

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

CAVALCAVIA COLOMBO km 12+520

PARTE STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	IN	I51	CV80T	00000	R	S T R	2437	0	SCALA -



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REDATTO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	SETTEMBRE 2020
1	-
2	-
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	5
1.1.1	Impalcato	5
1.1.2	Rete di protezione architettonica	7
1.1.3	Sottostrutture	9
1.1.4	Sistema di vincolo	13
1.2	MODALITÀ REALIZZATIVE	15
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	17
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA	18
1.4.1	Condizioni ambientali	18
1.4.2	Classi di esposizione	18
1.4.3	Classificazione del traffico	18
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI	19
1.5.1	Tensioni limite e proprietà di riferimento	19
1.5.2	Classe di esecuzione	21
1.5.3	Coefficienti parziali di sicurezza	22
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	23
1.6.1	Codici utilizzati	23
1.6.2	Validazione dei programmi di calcolo	24
1.7	CONVENZIONI GENERALI	24
2	ANALISI STRUTTURALI	26
2.1	ANALISI GLOBALE DEL MANUFATTO	26
2.2	ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA	26
2.2.1	Fasi di analisi	26
2.2.2	Coefficienti di omogeneizzazione	28
2.2.3	Larghezze di soletta collaboranti	29
2.2.4	Caratteristiche delle travi metalliche	31
2.2.5	Sezioni di verifica	40
2.2.6	Metodologia di verifica	42
2.3	VERIFICA DELLA SOLETTA	50
2.4	NOTAZIONE TEORICA PER LA VERIFICA DELL'ANCORAGGIO SU CALCESTRUZZO	51
2.4.1	Generalità	51
2.4.2	Resine per inghisaggi	51
2.4.3	Resistenza a carichi di trazione	51
2.4.4	Resistenza a carichi di taglio	57
2.4.5	Verifiche combinate	60
2.4.6	Verifiche non soddisfatte	61
2.5	ANALISI DEI SOSTEGNI INTERMEDI (PILE)	63
2.6	ANALISI SPALLE	63
2.6.1	Sezioni di verifica	63
2.6.2	Analisi delle condizioni statiche	63
2.6.3	Metodologia di verifica	64
3	ANALISI DEI CARICHI	65
3.1	CARICHI AGENTI IN FASE 1	65
3.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	65
3.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	65
3.1.3	Peso elementi sostegni (g_{k1}''')	66
3.1.4	Peso delle fondazioni (g_{k1}^{IV})	66
3.1.5	Peso rinforzo pila (g_{k1}^V)	67

3.2	CARICHI AGENTI IN FASE 2	68
3.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2}).....	68
3.2.2	Reologia calcestruzzo ($q_{sh,k}$)	68
3.2.3	Cedimenti differenziali ai sostegni ($Q_{settl,k}$)	70
3.3	CARICHI AGENTI IN FASE 3	70
3.3.1	Variazioni termiche (T_k).....	70
3.3.2	Carichi mobili (q_k).....	72
3.3.3	Modelli di carico per verifica a fatica	77
3.3.4	Azione del vento (F_w).....	78
3.3.5	Azione sismica (E_d)	80
3.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	84
4	ANALISI STRUTTURALE	87
4.1	GENERALITÀ	87
4.2	ANALISI STATICA GLOBALE.....	89
4.2.1	Risultati salienti - Fase finale	90
4.2.2	Risultati salienti - Fase temporanea.....	141
4.3	ANALISI DINAMICA	193
4.3.1	Risultati salienti.....	193
4.3.2	Sovrapposizione modale – risultati salienti.....	195
5	VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO	199
5.1	GENERALITÀ	199
5.2	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ.....	199
5.2.1	Quadro deformativo di progetto relativo alle travi principali.....	199
5.2.2	Contromonte di progetto.....	202
5.3	S.L.U. - RESISTENZA DELLE SEZIONI.....	203
5.4	VERIFICHE TRAVI LONGITUDINALI.....	205
5.4.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento.....	205
5.4.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento.....	212
5.4.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento.....	215
5.4.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	216
5.4.5	Stabilità flessio-torsionale.....	221
5.4.6	Verifica irrigidenti	229
5.4.7	Verifica connessione trave/soletta.....	232
5.5	VERIFICHE TRAVERSI	242
5.5.1	Traversi intermedi (T_2).....	242
5.5.2	Traversi di appoggio (T_1)	245
5.6	FESSURAZIONE SOLETTA IN C.A.	248
5.6.1	Generalità	248
5.6.2	Report sintetico verifiche	249
5.6.3	Verifica fessurazione	250
5.7	TENSIONI S.L.U. E S.L.E.	253
5.8	VERIFICA GIUNZIONI BULLONATE	258
5.8.1	Giunzione trave – trave.....	258
5.8.2	Giunzione trave – traverso_ T_2	260
5.8.3	Giunzione trave – traverso_ T_1	262
5.9	VERIFICA COPPELLE.....	265
5.9.1	Analisi in fase di getto.....	266
5.10	VERIFICA SOLETTA IMPALCATO.....	271
5.10.1	Calcolo sollecitazioni	271
5.10.2	Verifiche statiche	272
5.11	VERIFICHE IN FASE DI SOLLEVAMENTO	277
5.11.1	Verifiche statiche del traverso	278
5.11.2	Verifiche giunzioni bullonate.....	279
5.11.3	Verifica di stabilità flessio-torsionale del traverso.....	280

6	SPALLE	284
6.1	GENERALITÀ	284
6.2	ANALISI DEI CARICHI	286
6.2.1	<i>Parametri di calcolo</i>	<i>286</i>
6.2.2	<i>Combinazioni carichi da impalcato</i>	<i>288</i>
6.3	SEZIONE DI SPICCATO PARAGHIAIA	289
6.3.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	<i>289</i>
6.3.2	<i>Verifiche statiche</i>	<i>291</i>
6.4	SUOLA DI FONDAZIONE DI VALLE E DI MONTE	295
6.4.1	<i>Sollecitazioni agenti</i>	<i>295</i>
6.4.2	<i>Verifiche statiche</i>	<i>298</i>
6.5	AZIONI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE ALLA QUOTA DEL PIANO DI POSA	303
7	PILA.....	307
7.1	GENERALITÀ	307
7.2	FUSTO PILA	310
7.2.1	<i>Sollecitazioni di verifica</i>	<i>310</i>
7.2.2	<i>Verifiche statiche</i>	<i>312</i>
7.3	FONDAZIONI PILA	320
7.3.1	<i>Sollecitazioni intradosso fondazioni</i>	<i>320</i>
7.3.2	<i>Sollecitazioni di verifica della fondazione</i>	<i>323</i>
7.3.3	<i>Verifiche statiche</i>	<i>323</i>
8	PALI.....	326
8.1	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	326
8.2	VERIFICHE DEI PALI DI SPALLA	328
8.2.1	<i>Sezione di verifica 1.....</i>	<i>329</i>
8.2.2	<i>Sezione di verifica 2.....</i>	<i>333</i>
9	APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO	335
9.1	GENERALITÀ	335
9.2	PORTATE APPOGGI	335
9.3	ESCURSIONI APPOGGI E GIUNTI	335
10	VERIFICA RETE ARCHITETTONICA	337
10.1	DEFORMABILITÀ	337
10.1.1	<i>Spostamento orizzontale massimo</i>	<i>337</i>
10.1.2	<i>Spostamento verticale massimo</i>	<i>338</i>
10.2	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO	339
10.3	MONTANTE	339
10.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	<i>339</i>
10.3.2	<i>Verifica</i>	<i>339</i>
10.4	PIASTRA METALLICA DI ANCORAGGIO SU CORDOLO	340
10.4.1	<i>Sollecitazioni</i>	<i>340</i>
10.4.2	<i>Verifica piastra e tirafondo</i>	<i>340</i>
10.5	VERIFICA ANCORAGGIO SU NUOVO CORDOLO	342
10.5.1	<i>Dati di input</i>	<i>342</i>
10.5.2	<i>Riassunto verifiche</i>	<i>343</i>
10.5.3	<i>Verifiche estese</i>	<i>343</i>
11	VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO	348

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – INQUADRAMENTO OPERA	5
FIGURA 1-2 - PLANIMETRIA DEL VIADOTTO	6
FIGURA 1-3 - PROFILO LONGITUDINALE.....	6
FIGURA 1-4 - SEZIONE TIPO	7
FIGURA 1-5 - ESTRATTO DEL PROGETTO ARCHITETTONICO	8
FIGURA 1-6 - ESTRATTO DEL PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE	8
FIGURA 1-7 - VISTA FRONTALE DELLA SPALLA A.....	9
FIGURA 1-8 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA SPALLA A	10
FIGURA 1-9 - VISTA FRONTALE DELLA SPALLA B.....	11
FIGURA 1-10 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA SPALLA B	11
FIGURA 1-11 - VISTA FRONTALE DELLA PILA	12
FIGURA 1-12 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA PILA	12
FIGURA 1-13 - PIANTA FONDAZIONI DELLA PILA.....	13
FIGURA 2-1 - PROFILO LONGITUDINALE DELLE TRAVI PRINCIPALI.....	40
FIGURA 2-2 - SCHEMA SEZIONI TRAVI PRINCIPALI	40
FIGURA 2-3 - SEZIONE TIPO DEL TRAVERSO DI SPALLA/PILA (T1)	40
FIGURA 2-4 - SEZIONE TIPO DEL TRAVERSO INTERMEDIO (T2)	40
FIGURA 4-1 - MODELLO E.F. GLOBALE	87
FIGURA 4-2 - MODELLO E.F. RENDER I FASE	88
FIGURA 4-3 - MODELLO E.F. FASE TEMPORANEA RENDER I FASE.....	88
FIGURA 5-1 - CARATTERISTICHE DELLA PIOLATURA SULLE TRAVI LONGITUDINALI	235
FIGURA 5-2 - GIUNZIONI BULLONATE TRA CONCI DI TRAVE A E B.....	258
FIGURA 5-3 - GIUNZIONI BULLONATE DEI TRAVERSI INTERMEDI.....	260
FIGURA 5-4 - GIUNZIONI BULLONATE DEI TRAVERSI DI APPOGGIO	262
FIGURA 6-1 - VISTA FRONTALE DELLA SPALLA A.....	284
FIGURA 6-2 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA SPALLA A	284
FIGURA 6-3 - VISTA FRONTALE DELLA SPALLA B.....	285
FIGURA 6-4 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA SPALLA B	285
FIGURA 6-5 – ARMATURA SPALLE	286
FIGURA 7-1 – VISTA FRONTALE DELLA PILA	307
FIGURA 7-2 – SEZIONE TRASVERSALE DELLA PILA	308
FIGURA 7-3 – PIANTA FONDAZIONI DELLA PILA	309
FIGURA 9-1 – PIANTA APPOGGI.....	335

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta i calcoli statici del nuovo cavalcavia CV51 di via Cristoforo Colombo, da realizzarsi nell'ambito delle attività connesse al potenziamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna.

Il manufatto si colloca sulla via Cristoforo Colombo e sovrappassa l'autostrada A14 in corrispondenza della progressiva 12+507.

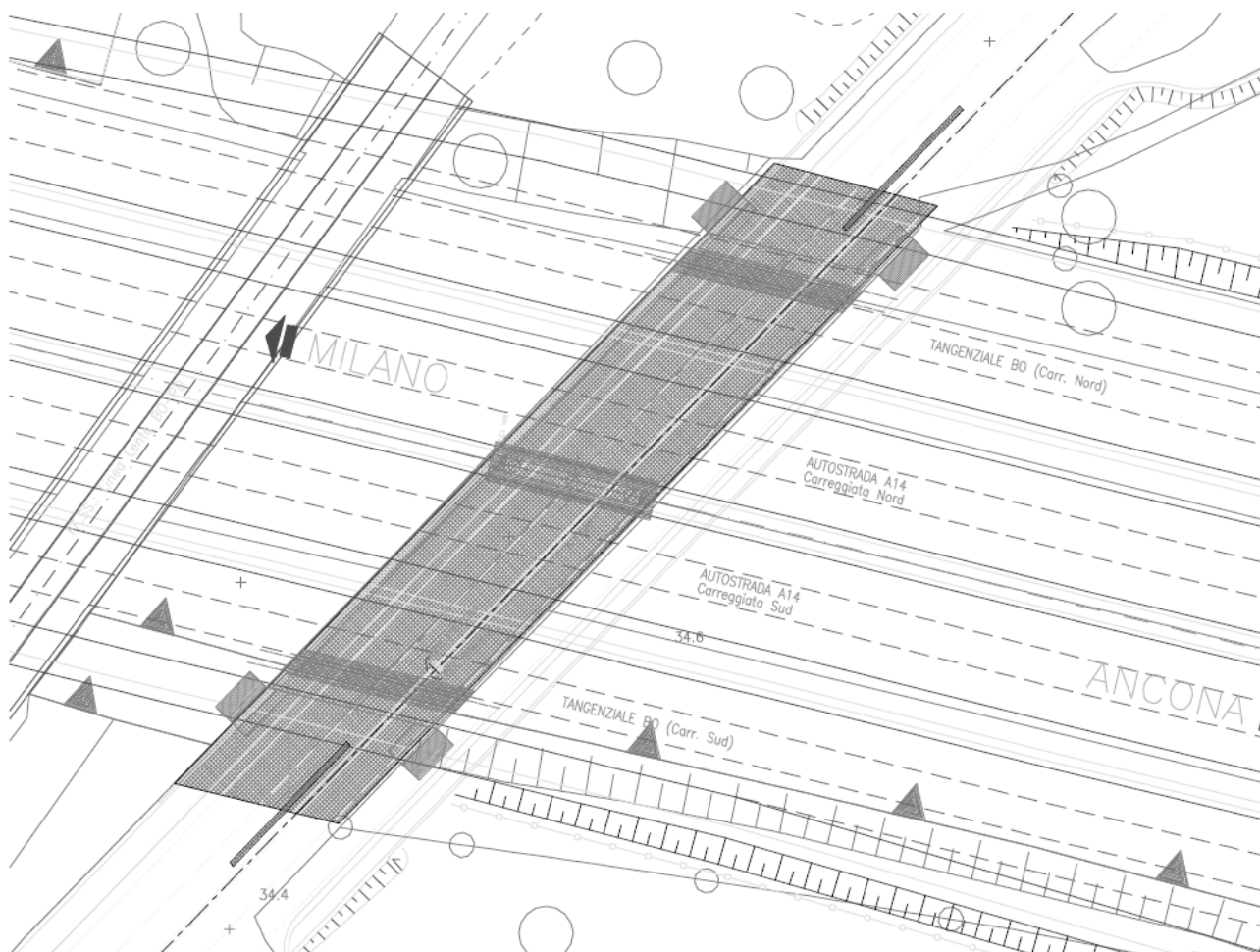


Figura 1-1 – Inquadramento opera

Il presente documento riporta i calcoli statici dell'impalcato e delle sottostrutture. Si rimanda allo specifico elaborato per quanto attiene il dimensionamento geotecnico delle fondazioni.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

1.1.1 Impalcato

L'impalcato è costituito da una travata continua a due campate, di lunghezza complessiva pari a 84 metri, realizzato in struttura composta acciaio calcestruzzo; la suddivisione in campate prevede una sequenza luci 42+42 metri.

Lo schema di funzionamento dell'impalcato è del tipo “a grigliato”, caratterizzato dai seguenti componenti:

- 10 allineamenti di travi longitudinali metalliche a doppio T in composizione saldata, poste ad interasse trasversali di 2.00 metri, e di altezza costante, pari a 1.3 m.

- Soletta in calcestruzzo, di larghezza complessiva pari a 20.50 metri e spessore 0.25 m, ospitante un piano viabile da 14.50 metri, e due marciapiedi laterali da 3.50 e 2.50 m.
- traversi di spalla e di pila metallici, a doppio T in composizione saldata, disposti a collegare i 10 allineamenti di trave
- 8 traversi intermedi metallici, a doppio T in composizione saldata, disposti a collegare i 10 allineamenti di trave.

L'altezza complessiva della travata (trave metallica + soletta) è pari a 1.55 m; conseguono pertanto rapporti luce massima/altezza pari a 1/27.

Le giunzioni tra conci delle travi longitudinali sono previste realizzate mediante saldature p.p. a piè d'opera tranne quelle atte a consentire le fasi di montaggio dell'impalcato che sono di tipo bullonato. L'assemblaggio del grigliato avviene mediante giunzioni bullonate travi/traversi. Tutte le unioni bullonate destinate a sostenere carichi d'esercizio saranno realizzate ad attrito (giunzioni tipo “B” secondo EN 1993-1-8).

La soletta in calcestruzzo è realizzata con l'ausilio di predalla collaborante in acciaio, di spessore pari a 4 mm, dotata di nervature trasversali a traliccio.

Le figure seguenti riportano schematicamente la configurazione dell'opera.

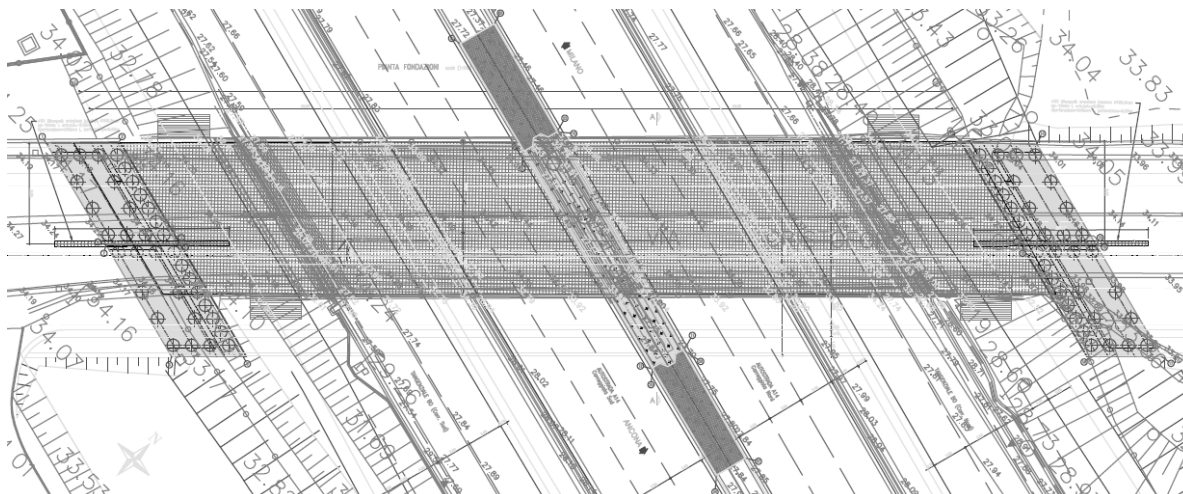


Figura 1-2 - Planimetria del viadotto

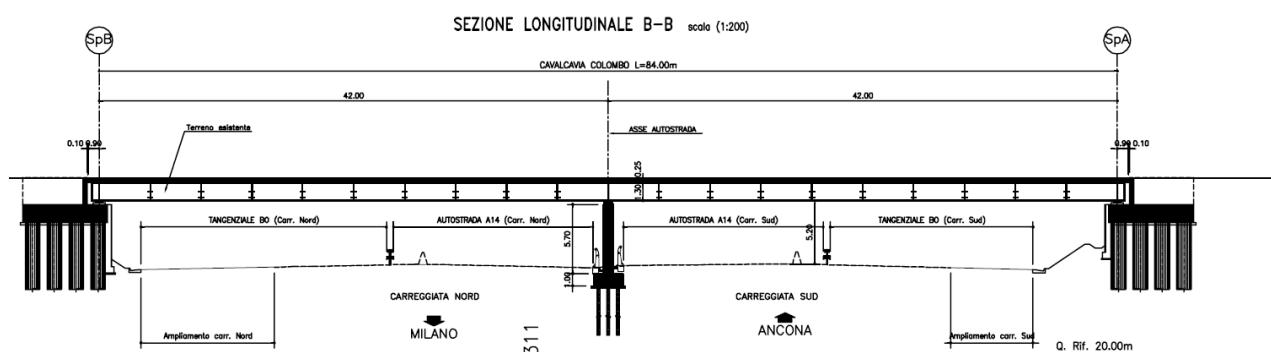


Figura 1-3 - Profilo longitudinale

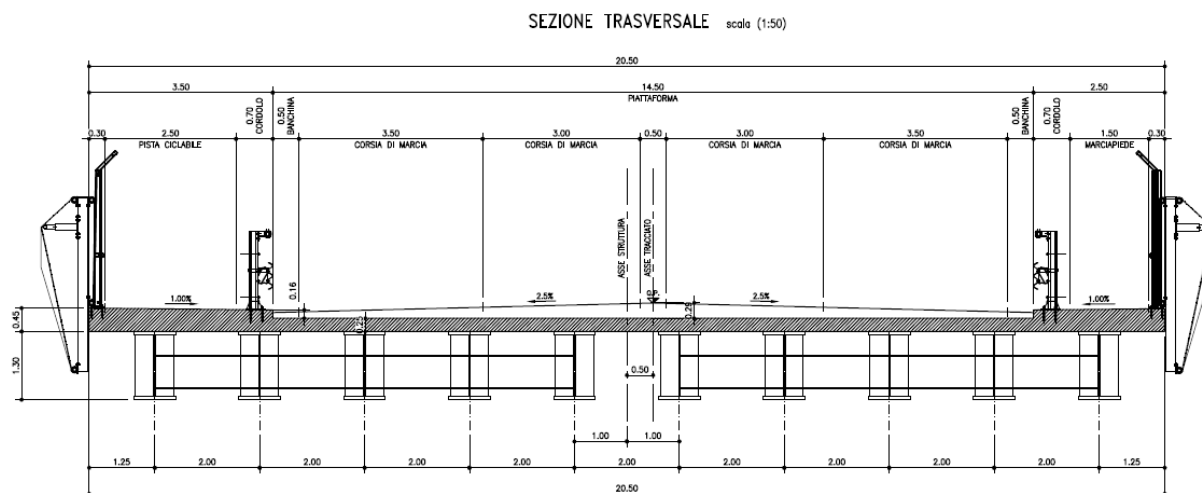


Figura 1-4 - Sezione tipo

1.1.2 Rete di protezione architettonica

Lateralmente all'impalcato è presente una rete di protezione con valenza architettonica.

