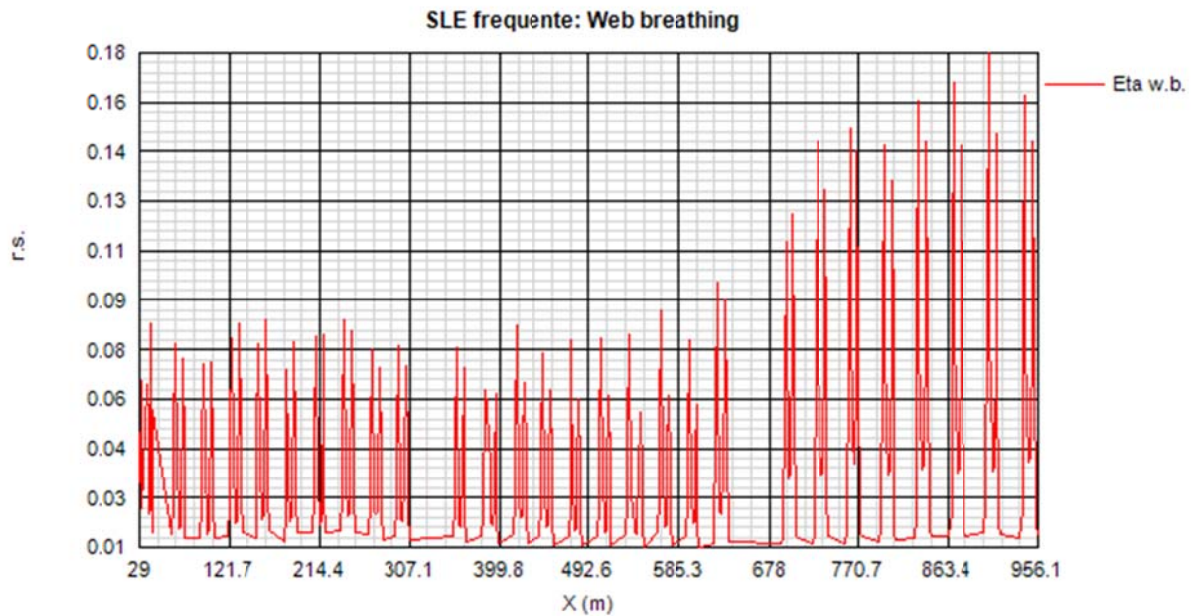
Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).





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

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



4.2.4 Verifica connessione trave/soletta

4.2.4.1 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 190 mm. La piolatura corrente è realizzata mediante n. 15 pioli/m (3 pioli/200 mm). Nelle zone di estremità è previsto un raffittimento per la gestione delle azioni cumulate.

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 $> 40 \text{ mm}$.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

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

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

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

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

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

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

(**) per tutte le piattabande

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

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

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

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

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

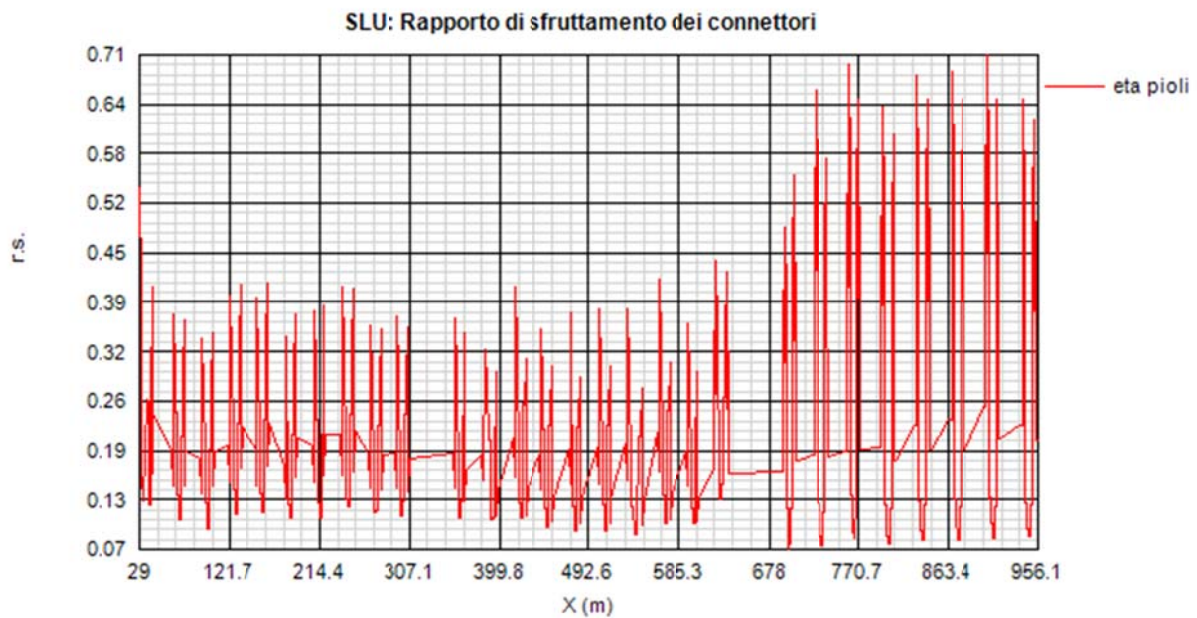
4.2.4.2 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

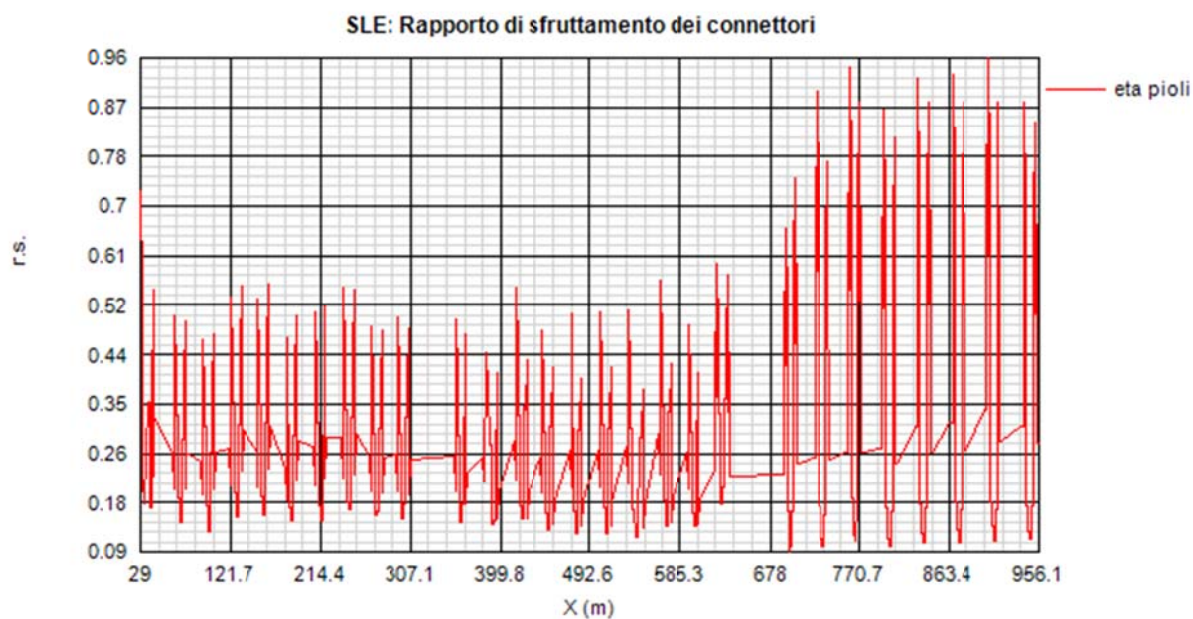
Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

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 l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U. e S.L.E.





5. Deformazioni e contrefrecce

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

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

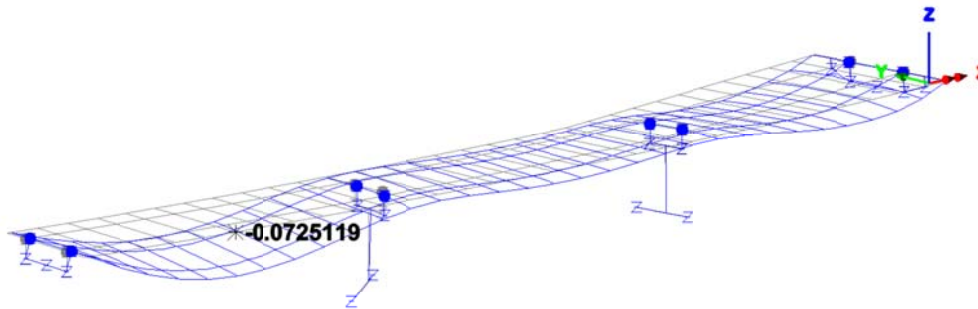
- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro (fase 2);
- Carichi mobili (val. caratteristico)
- Carichi mobili frequenti
- comb. S.L.E. caratteristica
- comb. S.L.E. frequente

Nel seguito vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di. I valori indicati sono in m.

NB Si noti che nei grafici a seguire, l'impalcato è rivolto con la visuale dal spalla B a spalla A.

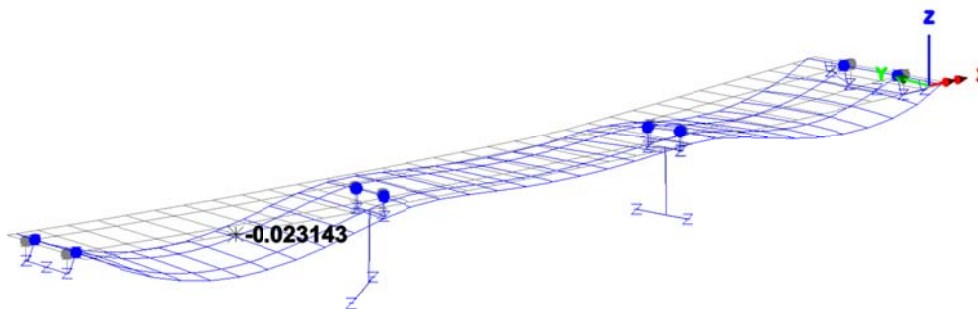
fase 1

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Eigenvalue analysis
Fase1
Maximum displacement 0.072711 at node 388
Deformation exaggeration: 66.3781
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.60858E-3 at node 515
Peak/value minimum -0.0725119 at node 388



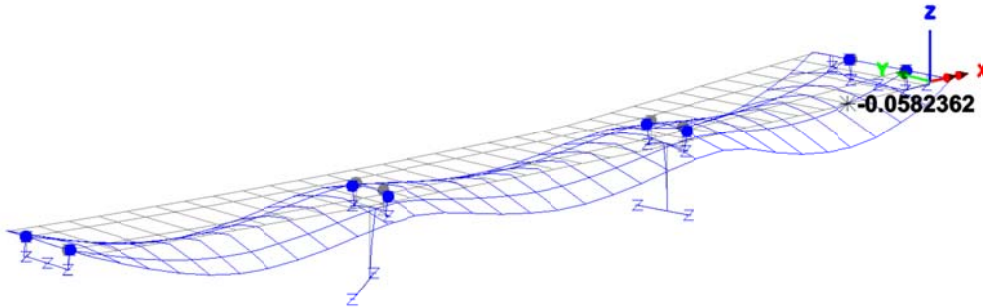
fase 2

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Eigenvalue analysis
Fase2
Maximum displacement 0.0232884 at node 388
Deformation exaggeration: 207.245
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 1145
Peak/value minimum -0.023143 at node 388



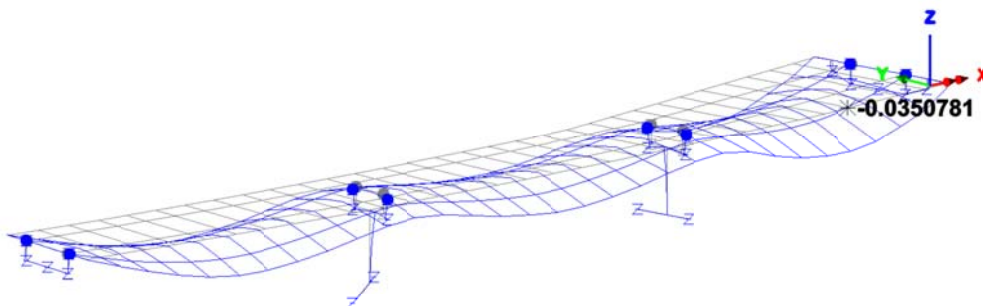
fase 3 – mobili caratteristici

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Linear/dynamic analysis
Combining or: DZ
Mobili - gruppo 1 (Min)
Maximum displacement 0.0584993 at node 799
Deformation exaggeration: 82.5039
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 1145
Peak/value minimum -0.0582362 at node 799



