



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO GARBARINI

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		STR0	105	--		
	SCALA:						-		

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

	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
Viadotto Garbarini – relazione di calcolo impalcato e sottostrutture

1.	Introduzione	2
1.1	Generalità	2
1.2	Descrizione generale dell'opera	3
1.2.1	Impalcato	3
1.2.2	Sottostrutture	5
1.2.3	Sistema di vincolo	6
1.3	Normative di riferimento	7
1.4	Contestualizzazione dell'opera	7
1.4.1	Condizioni ambientali	7
1.4.2	Classi di esposizione	8
1.4.3	Classificazione traffico	8
1.4.4	Caratteristiche materiali	8
1.4.5	Classe di esecuzione	9
1.5	Software di calcolo	9
1.6	Convenzioni generali	10
1.7	Impostazioni generali delle analisi	11
1.7.1	Fasi di analisi	11
1.7.2	Analisi e verifiche eseguite	12
1.7.3	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	12
1.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	19
1.8.1	Stato della soletta	19
1.8.2	Larghezze collaboranti	20
1.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	20
1.9	Caratteristiche dimensionali sezioni	20
1.10	Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)	22
2.	Analisi dei carichi	22
2.1	Carichi agenti in fase 1	22
2.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	22
2.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	23
2.2	Carichi agenti in fase 2	24
2.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2})	24
2.2.2	Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)	24
2.3	Carichi agenti in fase 3	26
2.3.1	Variazioni termiche (T_k)	26
2.3.2	Carichi mobili (Q_k)	27
2.3.3	Azione del vento (F_w)	30
2.3.4	Attrito appoggi (Q_{frict})	31

2.3.5	Azione sismica (E_d)	31
2.4	Combinazioni di carico	33
3.	Analisi strutturale	35
3.1	Analisi statica globale	35
3.1.1	Risultati salienti	36
3.2	Analisi dinamica	86
4.	Verifica impalcato metallico	88
4.1	Verifica travi longitudinali	88
4.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	88
4.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	92
4.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	94
4.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	94
4.1.5	Verifica connessione trave/soletta	97
4.2	Verifica stiffeners trasversali e ribs longitudinali	100
4.2.1	Irrigidenti intermedi	100
4.2.2	Irrigidenti d'appoggio	103
5.	Deformazioni e controfrecce	104
5.1	Contromonte di progetto	108
6.	Apparecchiature di appoggio e giunto	109
6.1	Generalità	109
6.2	Portate appoggi	110
6.3	Deformazioni agli appoggi	111
6.3.1	Spostamenti orizzontali	111
6.3.2	Rotazioni	112
6.4	Dimensionamento varchi e giunti	113
7.	Spalle	114
7.1	Generalità	114
7.2	Analisi dei carichi	117
7.3	Calcolo sollecitazioni	119
7.3.1	Sollecitazioni lungo l'elevazione	122
7.3.2	Sollecitazioni in fondazione	127

1. Introduzione

1.1 Generalità

La presente relazione riporta i calcoli statici effettuati nell'ambito delle attività di progettazione strutturale definitiva delle opere afferenti l'intervento di realizzazione della bretella Autostradale Rapallo Fontanabuona,

con riferimento al viadotto Garbarini, da realizzarsi nell'ambito della riqualificazione di tracciato della strada SP 22, tra le progressive 0+585.01 e 0+650.01.

1.2 Descrizione generale dell'opera

1.2.1 Impalcato

L'opera consta di una campata singola, ordita tra due spalle in c.a., denominate rispettivamente "spalla A" e "spalla B" di luce pari a 65 m; la larghezza complessiva della soletta, che ospita un piano viabile di 9.50 m, è pari a 12.70 m.

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

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

La luce netta delle travi longitudinali, che risultano ordite parallelamente, è pari a 65 m; la luce complessiva, considerato il retrotrave da 50 cm, è pari a 66 m.

L'altezza complessiva dell'opera è pari a 2.86 m (trave metallica da 2.60 m + soletta da 0.26 m), cui consegue un rapporto luce altezza è pari a 1/22.7

L'assieme formato da travi e trasversi è stabilizzato, prima della realizzazione della soletta, da un sistema di controventi di montaggio formato da profili 100x10 (o similari), che collegano orizzontalmente, a due a due, le quattro travi, in corrispondenza dei campi di estremità.

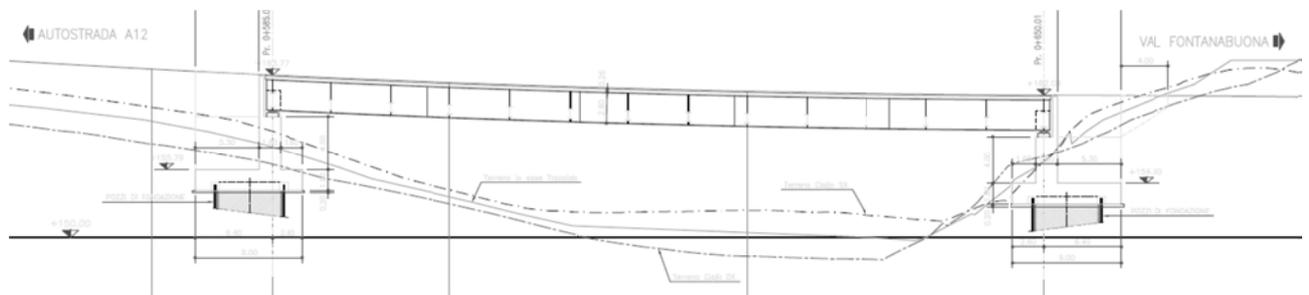
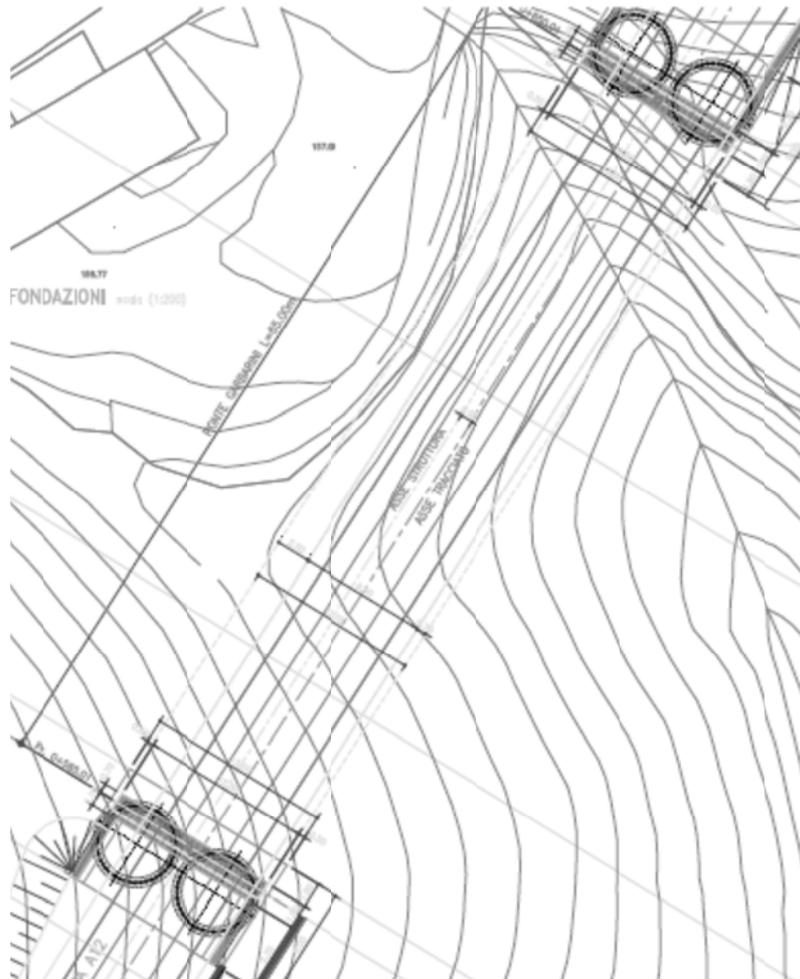
Tutte le giunzioni tra conci delle travi longitudinali sono previste realizzate mediante saldature p.p. a piè d'opera. L'assemblaggio del grigliato avviene mediante giunzioni bullonate travi/traversi.

La soletta in calcestruzzo è realizzata con l'ausilio di predalla collaborante in calcestruzzo, di spessore da 60 mm. Lo spessore complessivo del pacchetto in calcestruzzo è pari a 260 mm.

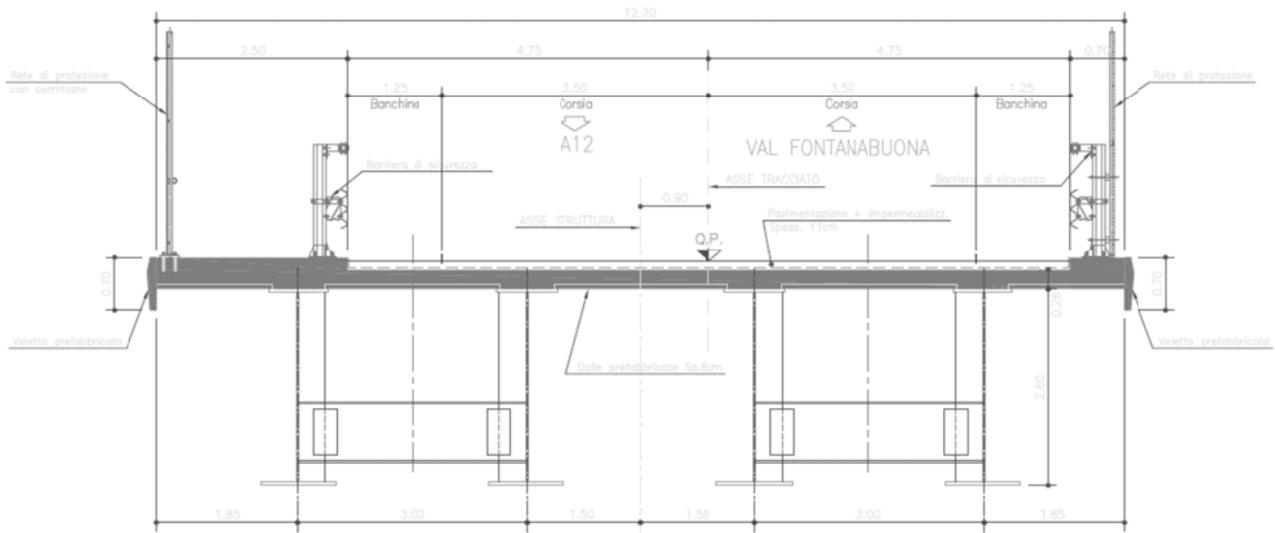
La soletta, di larghezza costante pari a 12.70 m ospita un piano viabile da 9.50 m, un marciapiede pedonabile, posto in sinistra, di larghezza pari a 2.50 m, ed un cordolo posto in destra di larghezza pari a 70 cm, che ospita la barriera di sicurezza.

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

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.

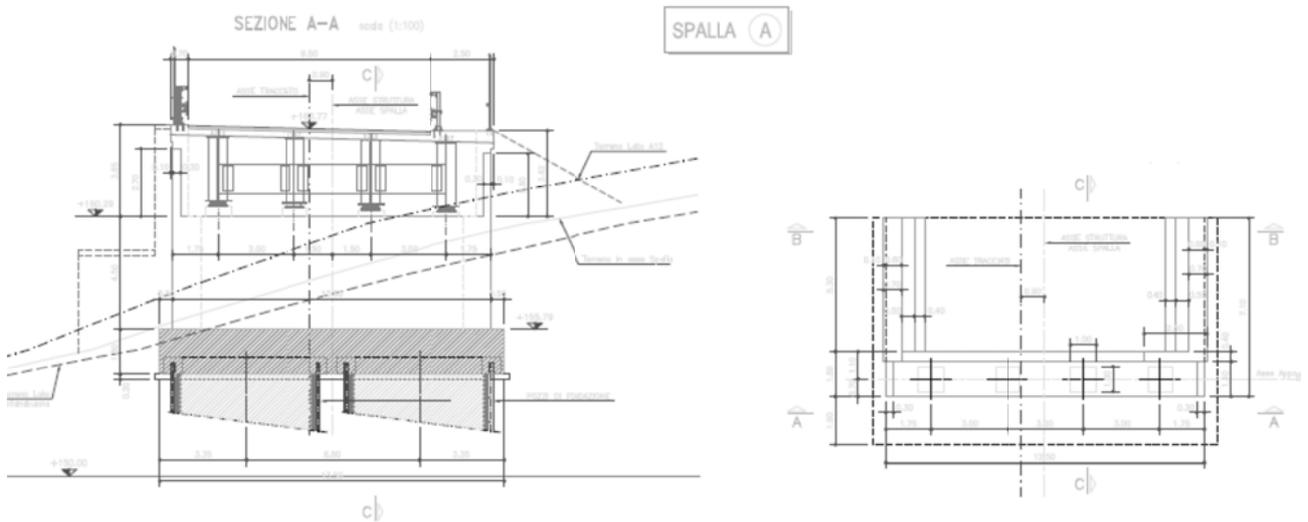


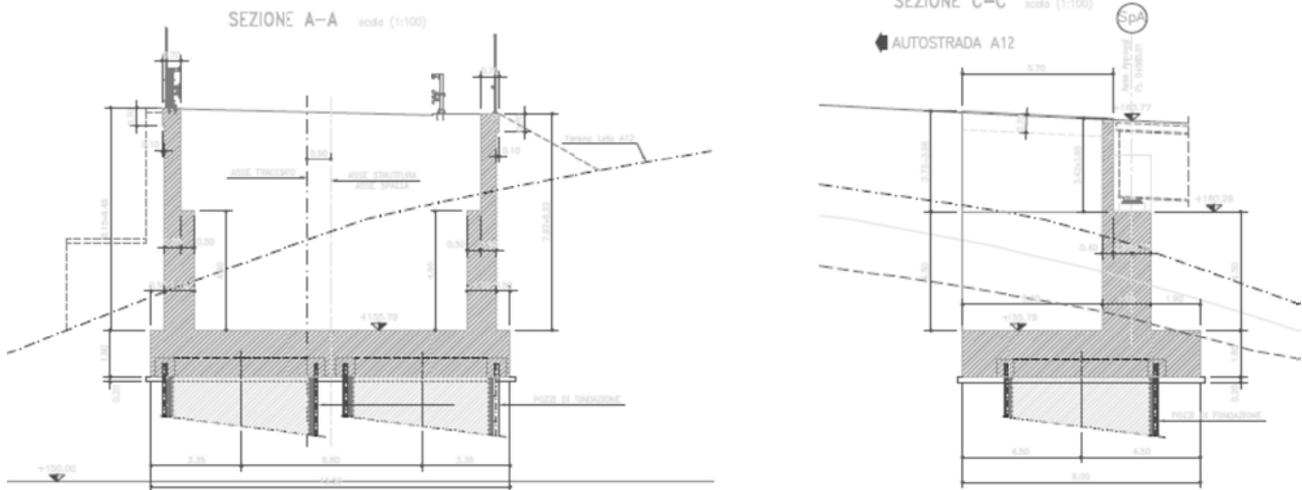
SEZIONE TIPO IMPALCATO scala (1:50)



1.2.2 Sottostrutture

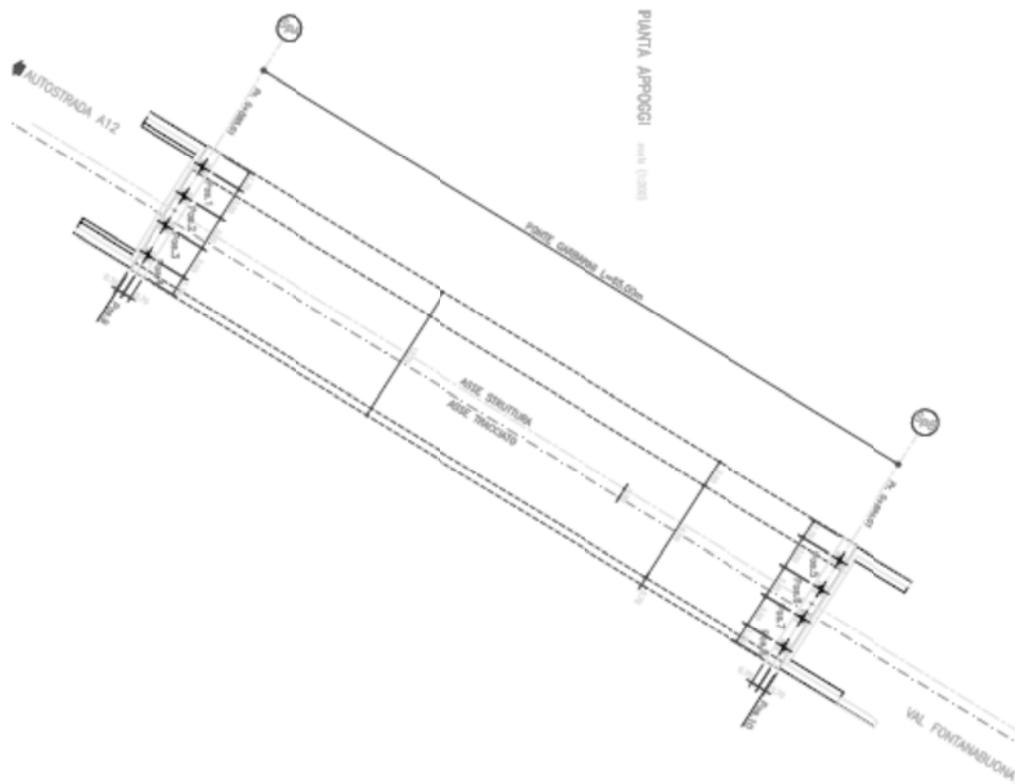
La travata è supportata da spalle in c.a. formate da soola di base, paramento, dello spessore di 1.80 m, e paraghiaia di spessore 40 cm. La soola è fondata su di una coppia di pozzi.





1.2.3 Sistema di vincolo

La struttura è vincolata ai sostegni mediante dispositivi di isolamento in neoprene armato ad alta dissipazione, disposti alle estremità di ciascuna trave.



= isolatore elastomerico

Le caratteristiche indicative del sistema di vincolo sono le seguenti:

$k_h = 4e6 \text{ N/mm}$ rigidezza orizzontale dei dispositivi

$\xi = 16 \%$ 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):

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

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

Per l'umidità ambientale si assume:

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

1.4.2 Classi di esposizione

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

soletta: XF4

baggioli: XF4

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

1.4.3 Classificazione traffico

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

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

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

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

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

N_{obs} : 0.5e6

Composizione traffico: Medium Distance

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

approccio: safe life (γ_M) 1.35

1.4.4 Caratteristiche materiali

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

Calcestruzzo soletta:

cls classe C35/45 MPa

$E_c = 34077$ MPa modulo elastico a breve termine

$\nu = 0.2$ modulo di Poisson

$\alpha_t = 1.0e-5$ coefficiente dilatazione termica

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

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

Acciaio in barre nervate

Acciaio tipo B450C

Acciaio per carpenteria

Acciaio tipo S355 autoprotetto

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

$\nu = 0.27$ modulo di Poisson

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

Bulloni

Bulloni cl 10.9.

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

Saldature

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

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

1.4.5 Classe di esecuzione

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

1.5 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "LUSAS (vers. 15.0)", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma windows NT. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti.

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

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

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

S.L.U.:

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 - 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 traversi, 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 Carchi mobili gr. i (*)	$T_{k,N}$ $T_{k,M}$ $F_{w,k}$ Q_k	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)

(*)Azione multicomponente

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

In dettaglio:

Fase 1

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

Fase 2

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

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

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

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

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

Fase 3

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

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

La sezione resistente è anche in questo caso quella composta acciaio/calcestruzzo; in questo caso, però, l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n_0 di breve durata, definito nel seguito.

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

1.7.2 Analisi e verifiche eseguite

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

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

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

1.7.3 Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls

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

1.7.3.1 Verifica sezioni

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

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

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

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

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

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

- Classificazione effettiva della sezione

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

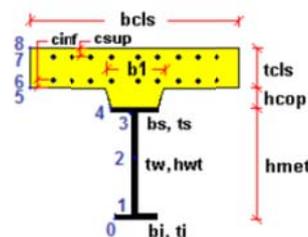
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

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

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

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 Mmax/min e Vmax/min, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per Mmax/min Vmax/min derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range di progetto $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$ tabellari,

opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{MF} .

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

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

1.7.3.2 Verifica connessione trave - soletta

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

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

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

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

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

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

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

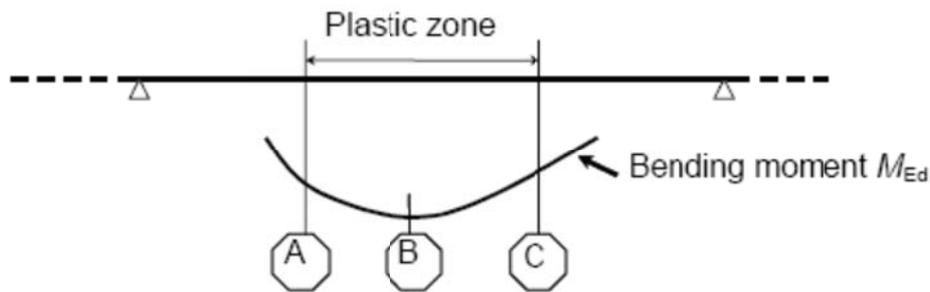
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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

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

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

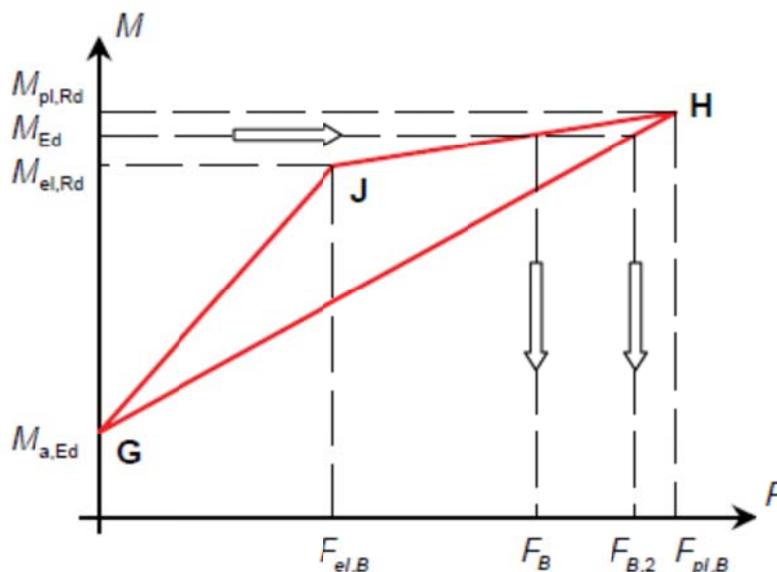
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati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



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

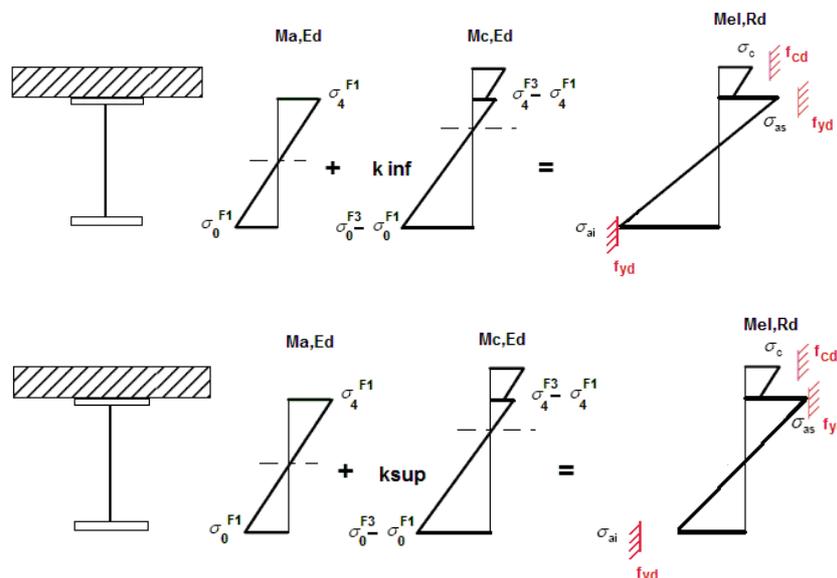
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

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

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

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

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



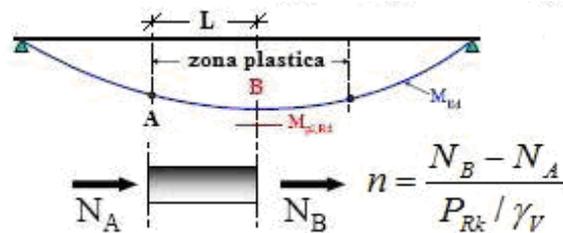
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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

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

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

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



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

Verifica tensioni S.L.E.

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

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

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

Verifica a S.L.fatica

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

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

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

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

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

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

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

1.8 Caratteristiche e proprietà sezioni

1.8.1 Stato della soletta

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

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

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

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

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

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

1.8.2 Larghezze collaboranti

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

1.8.3 Larghezze collaboranti alle travi longitudinali

Per semplicità, l'analisi strutturale viene condotta considerando l'ampiezza di soletta lorda, staccata dalla trave tipo, caratterizzata da larghezza complessiva pari a 3175 mm.

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

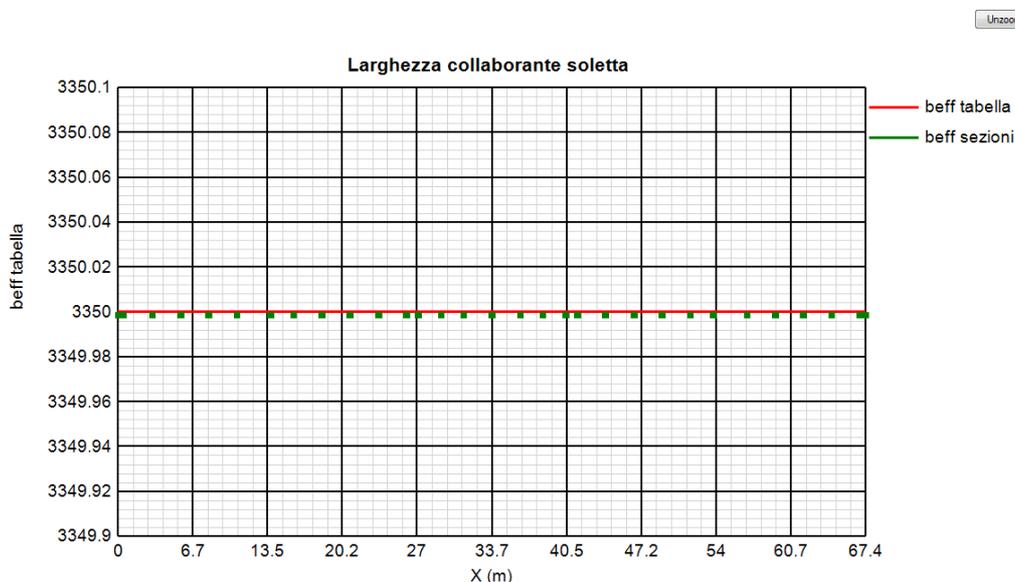
Con riferimento alle travi di bordo, la larghezza lorda effettiva risulta:

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

si considera inoltre:

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

L'andamento della larghezza collaborante viene valutato mediante il programma PontiEC4, che restituisce una larghezza costante per l'intero sviluppo dell'opera ($\beta_1 = \beta_2 = 1$).



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 13.5 m estremità

concio B: L 13.0 m intermedio

concio C: L 13.0 m centrale

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

		concioA	concioB	concioC
Sezione metallica	h_{tot}	2600	2600	2600
	b_{bot}	1000.00	1000.00	1000.00
	t_{bot}	40.00	60.00	60.00
	b_{top}	800.00	800.00	800.00
	t_{top}	35.00	40.00	50.00
	h_{web}	2525.00	2500.00	2490.00
	t_{web}	20.00	18.00	16.00
soletta	h_{ois}	260	260	260
	h_{cop}	60	60	60
Armatura	ϕ_{sup}	16.00	14.00	14.00
	$passo_{sup}$	200.00	200.00	200.00
	c_{sup}	55.00	54.00	54.00
	ϕ_{inf}	16.00	14.00	14.00
	$passo_{inf}$	200.00	200.00	200.00
	c_{inf}	15.88	15.88	15.88

Nella tabella precedente, si è indicato con:

b_i larghezza piattabanda superiore

t_i spessore piattabanda superiore

b_s larghezza piattabande superiori

t_s spessore piattabande superiori

h_w altezza anime

t_w spessore anime

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

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

		traversoTipo	traversoSpalla
Sezione metallica	h_{tot}	800	1200
	b_{bot}	400	500
	t_{bot}	16	20
	b_{top}	400	500
	t_{top}	16	20
	h_{web}	768	1160
	t_{web}	16	20

1.10 Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)

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

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

- Irrigidimenti verticali d'appoggio

Formati da un piatto 350x35, posto simmetricamente rispetto all'anima

- Irrigidimenti verticali intermedi

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

- Irrigidimenti longitudinali

E' presente un ordine di ribs longitudinali, formato da un piatto semplice 160x16 mm, ordito a distanza pari a 800 mm rispetto all'estradosso della piattabanda superiore.

2. Analisi dei carichi

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

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

2.1 Carichi agenti in fase 1

2.1.1 Pesi propri acciaio (g_{k1})

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

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

concio tipo	A (mm ²)	Ltot	P _{pietto} (kN/m)	P _{piordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	gk1' (N/m)
concioA	118500	108.00	9.30	10.43	1126.37	10429.37
concioB	137000	104.00	10.75	11.88	1235.69	11881.62
concioC	139840	52.00	10.98	12.10	629.44	12104.56
traversoTipo	25088	72.00	1.97	2.07	148.89	2067.88
traversoSpalla	43200	18.00	3.39	3.56	64.09	3560.76
				134.38		1.04
				147.42		
				75.09		
				17.76		
				7.65		
Peso complessivo struttura in acciaio:				totale	3204.48 kN	
				i. (kg/mq)	382.30 kg/mq	

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

Calcolo contributo vestizione

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

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

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

2.1.2 Peso proprio soletta (g_{k1'})

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

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

Per le coppelle prefabbricate, si ha:

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

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

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

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

$$M(G_{k,\text{cls}}) = 544830 \text{ kg}$$

2.2 Carichi agenti in fase 2

2.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_{k2})

Si sono considerati i seguenti contributi:

- Manto asfaltatura carreggiata $g_2^I = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Marciapiedi (spessore 0.15 m) $g_2^{II} = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Guardavia $g_2^{IV} = 1.5/0.7 = 2.14 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Veletta $g_2^{IV} = 2/0.7 = 2.85 \text{ kN/m}^2$ (*)

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

marciapiede sinistro: 2.50 m

marciapiede destro: 0.70 m

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

La massa complessiva dovuta ai sovraccarichi permanenti risulta:

$$M(G_k) = 316800 \text{ kg}$$

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

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	520.00 mm
t _s	2
α _{ds1}	4 cemento tipo N
α _{ds2}	0.12 cemento tipo N
β _{RH}	0.7564 (1992-1-1- B.12)
ε _{od} (0)	2.533E-04 ε _{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
ε _{ca} (∞)	6.250E-05 ε _{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k _h	0.70 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε_{cs} (∞)	-2.366E-04

Azione compl. da ritiro

Nr (kN)	-651.50 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-651.50 Azione unitaria (per metro in trasversale della soletta)

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

α ₁	0.866	B.8c		
α ₂	0.960	B.8c		
α ₃	0.902	B.8c		
α	0	B.9		
β(f _{cm})	2.56	B.4		
β _h	1353.29	B.8a / B.8b		
φ _{RH}	1.169	B.3a / B.3b		
	t ₀₁	t ₀₂	t ₀₃	
t _{0i}	30	1	50	
t _{0i,mod}	30	1	50	B.5
β(t ₀)	0.482	0.909	0.437	B.2
φ ₀	1.444	2.723	1.310	B.2
φ(t₀, t_∞)	1.422	2.681	1.290	B.1

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

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro

concio tipo	Δ cls/omcg	η (b _{eff} /b)	Nr (kN)	A	J	ε _{unif}	ε _{grac}	Δt uni	Δt grad
concioA	1065.35	1.00	-2068.51	1.55E+05	1.97E+11	-6.370E-05	-5.321E-05		
concioB	1255.13	1.00	-2068.51	1.74E+05	2.48E+11	-5.676E-05	-4.981E-05		
concioC	1249.35	1.00	-2068.51	1.69E+05	2.45E+11	-5.845E-05	-5.014E-05		
concioA						-6.370E-05	-5.321E-05	-5.31	-4.43
concioB						-5.676E-05	-4.981E-05	-4.73	-4.15
concioC						-5.845E-05	-5.014E-05	-4.87	-4.18

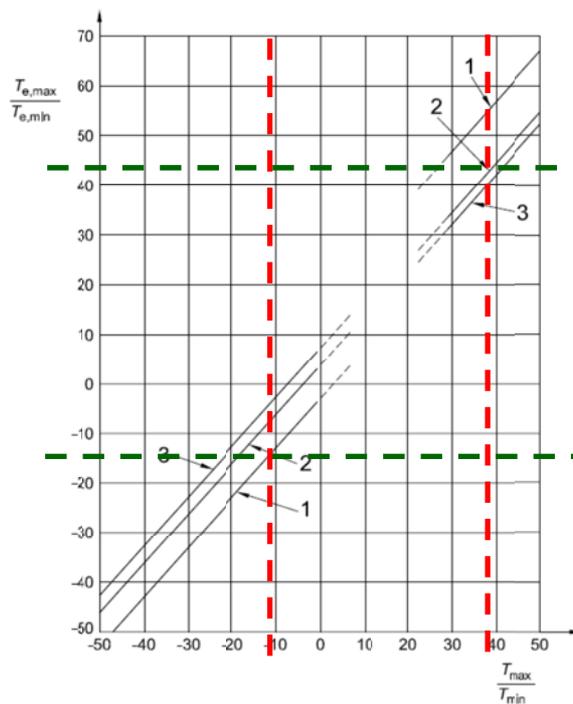
2.3 Carichi agenti in fase 3

2.3.1 Variazioni termiche (T_k)

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

2.3.1.1 Variazioni termiche uniformi (Δt_N)

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



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

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

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

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

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

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

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

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

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

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

2.3.1.2 Variazioni termiche lineari (Δt_M)

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

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

$$q_{TM,heat} = 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

estradosso più caldo dell'intradosso

$$q_{TM,cool} = -18.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

estradosso più 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 verrà effettuata nel seguente modo:

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

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

2.3.2 Carichi mobili (Q_k)

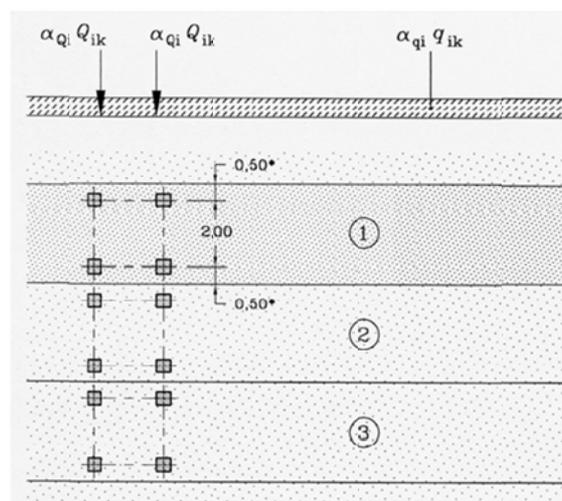
2.3.2.1 Azioni da carico veicolare

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

Nel caso in esame, la carreggiata presenta larghezza utile pari a 9.50 m, ed è in grado quindi di ospitare un minimo di 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ed una remaining area di larghezza pari a 0.5 m.

Modelli di carico per S.L. esercizio

Per le verifiche globali dell'impalcato si ricorre al Modello di carico 1 (LM1), mostrato in figura, composto da due sistemi accoppiati: un tandem system (TS) formato da un veicolo a due assi, avente ciascuno un peso pari a Q_{ik} , e un carico uniformemente distribuito (UDL system), avente un peso per unità di superficie pari a q_{ik} . In funzione del numero di corsie di volta in volta caricate, i valori di Q_{ik} e q_{ik} sono quelli riportati in tabella.



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

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

In particolare, si predispongono i seguenti patterns:

Pattern TS

TS: formato dai 3 veicoli (TS1, TS2, TS3) affiancati, con veicolo TS1 posto lato bordo.

Pattern UDL

Si considera in questo caso un pattern di carico distribuito, di lunghezza pari a 1 m, viaggiante sulla traiettoria di carico. La massimizzazione/minimizzazione viene ottenuta combinando i soli pattern in grado di fornire un effetto di volta in volta sfavorevole.

Il pattern UDL elementare è formato da:

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

n. 2 una stese da 2.5 kN/m², larghe 3 m ciascuna

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

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

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

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

corsia 1 (TS1 e UDL1): 2.35 m / -4.15 m

corsia 2 (TS2 e UDL2): -0.65 m / -1.15 m

corsia 3 (TS3 e UDL3): -3.65 m / 1.85 m

remaining (UDL) -5.4 m / 3.10 m

su marciapiede: 5.1 m / 5.1 m

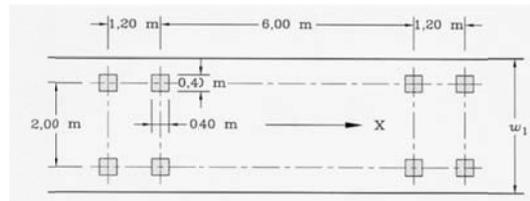
(*) Il patch load risultante agisce solamente sul piano viabile e pertanto la parte eccedente non viene conteggiata.

Modelli di carico per verifica a fatica

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

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

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



Si considerano trasversalmente due posizioni di carico, afferenti alle due traiettorie individuate, lungo cui viene fatto viaggiare il veicolo FLM3. In ambedue i casi il veicolo viaggia al centro della corsia "reale", avente asse posizionato a distanza $b = 0,5 + 3,75/2 = 2,375$ m rispetto al filo interno marciapiede rispettivamente sinistro e destro.

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

$$e = 2,35 / -4,15 \text{ m}$$

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

2.3.2.2 Azioni associate ai carichi mobili

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

Frenatura (Q_{fk})

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

$$Q_{fk} = 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad 180 \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN}$$

con:

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

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

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

$$L = 66 \text{ m} \quad \text{lunghezza totale}$$

Si ha pertanto

$$Q_{fk} = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9 \times 3 \times 66,0 = 538,2 \text{ kN}$$

L'azione viene uniformemente ripartita sulle 4 travi, con intensità per metro lineare pari a: $q_{fk} = 2038,64 \text{ N/m}$

2.3.2.3 Gruppi di azioni da traffico

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

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

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

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

LM1	ψ_0	ψ_1
TS	0.75	0.75
UDL	0.40	0.40

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

	ψ_0	ψ_1
LM2	0.00	0.75
LM4	0.00	0.75

2.3.3 Azione del vento (F_w)

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

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

Categoria sito: II

Zona: 7

Le caratteristiche della struttura riportano quanto segue:

$b_{imp} = 12.7$ 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}	12.7 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	z	8 m quota baricentri struttura da p.c.
a_g	50 m - quota sito	d_{sagoma}	6 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
v_{b0}	28 4.1.(1) P	$d_{scarico}$	5.41 (m) d_x A ponte scarico (cfr. figura)
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d_{carico}	5.41 (m) d_x a ponte carico (cfr. figura)
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	ψ_0	0.6 coefficiente di combinazione (EN 1990)
v_{b0}	28 4.1.(1) P	$C_{tx\ scarico}$	1.75 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
v_b	31.5 velocità di base del vento	$C_{tx\ carico}$	1.75
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	$b/d_{scarico}$	2.35
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	b/d_{carico}	2.35
C_r	0.96 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	$f_{w,carico}$	2412 (N/m ²) pressione specifica nominale
C_{s0d}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,scarico}$	2412
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	F_w^*	2080 (N/m ²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3	$F_{w,scarico}$	13050 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
T_r	200 periodo di ritorno	$F_{w,carico}$	13050 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
k_1	0.14	$\min(\psi_0 F_w^*; F_w^*)$	11251 (N/m) Ris. a ponte scarico, valore di combinazione ($\min(\psi_0 F_w^*; F_w^*)$)
n	1		
α_r	1.13		
z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2		
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_s^*	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)		
$c_s^*(z)$	2.35 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
$Q_s^*(z)$	1185.43 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		

L'altezza della sagoma in transito non sarebbe a rigore oggetto di decisione nazionale

Esempi di calcolo di dtot per impalcato con barriera e con sagoma stradale

EN 1991-1-4 - figura 8.3

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

2.3.4 Attrito appoggi (Q_{frict})

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

2.3.5 Azione sismica (E_d)

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

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

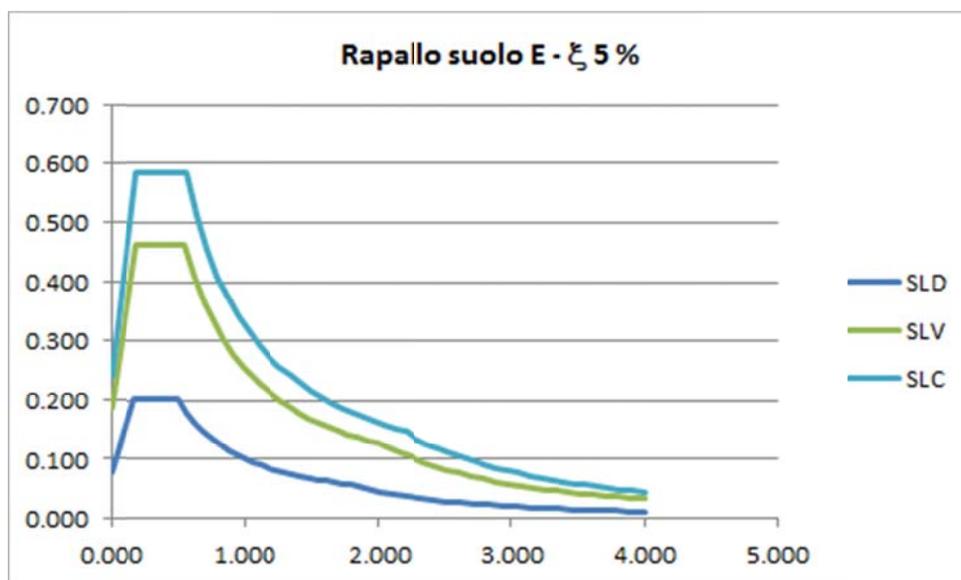
I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

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

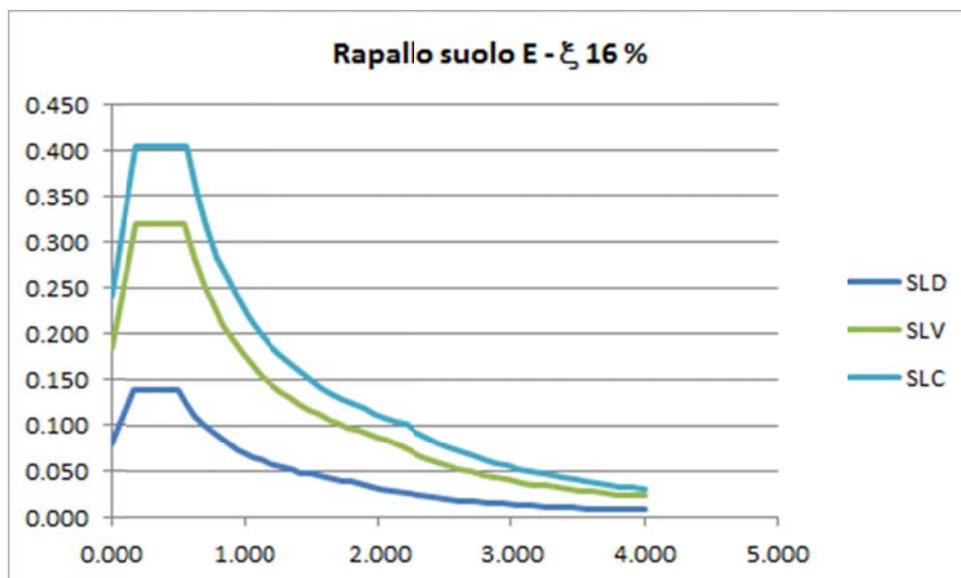
- Condizione topografica: T1

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

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



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



I parametri identificativi degli spettri di progetto sono i seguenti.