Le reti di protezione non presentano caratteristiche standard e vedono impiegata esternamente una struttura tridimensionale generata da una rete metallica mantenuta in posizione e sostenuta da appositi dispositivi non oggetto della presente relazione.

Dal lato interno è altresì prevista una rete di protezione verticale a lato del marciapiede di servizio.

L'altezza totale delle reti di protezione architettonica è pari a 4.00 m di cui circa 2.00 m in elevazione rispetto al piano del marciapiede esistente.

La struttura di sostegno è costituita da un montante di sostegno della rete realizzato con un profilato HEB180mil quale sarà disposto con interasse longitudinale pari a 4.00 m sul bordo dell'intero viadotto su entrambi i lati.

La struttura metallica sarà vincolata al cordolo di sostegno laterale dell'impalcato mediante tirafondi filettati post-installati mediante ancorante chimico.

Si sottolinea che l'intervento oggetto della presente relazione è **di natura essenzialmente locale** e non va ad interferire sulle strutture portanti principali (travi a cassoncino in c.a.p.).

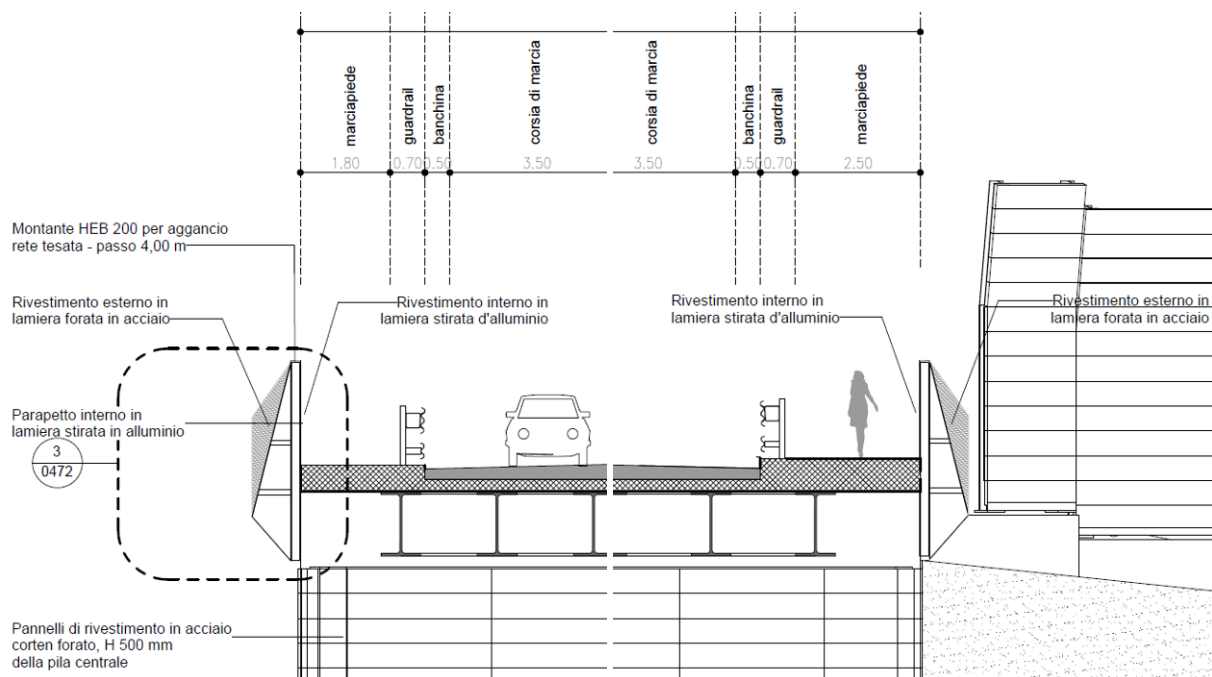


Figura 1-5 - Estratto del progetto architettonico

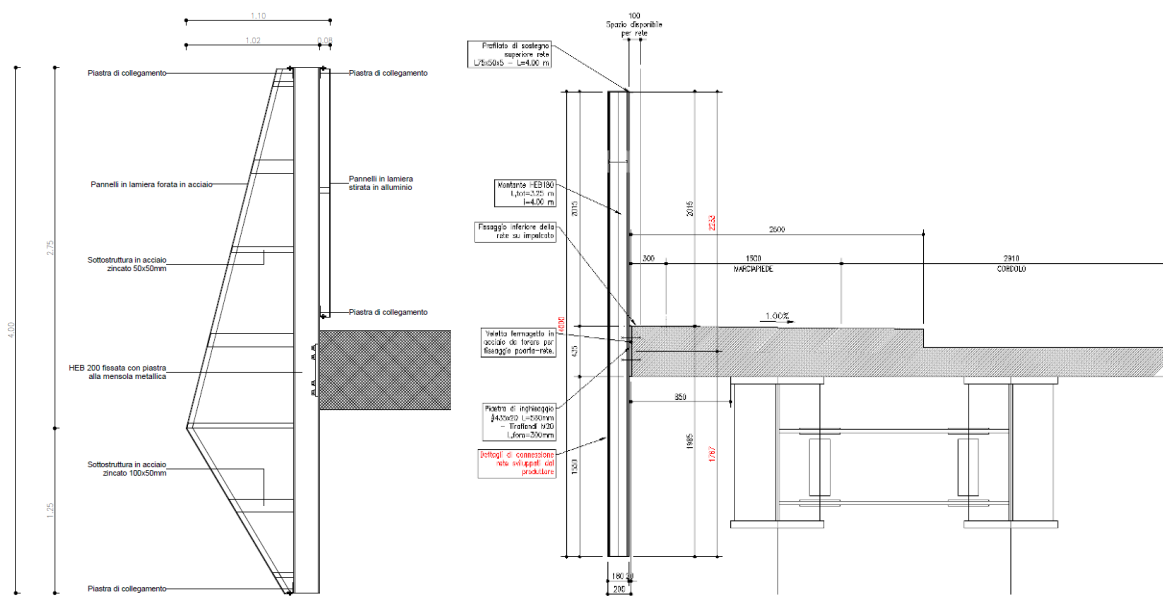


Figura 1-6 - Estratto del progetto architettonico e strutturale

1.1.3 Sottostrutture

La travata è supportata da spalle e pila in c.a.

Le spalle sono di tipo classico, e si compongono di suola di base e paraghiaia, aventi le seguenti dimensioni caratterizzanti:

paraghiaia: 0.5 m

suola fondazione: 1.50 m

Le figure seguenti riportano, a titolo indicativo, la configurazione della spalla A e della spalla B.

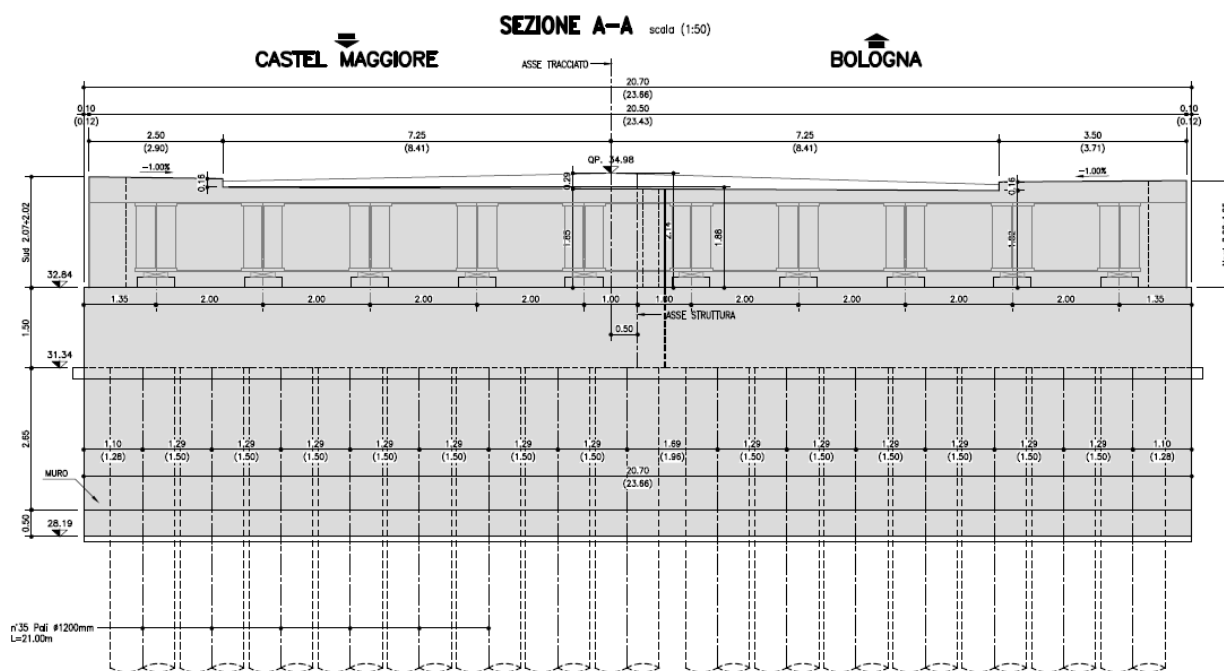


Figura 1-7 - Vista frontale della Spalla A

SEZIONE B-B scala (1:50)

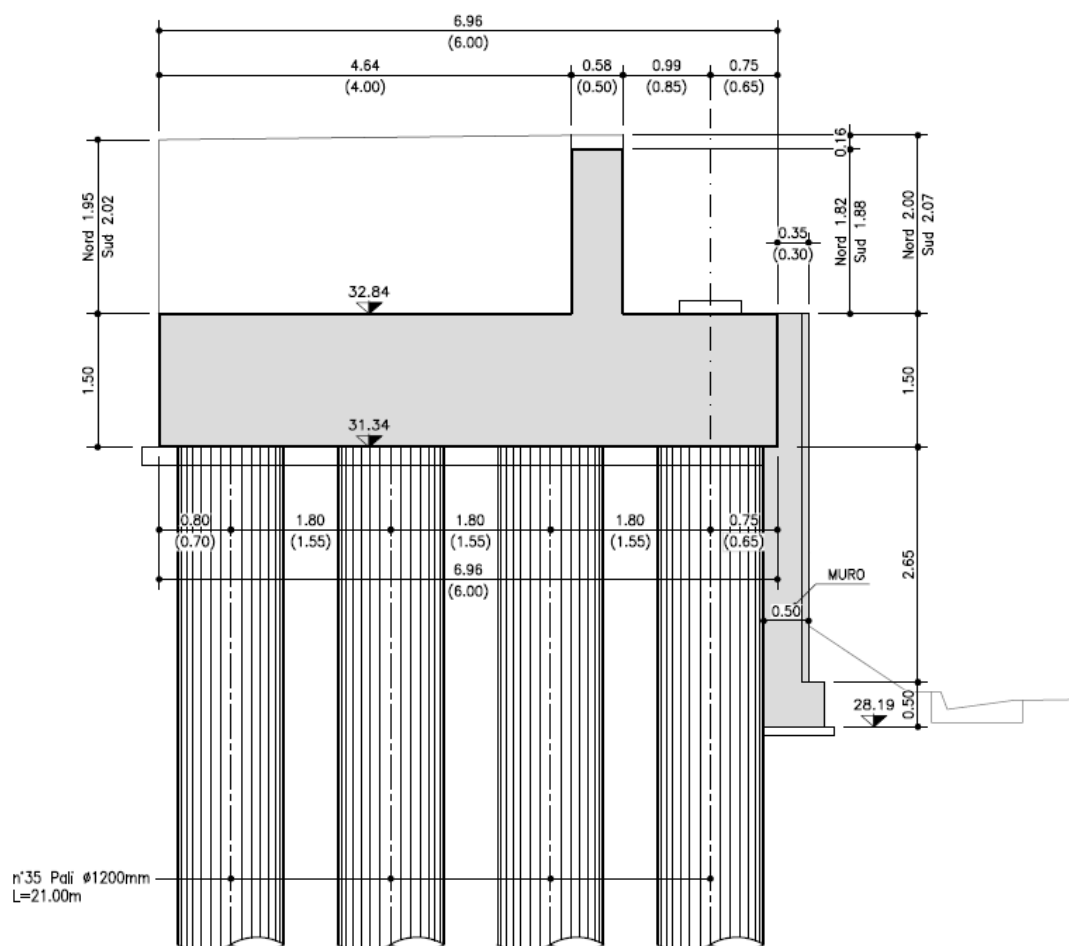


Figura 1-8 - Sezione trasversale della Spalla A

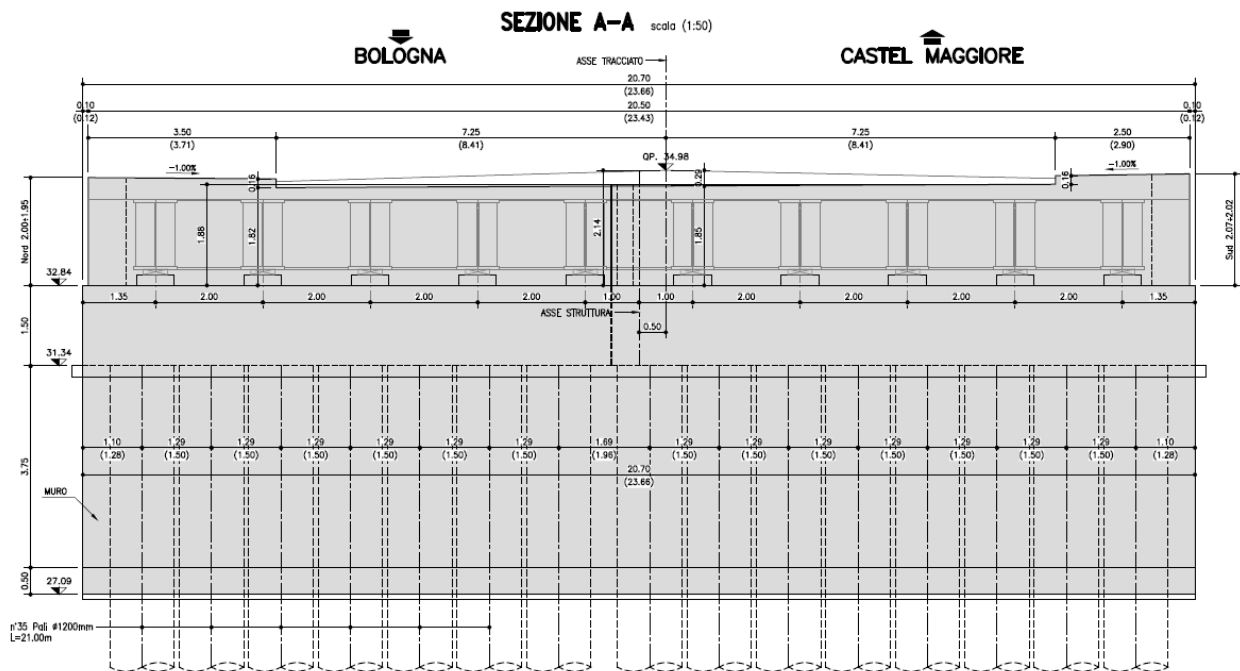


Figura 1-9 - Vista frontale della Spalla B

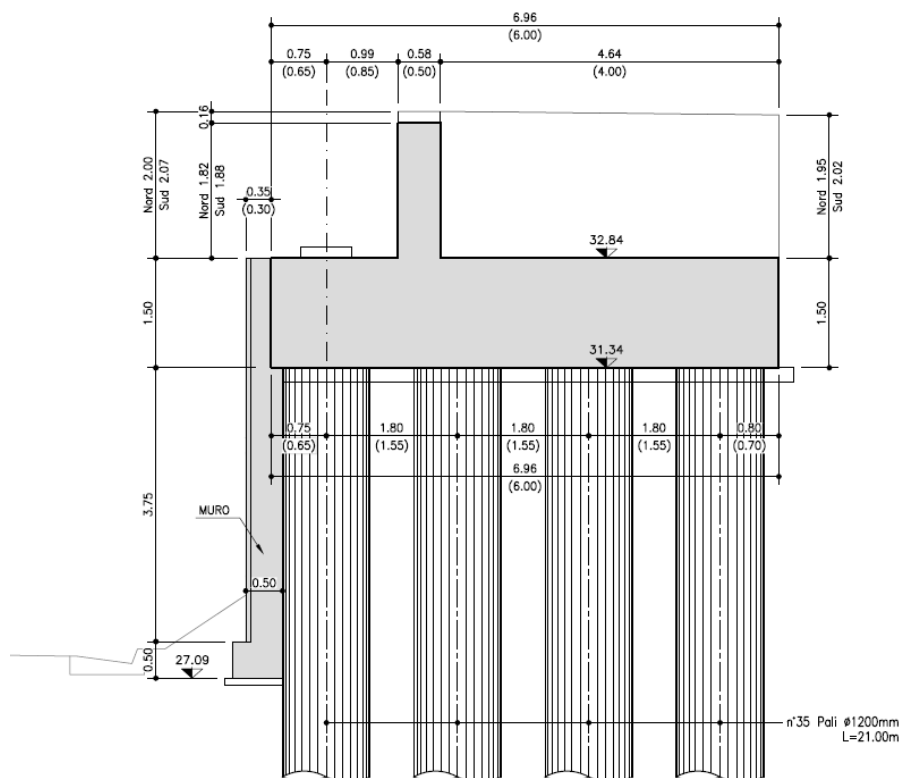


Figura 1-10 - Sezione trasversale della Spalla B

La suola di fondazione è fondata su di una palificata a 34 pali $\varnothing 1200$.

Il sostegno intermedio (pila) del viadotto è realizzato da un fusto in c.a. avente sezione rettangolare 22.80 x 0.80 m e altezza 5.70m, che spicca da un plinto di fondazione, di spessore pari a 1.00 m e dimensioni planimetriche 3.75 x 24.50 m, fondato su 90 micropali \varnothing 200 mm

Gli schemi seguenti riportano la configurazione tipo delle pile.