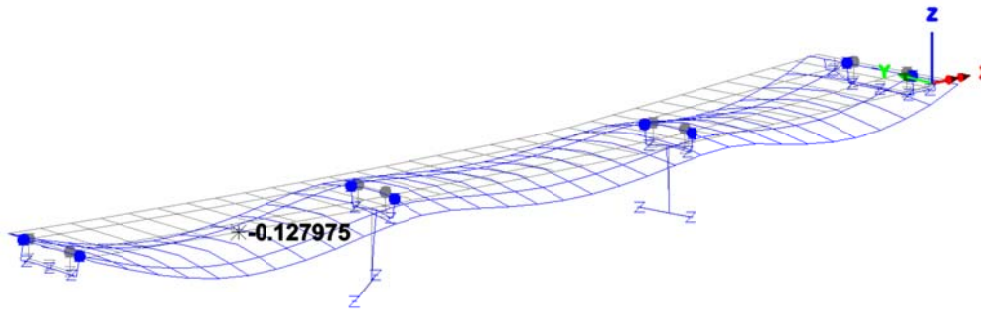
fase 3 – mobili frequenti

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Linear/dynamic analysis
Combining or: DZ
Mobili - gruppo 1 freq. (Min)
Maximum displacement 0.0352034 at node 799
Deformation exaggeration: 137.101
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 1145
Peak/value minimum -0.0350781 at node 799



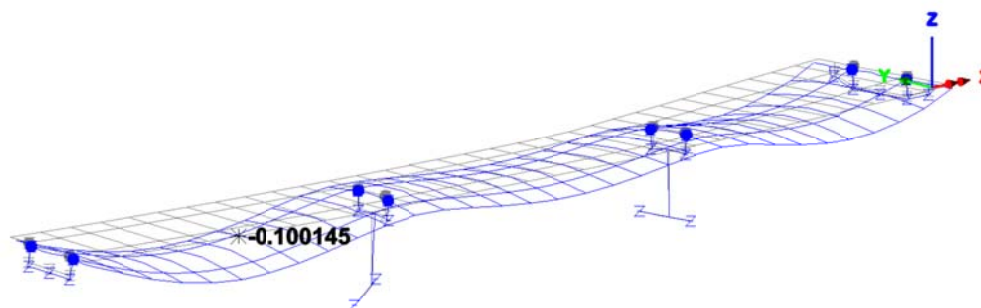
S.L.E. caratteristica

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Linear/dynamic analysis
Combining or: DZ
SLE RARA (Min)
Maximum displacement 0.133641 at node 388
Deformation exaggeration: 36.1148
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 1147
Peak/value minimum -0.127975 at node 388



S.L.E. frequente

Scale: 1: 804.403
Zoom: 143.44
Eye: (-0.649945, -0.725012, 0.227878)
Linear/dynamic analysis
Combining or: DZ
SLE FREQUENTE (Min)
Maximum displacement 0.100477 at node 388
Deformation exaggeration: 48.0351
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 1147
Peak/value minimum -0.100145 at node 388



Le tabelle seguenti riportano i valori numerici delle frecce indicate graficamente, rapportati alla luce netta ove si verifica la freccia massima.

I valori indicati sono in m.

Frecce massime

	δz (mm)	f/L lim	Lrif
fase1	-72.51	1/610	44
fase2	-23.14	1/1910	44
fase3 - Mobili	-58.23	1/620	36
fase3 - Mobili frequenti	-35.07	1/1030	36
S.L.E. caratteristica	-127.98	1/350	44
S.L.E. frequente	-110.14	1/400	44

Dall'esame dei valori numerici, possono anche essere apprezzati i differenziali trave/estremità sbalzo, che risultano soddisfacentemente limitati.

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

5.1 Contromonte di progetto

La controfrecchia 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

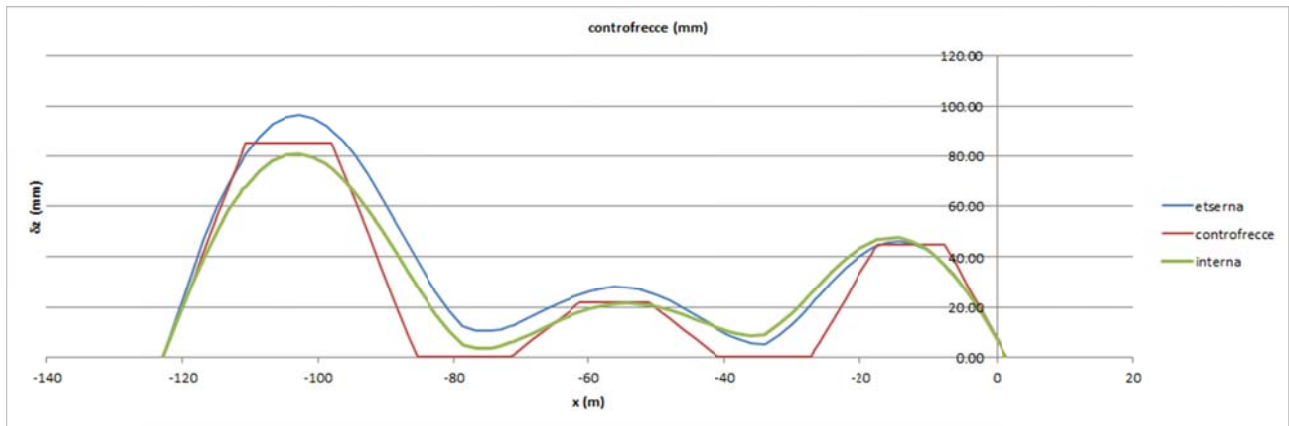
- ηQ_k : aliquota carichi mobili gr. 1

Il fattore η viene fissato in 0.2.

Per semplicità, la contromonta assegnata è comune a tutte e due le travi, che presentano però un andamento frecce leggermente differente. Nel grafico seguente si riporta l'andamento della deformata (cambiata di segno) delle due travi, sovrapposta alla contromonta d'officina di progetto.

Si prevede pertanto, operando in corrispondenza delle giunzioni, di apportare le contromonte indicate nella tabella seguente.

giunzione	ctrm
F2-E2	45.00
E2-D2	45.00
D2-A	0.00
A-B	0.00
B-C	22.00
C-B	22.00
B-A	0.00
A-D1	0.00
D1-E1	85.00
E1-F1	85.00



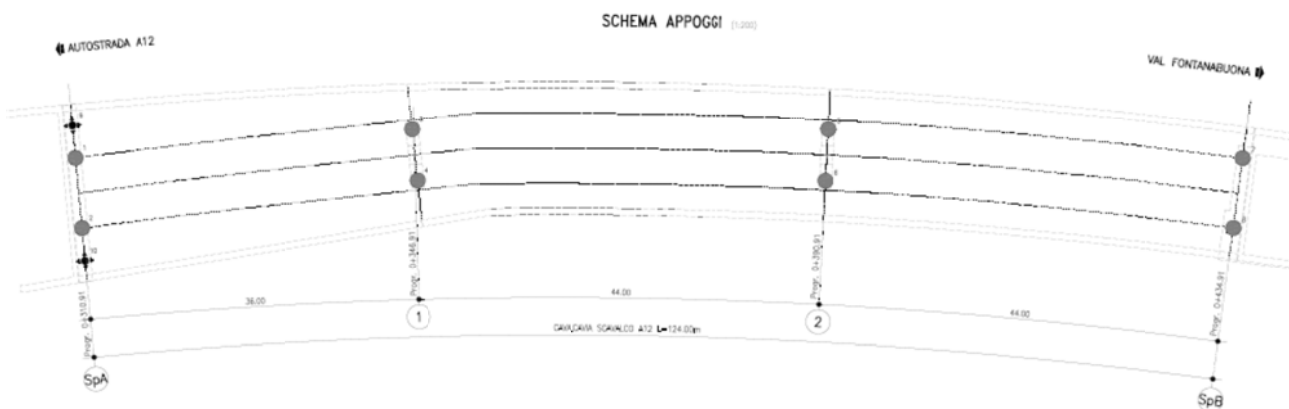
NB l'origine dell'ascissa è collocato lato spalla B.

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, coadiuvate, sulla spalla A, da apparecchiature multidirezionali aventi il solo scopo di limitare le deformazioni verticali degli sbalzi di grande luce del traverso.

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



Nel prosieguo le apparecchiature vengono individuate numerando le rispettive posizioni da 1 a 10, a partire dalle apparecchiature elastomeriche di spalla A; pertanto:

- pos. 1, 2: apparecchiature elastomeriche sp. A
- pos. 3, 4: apparecchiature elastomeriche P1
- pos. 5, 6: apparecchiature elastomeriche P2
- pos. 7, 8: apparecchiature elastomeriche sp. B
- pos. 9, 10: apparecchiature multidirezionali sp. A

Si richiamano qui le caratteristiche prestazionali dei dispositivi:

- pos. 1-2-7-8: dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 3.08e6$ N/m
- pos. 3-4-5-6: dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 7.67e6$ N/m
- pos. 9-10: dispositivo multidirezionale in acciaio/PTFE

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	200.39	3927.03	137.76	2906.61	37.98	2156.23	27.66	1059.66
2	199.51	4118.90	135.54	3050.19	34.73	2294.89	28.39	1161.62
3	491.43	10644.20	333.99	7932.52	84.96	5946.82	34.22	3932.66
4	465.80	9502.92	315.01	7020.86	70.06	5117.78	26.31	3189.57
5	488.59	10192.27	331.19	7587.61	78.00	5764.06	30.73	3961.20
6	515.74	10079.69	351.32	7453.92	93.79	5644.39	43.25	3830.93
7	264.60	4097.38	179.90	3026.98	49.43	2229.38	35.76	1173.04
8	264.48	4446.64	179.38	3286.30	49.93	2448.56	36.76	1360.49
9		940.99		695.46		518.41		128.26
10		1087.42		803.70		600.94		149.51

Sollecitazioni apparecchiature di appoggio (kN) - fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz
1	131.65	1465.52	282.97	1518.29	353.90	1543.34
2	134.18	1594.67	287.39	1619.36	359.20	1631.06
3	225.44	4702.42	524.04	4972.18	665.73	5100.36
4	204.94	4309.05	502.77	4612.50	644.20	4756.70
5	204.48	4684.36	480.34	4927.30	611.32	5042.77
6	223.83	5035.25	500.11	5282.97	631.25	5400.69
7	143.83	1616.25	298.06	1737.35	370.34	1794.85
8	148.03	1830.64	304.49	1940.04	377.80	1992.02
9		170.11		200.40		214.80
10		194.67		225.27		239.81

Ai fini del dimensionamento delle portate, le apparecchiature vengono raggruppate in tipologie omogenee, caratterizzate dai seguenti valori di portata (medesimo raggruppamento verrà rispettato anche per quanto riguarda le deformazioni).

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase esercizio

		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	1-2-7-8	300.00	4500.00	200.00	3300.00	100.00	2500.00	100.00	1400.00
Sp A	9-10		1100.00		900.00		700.00		200.00
P1-2	3-4-5-6	600.00	10700.00	400.00	8000.00	100.00	6000.00	100.00	4000.00

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase sismica

	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC		
	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	
Sp A-B	1-2-7-8	200.00	1900.00	400.00	2000.00	400.00	2000.00
Sp A	9-10		200.00		300.00		300.00
P1-2	3-4-5-6	300.00	5100.00	600.00	5300.00	700.00	5500.00

6.3 Deformazioni agli appoggi

Di seguito si riportano le deformazioni massime rilevate in corrispondenza delle apparecchiature elastomeriche e multidirezionali per i vari involucri. Per le prime i valori vengono riportati direttamente in termini di risultante orizzontale; per le seconde vengono riportati i valori longitudinali e trasversali massimi riscontrati.

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	65.06	44.73	12.33	8.98	42.74	91.87	114.90
2	64.78	44.04	11.28	9.22	43.56	93.31	116.62
3	64.07	43.55	11.08	4.46	29.39	68.32	86.80
4	60.73	41.07	9.13	3.43	26.72	65.55	83.99
5	63.70	43.18	10.17	4.01	26.66	62.63	79.70
6	67.24	45.80	12.23	5.64	29.18	65.20	82.30
7	85.91	58.41	16.05	11.61	46.70	96.77	120.24
8	85.87	58.40	16.21	11.93	48.06	98.86	122.66

Per le apparecchiature multidirezionali, si riportano di seguito le massime escursioni nelle due direzioni (considerate in valore assoluto).

Escursioni massime dispositivi multidirezionali (mm) - fase esercizio

pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
	max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy
7	43.71	64.60	33.05	43.96	10.36	9.53	9.01	2.13
8	42.45	64.65	32.09	44.00	9.94	9.57	8.58	2.17

Escursioni massime dispositivi multidirezionali (mm) - fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy
7	37.21	28.92	82.39	70.90	103.51	90.85
8	38.74	28.95	85.24	70.93	106.97	90.88

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

Per i dispositivi in elastomero, si prevedono apparecchiature caratterizzate dalle seguenti deformazioni massime:

Deformazioni di progetto dispositivi elastomerici (mm)

	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	1-2-7-8	90.00	60.00	20.00	20.00	50.00	100.00	130.00
P1-2	3-4-5-6	70.00	50.00	20.00	10.00	30.00	70.00	90.00

Per i dispositivi multidirezionali, per semplicità ed a favore di sicurezza, si dimensionano le piastre di scorrimento sulla base del massimo spostamento in valore assoluto nelle due direzioni.

Escursioni di progetto apparecchiature multidirezionali (mm) +/- fase d'esercizio

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
7-8	50.00	70.00	40.00	50.00	20.00	10.00	10.00	10.00

Escursioni di progetto apparecchiature multidirezionali (mm) +/- fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy
7-8	40.00	30.00	90.00	80.00	110.00	100.00

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.

La tabella seguente riporta, per tutti gli S.L., il valore dell'escursione complessiva teorica in corrispondenza dei giunti (doppio dell'escursione massima positiva/negativa).