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

2.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

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

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

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

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

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

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

S.L.U. - STR

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

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{g3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1/2} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k + \gamma_{q,3} 0.6 F_{w,k}$$

(*) Per $Q_{k,gr1/2}$ si intende l'involuppo delle sollecitazioni, elaborato sulla base dei carichi di gruppo 1 e 2

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

$$E_d = \gamma_{G1} G_k + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{g3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,3} F_{wk} + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + \gamma_{q,2} 0.6 T_{k}$$

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

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.5 - -1.5	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito

γ_{shLT}	1.2 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{settl.}$	0 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.35 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.2	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.U. - GEO

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

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

S.L.E. – fondamentale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

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

S.L.E. fond. - T_k dominante

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

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

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

S.L.E. - frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

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

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

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

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

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

S.L.U. - fatica

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

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

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

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

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

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

S.L.U. - sismica

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

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

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

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

3. Analisi strutturale**3.1 Analisi statica globale**

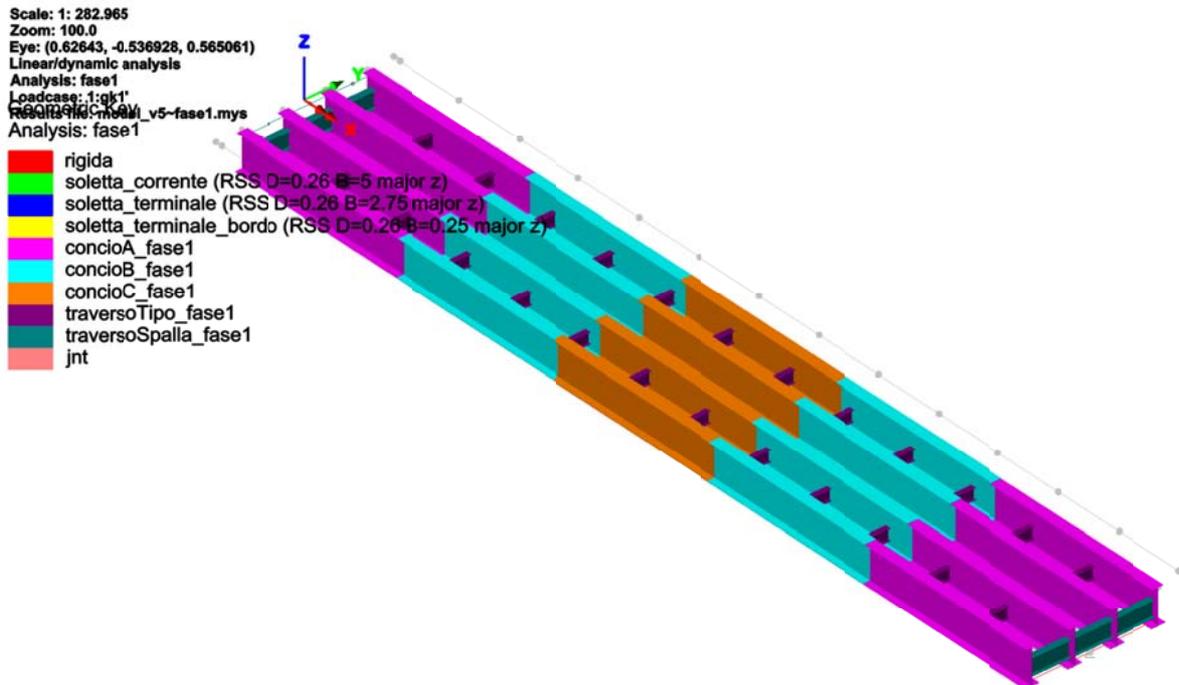
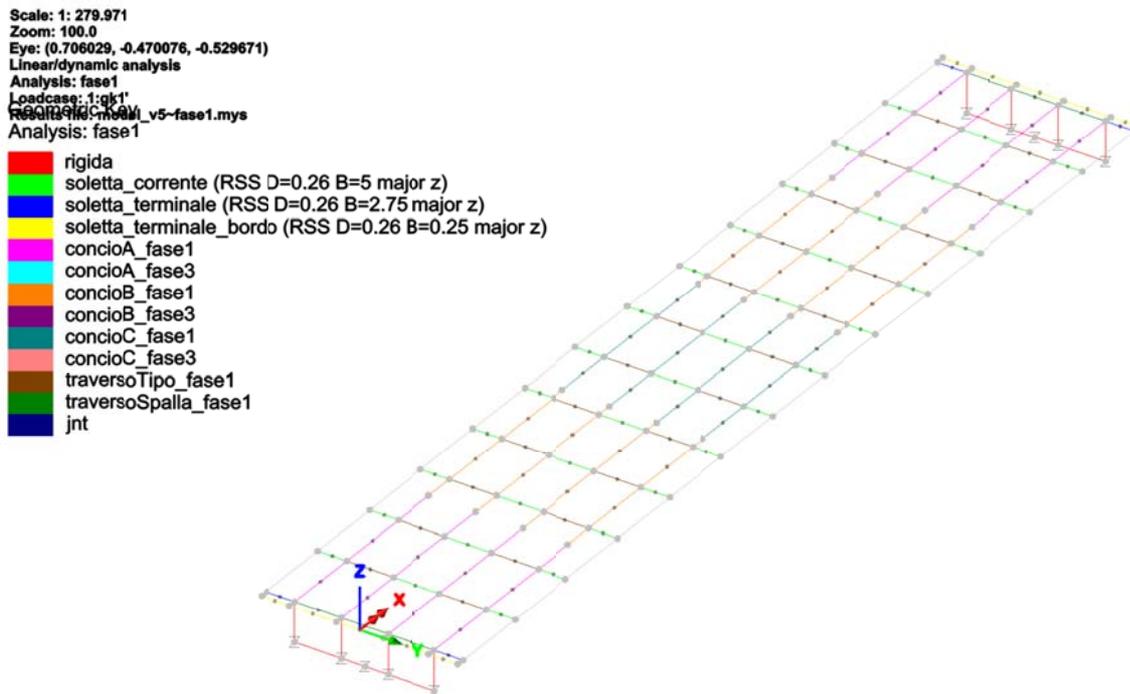
La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi e traversi; l'effetto di collegamento e ripartizione trasversale della soletta viene schematizzato collegando trasversalmente gli allineamenti longitudinali delle travi con elementi di caratteristiche pari a strisce di soletta di opportuna lunghezza.

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

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

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

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



3.1.1 Risultati salienti

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

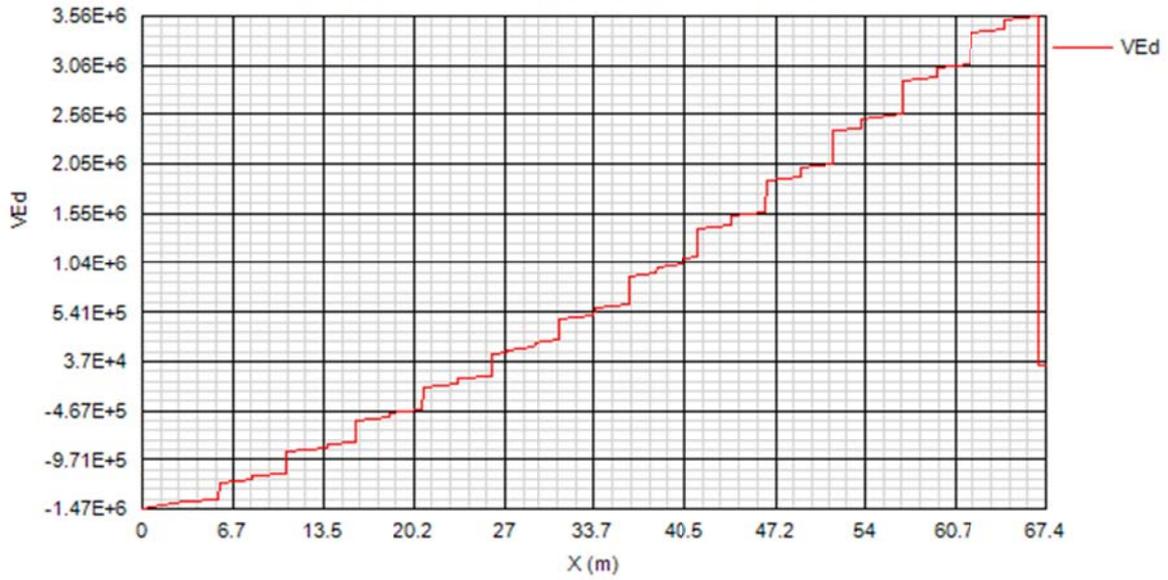
direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

3.1.1.1 Quadro tensionale nelle travi principali

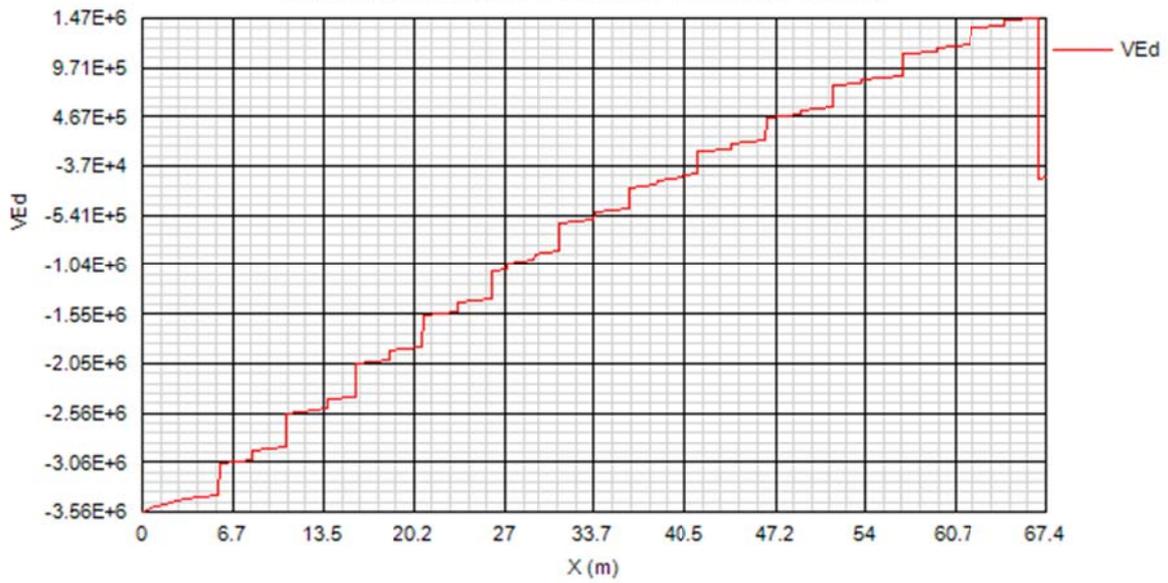
L'impalcato metallico è simmetrico; l'organizzazione della soletta comporta una significativa eccentricità dei carichi rivolta verso la trave di destra, su cui pertanto si fisserà l'attenzione.



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax

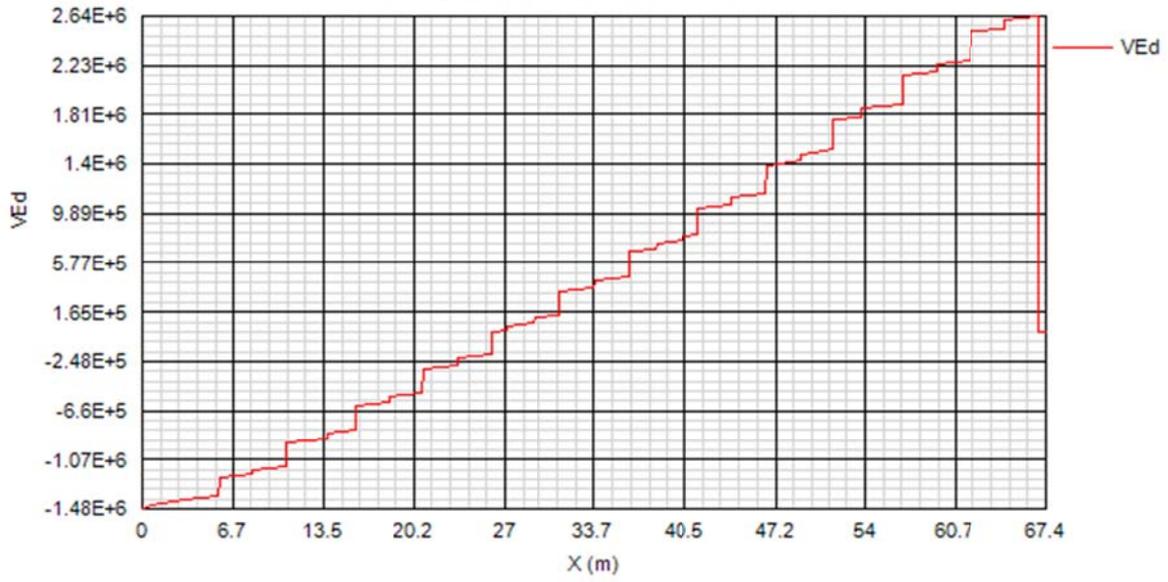


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin

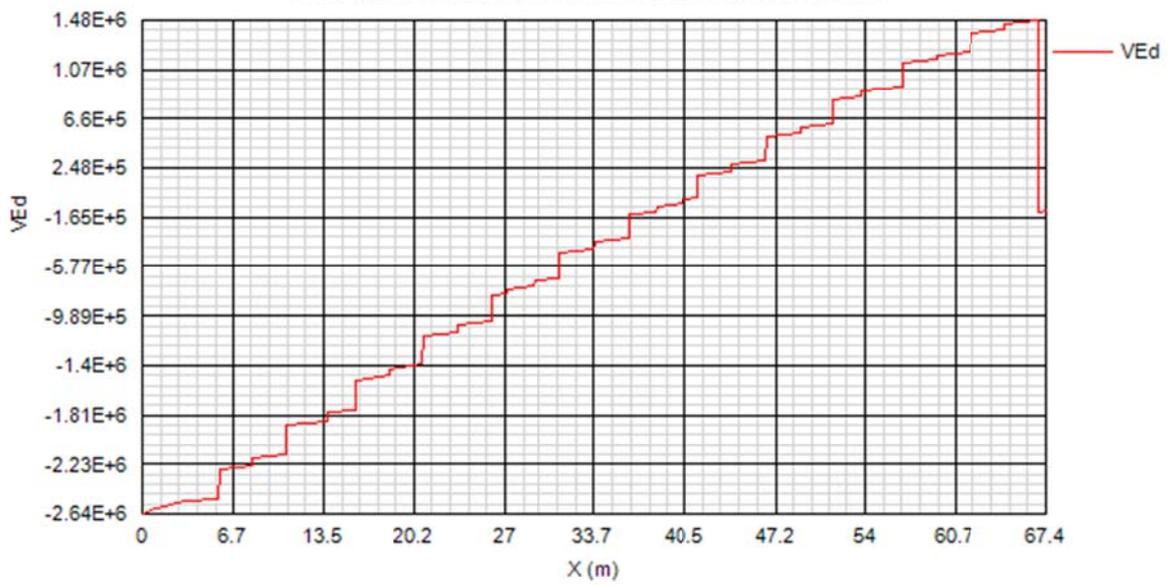


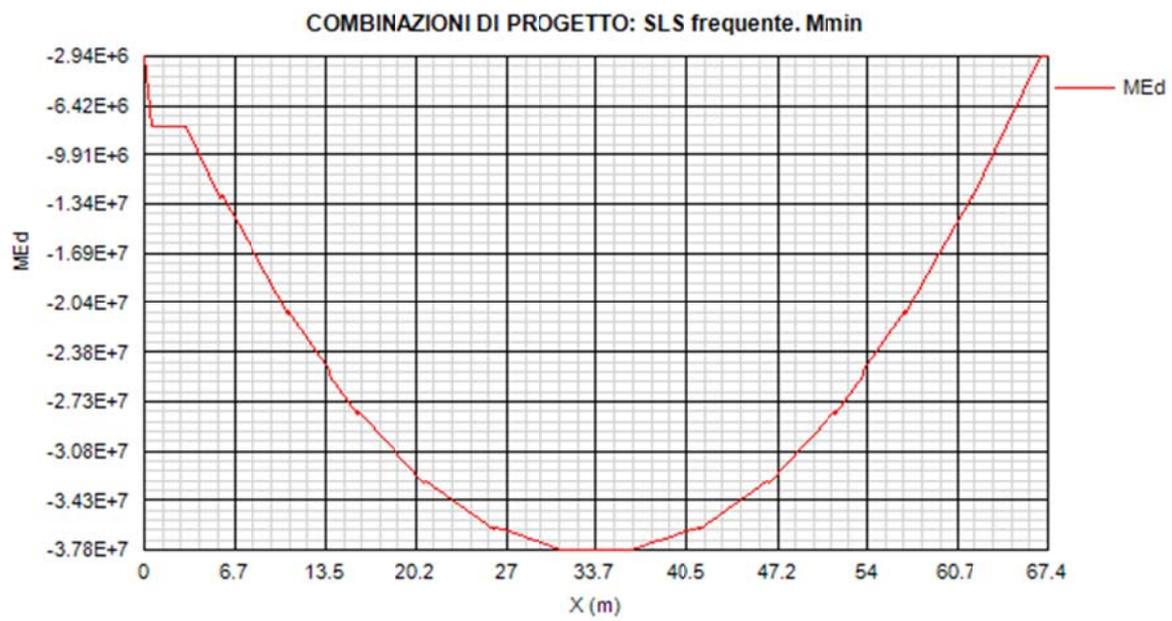
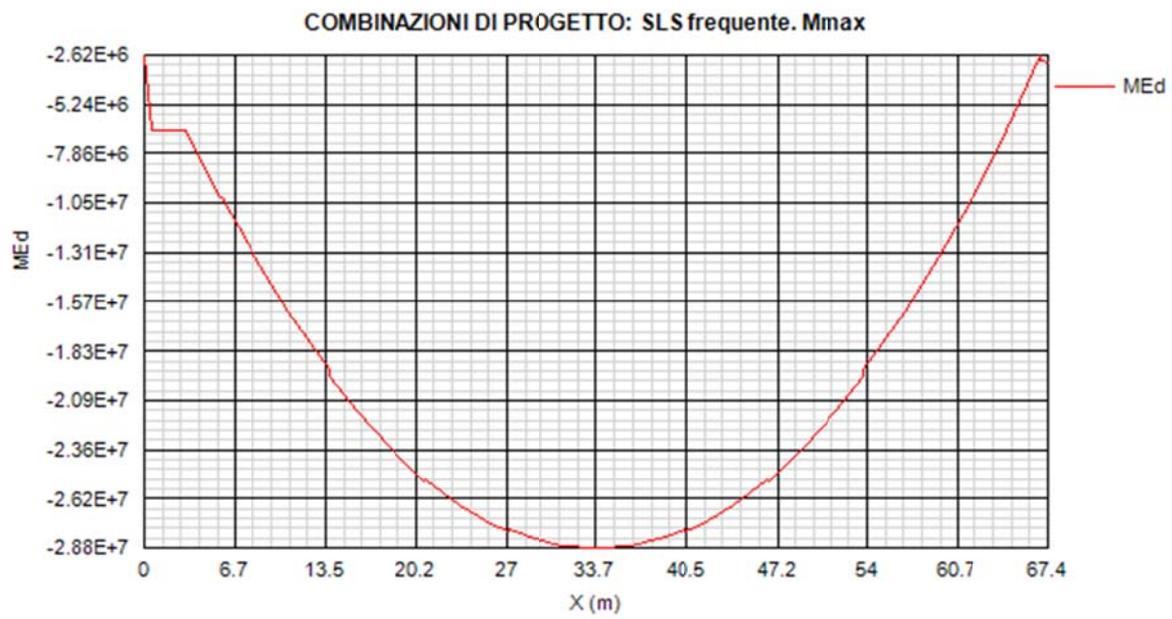


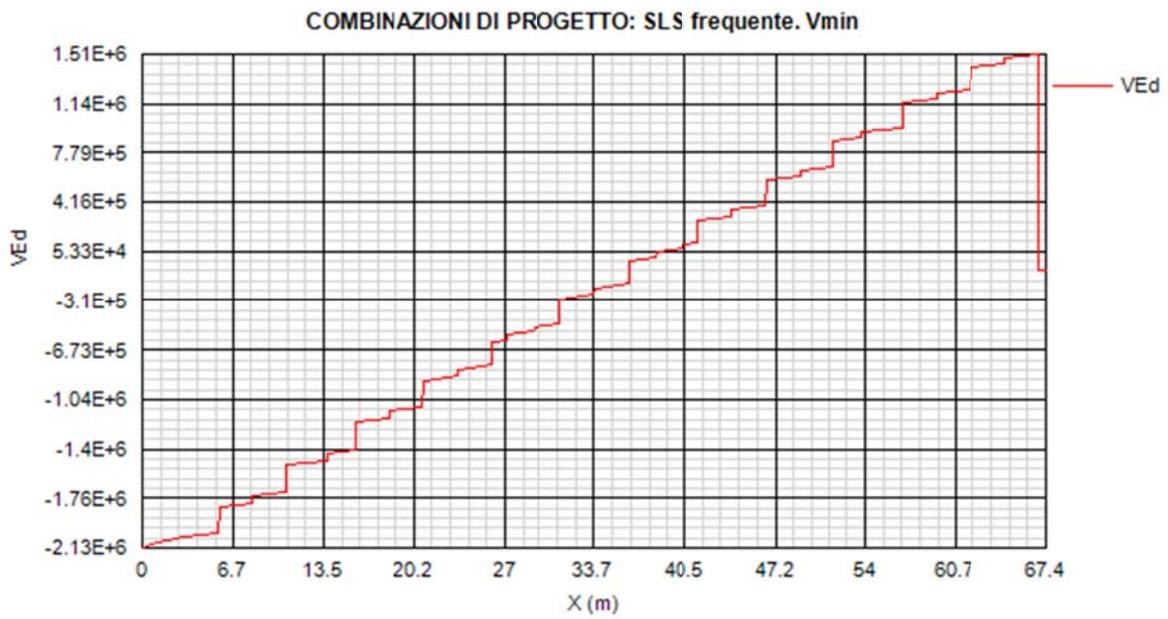
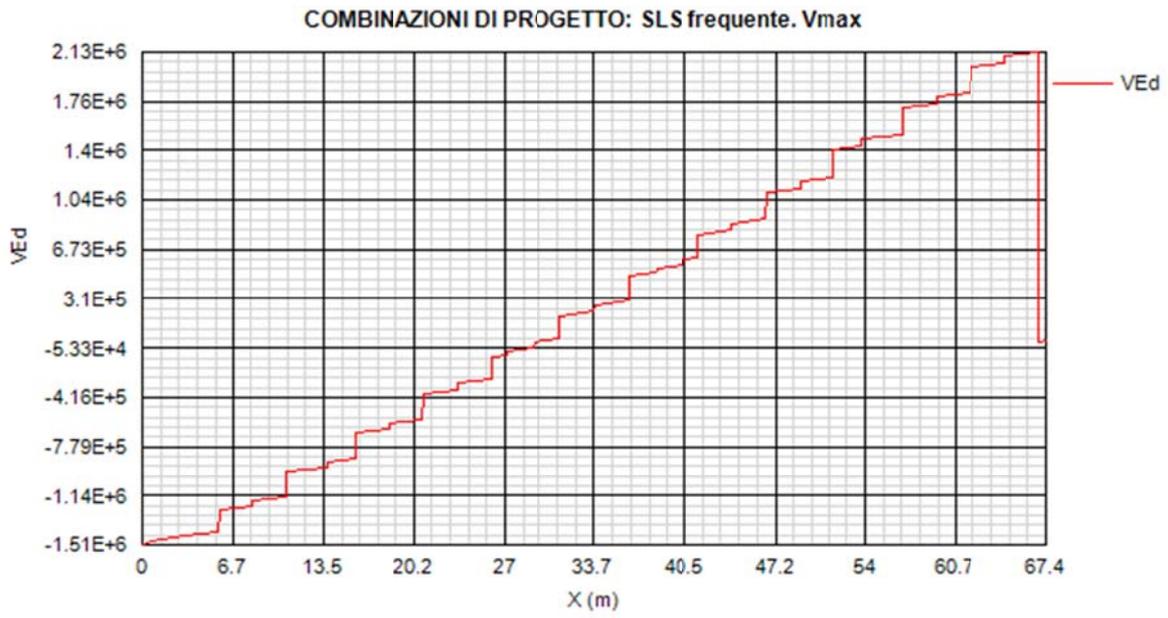
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmax

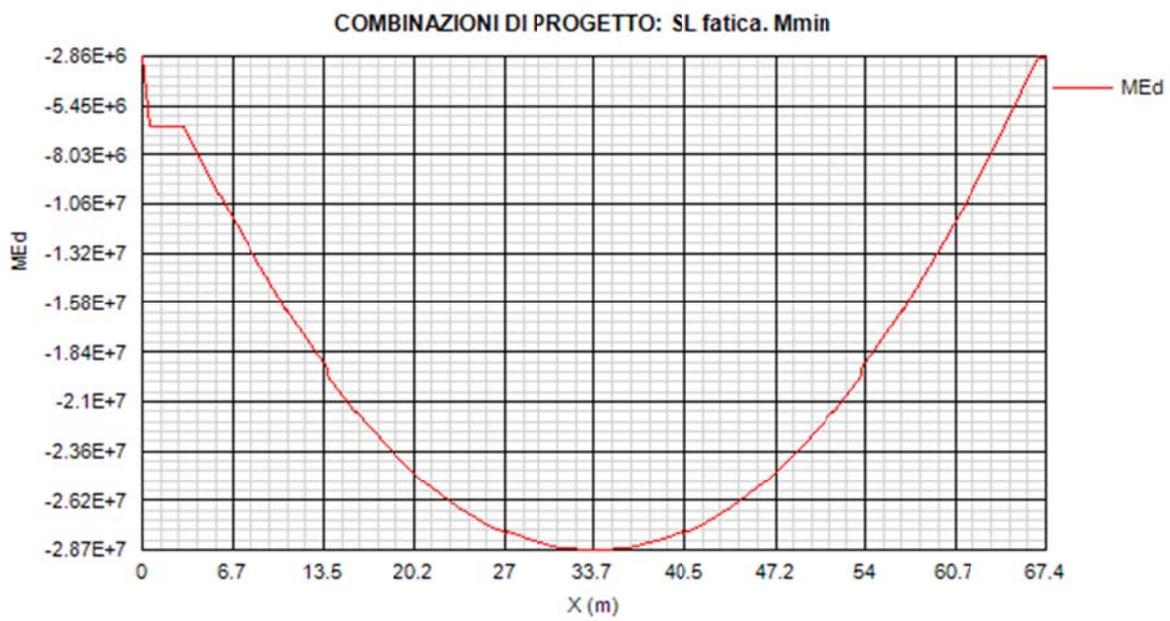
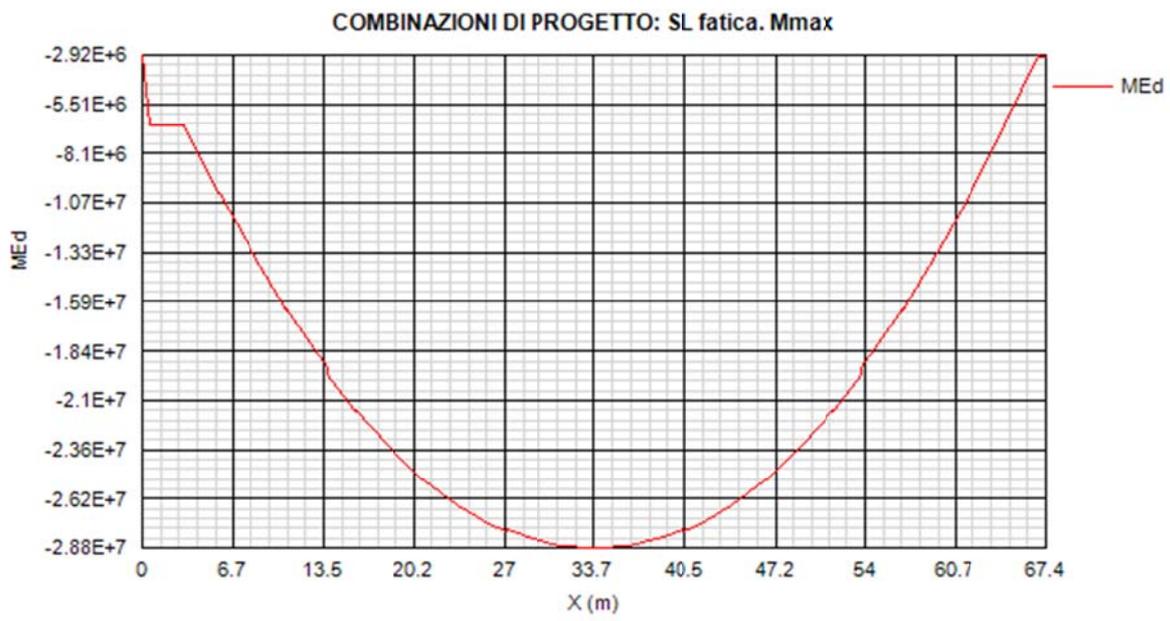


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmin

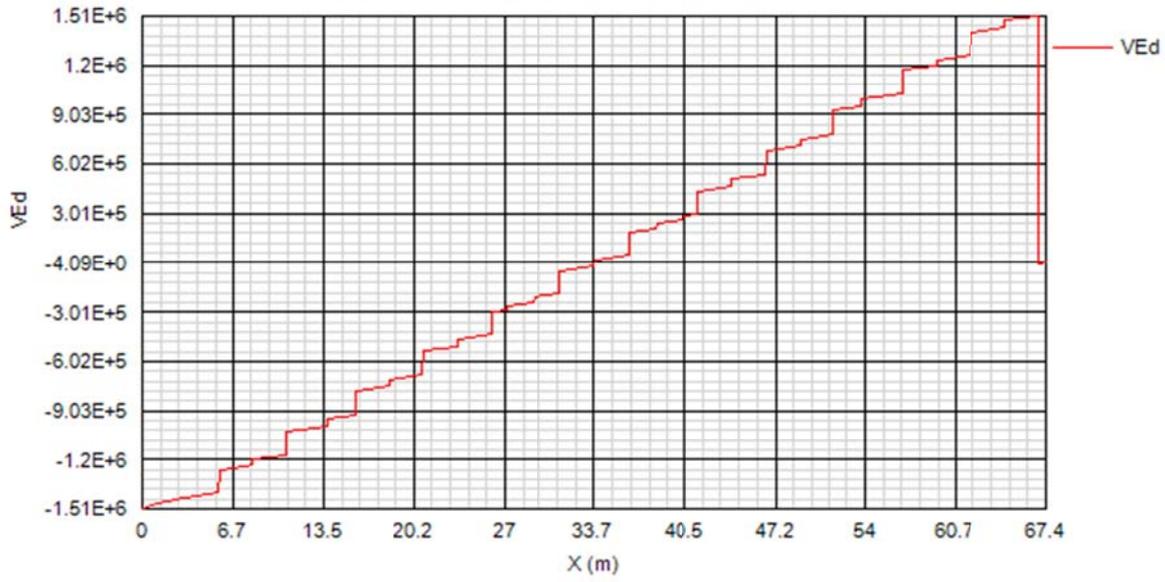




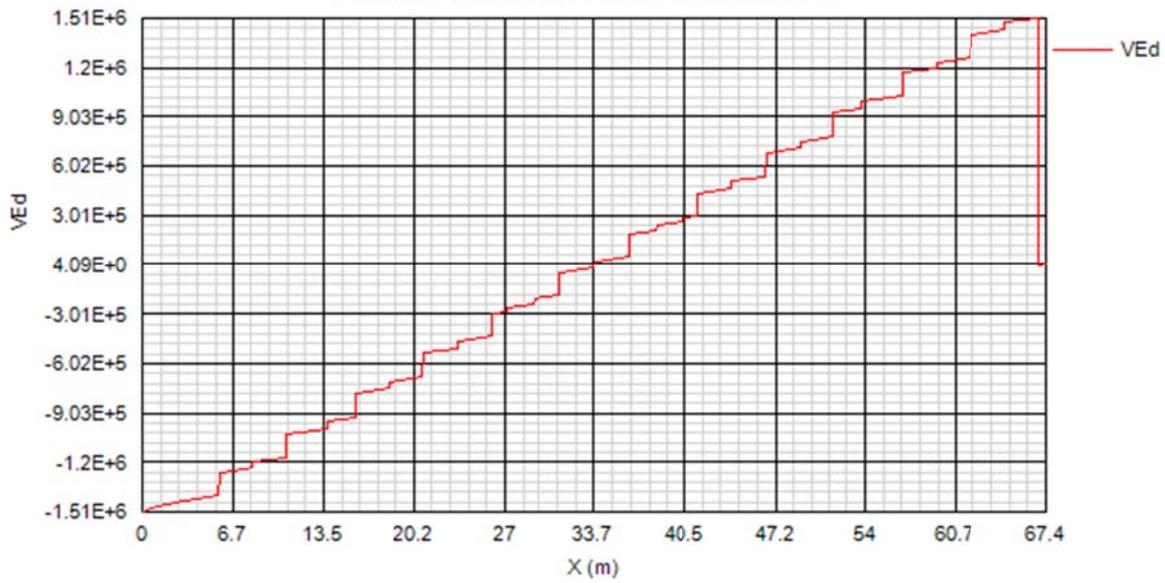


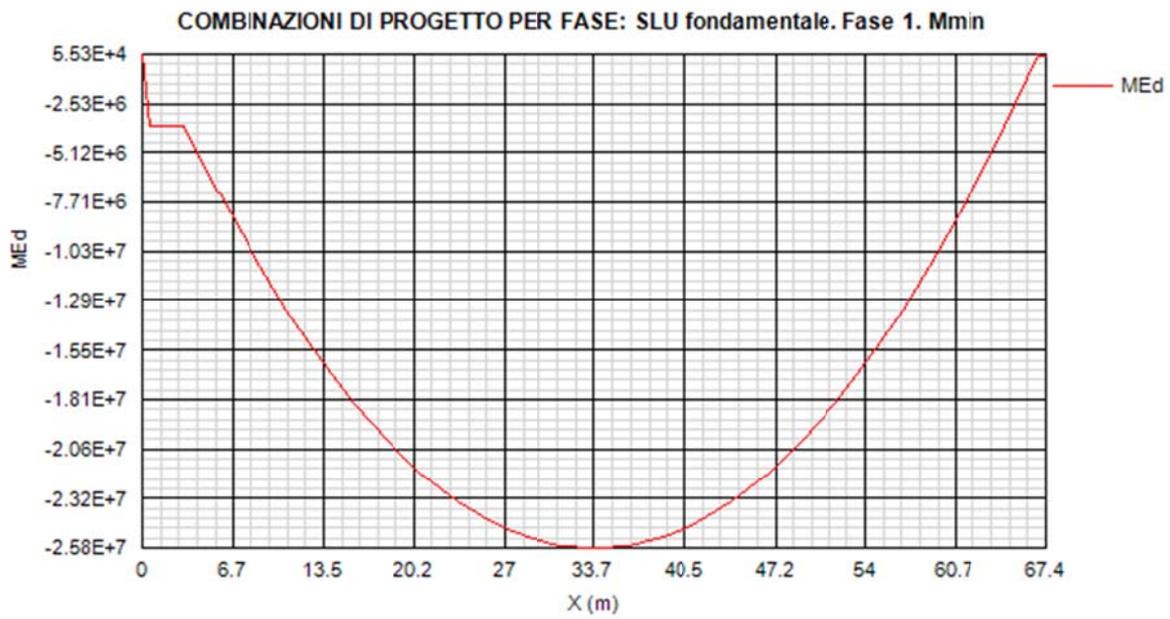
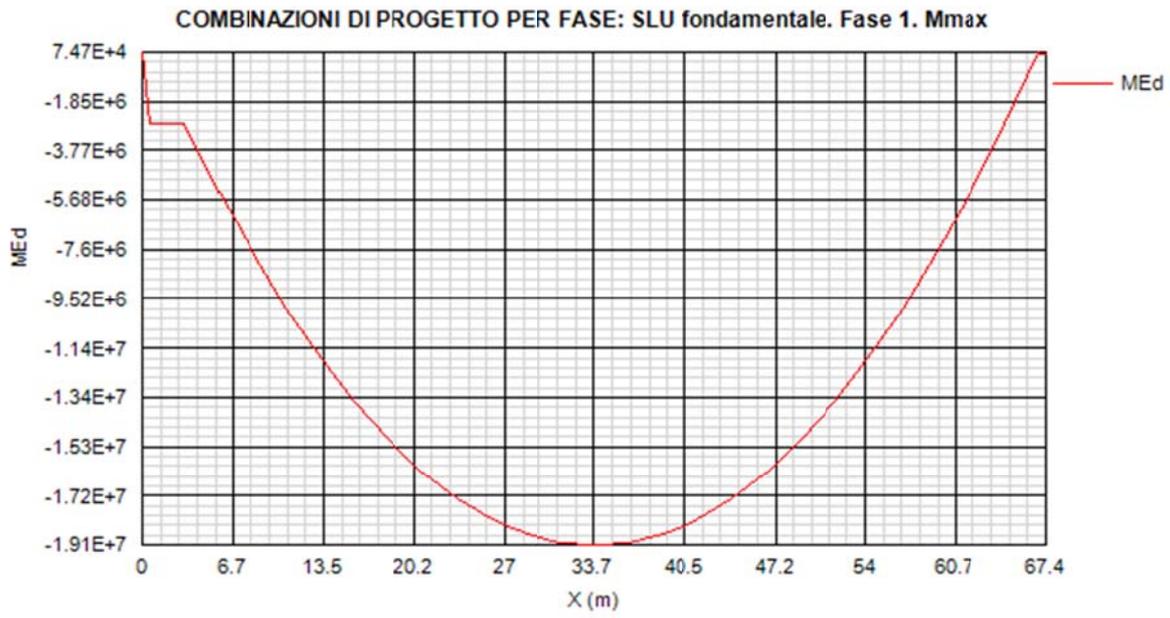


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmax

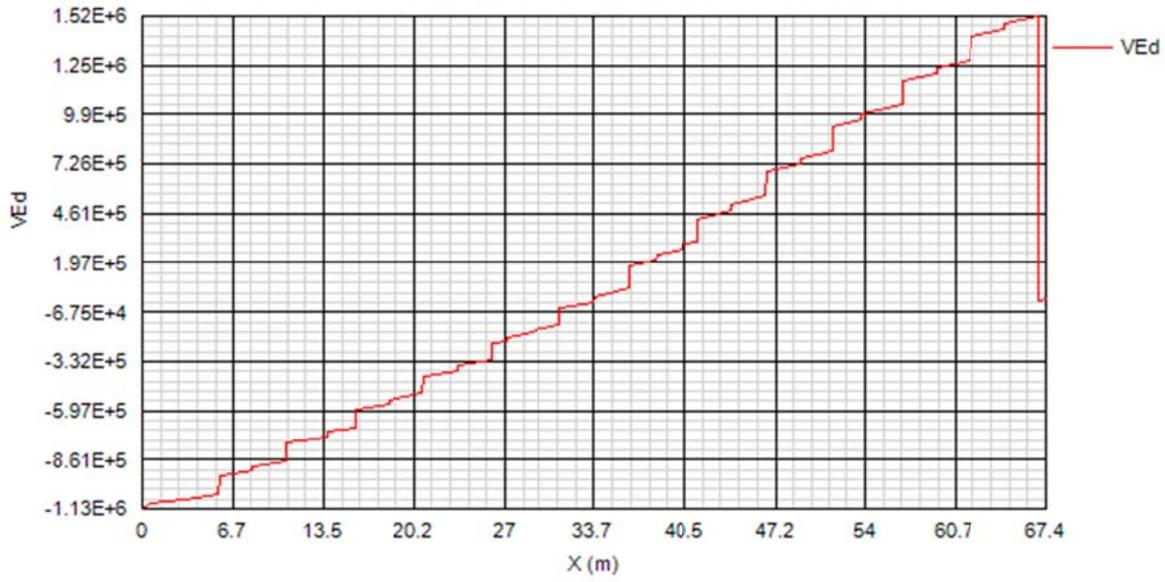


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmin

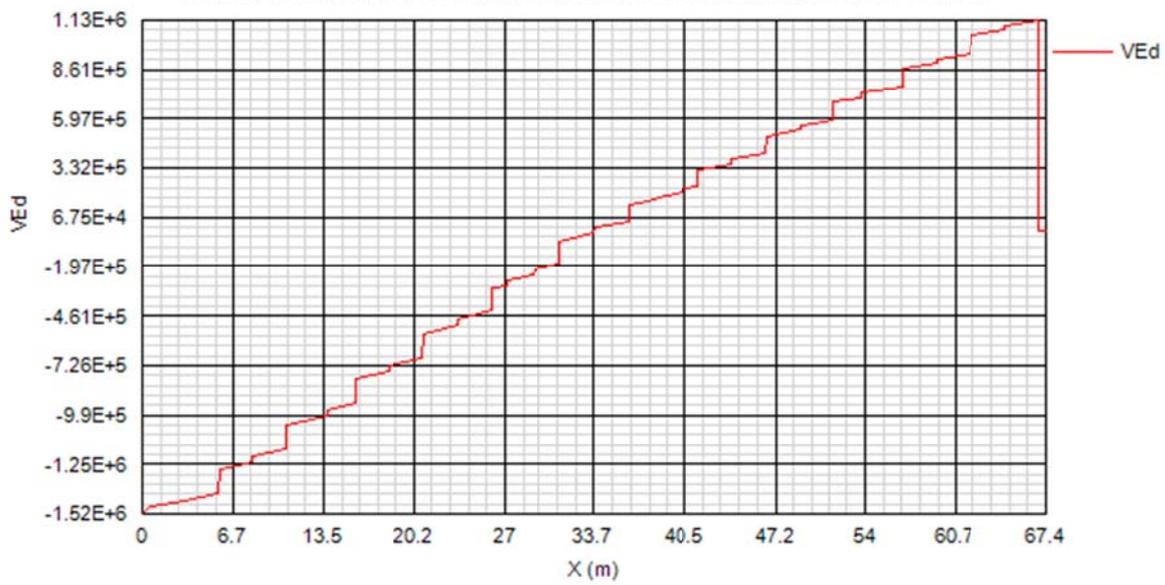


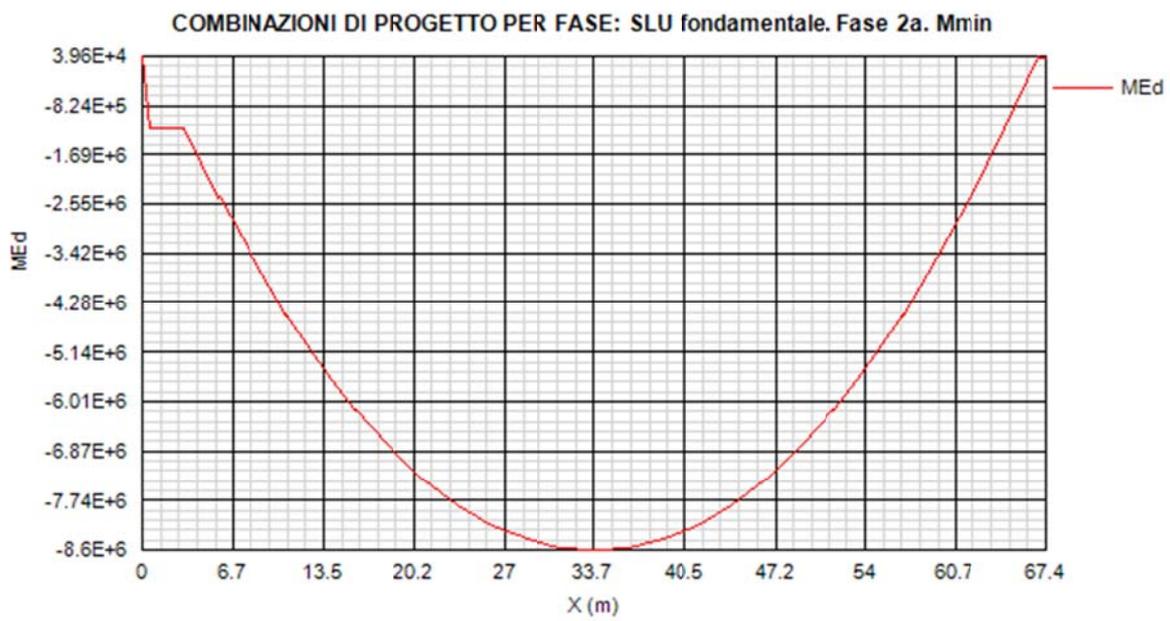
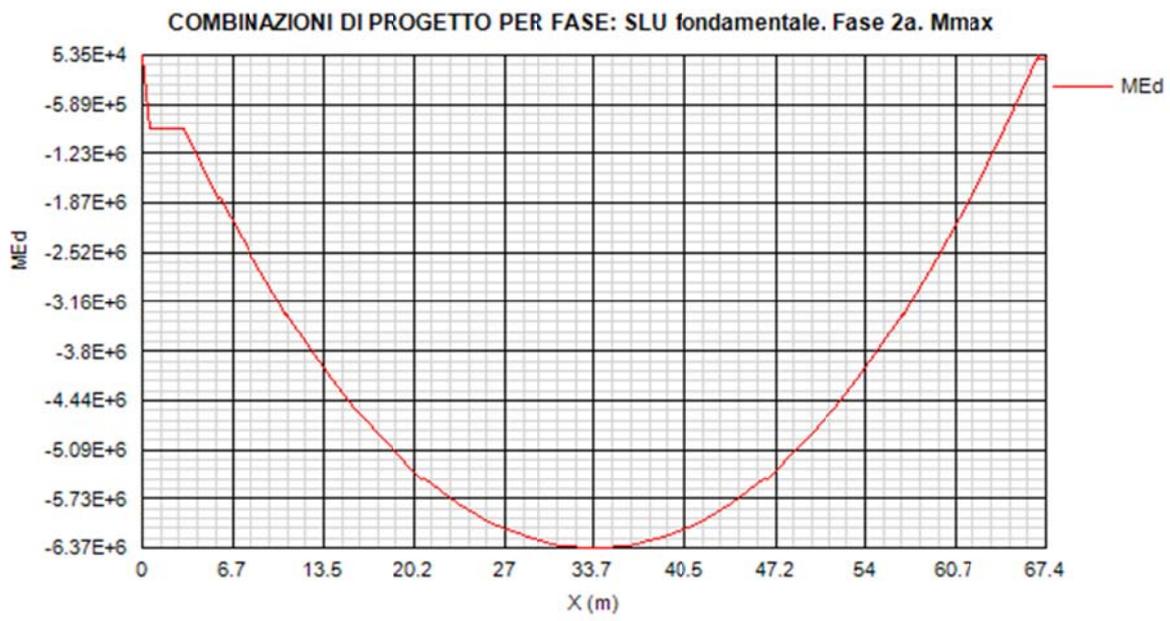