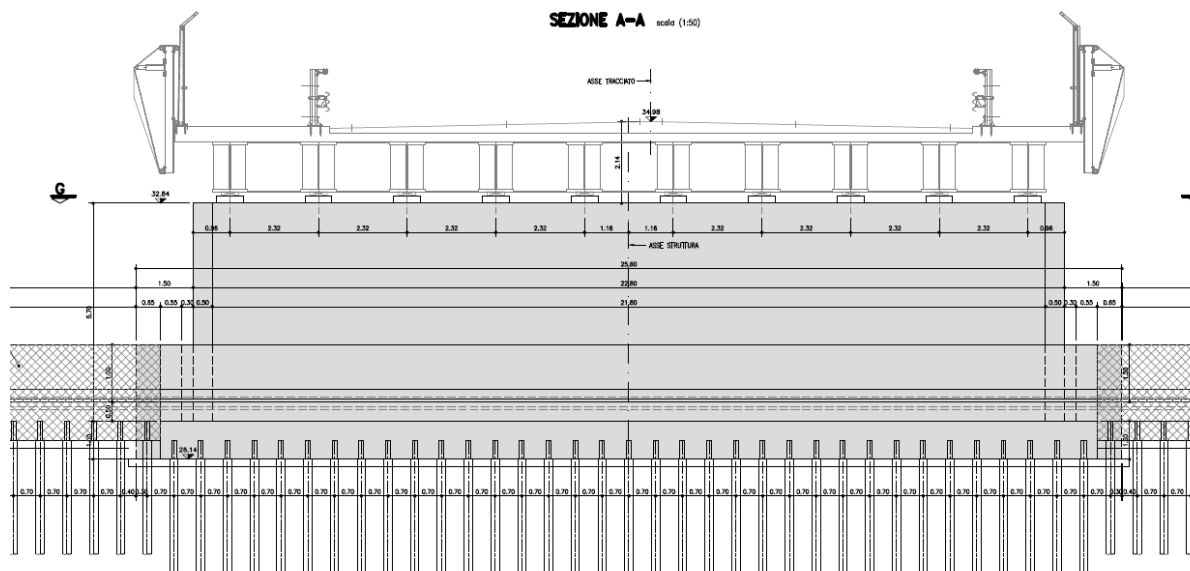


Figura 1-11 - Vista frontale della pila

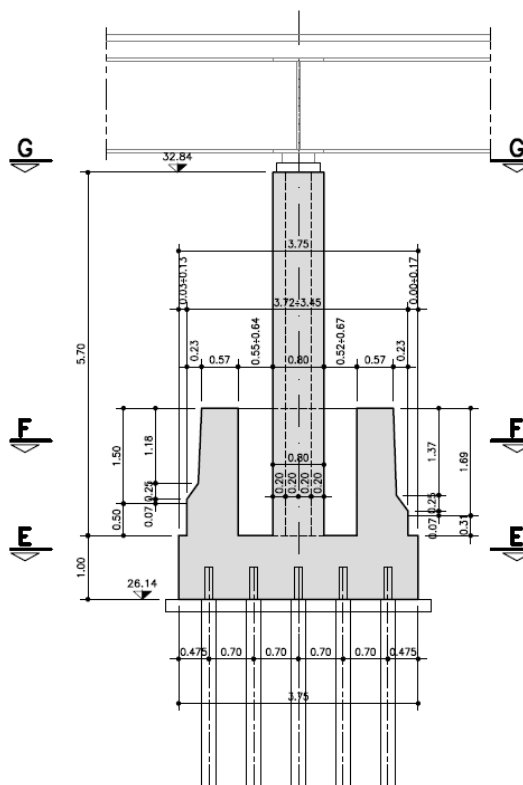


Figura 1-12 - Sezione trasversale della pila

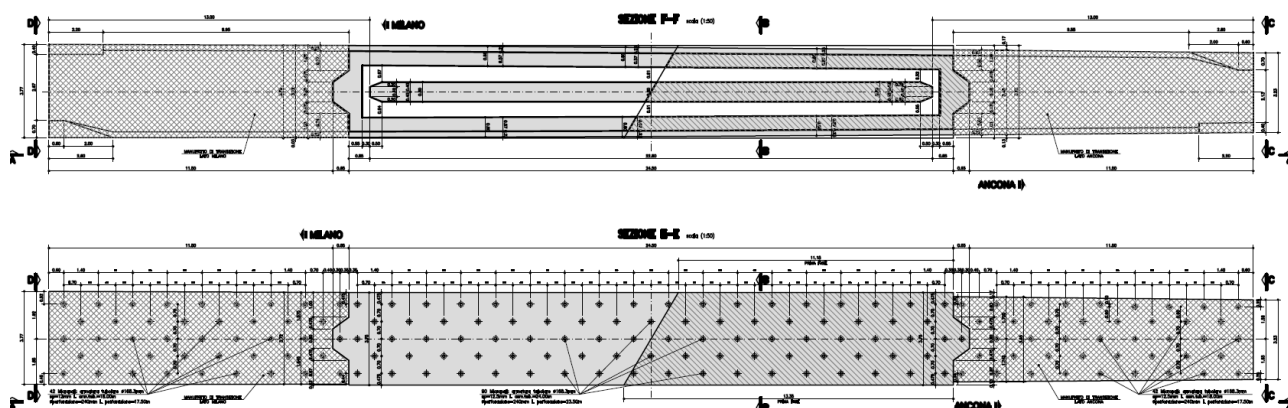
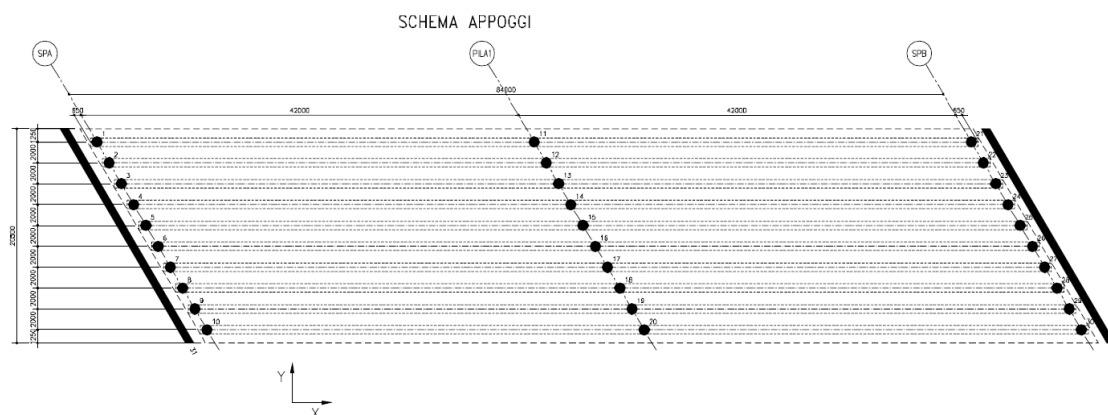


Figura 1-13 - Pianta fondazioni della pila

1.1.4 Sistema di vincolo

Il sistema di vincolo si basa sull'utilizzo di apparecchiature elastomeriche ad alto smorzamento.

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



ISOLATORE ELASTOMERICO AD ALTA DISSIPAZIONE

Spalle A-B

Øisolatore	=	450	mm	(indicativo)
Hisolatore	=	275	mm	(indicativo)
Piastra ancoraggio		500x500	mm	(indicativo)

Pila

Øisolatore	=	550	mm	(indicativo)
Hisolatore	=	267	mm	(indicativo)
Piastra ancoraggio		600x600	mm	(indicativo)

CARATTERISTICHE DISPOSITIVI

Sostegno	Pos.	Tipologia	Kh (kN/mm)	α (%)
SP A-B	1+10 - 21+30	Isolatore elastomerico ad alta dissipazione HDRB/H	1.68	16%
Pila	11+20	Isolatore elastomerico ad alta dissipazione HDRB/H	2.49	16%

La tabella seguente riporta la tipologia di dispositivo, ed il codice identificativo dell'apparecchiatura adottata.

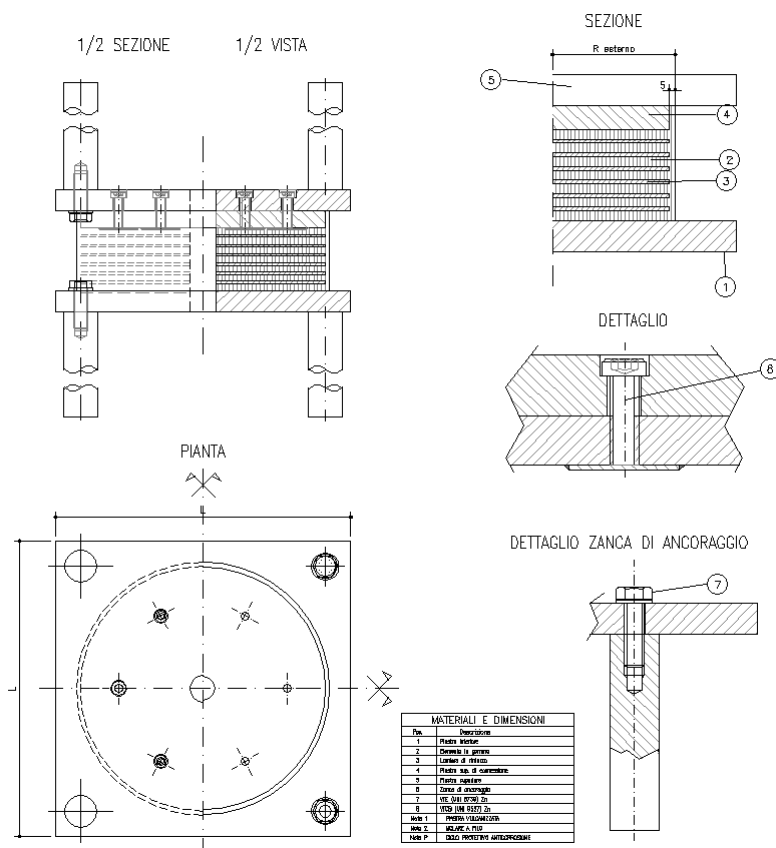
Sostegno	Posizione	Tipo
Spalla A	1 – 10	HDRB / H Ø450x275 ⁽¹⁾
Pila	11 – 20	HDRB / H Ø550x267 ⁽²⁾
Spalla B	21 – 30	HDRB / H Ø450x275 ⁽¹⁾

Legenda:

HDRB⁽¹⁾ isolatore elastomerico ad alto smorzamento ($\xi = 16\%$); $k_h = 1.68 \cdot 10^6$ N/m

HDRB⁽²⁾ isolatore elastomerico ad alto smorzamento ($\xi = 16\%$); $k_h = 2.49 \cdot 10^6$ N/m

ISOLATORE ELASTOMERICO AD ALTA DISSIPAZIONE



1.2 MODALITÀ REALIZZATIVE

La presenza dell'attuale opera da sostituire e la necessità di mantenere attivo il traffico veicolare senza interruzioni rende necessaria una fasizzazione della realizzazione della nuova opera:

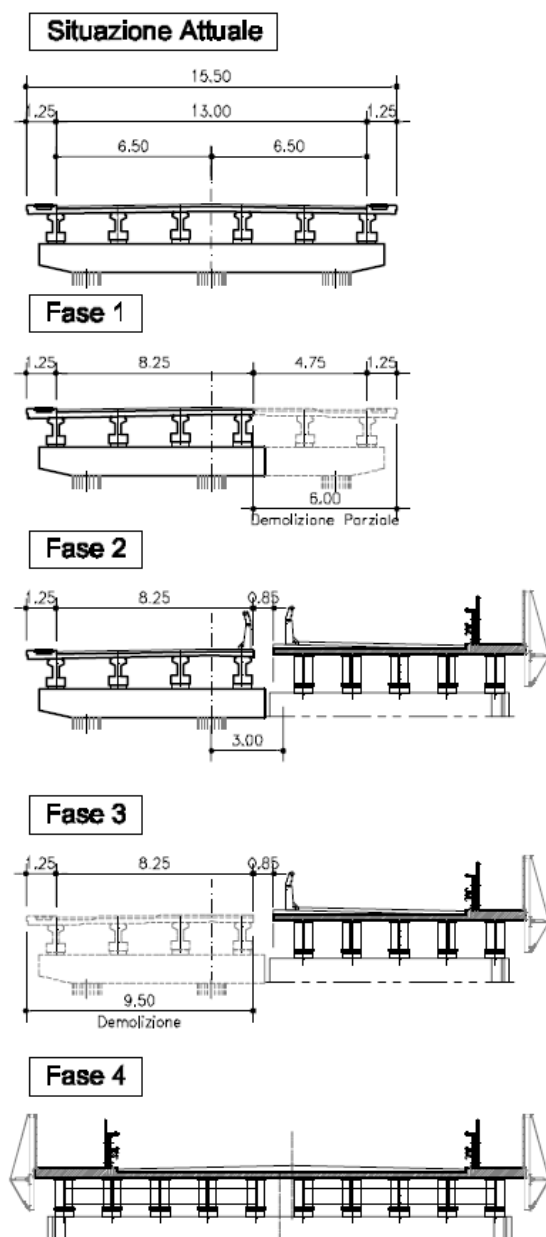
- Restringimento della carreggiata sull'impianto esistente;
- Demolizione parziale dell'opera esistente per una fascia di impalcato di circa 6m di larghezza;
- Realizzazione e completamento di parte del nuovo impianto (per una larghezza di impalcato pari a 10.50 m) in affiancamento all'opera esistente;
- Deviazione del traffico veicolare dal vecchio al nuovo impianto;
- Demolizione dell'opera esistente;
- Completamento della nuova opera.

La costruzione delle due parti del cavalcavia si articola nelle seguenti fasi:

- Realizzazione delle nuove fondazioni e delle elevazioni delle spalle;
- Assemblaggio e montaggio a piè d'opera dei singoli conci di impalcato in macroconci
- Montaggio in opera delle travi, a coppie, mediante sollevamento da terra (*)
- Posizionamento delle predalle e getto della soletta d'impalcato;
- Completamento della sovrastruttura mediante posa delle finiture d'impalcato.

(*) il montaggio potrà avvenire “In avanzamento”, partendo indicativamente da una delle spalle.

FASI ESECUTIVE PILA



FASI ESECUTIVE SPALLE

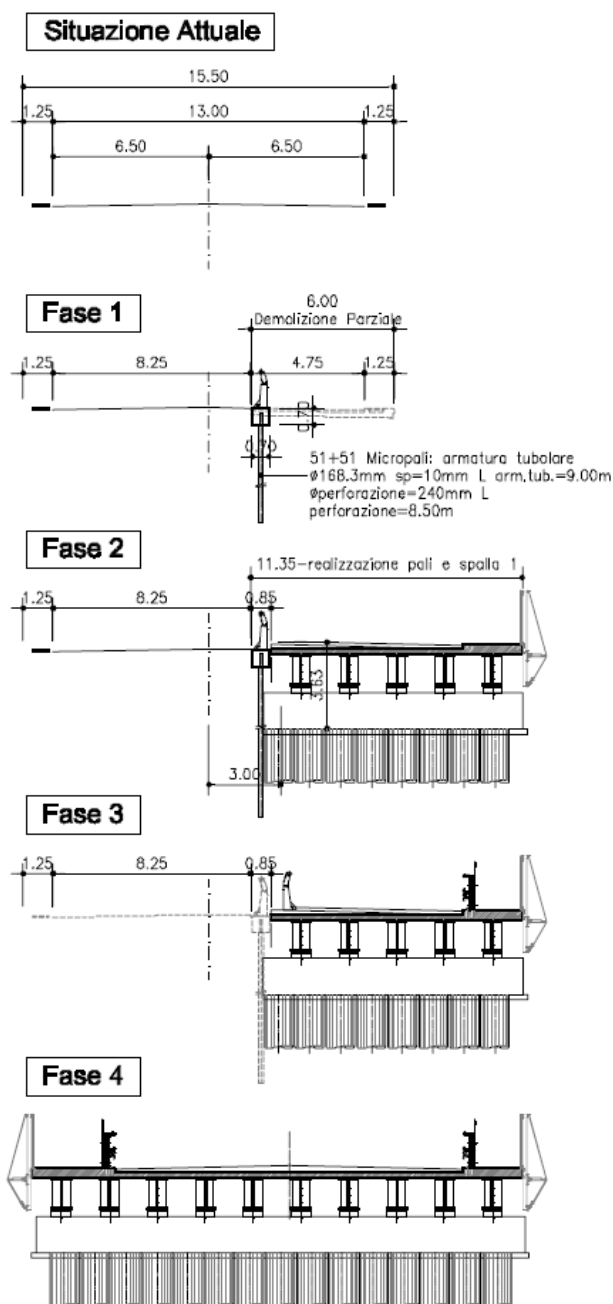


Figura 1-14 - Fasi di costruzione

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:

- [1]. D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3]. D.M. 31 luglio 2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici
- [4]. UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- [5]. UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- [6]. UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- [7]. UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [8]. UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- [9]. UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- [10]. UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- [11]. UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- [12]. UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- [13]. UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [14]. UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- [15]. UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- [16]. UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- [17]. UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- [18]. UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- [19]. UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.
- [20]. EOTA Technical Report TR029 (september 2010)

1.4 CONTESTUALIZZAZIONE DELL'OPERA

1.4.1 Condizioni ambientali

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$$T_{\min} = -12 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$RH = 80 \%$$

1.4.2 Classi di esposizione

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

soletta:	XF4
baggioli:	XF4
plinto di fondazione:	XC2
pali di fondazione:	XC2
elevazioni pile/spalle:	XC4
pulvini:	XC4

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 del 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 cautelativamente ai seguenti criteri (EN 1991-2, EN 1993-2):

categoria traffico:	1 (asse viario con alta intensità di pesante)	EN 1991-2 4.6.1.(3)
N_{obs} :	$2.0 \cdot 10^6$	
Composizione traffico:	Medium Distance	
vita di progetto:	$t_{\text{id}} = 100$ anni	
approccio:	safe life (γ_M) 1.35	

1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI

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

1.5.1 Tensioni limite e proprietà di riferimento

Carpenteria metallica

Tipo e grado (*)			
S355	JO	J3	t <= 20 mm
S355	J2	G3	20 < t ≤ 40 mm
S355	K2	G3	40 < t ≤ 65 mm
S355	JO		el. non saldati, profili, piastre
Tensioni di riferimento (f _y)			
t <= 40 mm	355.00 Mpa		
t > 40 mm	335.00 Mpa		
riferimenti:			
	NTC 08 tab. 11.3.IX		
	EN 10025-1		
	EN 10025-2		
Caratteristiche			
E _s	210000.00 Modulo di Young		
ν	0.30 Coefficiente di Poisson		
G _s	80769.00 Mod. el. Tangenziale		

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.IX
EN 1993-1-10 2.3.2(1)
EN 10025-1
EN 10025-2

(*) Valutazione grado acciaio secondo EN 1993-1-10 tab. 2.1

Ipotesi:

$$\Delta T_r, \Delta T_{\sigma}, \Delta T_r, \Delta T_{\sigma}, \Delta T_{\sigma f} = 0$$

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

$$\sigma_{Ed} = 0.75 f_y(t)$$

Connettori a piolo (tipo Nelson)

Tipo e grado		
S235	J2	G3
Tensioni di riferimento		
f_{yk}	350.00 Mpa	Snervamento
f_u	450.00 Mpa	rottura a trazione

riferimenti:

EN 13918

Giunzioni bullonate

Tipo e classe	
viti	cl. 10.9
Dadi	cl. 8
Rosette	Acc. C50
cl. Sup.	B
Tensioni di riferimento	
f_{yb}	900 MPa Snervamento
f_{ub}	1000 MPa rottura a trazione

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.XIII
EN 1993-1-8 3.1.1(3)
EN 14399
EN 1090-2

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.

Acciaio in barre per c.a.

tipo	B450C	
f_{yk}	450.00 Mpa	snervamento
f_{tk}	540.00 Mpa	rottura a trazione
E_s	210000.00 Mpa	modulo di Young

riferimenti:

NTC-08 cap. 11.3
EN 1992-1-1 cap. 3.2 + ann. C
EN 1994-2 cap. 3.2(2)

Calcestruzzo

TABELLA MATERIALI :

CALCESTRUZZO :

Secondo EN206 – CNR UNI 11104

PALI:

- Classe C28/35 MPa
- Classe di esposizione XC2

MAGRO DI FONDAZIONE:

- Classe C12/15 MPa

FONDAZIONI SPALLE E PILE:

- Classe di resistenza C28/35 MPa
- Classe di esposizione XC2

ELEVAZIONI SPALLE:

- Classe di resistenza C32/40 MPa
- Classe di esposizione XC4

ELEVAZIONI PILE E PULVINI:

- Classe di resistenza C32/40 MPa
- Classe di esposizione XC4

SOLETTA IN C.A. E CORDOLI E BAGGIOLI:

- Classe di resistenza C35/45 MPa
- Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO:

Coprif. Nomin.* per fondazioni:

Superfici casserate Cnom.=35.0mm

Superfici a contatto con magro di fondazione Cnom.=40.0mm

Coprif. Nomin.* per elevazioni: Cnom.=40.0mm

Coprif. Nomin.* per solette e cordoli: Cnom.=35.0mm

Coprif. Nomin.* per pali: Cnom.=70.0mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

ACCIAIO PER C.A.:

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C $f_{yk} \geq 450$ MPa
 $f_{tk} \geq 540$ MPa

N.B. MATERIALI CONFORMI ALLE NORME:

UNI EN 206-1: 2006

UNI EN 11104: 2004

UNI EN ISO 15630: 2004

PER QUANTO NON SPECIFICATO, IN PARTICOLARE RELATIVAMENTE ALLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, ALLE SPECIFICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI ED AI CONTROLLI DA ESEGUIRE, SI DOVRA' FARE RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D'APPALTO.

1.5.2 Classe di esecuzione

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

1.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ff}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
EN 1993-2
EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
NTC 08 cap. 4.3.3
EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
NTC 08 cap. 4.3.3

Si precisa che le unioni bullonate saranno di norma di categoria “B” (slip resistant at serviceability).

1.6 SOFTWARE DI CALCOLO

1.6.1 Codici utilizzati

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. 15.2)**", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma Windows NT. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in acciaio ed acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-18.

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.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

“**RC-SEC**” sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

"VCASLU" – ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "Microsoft® Office Excel 2013".

1.6.2 Validazione dei programmi di calcolo

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

I codici di calcolo commerciali Lusas e PontiEC4 sono dotati di Verification Manual, ovvero della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (v. § 11).

1.7 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

2 ANALISI STRUTTURALI

2.1 ANALISI GLOBALE DEL MANUFATTO

Il calcolo delle sollecitazioni finalizzato all'esame della statica globale viene effettuato mediante una modellazione FEM comprendente la struttura composta e le sottostrutture.

Il grado di vincolo con le sottostrutture (pile e spalle) viene modellato mediante opportuni elementi in grado di restituire l'effettivo stato di vincolo locale.

Le spalle vengono analizzate separatamente, e pertanto non vengono ricomprese nella modellazione. In questo caso, alle estremità, l'impalcato verrà opportunamente rigidamente vincolato a terra, interponendo gli effettivi gradi di vincolo introdotti dai dispositivi. Le sollecitazioni rilevate sul vincolo verranno successivamente utilizzate per studiare la spalla, intesa come elemento a sé stante. I sostegni intermedi (pile) vengono vincolati a terra mediante vincoli rigidi.

2.2 ANALISI DELLA STRUTTURA COMPOSTA

2.2.1 Fasi di analisi

Per l'analisi globale della sovrastruttura si ricorre ad un modello agli elementi finiti. La travata continua viene modellata mediante elementi di tipo “thick beam” come un grigliato di travi e traversi, collegati alle sottostrutture 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 riassume, 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	$G_{k1'}$	trave metallica
	peso proprio coppelle	$G_{k1''}$	
	peso proprio getto soletta in c.a.	$G_{k1'''}$	
2a	carichi permanenti portati	G_{k2}	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2a}$)
2b	ritiro	$G_{sh,k}$	trave metallica con soletta
	cedimenti vincolari	$G_{settl,k}$	in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2b}$)
3	Variazioni termiche uniformi	$T_{k,N}$	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)
	Variazioni termiche lineari	$T_{k,M}$	
	Azione del vento	$F_{w,k}$	
	Carchi mobili gr. i (*)	Q_k	
(*) 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:

- fase 2a: si considerano i soli carichi permanenti;
- 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.

2.2.2 Coefficienti di omogeneizzazione

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

n_0 coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata;

n_L coefficiente di omogeneizzazione per carichi di lunga durata.