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	11	100.00	130.00	80.00	90.00	30.00	20.00	20.00	10.00
SpB	12	110.00	180.00	80.00	120.00	30.00	30.00	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	11	90.00	60.00	180.00	150.00	220.00	190.00
SpB	12	90.00	80.00	190.00	170.00	230.00	210.00

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	pos.	S.L.E. car.		Sisma SLD	
		tot δx	tot δy	max δx	max δy
Sp A	11	80.00	90.00	90.00	60.00
SpB	12	80.00	120.00	90.00	80.00

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. max δX	Sisma SLC max δX
Sp A	50	110
SpB	55	115

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

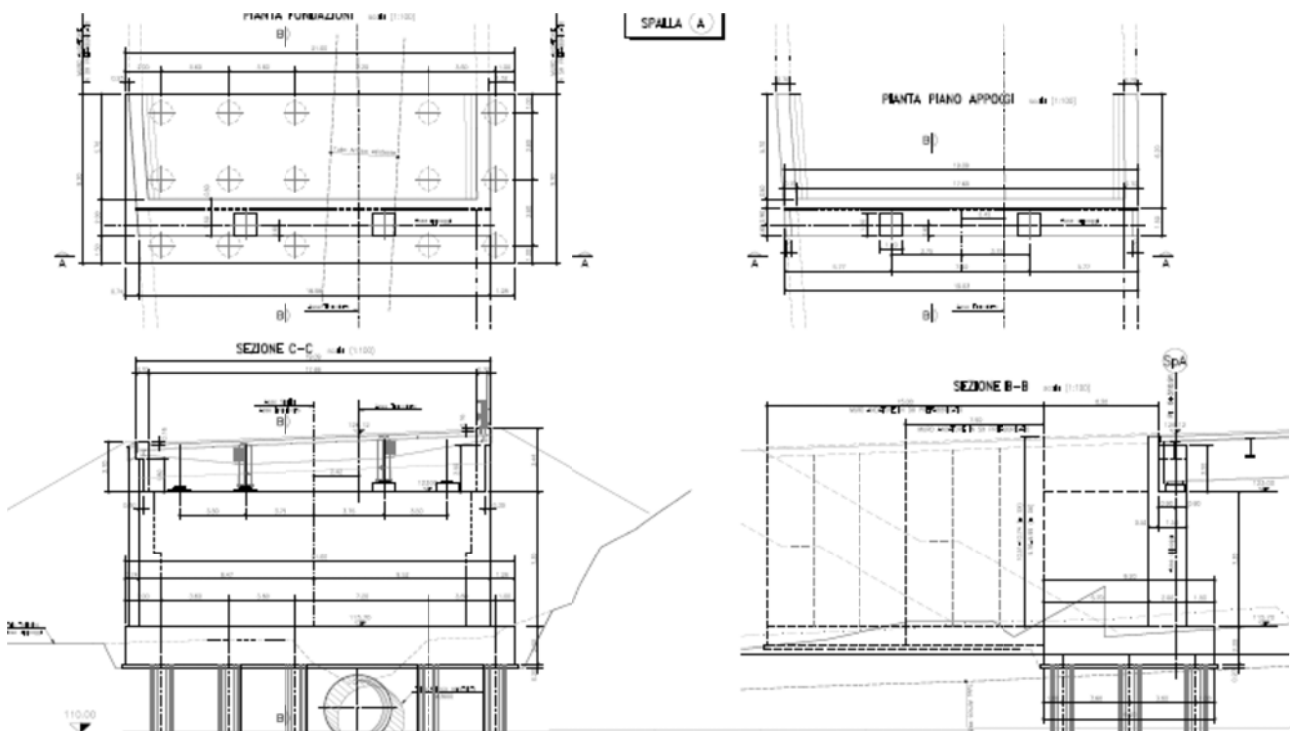
7. Spalle

7.1 Generalità

Le spalle sono di tipo classico, formate da solettone, fondato su pali, paramento e paraghiaia.

La spalla B presenta una fondazione “gradonata” in direzione trasversale, come appare dalle immagini seguenti.

Spalla A

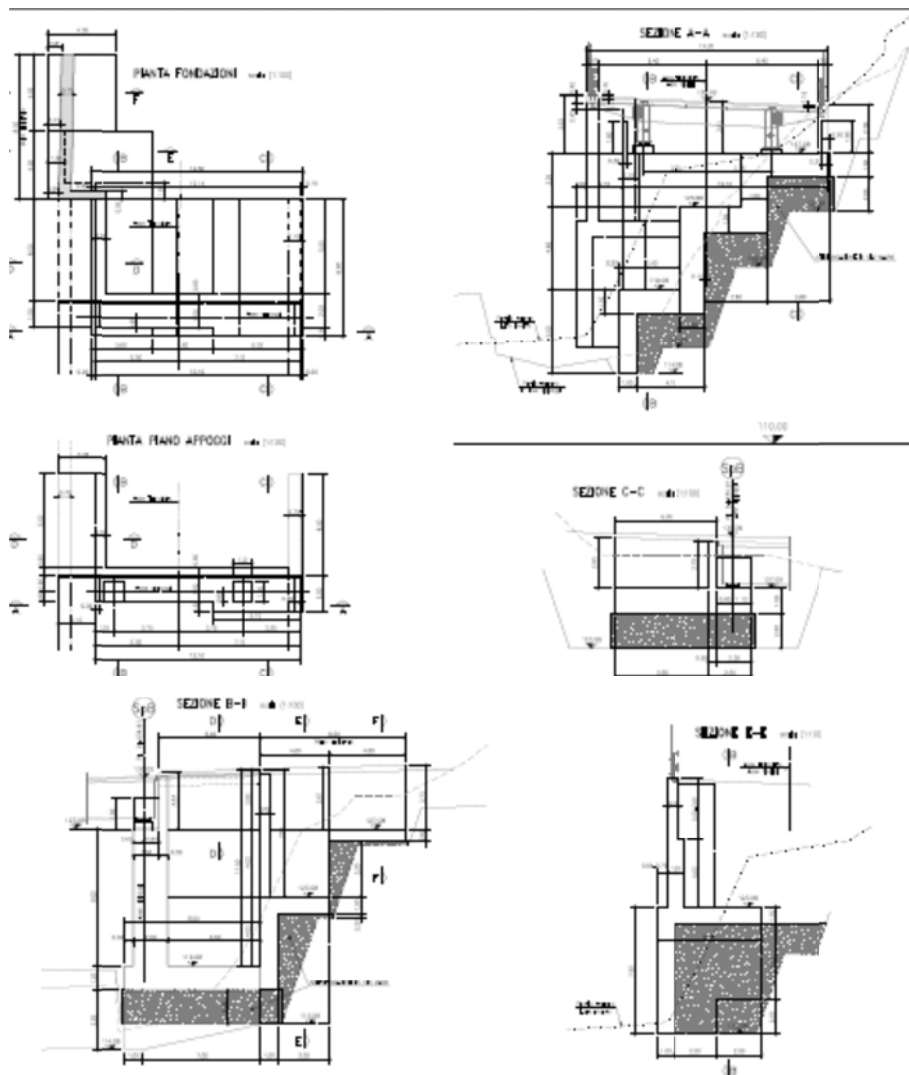


L'altezza complessiva del piano appoggi rispetto all'intradosso fondazione è pari a:

$$h_t = 7.30 \text{ m}$$

Come si nota, la palificata presenta forma irregolare, necessaria a risolvere le interferenze con il manufatto idraulico.

Spalla B



In questo caso, l'altezza complessiva del piano appoggi rispetto all'intradosso palificata è variabile tra i seguenti estremi:

$$h_{t,\min} = 1.50 \text{ m}$$

$$h_{t,\max} = 9.50 \text{ m}$$

In questa fase, per semplicità, si effettuerà il calcolo delle sollecitazioni considerando l'altezza massima di paramento.

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: B
- Condizione topografica: T1
- Accelerazione di aggancio spettro ($T=0$) $a_{\max} = 0.248 \text{ g}$
- 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. Per la spalla B, inoltre, si considerano le azioni in corrispondenza del paramento di altezza massima.

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

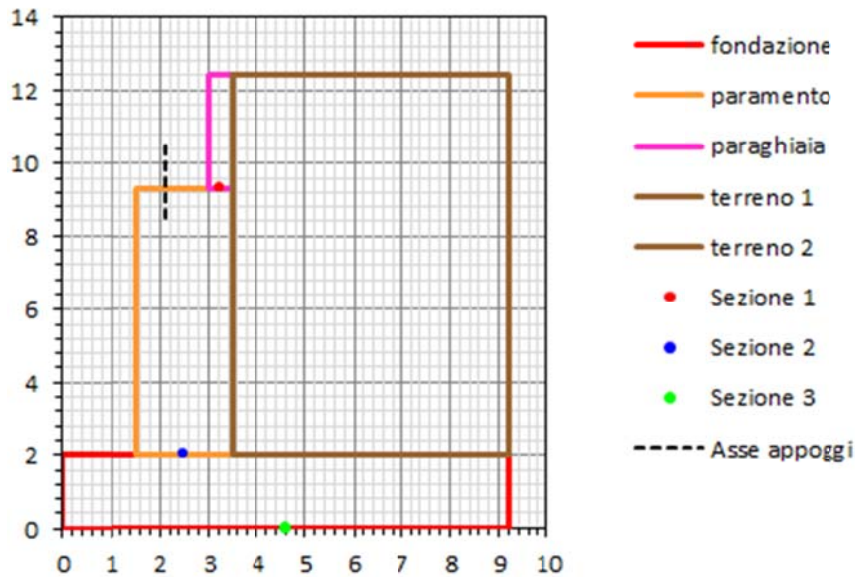
7.3 Calcolo sollecitazioni

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

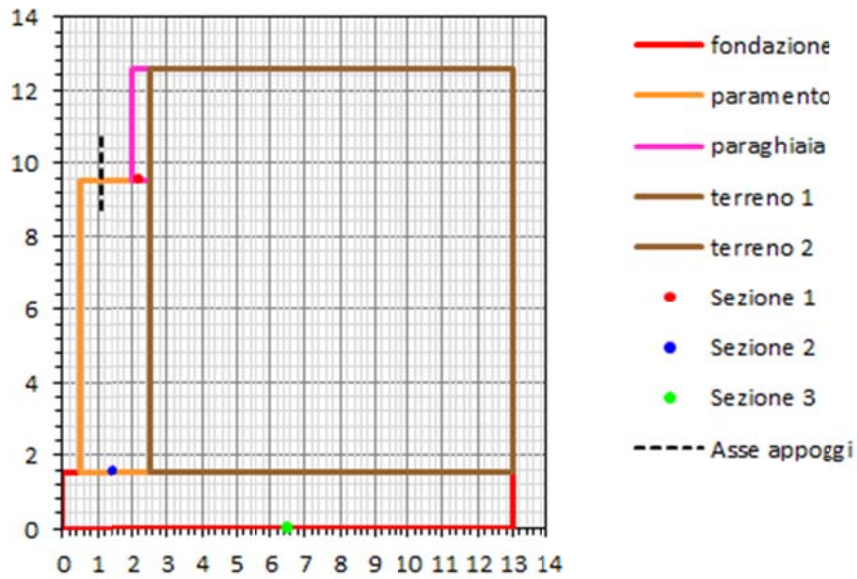
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b_1)	19.00			G_k	3.00	kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ² Q_{Acc} sbalzo paraghiaia
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.50	3.10		Carichi aggiuntivi		
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00			
Paramento (t_3, h_3)	2.00	7.30				
Fondazione (b_4, h_4)	9.20	2.00				
Suola esterna (b_5)	1.50	2.00				
Suola interna (b_6)	5.70	2.00				
Piano app. impalcato (b_7)		0.50		Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)		
h media baggioli (h_8)		0.20			V_x (kN)	N (kN)
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60			S.L.U. Str	256.5	-2195.0
γ_{ols}	25.00	[kN/m ²]		S.L.U. Geo	215.2	-2244.2
				S.L.U. Sisma	487.5	-3365.0
				S.L.E. Fond.	191.9	-2272.7
				S.L.E. Freq.	53.2	-2451.0
				S.L.E. Q. Per.	44.5	-2431.3
					V_x (kN/m)	N (kN/m)
				S.L.U. Str	13.5	-115.5
				S.L.U. Geo	11.3	-118.1
				S.L.U. Sisma	25.7	-177.1
				S.L.E. Fond.	10.1	-119.6
				S.L.E. Freq.	2.8	-129.0
				S.L.E. Q. Per.	2.3	-128.0
Caratteristiche terreno				Caratterizzazione sismica		
		[°]	[rad]	a_{max} (g)	0.186	a_g 0.116
ϕ rilevato (M1)	35.0	0.6109		Cat. Suolo		Est. Topog. T1
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		F_0	2.492	T_c 0.287
ϕ rilevato (M2)	29.3	0.5106		S_s	1.600	S_T 1.000
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S	1.60	
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		β_m	0.240	NTC-08 Table 7.11.II
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		k_h	0.045	NTC-08 §7.11.6
γ_t rilevato	20.00	[kN/m ²]		k_v	0.022	NTC-08 §7.11.7
Coefficienti di spinta						
	θ_A 0.0455		θ_B 0.0435			
$k_{0,statico}$ (M1) 0.4264		$k_{0,statico}$ (M2) 0.5113				
$k_{a,statico}$ (M1) 0.2461		$k_{a,statico}$ (M2) 0.3105				
$k_{a,din.1}$ (M1) 0.2716		$k_{a,din.1}$ (M2) 0.3394				
$k_{a,din.2}$ (M1) 0.2705		$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3381				



Spalla B - generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla B comb. Fxmax, Fz conc

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b_1)	12.50			G_k	3.00	kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ² $Q_{Acc.}$ sbalzo paraghiaia
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.50	3.10		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)	2.00	8.00			V_x (kN)	N (kN)
Fondazione (b_4, h_4)	13.00	1.50		S.L.U. Str	92.2	-6391.4
Suola esterna (b_5)	0.50	1.50		S.L.U. Geo	92.6	-5480.4
Suola interna (b_6)	10.50	1.50		S.L.U. Sisma	517.6	-3341.7
Piano app. impalcato (b_7)		0.50		S.L.E. Fond.	65.8	-4733.2
h media baggioli (h_8)		0.20		S.L.E. Freq.	30.3	-3804.5
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60			S.L.E. Q. Per.	22.8	-2533.5
γ_{ols}	25.00	[kN/m ²]			V_x (kN/m)	N (kN/m)
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	7.4	-511.3
	[°]	[rad]		S.L.U. Geo	7.4	-438.4
ϕ rilevato (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	41.4	-267.3
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	5.3	-378.7
ϕ rilevato (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	2.4	-304.4
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	1.8	-202.7
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	NTC-08 Table 7.11.II
$k_{a,din.1}$ (M1) 0.2716	$k_{a,din.1}$ (M2) 0.3394			k_h	0.045	NTC-08 §7.11.6
$k_{a,din.2}$ (M1) 0.2705	$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3381			k_v	0.022	NTC-08 §7.11.7



L'idealizzazione, effettuata per semplicità, della spalla B, prevede un paramento di altezza costante, par alla massima altezza dell'elemento, una larghezza complessiva di fondazione (impronta) pari a 12.50 m ed una profondità pari a 13 m.