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax

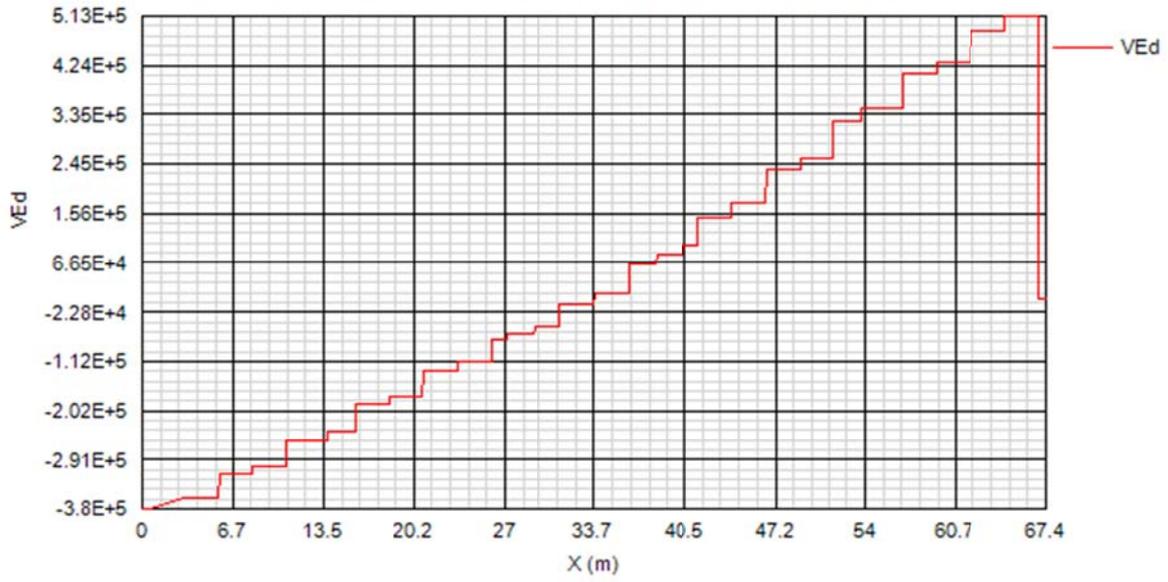


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin

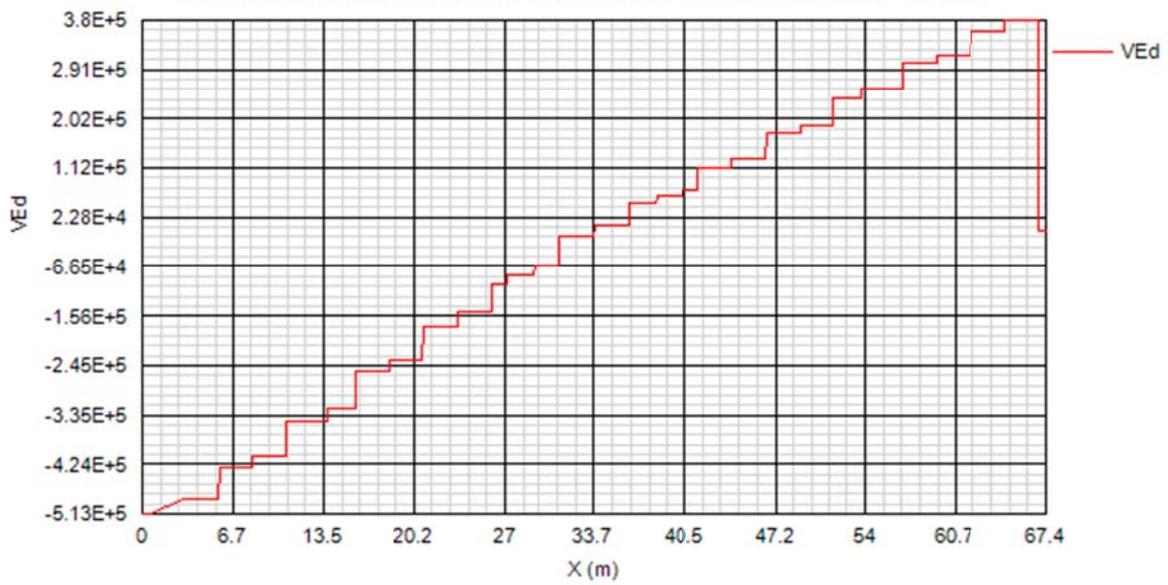


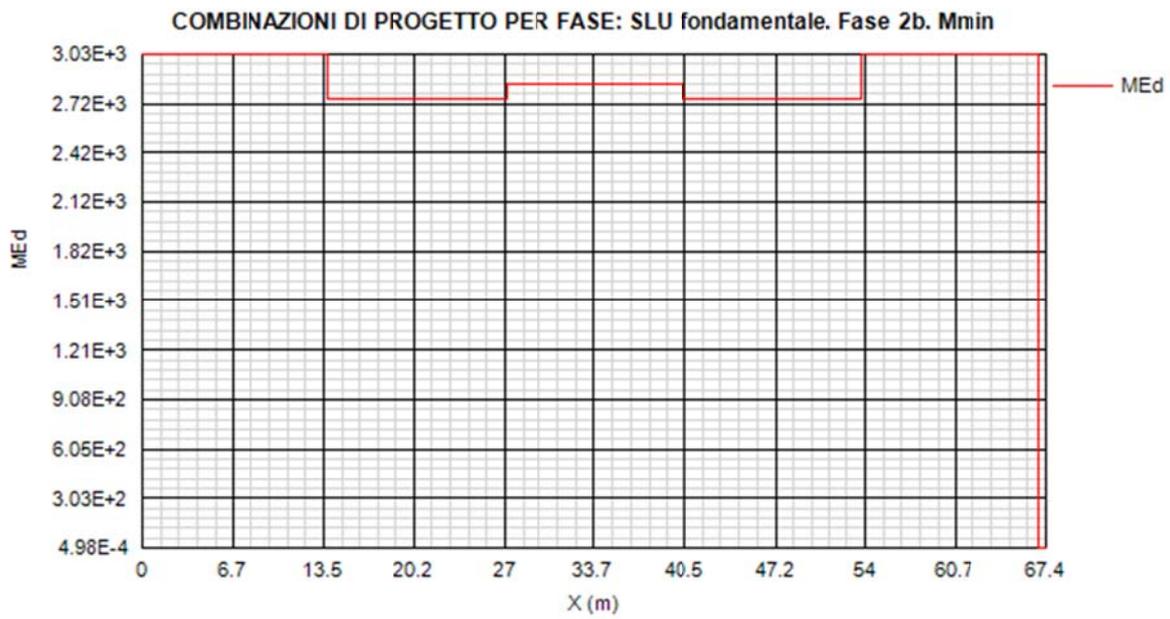
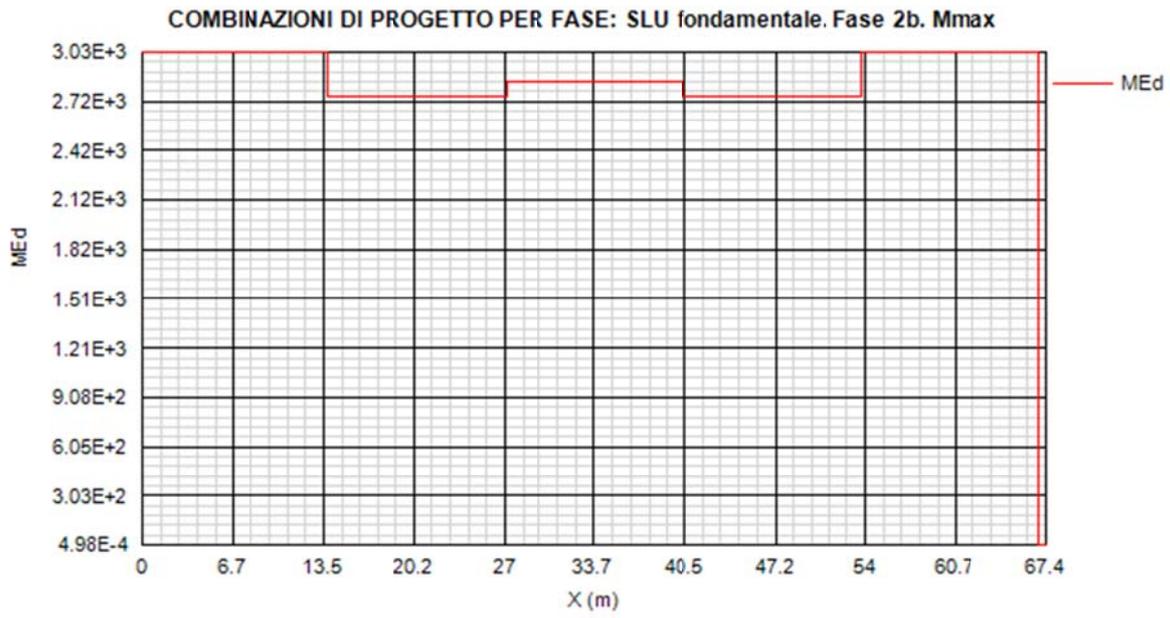


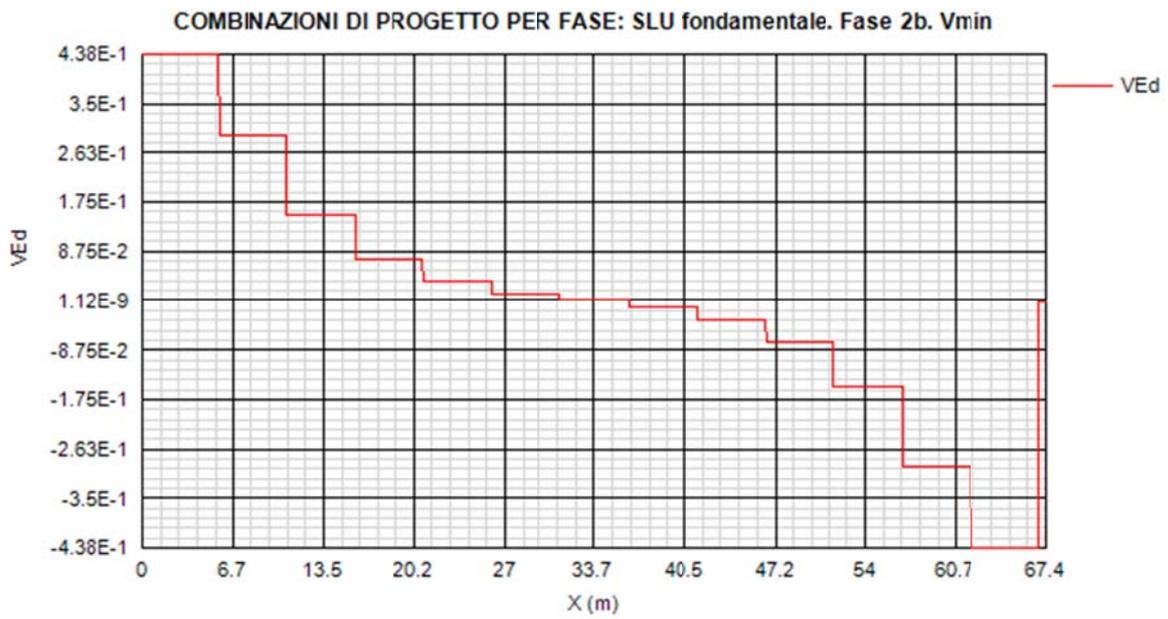
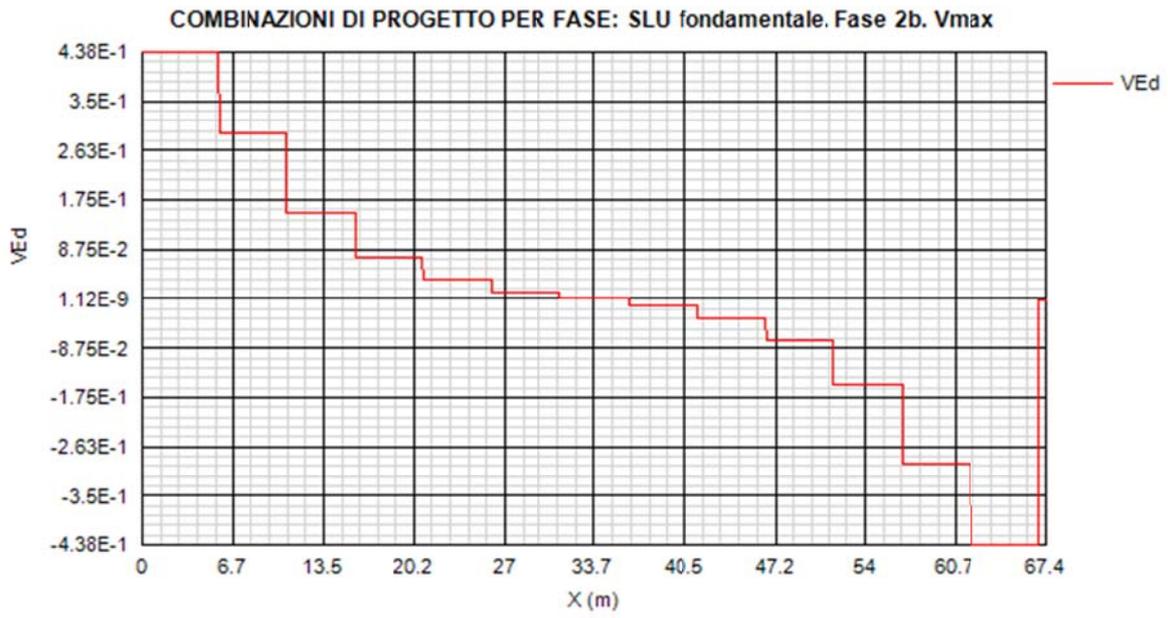
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax



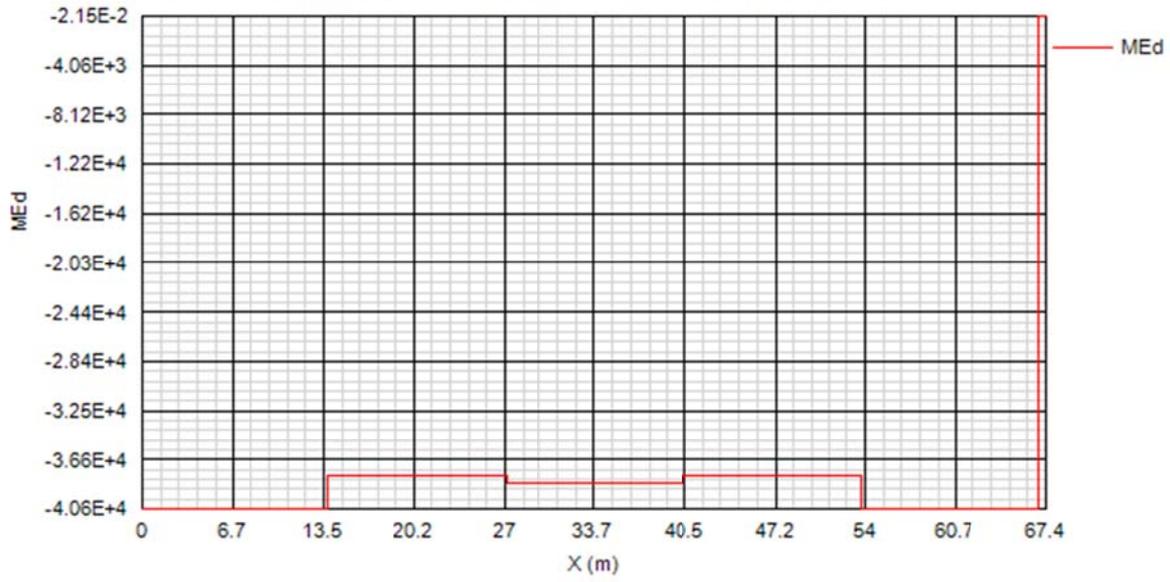
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin



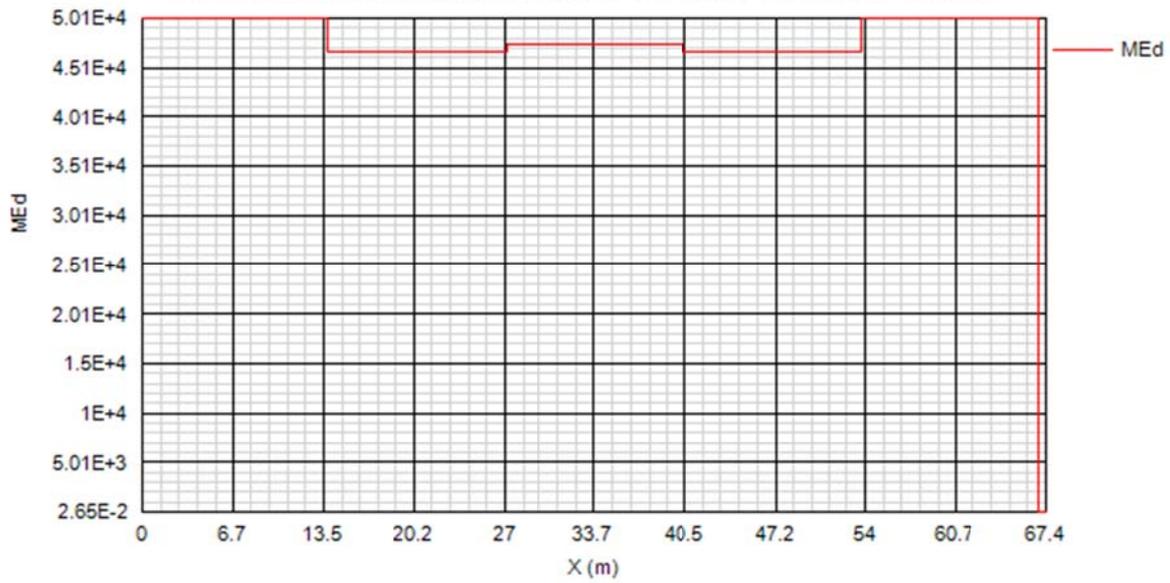


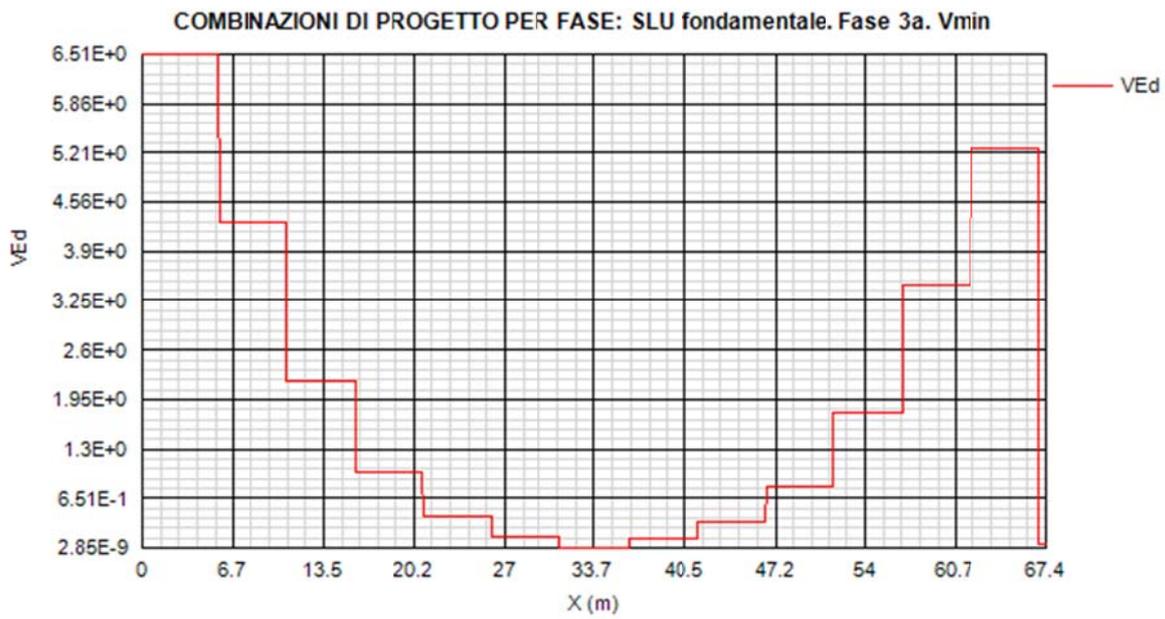
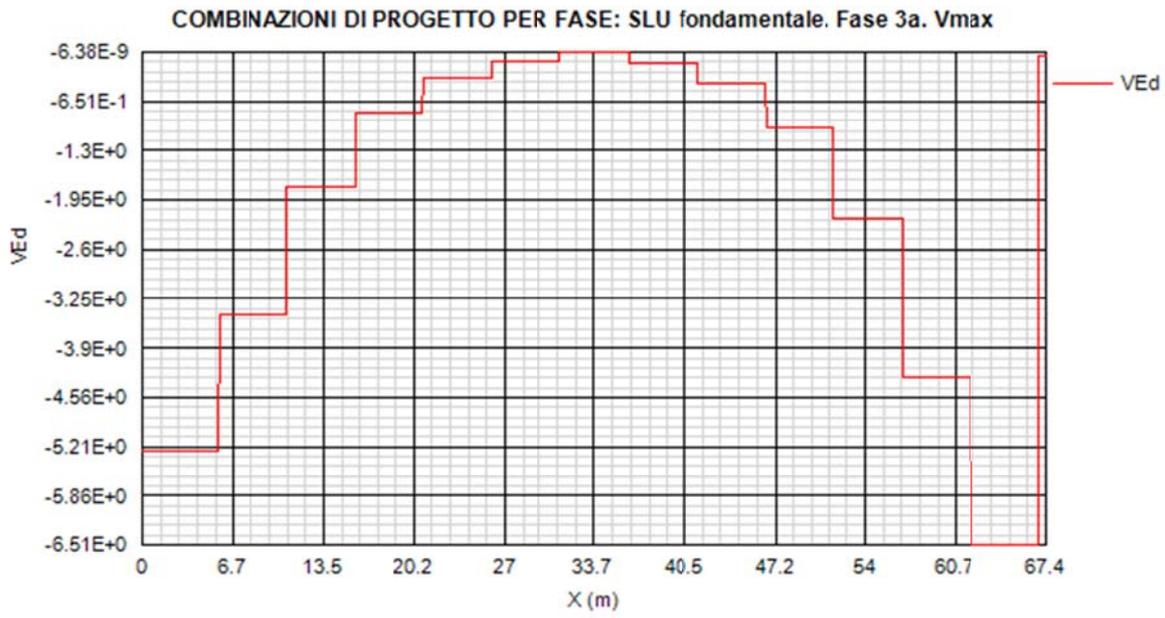


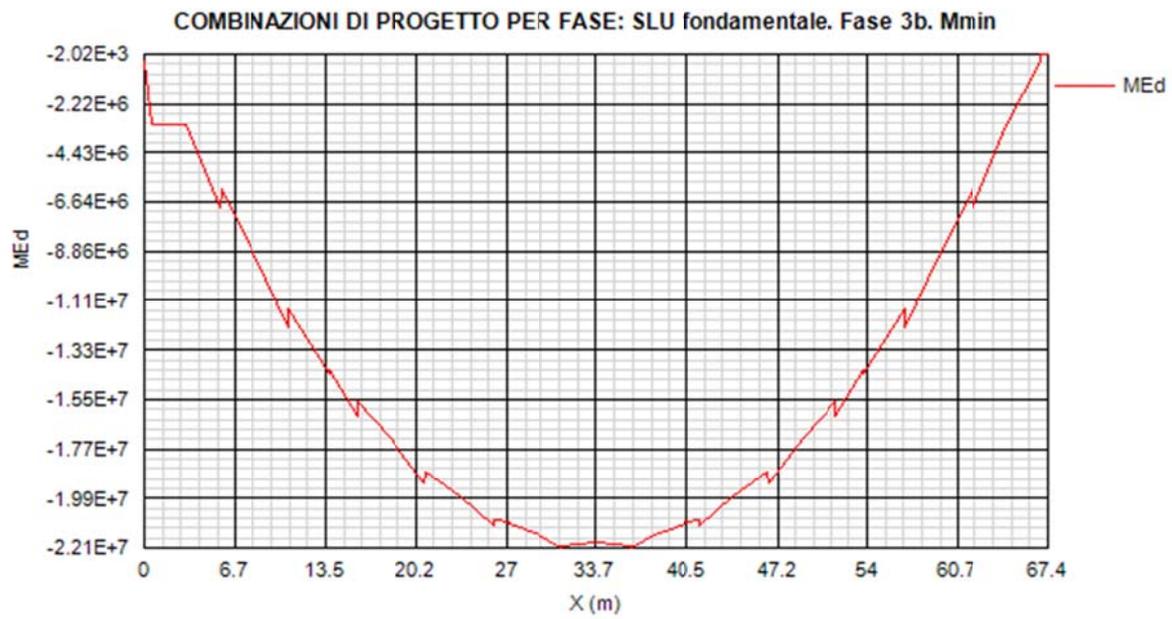
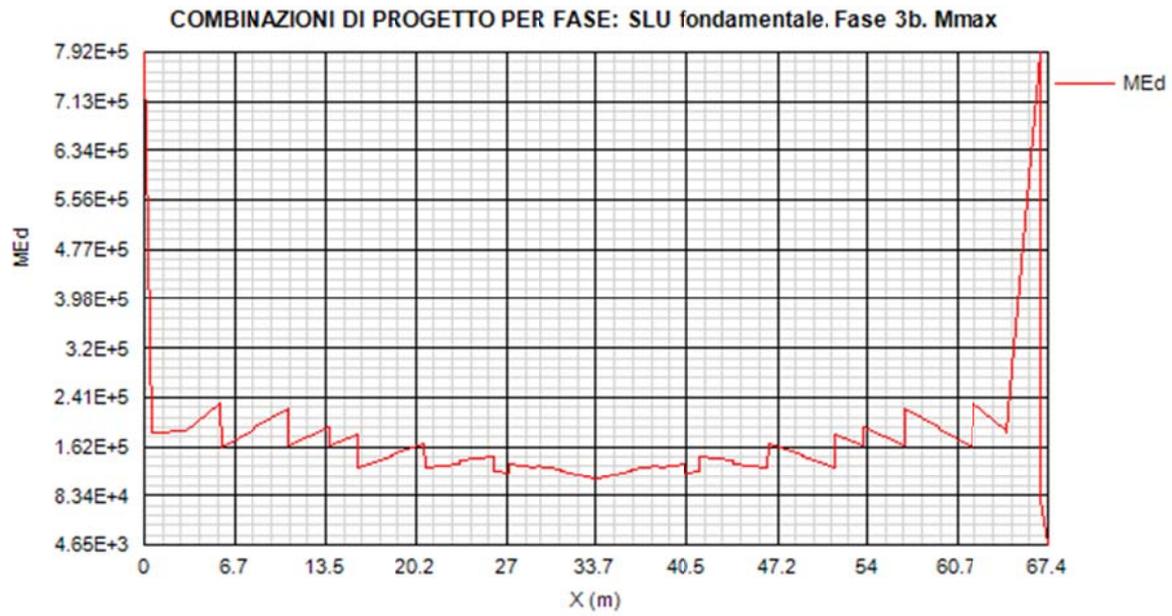
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmax



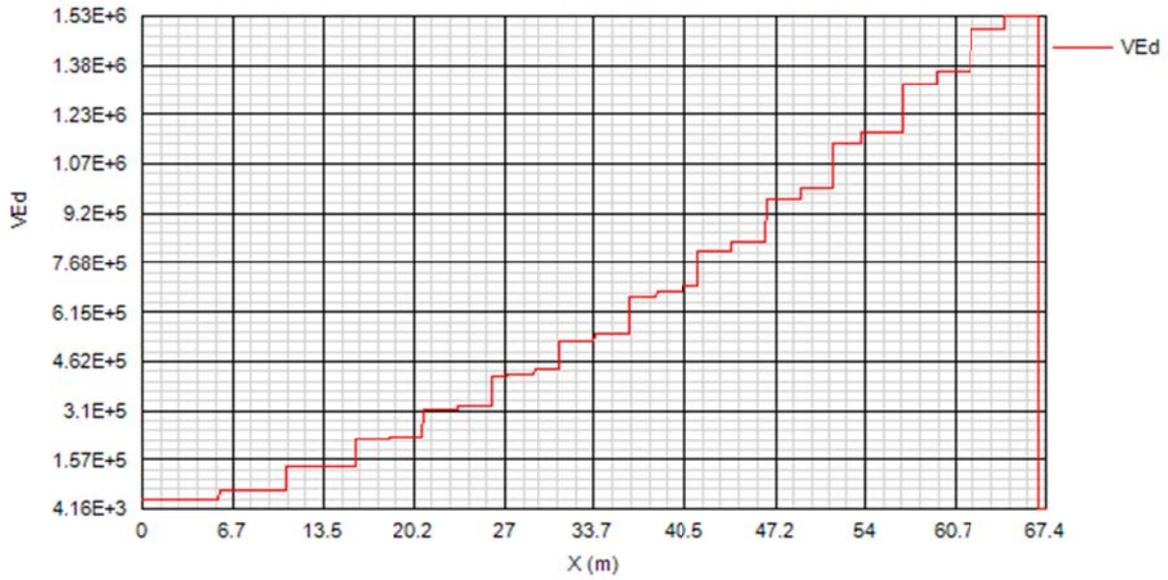
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmin



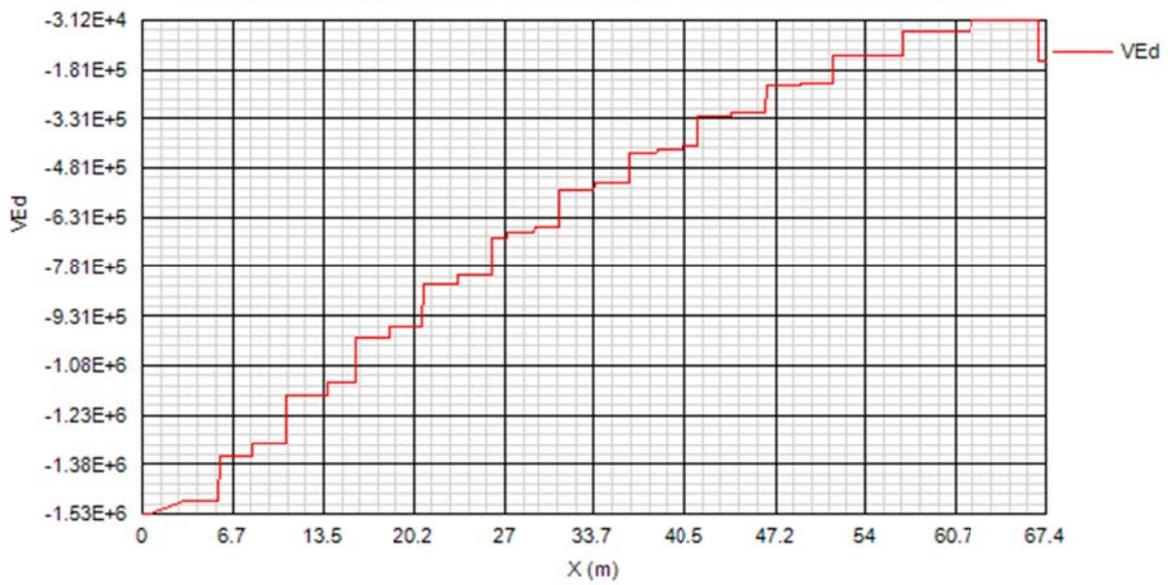


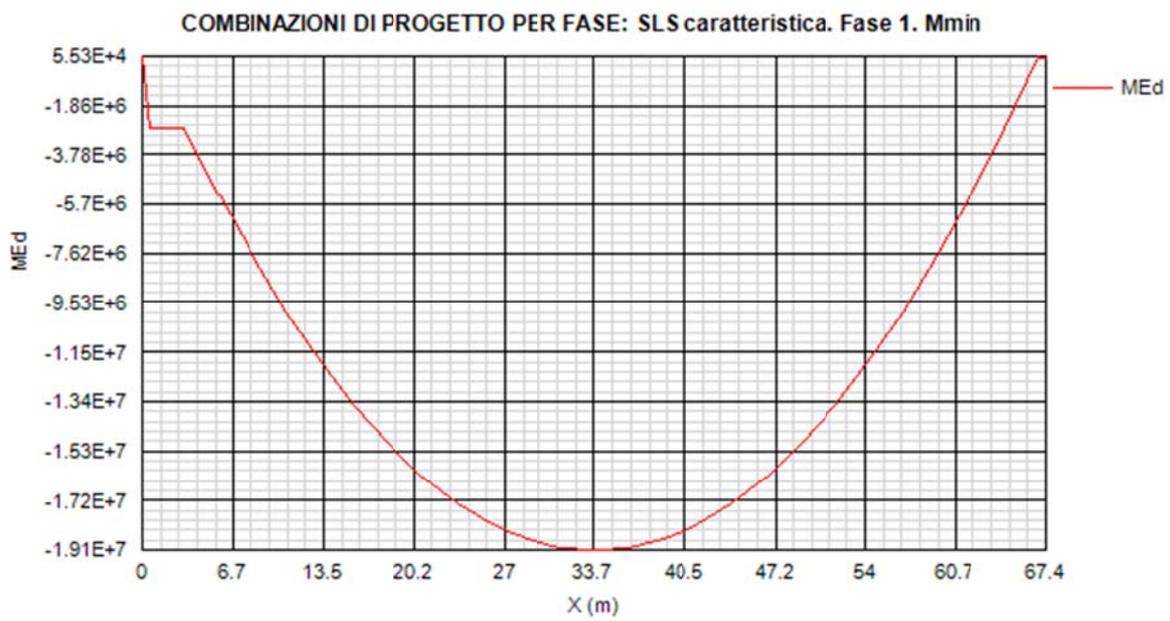
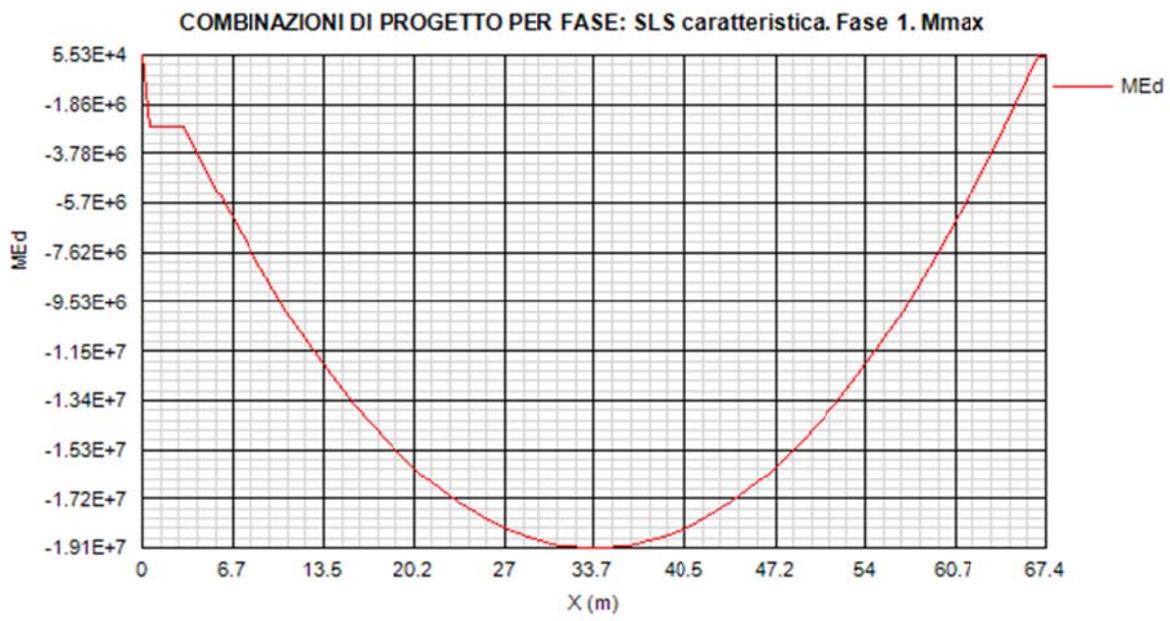


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax

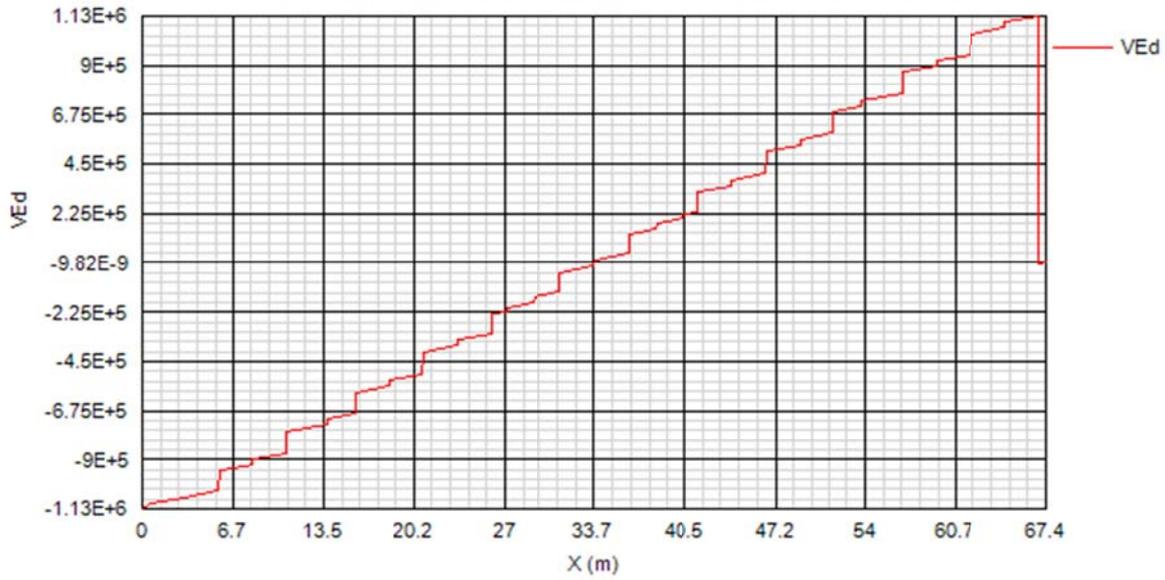


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin

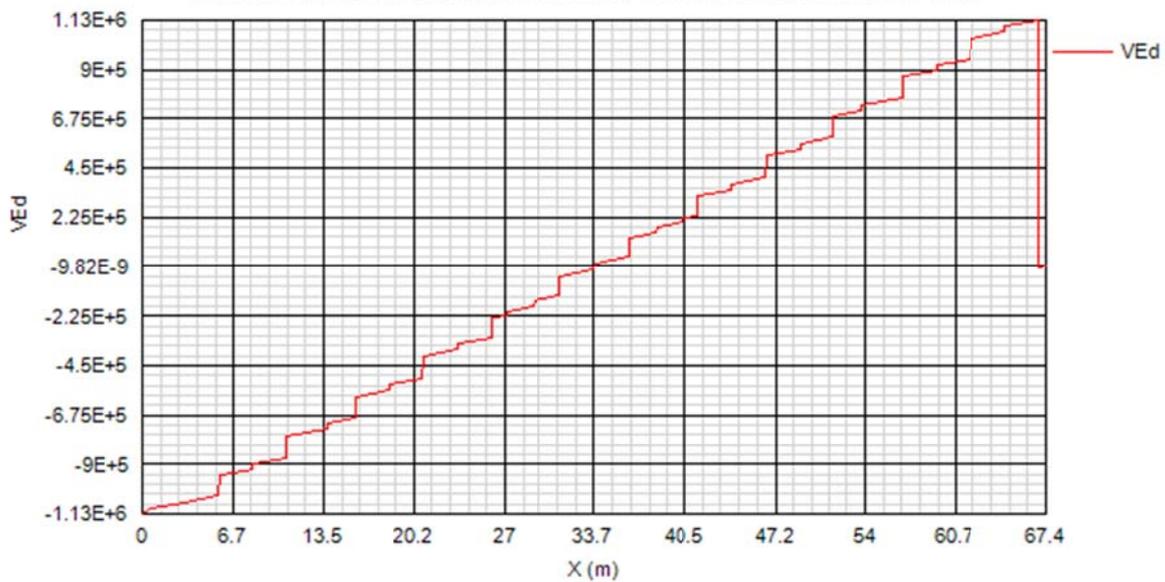


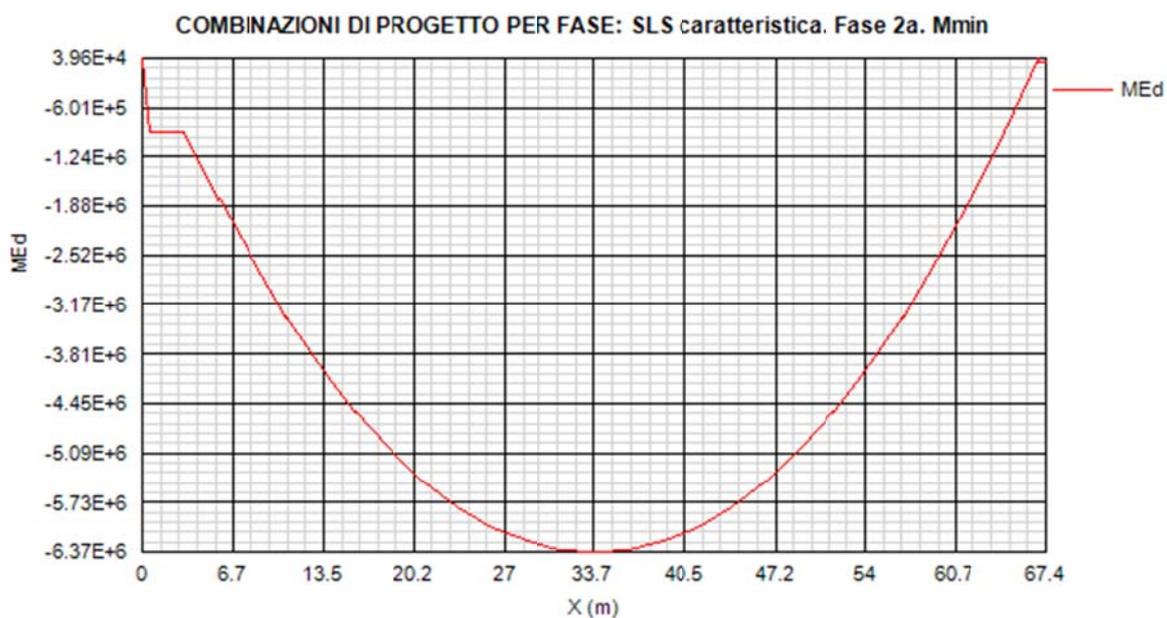
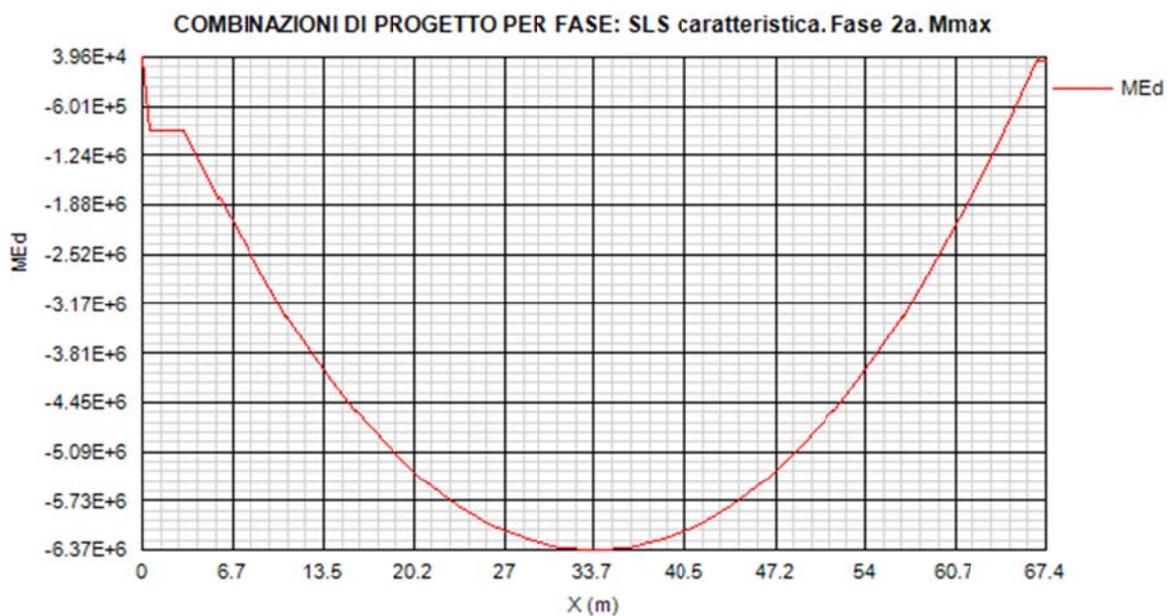