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

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

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

dove:

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

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

ϕ_t = coefficiente di viscosità

dove:

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

$\psi_L = 1.50$ per le deformazioni imposte

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

Avendo assunto:

$t_0 = 1$ g per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione dei n_L riferiti al ritiro e ai cedimenti

$t_0 = 30$ g per il calcolo del ϕ_t finalizzato alla valutazione di n_L riferito ai carichi permanenti

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

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

α_1	0.866			B.8c
α_2	0.960			B.8c
α_3	0.902			B.8c
α	0			B.9
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4
β_h	1353.29			B.8a / B.8b
ϕ_{RH}	1.169			B.3a / B.3b
	t_{01}	t_{02}	t_{03}	
t_{0i}	30	1	50	
$t_{0i, mod}$	30	1	50	B.5
$\beta(t_0)$	0.482	0.909	0.437	B.2
ϕ_0	1.444	2.723	1.310	B.2
$\phi(t_0, t_\infty)$	1.422	2.681	1.290	B.1

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

Coefficienti di omogeneizzazione			
	mE	mG	$E_{cm(t)}$
n_1	0.00	0.00	0.00
n_{2a}	15.80	14.59	13289.88 per calcolo effetto sovr. perm. $\Psi 1$ 1.10
n_{2b}	15.25	14.08	13769.61 per calcolo effetto ritiro $\Psi 2$ 0.55
n_{2c}	18.09	28.57	11611.28 per calcolo effetto ced. differenziali $\Psi 3$ 1.50
n_3	6.16	5.69	34077.15

dove:

$n_1 = \infty$ assunto in fase 1, ossia per la fase di montaggio in cui la soletta in calcestruzzo non è collaborante, e per ragioni puramente numeriche lo si considera nullo;

$n_{L 2a}$ assunto in fase 2a, per i pesi permanenti;

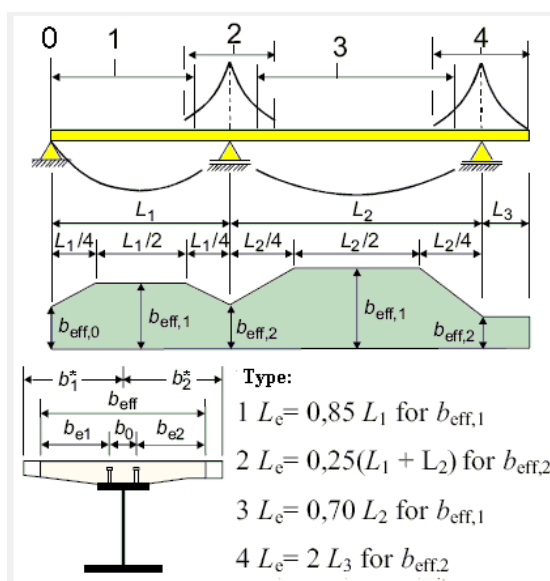
$n_{r 2b}$ assunto in fase 2b, per l'azione di ritiro;

$n_{r 2b}$ assunto in fase 2b, per i cedimenti vincolari;

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

2.2.3 Larghezze di soletta collaboranti

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni, nell'analisi strutturale, si considera per semplicità una larghezza collaborante costante lungo lo sviluppo dell'impalcato, pari rispettivamente a:



Le luci efficaci “Le” afferenti alle varie zone vengono valutate sulla base dello schema di seguito richiamato.

		Concio A	Concio B	Concio C	Concio D
Trave di bordo	Bcoll [mm]	2250	2250	2250	2250
Trave centrale	Bcoll [mm]	2000	2000	2000	2000

Ai fini delle verifiche delle sezioni, si valutano le effettive larghezze collaboranti con le travi longitudinali e rispettivamente con la soletta, secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 al punto 5.4.1.2 + NAD.

2.2.3.1 Larghezze collaboranti con le travi longitudinali

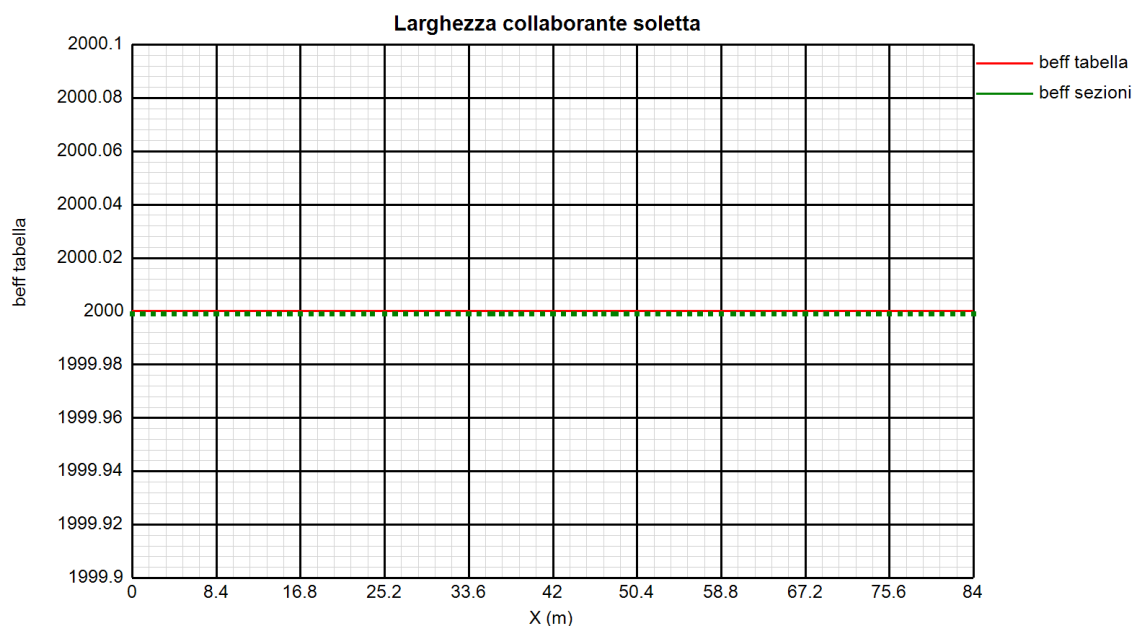
In tabella si riassumono i parametri di calcolo delle larghezze collaboranti alle travi longitudinali, valutate lungo lo sviluppo dell'impalcato.

Per semplicità si è assunta una larghezza lorda costante, pari a quella corrente lungo l'impalcato, trascurando l'ampliamento in larghezza della parte terminale.

Trave di bordo

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	beff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1	beta2
84	1 000	1 000	600	0	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000
73.5	1 000	1 000	600	1	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000
52.5	1 000	1 000	600	1	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000
42	1 000	1 000	600	2	2 000	21.00	700	700	1.000	1.000
31.5	1 000	1 000	600	1	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000
10.5	1 000	1 000	600	1	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000
0	1 000	1 000	600	0	2 000	35.70	700	700	1.000	1.000

Di seguito l'andamento della larghezza collaborante di ciascuna trave, in forma grafica.



2.2.4 Caratteristiche delle travi metalliche

2.2.4.1 Travi principali

L'impalcato risulta suddiviso in 5 tipologie di conci che si differenziano per i differenti spessori delle lamiere componenti la sezione, selezionate in funzione del relativo impegno statico.

La tabella seguente restituisce la lunghezza dei vari conci, unitamente all'ubicazione lungo la campata.

Scansione conci

L_{tot}	84.00 m	
Concio A	12.00 m	testa pila
Concio B	12.00 m	intermedio (lato pila)
Concio C	12.50 m	intermedio (campate di riva)
Concio D	12.15 m	terminale (campate di riva)

L'altezza delle travi è costante lungo lo sviluppo dell'opera e pari a 1.3m.

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

		concioA	concioB	concioC	concioD
Sezione metallica	h_{tot}	1 300	1 300	1 300	1 300
	b_{bot}	800	800	800	800
	t_{bot}	80	40	50	40
	b_{top}	800	800	800	800
	t_{top}	80	40	50	40
	h_{web}	1 140	1 220	1 200	1 220
	t_{web}	24	20	18	20

La sezione resistente si completa con l'armatura longitudinale disposta al lembo inferiore e superiore della soletta, per la quale si prevedono i quantitativi indicati in tabella

		concioA	concioB	concioC	concioD
Soletta	h_{cls}	250	250	250	250
	h_{cop}	4	4	4	4
	t_{sol}	246	246	246	246
	b_{reale}	20 500	20 500	20 500	20 500
	b_{eff}	20 500	20 500	20 500	20 500
Armatura	ϕ_{sup}	20	20	20	20
	$passo_{sup}$	200	200	200	200
	c_{sup}	57	57	57	57
	ϕ_{inf}	20	20	20	20
	$passo_{inf}$	200	200	200	200
	c_{inf}	22	22	22	22

b_i larghezza piattabanda superiore

t_i spessore piattabanda superiore

b_s larghezza piattabande superiori

t_s spessore piattabande superiori

h_{web} altezza anime

t_{web} spessore anime

2.2.4.2 Traversi

Per i traversi di pila e di spalla si considerano le grandezze caratteristiche di seguito riepilogate.

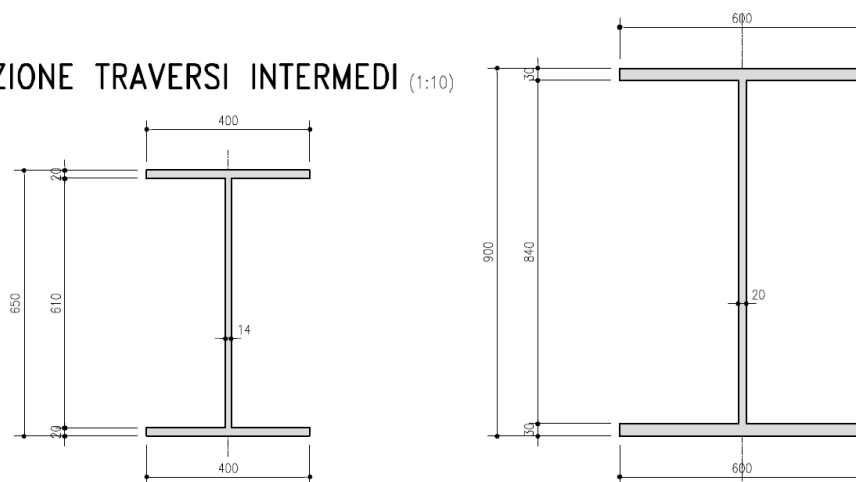
	TRAVERSO appoggio
h_{tot}	900
b_{bot}	600
t_{bot}	30
b_{top}	600
t_{top}	30
h_{web}	840
t_{web}	20

I traversi intermedi, posti ad interasse longitudinale pari a 8.4 m, vengono realizzati con profilo ad “I” con caratteristiche di seguito riportate:

	TRAVERSO intermedio
h_{tot}	650
b_{bot}	400
t_{bot}	20
b_{top}	400
t_{top}	20
h_{web}	610
t_{web}	14

SEZIONE TRAVERSI SUGLI APPOGGI (1:10)

SEZIONE TRAVERSI INTERMEDI (1:10)



2.2.4.3 Riepilogo proprietà geometrico-statiche travi

Le proprietà geometrico-statiche delle sezioni di impalcato vengono valutate dal programma di verifica PontiEC4 ed implementate automaticamente nel database del sistema ad Elementi Finiti. Per ciascuna sezione, tali dati sono raccolti nelle seguenti tabelle:

- tab. I: riepilogo delle caratteristiche dimensionali e generali e degli stiffeners (se previsti)
- tab. II: valutazione delle proprietà di base della porzione in acciaio, calcestruzzo e armatura
- tab. III: valutazione delle caratteristiche omogeneizzate nelle fasi di studio

Tutti i dati indicati sono espressi in mm e sono riferiti alla trave metallica singola, con relativa porzione di soletta collaborante.

Per i dati relativi a ciascuna riga, si rimanda alla legenda ed alla figura riportate di seguito.

	Legenda	
A	Area sezione	
z_G	Distanza baricentro da intradosso	
J_y	Inerzia verticale	
J_z	Inerzia orizzontale	
$W_{y,0}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. inferiore	
$W_{y,1}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. inferiore	
$W_{y,3}$	Modulo resistenza lembo inf. piatt. superiore	
$W_{y,4}$	Modulo resistenza lembo sup. piatt. superiore	
$W_{y,5}$	Modulo resistenza lembo inferiore soletta in c.a.	
$W_{y,6}$	Modulo resistenza layer inferiore armatura	
$W_{y,7}$	Modulo resistenza layer superiore armatura	
$W_{y,8}$	Modulo resistenza lembo superiore soletta in c.a.	
$S_{y,1}$	Momento statico attacco anima/piatt. inferiore	
$S_{y,2}$	Momento statico rispetto baricentro	
$S_{y,3}$	Momento statico attacco anima/piatt. superiore	
$S_{y,4}$	Momento statico interfaccia trave/soletta	
e	Eccentricità tra baricentro globale e linea d'azione N	

Di seguito si riportano le caratteristiche delle sezioni utilizzate per la modellazione

Si evidenzia che l'inerzia trasversale J_{yy} viene valutata considerando l'inerzia complessiva dell'impalcato in direzione trasversale, ripartita sulle due travi che compongono il grigliato.

Per l'inerzia delle travi dei traversi (che non entra praticamente in gioco nell'analisi) si è fatto riferimento all'inerzia trasversale reale dell'elemento.

Concio A

Calcolo caratteristiche geometrico statiche sezione composta

Concio tipo

concioA

tab. I - dati generali

Ia: Lamiere		Ib: Soletta		Ic: Armatura		Ie: Coeff. omogeneizzazione	
h_s	1300	h_{cls}	250	ϕ_{sup}	20	n	nG
b_{inf}	800	h_{cop}	4	$passo_{sup}$	200	f_1	0.00 0.00
t_{inf}	80	t_{sol}	246	$n_{b, sup}$	102.5	f_2a	15.80 14.59
b_{sup}	800	b_{reale}	20500	c_{sup}	57.0	f_2b	15.25 14.08
t_{sup}	80	b_{eff}	20500	ϕ_{inf}	20	f_2c	18.09 28.57
h_{web}	1140	b_{racc}	0.00	$passo_{inf}$	200	f_3	6.16 5.69
t_{web}	24			$n_{b, inf}$	102.5		
$f_{y, sup}$	335	c_{sup}	0.838	c_{inf}	22.0		
$f_{y, web}$	355	c_{web}	0.814		0.0		
$f_{y, inf}$	355	c_{inf}	0.814				

tab. II: Caratteristiche statiche di ciascun contributo

	A_i	y_{gi}	J_{xxi}	J_{yyi}	Interasse trasversale anime	
P_{inf}	64000.00	40.00	2.38E+10	3.41E+09	bt	10250
P_{sup}	64000.00	1260.00	2.38E+10	3.41E+09		
Web	27360.00	650.00	2.96E+09	1.31E+06		
Acciaio	1.55E+05	6.50E+02	5.07E+10	6.83E+09		
Soletta	5.04E+06	1.427E+03	2.54E+10	2.43E+14		
Armatura	6.44E+04	1.41E+03	3.48E+08	3.10E+12		
Racc. cop.	0.00E+00	1.30E+03	0.00E+00	0.00E+00		

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo concioA

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
A	1.554E+05	5.389E+05	5.504E+05	4.986E+05	1.038E+06	2.198E+05
y_g	650.00	1200.91	1205.64	1182.63	1309.63	872.58
J_{xx}	5.07E+10	1.19E+11	1.20E+11	1.16E+11	1.346E+11	7.727E+10
J_{yy}	6.83E+09	2.05E+13	2.11E+13	1.84E+13	4.65E+13	4.33E+13
A_{sy}	1.55E+08	5.39E+08	5.50E+08	4.99E+08	1.04E+09	2.20E+08
A_{sz}	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04	3.12E+04
k_t	2.78E+08	7.60E+09	7.86E+09	4.02E+09	1.90E+10	1.90E+10
W_{xxcls}		3.41E+08	3.47E+08	3.17E+08	5.60E+08	
$W_{xxreinf}$		5.70E+08	5.86E+08	5.13E+08	1.35E+09	1.44E+08
W_{xx5}	7.794E+07	1.200E+09	1.267E+09	9.922E+08	-1.398E+10	1.808E+08
W_{xx4}	8.89E+07	6.23E+09	8.32E+09	3.12E+09	-1.50E+09	2.22E+08
W_{xx2}	-8.89E+07	-1.06E+08	-1.06E+08	-1.06E+08	-1.10E+08	-9.75E+07
W_{xx1}	-7.79E+07	-9.90E+07	-9.91E+07	-9.85E+07	-1.03E+08	-8.86E+07
S_{xx5}		8.56E+07	8.63E+07	8.27E+07	1.02E+08	3.46E+07
S_{xx4}	3.90E+07	8.94E+07	8.98E+07	8.77E+07	9.93E+07	5.94E+07
$S_{xx3 \text{ reale}}$	4.29E+07	8.94E+07	8.98E+07	8.77E+07	9.94E+07	6.08E+07
S_{xx2}	3.90E+07	7.43E+07	7.46E+07	7.31E+07	8.13E+07	5.33E+07
S_{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	775.00	224.09	219.36	242.37	115.37	552.42

Eccentricità "di montaggio":

Per tenere in conto la fessurazione delle travi composte è possibile utilizzare due metodi (NTC-18 §4.3.2.2.1). Il primo di questi consiste nell'effettuare una prima analisi “non fessurata” in cui l'inerzia omogeneizzata di tutte le travi è pari a quella della sezione interamente reagente, EJ_1 . Individuate, alla conclusione dell'analisi, le sezioni soggette a momento flettente negativo, nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione, si esegue una seconda analisi “fessurata”. In tale analisi la rigidezza EJ_1 è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente positivo, mentre la rigidezza fessurata ottenuta trascurando il calcestruzzo teso, EJ_2 , è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente negativo. La nuova distribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni interne è utilizzata per le verifiche agli stati limite di servizio ed ultimo.

In accordo con questo metodo, è stata condotta l'analisi lineare elastica globale “non fessurata” che ha evidenziato la necessità di adottare le caratteristiche geometriche “cracked” per il concio A (fase 2a-2b-3a-3b) essendo soggetto a tensioni di trazione in soletta superiori al limite di resistenza del calcestruzzo a trazione.

Concio B

Calcolo caratteristiche geometrico statiche sezione composta

Concio tipo

concioB

tab. I - dati generali

Ia: Lamiere		Ib: Soletta		Ic: Armatura		Ie: Coeff. omogeneizzazione		
h_s	1300	h_{cls}	250	ϕ_{sup}	20	n	nG	
b_{inf}	800	h_{cop}	4	$passo_{sup}$	200	f_1	0.00	0.00
t_{inf}	40	t_{sol}	246	$n_{b, sup}$	11.3	f_2a	15.80	14.59
b_{sup}	800	d_{reale}	2250.00	C_{sup}	57.0	f_2b	15.25	14.08
t_{sup}	40	d_{eff}	2250.00	ϕ_{inf}	20	f_2c	18.09	28.57
h_{web}	1220	d_{racc}	0.00	$passo_{inf}$	200	f_3	6.16	5.69
t_{web}	20			$n_{b, inf}$	11.3			
$f_{y, sup}$	355	ϵ_{sup}	0.814	C_{inf}	22.0			
$f_{y, web}$	355	ϵ_{web}	0.814		0.0			
$f_{y, inf}$	355	ϵ_{inf}	0.814					

tab. II: Caratteristiche statiche di ciascun contributo

	A_i	y_{gi}	J_{xxi}	J_{yyi}
P_{inf}	32000.00	20.00	1.27E+10	1.71E+09
P_{sup}	32000.00	1280.00	1.27E+10	1.71E+09
Web	24400.00	650.00	3.03E+09	8.13E+05
Acciaio	8.84E+04	6.50E+02	2.84E+10	3.41E+09
Soletta	5.54E+05	1.427E+03	2.79E+09	3.21E+11
Armatura	7.07E+03	1.41E+03	3.82E+07	4.10E+09
Racc. cop.	0.00E+00	1.30E+03	0.00E+00	0.00E+00

Interasse trasversale anime

bt 1125

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo concioB

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked	
A	8.840E+04	1.305E+05	1.318E+05	1.261E+05	1.853E+05	9.547E+04	26
y_g	650.00	899.70	904.76	881.20	1055.63	706.23	
J_{xx}	2.84E+10	4.57E+10	4.61E+10	4.44E+10	5.675E+10	3.225E+10	
J_{yy}	3.41E+09	5.24E+11	5.30E+11	5.05E+11	7.64E+11	4.23E+11	8.09E+11
A_{sy}	8.84E+07	1.30E+08	1.32E+08	1.26E+08	1.85E+08	9.55E+07	1.21E+12
A_{sz}	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	1.01E+12
k_t	3.74E+07	8.41E+08	8.70E+08	4.48E+08	2.10E+09	2.10E+09	
W_{xxcls}		7.03E+07	7.14E+07	6.65E+07	1.15E+08		
$W_{xxreinf}$		8.97E+07	9.13E+07	8.41E+07	1.60E+08	4.59E+07	
W_{xx5}	4.375E+07	1.143E+08	1.166E+08	1.061E+08	2.322E+08	5.431E+07	
W_{xx4}	4.66E+07	1.27E+08	1.30E+08	1.17E+08	2.78E+08	5.82E+07	
W_{xx2}	-4.66E+07	-5.32E+07	-5.33E+07	-5.28E+07	-5.59E+07	-4.84E+07	
W_{xx1}	-4.37E+07	-5.08E+07	-5.09E+07	-5.04E+07	-5.38E+07	-4.57E+07	
S_{xx5}		2.21E+07	2.25E+07	2.04E+07	3.59E+07	4.97E+06	
S_{xx4}	2.02E+07	3.42E+07	3.45E+07	3.32E+07	4.30E+07	2.33E+07	
$S_{xx3 \text{ reale}}$	2.39E+07	3.55E+07	3.58E+07	3.46E+07	4.35E+07	2.64E+07	
S_{xx2}	2.02E+07	2.82E+07	2.83E+07	2.76E+07	3.31E+07	2.20E+07	
S_{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	
e	650.00	400.30	395.24	418.80	244.37	593.77	Eccentricità "di montaggio":