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

Spalla A (elem. 836)

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	317.46	-4255.28
SLU GEO max Fx	283.24	-3666.72
Ed SLV max Fx	554.59	-3164.38
SLE RARA max Fx	238.88	-3120.69
SLE FREQUENTE max Fx	84.37	-3124.54
SLE Q.PERMANENTE max Fx	69.52	-2479.24
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-223.16	-2356.97
SLU GEO min Fz	-482.09	-3220.26
Ed SLV min Fz	-197.44	-2375.79
SLE RARA min Fz	-49.33	-2496.38
SLE FREQUENTE min Fz	-39.81	-2479.24
SLE Q.PERMANENTE min Fz	0.00	0.00

Spalla B (elem. 616)

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	317.46	-4255.28
SLU GEO max Fx	283.24	-3666.72
Ed SLV max Fx	554.59	-3164.38
SLE RARA max Fx	238.88	-3120.69
SLE FREQUENTE max Fx	84.37	-3124.54
SLE Q.PERMANENTE max Fx	69.52	-2479.24
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	92.24	-6391.44
SLU GEO min Fz	92.62	-5480.38
Ed SLV min Fz	517.63	-3341.69
SLE RARA min Fz	65.83	-4733.17
SLE FREQUENTE min Fz	30.26	-3804.51
SLE Q.PERMANENTE min Fz	22.84	-2533.52

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	-38.8	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-10.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.5	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	41.0	0.0	42.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.0	0.0	6.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	26.4	0.0	41.0
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.9	0.0	2.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.5	0.0	3.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.9	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.5	0.0	3.9
Eff. inerziale elem. cls	7.2	0.0	11.1
da impalcato S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	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 min N	96.4	-67.8	120.8
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	56.5	-40.3	66.5
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	57.6	-40.3	68.1
S.L.E. fond. min N	71.4	-50.3	89.5
S.L.E. freq. min N	63.5	-47.3	77.2
S.L.E. q.p. min N	44.9	-40.3	48.5

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	-403.8	-29.1
Sovraccarico acc.	0.0	-30.0	-7.5
Sovraccarico perm.	0.0	-4.5	-1.1
Spinta orizz. terreno (M1)	461.2	0.0	1598.9
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	13.3	0.0	69.2
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	88.7	0.0	461.2
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	21.1	0.0	109.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	8.5	0.0	44.1
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	32.9	0.0	170.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	8.4	0.0	43.9
Eff. inerziale elem. cls	74.9	0.0	310.9
da impalcato S.L.U. STR min N	13.5	-221.7	189.9
S.L.U. Sisma min N	25.7	-161.3	256.9
S.L.U. GEO min N	11.3	-192.1	161.8
S.L.E. fond. min N	10.1	-162.4	140.7
S.L.E. freq. min N	2.8	-116.4	67.6
S.L.E. q.p. min N	2.3	-117.7	64.6

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	773.8	-813.3	3013.6
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	604.7	-569.5	2359.3
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	616.4	-569.5	2420.5
S.L.E. fond. min N	573.3	-600.6	2232.3
S.L.E. freq. min N	539.4	-545.7	2023.1
S.L.E. q.p. min N	476.9	-525.9	1702.5

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	-38.8	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-10.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.5	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	41.0	0.0	42.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.0	0.0	6.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	26.4	0.0	41.0
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.9	0.0	2.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.5	0.0	3.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.9	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.5	0.0	3.9
Eff. inerziale elem. cls	7.2	0.0	11.1
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	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 min N	96.4	-67.8	120.8
totale (/m)			
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	56.5	-40.3	66.5
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	57.6	-40.3	68.1
S.L.E. fond. min N	71.4	-50.3	89.5
S.L.E. freq. min N	63.5	-47.3	77.2
S.L.E. q.p. min N	44.9	-40.3	48.5

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	-403.8	-29.1
Sovraccarico acc.	0.0	-30.0	-7.5
Sovraccarico perm.	0.0	-4.5	-1.1
Spinta orizz. terreno (M1)	461.2	0.0	1598.9
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	13.3	0.0	69.2
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	88.7	0.0	461.2
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	21.1	0.0	109.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	8.5	0.0	44.1
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	32.9	0.0	170.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	8.4	0.0	43.9
Eff. inerziale elem. cls	74.9	0.0	310.9
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-3.2	-339.5	111.8
S.L.U. Sisma min N	23.3	-178.7	246.2
S.L.U. GEO min N	-3.4	-292.1	91.1
S.L.E. fond. min N	-2.3	-251.5	83.5
S.L.E. freq. min N	-0.9	-200.1	73.1
S.L.E. q.p. min N	-0.7	-131.4	47.4

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	757.2	-931.2	2935.5
totale (/m)			
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	602.3	-587.0	2348.6
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	614.1	-587.0	2409.8
S.L.E. fond. min N	560.9	-689.7	2175.1
S.L.E. freq. min N	535.7	-629.4	2028.6
S.L.E. q.p. min N	473.8	-539.7	1685.3

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	-38.8	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-10.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.5	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	41.0	0.0	42.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.0	0.0	6.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	26.4	0.0	41.0
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.9	0.0	2.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.5	0.0	3.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.9	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.5	0.0	3.9
Eff. inerziale elem. cls	7.2	0.0	11.1
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	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 min N	96.4	-67.8	120.8
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	56.5	-40.3	66.5
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	57.6	-40.3	68.1
S.L.E. fond. min N	71.4	-50.3	89.5
S.L.E. freq. min N	63.5	-47.3	77.2
S.L.E. q.p. min N	44.9	-40.3	48.5
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	-438.8	-29.1
Sovraccarico acc.	0.0	-30.0	-7.5
Sovraccarico perm.	0.0	-4.5	-1.1
Spinta orizz. terreno (M1)	525.4	0.0	1944.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14.2	0.0	78.8
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	94.7	0.0	525.4
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	24.0	0.0	133.2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	9.0	0.0	50.2
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	37.4	0.0	207.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	9.0	0.0	50.0
Eff. inerziale elem. cls	81.4	0.0	365.6
da impalcato			
S.L.U. STR min N	25.4	-340.4	344.4
S.L.U. Sisma min N	44.4	-253.2	465.1
S.L.U. GEO min N	22.7	-293.3	303.1
S.L.E. fond. min N	19.1	-249.7	256.6
S.L.E. freq. min N	6.7	-250.0	155.3
S.L.E. q.p. min N	5.6	-198.3	124.9

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	881.7	-979.3	3733.6
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	698.4	-696.4	3006.7
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	711.8	-696.4	3081.1
S.L.E. fond. min N	653.4	-722.9	2767.1
S.L.E. freq. min N	612.6	-714.2	2510.4
S.L.E. q.p. min N	545.2	-641.6	2117.5
totale (/m)			

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	-38.8	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-10.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.5	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	41.0	0.0	42.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.0	0.0	6.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	26.4	0.0	41.0
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.9	0.0	2.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.5	0.0	3.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.9	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.5	0.0	3.9
Eff. inerziale elem. cls	7.2	0.0	11.1
da impalcato S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	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 min N	96.4	-67.8	120.8
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	56.5	-40.3	66.5
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	57.6	-40.3	68.1
S.L.E. fond. min N	71.4	-50.3	89.5
S.L.E. freq. min N	63.5	-47.3	77.2
S.L.E. q.p. min N	44.9	-40.3	48.5

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	-438.8	-29.1
Sovraccarico acc.	0.0	-30.0	-7.5
Sovraccarico perm.	0.0	-4.5	-1.1
Spinta orizz. terreno (M1)	525.4	0.0	1944.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14.2	0.0	78.8
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	94.7	0.0	525.4
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	24.0	0.0	133.2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	9.0	0.0	50.2
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	37.4	0.0	207.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	9.0	0.0	50.0
Eff. inerziale elem. cls	81.4	0.0	365.6
da impalcato S.L.U. STR min N	7.4	-511.3	265.0
S.L.U. Sisma min N	41.4	-267.3	446.5
S.L.U. GEO min N	7.4	-438.4	236.1
S.L.E. fond. min N	5.3	-378.7	194.6
S.L.E. freq. min N	2.4	-304.4	141.6
S.L.E. q.p. min N	1.8	-202.7	96.1

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	863.6	-1150.2	3654.2
totale (/m) S.L.U. Sisma min N (θ_1)	695.5	-710.6	2988.1
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	708.9	-710.6	3062.5
S.L.E. fond. min N	639.5	-851.9	2705.1
S.L.E. freq. min N	608.3	-768.6	2496.7
S.L.E. q.p. min N	541.4	-645.9	2088.6

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 rispettivamente a 19 m (spalla A) e 12.50 m (spalla B).

Spalla A - Condizione Fx max

Sezione 3 (spiccato fondazione)			
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari			
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
	0.0	-863.8	818.8
Pesi propri cls spalla	0.0	-144.0	-144.0
Sovraccarico acc.	0.0	-21.6	-21.6
Sovraccarico perm.	655.7	0.0	2710.1
Spinta orizz. terreno (M1)	786.2	0.0	3249.4
Spinta orizz. terreno (M2)	15.9	0.0	98.4
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	105.8	0.0	655.7
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.0	0.0	117.9
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	126.8	0.0	786.2
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	0.0	0.0	0.0
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	-1185.6	-2074.8
Peso terreno 2 tergo spalla	29.9	0.0	185.7
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	10.1	0.0	62.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	46.7	0.0	289.7
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	10.1	0.0	62.4
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	32.9	0.0	203.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	12.6	0.0	78.3
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	30.9	0.0	191.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	12.6	0.0	78.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	160.3	0.0	546.2
Eff. inerziale elem. cls	220.0	0.0	1584.3
Eff. inerziale terreno tergo spalla	13.5	-115.5	417.1
S.L.U. STR min N	25.7	-177.1	686.5
S.L.U. Sisma min N	11.3	-118.1	402.9
S.L.U. GEO min N	10.1	-119.6	395.0
S.L.E. fond. min N	2.8	-129.0	349.1
S.L.E. freq. min N	2.3	-128.0	342.2
S.L.E. q.p. min N			
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)			
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	1062.8	-3105.7	3174.5
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	1117.6	-2248.1	4596.2
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	1134.3	-2248.1	4699.9
S.L.U. GEO min N	820.3	-2376.3	2598.9
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	1096.4	-2248.1	4642.8
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	1254.7	-2248.1	5176.3
S.L.E. fond. min N	787.4	-2334.6	2437.5
S.L.E. freq. min N	748.4	-2300.8	2238.1
S.L.E. q.p. min N	673.9	-2198.9	1873.0

Sezione 3 (spiccato fondazione)			
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	20193.9	-59008.5	60315.3
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	21234.4	-42713.1	87327.6
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	21552.3	-42713.1	89298.7
S.L.U. GEO min N	15586.4	-45149.1	49379.9
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	20831.5	-42713.1	88213.4
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	23838.7	-42713.1	98350.6
S.L.E. fond. min N	14960.3	-44356.7	46312.9
S.L.E. freq. min N	14218.8	-43714.3	42524.6
S.L.E. q.p. min N	12803.6	-41779.3	35587.6