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax

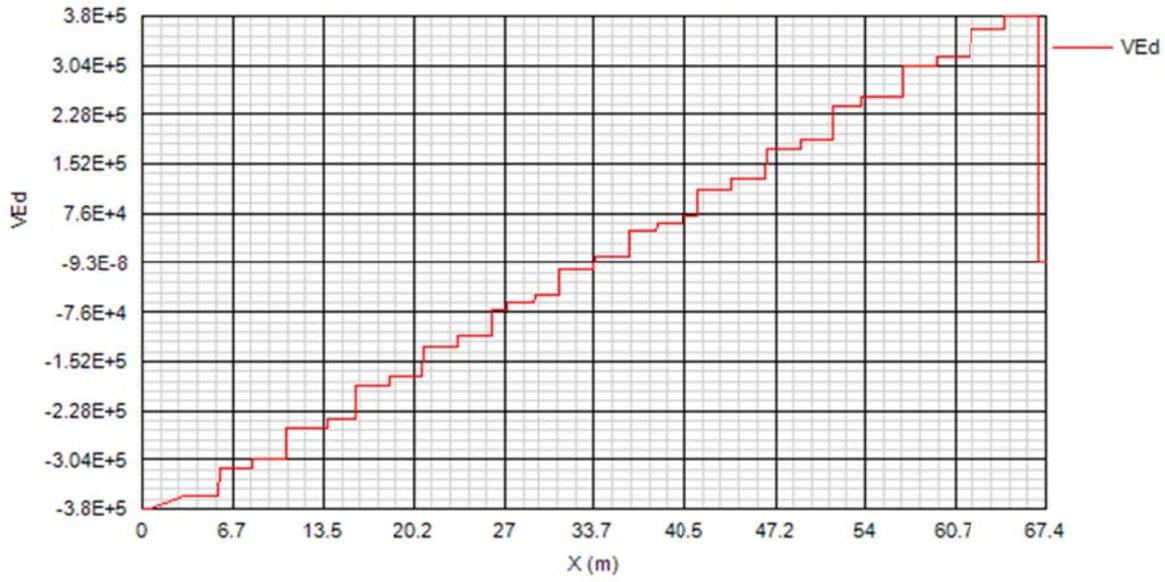


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin

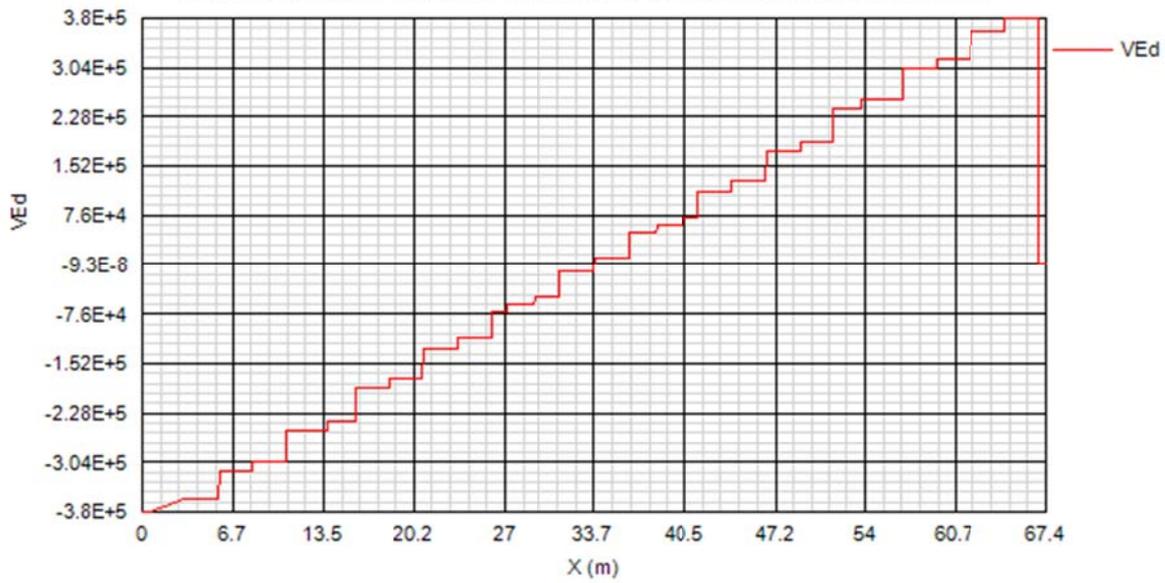


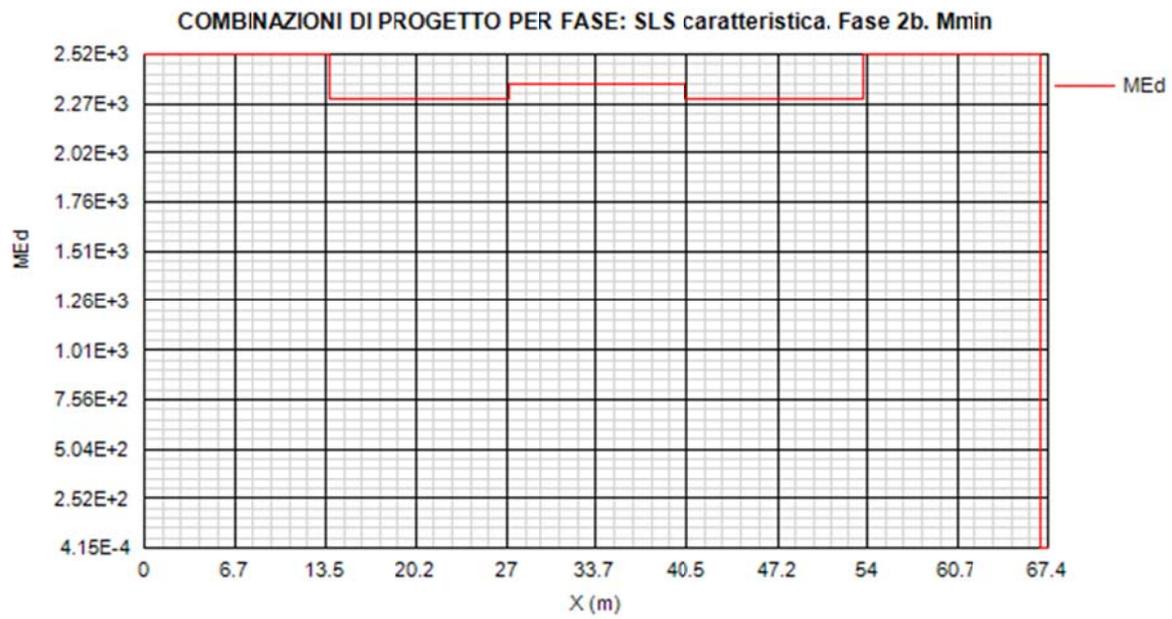
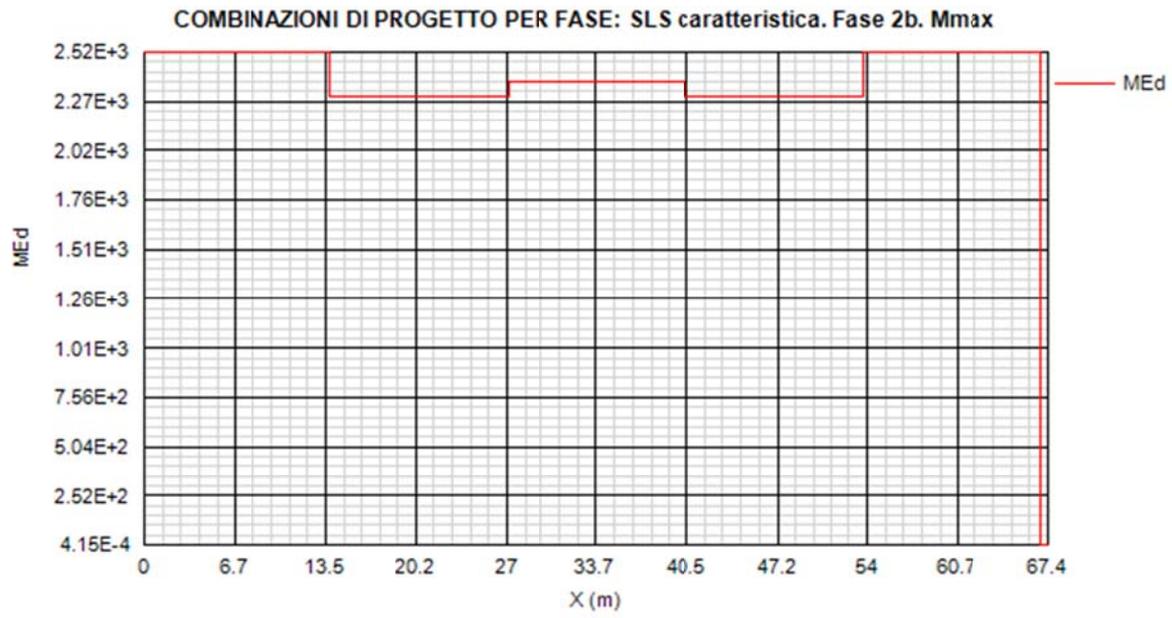


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax

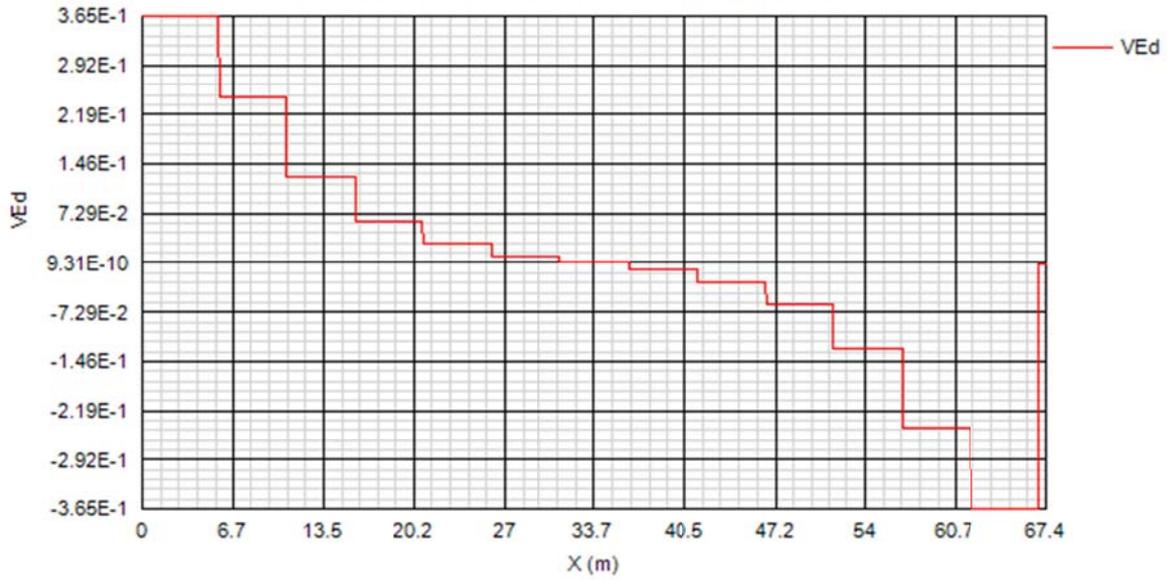


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin

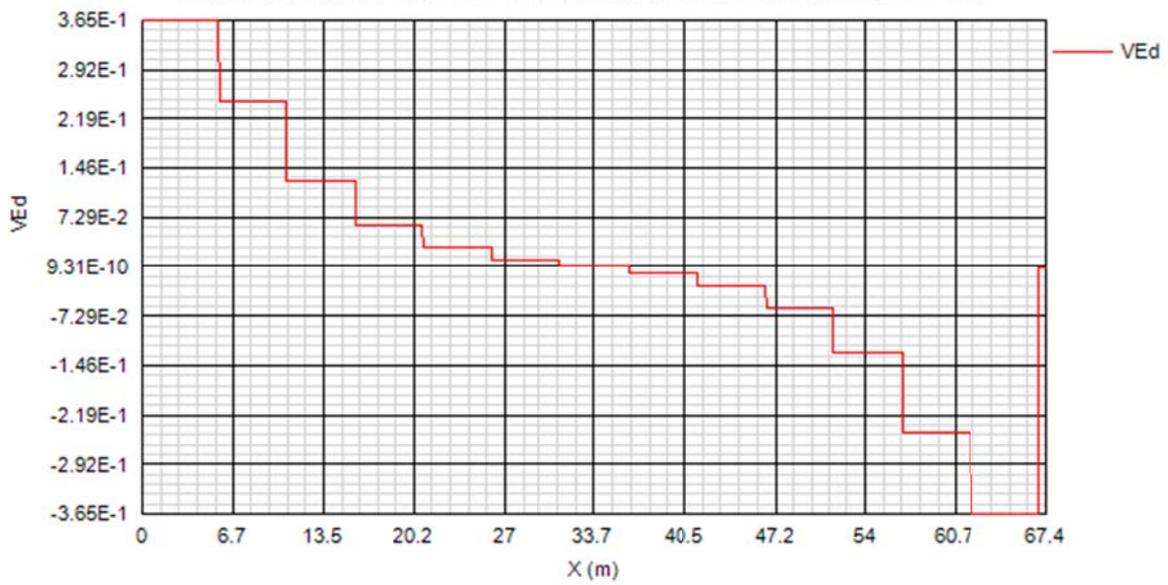




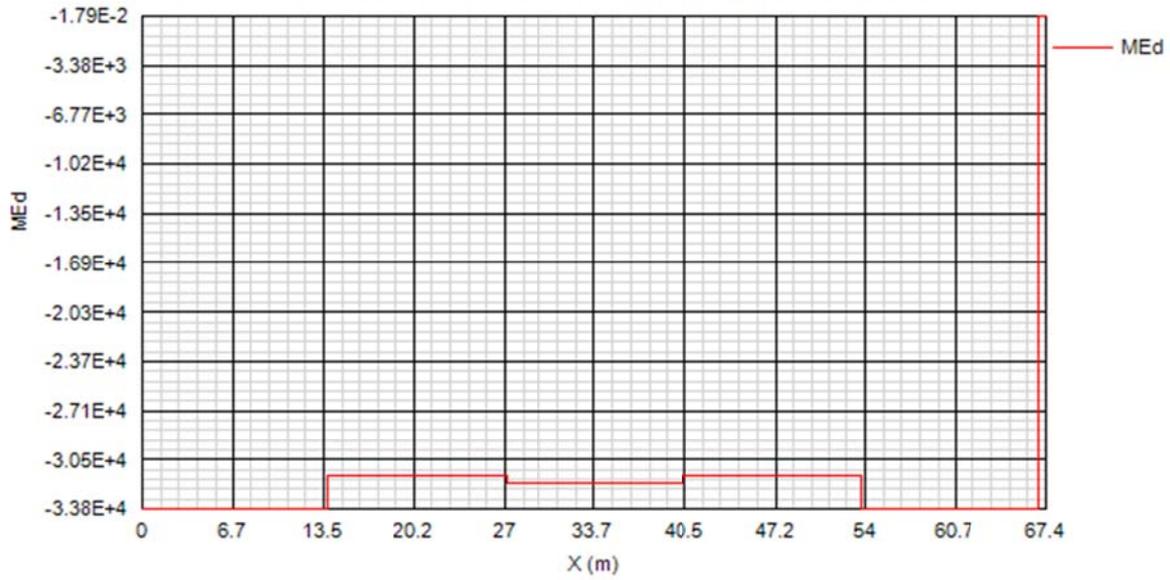
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmax



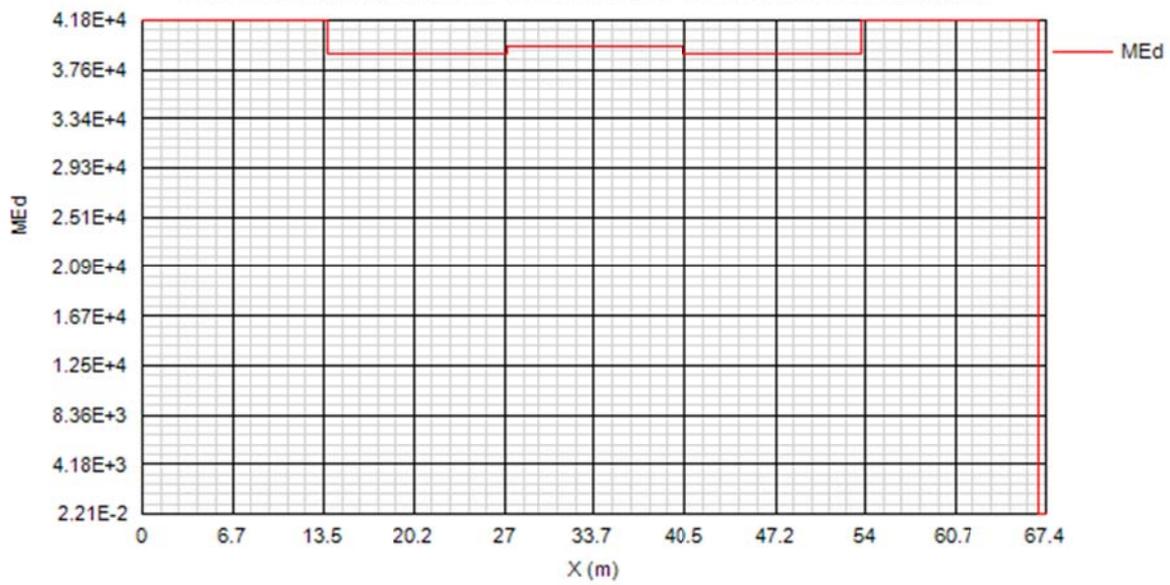
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmin

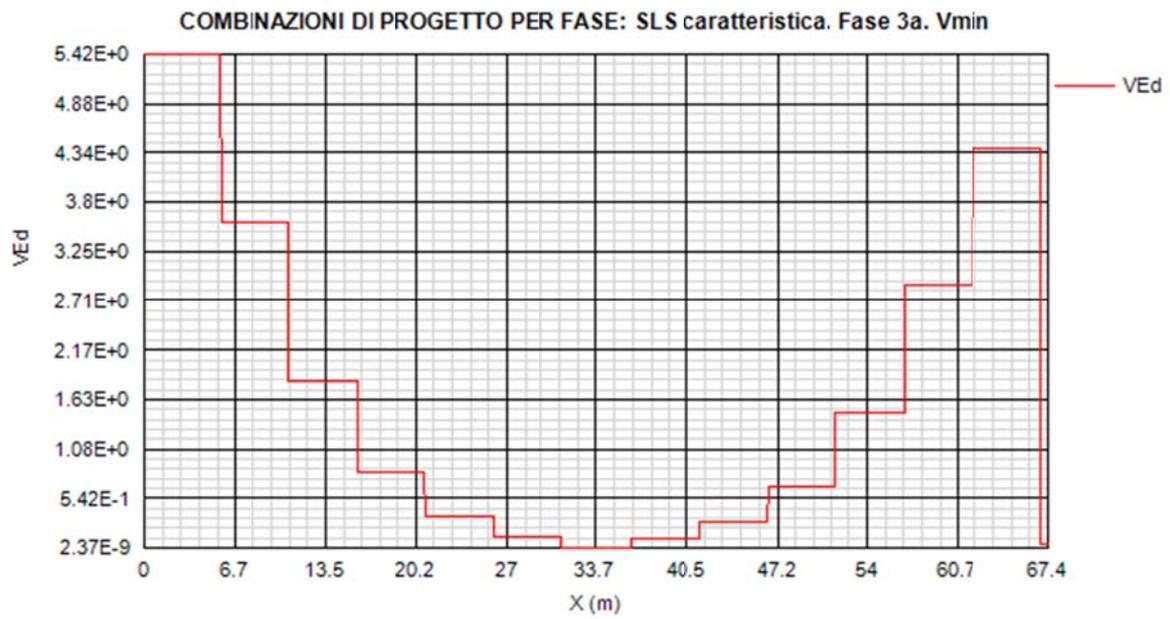
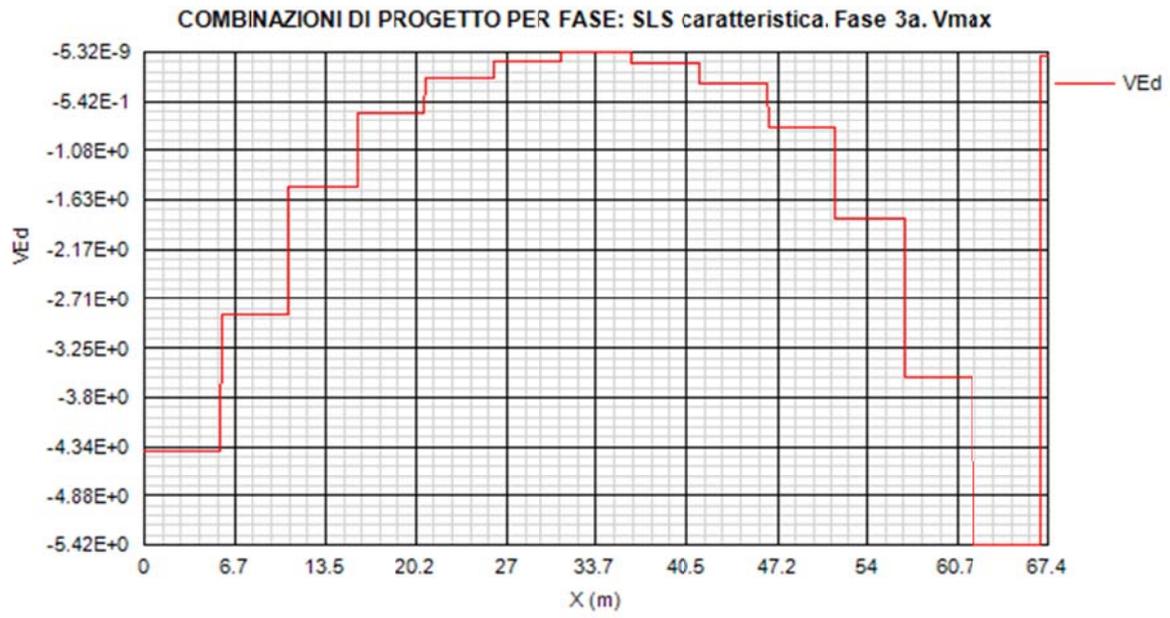


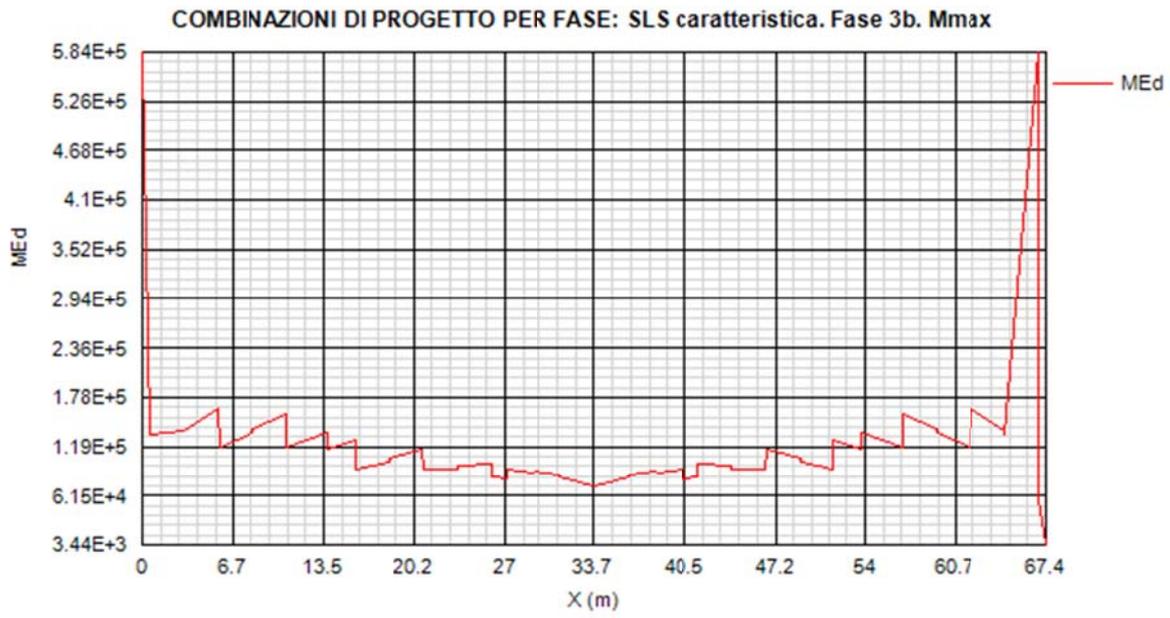
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmax



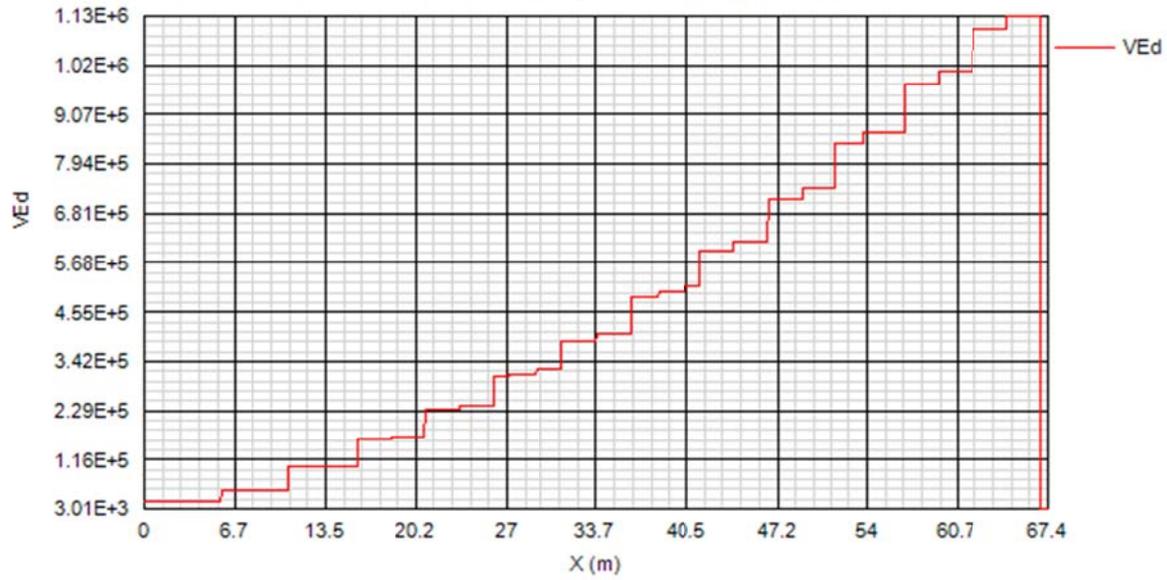
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmin



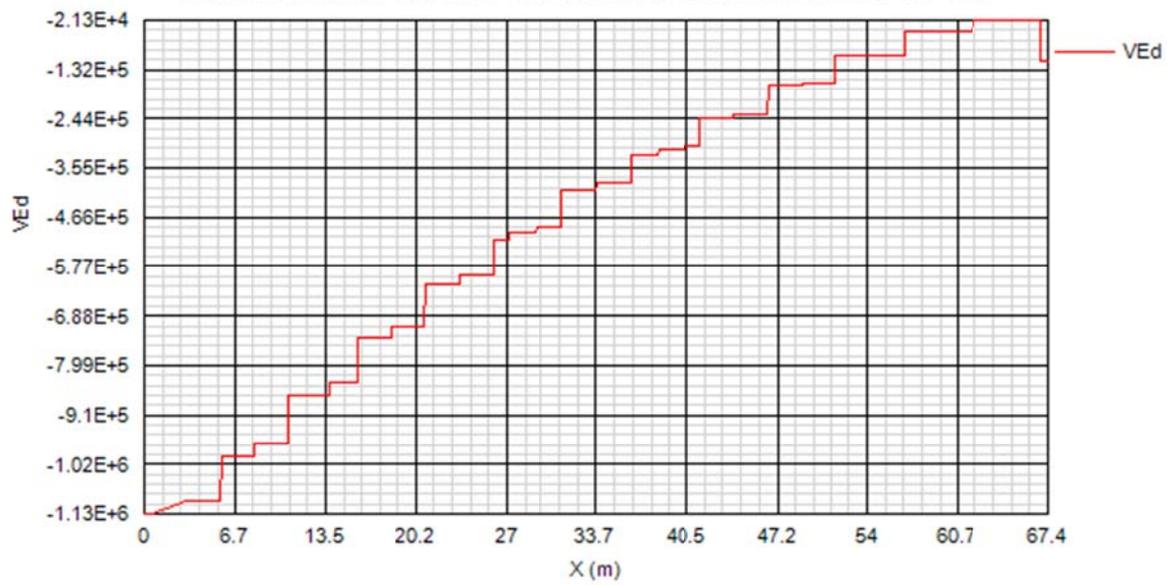


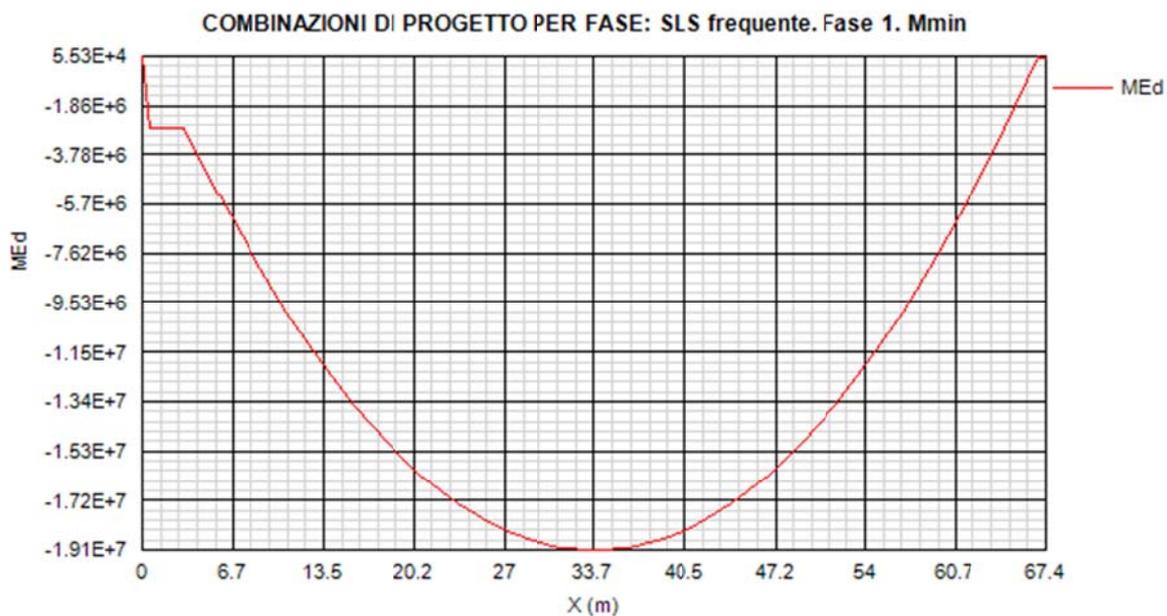
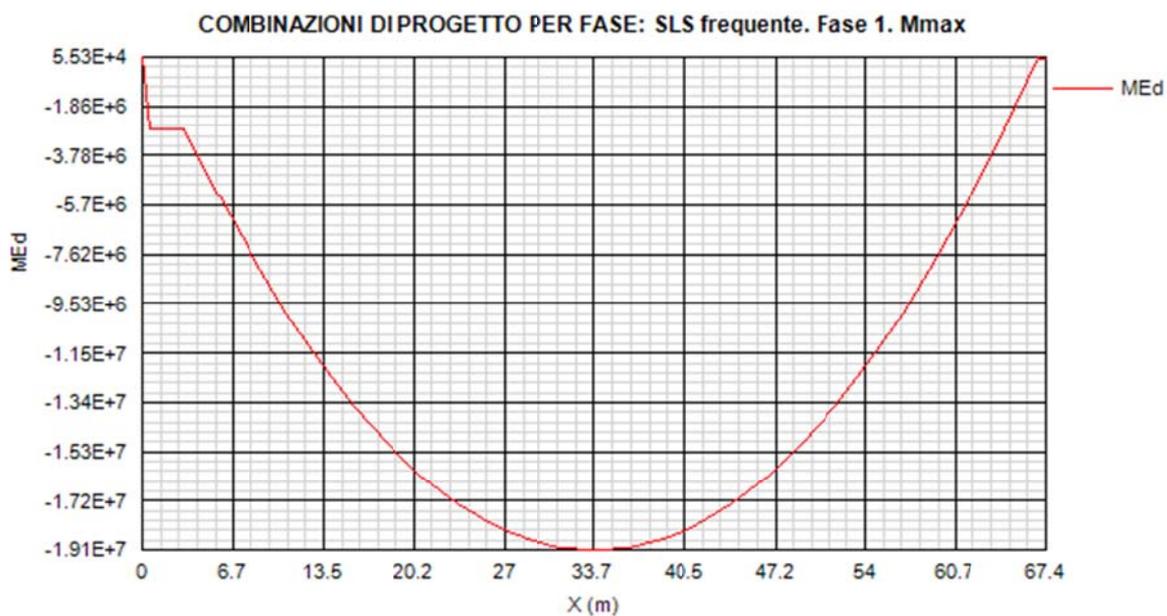


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax

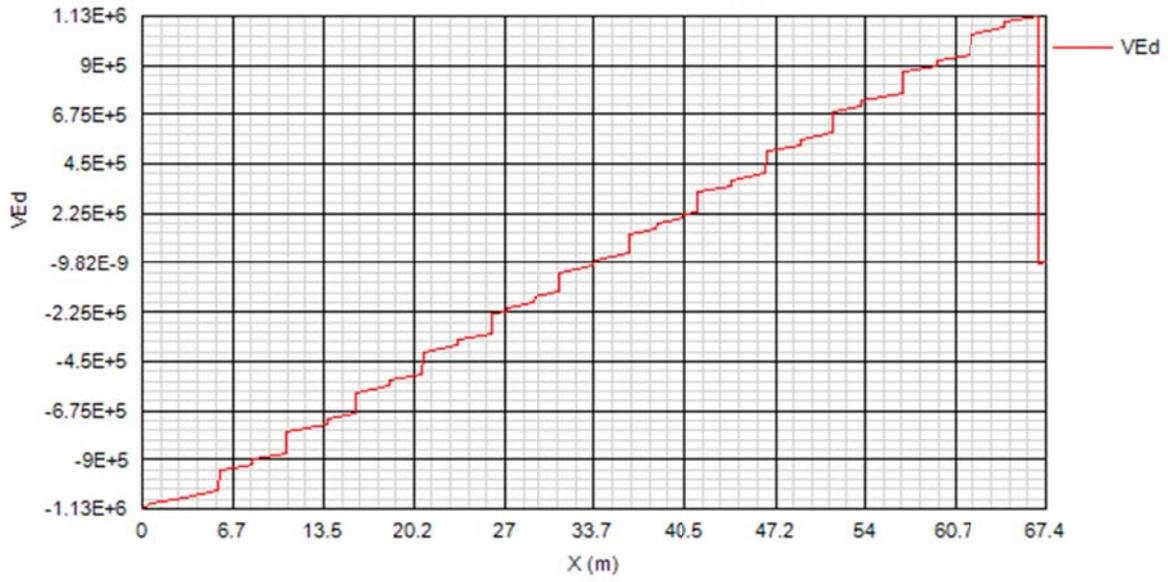


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin

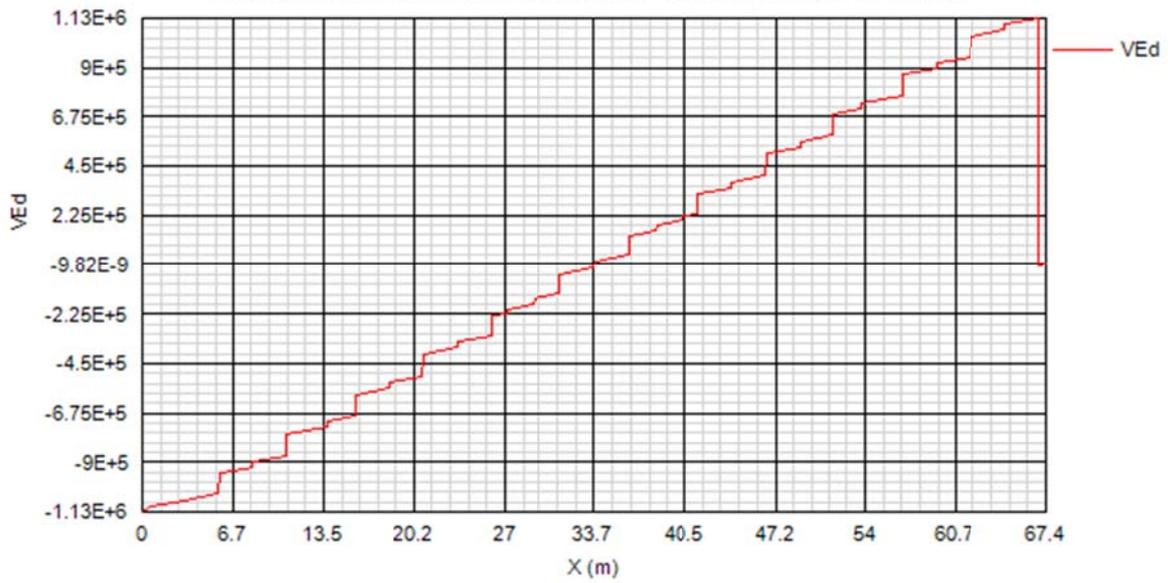


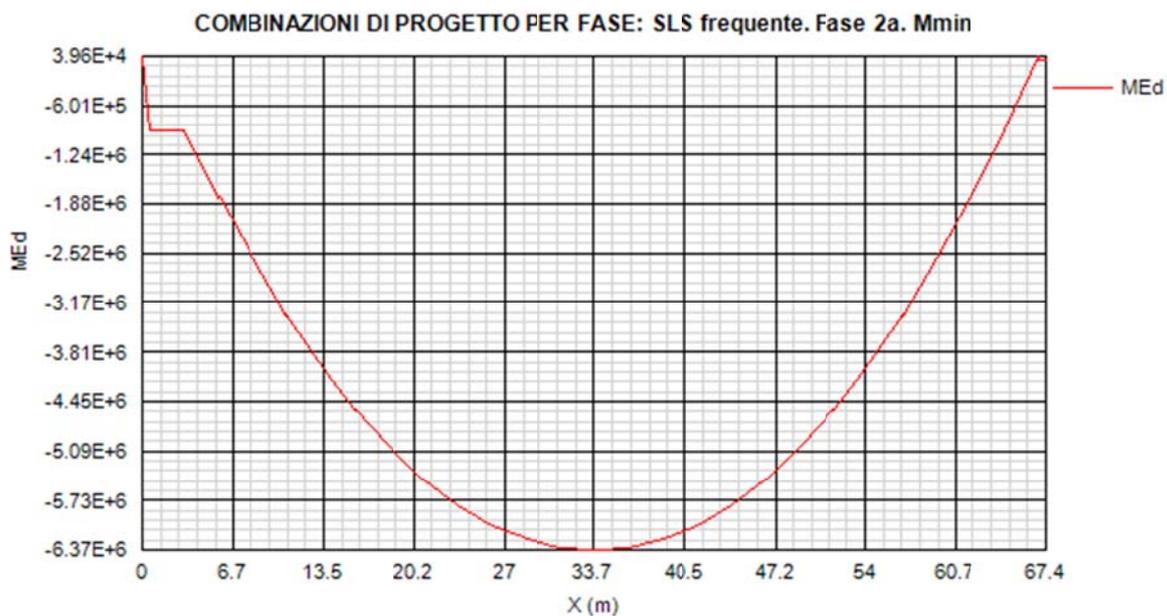
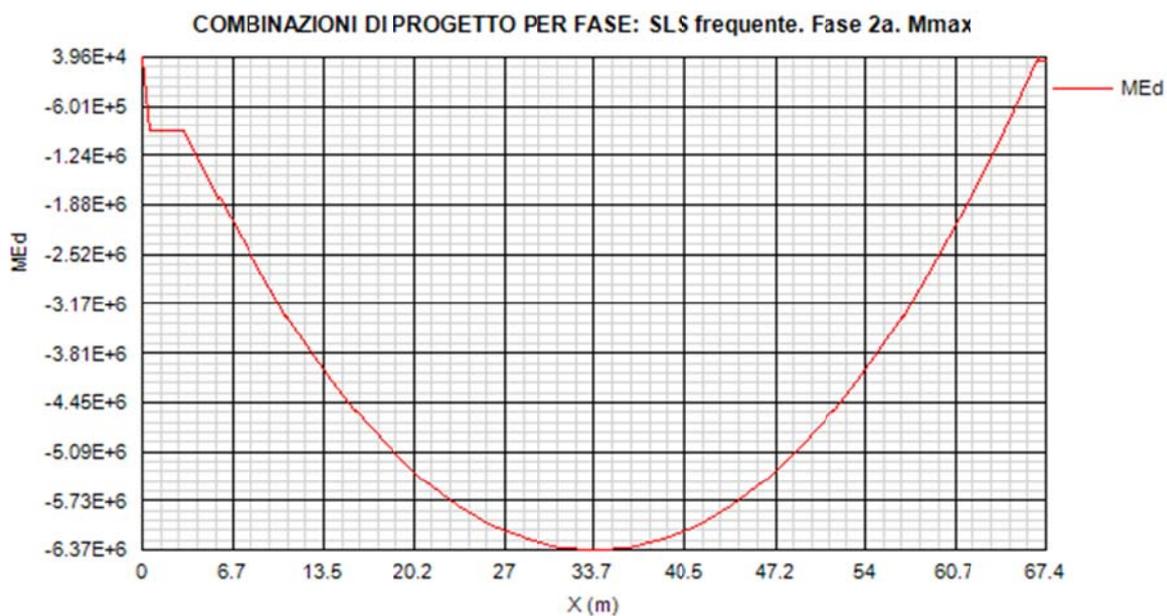