Concio C

Calcolo caratteristiche geometrico statiche sezione composta

Concio tipo

concioC

tab. I - dati generali

Ia: Lamiere		Ib: Soletta		Ic: Armatura		Ie: Coeff. omogeneizzazione		
h_s	1300	h_{cls}	250	ϕ_{sup}	20	n	nG	
b_{inf}	800	h_{cop}	4	$passo_{sup}$	200	f_1	0.00	0.00
t_{inf}	50	t_{sol}	246	$n_{b, sup}$	11.3	f_{2a}	15.80	14.59
b_{sup}	800	b_{reale}	2250.00	c_{sup}	57.0	f_{2b}	15.25	14.08
t_{sup}	50	b_{eff}	2250.00	ϕ_{inf}	20	f_{2c}	18.09	28.57
h_{web}	1200	b_{racc}	0.00	$passo_{inf}$	200	f_3	6.16	5.69
t_{web}	18			$n_{b, inf}$	11.3			
$f_{y, sup}$	335	ϵ_{sup}	0.838	c_{inf}	22.0			
$f_{y, web}$	355	ϵ_{web}	0.814		0.0			
$f_{y, inf}$	355	ϵ_{inf}	0.814					

tab. II: Caratteristiche statiche di ciascun contributo

	A_i	y_{gi}	J_{xxi}	J_{yyi}	Interasse trasversale anime
P_{inf}	40000.00	25.00	1.56E+10	2.13E+09	b_t 1125
P_{sup}	40000.00	1275.00	1.56E+10	2.13E+09	
Web	21600.00	650.00	2.59E+09	5.83E+05	
Acciaio	1.02E+05	6.50E+02	3.39E+10	4.27E+09	
Soletta	5.54E+05	1.427E+03	2.79E+09	3.21E+11	
Armatura	7.07E+03	1.41E+03	3.82E+07	4.10E+09	
Racc. cop.	0.00E+00	1.30E+03	0.00E+00	0.00E+00	

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo concioC

	fase 1	fase 2a	fase 2b	fase 2c	fase 3	cracked
A	1.016E+05	1.437E+05	1.450E+05	1.393E+05	1.985E+05	1.087E+05
y_g	650.00	876.77	881.57	859.29	1028.65	699.40
J_{xx}	3.39E+10	5.19E+10	5.23E+10	5.05E+10	6.419E+10	3.771E+10
J_{yy}	4.27E+09	5.75E+11	5.81E+11	5.56E+11	8.15E+11	4.74E+11
A_{sy}	1.02E+08	1.44E+08	1.45E+08	1.39E+08	1.98E+08	1.09E+08
A_{sz}	2.34E+04	2.34E+04	2.34E+04	2.34E+04	2.34E+04	2.34E+04
k_t	6.90E+07	8.72E+08	9.01E+08	4.79E+08	2.13E+09	2.13E+09
W_{xxcls}		7.71E+07	7.82E+07	7.31E+07	1.23E+08	
$W_{xxreinf}$		9.74E+07	9.91E+07	9.18E+07	1.69E+08	5.31E+07
W_{xx5}	5.209E+07	1.226E+08	1.250E+08	1.146E+08	2.366E+08	6.279E+07
W_{xx4}	5.64E+07	1.39E+08	1.42E+08	1.29E+08	2.90E+08	6.85E+07
W_{xx2}	-5.64E+07	-6.28E+07	-6.29E+07	-6.24E+07	-6.56E+07	-5.81E+07
W_{xx1}	-5.21E+07	-5.92E+07	-5.93E+07	-5.88E+07	-6.24E+07	-5.39E+07
S_{xx5}		2.30E+07	2.35E+07	2.13E+07	3.85E+07	5.02E+06
S_{xx4}	2.50E+07	3.90E+07	3.93E+07	3.79E+07	4.83E+07	2.80E+07
$S_{xx3 \text{ reale}}$	2.82E+07	4.02E+07	4.05E+07	3.93E+07	4.88E+07	3.08E+07
S_{xx2}	2.50E+07	3.41E+07	3.43E+07	3.34E+07	4.01E+07	2.70E+07
S_{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	650.00	423.23	418.43	440.71	271.35	600.60

Eccentricità "di montaggio":

Concio D

Calcolo caratteristiche geometrico statiche sezione composta

Concio tipo

concioD

tab. I - dati generali

Ia: Lamiere		Ib: Soletta		Ic: Armatura		Ie: Coeff. omogeneizzazione	
h_s	1300	h_{cls}	250	ϕ_{sup}	20	n	nG
b_{inf}	800	h_{cop}	4	$passo_{sup}$	200	f_1	0.00
t_{inf}	40	t_{sol}	246	$n_{b, sup}$	11.3	f_2a	15.80
b_{sup}	800	b_{reale}	2250.00	c_{sup}	57.0	f_2b	15.25
t_{sup}	40	b_{eff}	2250.00	ϕ_{inf}	20	f_2c	18.09
h_{web}	1220	b_{racc}	0.00	$passo_{inf}$	200	f_3	6.16
t_{web}	20			$n_{b, inf}$	11.3		5.69
$f_{y, sup}$	355	ϵ_{sup}	0.814	c_{inf}	22.0		
$f_{y, web}$	355	ϵ_{web}	0.814		0.0		
$f_{y, inf}$	355	ϵ_{inf}	0.814				

tab. II: Caratteristiche statiche di ciascun contributo

	A_i	y_{gi}	J_{xxi}	J_{yyi}	Interasse trasversale anime	
P_{inf}	32000.00	20.00	1.27E+10	1.71E+09	bt	1125
P_{sup}	32000.00	1280.00	1.27E+10	1.71E+09		
Web	24400.00	650.00	3.03E+09	8.13E+05		
Acciaio	8.84E+04	6.50E+02	2.84E+10	3.41E+09		
Soletta	5.54E+05	1.427E+03	2.79E+09	3.21E+11		
Armatura	7.07E+03	1.41E+03	3.82E+07	4.10E+09		
Racc. cop.	0.00E+00	1.30E+03	0.00E+00	0.00E+00		

tab. IV: Caratteristiche statiche sezione composta nelle varie fasi

Concio tipo concioD

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
A	8.840E+04	1.305E+05	1.318E+05	1.261E+05	1.853E+05	9.547E+04
y_g	650.00	899.70	904.76	881.20	1055.63	706.23
J_{xx}	2.84E+10	4.57E+10	4.61E+10	4.44E+10	5.675E+10	3.225E+10
J_{yy}	3.41E+09	5.24E+11	5.30E+11	5.05E+11	7.64E+11	4.23E+11
A_{sy}	8.84E+07	1.30E+08	1.32E+08	1.26E+08	1.85E+08	9.55E+07
A_{sz}	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04	2.60E+04
k_t	3.74E+07	8.41E+08	8.70E+08	4.48E+08	2.10E+09	2.10E+09
W_{xxcls}		7.03E+07	7.14E+07	6.65E+07	1.15E+08	
$W_{xxreinf}$		8.97E+07	9.13E+07	8.41E+07	1.60E+08	4.59E+07
W_{xx5}	4.375E+07	1.143E+08	1.166E+08	1.061E+08	2.322E+08	5.431E+07
W_{xx4}	4.66E+07	1.27E+08	1.30E+08	1.17E+08	2.78E+08	5.82E+07
W_{xx2}	-4.66E+07	-5.32E+07	-5.33E+07	-5.28E+07	-5.59E+07	-4.84E+07
W_{xx1}	-4.37E+07	-5.08E+07	-5.09E+07	-5.04E+07	-5.38E+07	-4.57E+07
S_{xx5}		2.21E+07	2.25E+07	2.04E+07	3.59E+07	4.97E+06
S_{xx4}	2.02E+07	3.42E+07	3.45E+07	3.32E+07	4.30E+07	2.33E+07
$S_{xx3 \text{ reale}}$	2.39E+07	3.55E+07	3.58E+07	3.46E+07	4.35E+07	2.64E+07
S_{xx2}	2.02E+07	2.82E+07	2.83E+07	2.76E+07	3.31E+07	2.20E+07
S_{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	650.00	400.30	395.24	418.80	244.37	593.77

Eccentricità "di montaggio":

2.2.4.4 Proprietà plastiche delle sezioni

Ai fini della classificazione e delle verifiche sezionali, vengono valutate le proprietà plastiche di base delle sezioni, con il tracciamento dei domini N/M rispettivamente per la sezione completa e per la sezione formata dalle sole flange in acciaio. Le proprietà vengono sistematicamente valutate per tutte le sezioni considerate nelle verifiche.

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2018).

Il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

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

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

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

Si evidenzia inoltre che:

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

Il tracciamento dei domini viene effettuato per punti, valutando di volta in volta la posizione dell'asse neutro plastico e il valore di M_{pl} sotto l'azione dell'azione assiale N incrementata da 0 (flessione semplice, positiva o negativa) fino a $\pm N_{pl}$ con incrementi pari a $N_{pl}/10$.

L'operazione viene effettuata in automatico dal programma PontiEC4 per tutte le sezioni di verifica, considerando sia la sezione completa, sia la sezione formata dalle sole flange in acciaio e calcestruzzo.

2.2.4.5 Preclassificazione delle sezioni

Sulla base dei dati scaturiti dall'analisi plastica, è possibile effettuare una prima preclassificazione delle sezioni, riferita ai singoli sotto componenti (piattabanda inferiore, superiore e anima rispettivamente).

La classificazione effettiva è dipendente dal quadro tensionale della sezione, ed in particolare dall'effetto combinato di azione assiale e momento flettente e pertanto essa sarà superata dalla classificazione effettiva, effettuata nell'ambito di ciascuna combinazione di carico in fase di verifica (riclassificazione).

La preclassificazione viene effettuata sulla base delle seguenti caratteristiche di sollecitazione, pensate agenti separatamente:

azione assiale di compressione

momento flettente positivo (soletta tesa)

momento flettente negativo (soletta compressa).

Si seguono i criteri contenuti in NTC 2018, cap. 4.2.3.1 (EN 1993-1-1, cap. 5.6), con le seguenti precisazioni:

- vengono presi in considerazione i soli elementi compressi, o parzialmente compressi (1993-1-1 cap. 5.5.2(3))
- la classificazione è riferita ai singoli sotto componenti (1993-1-1 cap. 5.5.2(7))
- le piattabande superiori, data la connessione rigida con il calcestruzzo, vengono classificate, nelle fasi 2 e 3, sistematicamente in classe 1 (1994-2, cap. 5.5.2(1)); a tale proposito la spaziatura dei connettori verrà predisposta conformemente ai criteri contenuti in 1994-2 cap. 6.6.5.5, ovvero:

Traverso T1

$i_l < 22 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 22 \times 40 \times 0.81 = 713 \text{ mm}$	massimo interasse longitudinale
$d_t < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 9 \times 40 \times 0.81 = 291.6 \text{ mm}$	massimo distanza dal bordo

Traverso T2

$i_l < 22 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 22 \times 25 \times 0.81 = 445 \text{ mm}$	massimo interasse longitudinale
$d_t < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 9 \times 25 \times 0.81 = 182 \text{ mm}$	massimo distanza dal bordo

Traverso T3

$i_l < 22 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 22 \times 40 \times 0.81 = 713 \text{ mm}$	massimo interasse longitudinale
$d_t < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon = 9 \times 40 \times 0.81 = 291.6 \text{ mm}$	massimo distanza dal bordo

Per ragioni puramente numeriche, gli elementi tesi, a rigore non da classificarsi, vengono assegnati alla classe 1.

La preclassificazione delle sezioni viene effettuata in automatico nelle schede relative al calcolo delle proprietà plastiche delle sezioni.

2.2.5 Sezioni di verifica

Per l'analisi della struttura metallica d'impalcato si prendono in esame le sezioni rappresentative di tutte le tipologie di concio (A, B, C, D) e di traverso (T1).

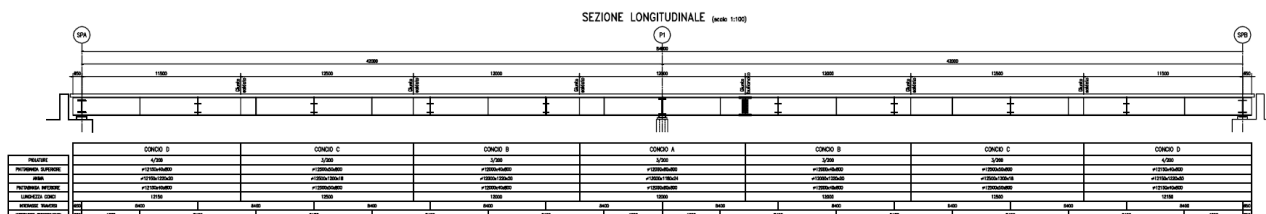


Figura 2-1 - Profilo longitudinale delle travi principali

SEZIONE TRASVERSALE TIPO (1:25)

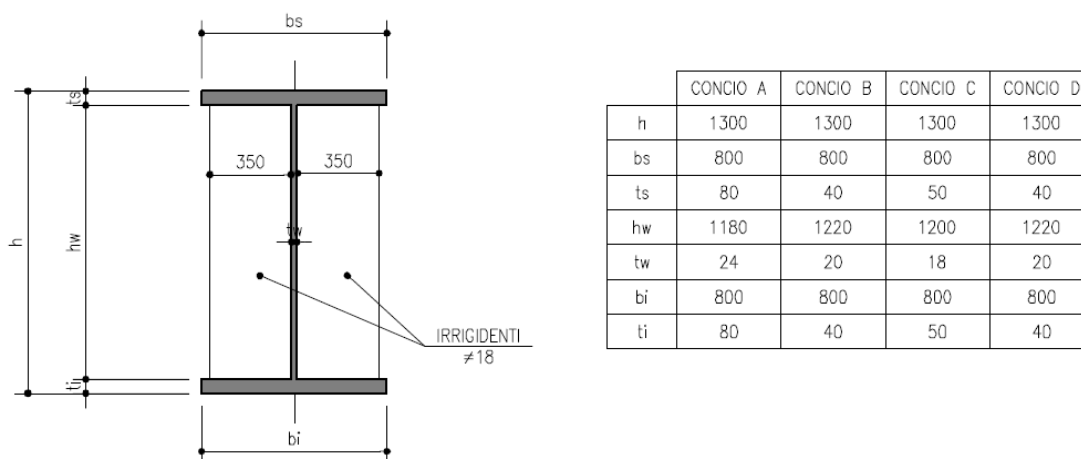


Figura 2-2 - Schema sezioni travi principali

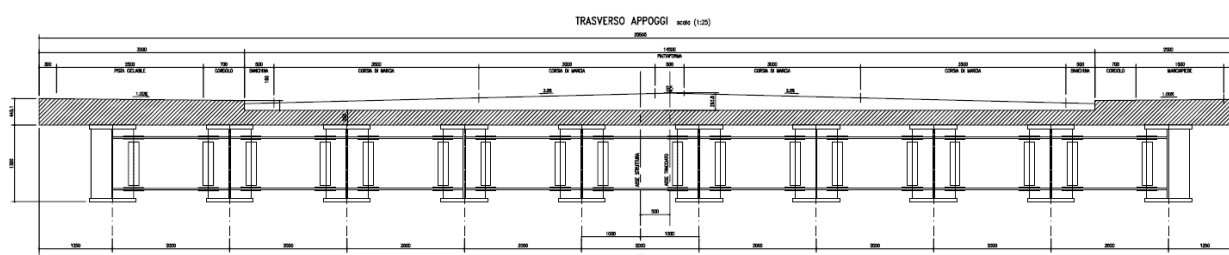


Figura 2-3 - Sezione tipo del traverso di spalla/pila (T1)

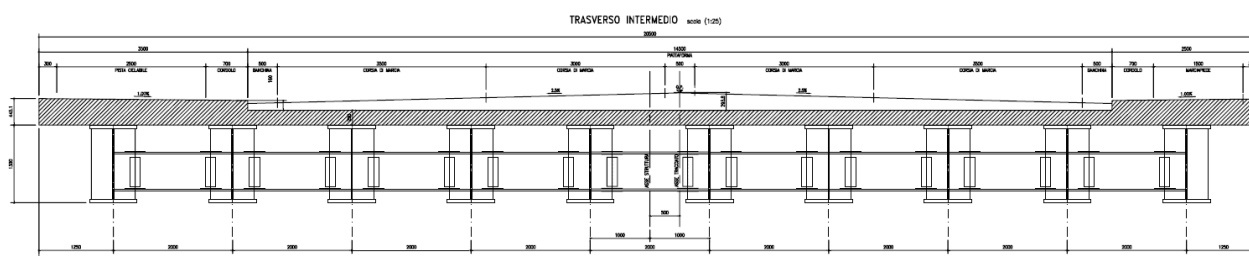


Figura 2-4 - Sezione tipo del traverso intermedio (T2)

Le sezioni di verifica delle travi principali sono ubicate, indicativamente, in corrispondenza dei nodi degli elementi finiti impiegati per la modellazione analitica, per la quale si rimanda allo specifico capitolo. Pertanto, le verifiche di dettaglio delle travi verranno effettuate su sezioni poste ad interasse massimo pari a circa 1.0m, includendo in aggiunta le sezioni “notevoli” di cambio concio, e di innesto di elementi secondari.

La seguente tabella riporta la corrispondenza delle sezioni di verifica della trave esterna presa in esame:

Section	Cracked	X(m)	Y(m)
concioD_1	False	-36.792	-9.000
concioD_1	False	-35.765	-9.000
concioD_1	False	-35.742	-9.000
concioD_1	False	-34.715	-9.000
concioD_1	False	-34.692	-9.000
concioD_1	False	-33.665	-9.000
concioD_1	False	-33.642	-9.000
concioD_1	False	-32.615	-9.000
concioD_1	False	-32.592	-9.000
concioD_1	False	-31.565	-9.000
concioD_1	False	-31.542	-9.000
concioD_1	False	-30.515	-9.000
concioD_1	False	-30.492	-9.000
concioD_1	False	-29.465	-9.000
concioD_1	False	-29.442	-9.000
concioD_1	False	-28.415	-9.000
concioD_1	False	-28.392	-9.000
concioD_1	False	-27.365	-9.000
concioD_1	False	-27.342	-9.000
concioD_1	False	-26.315	-9.000
concioD_1	False	-26.293	-9.000
concioD_1	False	-25.315	-9.000
concioC_1	False	-25.292	-9.000
concioC_1	False	-24.216	-9.000
concioC_1	False	-24.192	-9.000
concioC_1	False	-23.165	-9.000
concioC_1	False	-23.142	-9.000
concioC_1	False	-22.115	-9.000
concioC_1	False	-22.092	-9.000
concioC_1	False	-21.065	-9.000
concioC_1	False	-21.042	-9.000
concioC_1	False	-20.015	-9.000
concioC_1	False	-19.992	-9.000
concioC_1	False	-18.965	-9.000
concioC_1	False	-18.942	-9.000
concioC_1	False	-17.915	-9.000
concioC_1	False	-17.892	-9.000
concioC_1	False	-16.865	-9.000
concioC_1	False	-16.842	-9.000
concioC_1	False	-15.815	-9.000
concioC_1	False	-15.792	-9.000
concioC_1	False	-14.765	-9.000
concioC_1	False	-14.742	-9.000
concioC_1	False	-13.715	-9.000
concioC_1	False	-13.694	-9.000
concioC_1	False	-12.814	-9.000
concioB_1	False	-12.791	-9.000
concioB_1	False	-11.617	-9.000
concioB_1	False	-11.592	-9.000
concioB_1	False	-10.565	-9.000
concioB_1	False	-10.542	-9.000
concioB_1	False	-9.515	-9.000
concioB_1	False	-9.492	-9.000
concioB_1	False	-8.465	-9.000
concioB_1	False	-8.442	-9.000

Section	Cracked	X(m)	Y(m)
concioB_1	False	-7.415	-9.000
concioB_1	False	-7.392	-9.000
concioB_1	False	-6.365	-9.000
concioB_1	False	-6.342	-9.000
concioB_1	False	-5.315	-9.000
concioB_1	False	-5.292	-9.000
concioB_1	False	-4.265	-9.000
concioB_1	False	-4.242	-9.000
concioB_1	False	-3.215	-9.000
concioB_1	False	-3.192	-9.000
concioB_1	False	-2.165	-9.000
concioB_1	False	-2.142	-9.000
concioB_1	False	-1.115	-9.000
concioB_1	False	-1.101	-9.000
concioB_1	False	-0.807	-9.000
concioA_1	False	-0.794	-9.000
concioA_1	False	0.086	-9.000
concioA_1	False	0.106	-9.000
concioA_1	False	0.986	-9.000
concioA_1	False	1.008	-9.000
concioA_1	False	2.035	-9.000
concioA_1	False	2.058	-9.000
concioA_1	False	3.085	-9.000
concioA_1	False	3.108	-9.000
concioA_1	False	4.135	-9.000
concioA_1	False	4.158	-9.000
concioA_1	False	5.185	-9.000
concioA_1	False	5.208	-9.000
concioA_1	False	6.235	-9.000
concioA_1	False	6.258	-9.000
concioA_1	False	7.285	-9.000
concioA_1	False	7.308	-9.000
concioA_1	False	8.335	-9.000
concioA_1	False	8.358	-9.000
concioA_1	False	9.385	-9.000
concioA_1	False	9.406	-9.000
concioA_1	False	10.286	-9.000
concioA_1	False	10.306	-9.000
concioA_1	False	11.186	-9.000
concioB_1	False	11.199	-9.000
concioB_1	False	11.493	-9.000
concioB_1	False	11.508	-9.000
concioB_1	False	12.535	-9.000
concioB_1	False	12.558	-9.000
concioB_1	False	13.585	-9.000
concioB_1	False	13.608	-9.000
concioB_1	False	14.635	-9.000
concioB_1	False	14.658	-9.000
concioB_1	False	15.685	-9.000
concioB_1	False	15.708	-9.000
concioB_1	False	16.735	-9.000
concioB_1	False	16.758	-9.000
concioB_1	False	17.785	-9.000
concioB_2	False	17.808	-9.000
concioB_2	False	18.835	-9.000