Spalla A - Condizione Fz min

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

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-863.8	818.8
Sovraccarico acc.	0.0	-144.0	-144.0
Sovraccarico perm.	0.0	-21.6	-21.6
Spinta orizz. terreno (M1)	655.7	0.0	2710.1
Spinta orizz. terreno (M2)	786.2	0.0	3249.4
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	15.9	0.0	98.4
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	105.8	0.0	655.7
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	19.0	0.0	117.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	126.8	0.0	786.2
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Peso terreno 2 tergo spalla	0.0	-1185.6	-2074.8
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	29.9	0.0	185.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	10.1	0.0	62.7
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	46.7	0.0	289.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	10.1	0.0	62.4
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	32.9	0.0	203.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	12.6	0.0	78.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	30.9	0.0	191.6
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	12.6	0.0	78.0
Eff. inerziale elem. cls	160.3	0.0	546.2
Eff. inerziale terreno tergo spalla	220.0	0.0	1584.3
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-3.2	-339.5	818.5
S.L.U. Sisma min N	23.3	-178.7	668.1
S.L.U. GEO min N	-3.4	-292.1	697.7
S.L.E. fond. min N	-2.3	-251.5	607.1
S.L.E. freq. min N	-0.9	-200.1	491.5
S.L.E. q.p. min N	-0.7	-131.4	322.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	1046.1	-3329.7	3575.9
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	1115.2	-2249.7	4577.8
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	1132.0	-2249.7	4681.5
S.L.U. GEO min N	805.6	-2550.3	2893.8
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	1094.0	-2249.7	4624.4
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	1252.3	-2249.7	5157.9
S.L.E. fond. min N	775.0	-2466.4	2649.6
S.L.E. freq. min N	744.6	-2371.9	2380.5
S.L.E. q.p. min N	670.8	-2202.4	1852.9
totale (/m)			

Sezione 3 (spiccato fondazione)			
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	19876.6	-63264.5	67941.4
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	21189.6	-42743.4	86978.0
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	21507.5	-42743.4	88949.2
S.L.U. GEO min N	15306.1	-48455.1	54981.6
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	20786.7	-42743.4	87863.9
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	23793.9	-42743.4	98001.0
S.L.E. fond. min N	14725.2	-46862.0	50342.0
S.L.E. freq. min N	14148.0	-45065.6	45230.1
S.L.E. q.p. min N	12746.1	-41845.1	35205.0

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	-38.8	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-10.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.5	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	41.0	0.0	42.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.0	0.0	6.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	26.4	0.0	41.0
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.9	0.0	2.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.5	0.0	3.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.9	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.5	0.0	3.9
Eff. inerziale elem. cls	7.2	0.0	11.1
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	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 min N	96.4	-67.8	120.8
totale (/m)			
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	56.5	-40.3	66.5
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	57.6	-40.3	68.1
S.L.E. fond. min N	71.4	-50.3	89.5
S.L.E. freq. min N	63.5	-47.3	77.2
S.L.E. q.p. min N	44.9	-40.3	48.5

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	-438.8	-29.1
Sovraccarico acc.	0.0	-30.0	-7.5
Sovraccarico perm.	0.0	-4.5	-1.1
Spinta orizz. terreno (M1)	525.4	0.0	1944.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	14.2	0.0	78.8
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	94.7	0.0	525.4
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	24.0	0.0	133.2
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	9.0	0.0	50.2
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	37.4	0.0	207.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	9.0	0.0	50.0
Eff. inerziale elem. cls	81.4	0.0	365.6
da impalcato			
S.L.U. STR min N	25.4	-340.4	344.4
S.L.U. Sisma min N	44.4	-253.2	465.1
S.L.U. GEO min N	22.7	-293.3	303.1
S.L.E. fond. min N	19.1	-249.7	256.6
S.L.E. freq. min N	6.7	-250.0	155.3
S.L.E. q.p. min N	5.6	-198.3	124.9

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	881.7	-979.3	3733.6
totale (/m)			
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	698.4	-696.4	3006.7
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	711.8	-696.4	3081.1
S.L.E. fond. min N	653.4	-722.9	2767.1
S.L.E. freq. min N	612.6	-714.2	2510.4
S.L.E. q.p. min N	545.2	-641.6	2117.5

Sezione 3 (spiccato fondazione)			
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	13827.0	-63878.9	72208.2
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	17290.1	-44330.0	98005.3
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	17506.1	-44330.0	99365.9
S.L.U. GEO min N	10693.3	-48732.3	58821.8
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	16935.4	-44330.0	98826.5
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	19058.0	-44330.0	105606.6
S.L.E. fond. min N	10246.0	-47286.3	53354.3
S.L.E. freq. min N	9688.5	-46390.2	49787.6
S.L.E. q.p. min N	8733.4	-43644.9	41285.3

totale, b=12.5 m

Spalla B - Condizione Fz min

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

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-926.3	2164.7
Sovraccarico acc.	0.0	-240.0	-120.0
Sovraccarico perm.	0.0	-36.0	-18.0
Spinta orizz. terreno (M1)	677.0	0.0	2843.4
Spinta orizz. terreno (M2)	811.7	0.0	3409.2
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	16.1	0.0	101.5
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	107.5	0.0	677.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	19.3	0.0	121.8
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	128.8	0.0	811.7
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Peso terreno 2 tergo spalla	0.0	-2331.0	-2913.8
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	30.9	0.0	194.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	10.3	0.0	64.7
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	48.2	0.0	303.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	10.2	0.0	64.4
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	34.0	0.0	213.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	12.8	0.0	80.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	31.9	0.0	201.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	12.8	0.0	80.5
Eff. inerziale elem. cls	171.9	0.0	555.7
Eff. inerziale terreno tergo spalla	432.6	0.0	3050.1
da impalcato S.L.U. STR min N	7.4	-511.3	2832.7
S.L.U. Sisma min N	41.4	-267.3	1845.3
S.L.U. GEO min N	7.4	-438.4	2439.4
S.L.E. fond. min N	5.3	-378.7	2095.8
S.L.E. freq. min N	2.4	-304.4	1667.0
S.L.E. q.p. min N	1.8	-202.7	1112.2

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	1088.1	-5281.2	6524.7
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	1380.3	-3560.6	7888.3
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	1397.5	-3560.6	7997.2
S.L.U. GEO min N	840.2	-4043.7	5341.3
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	1351.9	-3560.6	7954.0
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	1521.7	-3560.6	8496.4
S.L.E. fond. min N	805.8	-3911.9	4830.7
S.L.E. freq. min N	770.8	-3765.6	4234.8
S.L.E. q.p. min N	694.9	-3495.9	3290.0

Sezione 3 (spiccato fondazione)			
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	13601.8	-66015.0	81558.8
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	17253.2	-44507.3	98604.3
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	17469.1	-44507.3	99964.9
S.L.U. GEO min N	10502.7	-50546.0	66766.6
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	16898.5	-44507.3	99425.5
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	19021.1	-44507.3	106205.5
S.L.E. fond. min N	10072.9	-48898.8	60383.2
S.L.E. freq. min N	9634.4	-47070.1	52934.6
S.L.E. q.p. min N	8686.7	-43699.1	41125.6

7.4 Verifiche elementi strutturali principali

7.4.1 Paragliaia

Si considera un'armatura formata da barre ϕ 14/20 al lembo esterno/interno della sezione da 30 cm.

S.L.U.

$$\max M_{Ed} = 23.43 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed,conc} = -24.81 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 80.20 \text{ kNm/m}$$

$$\eta = M_{Rd}/M_{Ed} = 3.42$$

La combinazione sismica non restituisce, in questo caso, valori di particolare rilievo.

S.L.E.

$$\max M_{Ed} = 17.36 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed,conc} = -24.52 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{c,min} = -2.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 79.61 \text{ MPa}$$

Il limitato valore delle tensioni nell'acciaio rilevato già nella combinazione S.L.E. caratteristica, consente di ritenere automaticamente soddisfatte le corrispondenti verifiche a fessurazione.

7.4.2 Paramento

Si considera un'armatura formata da barre ϕ 24/10 al lembo controterra e ϕ 24/20 al lembo esterno della sezione da 1.9 cm.

Si considera in tutti i casi la combinazione max Fx (massima azione longitudinale da impalcato in testa spalla).

S.L.U.

$$\max M_{Ed} = 2303.44 \text{ kNm/m} \quad (\text{comb. sismica})$$

$$N_{Ed,conc} = -673.38 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = 3818.0 \text{ kNm/m}$$

$$\eta = M_{Rd}/M_{Ed} = 1.66$$

S.L.E.

$$\max M_{Ed} = 1209.67 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Ed,conc} = -736.56 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{c,min} = -3.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 87.79 \text{ MPa}$$

Il limitato valore delle tensioni nell'acciaio rilevato già nella combinazione S.L.E. caratteristica, consente di ritenere automaticamente soddisfatte le corrispondenti verifiche a fessurazione.

8. Pile e fondazioni

I sostegni intermedi sono formati da una fusto in sezione composta acciaio calcestruzzo, di dimensioni 2000x1300 mm, il cui nucleo viene realizzato mediante getto di calcestruzzo s.c.c. classe C35/45, sormontati da un pulvino metallico a sezione variabile. Il fusto è connesso al solettone di fondazione mediante tirafondi M40.

8.1 Verifica fusto pila

Si considera direttamente la sezione di base, le cui sollecitazioni sono riportate nelle tabelle seguenti per i vari s.l. in esame.

elemento 65 gauss point 1 - base pila P1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-6327.29	-10.44	431.56	-0.41	-4257.60	-345.92
SLU STR min N	-15078.33	-29.34	-493.35	-15.42	10769.96	948.80
SLU STR max Mx	-13101.45	-2.32	-477.54	-3.79	14620.03	1666.55
SLU STR min Mx	-12757.58	-34.40	357.01	-3.06	-18393.58	-2525.29
SLU STR min My	-11942.71	-367.59	383.71	-1.32	-12524.03	-3768.68
SLU STR max My	-9482.00	337.86	-480.69	-16.14	9318.85	3053.09
Ed SLV max N	-8527.90	303.33	905.87	8.64	7983.85	-2076.36
Ed SLV min N	-8881.01	-304.36	-971.12	-17.78	-8919.03	1883.29
Ed SLV max Mx	-8527.90	303.33	905.87	8.64	7983.85	-2076.36
Ed SLV min Mx	-8881.01	-304.36	-971.12	-17.78	-8919.03	1883.29
Ed SLV min My	-8758.09	820.58	320.60	15.31	1991.80	-5688.89
Ed SLV max My	-8645.31	-817.72	-386.02	-24.54	-2900.61	5523.59
SLE RARA max N	-6477.94	-7.00	274.59	-2.04	-2909.69	-252.19
SLE RARA min N	-11210.67	-25.79	-329.18	-10.61	7485.33	635.82
SLE RARA max Mx	-10279.36	-2.29	-318.95	-2.49	10439.81	1202.21
SLE RARA min Mx	-10708.08	-28.24	220.86	-3.50	-13483.36	-1901.26
SLE RARA min My	-8882.79	-277.46	246.16	-1.24	-9128.33	-2831.61
SLE RARA max My	-8819.05	252.76	-326.83	-12.63	6510.19	2243.22
SLE FREQUENTE max N	-6688.44	-3.07	-48.51	-5.65	-308.41	-104.20
SLE FREQUENTE min N	-9254.51	-29.64	-9.31	-3.61	1943.89	76.88
SLE FREQUENTE max Mx	-8635.49	-9.80	-0.06	1.63	3876.81	477.58
SLE FREQUENTE min Mx	-9030.75	-23.54	-82.66	-6.68	-6523.23	-1125.61
SLE FREQUENTE min My	-8871.37	-45.94	-77.97	-9.11	-6288.64	-1228.94
SLE FREQUENTE max My	-8826.71	19.79	-2.45	-4.77	3686.50	634.00
SLE Q.PERMANENTE max N	-6903.30	-3.08	-30.43	-4.32	-371.11	-97.29
SLE Q.PERMANENTE min N	-7278.23	-27.31	-38.81	-2.44	-1757.08	-448.61
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-6903.30	-3.08	-30.43	-4.32	-371.11	-97.29
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-7278.23	-27.31	-38.81	-2.44	-1757.08	-448.61
SLE Q.PERMANENTE min My	-7208.09	-47.39	-35.45	-2.30	-1593.11	-548.45
SLE Q.PERMANENTE max My	-6966.55	21.85	-34.01	-4.57	-502.12	37.25

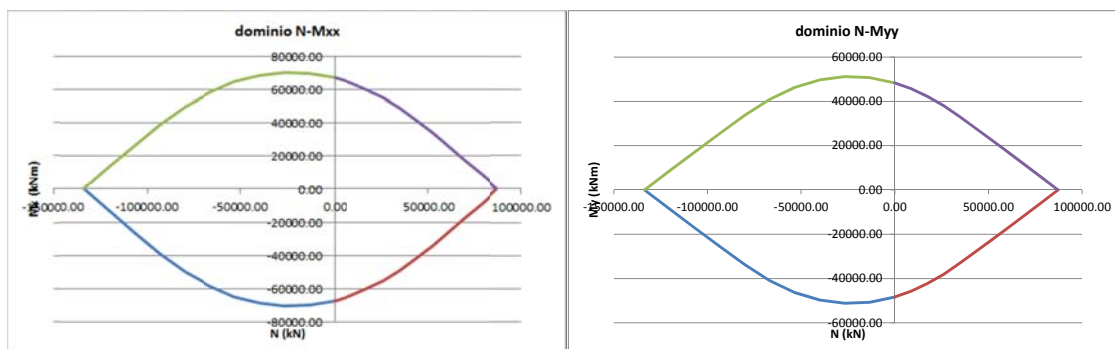
elemento 44 gauss point 1 - base pila P2