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax

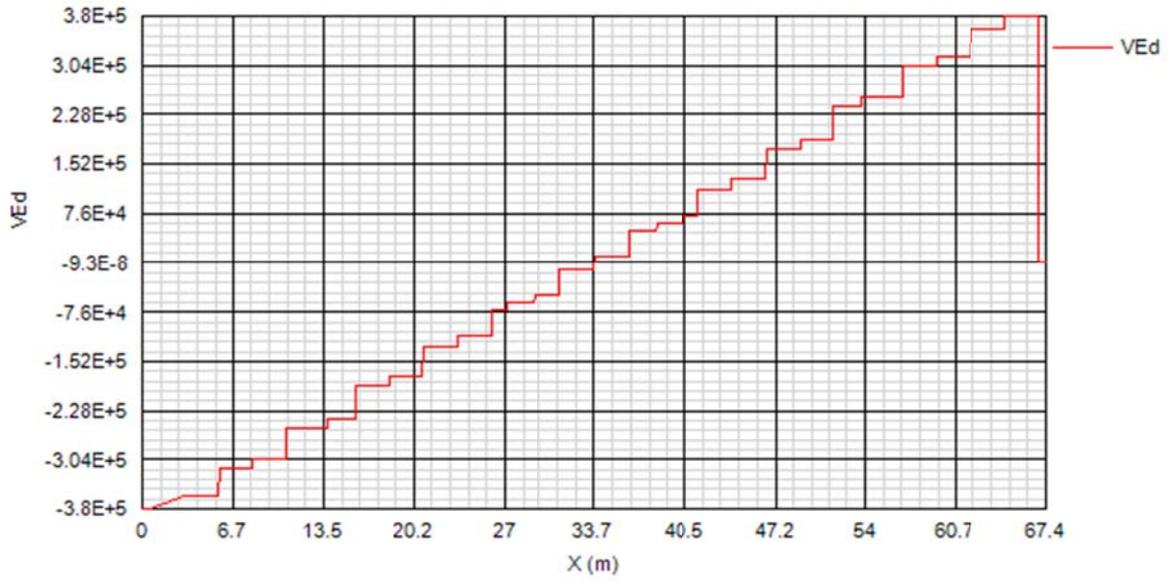


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin

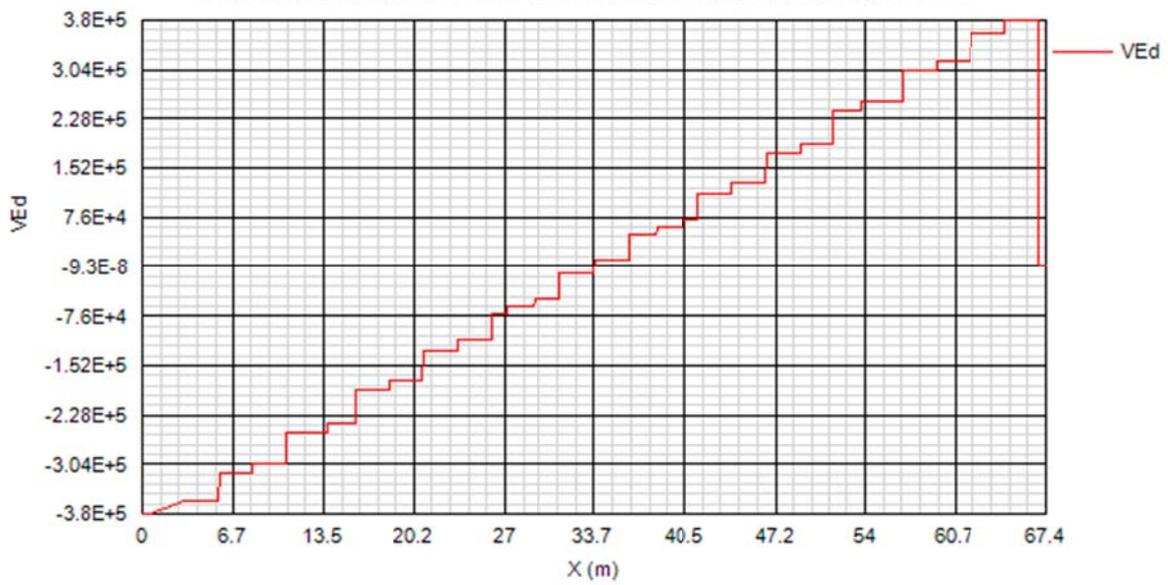


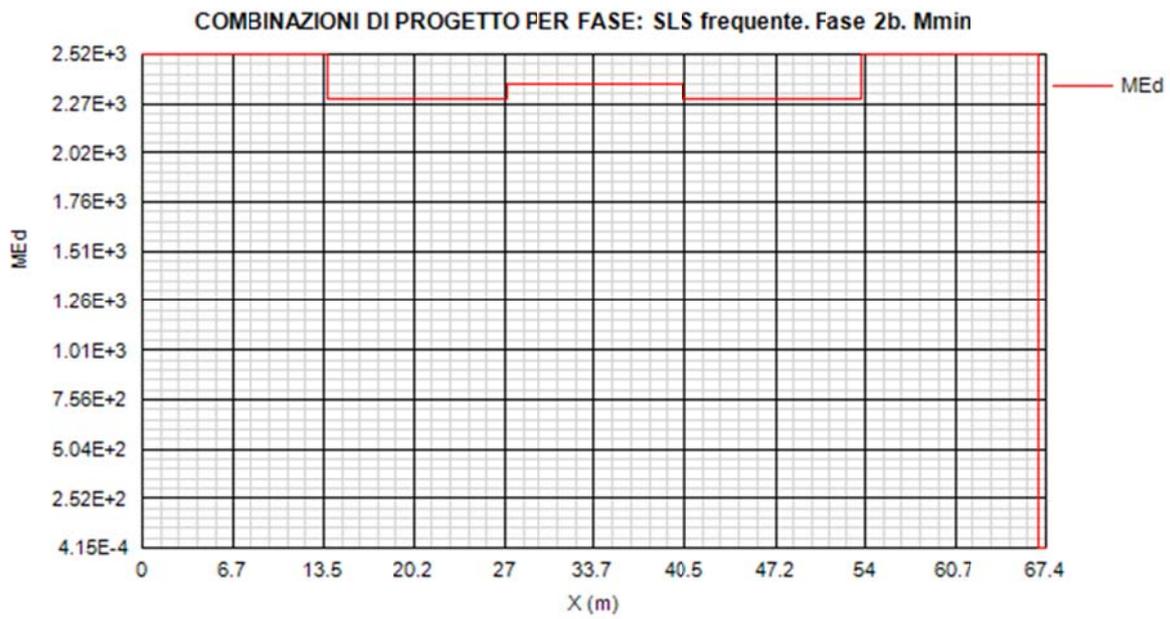


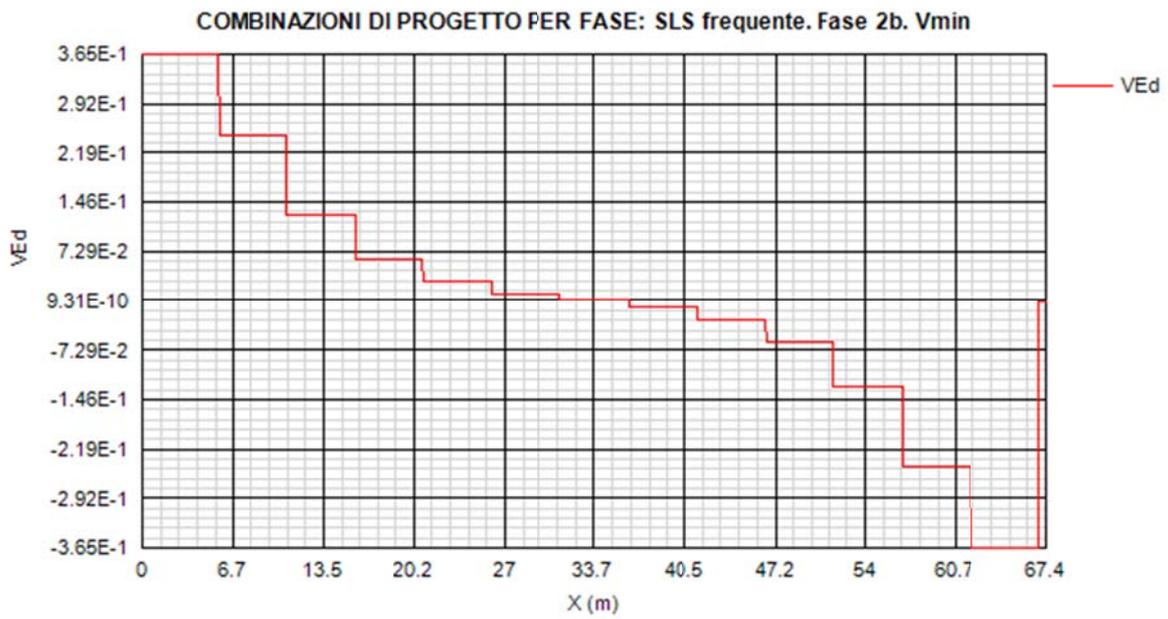
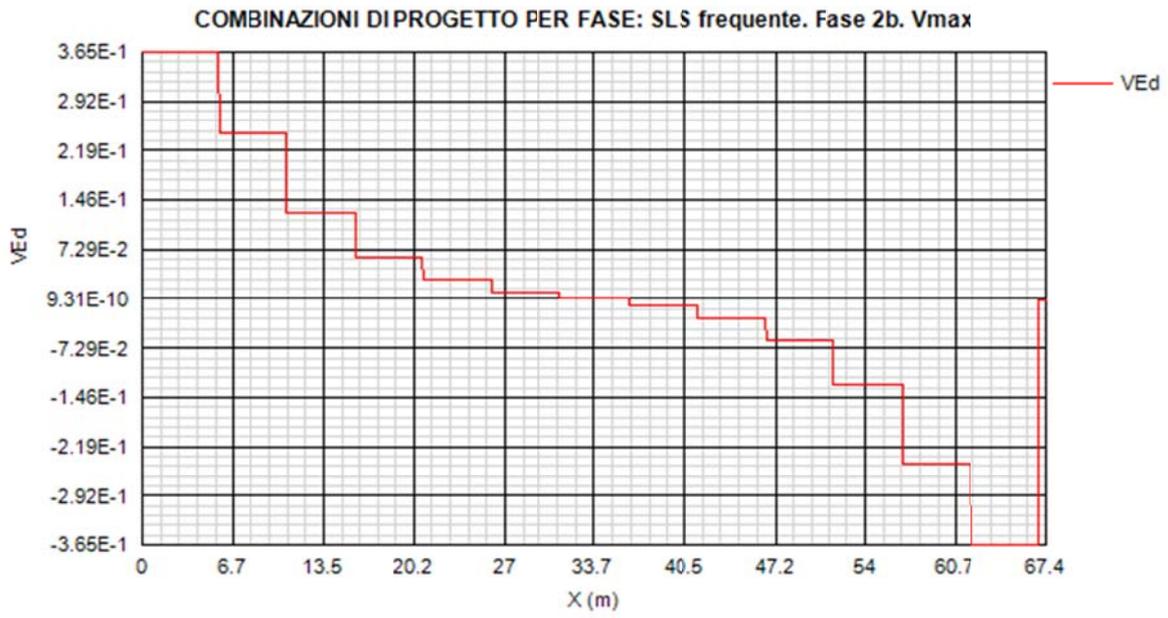
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax



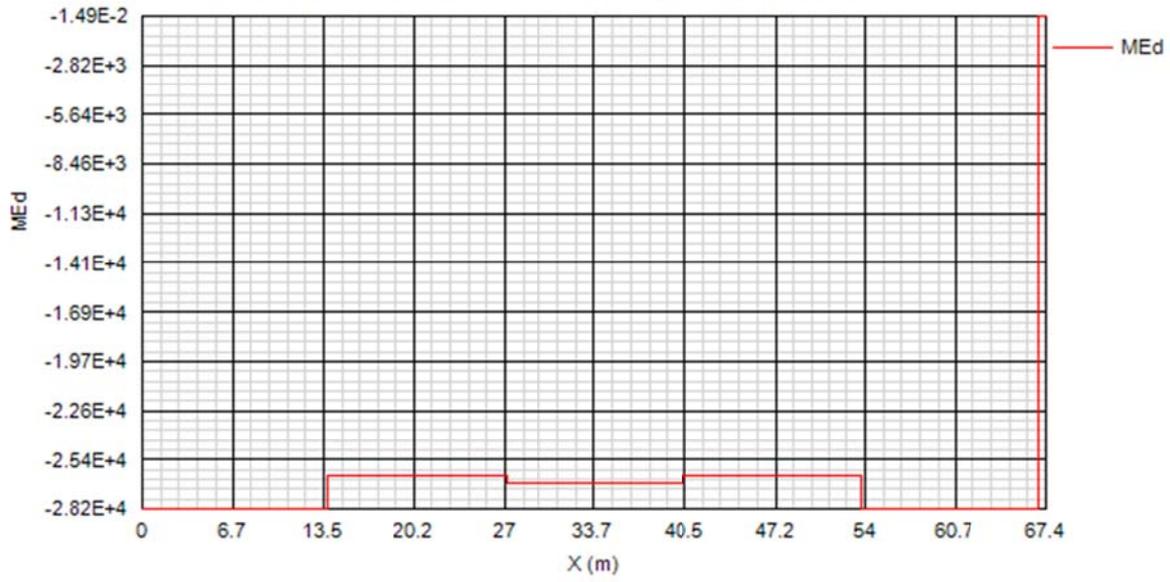
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin



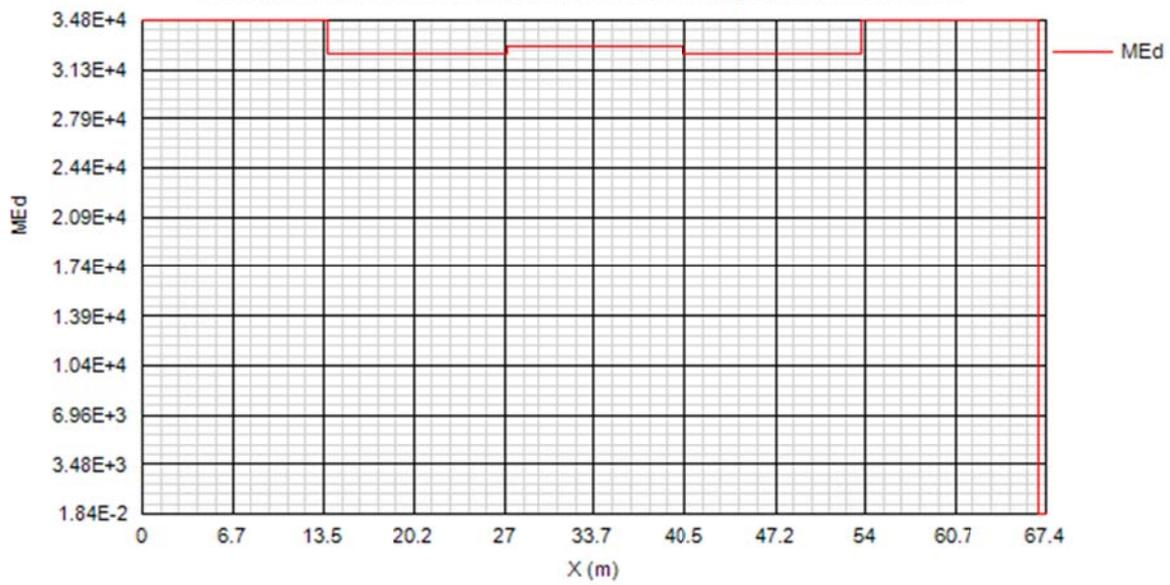


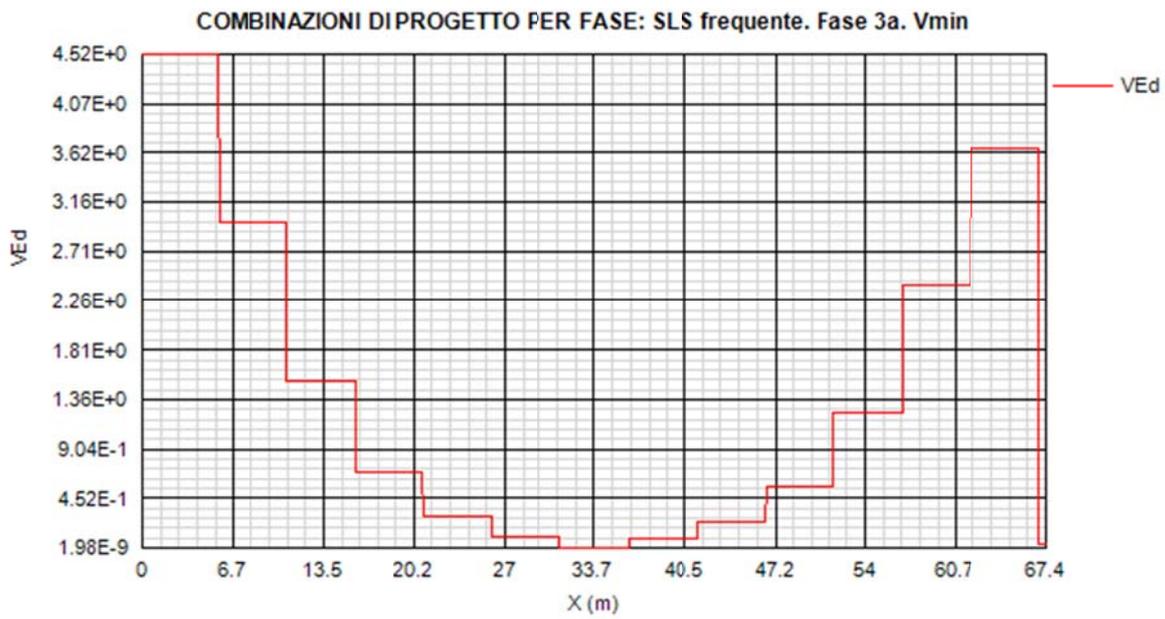
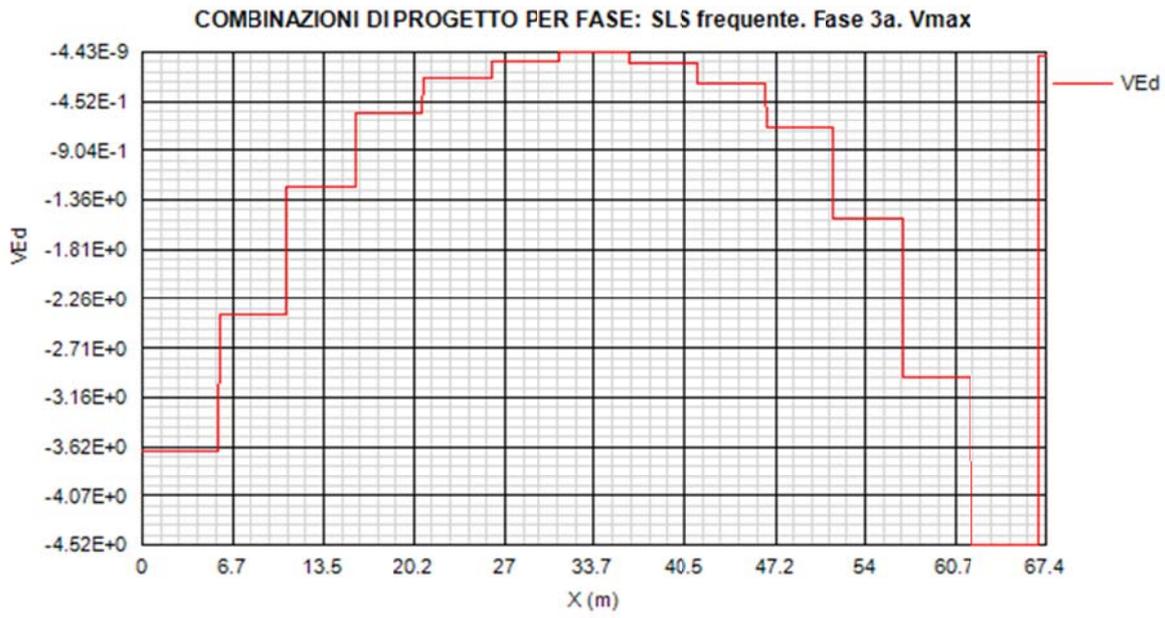


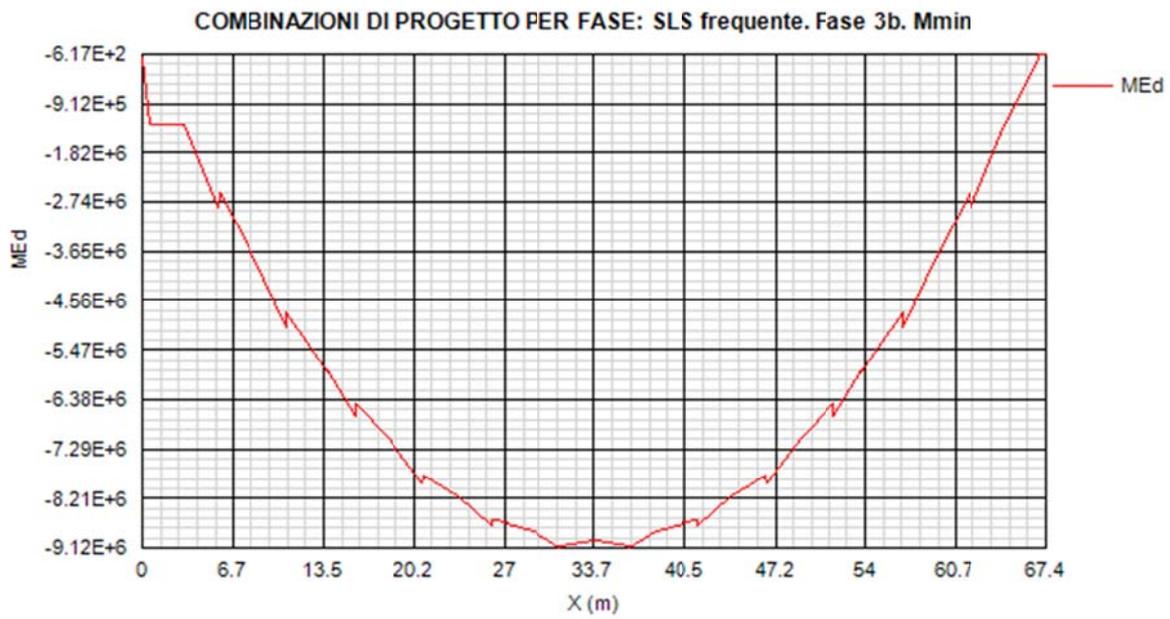
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmax



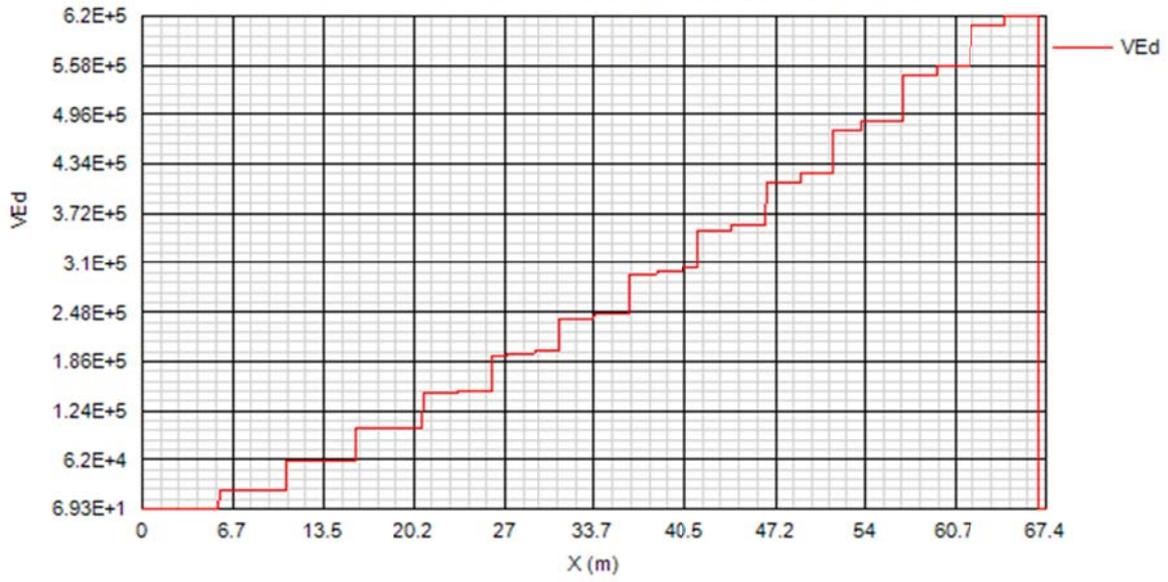
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmin



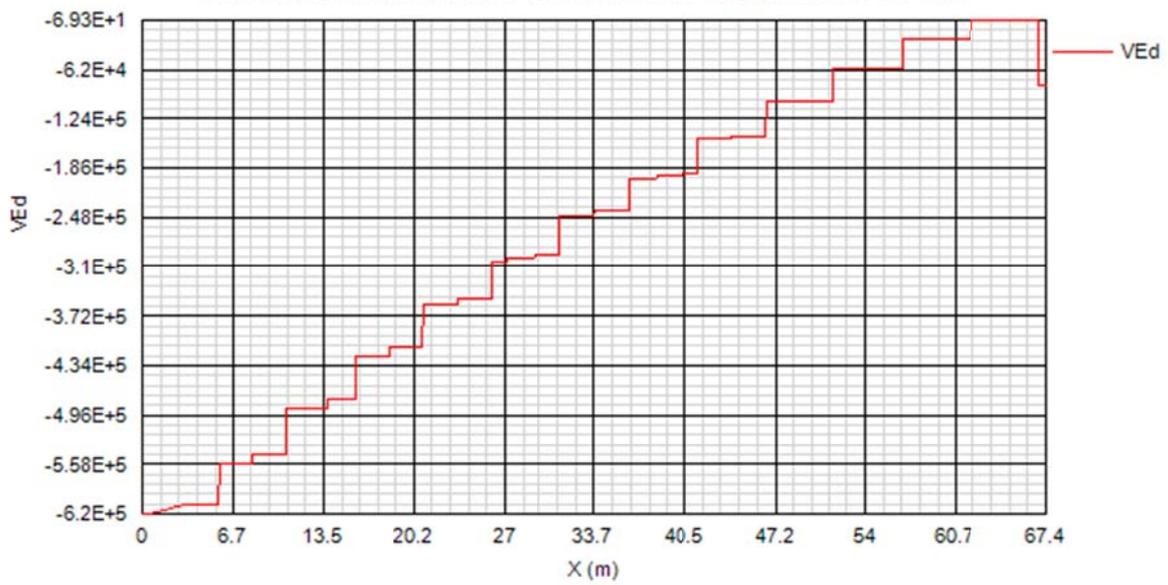


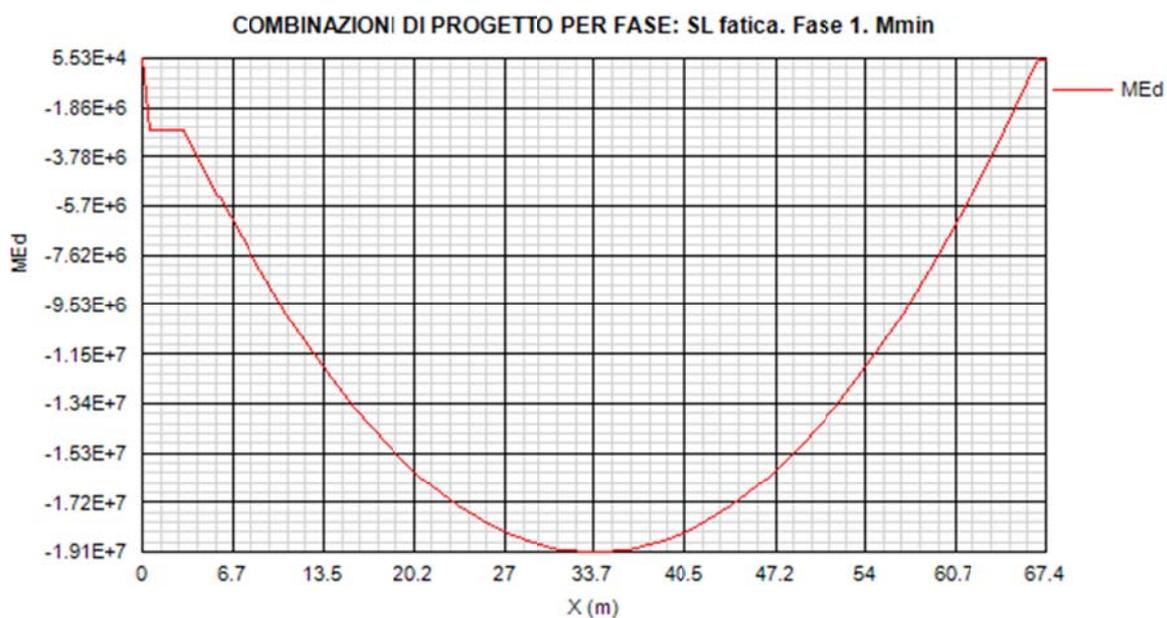
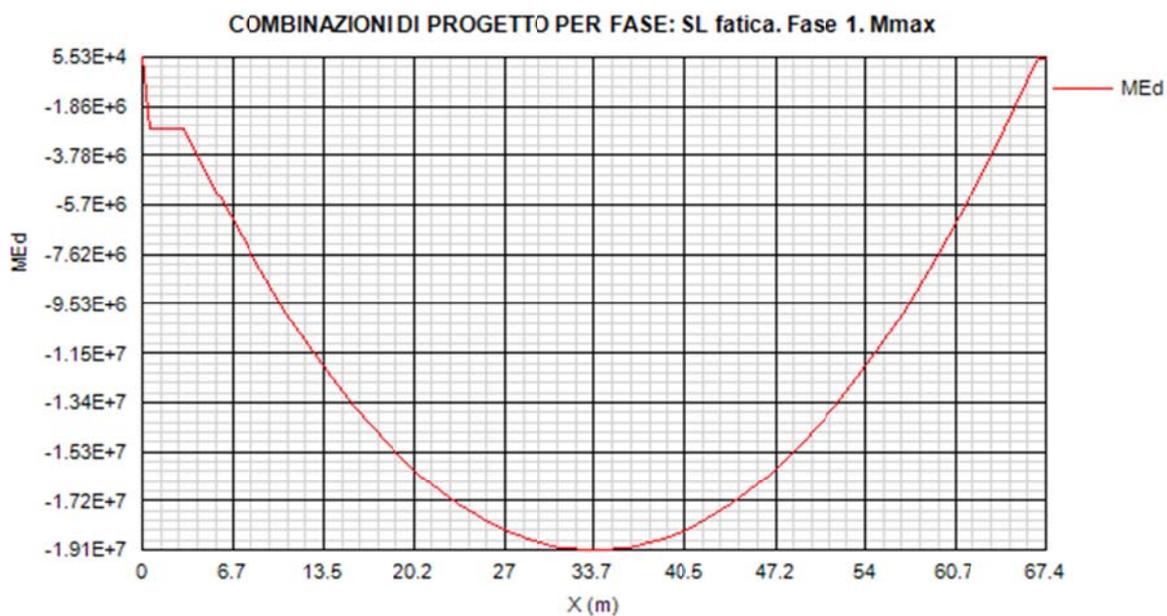


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

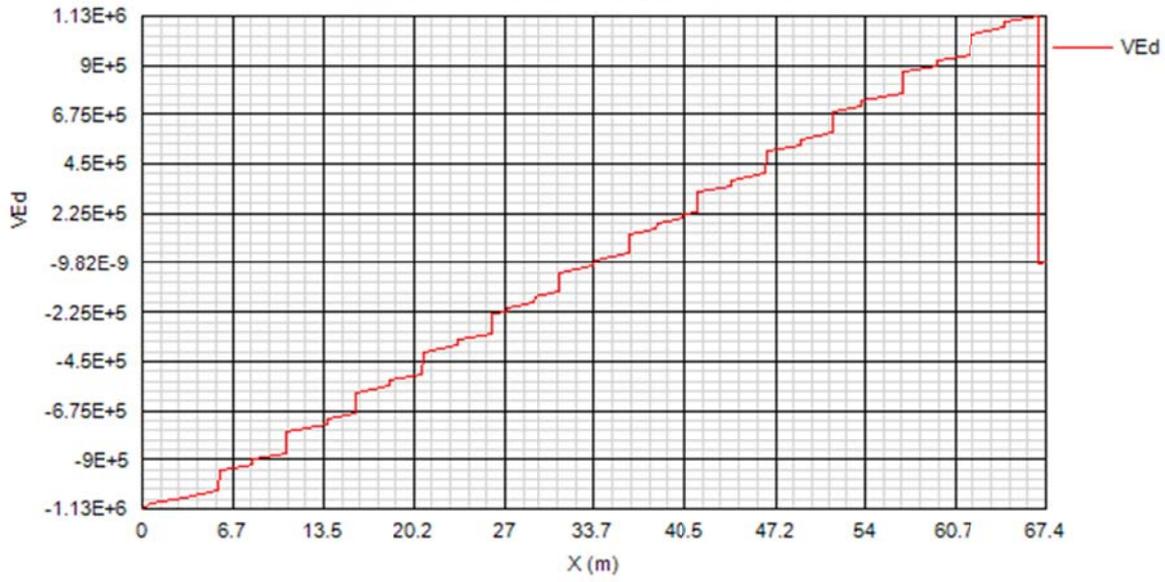


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

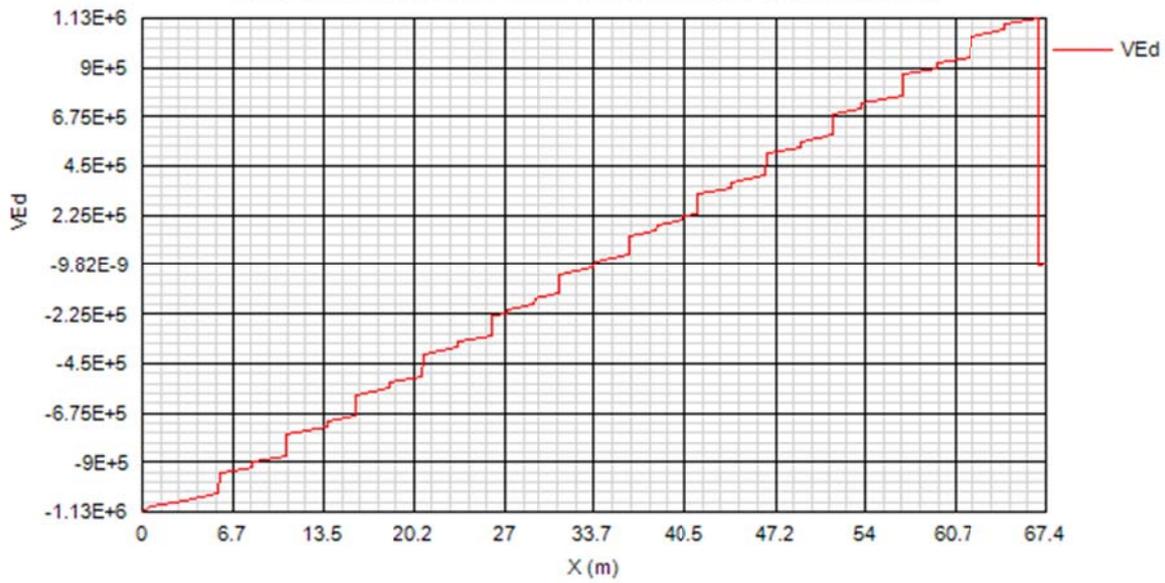


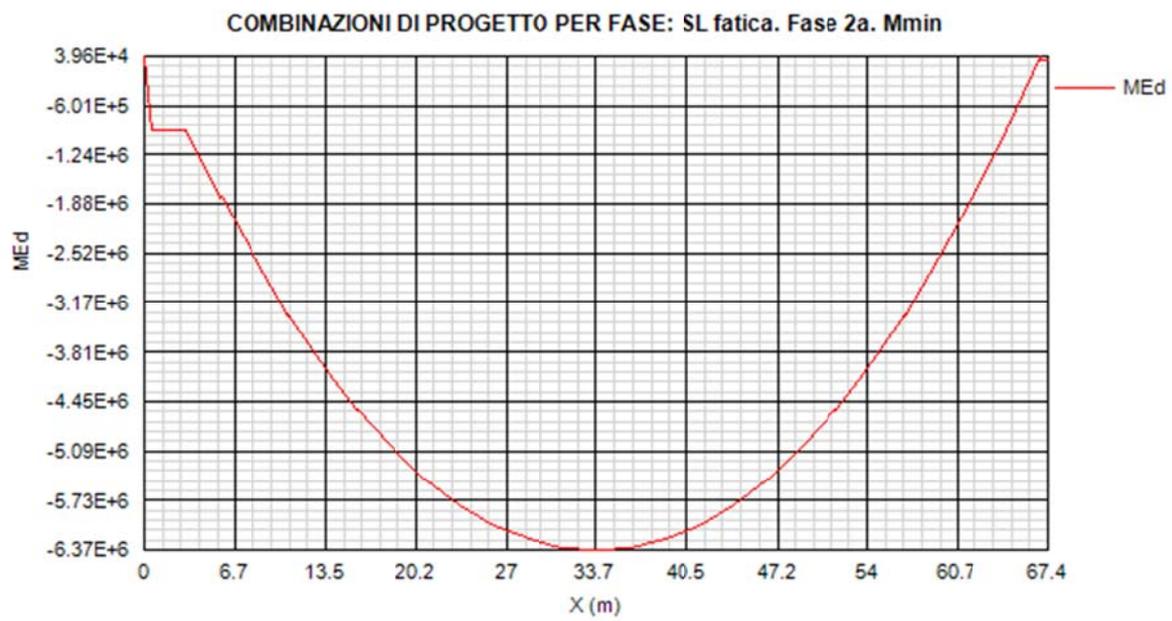
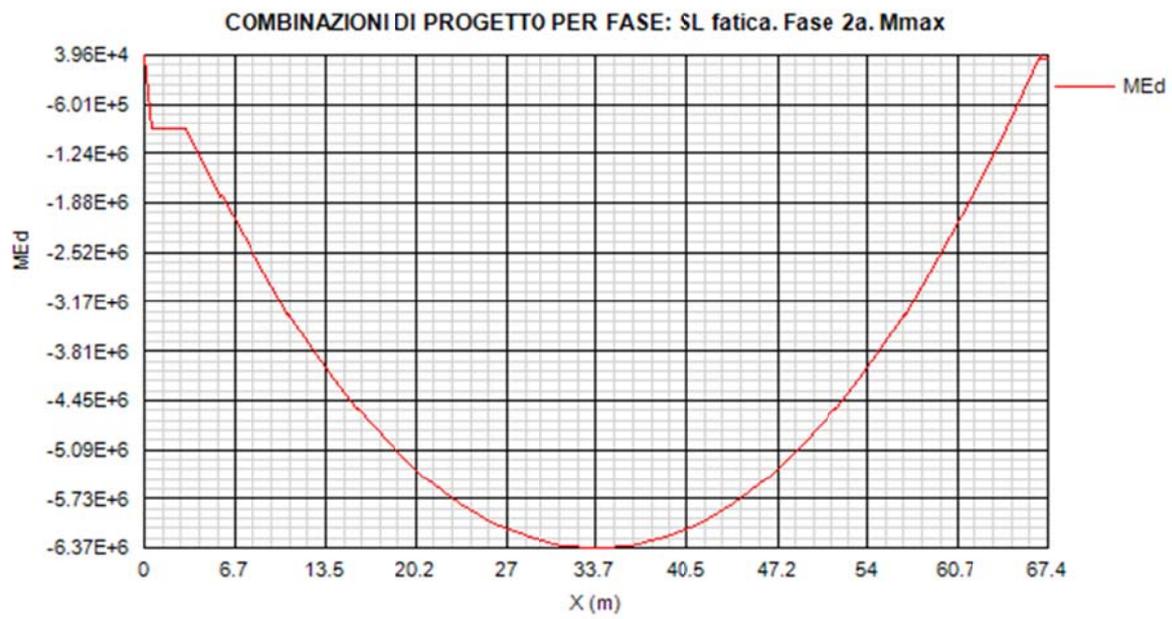


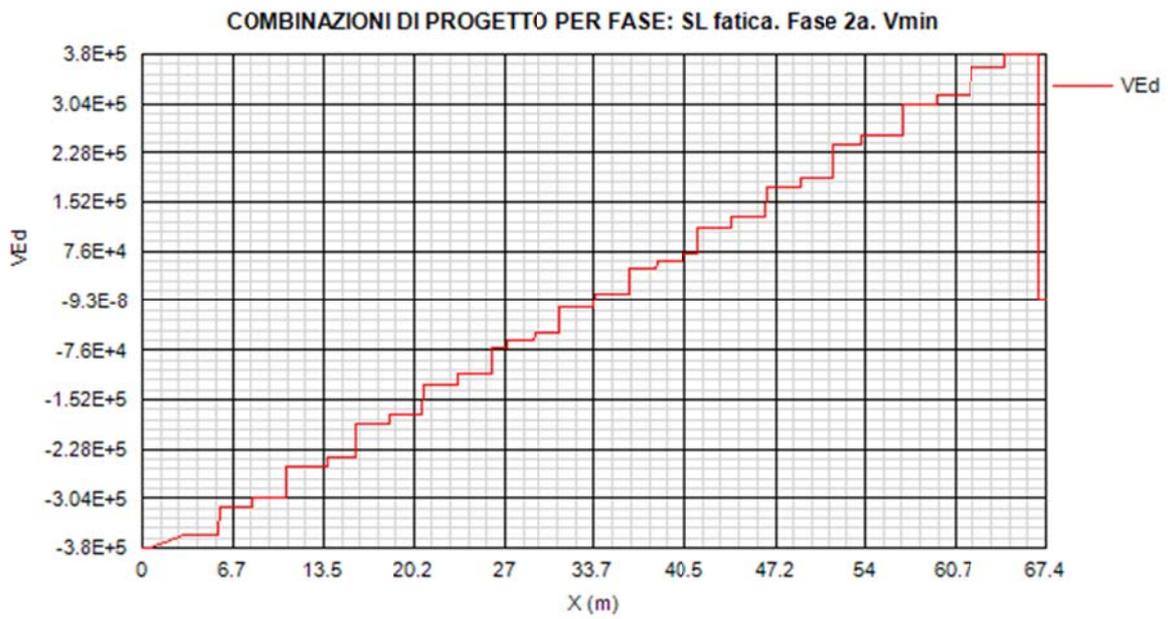
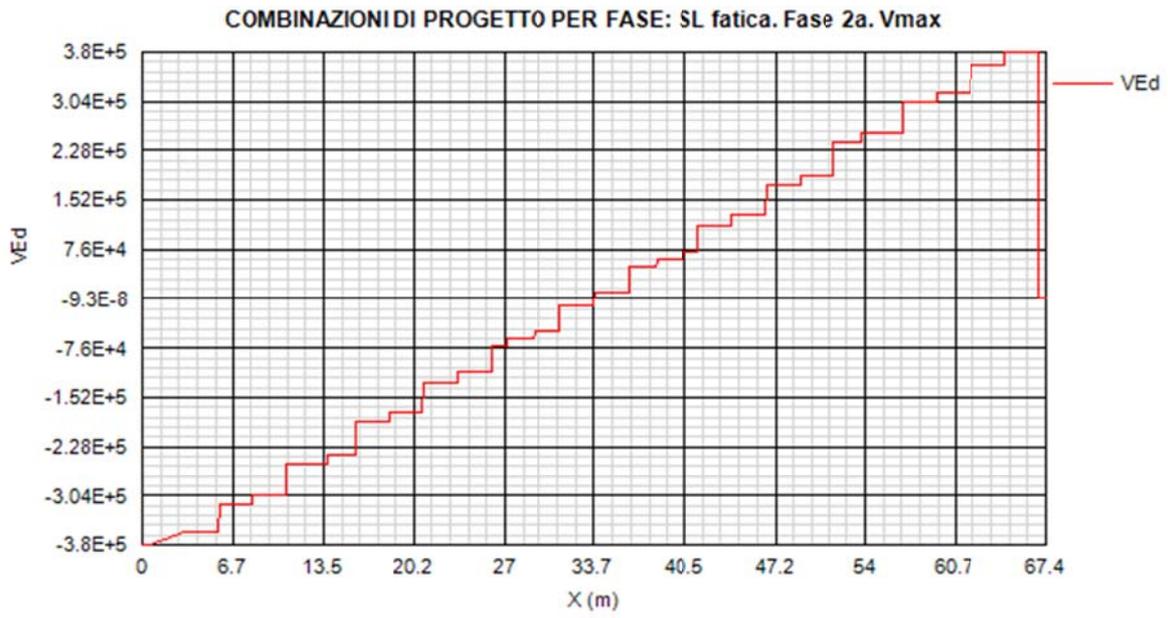
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmax



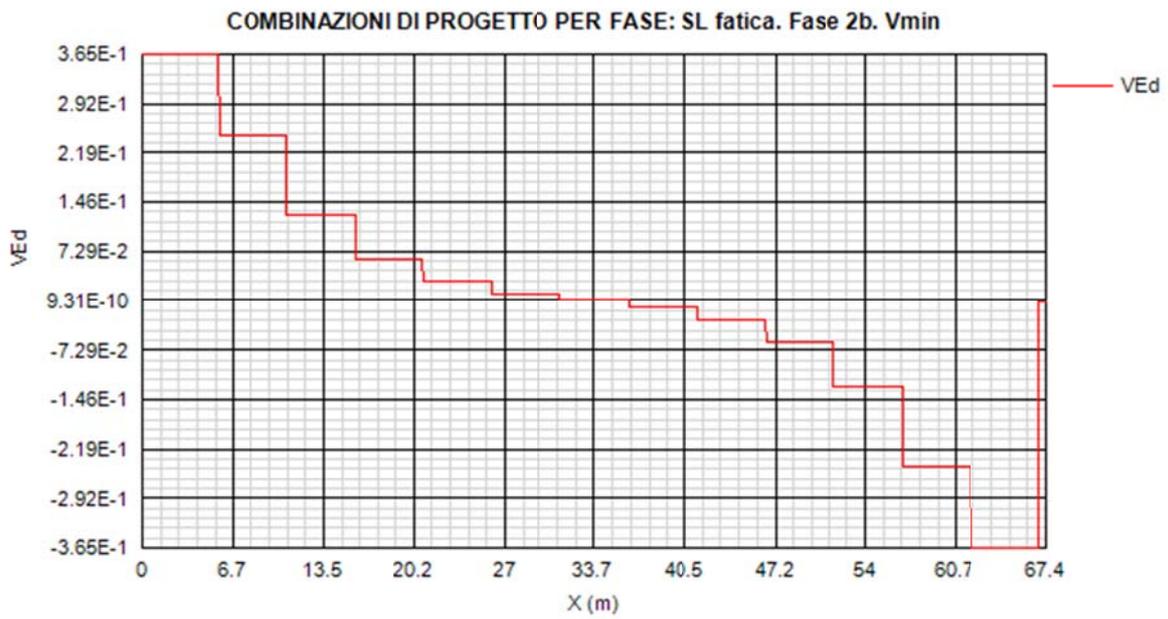
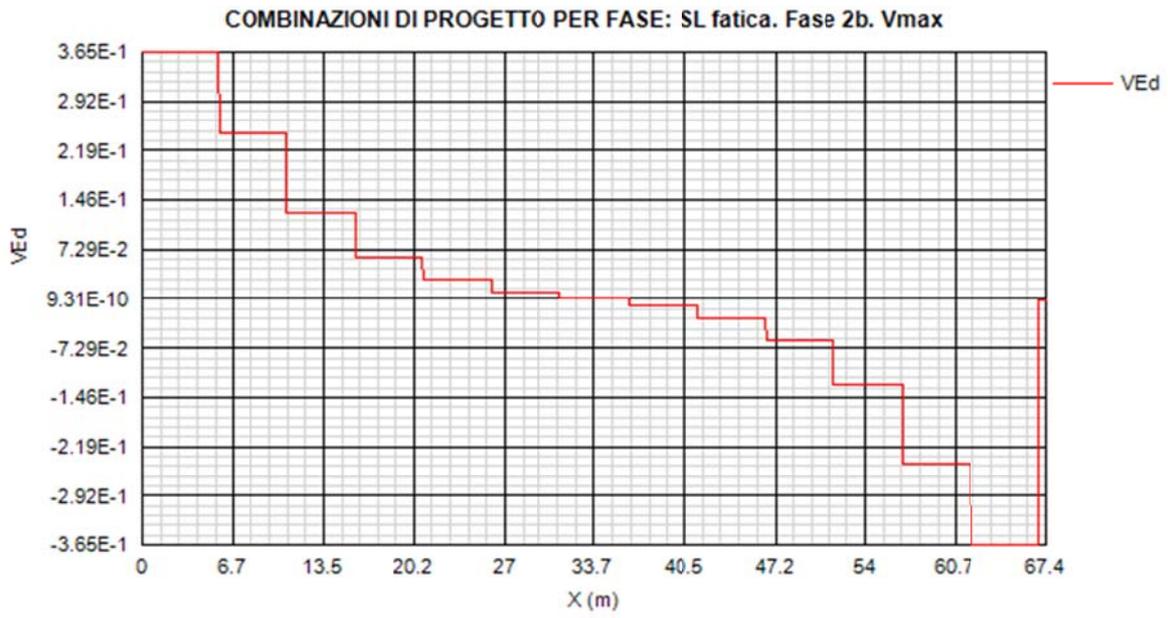
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 1. Vmin