Section	Cracked	X(m)	Y(m)
concioB_2	False	18.858	-9.000
concioB_2	False	19.885	-9.000
concioB_2	False	19.908	-9.000
concioB_2	False	20.935	-9.000
concioB_2	False	20.958	-9.000
concioB_2	False	21.985	-9.000
concioB_2	False	22.009	-9.000
concioB_2	False	23.183	-9.000
concioC_2	False	23.206	-9.000
concioC_2	False	24.086	-9.000
concioC_2	False	24.108	-9.000
concioC_2	False	25.135	-9.000
concioC_2	False	25.158	-9.000
concioC_2	False	26.185	-9.000
concioC_2	False	26.208	-9.000
concioC_2	False	27.235	-9.000
concioC_2	False	27.258	-9.000
concioC_2	False	28.285	-9.000
concioC_2	False	28.308	-9.000
concioC_2	False	29.335	-9.000
concioC_2	False	29.358	-9.000
concioC_2	False	30.385	-9.000
concioC_2	False	30.408	-9.000
concioC_2	False	31.435	-9.000
concioC_2	False	31.458	-9.000
concioC_2	False	32.485	-9.000
concioC_2	False	32.508	-9.000
concioC_2	False	33.535	-9.000
concioC_2	False	33.558	-9.000
concioC_2	False	34.585	-9.000
concioC_2	False	34.608	-9.000
concioC_2	False	35.684	-9.000
concioD_2	False	35.707	-9.000
concioD_2	False	36.685	-9.000
concioD_2	False	36.708	-9.000
concioD_2	False	37.735	-9.000
concioD_2	False	37.758	-9.000
concioD_2	False	38.785	-9.000
concioD_2	False	38.808	-9.000
concioD_2	False	39.835	-9.000
concioD_2	False	39.858	-9.000
concioD_2	False	40.885	-9.000
concioD_2	False	40.908	-9.000
concioD_2	False	41.935	-9.000
concioD_2	False	41.958	-9.000
concioD_2	False	42.985	-9.000
concioD_2	False	43.008	-9.000
concioD_2	False	44.035	-9.000
concioD_2	False	44.058	-9.000
concioD_2	False	45.085	-9.000
concioD_2	False	45.108	-9.000
concioD_2	False	46.135	-9.000
concioD_2	False	46.158	-9.000
concioD_2	False	47.185	-9.000

2.2.6 Metodologia di verifica

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

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

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

Per maggiore chiarezza nel capitolo relativo alle verifiche delle travi e dei traversi si preciseranno in dettaglio le metodologie di verifica impiegate. In generale comunque si precisa che, per quanto riguarda le verifiche di resistenza delle sezioni di impalcato in acciaio-calcestruzzo, la resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico in funzione della classe della sezione stessa: se la sezione risulta appartenere alle classi 1 o 2 (“sezione compatta”) è possibile adottare uno qualsiasi dei metodi citati, mentre per le sezioni di classe 3 o 4 (“sezioni snelle”) risulta necessario riferirsi al metodo elastico o tutt'al più a quello elasto-plastico. Nel seguito, pertanto, si eseguirà innanzitutto la classificazione della sezione in esame in funzione del suo reale stato di sollecitazione e si provvederà a valutare la sua capacità resistente secondo il seguente criterio:

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

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

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

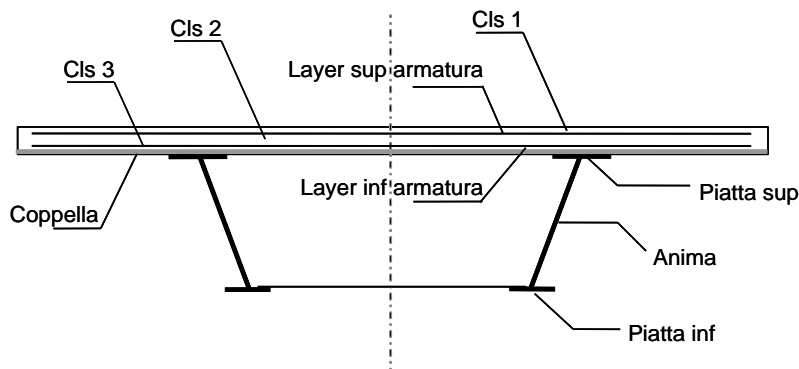
2.2.6.1 Metodo plastico

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

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

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

Singole componenti della sezione per il calcolo delle caratteristiche plastiche elementari



Più in dettaglio le componenti considerate sono le seguenti:

- cls 1: porzione di cls compresa tra il layer superiore di armatura e l'estradosso della soletta
- layer superiore di armatura della soletta
- cls 2: porzione di cls compresa tra i due layer di armatura della soletta
- layer inferiore di armatura della soletta
- cls 3: porzione di cls compresa tra l'estradosso coppella e il layer inferiore di armatura
- coppella
- piattabanda superiore
- anima
- piattabanda inferiore

Per la valutazione di N_{pl} e M_{pl} si seguono i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 6.2.1.2. (4.3.2.1.2. delle NTC 2018). In particolare, il calcolo di M_{pl} viene effettuato mediante semplici considerazioni di equilibrio delle forze plastiche sviluppate dai singoli elementi componenti la sezione, e della eventuale azione assiale concomitante, sotto opportune ipotesi, verificate a posteriori, riguardanti la posizione dell'asse neutro plastico.

In generale, quindi, indicato con:

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

f_{yinf} , f_{ysup} , f_{yweb}

resistenze caratteristiche di snervamento dell'acciaio componente rispettivamente la piattabanda inferiore, la piattabanda superiore e l'anima;

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

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

Si evidenzia inoltre che:

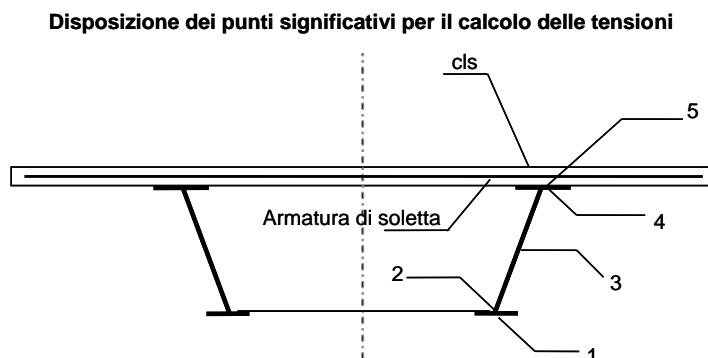
- l'azione assiale plastica sviluppata dal calcestruzzo in compressione viene valutata sulla base di uno stress block equivalente, di altezza pari a quella effettiva, ma di intensità ridotta all'85 % (cfr. EN 1994-2, cap. 6.2.1.2.(P)1, punto d);
- le armature in compressione vengono considerate, al fine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

2.2.6.2 Metodo elastico

Il metodo elastico prevede la valutazione delle tensioni presenti in determinati punti considerati significativi per la sezione, ed il successivo confronto di questi valori tensionali con i valori limite imposti da normativa. In particolare il rapporto tra la tensione agente e quella limite viene definito “rapporto di sfruttamento” η e dovrà quindi risultare inferiore all'unità:

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

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



L'ubicazione esatta dei punti indicati è la seguente:

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

2.2.6.3 Procedura di verifica

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

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

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

classe 1-2: analisi plastica;

classe 3: analisi elastica;

classe 4: analisi elastica con caratteristiche resistenti valutate secondo “hole in web method”.

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

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

I principali criteri di verifica adottati vengono di seguito sintetizzati.

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

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

Il rapporto di sfruttamento della sezione è rappresentato dal parametro:

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

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

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

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

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

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

Per le sezioni in classe 4, le caratteristiche geometrico statiche di riferimento vengono dedotte dall'applicazione dell' "hole in web method", procedendo iterativamente alla riduzione dell'area d'anima, in funzione della distribuzione di tensioni relativa a ciascuna condizione di carico, ed applicando il momento flettente parassita dovuto allo "shift" progressivo dell'asse neutro durante l'operazione di riduzione.

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

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

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

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

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

Questo ultimo valore viene calcolato con riferimento a:

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\eta_1 \times (1 - M_{f,Rd}/M_{pl,Rd}) \times (2\eta_3 - 1)^2 \leq 1$$

dove:

$$\eta_3 = V_{E,d}/V_{bw,Rd}$$

$$\eta_1 = M_{E,d}/M_{c,Rd}$$

Vengono osservate le seguenti ipotesi, limitazioni:

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

2.2.6.3.4 Verifiche a “web breathing”

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-18, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993-2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

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

In cui:

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

k_{σ}, k_{τ} = 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).

2.2.6.3.5 Verifiche a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del veicolo a fatica FLM3 (cfr. istruzioni NTC-18, cap. 4.2.4.1.4.6.3., ovvero EN 1993-2 cap. 9).

In estrema sintesi, il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), opportunamente calibrato 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).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

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

Φ_2 fattore di amplificazione dinamica (impatto)

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:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

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

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio

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 NTC-18, cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da NTC-18 cap. 5, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), si assume, in mancanza di dettagli più puntuali, che la strada ospitata dalla struttura in esame sia di categoria 2 (media densità di traffico).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), esso viene dedotto dai grafici di normativa in funzione della luce della campata e della posizione (zona di mezzeria oppure zona appoggi) in cui si trova la sezione in esame. Note tali informazioni, il coefficiente λ_1 viene automaticamente calcolato dal programma Ponti EC4.

coefficiente $\lambda_2 - \lambda_{v2}$

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per l'assessment dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{obs} = 0.5 \cdot 10^6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. precedente)






$N_0 = 0.5 \cdot 10^6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "long distance" (ip. cautelativa), e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per la i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-18 cap. 5, e di seguito riportata.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Long distance Lorry percentage	Medium distance Lorry percentage	Local traffic Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto:

$$\lambda_2 = 0.848$$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ha pertanto:

$$\lambda_{v2} = 0.896$$

coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 on 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_{v3} = 1$$

coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame (2 corsie lente di marcia) si ha:

$$\lambda_4 = (1 + (1)^5)^{(1/5)} \cong 1.00$$

Per la verifica delle piolature, a seguito della sostituzione dell'esponente 5 con 8, si ottiene univocamente:

$$\lambda_{v4} = (1 + (1)^8)^{(1/8)} \cong 1.00$$

coefficiente λ - λ_v

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7). Tale fattore viene dedotto dai grafici di normativa in funzione della luce della campata e della posizione (zona di mezzzeria oppure zona appoggi) in cui si trova la sezione in esame. Note tali informazioni, il coefficiente λ_1 viene automaticamente calcolato dal programma Ponti EC4.

2.2.6.3.6 Amplificazione dinamica

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nella calibrazione del modello di carico FLM3.

2.3 VERIFICA DELLA SOLETTA

La verifica della statica trasversale della soletta viene effettuata considerando la sovrapposizione degli effetti derivanti da un semplice modello bidimensionale, per la valutazione delle sollecitazioni caratterizzate da una deformata cilindrica (carichi uniformemente distribuiti di peso proprio e permanente), con gli effetti dedotti da uno specifico modello a piastra, per la valutazione delle azioni indotte dal traffico veicolare.

Tale modello terrà conto sia del comportamento “locale” della soletta, per la trasmissione dei carichi veicolari alle travi principali, sia del comportamento “globale” come elemento di collegamento delle due coppie di travi longitudinali. Per maggiori dettagli si rimanda allo specifico capitolo (v. § 5.10).

2.4 NOTAZIONE TEORICA PER LA VERIFICA DELL'ANCORAGGIO SU CALCESTRUZZO

2.4.1 Generalità

La verifica viene condotta in accordo a quanto previsto nelle EOTA_TR029, valido per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti. Esso prevede che le azioni di progetto S_d non eccedano il valore resistente di progetto R_d .

Occorre dimostrare che $R_d \geq S_d$ è soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione e taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo). Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.

2.4.2 Resine per inghisaggi

Per il caso in esame si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- Inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0$ MPa;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{Rk,ucr} = 14.0$ MPa.

Nelle verifiche di seguito riportate si utilizza l'ipotesi di calcestruzzo non fessurato.

2.4.3 Resistenza a carichi di trazione

Occorre considerare:

	single anchor	anchor group	
steel failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
combined pull-out and concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

1. Rottura dell'acciaio

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N]$$

2. Rottura combinata sfilamento e rottura conica

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \quad [N]$$

dove:

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

$$\tau_{Rk} \quad [N/mm^2]; h_{ef} \text{ and } d \quad [mm]$$

- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

$A_{p,N}^0$ = influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to $s_{cr,Np}$ (see Figure 5.1).

$$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b)$$

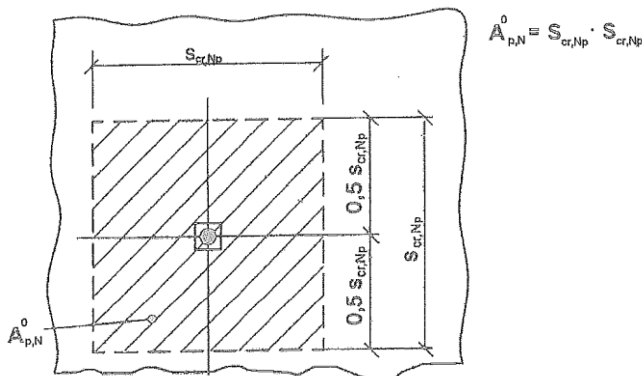
$A_{p,N}$ = actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors ($s \leq s_{cr,Np}$) as well as by edges of the concrete member ($c \leq c_{cr,Np}$). Examples for the calculation of $A_{p,N}$ are given in Figure 5.2.

with

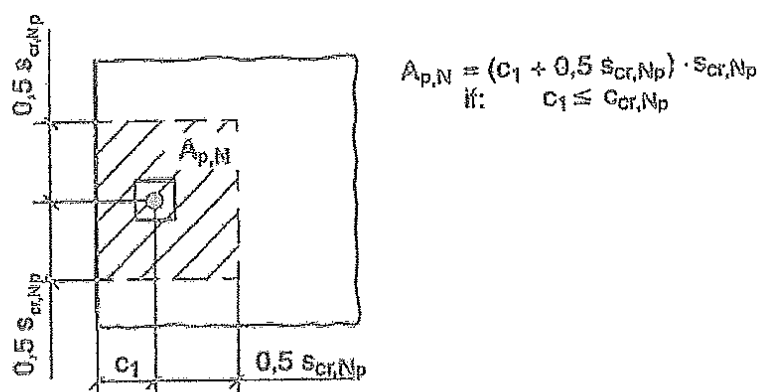
$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad (5.2c)$$

with $\tau_{Rk,ucr}$ for C20/25 $[N/mm^2]$; d $[mm]$

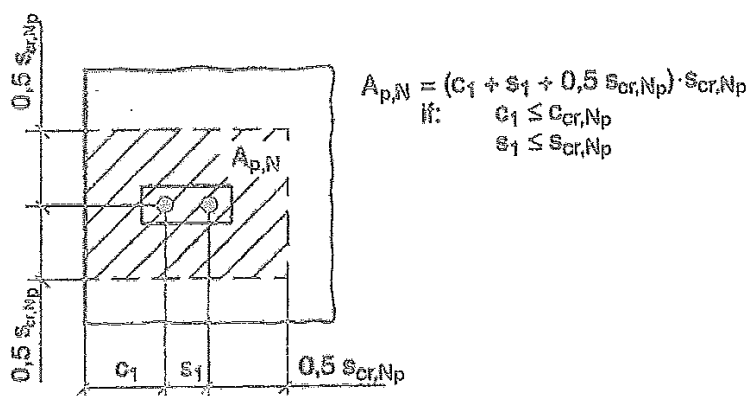
$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [mm] \quad (5.2d)$$



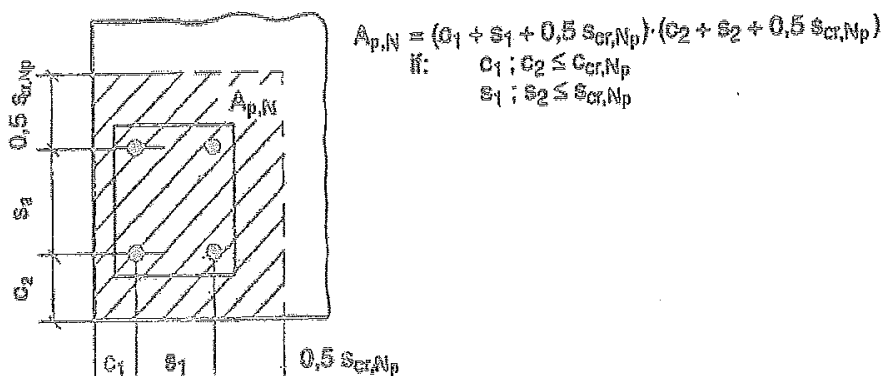
Area di influenza per un singolo ancorante senza effetti di bordo ed interassi.



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



c) group of four anchors at a corner of concrete member

Area di influenza per un gruppo di ancoranti, in diversi casi, con effetti di bordo ed interassi.

- coefficienti Ψ :

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with $s_1 \neq s_2$ the mean value of all spacings s_1 and s_2 should be taken

with

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}} \right)^{1,5} \geq 1,0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

τ_{Rk} and $f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} and d [mm]

τ_{Rk} characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

$k = 2.3$ (for applications in cracked concrete)

$k = 3.2$ (for applications in non-cracked concrete)

$$\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

3. Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot [N]$$

- valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante:

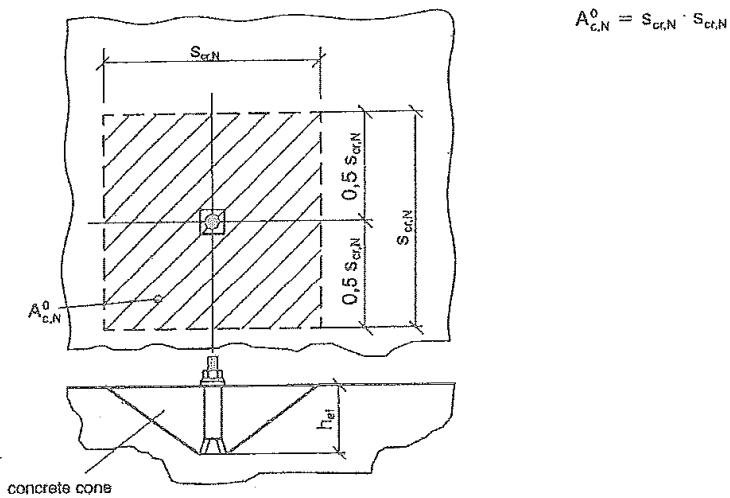
$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N]$$

$f_{ck,cube}$ [N/mm²]; h_{ef} [mm]

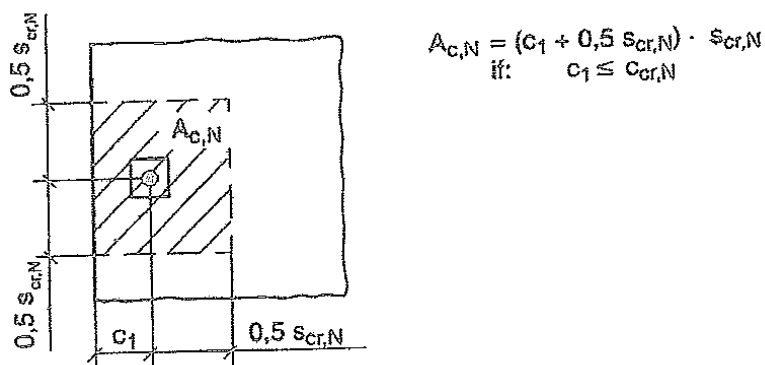
$k_1 = 7.2$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 10.1$ for applications in non-cracked concrete

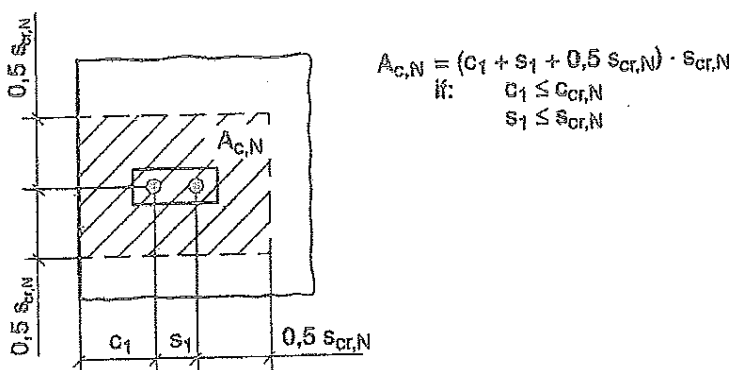
- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:



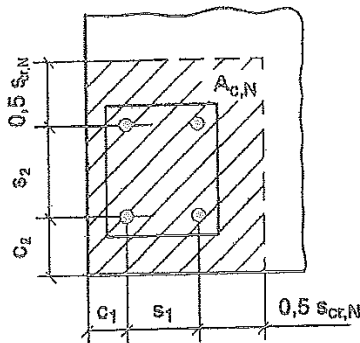
Idealized concrete cone and area $A^0_{c,N}$ of concrete cone of an individual anchor



a) individual anchor at the edge of concrete member



b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N})$$

if: $c_1 ; c_2 \leq c_{cr,N}$
 $s_1 ; s_2 \leq s_{cr,N}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Examples of actual areas $A_{c,N}$ of the idealized concrete cones for different arrangements of anchors in the case of axial tension load

- coefficienti Ψ :

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

h_{ef} [mm]

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$$

4. Rottura per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico "splitting"

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp}$$

con i coefficienti visti in precedenza tranne:

$\Psi_{h,sp}$ = factor to account for the influence of the actual member depth, h , on the splitting resistance for anchors according to current experience

$$= \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

with

$$1 \leq \Psi_{h,sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3}$$

2.4.4 Resistenza a carichi di taglio

Occorre considerare:

	single anchor	anchor group	
steel failure, shear load without lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
steel failure, shear load with lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
concrete pry-out failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$
concrete edge failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

1. Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva

(questo è il caso che verrà considerato nel calcolo, quindi non verrà considerata la rottura per taglio con braccio di leva)

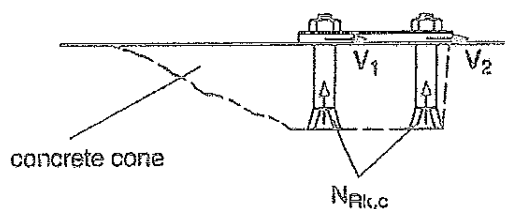
$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

2. Rottura per strappo del calcestruzzo

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,c} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where k = factor to be taken from the relevant ETA



3. Rottura del bordo del calcestruzzo

Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is $c > 10 h_{ef}$ and $c > 60 d$.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V}$$

dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

d, h_{ef}, c_1 [mm]; $f_{ck,cube}$ [N/mm²]

with

$k_1 = 1.7$ for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$ for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d'}{c_1} \right)^{0.2}$$

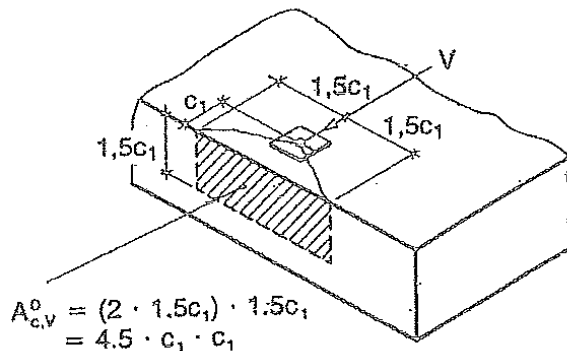
- effetto geometrico dell'interasse e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica:

where:

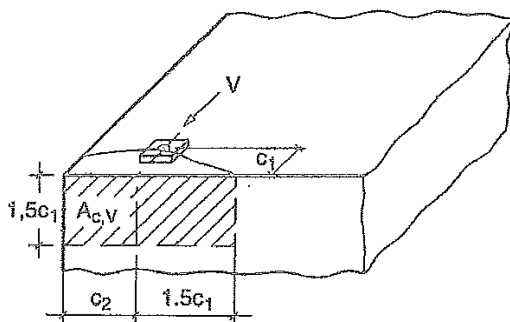
$A_{c,V}^0$ = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to c_1 and a base-length of $1.5 c_1$ and $3 c_1$ (Figure 5.6).

$$A_{c,V}^0 = 4.5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,V}$ = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ($s \leq 3 c_1$) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ($c_2 \leq 1.5 c_1$) and by member thickness ($h \leq 1.5 c_1$). Examples for calculation of $A_{c,V}$ are given in Figure 5.7.



Cono ideale per un singolo ancorante

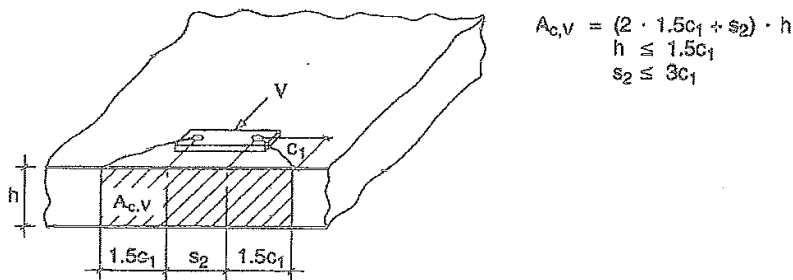


$$A_{c,V} = 1.5c_1 (1.5c_1 + c_2)$$

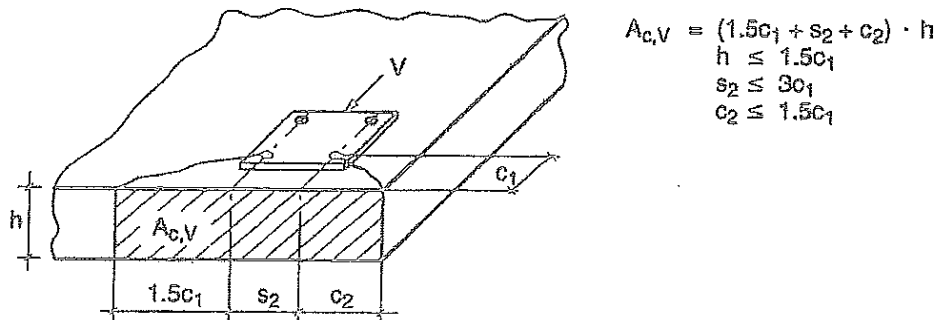
$$h > 1.5c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

a) single anchor at a corner



b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

Examples of actual areas of the idealized concrete cones for different anchor arrangements under shear loading

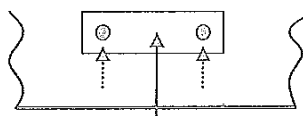
- coefficienti Ψ :

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

$$\Psi_{h,V} = \left(\frac{1.5c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

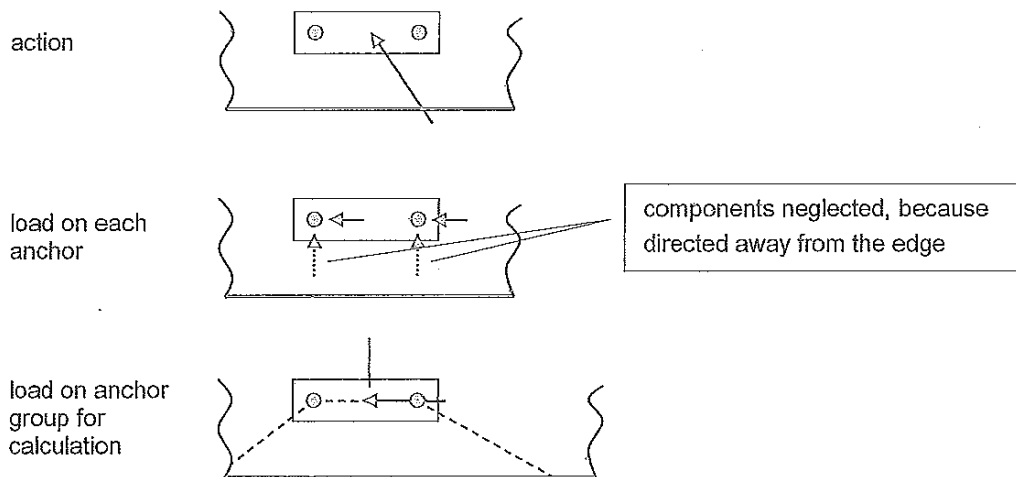
$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2.5} \right)^2}} \geq 1.0$$

The maximum value α_v to be inserted in equation (5.8g) is limited to 90° .



no proof for concrete edge failure needed,
components directed away from the edge

a) group of anchors at an edge loaded by $V_{s,d}$ with an angle $\alpha_v = 180^\circ$



b) group of anchors at an edge loaded by V_{sd} with an angle $90 < \alpha_V < 180^\circ$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_V / (3c_1)} \leq 1$$

The factor $\psi_{re,V}$ takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.

$\psi_{re,V} = 1.0$ anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement

$\psi_{re,V} = 1.2$ anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ($\geq \varnothing 12$ mm)

$\psi_{re,V} = 1.4$ anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ($a \leq 100$ mm)

2.4.5 Verifiche combinate

Nel caso di carico combinato trazione e taglio, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\beta_N \leq 1$$

$$\beta_V \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$$

$$(\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha \leq 1$$

in cui:

β_N e β_V sono il rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente;

$\alpha = 2.0$ (se N_{Rd} e V_{Rd} sono determinati dalle rotture per collasso dell'acciaio);

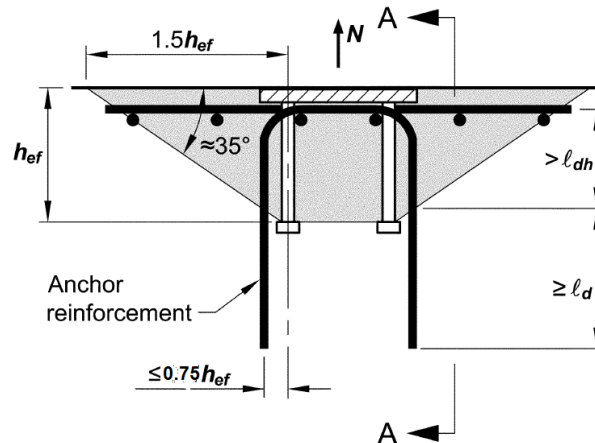
$\alpha = 1.5$ (in tutti gli altri casi).

2.4.6 Verifiche non soddisfatte

- **Rottura conica del calcestruzzo (*concrete cone failure*)**

Nel caso in cui tale verifica non risultasse soddisfatta la verifica a rottura conica del calcestruzzo (*concrete cone failure*), si affiderebbe la forza di trazione agente sul gruppo di ancoranti alle barre presenti o integrative disposte all'interno del cono di rottura del singolo ancoraggio o del gruppo di ancoraggi.

L'armatura integrativa deve essere contenuta fino ad una distanza dall'ancoraggio pari a $0.75h_{ef}$.



Il diametro delle nuove barre integrative non dovrà essere superiore a $\phi 16$ e la lunghezza minima di ancoraggio dovrà essere non inferiore a 10ϕ .

L'ancoraggio di tali barre si considera efficace per il tratto posto al di fuori della superficie che si sviluppa con la rottura conica del gruppo di tirafondi tesi.

Per determinare la forza trasmessa dalle armature integrative alla struttura di supporto in calcestruzzo, utilizziamo la teoria dell'aderenza acciaio-calcestruzzo riportata nella UNI CEN/TS 1992-4-2:2009_Cap. 6.2.9:

The design resistance $N_{Rd,a}$ of the supplementary reinforcement of one fastener is given by

$$N_{Rd,a} = \sum_n \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (29)$$

with

l_1 = anchorage length of the supplementary reinforcement in the assumed failure cone (see Figure 2)

$\geq l_{b,min} = 4 \cdot d_s$ (anchorage with bends, hooks or loops)

$\geq 10 \cdot d_s$ (anchorage with straight bars with or without welded transverse bars)

$l_{b,min}$ = minimum anchorage length

d_s = diameter of the reinforcement bar

f_{bd} = design bond strength according to EN 1992-1-1, taking into account the concrete cover of the supplementary reinforcement

α = influencing factor, according to EN 1992-1-1
= 0,7 for hooked bars

n = number of legs of the supplementary reinforcement effective for one fastener

In presenza di ancorante chimico, che presenta tensioni di adesione maggiori di quelle di un calcestruzzo gettato in opera, è possibile scrivere la formula precedente nel seguente modo:

$$l_{bd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \alpha_2 \rightarrow l_{bd} = l_{base,d} \cdot \alpha_2;$$

con:

ϕ = diametro della barra;

σ_{sd} = tensione della barra;

α_2 = fattore pari a:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15 \cdot \frac{c_d - \phi}{\phi} \text{ con}$$

c_d = minimo tra i copriferri e metà della distanza tra le barre.

Pertanto la lunghezza di ancoraggio (l_{bd}) potrebbe essere definita come la lunghezza di base ($l_{base,d}$) ridotta del coefficiente α_2 .

Si può procedere con l'incremento di tensione di aderenza del sistema barra-ancorante-calcestruzzo.

Pertanto è possibile considerare:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{Rk}$$

Con:

$$\alpha_2 = 1 - 0.15(70-12)/12 = 0.3.$$

Riducendo α_2 fino a valori prossimi a 0.3 si evince che la tensione di aderenza del sistema raggiunge valori prossimi a quelli delle tensioni adesive delle resine per inghisaggio.

In definitiva la tensione necessaria per ottenere una lunghezza di inghisaggio l_{bd} è pari a:

$$\frac{f_{bd}}{\alpha_2} = \tau_{Rk} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_y}{l_{bd}}$$

- **Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (*splitting failure*)**

Se il carico caratteristico di trazione N_{sk} agente sul tassello è maggiore di 30kN ed il tassello è posto in zona tesa le forze di fessurazione (*splitting*) dovranno essere affidate ad armatura di rinforzo. Indicativamente, in accordo all'attuale esperienza il rapporto tra la forza di fessurazione caratteristica $F_{sp,k}$ ed il carico caratteristico di trazione N_{sk} dovrà essere il seguente:

$$F_{sp,k} = 0.5N_{sk} \quad \text{per ancoranti chimici}$$

2.5 ANALISI DEI SOSTEGNI INTERMEDI (PILE)

Il calcolo delle sollecitazioni insistenti in corrispondenza dei sostegni intermedi è effettuato attraverso la medesima modellazione FEM impiegata per l'analisi globale, per fasi, del manufatto.

Verranno pertanto estratto dal modello FEM le sollecitazioni, già combinate nell'ambito delle combinazioni previste, nelle sezioni significative delle elevazioni pile e dei pulvini.

Per i dadi di fondazione il calcolo delle sollecitazioni verrà effettuato tramite modelli semplificati, a partire dalle sollecitazioni insistenti allo spiccato pila ed in testa ai pali, applicando modelli diffusivi o modelli a trave a seconda dei casi.

2.6 ANALISI SPALLE

Le spalle vengono analizzate come corpi rigidi, sottoposti alle azioni trasmesse dall'impalcato ed alle spinte del terreno a tergo, valutate mediante la teoria dell'equilibrio limite.

Date le rilevanti dimensioni delle spalle in direzione trasversale, si procederà ad analizzare la spalla considerandone il solo comportamento in direzione longitudinale, trascurando quindi le sollecitazioni trasversali indotte dall'impalcato e dalle inerzie sismiche (peraltro contributi di limitata entità).

2.6.1 Sezioni di verifica

In fase di verifica vengono prese in esame le sezioni di spiccato paraghiaia ed intradosso fondazione. Quest'ultima sezione viene studiata per poter procedere al dimensionamento dei pali di fondazione.

2.6.2 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi statica dei sostegni viene condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990. Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi ci si riferisce a quanto esposto nella norma UNI EN 1990 in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare verranno prese in esame le seguenti combinazioni:

- Stato Limite di Esercizio:
 - Combinazione caratteristica o rara
 - Combinazione frequente
 - Combinazione quasi-permanente
- Stato Limite Ultimo:
 - Combinazione STR
 - Combinazione EQU
 - Combinazione GEO
- Condizione sismica
 - Sisma SLV

Per l'esame delle combinazioni di Stato Limite Ultimo prettamente geotecniche (EQU e GEO) si rimanda all'apposita relazione geotecnica della struttura in esame.

Per lo studio delle condizioni sismiche, le azioni sismiche considerate sono le seguenti:

- Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato
- Azioni inerziali elementi massa spalla
- Azioni inerziali insistenti sul terreno portato
- Sovrappinte sismiche

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

2.6.3 Metodologia di verifica

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

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

- verifica a pressoflessione e taglio della sezione di spiccatto paraghiaia delle spalle
- verifica a pressoflessione e taglio della sezione di spiccatto paramento delle spalle

3 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i vari contributi di carico considerati ai fini dell'analisi globale afferenti a ciascuna fase di analisi.

3.1 CARICHI AGENTI IN FASE 1

3.1.1 Pesì propri acciaio (g_{k1})

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

Si sono considerati, oltre al peso netto delle membrature metalliche principali (travi principali e traversi), anche i contributi afferenti alla “vestizione” (piastre, bullonerie, irrigidenti), il cui contributo viene per semplicità assunto uniformemente distribuito lungo l'asse degli allineamenti principali.

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

concio tipo	A (mm ²)	Ltot	P _{netto} (kN/m)	P _{lordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	g _{k1} ' (N/m)
concioA	124 320	120.00	9.76	11.22	1346.76	11222.99
concioB	88 400	240.00	6.94	7.98	1915.27	7980.31
concioC	101 600	250.00	7.98	9.17	2292.99	9171.94
concioD	88 400	243.00	6.94	7.98	1939.22	7980.31
TRAVERSO_Spalla	52 800	41.60	4.14	4.77	198.29	4766.52
TRAVERSO_Pila	52 800	20.80	4.14	4.77	99.14	4766.52
TRAVERSO_intermedio	24 540	166.40	1.93	2.22	368.63	2215.35
Peso complessivo struttura in acciaio: totale					8160.30 kN	
i. (kg/mq)					466.66 kg/m ²	

I valori indicati poco sopra, tengono conto del peso della vestizione indicato in tabella:

Calcolo contributo vestizione

Su travi principali		kN/m	forf.
1)	saldature	0.15	2%
2)	piastrame bull.	0.37	5%
3)	irrigidenti an.	0.84	2%
5)	pioli	0.07	2%
6)	ctrv. montaggio	0.15	2%
7)	rib. lg	0.00	2%
		1.58	15%

La massa complessiva afferente alla struttura metallica è risultata:

$$M_{acc} = 816.0 \text{ t}$$

3.1.2 Peso proprio soletta (g_{k1})

Con riferimento all'impalcato adibito al traffico veicolare:

- peso complessivo del getto in calcestruzzo risulta pari a:

$$g_{1, \text{getto}} = 25.0 \times [20.50 \times 0.25] = 128.1 \text{ kN/m}$$

- peso complessivo delle coppelle prefabbricate risulta pari a:

$$g_{1,\text{coppelle}} = 78.5 \times [20.5 \times 0.004] = 6.44 \text{ kN/m}$$

I pesi indicati sono riferiti a metro lineare di sviluppo longitudinale dell'impalcato.

La massa complessiva afferente agli elementi di soletta è risultata:

$$M_{\text{sol}} = 1130.1 \text{ t}$$

3.1.3 Peso elementi sostegni (g_{k1}''')

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo costituenti i sostegni (fusto d'elevazione) viene valutato con riferimento ad un peso specifico convenzionale pari a 25 kN/m^3 .

$$G_{1,\text{pila}}''' = 25.0 \times [22.8 \times 0.8 \times 5.7] = 2597.5 \text{ kN}$$

La massa complessiva afferente a tale contributo di carico risultata:

$$M_{\text{pilai}} = 259.7 \text{ t}$$

3.1.4 Peso delle fondazioni (g_{k1}^{IV})

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo costituenti le fondazioni dei i sostegni viene valutato con riferimento ad un peso specifico convenzionale pari a 25 kN/m^3 .

$$G_{1,\text{fond}}''' = 25.0 \times [24.5 \times 1.0 \times 3.75] = 2296.9 \text{ kN}$$

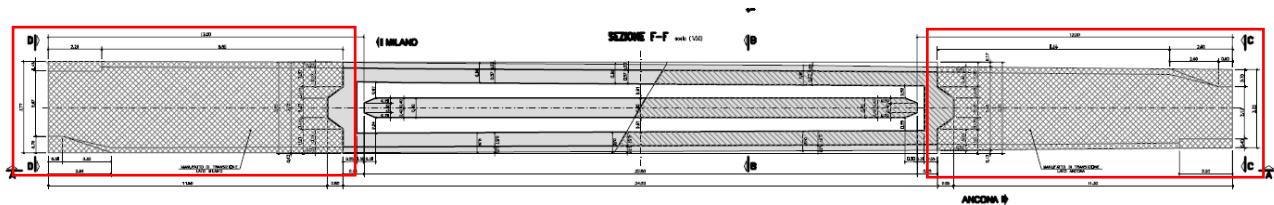
La massa complessiva afferente a tale contributo di carico è (plinti inclusi) è risultata:

$$M_{\text{pile+pulvini}} = 229.7 \text{ t}$$

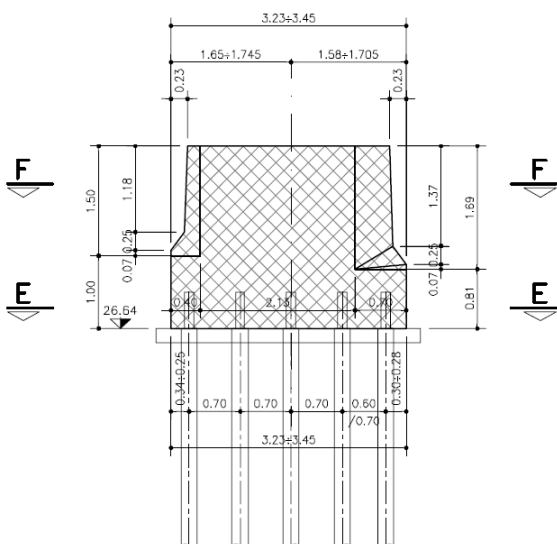
3.1.5 Peso rinforzo pila (g_{k1}^V)

Alla base della pila è previsto un rinforzo per prevenire l'urto accidentale direttamente sul setto della pila da parte dei veicoli in transito. Il rinforzo ha geometria variabile come in figura e un peso di:

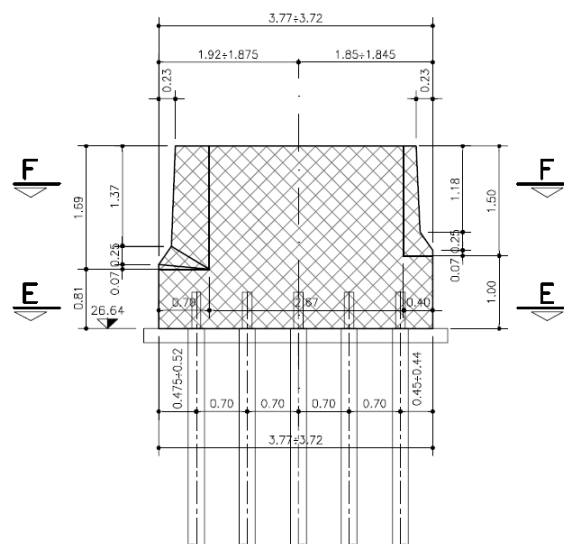
$$M_{\text{pile+pulvini}} = 172.0 \text{ t}$$



SEZIONE C-C scala (1:50)



SEZIONE D-D scala (1:50)



3.2 CARICHI AGENTI IN FASE 2

3.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_{k2})

Con riferimento all'impalcato adibito al traffico veicolare, i sovraccarichi permanenti consistono nei seguenti contributi:

		n	b (m)	t (m)	g (kN/m ^l)	g _i (kN/m)	g _k (kN/m)	
a)	Manto asfaltatura	g_{k2}^I	1	14.50	3.00	43.50	43.50	kN/m
b)	Marciaiedi laterali	g_{k2}^{III}	2	3.50	0.16	25.00	14.00	28.00 kN/m
c)	Veletta laterale	g_{k2}^{IV}	2			3.00		6.00 kN/m
d)	Guardavia	g_{k2}^V	2			1.50		3.00 kN/m
e)	Reti protezione	g_{k2}^{VIII}	2			1.50		3.00 kN/m
totale							83.50	kN/m
totale/trave							10.44	kN/m/trave

Il carico totale per effetto dei contributi permanenti risulta quindi: $g_2 = 83.50$ kN/m (riferito a metro lineare di sviluppo longitudinale dell'impalcato).