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-6327.29	-10.44	431.56	-0.41	-4257.60	-345.92
SLU STR min N	-15078.33	-29.34	-493.35	-15.42	10769.96	948.80
SLU STR max Mx	-13101.45	-2.32	-477.54	-3.79	14620.03	1666.55
SLU STR min Mx	-12757.58	-34.40	357.01	-3.06	-18393.58	-2525.29
SLU STR min My	-11942.71	-367.59	383.71	-1.32	-12524.03	-3768.68
SLU STR max My	-9482.00	337.86	-480.69	-16.14	9318.85	3053.09
Ed SLV max N	-8527.90	303.33	905.87	8.64	7983.85	-2076.36
Ed SLV min N	-8881.01	-304.36	-971.12	-17.78	-8919.03	1883.29
Ed SLV max Mx	-8527.90	303.33	905.87	8.64	7983.85	-2076.36
Ed SLV min Mx	-8881.01	-304.36	-971.12	-17.78	-8919.03	1883.29
Ed SLV min My	-8758.09	820.58	320.60	15.31	1991.80	-5688.89
Ed SLV max My	-8645.31	-817.72	-386.02	-24.54	-2900.61	5523.59
SLE RARA max N	-6477.94	-7.00	274.59	-2.04	-2909.69	-252.19
SLE RARA min N	-11210.67	-25.79	-329.18	-10.61	7485.33	635.82
SLE RARA max Mx	-10279.36	-2.29	-318.95	-2.49	10439.81	1202.21
SLE RARA min Mx	-10708.08	-28.24	220.86	-3.50	-13483.36	-1901.26
SLE RARA min My	-8882.79	-277.46	246.16	-1.24	-9128.33	-2831.61
SLE RARA max My	-8819.05	252.76	-326.83	-12.63	6510.19	2243.22
SLE FREQUENTE max N	-6688.44	-3.07	-48.51	-5.65	-308.41	-104.20
SLE FREQUENTE min N	-9254.51	-29.64	-9.31	-3.61	1943.89	76.88
SLE FREQUENTE max Mx	-8635.49	-9.80	-0.06	1.63	3876.81	477.58
SLE FREQUENTE min Mx	-9030.75	-23.54	-82.66	-6.68	-6523.23	-1125.61
SLE FREQUENTE min My	-8871.37	-45.94	-77.97	-9.11	-6288.64	-1228.94
SLE FREQUENTE max My	-8826.71	19.79	-2.45	-4.77	3686.50	634.00
SLE Q.PERMANENTE max N	-6903.30	-3.08	-30.43	-4.32	-371.11	-97.29
SLE Q.PERMANENTE min N	-7278.23	-27.31	-38.81	-2.44	1757.08	-448.61
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-6903.30	-3.08	-30.43	-4.32	-371.11	-97.29
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-7278.23	-27.31	-38.81	-2.44	1757.08	-448.61
SLE Q.PERMANENTE min My	-7208.09	-47.39	-35.45	-2.30	-1593.11	-548.45
SLE Q.PERMANENTE max My	-6966.55	21.85	-34.01	-4.57	-502.12	37.25

La presenza della connessione acciaio calcestruzzo, effettuata mediante pioli nelson, consente di considerare attivo il riempimento in cls ai fini della resistenza e della classificazione.

Le verifiche vengono pertanto affrontate allo S.L.U., confrontando le sollecitazioni con le rispettive resistenze plastiche.

Le figure seguenti riportano i domini plastici della sezione, rispettivamente per asse momento insistente lungo l'asse longitudinale e lungo l'asse trasversale.



Di seguito si riporta la valutazione dei rapporti di sfruttamento plastici, valutati sulla base delle caratteristiche di sollecitazione agenti separatamente.

Si ha pertanto:

$$N_{Rd,pl} = -133550 \text{ kN}$$

$$M_{xxRd,pl} = 67089.0 \text{ kNm}$$

$$M_{yyRd,pl} = 48302.0 \text{ kNm}$$

La verifica viene effettuata secondo il criterio proposto da EN 1993-1-1, ovvero verificando che la somma dei singoli rapporti di sfruttamento si minore dell'unità (EN 1993-1-1, 6.2.1 (7)).

In tabella il risultato del calcolo, riferito alle combinazioni S.L.U. e sismica (SLV).

Pila P1 - verifiche S.L.U. per tensioni normali

Combination	η, N	η, Mx	η, My	$\Sigma \eta$
SLU STR max N	0.05	0.06	0.01	0.12
SLU STR min N	0.11	0.16	0.02	0.29
SLU STR max Mx	0.10	0.22	0.03	0.35
SLU STR min Mx	0.10	0.27	0.05	0.42
SLU STR min My	0.09	0.19	0.08	0.35
SLU STR max My	0.07	0.14	0.06	0.27
Ed SLV max N	0.06	0.12	0.04	0.23
Ed SLV min N	0.07	0.13	0.04	0.24
Ed SLV max Mx	0.06	0.12	0.04	0.23
Ed SLV min Mx	0.07	0.13	0.04	0.24
Ed SLV min My	0.07	0.03	0.12	0.21
Ed SLV max My	0.06	0.04	0.11	0.22

Pila P2 - verifiche S.L.U. per tensioni normali

Combination	η, N	η, Mx	η, My	$\Sigma \eta$
SLU STR max N	0.05	0.06	0.01	0.12
SLU STR min N	0.11	0.16	0.02	0.29
SLU STR max Mx	0.10	0.22	0.03	0.35
SLU STR min Mx	0.10	0.27	0.05	0.42
SLU STR min My	0.09	0.19	0.08	0.35
SLU STR max My	0.07	0.14	0.06	0.27
Ed SLV max N	0.06	0.12	0.04	0.23
Ed SLV min N	0.07	0.13	0.04	0.24
Ed SLV max Mx	0.06	0.12	0.04	0.23
Ed SLV min Mx	0.07	0.13	0.04	0.24
Ed SLV min My	0.07	0.03	0.12	0.21
Ed SLV max My	0.06	0.04	0.11	0.22

Come si può notare, le verifiche forniscono in tutti i casi esito più che soddisfacente.

Si ritengono pertanto automaticamente verificate le verifiche relative ai rimanenti S.L.

Relativamente alla resistenza S.L.U. per taglio, si valuta in prima battuta il taglio resistente plastico, separatamente nelle due direzioni, conteggiando il colo contribuito delle anime; si ottiene:

$$V_{pl,xx} = [2x(1300-2x40)x40x355/1.05/(3^{0.5})]/1000 = 19051 \text{ kN}$$

$$V_{pl,yy} = [2x(2000-2x40)x355/1.05/(3^{0.5})]/1000 = 29982 \text{ kN}$$

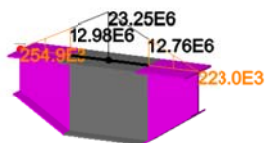
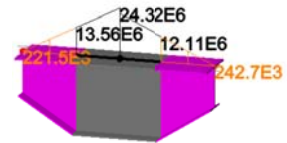
Si evidenzia, in tutti i casi, una resistenza a taglio notevolmente superiore alle sollecitazioni di progetto.

8.2 Verifica pulvino

I pulvini metallici presentano configurazione a doppia anima, variabile, con piattabanda superiore continua e piattabande inferiori separate, come indicato nella figura seguente.

La verifica della membratura viene effettuata, per semplicità, ed a favore di sicurezza, nella sezione di centro pulvino (altezza membratura pari a 1800 mm), considerando gli elementi ombreggiati nello schema seguente, tratto direttamente dall'analisi E.F. (comb. S.L.U. , max M mostrata). Si rinuncia, a favore di

sicurezza, a considerare il “rounding” del picco di sollecitazione rilevato dalla modellazione E.F., che in realtà esiste per effetto della notevole dimensione trasversale del supporto (2 m).



La tabella seguente riporta le sollecitazioni in questa sezione, rispettivamente per la pila P1 e P2, nei seguenti S.L.:

S.L.U.

S.L.E. caratteristico

Pila P1, sx

elemento 64 gauss point 1			
Combination	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)
SLU STR max Fz	-198.31	-1910.06	4092.48
SLU STR min Fz	223.00	-9587.61	21689.15
SLU STR max My	223.00	-9587.61	21689.15
SLU STR min My	-198.31	-1910.06	4092.48
SLE RARA max Fz	-125.81	-2250.30	4916.23
SLE RARA min Fz	146.78	-7083.44	16009.66
SLE RARA max My	146.78	-7083.44	16009.66
SLE RARA min My	-125.81	-2250.30	4916.23

Pila P2, sx

Combination	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)
SLU STR max Fz	-226.06	-3118.05	6788.18
SLU STR min Fz	217.50	-10281.68	23246.38
SLU STR max My	217.60	-10281.66	23246.42
SLU STR min My	-395.70	-3140.64	6702.80
SLE RARA max Fz	-144.02	-3236.33	7120.18
SLE RARA min Fz	141.96	-7653.83	17289.15
SLE RARA max My	142.04	-7653.82	17289.19
SLE RARA min My	-257.24	-3276.37	7119.35

Pila P1, dx

elemento 72 gauss point 1			
Combination	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)
SLU STR max Fz	-235.59	-2587.32	5586.39
SLU STR min Fz	163.91	-10779.20	24322.80
SLU STR max My	163.91	-10779.20	24322.80
SLU STR min My	-235.59	-2587.32	5586.39
SLE RARA max Fz	-161.18	-2824.71	6180.24
SLE RARA min Fz	102.56	-8032.89	18110.40
SLE RARA max My	102.56	-8032.89	18110.40
SLE RARA min My	-161.18	-2824.71	6180.24

Pila P2, dx

elemento 51 gauss point 1			
Combination	Fx (kN)	Fz (kN)	My (kNm)
SLU STR max Fz	-440.21	-3269.73	6957.50
SLU STR min Fz	133.85	-10161.68	22909.23
SLU STR max My	133.85	-10161.68	22909.23
SLU STR min My	-440.21	-3269.73	6957.50
SLE RARA max Fz	-302.29	-3436.37	7443.18
SLE RARA min Fz	80.48	-7514.55	16926.41
SLE RARA max My	80.48	-7514.55	16926.41
SLE RARA min My	-302.29	-3436.37	7443.18

La verifica viene effettuata impiegando il programma pontiEC4, considerando la simmetria della struttura e delle sollecitazioni attorno all'asse passante per l'asse pila.

$W_{v,7}$ (mm ³)	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300	1E+300
$W_{v,8}$ (mm ³)	1E+300	5.814E+7	5.814E+7	5.814E+7	5.814E+7	5.814E+7
$S_{v,1}$ (mm ³)	1.368E+7	1.368E+7	1.368E+7	1.368E+7	1.368E+7	1.368E+7
$S_{v,2}$ (mm ³)	3.2E+7	3.2E+7	3.2E+7	3.2E+7	3.2E+7	3.2E+7
$S_{v,3}$ (mm ³)	2.036E+7	2.036E+7	2.036E+7	2.036E+7	2.036E+7	2.036E+7
$S_{v,4}$ (mm ³)	-7.451E-9	2.924E-1	3.289E-1	1.295E-1	8.511E-1	-7.451E-9
n_E	1E+300	17.941	15.946	40.491	6.162	1E+300

Diagrammi di interazione

Sezione composta completa		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	2.16E+4	1050
-3.678E+3	2.115E+4	1186
-7.357E+3	2.021E+4	1322
-1.104E+4	1.876E+4	1458
-1.471E+4	1.682E+4	1594
-1.839E+4	1.437E+4	1730
-2.207E+4	1.157E+4	1766.52
-2.575E+4	8.722E+3	1774.89
-2.943E+4	5.846E+3	1783.26
-3.311E+4	2.938E+3	1791.63
-3.678E+4	1.837E-4	1804
0E+00	-2.16E+4	1050
-3.678E+3	-2.154E+4	914
-7.357E+3	-2.099E+4	778
-1.104E+4	-1.993E+4	642
-1.471E+4	-1.838E+4	506
-1.839E+4	-1.632E+4	370
-2.207E+4	-1.376E+4	234
-2.575E+4	-1.071E+4	98
-2.943E+4	-7.221E+3	31.09
-3.311E+4	-3.639E+3	15.54
-3.678E+4	1.837E-4	0
0E+00	2.16E+4	1050
3.678E+3	2.154E+4	914
7.357E+3	2.099E+4	778
1.104E+4	1.993E+4	642
1.471E+4	1.838E+4	506
1.839E+4	1.632E+4	370
2.207E+4	1.376E+4	234
2.575E+4	1.071E+4	98
2.943E+4	7.221E+3	31.09
3.311E+4	3.639E+3	15.54
3.678E+4	-2.878E-4	0
0E+00	-2.16E+4	1050
3.678E+3	-2.115E+4	1186
7.357E+3	-2.021E+4	1322
1.104E+4	-1.876E+4	1458
1.471E+4	-1.682E+4	1594
1.839E+4	-1.437E+4	1730