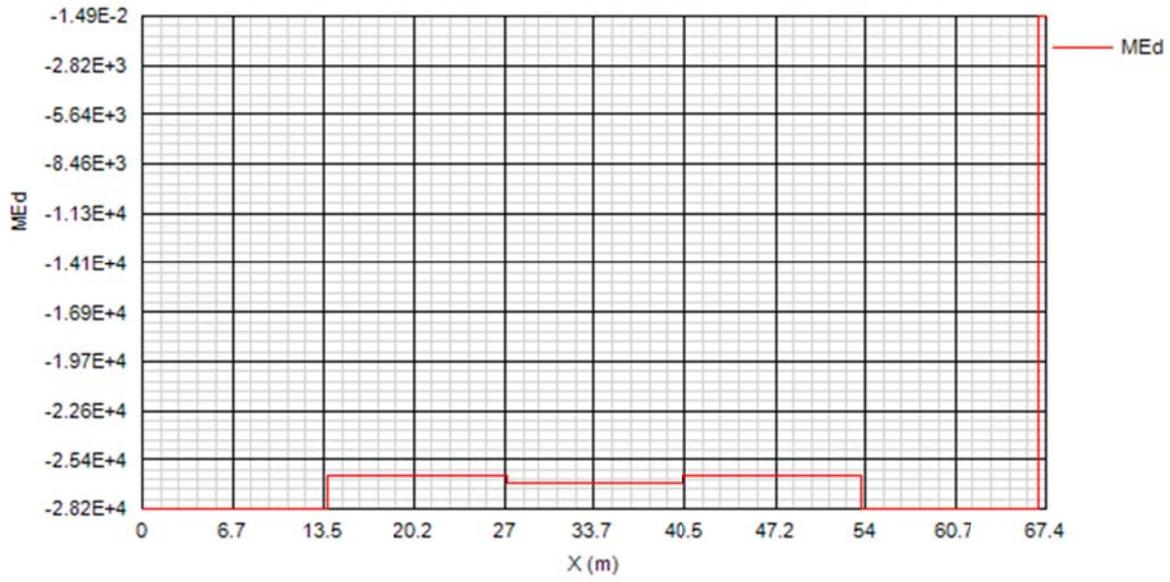




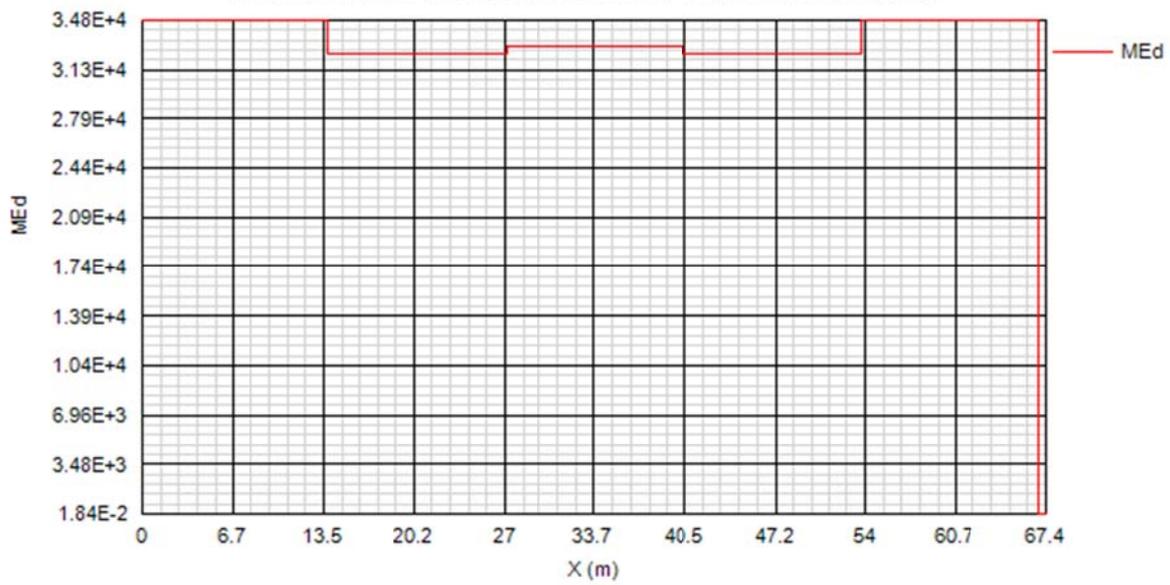


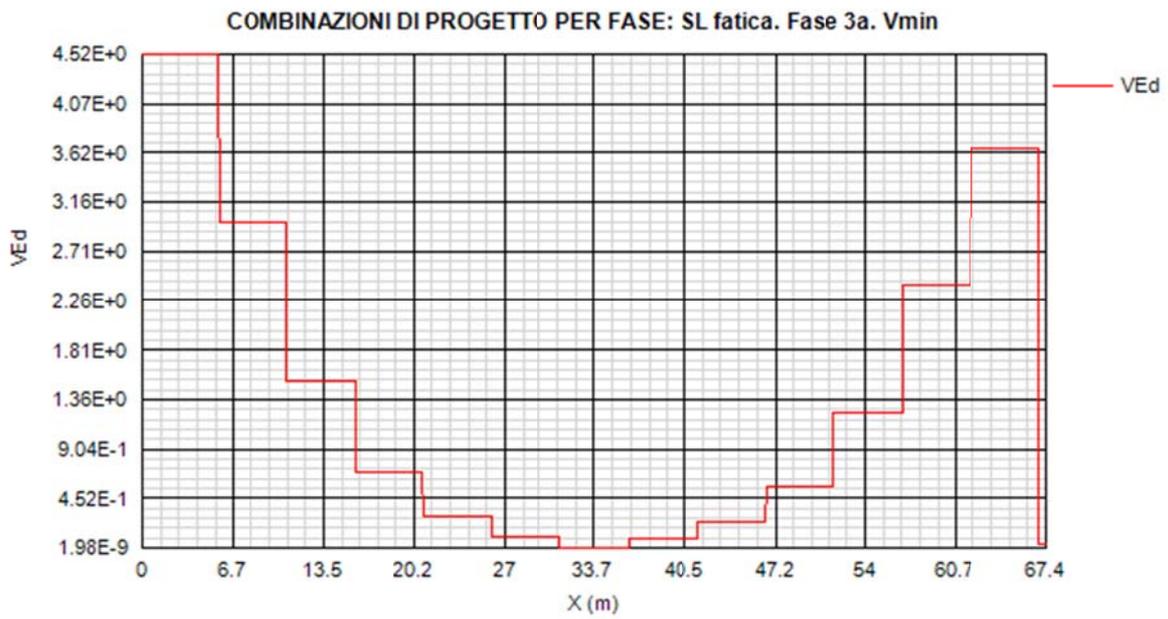
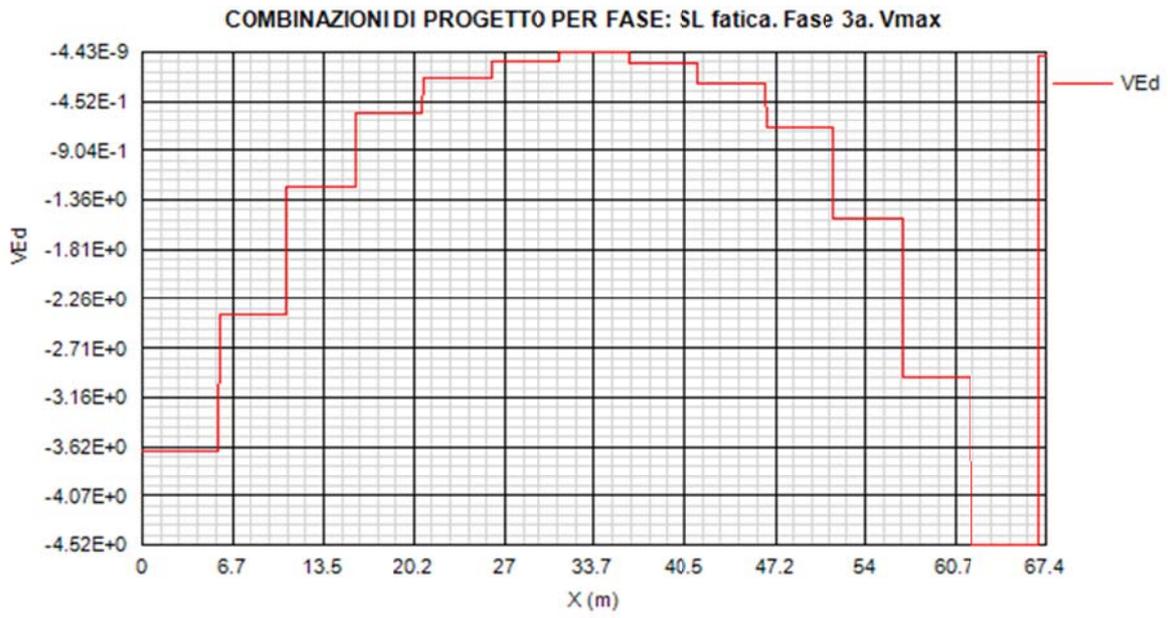


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmax

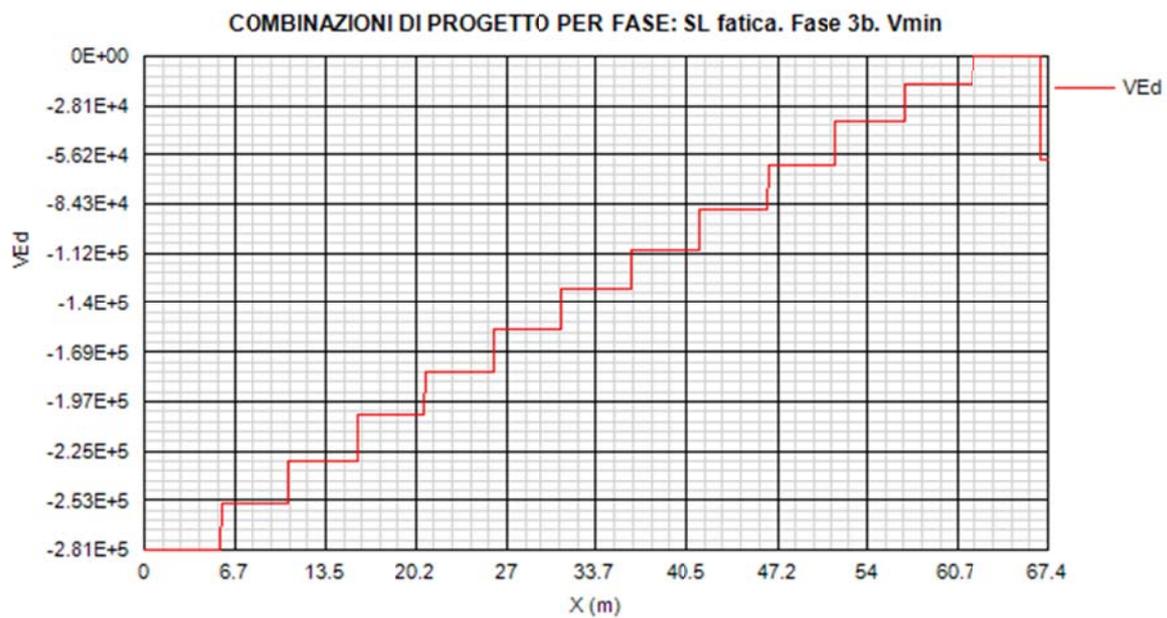
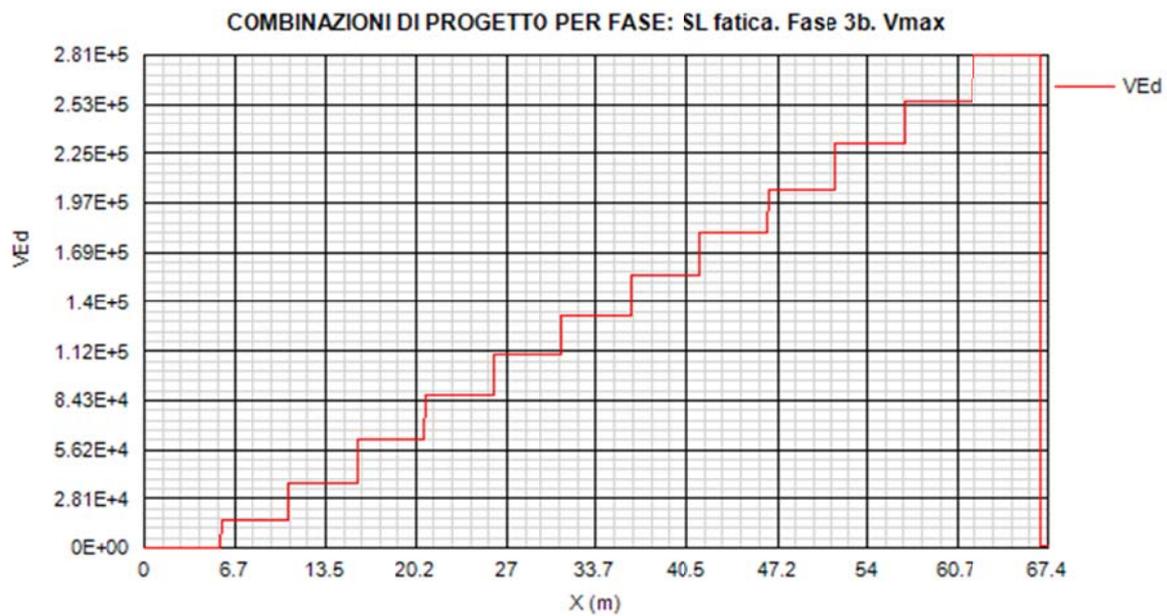


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmin





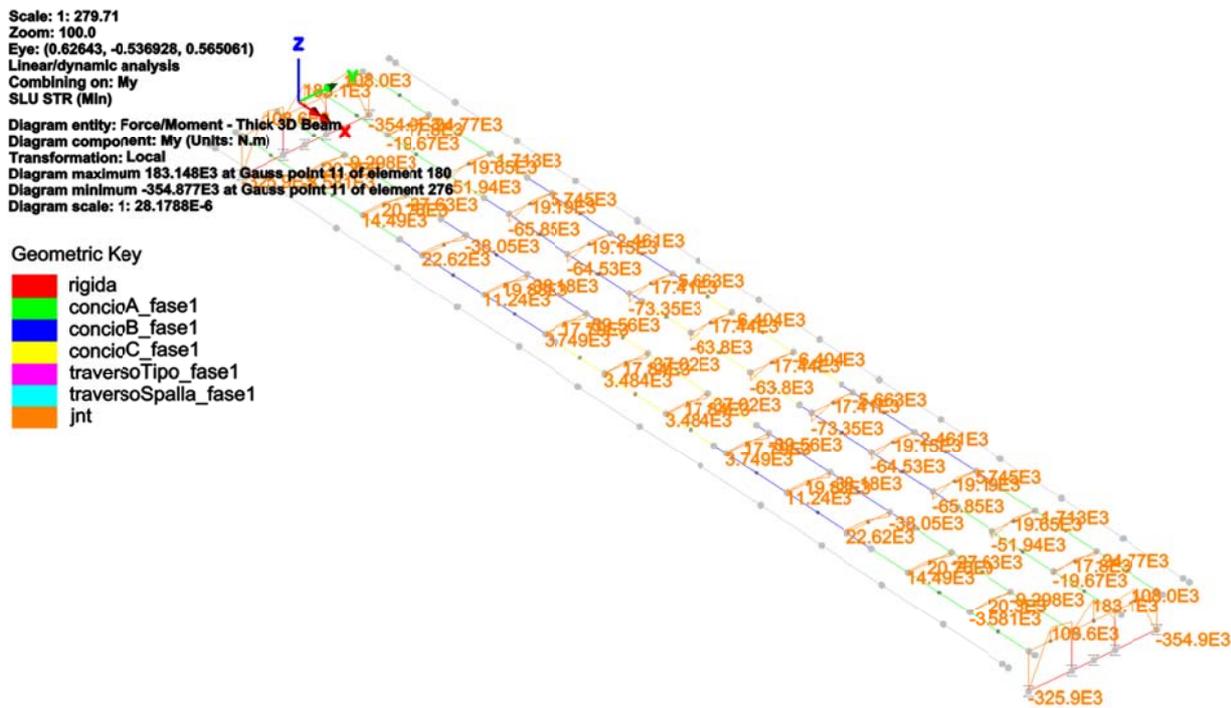
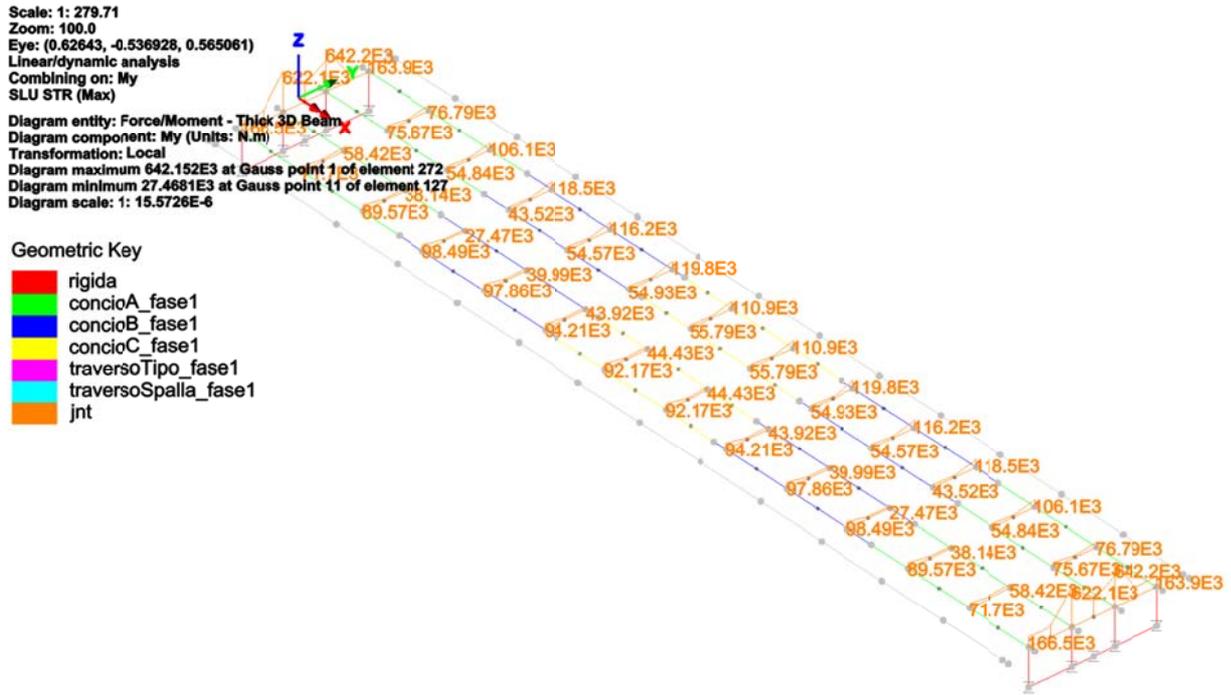




3.1.1.2 Quadro tensionale trasversi

La tipologia dell'opera comporta in quadro tensionale per i traversi molto limitato.

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



Come si può notare, il massimo momento flettente si rileva in corrispondenza dei traversi di spalla, con:

$$M_{\max} = 642 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -354 \text{ kNm}$$

Per i traversi intermedi, il massimo valore del momento flettente risulta;

$$M_{\max} = 120.8 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = -73 \text{ kNm}$$

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

$$M_{Rd} = 355/1,05 \times 6.428e6/10002 = 2173 \text{ kNm}$$

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

3.2 Analisi dinamica

La massa complessiva della struttura risulta così composta:

$$M1 = 340134 \text{ kg} \quad \text{struttura metallica}$$

$$M2 = 861630 \text{ kg} \quad \text{soletta in cls e sovraccarichi permanenti}$$

Per un totale di:

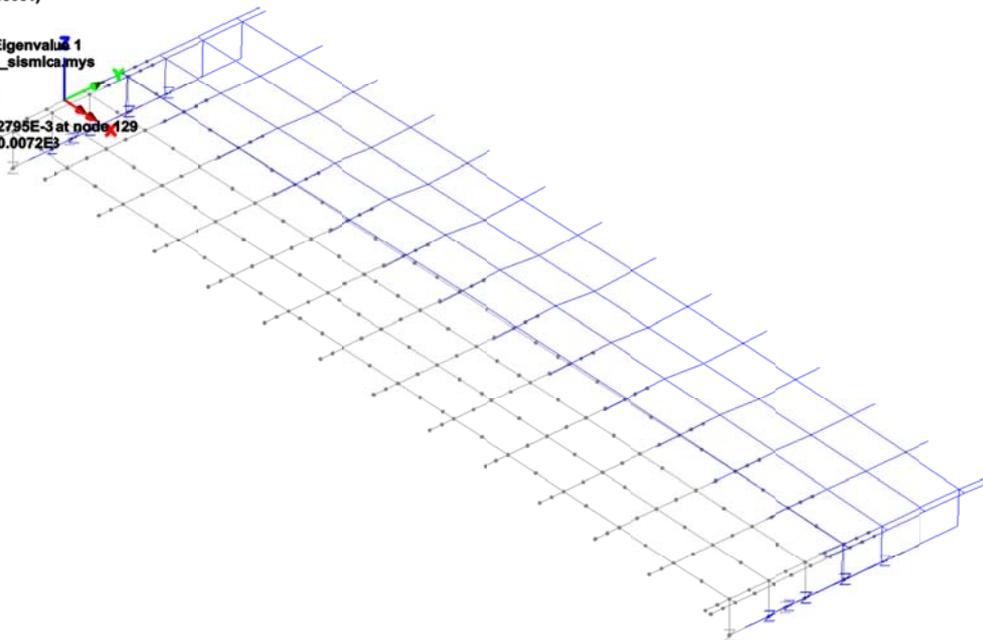
$$M_{\text{tot}} = 1201760 \text{ kg}$$

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi venti modi, risultando comunque attivata al II modo il 100% delle masse significative.

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

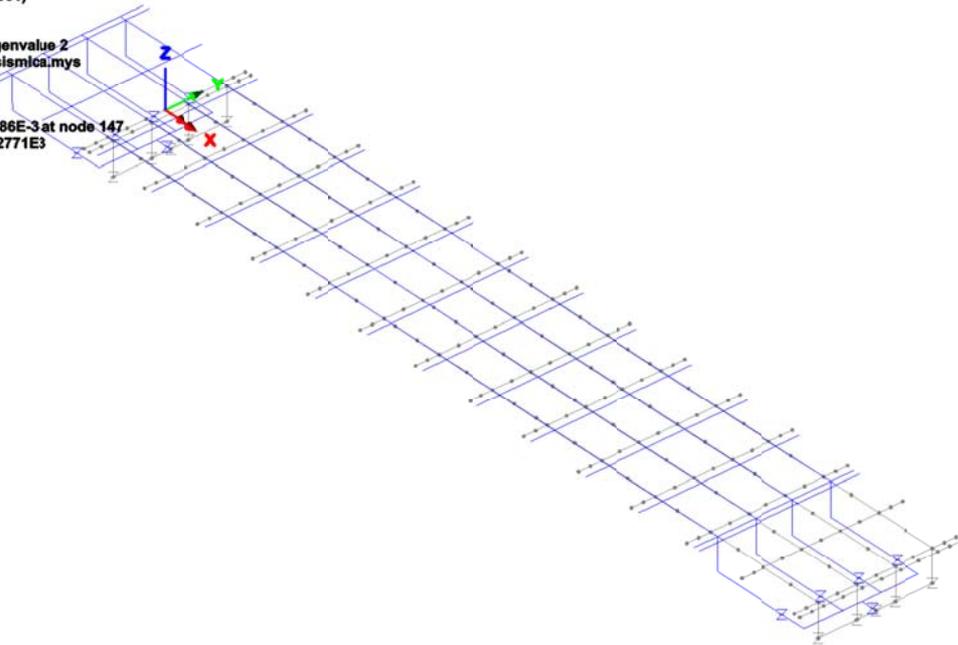
Modo 1 (f = 0.749 Hz)

Scale: 1: 307.819
Zoom: 100.0
Eye: (0.62643, -0.536928, 0.565061)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 1
Results file: model_v5~fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 22.1417
Natural frequency: 0.748902
Error norm: 5.66819E-9
Maximum displacement 0.922795E-3 at node 129
Deformation exaggeration: 10.0072E3

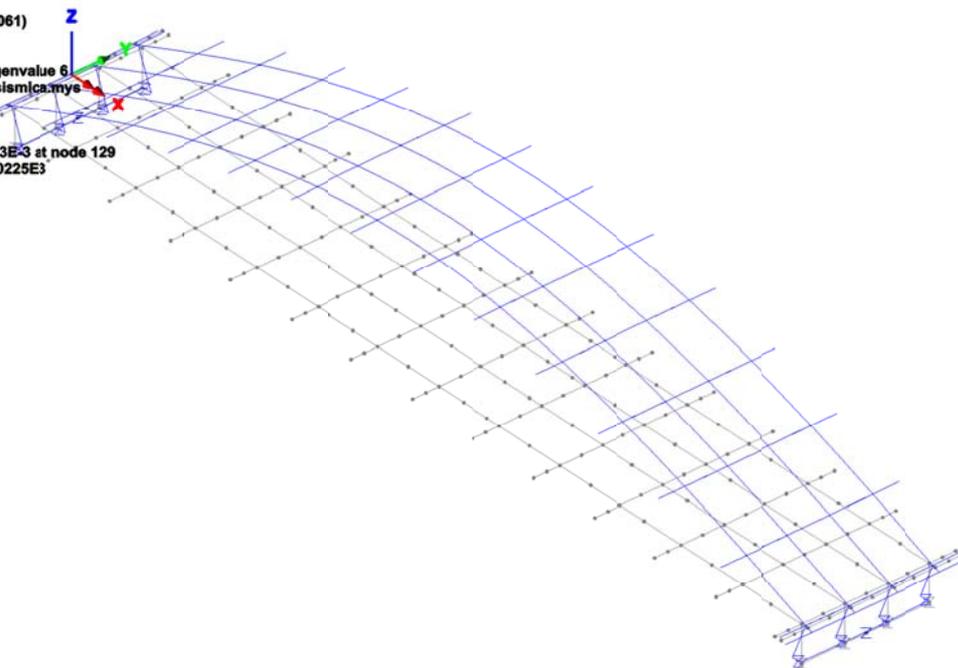


Modo 2 (f=0.761 Hz)

Scale: 1: 312.522
Zoom: 100.0
Eye: (0.62643, -0.536928, 0.565061)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 2
Results file: model_v5~fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 22.8419
Natural frequency: 0.760653
Error norm: 78.3005E-12
Maximum displacement 0.912286E-3 at node 147
Deformation exaggeration: 10.2771E3

**Modo 6 (f=1.43 Hz)**

Scale: 1: 279.842
Zoom: 100.0
Eye: (0.62643, -0.536928, 0.565061)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3_sismica
Loadcase: 542:Loadcase 5, Eigenvalue 6
Results file: model_v5~fase3_sismica.mys
Eigenvalue: 80.2045
Natural frequency: 1.42534
Error norm: 0.701034E-6
Maximum displacement 1.29113E-3 at node 129
Deformation exaggeration: 6.50225E3



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE M.P.F.	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	0.3824E-09	0.1217E-24	0.1217E-24	1096.	0.9995	0.9995	0.4501E-09	0.1686E-24	0.1686E-24
2	-1096.	1.000	1.000	-0.1928E-08	0.3094E-23	0.9995	-0.3434E-09	0.9814E-25	0.2667E-24
3	-0.4239E-05	0.1495E-16	1.000	0.1862E-06	0.2884E-19	0.9995	3.347	0.9321E-05	0.9321E-05
4	0.6782E-05	0.3827E-16	1.000	-17.66	0.2595E-03	0.9997	0.1089E-08	0.9866E-24	0.9321E-05
5	-0.1040E-03	0.9006E-14	1.000	0.9211E-03	0.7059E-12	0.9997	0.8165E-09	0.5548E-24	0.9321E-05
6	-0.4053E-09	0.1367E-24	1.000	-0.6195E-05	0.3193E-16	0.9997	980.2	0.7995	0.7995
7	-0.1971E-08	0.3232E-23	1.000	-5.409	0.2434E-04	0.9998	0.6821E-06	0.3872E-18	0.7995
8	-0.3311E-03	0.9122E-13	1.000	-0.1741E-07	0.2521E-21	0.9998	0.3973E-07	0.1314E-20	0.7995
9	-0.3785E-01	0.1192E-08	1.000	0.1657E-06	0.2285E-19	0.9998	-0.1366E-07	0.1553E-21	0.7995
10	0.1134E-03	0.1070E-13	1.000	-0.7176E-07	0.4285E-20	0.9998	-0.6454	0.3466E-06	0.7995
11	0.2248E-03	0.4207E-13	1.000	-0.5228	0.2274E-06	0.9998	-0.8570E-05	0.6111E-16	0.7995
12	0.2690E-07	0.6019E-21	1.000	-0.1674E-05	0.2333E-17	0.9998	2.348	0.4588E-05	0.7995
13	0.3712E-08	0.1146E-22	1.000	0.1415E-05	0.1666E-17	0.9998	0.3069E-05	0.7837E-17	0.7995
14	0.1094E-03	0.9962E-14	1.000	0.3708E-02	0.1144E-10	0.9998	-0.2844	0.6729E-07	0.7995
15	0.6851E-06	0.3906E-18	1.000	-0.3651	0.1109E-06	0.9998	-0.1231E-02	0.1261E-11	0.7995
16	5.062	0.2132E-04	1.000	-0.1712E-04	0.2440E-15	0.9998	-0.2403E-05	0.4805E-17	0.7995
17	-0.7083E-05	0.4174E-16	1.000	-0.4708E-04	0.1844E-14	0.9998	-0.4230E-05	0.1489E-16	0.7995
18	-2.057	0.3521E-05	1.000	0.1724E-05	0.2473E-17	0.9998	-0.1353E-05	0.1524E-17	0.7995
19	-0.1347E-04	0.1510E-15	1.000	0.6186E-03	0.3184E-12	0.9998	-0.8847E-03	0.6513E-12	0.7995
20	0.4966E-01	0.2052E-08	1.000	-0.1098E-02	0.1002E-11	0.9998	0.9113E-03	0.6911E-12	0.7995

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

I risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione.

4. Verifica impalcato metallico

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

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

4.1 Verifica travi longitudinali

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

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

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

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

max η assoluto

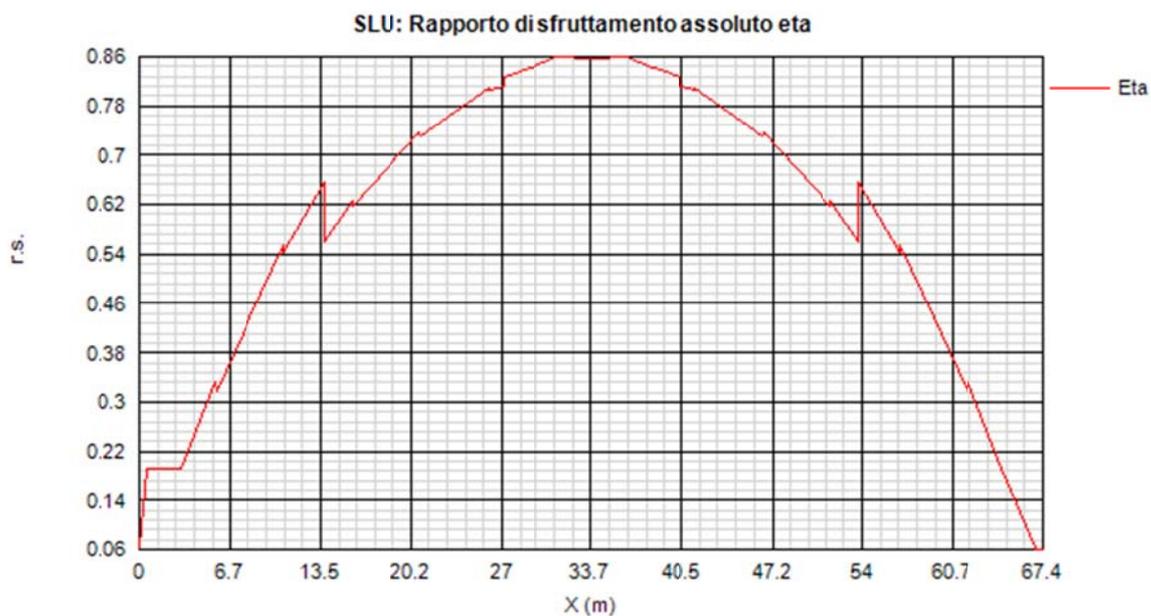
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

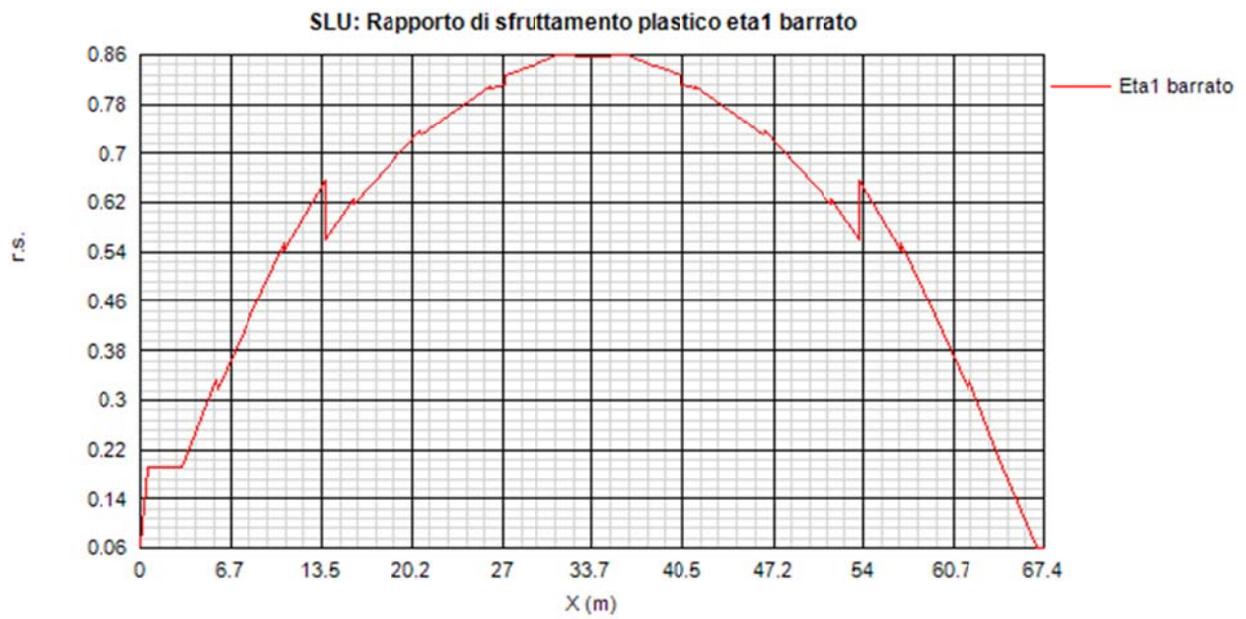
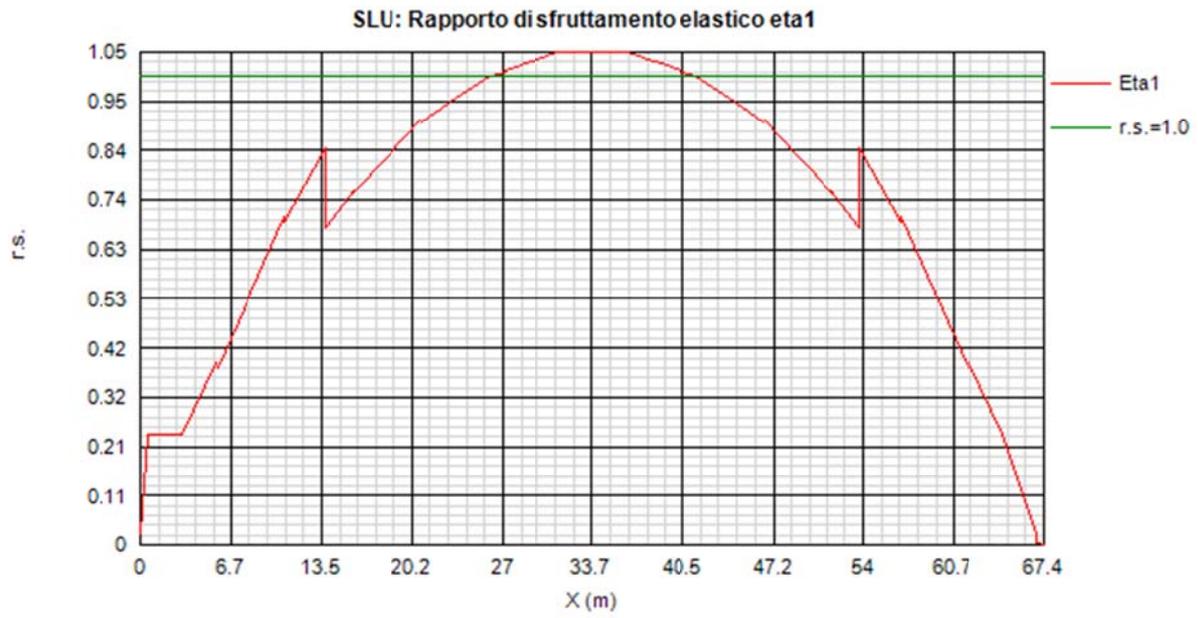
max η_1 / η_1

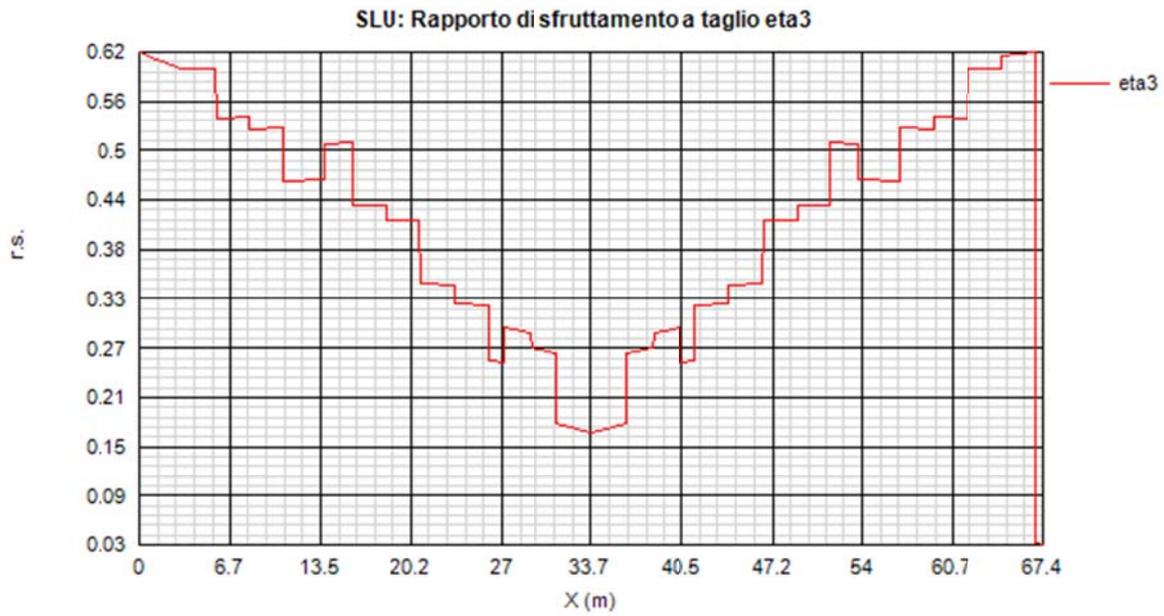
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento 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.

Parte del concio centrale, C, attinge alle risorse post-elastiche, beneficiando della favorevole classificazione, che qui si riporta a titolo d'esempio per la sezione più sollecitata (elem. 75, g.p. 1)

Classificazione e verifica plastica in Fase 3

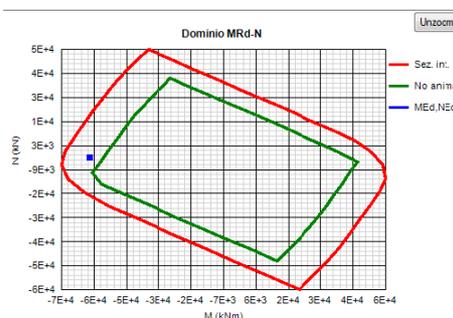
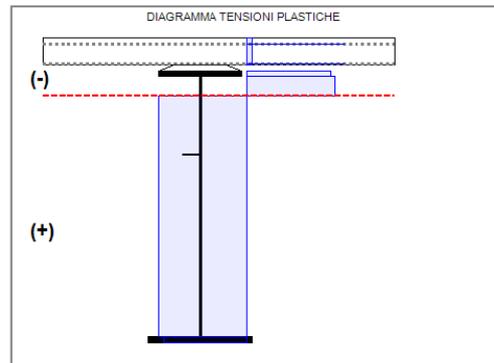
	c/Ā	zpl(mm)	α	ψ	Classe
Anima	155.62	2357	0.08	-1.11	1
Piattabanda superiore	7.84				1
Piattabanda inferiore	8.2				1
Classe della sezione					1

=> Verifica plastica **APPLICABILE**

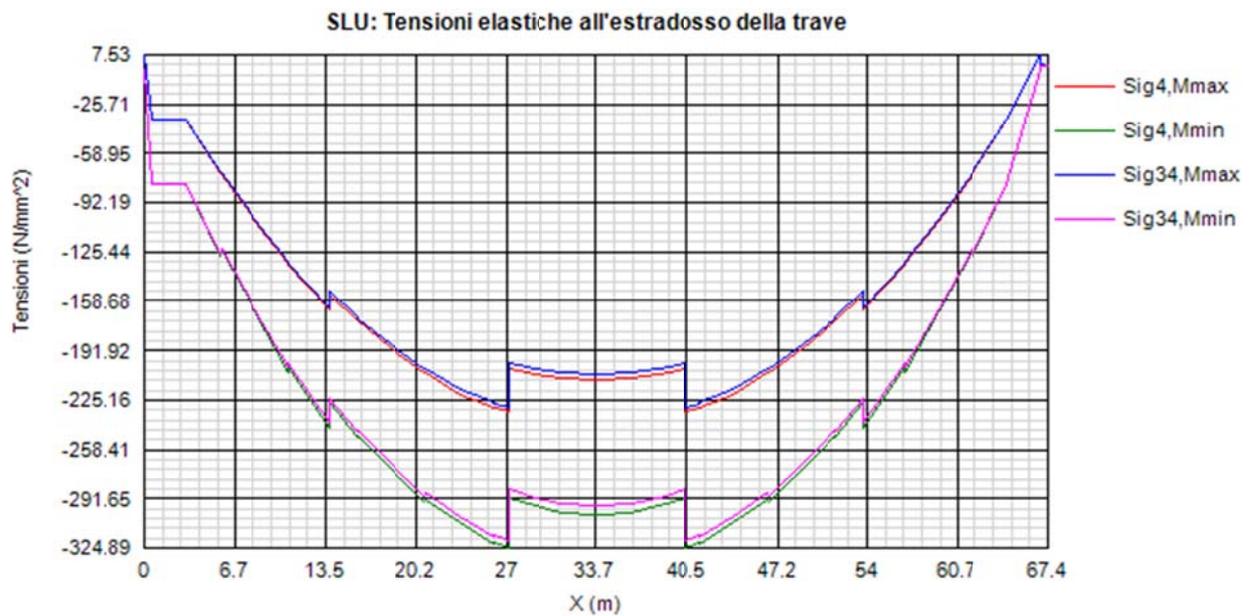
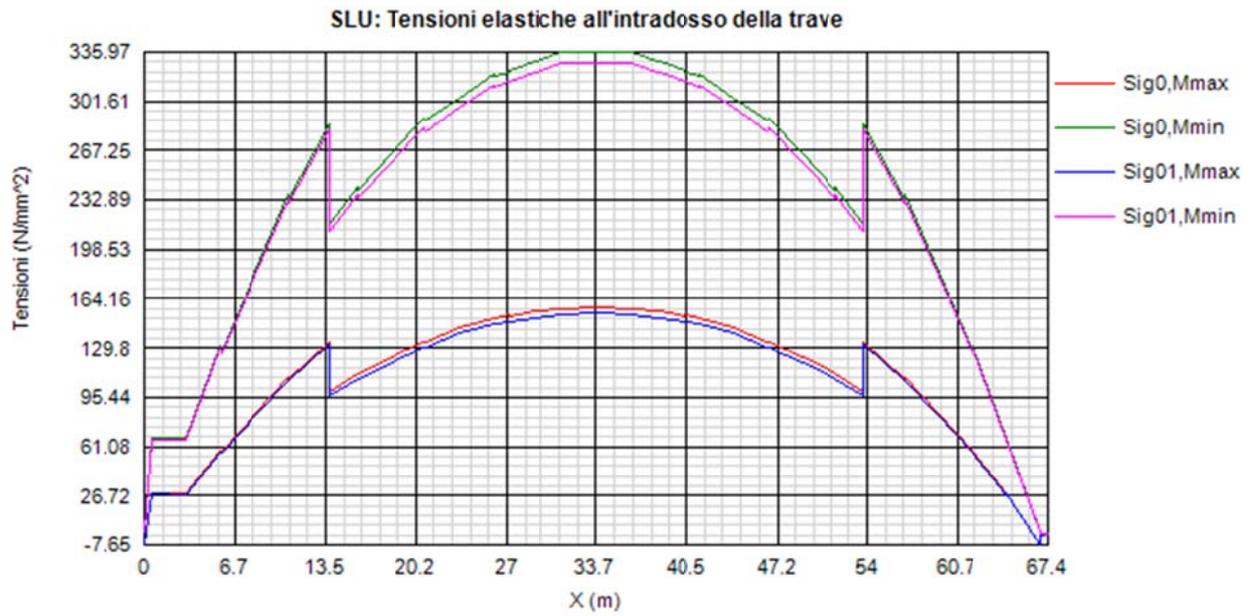
Azione assiale N		Flessione M		Interazione N-M	
NEd	-1.42E+6	MEd	-6.03E+7	NEd	-1.42E+6
NRd	-6.46E+7	MRd	-6.99E+7	MEd	-6.03E+7
				NRd	-7.05E+7
NEd/NRd	0.022	MEd/MRd	0.863	MEd/MR	0.856

=> Verifica plastica **SODDISFATTA**

Fase 1: Piatt. Sup in Cl. 2, Anima in Cl. 4, Piatt. Inf. in Cl. 1

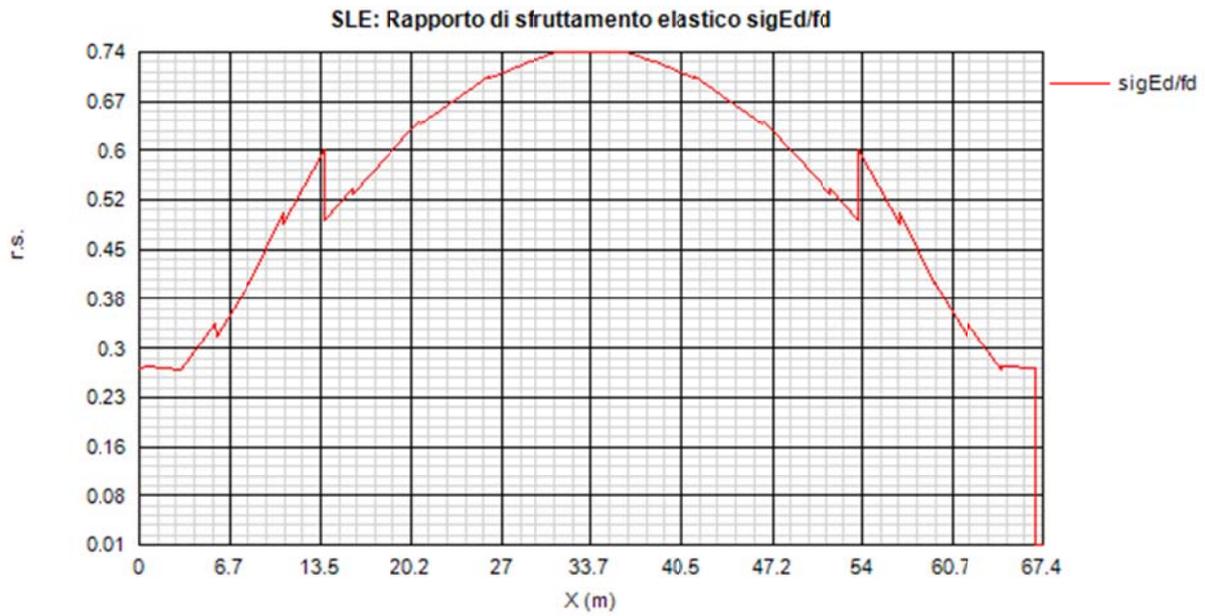


Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).



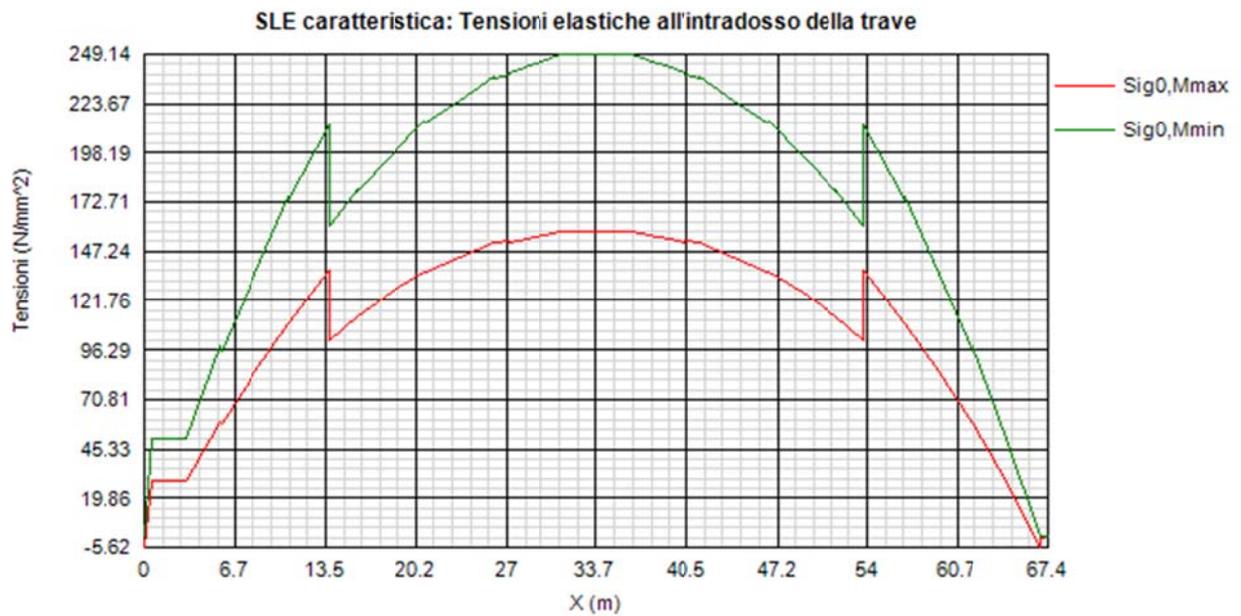
4.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

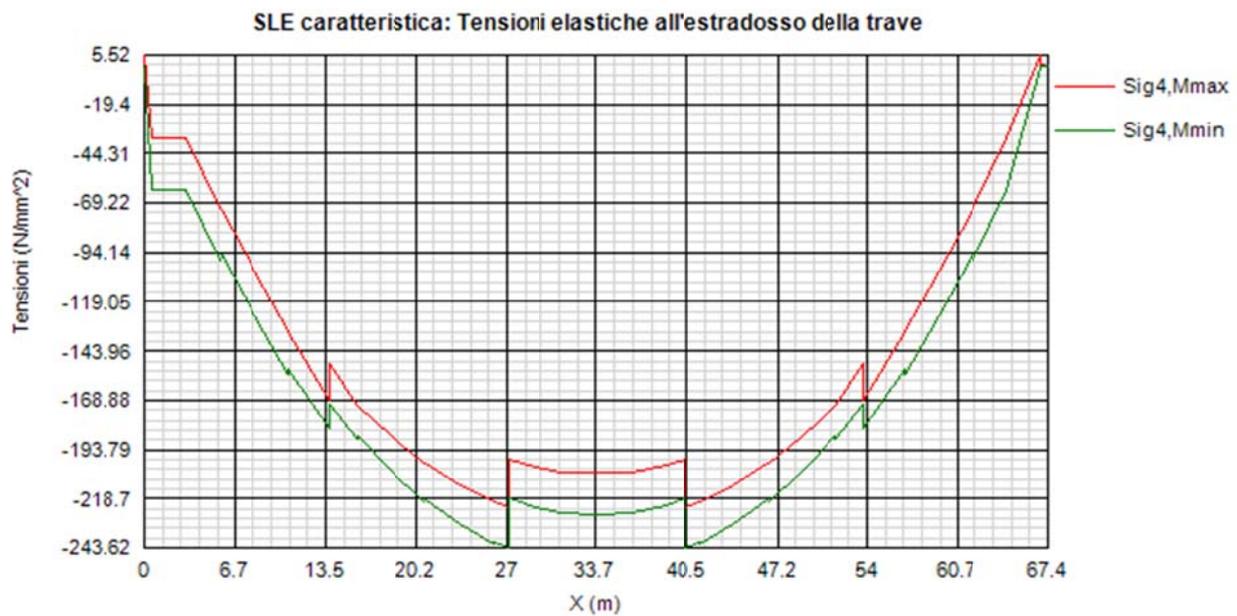
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



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

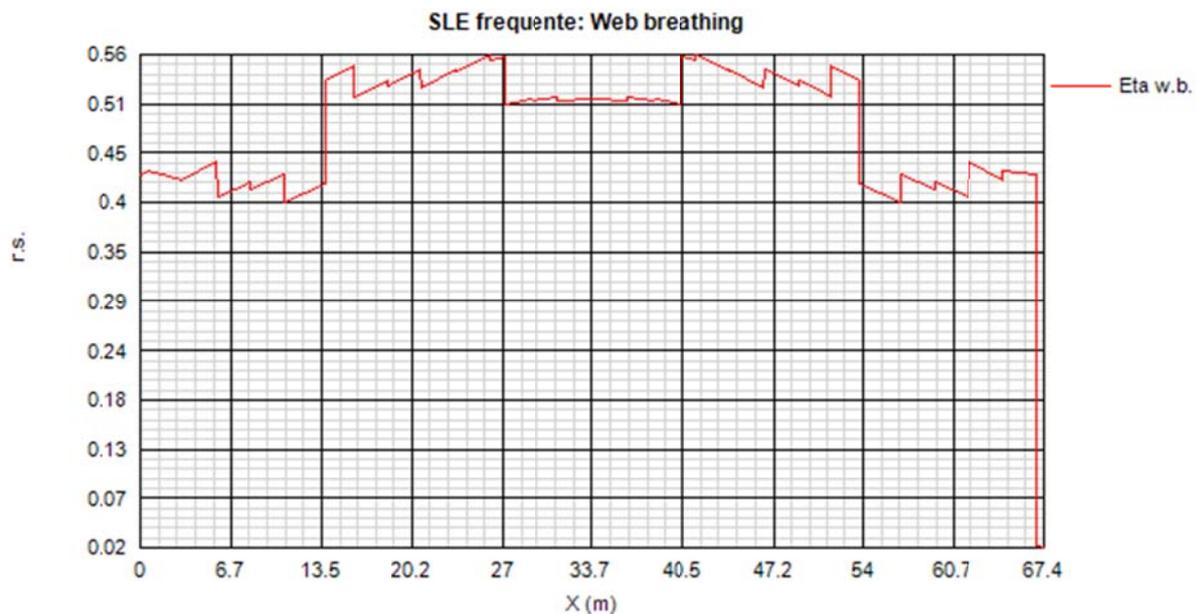
Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).





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:

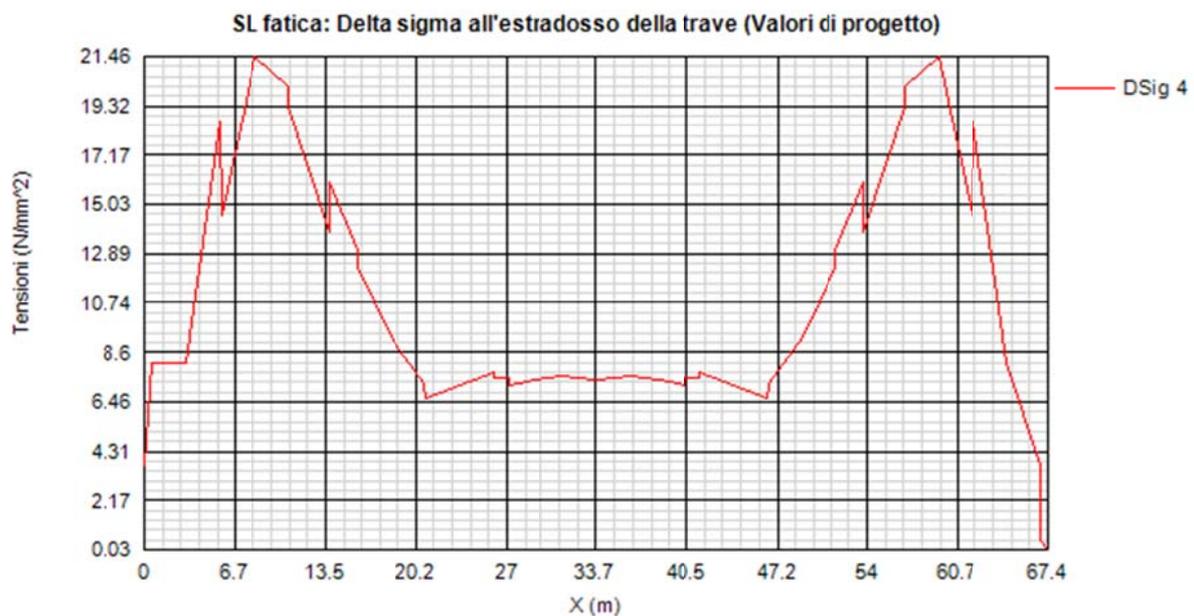
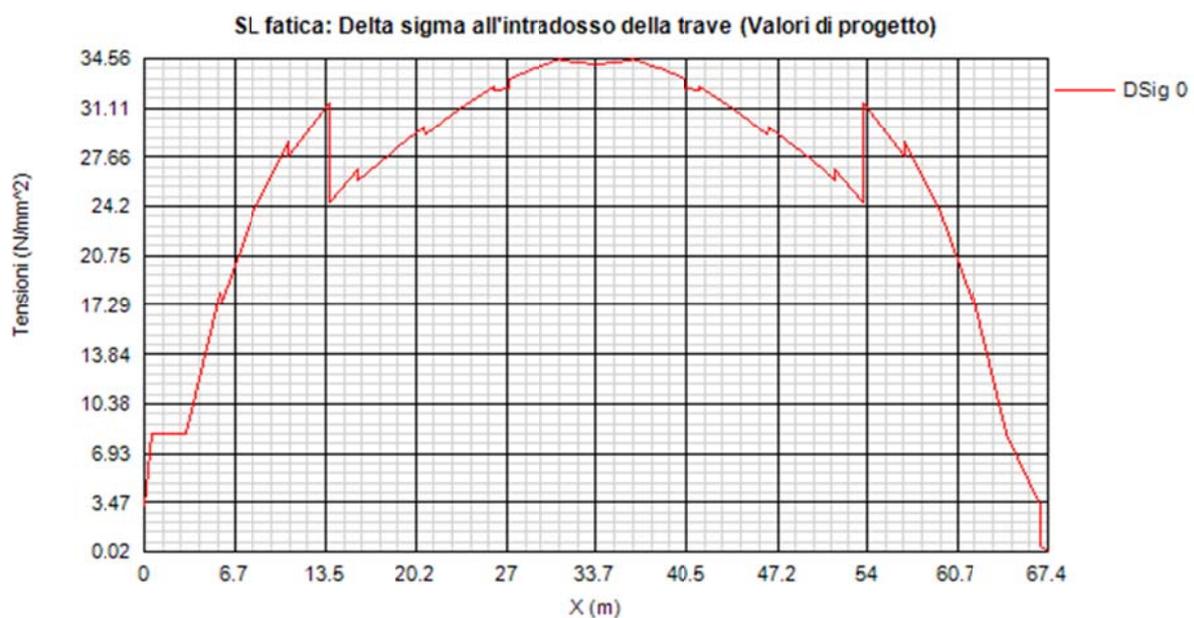
Piattabande - tensioni normali categoria/dettaglio: 125/5 tab. 8.1 EN 1993-1-9

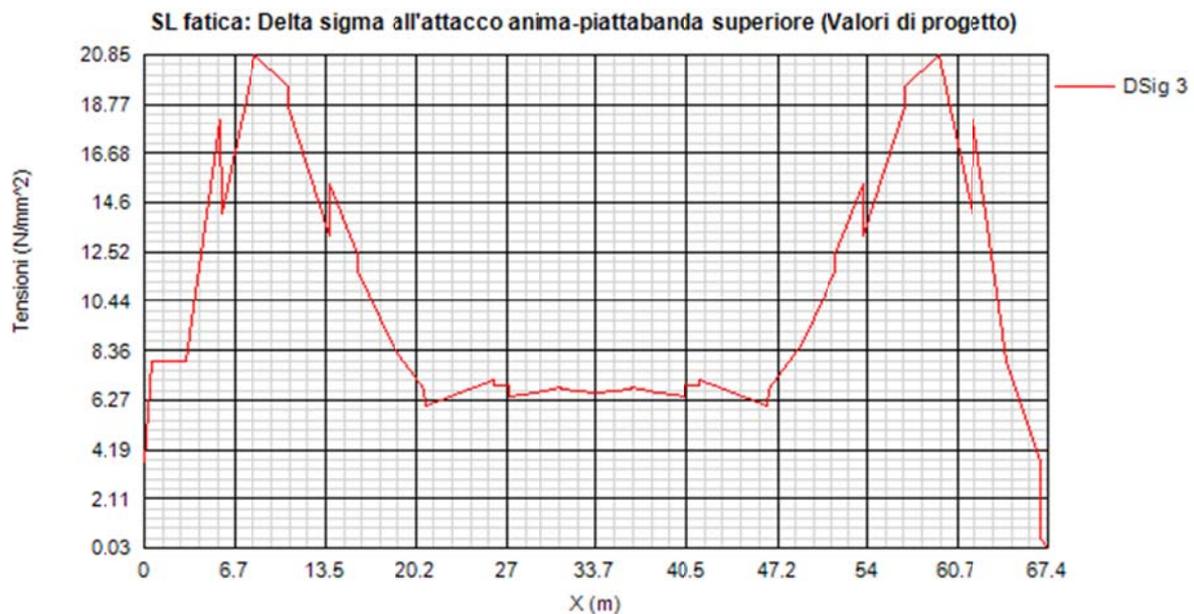
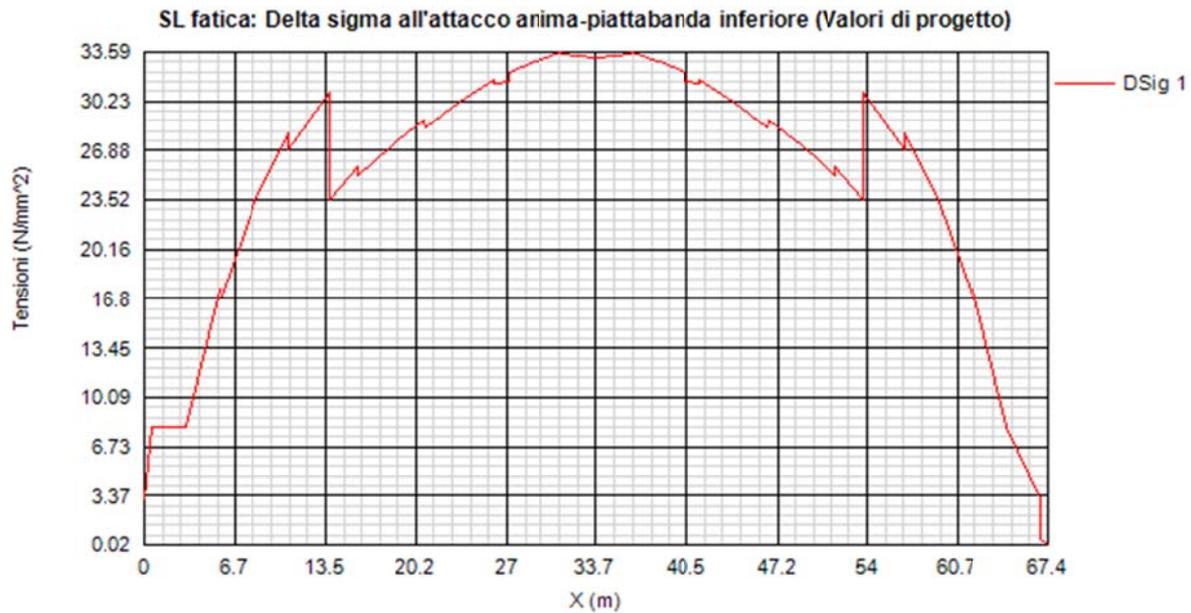
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/6(*)	tab. 8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio: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





Si esplicita pertanto, a titolo di esempio, la verifica del dettaglio più critico, rappresentato dalla saldatura piattabanda/irrigidente (cat. 80), sulla sezione maggiormente critica, caratterizzata da $\gamma_f \Delta \sigma_E = 53.17$ MPa (concio C, e. 75. G.p.1):

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 34.57 \text{ MPa} \quad \text{su piattabanda inferiore}$$

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 33.59 \text{ MPa} \quad \text{su attacco anima piattabanda inferiore}$$

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

$$\eta = 33.59 / 59.26 = 0.57$$

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

4.1.5 Verifica connessione trave/soletta

4.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro ϕ 19 mm ed altezza pari a 200 mm.

La piolatura corrente è formata da:

5 pioli / 200 mm (25 pioli/m) per i conci "A"

4 pioli / 200 mm (20 pioli/m) per i conci "B" e "C"

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

$$P_{Rd,SLE} = 0.6 \cdot 102.1 = 61.3 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

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

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

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

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

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

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

(**) per tutte le piattabande

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

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

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

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

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

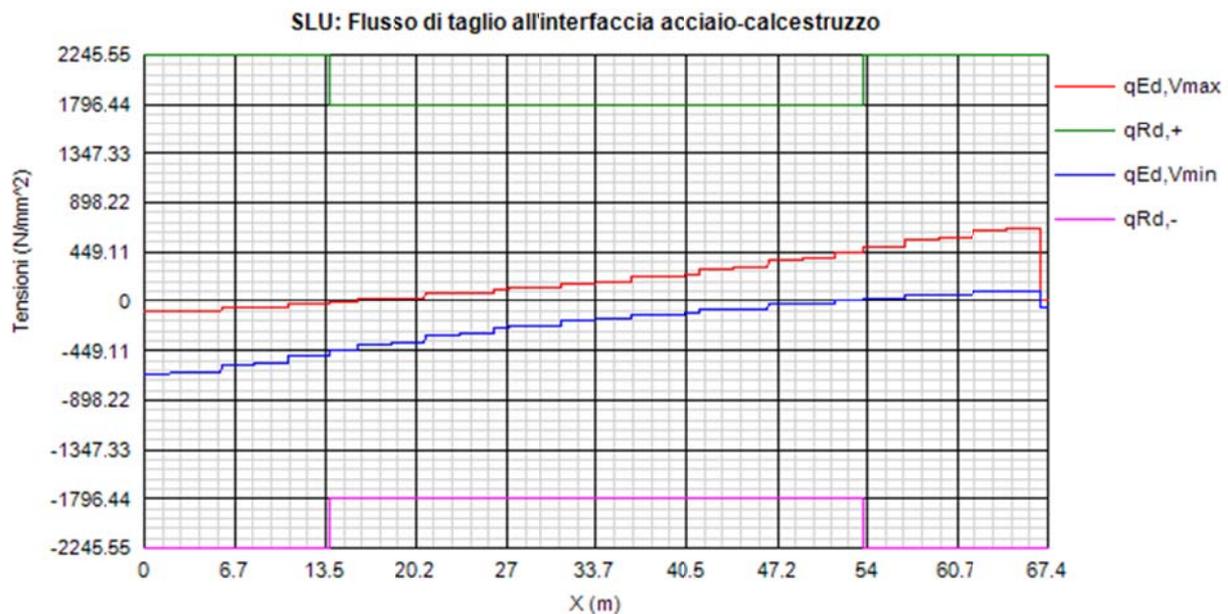
4.1.5.2 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

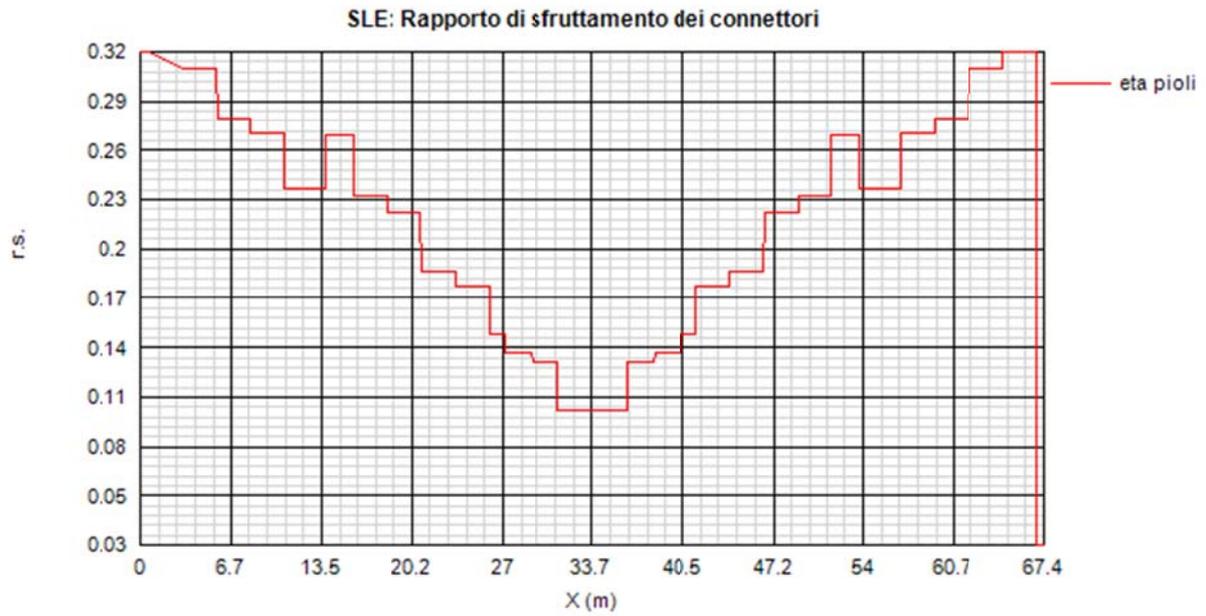
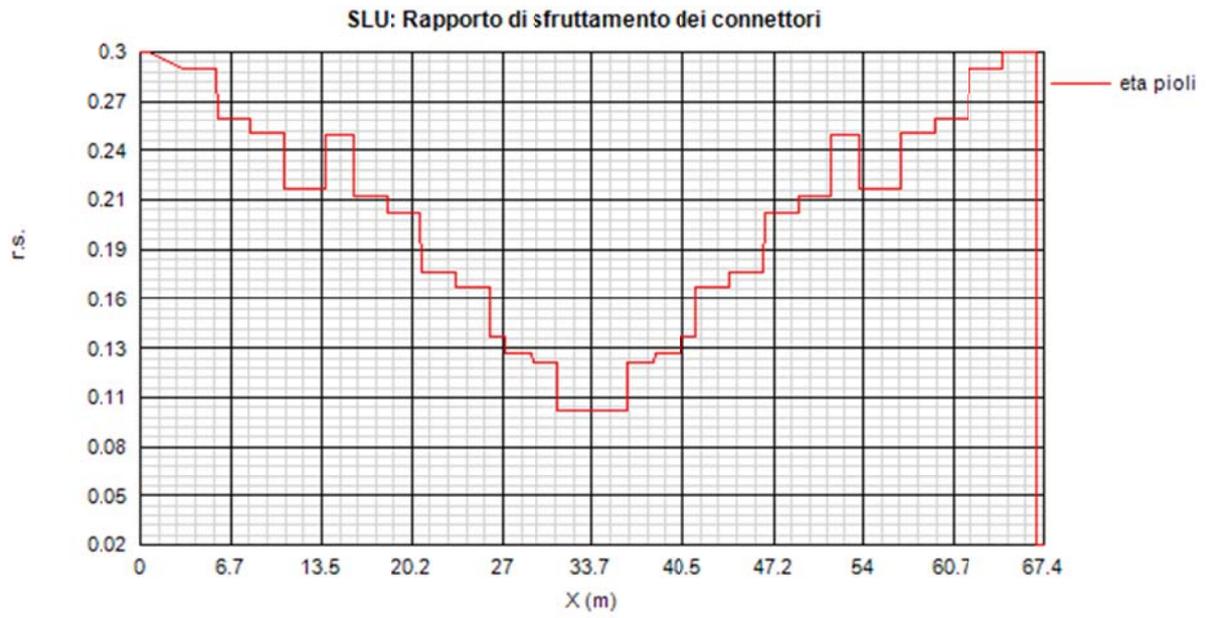
Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

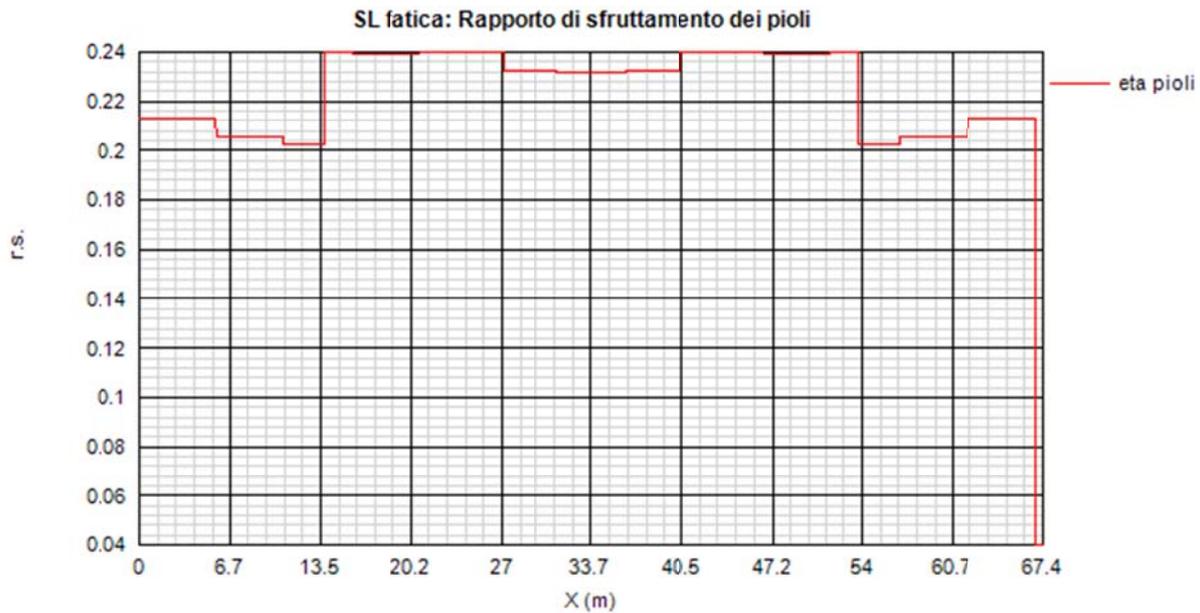
Per semplicità, è stata considerata una singola tipologia di piolatura di verifica, coincidente con quella presente nella sezione corrente (5 pioli / 200 mm).

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.







4.2 Verifica stiffeners trasversali e ribs longitudinali

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

Vengono effettuate le seguenti verifiche:

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

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

4.2.1 Irrigidenti intermedi

In sede di verifica si considera un piatto asimmetrico 250x20 mm. Per ragioni costruttive, al fine di agevolare l'aggancio dei traversi, gli irrigidenti intermedi il piatto potrà in realtà avere maggiore larghezza.

Di seguito le verifiche 1) e 2), comuni a tutte le sezioni, rispettivamente per gli elementi installati sul concio A e B.

Lateral Torsional Buckling

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

Verifica a Torsional buckling

Stiffeners rettangolari

Stiffeners a T ed a L

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

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

Concio A

Check	0.898	0.779
Type	Long (R)	Vert. (R)
scr	--	--
6*fy	--	--
lCr	--	--
Iw	--	--
IT	2.185E+5	1.2E+6
IP	2.19E+7	1.043E+8
IT/IP	0.01	0.012
5.3 fy/E	0.009	0.009
c?	--	--
E	210000	210000
fy	355	355
G	80769	80769
a	5000	5000

Concio B

Check	0.898	0.779
Type	Long (R)	Vert. (R)
scr	--	--
6*fy	--	--
lCr	--	--
Iw	--	--
IT	2.185E+5	1.2E+6
IP	2.19E+7	1.043E+8
IT/IP	0.01	0.012
5.3 fy/E	0.009	0.009
c?	--	--
E	210000	210000
fy	355	355
G	80769	80769
a	5000	5000

Concio C

Check	0.898	0.779
Type	Long (R)	Vert. (R)
scr	--	--
6*fy	--	--
lCr	--	--
Iw	--	--
IT	2.185E+5	1.2E+6
IP	2.19E+7	1.043E+8
IT/IP	0.01	0.012
5.3 fy/E	0.009	0.009
c?	--	--
E	210000	210000
fy	355	355
G	80769	80769
a	5000	5000

Rigidezza

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

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{ST} = 8.746E+7 \text{ mm}^4 > I_{ST \text{ min}} = 1.515E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_W = 2525 \text{ mm} \quad a/h_W = 1.98$$

$$t_W = 20 \text{ mm} \quad b_W = 508.2 \text{ mm}$$

$$A_{ST} = 15163.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 44.5 \text{ mm}^2$$

Verifica di resistenza

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

Concio A (el. 58. G.P. 1, comb. Vmin)

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali

Tensione massima	Spostamento massimo
$\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$
$\sigma_{\max} = 0.5 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0 < 8.4 \text{ mm}$
VERIFICA SODDISFATTA	
$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 0E+00 + 1.099E+5 = 1.099E+5 \text{ N}$	
$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 0E+00 = 0E+00 \text{ N}$	
$\sigma_m = 0.17 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = +\text{Infinito} > 1$
$\sigma_{cr}(P) = 0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cr}(C) = 3.04 \text{ N/mm}^2$
$N_{Ed} = 1.074E+6 \text{ N}$	$\lambda_w = 1.464$ $N_{cr,st} = 2.843E+7 \text{ N}$
$e_1 = 44.5 \text{ mm}$	$e_{\max} = 215.5 \text{ mm}$ $w_0 = 8.42 \text{ mm}$
$\delta_m = 0$	
$(I_{vstmin} = 9.559E+5 \text{ mm}^4 \quad u = 1.827)$	

4.2.2 Irrigidenti d'appoggio

In appoggio viene disposta una coppia di irrigidenti 350x35 mm, simmetricamente rispetto all'anima.

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

$$N_{sd,S.L.U.} = 3700 \text{ kN}$$

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

Sezione concioA 61_1

Verifica degli stiffeners

Torsional buckling degli stiffeners verticali

	Stiffeners verticali
	VERIFICA SODDISFATTA
c.u.	0.812
Type	Vert. (R)
σ_{cr} (N/mm ²)	--
$6 \cdot f_y$ (N/mm ²)	--
I_{cr} (mm)	--
I_w (mm ⁶)	--
I_T (mm ⁴)	5.535E+6
I_P (mm ⁴)	5.015E+8
I_T / I_P	0.011
$5.3 f_y / E$	0.009
$c\theta$ (N)	--
E (N/mm ²)	210000
f_y (N/mm ²)	355
G (N/mm ²)	80769
a (mm)	5000

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

$$I_{st} = 1.089E+9 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 0.75 h_w t_w^3 = 1.515E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$t_w = 20 \text{ mm} \quad b_w = 523.2 \text{ mm} \quad A_{st} = 34963.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

$$a = 5000 \text{ mm} \quad h_w = 2525 \text{ mm} \quad a/h_w = 1.98$$

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

$$w = 0.1 < 8.4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\max} = 116.5 < 322.7 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA SODDISFATTA

Essendo:

$$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 3.7E+6 + 1.099E+5 = 3.81E+6 \text{ N}$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 3.7E+6 = 3.7E+6 \text{ N}$$

$$\sigma_m = 0.17 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr(C)} / \sigma_{cr(P)} = 3.04/0 = +\text{Infinito} \Rightarrow 1$$

$$N_{Ed} = 1.074E+6 \text{ N} \quad \lambda_w = 1.464$$

$$N_{cr,st} = 3.54E+8 \text{ N} \quad e_1 = 0 \text{ mm} \quad e_{\max} = 360 \text{ mm} \quad w_0 = 8.42 \text{ mm}$$

5. Deformazioni e contrefrecce

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

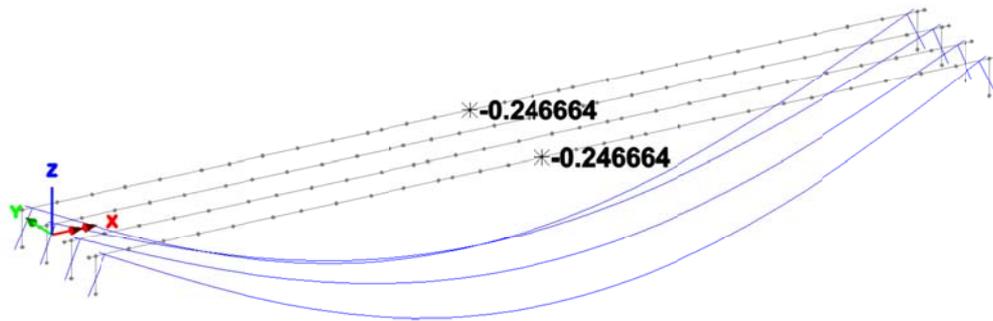
Per la valutazione della deformabilità delle travi principali viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);

- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro (fase 2);
- Carichi mobili (val. caratteristico)
- Carichi mobili frequenti
- comb. S.L.E. caratteristica
- comb. S.L.E. frequente

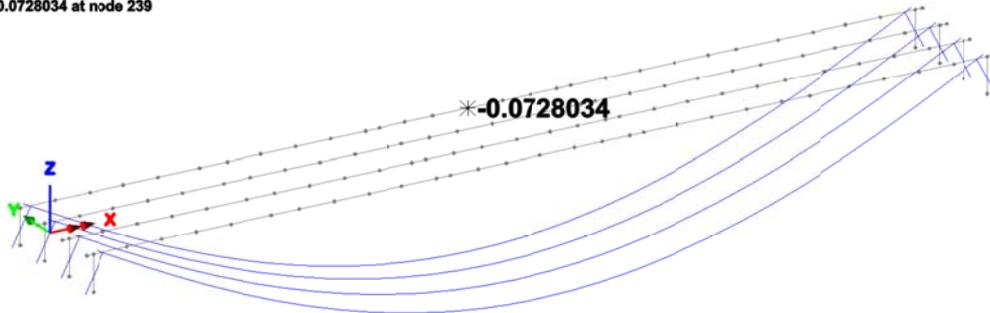
Nel seguito vengono riportate le deformate relative ai sopracitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato.

fase 1



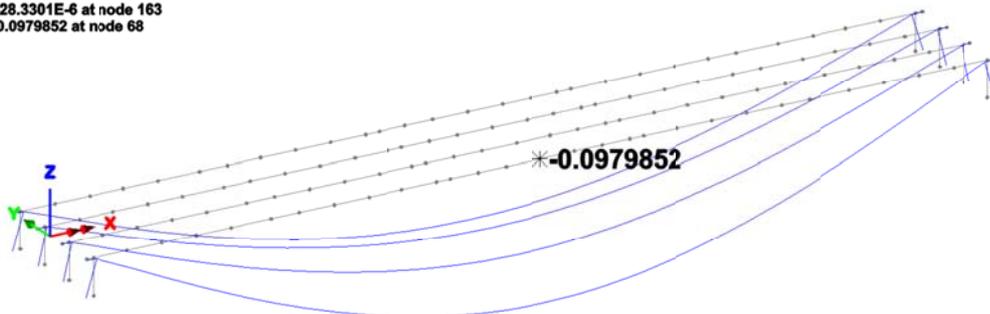
fase 2

Scale: 1: 326.884
Zoom: 100.0
Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
Linear/dynamic analysis
Fase2
Maximum displacement 0.0728035 at node 239
Deformation exaggeration: 134.698
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Transformation: Local
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.81698E-3 at node 163
Peak/value minimum -0.0728034 at node 239



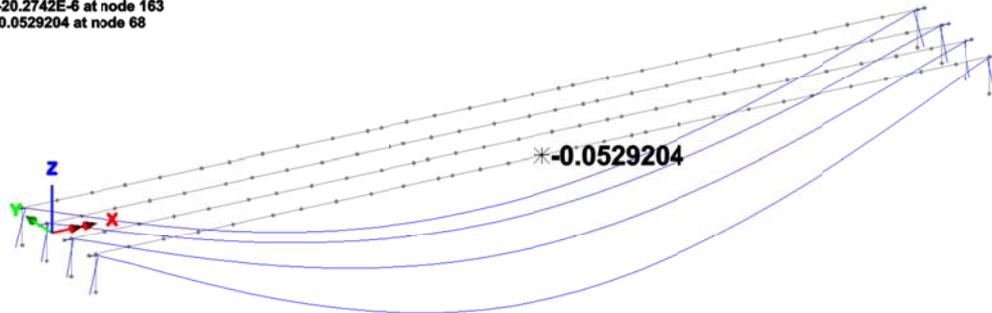
fase 3 – mobili caratteristici

Scale: 1: 326.884
Zoom: 100.0
Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 (Min)
Maximum displacement 0.0980176 at node 68
Deformation exaggeration: 100.048
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Transformation: Local
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum -28.3301E-6 at node 163
Peak/value minimum -0.0979852 at node 68



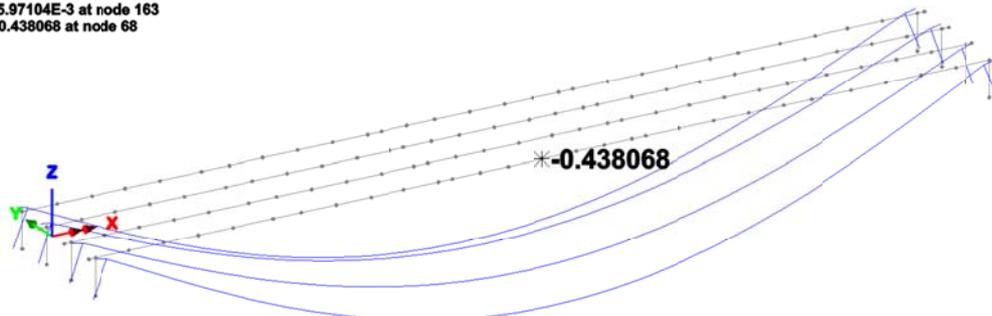
fase 3 – mobili frequenti

Scale: 1: 326.884
Zoom: 100.0
Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 freq. (Min)
Maximum displacement 0.0529385 at node 68
Deformation exaggeration: 185.243
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Transformation: Local
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum -20.2742E-6 at node 163
Peak/value minimum -0.0529204 at node 68



S.L.E. caratteristica

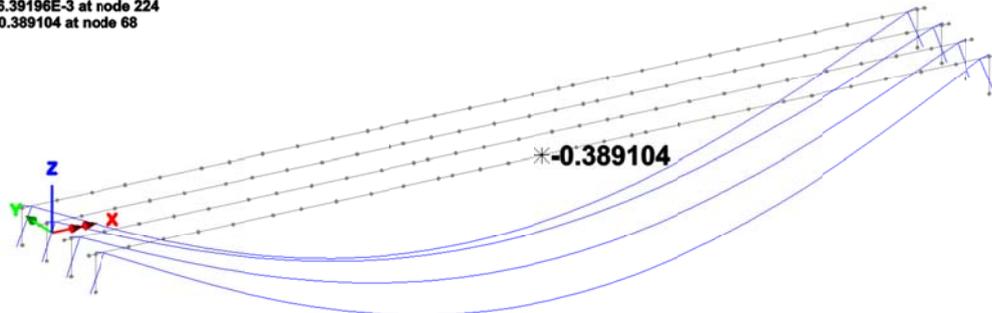
Scale: 1: 326.884
Zoom: 100.0
Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE RARA (Min)
Maximum displacement 0.440126 at node 68
Deformation exaggeration: 22.2812
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Transformation: Local
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 5.97104E-3 at node 163
Peak/value minimum -0.438068 at node 68



S.L.E. frequente

Scale: 1: 326.884
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: DZ
 SLE FREQUENTE (Min)
 Maximum displacement 0.389724 at node 68
 Deformation exaggeration: 25.1627

Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DZ (Units: m)
 Transformation: Local
 Peak range(%): 0.0
 Peak/value maximum 6.39196E-3 at node 224
 Peak/value minimum -0.389104 at node 68



	δz (mm)	f/L lim
fase1	-246.66	1/270
fase2	-72.80	1/900
fase3 - Mobili	-97.99	1/670
fase3 - Mobili frequenti	-52.92	1/1230
S.L.E. caratteristica	-438.07	1/150
S.L.E. frequente	-389.10	1/170

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.