Sezione composta senza anima		
N (kN)	M (kNm)	z_{pl} (mm)
0E+00	8.393E+3	1769.23
-1.352E+3	7.347E+3	1772.31
-2.705E+3	6.296E+3	1775.38
-4.057E+3	5.242E+3	1778.46
-5.41E+3	4.183E+3	1781.54
-6.762E+3	3.12E+3	1784.62
-8.114E+3	2.053E+3	1787.69
-9.467E+3	9.812E+2	1790.77
-1.082E+4	-9.424E+1	1793.85
-1.217E+4	-1.174E+3	1796.92
-1.352E+4	-2.258E+3	1804
0E+00	-8.393E+3	1769.23
-1.352E+3	-9.435E+3	1766.15
-2.705E+3	-1.047E+4	1763.08
-4.057E+3	-1.151E+4	1760
-5.41E+3	-1.021E+4	34.29
-6.762E+3	-8.903E+3	28.57
-8.114E+3	-7.589E+3	22.86
-9.467E+3	-6.268E+3	17.14
-1.082E+4	-4.939E+3	11.43
-1.217E+4	-3.602E+3	5.71
-1.352E+4	-2.258E+3	0
0E+00	8.393E+3	1769.23
1.352E+3	9.435E+3	1766.15
2.705E+3	1.047E+4	1763.08
4.057E+3	1.151E+4	1760
5.41E+3	1.021E+4	34.29
6.762E+3	8.903E+3	28.57
8.114E+3	7.589E+3	22.86
9.467E+3	6.268E+3	17.14
1.082E+4	4.939E+3	11.43
1.217E+4	3.602E+3	5.71
1.352E+4	2.258E+3	0
0E+00	-8.393E+3	1769.23
1.352E+3	-7.347E+3	1772.31
2.705E+3	-6.296E+3	1775.38
4.057E+3	-5.242E+3	1778.46
5.41E+3	-4.183E+3	1781.54
6.762E+3	-3.12E+3	1784.62

2.207E+4	-1.157E+4	1766.52
2.575E+4	-8.722E+3	1774.89
2.943E+4	-5.846E+3	1783.26
3.311E+4	-2.938E+3	1791.63
3.678E+4	-2.878E-4	1804

8.114E+3	-2.053E+3	1787.69
9.467E+3	-9.812E+2	1790.77
1.082E+4	9.424E+1	1793.85
1.217E+4	1.174E+3	1796.92
1.352E+4	2.258E+3	1804

Sezione Tpila S1p1**Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)****Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	1.12E+5	-4.79E+6	1.08E+7	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	1.12E+5	-4.79E+6	1.08E+7	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica**Classificazione della sezione (Comb. Mmax)**

	c/t	z_{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	43	1045.88	0.58	-0.81	1
Piattabanda superiore	7.62				1
Piattabanda inferiore	3.88				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	1.115E+5	M_{Ed} (Nm)	1.084E+7	N_{Ed} (N)	1.115E+5
N_{Rd} (N)	3.678E+7	M_{Rd} (Nm)	2.16E+7	M_{Ed} (Nm)	1.084E+7
				M_{Rd} (Nm)	2.16E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.003	M_{Ed}/M_{Rd}	0.502	M_{Ed}/M_{Rd}	0.502
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde**Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)**

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	186.6	0	0	0	0	0	0	186.6	0	0	0	0	186.6	0.552
σ_3	177.4	0	0	0	0	0	0	177.4	0	0	0	0	177.4	0.525
σ_2	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0.003
σ_1	-220.2	0	0	0	0	0	0	-220.2	0	0	0	0	-220.2	0.651

σ_0	-229.4	0	0	0	0	0	0	0	-229.4	0	0	0	0	-229.4	0.679
------------	--------	---	---	---	---	---	---	---	--------	---	---	---	---	--------	-------

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.679 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=43 < 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=60.548 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NON NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: $V_{b,Rd}=1.538E+7 \text{ N}$

Essendo:

$$a/h_w=1.163, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=8.298$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=1.538E+7 \text{ N,} \quad \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w=1.2, \quad \lambda_w=0.49, \quad \tau_{cr}=852.7, \quad C=515.1$$

$$M_{Ed}=1.084E+7 \text{ Nm,} \quad M_{f,Rd}=8.479E+6 \text{ Nm,} \quad M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.279$$

Resistenza plastica: $V_{pl,Rd}=1.612E+7 \text{ N}$

Resistenza a taglio: $V_{Rd}=V_{pl,Rd}=1.612E+7 \text{ N}$

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.297, \quad (= > \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.312, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.502$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmax)

Sollecitazioni (Comb. Mmax)

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	7.34E+4	-3.54E+6	8E+6	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	7.34E+4	-3.54E+6	8E+6	0E+00

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	σ_{id}	η_1
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	137.7	0	0	0	0	0	0	137.7	0	0	0	0	137.7	137.7	0.388
σ_3	130.8	0	0	0	0	0	0	130.8	0	0	0	0	130.8	146.8	0.413
σ_2	0.7	0	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0.7	104.6	0.295
σ_1	-162.6	0	0	0	0	0	0	-162.6	0	0	0	0	-162.6	168.6	0.475
σ_0	-169.4	0	0	0	0	0	0	-169.4	0	0	0	0	-169.4	169.4	0.477
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
τ_3	-38.4	0	0	0	0	0	0	-38.4	0	0	0	0	-38.4		
τ_2	-60.4	0	0	0	0	0	0	-60.4	0	0	0	0	-60.4		
τ_1	-25.8	0	0	0	0	0	0	-25.8	0	0	0	0	-25.8		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.477 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Sezione Tpila S2p1**Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)****Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	8.2E+4	-5.39E+6	1.22E+7	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	8.2E+4	-5.39E+6	1.22E+7	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica**Classificazione della sezione (Comb. Mmax)**

	c/t	z_{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	43	1046.97	0.59	-0.8	1
Piattabanda superiore	7.62				1
Piattabanda inferiore	3.88				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	8.196E+4	M_{Ed} (Nm)	1.216E+7	N_{Ed} (N)	8.196E+4
N_{Rd} (N)	3.678E+7	M_{Rd} (Nm)	2.16E+7	M_{Ed} (Nm)	1.216E+7
				M_{Rd} (Nm)	2.16E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.002	M_{Ed}/M_{Rd}	0.563	M_{Ed}/M_{Rd}	0.563
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde**Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)**

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	208.9	0	0	0	0	0	0	208.9	0	0	0	0	208.9	0.618
σ_3	198.5	0	0	0	0	0	0	198.5	0	0	0	0	198.5	0.587
σ_2	0.8	0	0	0	0	0	0	0.8	0	0	0	0	0.8	0.002
σ_1	-247.3	0	0	0	0	0	0	-247.3	0	0	0	0	-247.3	0.732
σ_0	-257.7	0	0	0	0	0	0	-257.7	0	0	0	0	-257.7	0.762

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.762 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=43 < 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=60.548 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NON NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=1.538E+7$ N**

Essendo:

$$a/h_w=1.163, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=8.298$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=1.538E+7 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w=1.2, \quad \lambda_w=0.49, \quad \tau_{cr}=852.7, \quad C=515.1$$

$$M_{Ed}=1.216E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=8.456E+6 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.438$$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=1.612E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=V_{pl,Rd}=1.612E+7$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{Rd}=0.334, \quad (=> \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{bw,Rd}=0.35, \quad \eta_1=M_{Ed}/M_{Rd}=0.563$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmax)**Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	5.13E+4	-4.02E+6	9.06E+6	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	5.13E+4	-4.02E+6	9.06E+6	0E+00

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a	F. 2a	F. 2b	F. 2b	F. 2c	F. 2c	F. 2	F. 3a	F. 3a	F. 3b	F. 3b	F. 3	σ_{id}	η_1
		Non	Fess.	Non	Fess.	Non	Fess.	tot	Non	Fess.	Non	Fess.	tot		

		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.					
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	155.4	0	0	0	0	0	0	155.4	0	0	0	0	155.4	155.4	0.438
σ_3	147.7	0	0	0	0	0	0	147.7	0	0	0	0	147.7	165.9	0.467
σ_2	0.5	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0.5	118.6	0.334
σ_1	-184.2	0	0	0	0	0	0	-184.2	0	0	0	0	-184.2	191.1	0.538
σ_0	-192	0	0	0	0	0	0	-192	0	0	0	0	-192	192	0.541
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
τ_3	-43.6	0	0	0	0	0	0	-43.6	0	0	0	0	-43.6		
τ_2	-68.5	0	0	0	0	0	0	-68.5	0	0	0	0	-68.5		
τ_1	-29.3	0	0	0	0	0	0	-29.3	0	0	0	0	-29.3		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.541 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Sezione Tpila S1p2**Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)****Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	1.09E+5	-5.14E+6	1.16E+7	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	1.09E+5	-5.14E+6	1.16E+7	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica**Classificazione della sezione (Comb. Mmax)**

	c/t	z_{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	43	1045.98	0.58	-0.8	1
Piattabanda superiore	7.62				1
Piattabanda inferiore	3.88				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	1.088E+5	M_{Ed} (Nm)	1.162E+7	N_{Ed} (N)	1.088E+5
N_{Rd} (N)	3.678E+7	M_{Rd} (Nm)	2.16E+7	M_{Ed} (Nm)	1.162E+7
				M_{Rd} (Nm)	2.16E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.003	M_{Ed}/M_{Rd}	0.538	M_{Ed}/M_{Rd}	0.538
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde**Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)**

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	199.9	0	0	0	0	0	0	199.9	0	0	0	0	199.9	0.591
σ_3	190	0	0	0	0	0	0	190	0	0	0	0	190	0.562
σ_2	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0.003
σ_1	-236.1	0	0	0	0	0	0	-236.1	0	0	0	0	-236.1	0.698
σ_0	-246	0	0	0	0	0	0	-246	0	0	0	0	-246	0.728

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.728 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=43 < 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=60.548 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NON NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **V_{b,Rd}=1.538E+7 N**

Essendo:

$$a/h_w=1.163, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=8.298$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=1.538E+7 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w=1.2, \quad \lambda_w=0.49, \quad \tau_{cr}=852.7, \quad C=515.1$$

$$M_{Ed}=1.162E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=8.477E+6 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.371$$

Resistenza plastica: **V_{pl,Rd}=1.612E+7 N**

Resistenza a taglio: **V_{Rd}=V_{pl,Rd}=1.612E+7 N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.319, \quad (= \text{VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0.334, \quad \eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.538$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmax)**Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	7.1E+4	-3.83E+6	8.64E+6	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	7.1E+4	-3.83E+6	8.64E+6	0E+00

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a	F. 2a	F. 2b	F. 2b	F. 2c	F. 2c	F. 2	F. 3a	F. 3a	F. 3b	F. 3b	F. 3	σ_{id}	η_1
		Non	Fess.	Non	Fess.	Non	Fess.	tot	Non	Fess.	Non	Fess.	tot		

		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.					
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	148.6	0	0	0	0	0	0	148.6	0	0	0	0	148.6	148.6	0.419
σ_3	141.2	0	0	0	0	0	0	141.2	0	0	0	0	141.2	158.5	0.446
σ_2	0.7	0	0	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	0.7	113	0.318
σ_1	-175.7	0	0	0	0	0	0	-175.7	0	0	0	0	-175.7	182.2	0.513
σ_0	-183.1	0	0	0	0	0	0	-183.1	0	0	0	0	-183.1	183.1	0.516
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
τ_3	-41.5	0	0	0	0	0	0	-41.5	0	0	0	0	-41.5		
τ_2	-65.2	0	0	0	0	0	0	-65.2	0	0	0	0	-65.2		
τ_1	-27.9	0	0	0	0	0	0	-27.9	0	0	0	0	-27.9		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.516 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Sezione Tpila S2p2**Verifiche S.L.U. sezione composta (Comb. Mmax)****Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	6.69E+4	-5.08E+6	1.15E+7	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	6.69E+4	-5.08E+6	1.15E+7	0E+00

Pressoflessione - Analisi plastica**Classificazione della sezione (Comb. Mmax)**

	c/t	z_{pl} (mm)	α	ψ	Classe
Anima	43	1047.53	0.59	-0.8	1
Piattabanda superiore	7.62				1
Piattabanda inferiore	3.88				1
classe della sezione					1
Analisi plastica: APPLICABILE					

Verifica plastica a Presso-Tenso flessione (Comb. Mmax)

Azione assiale		Flessione semplice		Interazione N/M	
N_{Ed} (N)	6.693E+4	M_{Ed} (Nm)	1.145E+7	N_{Ed} (N)	6.693E+4
N_{Rd} (N)	3.678E+7	M_{Rd} (Nm)	2.16E+7	M_{Ed} (Nm)	1.145E+7
				M_{Rd} (Nm)	2.16E+7
N_{Ed}/N_{Rd}	0.002	M_{Ed}/M_{Rd}	0.53	M_{Ed}/M_{Rd}	0.53
VERIFICA SODDISFATTA					

Pressoflessione - Calcolo tensioni lorde**Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)**

	F. 1	F. 2a Non Fess.	F. 2a Fess.	F. 2b Non Fess.	F. 2b Fess.	F. 2c Non Fess.	F. 2c Fess.	F. 2 tot	F. 3a Non Fess.	F. 3a Fess.	F. 3b Non Fess.	F. 3b Fess.	F. 3 tot	η_1
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	196.6	0	0	0	0	0	0	196.6	0	0	0	0	196.6	0.582
σ_3	186.9	0	0	0	0	0	0	186.9	0	0	0	0	186.9	0.553
σ_2	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0.002
σ_1	-233	0	0	0	0	0	0	-233	0	0	0	0	-233	0.689
σ_0	-242.8	0	0	0	0	0	0	-242.8	0	0	0	0	-242.8	0.718

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.718 VERIFICA NON SIGNIFICATIVA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Resistenza a taglio

Valutazione della necessità di calcolo della resistenza a Shear buckling

$$h_w/t_w=43 < 31/\eta * \epsilon_w * (K_\tau)^{0.5}=60.548 \quad \text{Verifica a Shear Buckling: NON NECESSARIA}$$