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

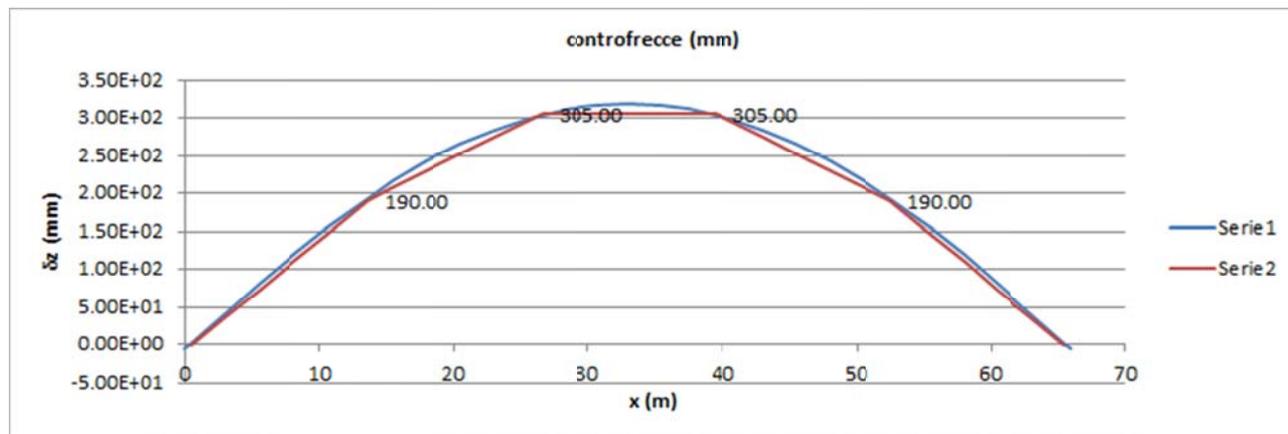
$$\delta_z = 319.26 \text{ mm}$$

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

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

giunzione A - B : $dz = + 190 \text{ mm}$

giunzione B - A : $dz = + 305 \text{ mm}$



La rotazione all'appoggio indotta dalla contromonta risulta:

$$\theta_y = 0.0141 \text{ rad}$$

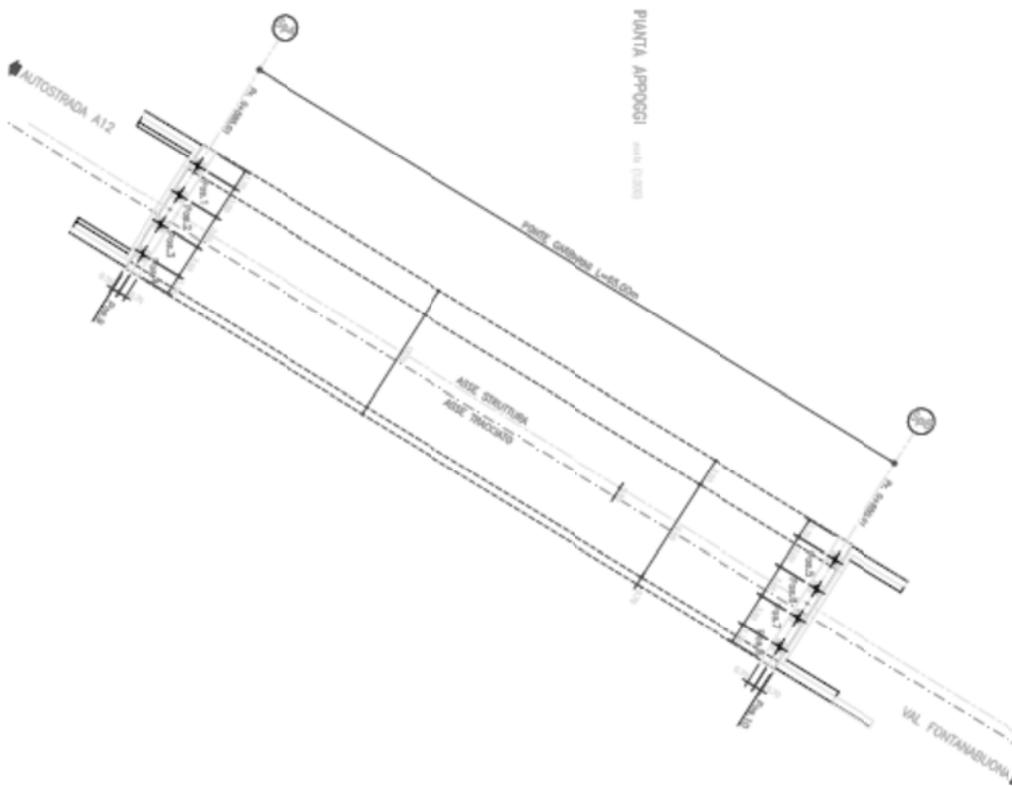
Essa va a compensare le rotazioni d'appoggio rilevate in fase di esercizio.

6. Apparecchiature di appoggio e giunto

6.1 Generalità

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

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



= isolatore elastomerico

Nel prosieguo le apparecchiature vengono individuate numerando le rispettive posizioni da 1 a 8, a partire dalle apparecchiature elastomeriche installate sulla pila spalla 1.

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

pos. 1 => 8: dispositivo elastomerico ad alto smorzamento (16%); $k_h = 4.0e6 \text{ N/m}$

6.2 Portate appoggi

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

S.L.U.

S.L.E. caratteristica

S.L.E. frequente

S.L.E. quasi permanente

Sisma SLD

Sisma SLV

Sisma SLC

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

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	233.00	3659.12	172.20	2702.60	89.50	2129.69	79.39	1507.78
2	225.01	3401.39	166.04	2518.25	81.65	2067.70	71.39	1493.26
3	225.17	3434.32	166.16	2542.64	81.80	2086.10	71.44	1504.12
4	233.10	2996.79	172.27	2211.98	89.56	1821.30	79.37	1503.68
5	233.00	3659.12	172.20	2702.60	89.50	2129.69	79.39	1507.78
6	225.01	3401.39	166.04	2518.25	81.65	2067.70	71.39	1493.26
7	225.17	3434.32	166.16	2542.64	81.80	2086.10	71.44	1504.12
8	233.10	2996.79	172.27	2211.98	89.56	1821.30	79.37	1503.68

Sollecitazioni apparecchiature di appoggio (kN) - fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz
1	158.05	1577.29	281.11	1679.85	339.29	1728.68
2	150.45	1508.58	273.96	1531.18	332.34	1541.93
3	150.72	1519.44	274.32	1542.04	332.70	1552.79
4	158.45	1573.20	281.67	1675.75	339.90	1724.58
5	158.47	1577.29	281.69	1679.85	339.92	1728.68
6	150.67	1508.58	274.26	1531.18	332.65	1541.93
7	150.50	1519.44	274.02	1542.04	332.39	1552.79
8	158.03	1573.20	281.09	1675.75	339.28	1724.58

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

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase esercizio

sostegno		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 => 8	300.00	3700.00	200.00	2800.00	100.00	2200.00	100.00	1600.00

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase sismica

sostegno	pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
		max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
Sp A-B	1 => 8	200.00	1600.00	300.00	1700.00	400.00	1800.00

6.3 Deformazioni agli appoggi**6.3.1 Spostamenti orizzontali**

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

Deformazioni massime dispositivi elastomerici (mm)

pos.	S.L.U. max δh	S.L.E. max δh	S.L.E. fr max δh	S.L.E. q.p. max δh	Sisma SLD max δh	Sisma SLV max δh	Sisma SLC max δh
1	58.25	43.05	22.38	19.85	39.51	70.28	84.82
2	56.25	41.51	20.41	17.85	37.61	68.49	83.08
3	56.29	41.54	20.45	17.86	37.68	68.58	83.18
4	58.28	43.07	22.39	19.84	39.61	70.42	84.97
5	58.25	43.05	22.38	19.85	39.62	70.42	84.98
6	56.25	41.51	20.41	17.85	37.67	68.57	83.16
7	56.29	41.54	20.45	17.86	37.63	68.50	83.10
8	58.28	43.07	22.39	19.84	39.51	70.27	84.82

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

Deformazioni di progetto dispositivi elastomerici (mm) +/-

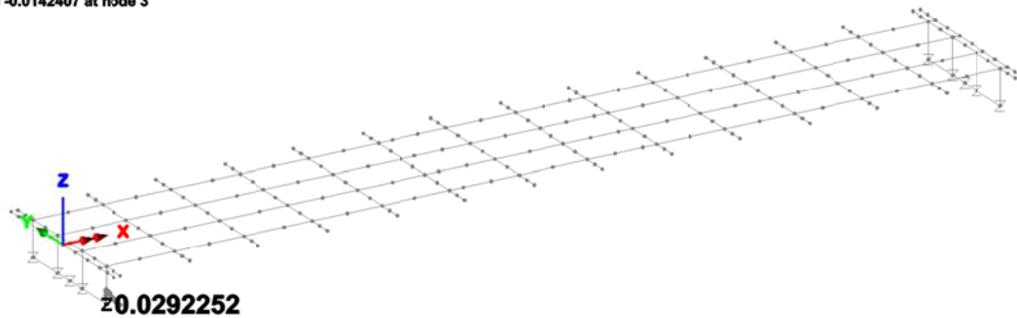
sostegno	pos.	S.L.U. max δh	S.L.E. max δh	S.L.E. fr max δh	S.L.E. q.p. max δh	Sisma SLD max δh	Sisma SLV max δh	Sisma SLC max δh
Sp A-B	1=>8	60.00	50.00	30.00	20.00	40.00	80.00	90.00

6.3.2 Rotazioni

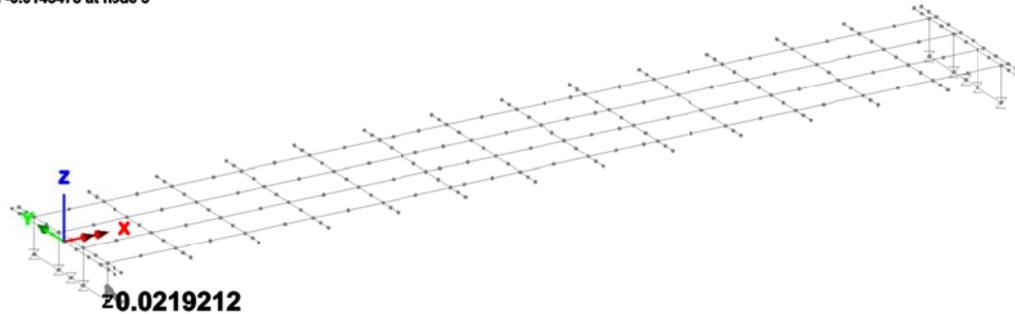
Le massime rotazioni attorno all'asse trasversale, rilevate sulle apparecchiature allo S.L.U. e S.L.E. sono riportate nei grafici seguenti:

Scale: 1: 326.884
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: By
 SLU STR (Max)

Peak/value entity: Strain - 3D Joint (JSH4,JL46)
 Peak/value component: By (Units: 1/m)
 Transformation: Local
 Peak range(%): 10.0
 Peak/value maximum 0.0292252 at node 1
 Peak/value minimum -0.0142407 at node 3



Scale: 1: 326.884
 Zoom: 100.0
 Eye: (-0.466423, -0.797764, 0.382129)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: By
 SLE RARA (Max)
 Peak/value entity: Strain - 3D Joint (JSH4,JL46)
 Peak/value component: By (Units: 1/m)
 Transformation: Local
 Peak range(%): 10.0
 Peak/value maximum 0.0219212 at node 1
 Peak/value minimum -0.0143478 at node 3



S.L.U. : 0.029 rad

S.L.E.: 0.022 rad

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

Rotazioni appoggi (rad)

sostegno	costr. (*) θy max	S.L.U. θy max	S.L.E. θy max
Sp A-B	-0.01407	0.01493	0.00793

(*) Rotazione teorica per contromonta

6.4 Dimensionamento varchi e giunti

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

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

Escursione complessiva giunto (mm) - fase di esercizio

sostegno	pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
		tot δx	tot δy	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy
Sp A	10	104.00	82.00	79.00	55.00	43.00	12.00	38.00	1.00
SpB	11	104.00	82.00	79.00	55.00	43.00	12.00	38.00	1.00

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	10	77.00	41.00	136.00	99.00	164.00	127.00
SpB	11	77.00	41.00	136.00	99.00	164.00	127.00

Il dimensionamento della corsa complessiva dei giunti (previsti in prima battuta privi di preregolazione) 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-B	9 - 10	79.00	55.00	77.00	41.00

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

S.L.U.

sisma S.L.C.

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

Varco giunti (mm)

sostegno	S.L.U.	Sisma SLC
	max δx	max δx
Sp A - B	52	82

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

7. Spalle

7.1 Generalità

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

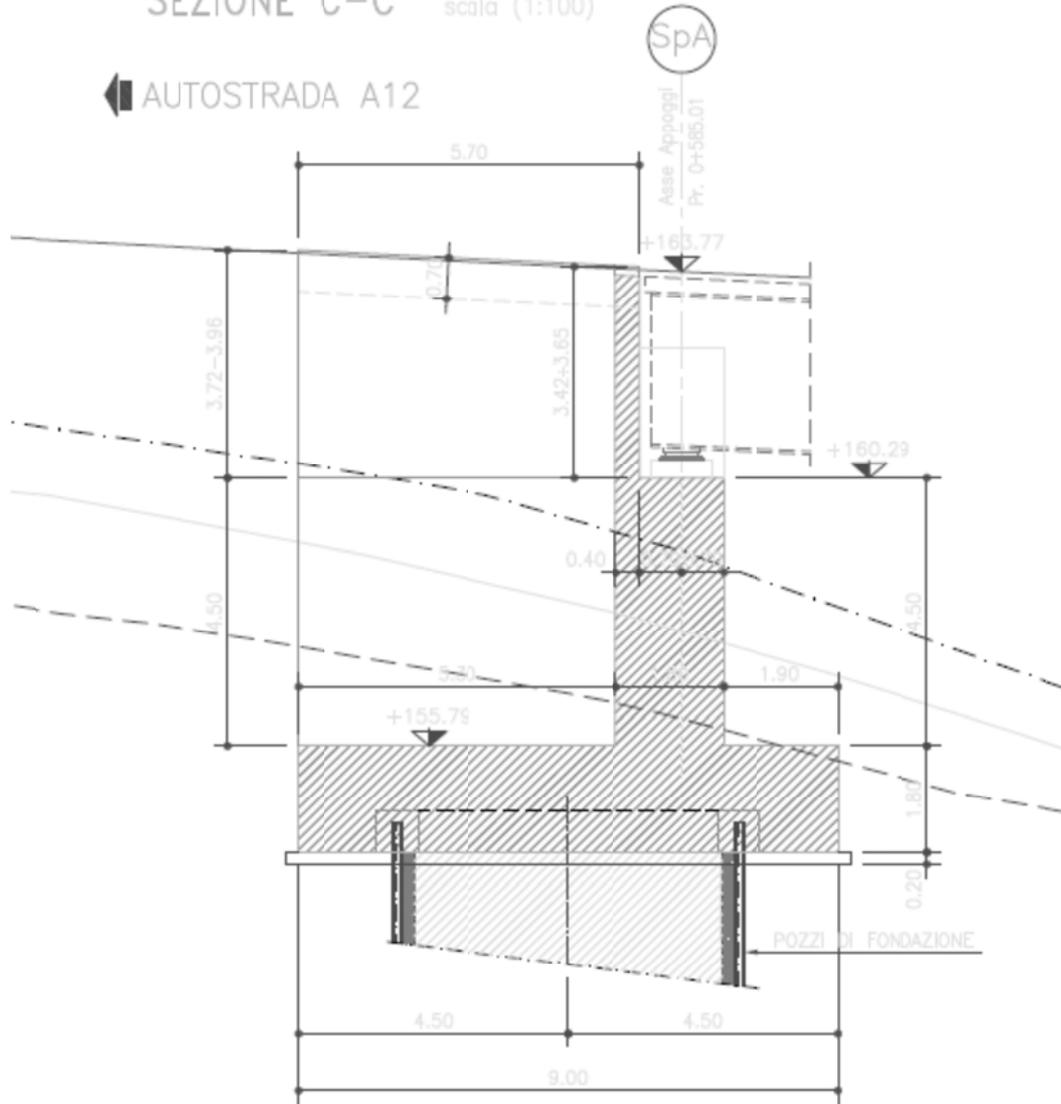
In figura si riporta la configurazione indicativa delle spalle.

Spalla A

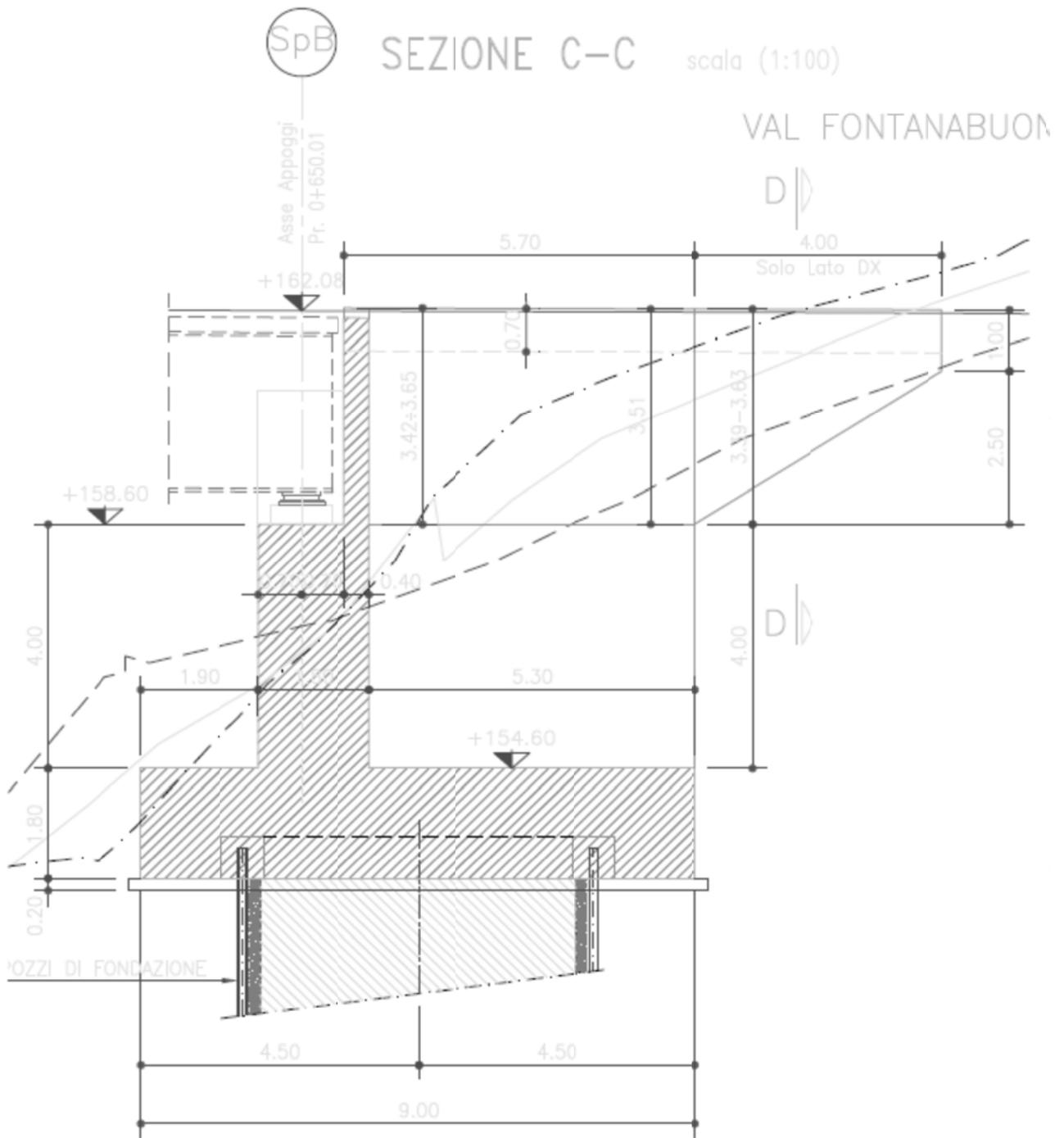
SEZIONE C-C scala (1:100)

◀ AUTOSTRADA A12

SpA



Spalla B



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

Spalla A

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_t)	12.70		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	3.60	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	4.00	
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80	
Suola interna (b_6)	5.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.50	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70		
γ_{cis}	25.00	[kN/m ³]	

Spalla B

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_t)	12.70		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	3.60	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	3.50	
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80	
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80	
Suola interna (b_6)	5.30	1.80	
Piano app. impalcato (b_7)		0.50	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70		
γ_{cis}	25.00	[kN/m ³]	

7.2 Analisi dei carichi

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

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

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

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

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

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

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

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

- Accelerazione locale $a_g = 0.206 \text{ g}$ (Comune di Rapallo)
- Categoria di sottosuolo: E
- Condizione topografica: T1
- Accelerazione di aggancio spettro ($T=0$) $a_{\max} = 0.186 \text{ g}$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.045$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.022$

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

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

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

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

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

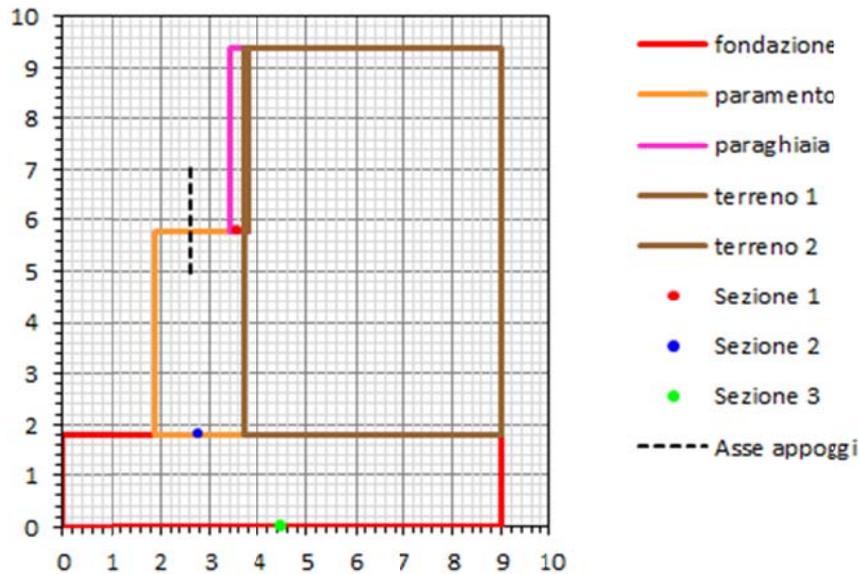
Per tale motivo, a favore di sicurezza, le azioni trasmesse dall'impalcato adottate per il dimensionamento della spalla vengono calcolate annullando l'effetto orizzontale dei carichi di fase 1 (pesi propri acciaio e soletta).

7.3 Calcolo sollecitazioni

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

Spalla A – generalità

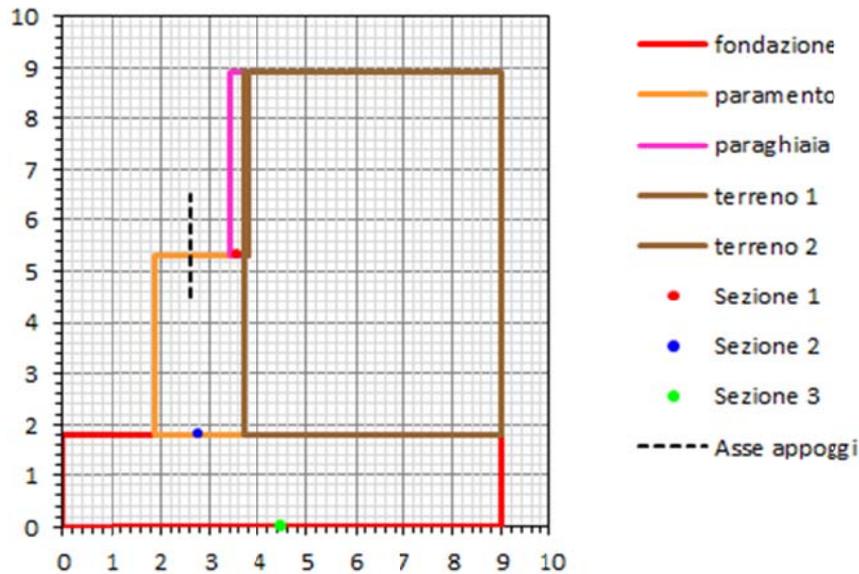
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b_t)	12.70			G_k	3.00	kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ² <small>Q_{Acc. sbalzo paraghiaia}</small>
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	3.60		Carichi aggiuntivi		
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00			
Paramento (t_3, h_3)	1.80	4.00				
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80				
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80				
Suola interna (b_6)	5.30	1.80				
Piano app. impalcato (b_7)		0.50				
h media baggioli (h_8)		0.20				
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70			Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ²]			V_x (kN)	N (kN)
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	386.7	-9551.4
	[°]	[rad]		S.L.U. Geo	326.3	-7710.2
ϕ rilevato (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	785.9	-6052.4
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	279.8	-7075.1
ϕ rilevato (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	10.7	-7053.6
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	-1.0	-6008.8
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708			V_x (kN/m)	N (kN/m)
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		S.L.U. Str	30.5	-752.1
γ_t rilevato	20.00	[kN/m ²]		S.L.U. Geo	25.7	-607.1
				S.L.U. Sisma	61.9	-476.6
Coefficienti di spinta				S.L.E. Fond.	22.0	-557.1
	θ_A 0.0455	θ_B 0.0435		S.L.E. Freq.	0.8	-555.4
$k_{0,statico}$ (M1) 0.4264	$k_{0,statico}$ (M2) 0.5113			S.L.E. Q. Per.	-0.1	-473.1
$k_{a,statico}$ (M1) 0.2461	$k_{a,statico}$ (M2) 0.3105			Caratterizzazione sismica		
$k_{a,din.1}$ (M1) 0.2716	$k_{a,din.1}$ (M2) 0.3394			a_{max} (g)	0.186	a_g 0.116
$k_{a,din.2}$ (M1) 0.2705	$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3381			Cat. Suolo	Est. Topog.	T1
				F_0	2.492	T_c 0.287
				S_s	1.600	S_T 1.000
				S	1.60	
				β_m	0.240	<i>NTC-08 Table 7.11.II</i>
				k_h	0.045	<i>NTC-08 §7.11.6</i>
				k_v	0.022	<i>NTC-08 §7.11.7</i>



Spalla B - generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla B comb. Fxmax, Fz conc

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla		
Largh. spalla (b_1)	12.70			G_k	3.00	kN/m ²
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ² $Q_{Acc.}$ sbalzo parapchiaia
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	3.60		Carichi aggiuntivi		
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00	Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)		
Paramento (t_3, h_3)	1.80	3.50			V_x (kN)	N (kN)
Fondazione (b_4, h_4)	9.00	1.80		S.L.U. Str	386.7	-5992.1
Suola esterna (b_5)	1.90	1.80		S.L.U. Geo	326.3	-5994.6
Suola interna (b_6)	5.30	1.80		S.L.U. Sisma	785.9	-6052.4
Piano app. impalcato (b_7)		0.50		S.L.E. Fond.	279.8	-5996.4
h media baggioli (h_8)		0.20		S.L.E. Freq.	10.7	-6008.8
dist. Ax appoggi da filo param.	0.70			S.L.E. Q. Per.	-1.0	-6008.8
γ_{ols}	25.00	[kN/m ²]			V_x (kN/m)	N (kN/m)
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	30.5	-471.8
	[°]	[rad]		S.L.U. Geo	25.7	-472.0
ϕ rilevato (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	61.9	-476.6
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	22.0	-472.2
ϕ rilevato (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	0.8	-473.1
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	-0.1	-473.1
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
$k_{0,static}$ (M1) 0.4264	$k_{0,static}$ (M2) 0.5113			S	1.60	
$k_{a,static}$ (M1) 0.2461	$k_{a,static}$ (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 involuipi (output limitate alle sole caratteristiche di interesse) sono le seguenti:

Spalla A

elemento 9 gauss point 1

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	386.74	-9551.39
SLU GEO max Fx	326.34	-7710.24
ED SLV max Fx	785.87	-6052.37
SLE RARA max Fx	279.79	-7075.10
SLE FREQUENTE max Fx	10.68	-7053.57
SLE Q.PERMANENTE max Fx	-0.99	-6008.82
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-61.43	-11752.49
SLU GEO min Fz	-55.51	-9585.26
ED SLV min Fz	-811.19	-6052.37
SLE RARA min Fz	-38.41	-8705.55
SLE FREQUENTE min Fz	-21.06	-7502.92
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-0.99	-6008.82

Spalla B

elemento 10 gauss point 1

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	386.74	-5992.11
SLU GEO max Fx	326.34	-5994.59
ED SLV max Fx	785.87	-6052.37
SLE RARA max Fx	279.79	-5996.45
SLE FREQUENTE max Fx	10.68	-6008.82
SLE Q.PERMANENTE max Fx	-0.99	-6008.82
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-180.33	-11752.49
SLU GEO min Fz	-154.60	-9585.26
ED SLV min Fz	719.83	-6052.37
SLE RARA min Fz	-137.50	-8705.55
SLE FREQUENTE min Fz	-103.62	-7502.92
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-83.55	-6008.82

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 spiccatto paraghiaia ed allo spiccatto paramento. Per lo spiccatto 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	-36.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	55.3	0.0	66.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.6	0.0	8.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	30.7	0.0	55.3
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2.5	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.9	0.0	5.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	3.9	0.0	7.1
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.9	0.0	5.3
Eff. inerziale elem. cls	6.7	0.0	12.0
da impalcato			
S.L.U. STR max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fx	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	122.3	-61.0	175.3
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	72.0	-37.2	96.5
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	73.4	-37.2	99.0
S.L.E. fond. max Fx	90.6	-45.2	129.9
S.L.E. freq. max Fx	81.4	-42.8	113.3
S.L.E. q.p. max Fx	59.9	-37.2	74.6
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	-216.0	-28.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	246.3	0.0	624.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.7	0.0	36.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	64.8	0.0	246.3
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	7.2	6.8
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	11.2	0.0	42.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.2	0.0	23.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	17.6	0.0	66.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.2	0.0	23.4
Eff. inerziale elem. cls	40.1	0.0	105.6
da impalcato			
S.L.U. STR max Fx	30.5	-752.1	278.3
S.L.U. Sisma max Fx	61.9	-476.6	355.2
S.L.U. GEO max Fx	25.7	-607.1	229.3
S.L.E. fond. max Fx	22.0	-557.1	203.9
S.L.E. freq. max Fx	0.8	-555.4	114.6
S.L.E. q.p. max Fx	-0.1	-473.1	94.3

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	463.6	-1074.3	1463.3
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	375.4	-689.3	1165.0
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	381.7	-689.3	1188.9
S.L.E. fond. max Fx	342.9	-795.8	1081.7
S.L.E. freq. max Fx	302.2	-786.3	920.4
S.L.E. q.p. max Fx	255.9	-685.8	732.3
totale (m)			

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

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-36.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	55.3	0.0	66.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.6	0.0	8.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	30.7	0.0	55.3
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2.5	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.9	0.0	5.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	3.9	0.0	7.1
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.9	0.0	5.3
Eff. inerziale elem. cls	6.7	0.0	12.0
da impalcato S.L.U. STR max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fz	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	122.3	-61.0	175.3
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	72.0	-37.2	96.5
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	73.4	-37.2	99.0
S.L.E. fond. max Fz	90.6	-45.2	129.9
S.L.E. freq. max Fz	81.4	-42.8	113.3
S.L.E. q.p. max Fz	59.9	-37.2	74.6

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	-216.0	-28.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	246.3	0.0	624.0
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.7	0.0	36.9
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	64.8	0.0	246.3
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	7.2	6.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	11.2	0.0	42.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.2	0.0	23.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	17.6	0.0	66.7
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.2	0.0	23.4
Eff. inerziale elem. cls	40.1	0.0	105.6
da impalcato S.L.U. STR max Fz	-4.8	-925.4	164.8
S.L.U. Sisma max Fz	-63.9	-476.6	-173.0
S.L.U. GEO max Fz	-4.4	-754.7	132.6
S.L.E. fond. max Fz	-3.0	-685.5	124.4
S.L.E. freq. max Fz	-1.7	-590.8	111.2
S.L.E. q.p. max Fz	-0.1	-473.1	94.3

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	428.3	-1247.6	1349.8
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	249.7	-689.3	636.9
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	256.0	-689.3	660.7
S.L.E. fond. max Fz	317.8	-924.2	1002.2
S.L.E. freq. max Fz	299.7	-821.7	917.0
S.L.E. q.p. max Fz	255.9	-685.8	732.3

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	-36.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	55.3	0.0	66.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.6	0.0	8.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	30.7	0.0	55.3
da spalla Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2.5	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.9	0.0	5.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	3.9	0.0	7.1
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.9	0.0	5.3
Eff. inerziale elem. cls	6.7	0.0	12.0
da impalcato S.L.U. STR max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fx	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fx	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
totale (m) S.L.U. STR max Fx	122.3	-61.0	175.3
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	72.0	-37.2	96.5
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	73.4	-37.2	99.0
S.L.E. fond. max Fx	90.6	-45.2	129.9
S.L.E. freq. max Fx	81.4	-42.8	113.3
S.L.E. q.p. max Fx	59.9	-37.2	74.6

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	-193.5	-28.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	215.0	0.0	508.7
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.1	0.0	32.2
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	60.6	0.0	215.0
da spalla Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	7.2	6.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	9.8	0.0	34.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	5.8	0.0	20.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	15.3	0.0	54.4
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	5.8	0.0	20.5
Eff. inerziale elem. cls	35.9	0.0	86.6
da impalcato S.L.U. STR max Fx	30.5	-471.8	207.0
S.L.U. Sisma max Fx	61.9	-476.6	324.3
S.L.U. GEO max Fx	25.7	-472.0	189.5
S.L.E. fond. max Fx	22.0	-472.2	175.9
S.L.E. freq. max Fx	0.8	-473.1	97.7
S.L.E. q.p. max Fx	-0.1	-473.1	94.3

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
totale (m) S.L.U. STR max Fx	414.7	-763.7	1187.8
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	337.4	-666.8	984.3
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	342.9	-666.8	1003.7
S.L.E. fond. max Fx	306.6	-688.4	902.5
S.L.E. freq. max Fx	267.3	-681.5	761.7
S.L.E. q.p. max Fx	224.0	-663.3	612.4

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	-36.0	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
da spalla			
Spinta orizz. terreno (M1)	55.3	0.0	66.3
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	4.6	0.0	8.3
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	30.7	0.0	55.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	2.5	0.0	4.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.9	0.0	5.3
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	3.9	0.0	7.1
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.9	0.0	5.3
Eff. inerziale elem. cls	6.7	0.0	12.0
da impalcato			
S.L.U. STR max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. max Fz	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. max Fz	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
totale (m)			
S.L.U. STR max Fz	122.3	-61.0	175.3
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	72.0	-37.2	96.5
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	73.4	-37.2	99.0
S.L.E. fond. max Fz	90.6	-45.2	129.9
S.L.E. freq. max Fz	81.4	-42.8	113.3
S.L.E. q.p. max Fz	59.9	-37.2	74.6

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	-193.5	-28.8
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
da spalla			
Spinta orizz. terreno (M1)	215.0	0.0	508.7
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	9.1	0.0	32.2
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	60.6	0.0	215.0
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	7.2	6.8
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	9.8	0.0	34.9
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	5.8	0.0	20.5
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	15.3	0.0	54.4
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	5.8	0.0	20.5
Eff. inerziale elem. cls	35.9	0.0	86.6
da impalcato			
S.L.U. STR max Fz	-14.2	-925.4	132.5
S.L.U. Sisma max Fz	56.7	-476.6	305.0
S.L.U. GEO max Fz	-12.2	-754.7	105.9
S.L.E. fond. max Fz	-10.8	-685.5	97.0
S.L.E. freq. max Fz	-8.2	-590.8	88.0
S.L.E. q.p. max Fz	-6.6	-473.1	70.3

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
totale (m)			
S.L.U. STR max Fz	370.0	-1217.3	1113.3
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	332.2	-666.8	965.0
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	337.7	-666.8	984.5
S.L.E. fond. max Fz	273.8	-901.7	823.5
S.L.E. freq. max Fz	258.3	-799.2	751.9
S.L.E. q.p. max Fz	217.5	-663.3	588.3

7.3.2 Sollecitazioni in fondazione

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

Spalla A

Spalla A - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-621.00	338.40
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-237.6
Spinta orizz. terreno (M1)	376.79	0.00	1180.60
Spinta orizz. terreno (M2)	451.77	0.00	1415.55
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.03	0.00	56.52
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	80.17	0.00	376.79
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	14.42	0.00	67.77
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	96.12	0.00	451.77
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	7.20	-5.40
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-805.60	-1490.36
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	17.21	0.00	80.88
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.66	0.00	36.00
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	26.85	0.00	126.19
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.63	0.00	35.85
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	18.90	0.00	88.83
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	9.57	0.00	44.99
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	17.76	0.00	83.46
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	9.54	0.00	44.81
Eff. inerziale elem. cls	115.26	0.00	245.38
Eff. inerziale terreno tergo spalla	148.18	0.00	827.15
da spalla			
S.L.U. STR max Fx	30.45	-752.08	1611.66
S.L.U. Sisma max Fx	61.88	-476.56	1276.75
S.L.U. GEO max Fx	25.70	-607.11	1307.68
S.L.E. fond. max Fx	22.03	-557.09	1199.66
S.L.E. freq. max Fx	0.84	-555.40	1060.30
S.L.E. q.p. max Fx	-0.08	-473.14	898.49
da impalcato			

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fx	663.58	-2873.20	1982.08
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	739.00	-1915.76	2522.17
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	748.61	-1915.76	2567.33
S.L.U. GEO max Fx	518.73	-2217.91	1647.58
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q1)	704.73	-1915.76	2539.92
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q2)	818.80	-1915.76	2779.76
S.L.E. fond. max Fx	491.01	-2128.29	1465.05
S.L.E. freq. max Fx	445.77	-2087.00	1269.18
S.L.E. q.p. max Fx	388.74	-1912.34	954.49
totale (/m)			

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR max Fx	8427.41	-36489.61	25172.44
S.L.U. Sisma max Fx (q1)	9385.33	-24330.21	32031.57
S.L.U. Sisma max Fx (q2)	9507.35	-24330.21	32605.06
S.L.U. GEO max Fx	6587.84	-28167.40	20924.30
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q1)	8950.01	-24330.21	32256.98
S.L.U. (Sisma) GEO max Fx (q2)	10398.80	-24330.21	35302.92
S.L.E. fond. max Fx	6235.84	-27029.34	18606.13
S.L.E. freq. max Fx	5661.29	-26504.89	16188.53
S.L.E. q.p. max Fx	4936.94	-24286.66	12122.03
totale, b=12.7 m			

Spalla A - max Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri c/s spalla	0.00	-621.00	338.40
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	376.79	0.00	1180.60
Spinta orizz. terreno (M2)	451.77	0.00	1415.55
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	12.03	0.00	56.52
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	80.17	0.00	376.79
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	14.42	0.00	67.77
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	96.12	0.00	451.77
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	7.20	-5.40
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-805.60	-1490.36
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	17.21	0.00	80.88
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.66	0.00	36.00
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	26.85	0.00	126.19
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.63	0.00	35.85
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	18.90	0.00	88.83
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	9.57	0.00	44.99
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	17.76	0.00	83.46
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	9.54	0.00	44.81
Eff. inerziale elem. cls	115.26	0.00	245.38
Eff. inerziale terreno tergo spalla	148.18	0.00	827.15
da spalla			
S.L.U. STR max Fz	-4.84	-925.39	1729.22
S.L.U. Sisma max Fz	-63.87	-476.56	522.23
S.L.U. GEO max Fz	-4.37	-754.74	1407.79
S.L.E. fond. max Fz	-3.02	-685.48	1284.26
S.L.E. freq. max Fz	-1.66	-590.78	1112.54
S.L.E. q.p. max Fz	-0.08	-473.14	898.49
da impalcato			

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR max Fz	628.29	-3046.51	2099.65
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	613.25	-1915.76	1767.66
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	622.86	-1915.76	1812.81
S.L.U. GEO max Fz	488.66	-2365.54	1747.69
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q1)	578.97	-1915.76	1785.40
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q2)	693.05	-1915.76	2025.24
S.L.E. fond. max Fz	465.96	-2256.68	1558.64
S.L.E. freq. max Fz	443.27	-2122.38	1321.41
S.L.E. q.p. max Fz	388.74	-1912.34	954.49
totale (/m)			

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR max Fz	7979.24	-38690.71	26665.53
S.L.U. Sisma max Fz (q1)	7788.28	-24330.21	22449.23
S.L.U. Sisma max Fz (q2)	7910.30	-24330.21	23022.71
S.L.U. GEO max Fz	6205.98	-30042.42	22195.70
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q1)	7352.95	-24330.21	22674.64
S.L.U. (Sisma) GEO max Fz (q2)	8801.74	-24330.21	25720.57
S.L.E. fond. max Fz	5917.64	-28659.79	19794.79
S.L.E. freq. max Fz	5629.56	-26954.24	16781.88
S.L.E. q.p. max Fz	4936.94	-24286.66	12122.03
totale, b=12.7 m			

Spalla B

Spalla B - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-598.50	300.15
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	337.77	0.00	1002.05
Spinta orizz. terreno (M2)	404.99	0.00	1201.47
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.39	0.00	50.67
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	75.90	0.00	337.77
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.65	0.00	60.75
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	91.01	0.00	404.99
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	7.20	-5.40
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-752.60	-1392.31
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	15.43	0.00	68.65
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.25	0.00	32.28
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	24.07	0.00	107.11
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.22	0.00	32.14
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	16.94	0.00	75.39
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	9.06	0.00	40.33
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	15.92	0.00	70.84
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	9.03	0.00	40.17
Eff. inerziale elem. cls	111.08	0.00	218.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	138.35	0.00	737.81
da spalla			
S.L.U. STR min N	30.45	-471.82	1061.94
S.L.U. Sisma min N	61.88	-476.56	1245.81
S.L.U. GEO min N	25.70	-472.01	1038.16
S.L.E. fond. min N	22.03	-472.16	1018.27
S.L.E. freq. min N	0.84	-473.14	903.58
S.L.E. q.p. min N	-0.08	-473.14	896.53
da impalcato			

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	604.28	-2491.01	1213.48
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	683.14	-1840.26	2234.81
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	691.75	-1840.26	2273.13
S.L.U. GEO min N	473.53	-2007.31	1202.74
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	644.87	-1840.26	2240.25
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	754.89	-1840.26	2454.40
S.L.E. fond. min N	447.09	-1967.86	1129.04
S.L.E. freq. min N	403.13	-1929.24	960.54
S.L.E. q.p. min N	349.08	-1836.84	825.93
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	7674.37	-31635.89	15411.16
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	8675.92	-23371.36	28382.10
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	8785.28	-23371.36	28868.76
S.L.U. GEO min N	6013.78	-25492.90	15274.74
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	8189.88	-23371.36	28451.14
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	9587.16	-23371.36	31170.84
S.L.E. fond. min N	5678.03	-24991.84	14338.81
S.L.E. freq. min N	5119.74	-24501.29	12198.83
S.L.E. q.p. min N	4433.29	-23327.81	10540.06
totale, b=12.7 m			

Spalla B - min Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-598.50	300.15
Sovraccarico acc.	0.00	-132.00	-158.40
Sovraccarico perm.	0.00	-19.80	-23.76
Spinta orizz. terreno (M1)	337.77	0.00	1002.05
Spinta orizz. terreno (M2)	404.99	0.00	1201.47
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.39	0.00	50.67
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	75.90	0.00	337.77
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.65	0.00	60.75
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	91.01	0.00	404.99
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	7.20	-5.40
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-752.60	-1392.31
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	15.43	0.00	68.65
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.25	0.00	32.28
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	24.07	0.00	107.11
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.22	0.00	32.14
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	16.94	0.00	75.39
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	9.06	0.00	40.33
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	15.92	0.00	70.84
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	9.03	0.00	40.17
Eff. inerziale elem. cls	111.08	0.00	218.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	138.35	0.00	737.81
da spalla			
S.L.U. STR min N	-14.20	-925.39	1680.15
S.L.U. Sisma min N	56.68	-476.56	1217.21
S.L.U. GEO min N	-12.17	-754.74	1367.06
S.L.E. fond. min N	-10.83	-685.48	1242.86
S.L.E. freq. min N	-8.16	-590.78	1077.61
S.L.E. q.p. min N	-6.58	-473.14	862.78
da impalcato			

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	559.63	-2944.59	1829.68
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	677.94	-1840.26	2206.21
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	686.55	-1840.26	2244.53
S.L.U. GEO min N	435.66	-2290.04	1531.64
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	639.67	-1840.26	2211.64
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	749.69	-1840.26	2425.79
S.L.E. fond. min N	414.23	-2181.18	1353.63
S.L.E. freq. min N	394.13	-2046.88	1134.57
S.L.E. q.p. min N	342.58	-1836.84	794.17
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	7107.30	-37396.27	23237.00
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	8609.87	-23371.36	28018.85
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	8719.23	-23371.36	28505.51
S.L.U. GEO min N	5532.84	-29083.57	19451.83
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	8123.84	-23371.36	28087.89
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	9521.12	-23371.36	30807.59
S.L.E. fond. min N	5260.75	-27700.94	17191.05
S.L.E. freq. min N	5005.44	-25995.39	14408.99
S.L.E. q.p. min N	4350.73	-23327.81	10086.00
totale, b=12.7 m			