Resistenza a taglio Shear buckling: **$V_{b,Rd}=1.538E+7$ N**

Essendo:

$$a/h_w=1.163, \quad \eta=1.2, \quad K_\tau=8.298$$

$$\text{contributo anima: } V_{bw,Rd}=1.538E+7 \text{ N, } \text{contributo flange: } V_{bf,Rd}=0E+00 \text{ N}$$

$$\chi_w=1.2, \quad \lambda_w=0.49, \quad \tau_{cr}=852.7, \quad C=515.1$$

$$M_{Ed}=1.145E+7 \text{ Nm, } M_{f,Rd}=8.445E+6 \text{ Nm, } M_{Ed}/M_{f,Rd}=1.356$$

Resistenza plastica: **$V_{pl,Rd}=1.612E+7$ N**

Resistenza a taglio: **$V_{Rd}=V_{pl,Rd}=1.612E+7$ N**

Coefficienti di utilizzo

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{Rd}=0.315, \quad (= \text{> VERIFICA SODDISFATTA})$$

$$\eta_3=V_{Ed}/V_{bw,Rd}=0.33, \quad \eta_1=M_{Ed}/M_{Rd}=0.53$$

Interazione pressoflessione taglio (N-M-V)

Valutazione della presenza di interazione

$$\eta_3 < 0.5, \quad M_{Ed}/M_{f,Rd} > 1$$

NON C'E' INTERAZIONE

Verifica a stato limite delle tensioni (Comb. Mmax)**Sollecitazioni (Comb. Mmax)**

Fase	N (N)	V (N)	M (Nm)	T (Nm)
1	4.02E+4	-3.76E+6	8.46E+6	0E+00
2a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
2b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Rit.Iso	0E+00	0	0E+00	0
2c	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
3a	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Term.Iso	0E+00	0	0E+00	0
3b	0E+00	0E+00	0E+00	0E+00
Totale	4.02E+4	-3.76E+6	8.46E+6	0E+00

Tensioni normali sulla sezione lorda (Comb. Mmax)

	F. 1	F. 2a	F. 2a	F. 2b	F. 2b	F. 2c	F. 2c	F. 2	F. 3a	F. 3a	F. 3b	F. 3b	F. 3	σ_{id}	η_1
		Non	Fess.	Non	Fess.	Non	Fess.	tot	Non	Fess.	Non	Fess.	tot		

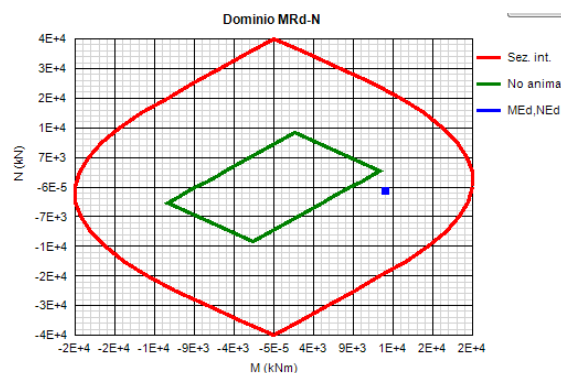
		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.		Fess.					
σ_8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_7	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_6	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ_4	145.2	0	0	0	0	0	0	145.2	0	0	0	0	145.2	145.2	0.409
σ_3	138	0	0	0	0	0	0	138	0	0	0	0	138	155	0.437
σ_2	0.4	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0	0.4	111	0.313
σ_1	-172.3	0	0	0	0	0	0	-172.3	0	0	0	0	-172.3	178.7	0.503
σ_0	-179.5	0	0	0	0	0	0	-179.5	0	0	0	0	-179.5	179.5	0.506
τ_4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
τ_3	-40.8	0	0	0	0	0	0	-40.8	0	0	0	0	-40.8		
τ_2	-64.1	0	0	0	0	0	0	-64.1	0	0	0	0	-64.1		
τ_1	-27.4	0	0	0	0	0	0	-27.4	0	0	0	0	-27.4		
τ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Massimo coefficiente di utilizzo: 0.506 VERIFICA SODDISFATTA

NOTE

- 1) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
- 2) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 2 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 2 e' stata considerata: Fessurata (m.)
- 3) Tensione totale all'estradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
- 4) Tensione totale all'intradosso soletta alla fine della fase 3 = 0 N/mm²
La sezione a fine fase 3 e' stata considerata: Fessurata (m.)

Di seguito si riporta il dominio plastico M/N per la sezione completa, e per la sezione depurata dalla resistenza delle anime, con indicazione delle caratteristiche di sollecitazione afferenti alla combinazione peggiore S.L.U. .



Come può notarsi, a fronte di un soddisfacente coefficiente di sicurezza, vi è una leggera interazione flessione/taglio.

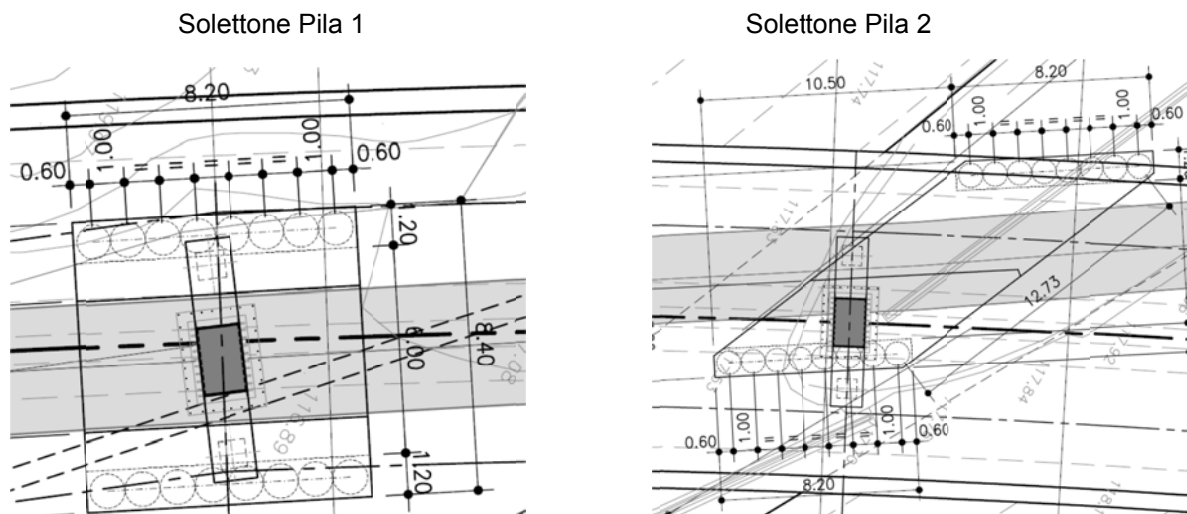
Relativamente alle tensioni in esercizio, si rileva la massima tensione di 155.4 MPa, in corrispondenza dell'estradosso piattabanda superiore, cui fa riscontro una massima tensione ideale, in corrispondenza dell'attacco anima piattabanda, di 165.9 MPa

8.3 Elevazioni

9. Fondazioni pile P1 e P2

Al fine di risolvere l'interferenza tra le strutture fondali delle pile ed il manufatto idraulico esistente, le pile vengono fondate su strutture a cavalletto formate da un solettone di spessore 1.50 m, dotato di nervatura di attacco della pila, fondato su una coppia di cordoli composti da 8 pali ϕ 1.0 m, accostati.

Le figure seguenti riportano la pianta delle due strutture impiegate rispettivamente per la fondazione della pila 1 e della pila 2.



Ai fini del calcolo, il solettone viene ipotizzato semplicemente appoggiato sui cordoli dei pali. Si provvede in ogni caso un'adeguata armatura di continuità anche al lembo superiore dei solettone.

9.1 Sollecitazioni in fondazione

Le sollecitazioni insistenti sui singoli allineamenti di pali, su cui poggiano i solettone di scavalco, vengono fornite in termini globali, riferendosi ad una terna cartesiana ortogonale avente l'asse x diretto come l'allineamento del cordolo, ed origine ubicata in corrispondenza del punto medio dell'allineamento. Il verso è stabilito da spalla B verso spalla A. Si indicheranno nel prosieguo, genericamente come "cordolo sinistro" e "cordolo destro" i cordoli di pali ubicati rispetto al s.r. individuato.

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni impiegate per il dimensionamento delle palificate, dedotte dagli involucri max/min F_z (azione assiale globale), max/min M_y (momento flettente con asse momento parallelo all'asse y). La caratteristica M_x (momento flettente con asse momento parallelo all'asse longitudinale) non viene massimizzata/minimizzata, vista l'ipotesi di assenza di trasmissione di momento flettente (solettone semplicemente appoggiato).

elemento 838 gauss point 1 - cordolo sinistro

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU STR max Fz	-41.31	2758.24	-3003.78	0.00	-280.62	-64.20
SLU STR min Fz	5.50	7076.65	-10550.11	0.00	17.87	11.46
SLU STR max My	148.53	4222.48	-5184.13	0.00	1177.62	251.56
SLU STR min My	-164.30	5022.24	-6480.68	0.00	-1294.25	-267.91
SLU GEO max Fz	-30.16	2768.30	-3011.19	0.00	-196.96	-45.70
SLU GEO min Fz	5.31	5798.40	-8648.15	0.00	19.79	10.74
SLU GEO max My	132.22	4027.05	-4893.47	0.00	1049.38	224.31
SLU GEO min My	-139.82	4040.02	-5163.38	0.00	-1100.95	-227.99
Ed SLV max Fz	127.90	4568.23	-3698.25	0.00	1034.14	212.12
Ed SLV min Fz	-132.06	3546.45	-6436.24	0.00	-1054.33	-215.94
Ed SLV max My	328.60	4231.72	-4492.91	0.00	2651.84	549.29
Ed SLV min My	-331.33	3879.86	-5634.92	0.00	-2680.51	-550.73
SLE RARA max Fz	-28.24	2948.90	-3411.01	0.00	-192.22	-43.47
SLE RARA min Fz	1.12	5239.93	-7810.72	0.00	-8.43	3.64
SLE RARA max My	109.06	3976.35	-4901.40	0.00	857.28	185.29
SLE RARA min My	-122.23	3759.78	-4887.44	0.00	-955.35	-199.54
SLE FREQUENTE max Fz	-7.98	3284.18	-4132.82	0.00	-55.98	-11.38
SLE FREQUENTE min Fz	-13.21	4295.61	-6057.01	0.00	-104.24	-19.58
SLE FREQUENTE max My	11.20	3443.23	-4466.51	0.00	85.28	19.68
SLE FREQUENTE min My	-24.53	3430.23	-4440.97	0.00	-190.51	-39.46
SLE Q.PERMANENTE max Fz	-2.90	3351.76	-4278.93	0.00	-21.87	-3.37
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-12.20	3525.57	-4636.87	0.00	-97.75	-19.40
SLE Q.PERMANENTE max My	6.12	3375.65	-4320.40	0.00	51.18	11.67
SLE Q.PERMANENTE min My	-19.45	3497.81	-4587.08	0.00	-156.40	-31.45

elemento 839 gauss point 1 - cordolo destro

Combination	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
SLU STR max Fz	15.95	-3173.41	-3855.44	0.00	58.07	-28.63
SLU STR min Fz	-14.67	-6486.41	-12017.51	0.00	-74.18	29.84
SLU STR max My	250.16	-3777.85	-5919.06	0.00	1749.38	-403.50
SLU STR min My	-273.01	-5570.93	-8169.43	0.00	-1922.36	455.27
SLU GEO max Fz	14.89	-3197.09	-4041.89	0.00	57.70	-26.23
SLU GEO min Fz	-3.43	-5222.19	-9883.19	0.00	1.82	11.04
SLU GEO max My	222.85	-3642.88	-5823.44	0.00	1558.90	-358.91
SLU GEO min My	-232.31	-4513.39	-6588.26	0.00	-1635.25	387.41
Ed SLV max Fz	192.66	-3760.48	-4893.40	0.00	1378.15	381.60
Ed SLV min Fz	-196.10	-4416.29	-7519.78	0.00	-1405.81	-371.46
Ed SLV max My	553.47	-3907.19	-5732.60	0.00	3953.69	858.65
Ed SLV min My	-556.92	-4269.58	-6680.58	0.00	-3981.35	-848.51
SLE RARA max Fz	3.00	-3266.90	-4287.50	0.00	-16.33	-5.91
SLE RARA min Fz	-6.23	-4794.84	-8853.28	0.00	-24.20	14.27
SLE RARA max My	183.98	-3692.66	-5787.93	0.00	1288.38	-295.91
SLE RARA min My	-203.28	-4128.94	-5997.41	0.00	-1433.85	338.63
SLE FREQUENTE max Fz	-23.91	-3458.01	-5019.95	0.00	-179.06	39.81
SLE FREQUENTE min Fz	11.76	-4067.72	-6886.97	0.00	82.83	-17.45
SLE FREQUENTE max My	18.94	-3368.51	-5063.72	0.00	126.73	-29.56
SLE FREQUENTE min My	-40.47	-3570.24	-5341.05	0.00	-282.95	68.29
SLE Q.PERMANENTE max Fz	-32.01	-3501.84	-5171.19	0.00	-229.74	53.76
SLE Q.PERMANENTE min Fz	10.49	-3436.90	-5233.58	0.00	73.51	-15.03
SLE Q.PERMANENTE max My	10.84	-3412.34	-5214.96	0.00	76.05	-15.61
SLE Q.PERMANENTE min My	-32.37	-3526.40	-5189.81	0.00	-232.28	54.34