La massa complessiva afferente agli elementi di vestizione:

$$M_{perm} = 677.0t$$

La massa complessiva del manufatto scarico risulta pertanto:

$$M_{tot} = 816.0 t + 1130.1 t + 259.7 t + 229.7 t + 172.0 t + 677.0 t = 3284.5t$$

Per il calcolo locale della rete architettonica si considerano i seguenti carichi:

Rete nella parte inferiore (solo esterno) ~1.00 kN/m²

Rete nella parte superiore (esterno ed interno) = 2 x ~1.00 kN/m² = 2.00 kN/m²

3.2.2 Reologia calcestruzzo ($q_{sh,k}$)

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

Viscosità

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

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

Soletta impalcato adibito al traffico veicolare:

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità

t	250 mm - Spessore complessivo soletta
t _{calc}	246 mm - spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	20 500 mm Larghezza reale soletta
Ac	5 125 000 mm ² - Area per calcolo spessore eq
u	1000.00 mm - Perimetro di calcolo (0.5 intradosso + 0.5 estradosso)
h _o	10250.00 mm - Spessore fittizio

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h _o	10250.00 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 _{cd} (0)	2.533E-04 ε _{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
ε _{ca} (∞)	6.250E-05 ε _{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k _h	0.70 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε _{cs} (∞)	-1.301E-04

Azione compl. da ritiro

Nr (kN)	-9030.71 Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-440.52 Azione unitaria (per metro in trasversale della soletta)

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

α ₁	0.866	B.8c
α ₂	0.960	B.8c
α ₃	0.902	B.8c
α	0	B.9
β(f _{cm})	2.56	B.4
β _h	1353.29	B.8a / B.8b
φ _{RH}	1.169	B.3a / B.3b

	t ₀₁	t ₀₂	t ₀₃	
t _{0i}	30	1	50	
t _{0i,mod}	30	1	50	B.5
β(t ₀)	0.482	0.909	0.437	B.2
φ ₀	1.444	2.723	1.310	B.2
φ(t ₀ , t _∞)	1.422	2.681	1.290	B.1

Coefficienti di omogeneizzazione

	mE	mG	E _{cm(t)}
n ₁	0.00	0.00	0.00
n _{2a}	15.80	14.59	13289.88 per calcolo effetto sovr. perm.
n _{2b}	15.25	14.08	13769.61 per calcolo effetto ritiro
n _{2c}	18.09	28.57	11611.28 per calcolo effetto ced. differenziali
n ₃	6.16	5.69	34077.15

Ψ1	1.10
Ψ2	0.55
Ψ3	1.50

Le azioni di ritiro applicate al modello vengono alcolate considerando l'effettiva larghezza collaborante come esplicitato di seguito:

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro

concio tipo	Δ cls/omog	η (b _{eff} /b)	Nr (kN)	A	J	ε _{runit}	ε _{rgrad}	Δt uni	Δt grad
concioA	188.15	1.00	-9030.71	5.19E+05	9.89E+10	-8.280E-05	-8.179E-05	-6.90	-6.82
concioB	144.40	1.00	-9030.71	4.83E+05	7.38E+10	-8.895E-05	-8.419E-05	-7.41	-7.02
concioC	161.21	1.00	-9030.71	4.97E+05	8.43E+10	-8.658E-05	-8.222E-05	-7.22	-6.85
concioD	144.40	1.00	-9030.71	4.83E+05	7.38E+10	-8.895E-05	-8.419E-05	-7.41	-7.02

3.2.3 Cedimenti differenziali ai sostegni ($Q_{\text{settl},k}$)

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

Sostegno	L1 [m]	L2 [m]	Lmedia [m]	δv (m)
Settl. SPA	42.00	42.00	42.00	-0.0084
P1	42.00	42.00	42.00	-0.0084
Settl. SPB	42.00	42.00	42.00	-0.0084

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

3.3 CARICHI AGENTI IN FASE 3

3.3.1 Variazioni termiche (T_k)

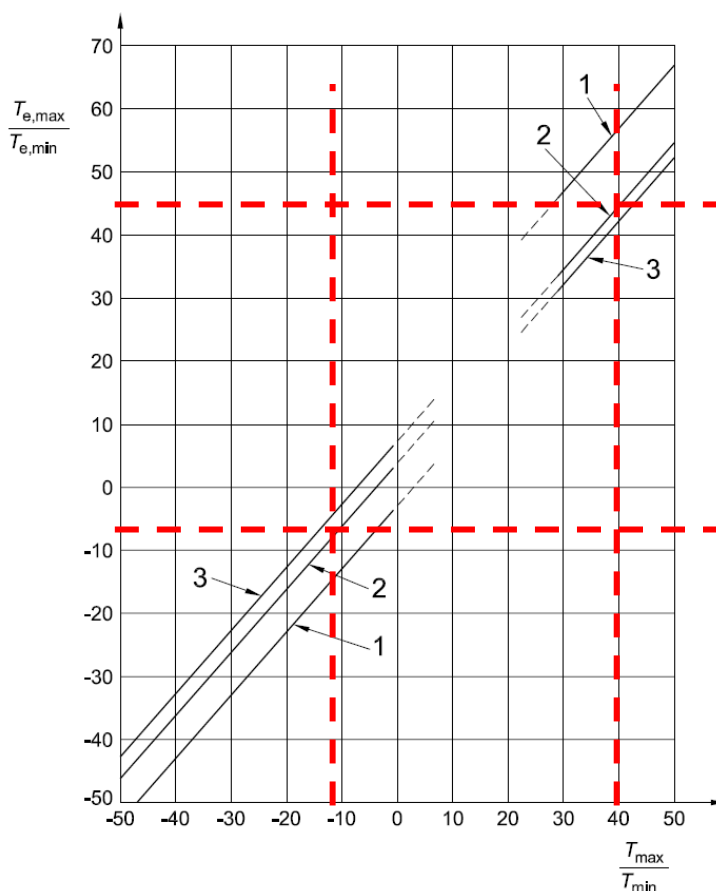
La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nelle norme UNI EN 1991-1-5 e nell'Annesso Nazionale.

3.3.1.1 Variazioni termiche uniformi Δt_w

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

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

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



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

Componente uniforme

T min	▼	-15.0 [°C]
T max	▼	42.0 [°C]
Te,min	▼	-11.0 [°C]
Te,max	▼	46.4 [°C]
ΔT_N	▼	57.4 [°C]
T_0	▼	20.0 [°C]
$\Delta T_{N,con}$	▼	-31.0 [°C]
$\Delta T_{N,exp}$	▼	26.4 [°C]

3.3.1.2 Variazioni termiche lineari Δt_M

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

Componente differenziale

$\Delta T_{M,heat}$	▼	15.0 [°C]
$\Delta T_{M,cool}$	▼	-18.0 [°C]
Spessore rivestimento	6	1: non rivestito / 2: impermeabilizz 3: 50 mm / 4: 100 mm / 5: 150 mm 6: massiciata
$k_{sur,heat}$	▼	0.8 [-]
$k_{sur,cool}$	▼	1.2 [-]
$\Delta T_{M,heat}$	▼	12.0 [°C]
$\Delta T_{M,cool}$	▼	-21.6 [°C]

3.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

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

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

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

3.3.2 Carichi mobili (q_k)

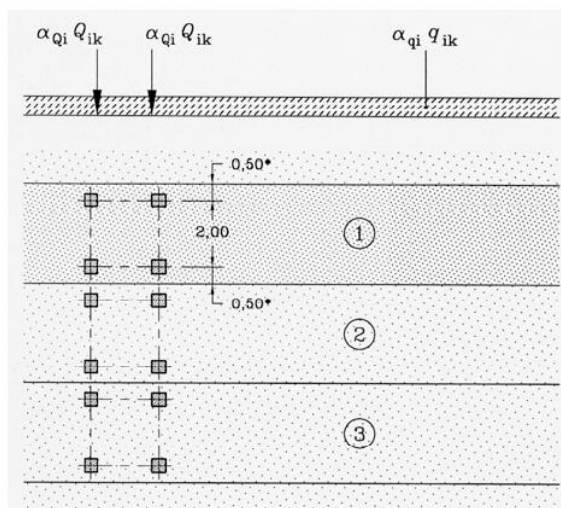
3.3.2.1 Carichi mobili da traffico veicolare

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, di larghezza utile pari a 14.5 m, è in grado di ospitare 4 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente risulta quindi pari a 2.2m.

Modelli di carico per S.L. esercizio

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



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

Si considera una suddivisione di base che prevede la presenza di 2 corsie di carico.

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

- veicolo TS1 fatto viaggiare lato bordo esterno
- veicolo TS2 fatto viaggiare accostato al veicolo TS1

Pattern UDL

Si considerano in questo caso patterns 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.

I patterns UDL elementari sono formati da:

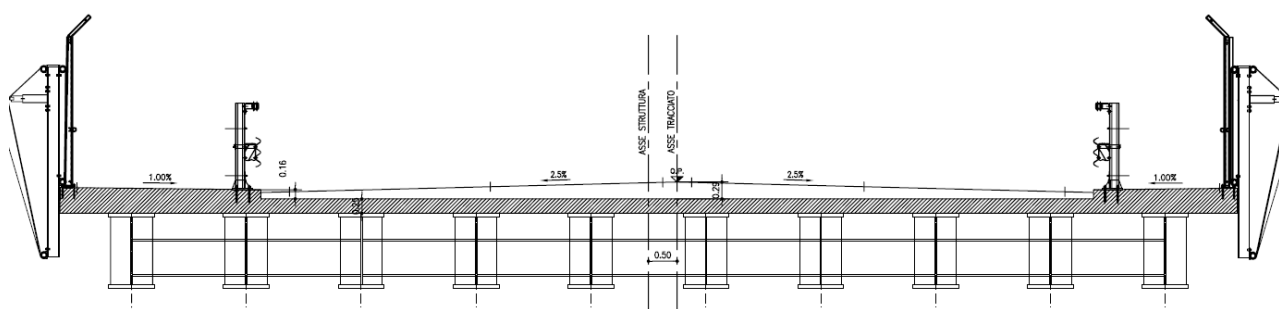
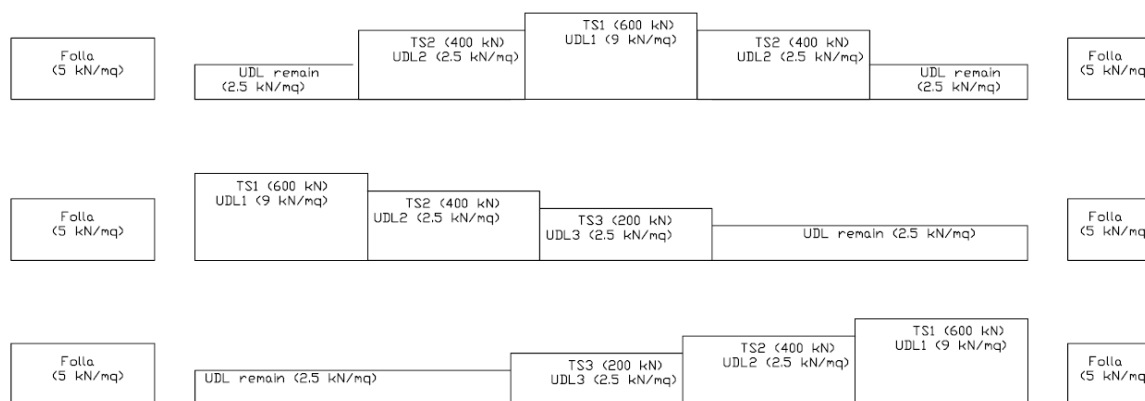
- 1 una stesa da 9 kN/m², larga 3 m, disposta lato bordo esterno
- 1 stese da 2.5 kN/m², larga 3 m, affiancata alle altre
- 1 stesa da 2.5 kN/m², larga 1.0÷2.5 m, affiancata alle altre

In corrispondenza dell'ampliamento per visibilità, verrà caricata dal pattern UDL leggero anche la “remaining area” risultante dalla differenze tra ampiezza complessiva del piano viabile e delle 2 corsie nominali.

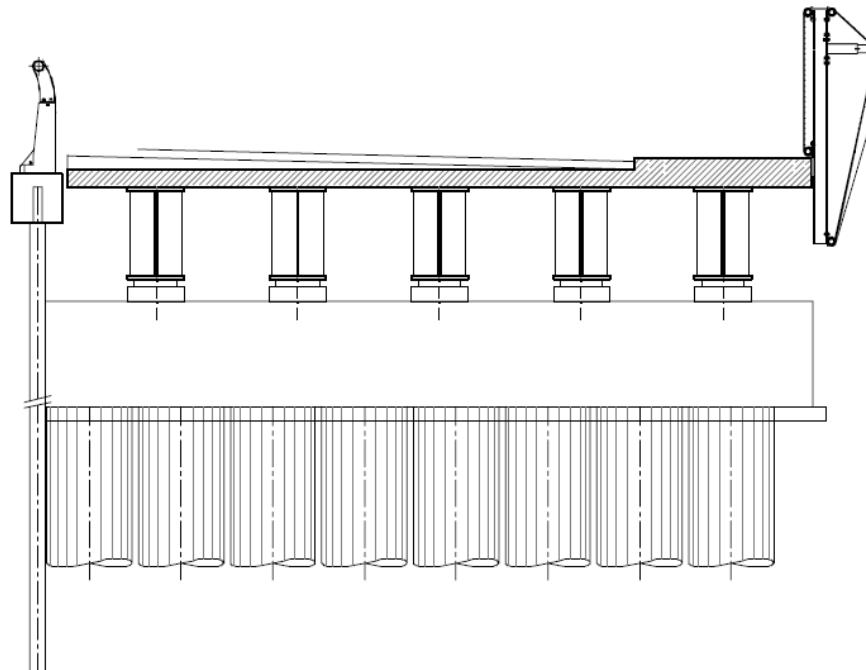
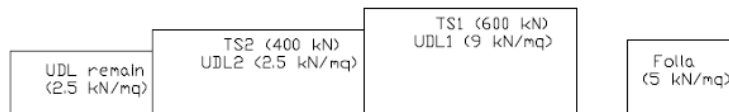
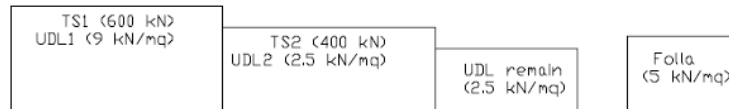
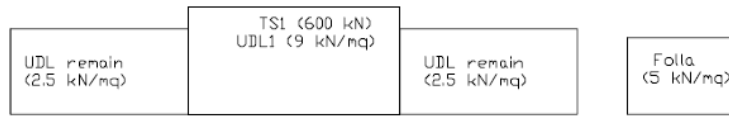
Sui marciapiedi è presente il carico da folla pari a 5.00 kN/m².

Per le verifiche delle travi longitudinali si considerano gli inviluppo delle sollecitazioni derivanti dalle disposizioni trasversali di carico indicate di seguito.

Gli schemi seguenti riportano le disposizioni trasversali studiate dei patterns di carico TS e UDL per la fase finale e la fase temporanea dell'opera.



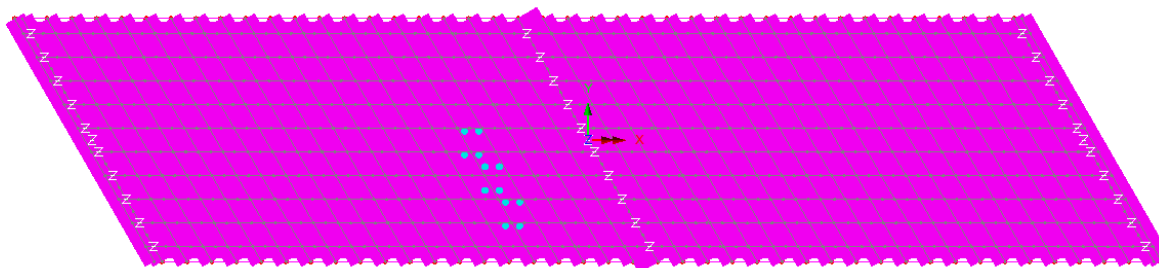
Fase finale



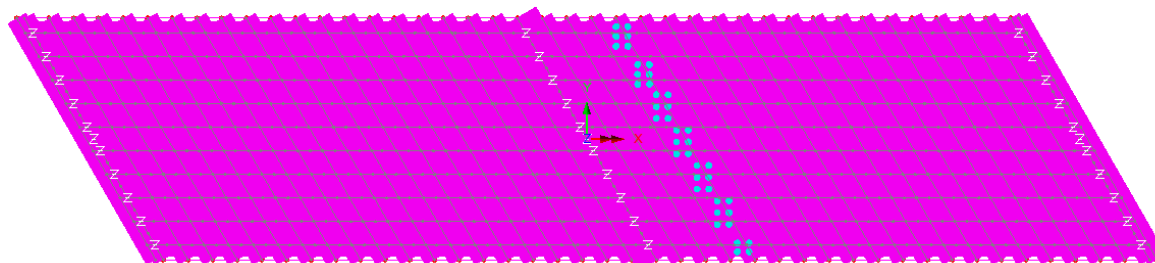
Fase temporanea

Le traiettorie di carico vengono allineate al bordo carreggiata sx/dx.

Esempi di disposizioni dei carichi TS



Esempi di disposizioni dei carichi UDL e Folla



Per la massimizzazione/minimizzazione del quadro tensionale locale dei traversi di spalla, di pila e corrente (cfr. capitoli introduttivi per gli elementi su cui si focalizza l'attenzione), si sono studiate specifiche disposizioni di carico mobile, definite sulla base delle effettive linee di influenza delle sollecitazioni nelle sezioni di verifica dei traversi.

3.3.2.2 Azioni di frenatura ($q_{l,k}$)

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:

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

dove:

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

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

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

$$L = 84 \text{ m}$$

Ne consegue:

$$Q_{lk} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 84 = 586.7 \text{ kN}$$

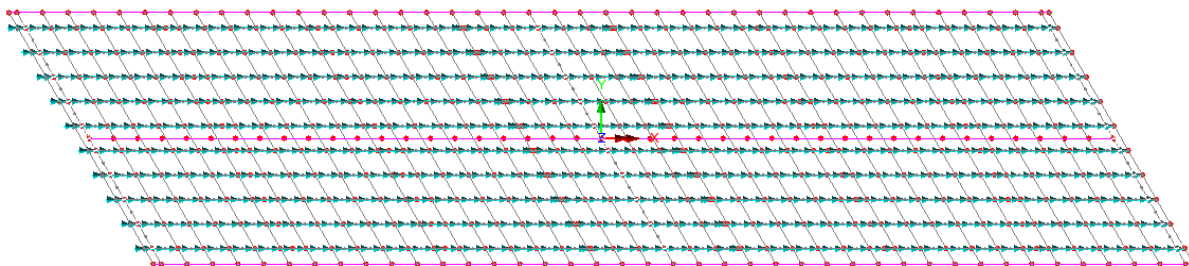
Si pone quindi:

$$Q_{lk} = 587 \text{ kN}$$

L'azione complessiva viene uniformemente distribuita sulle 10 travi principali, considerando un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_{l,k} = 587 / (10 \times 84) = 699 \text{ N/m/trave}$$

Disposizione del carico da frenatura



3.3.2.3 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

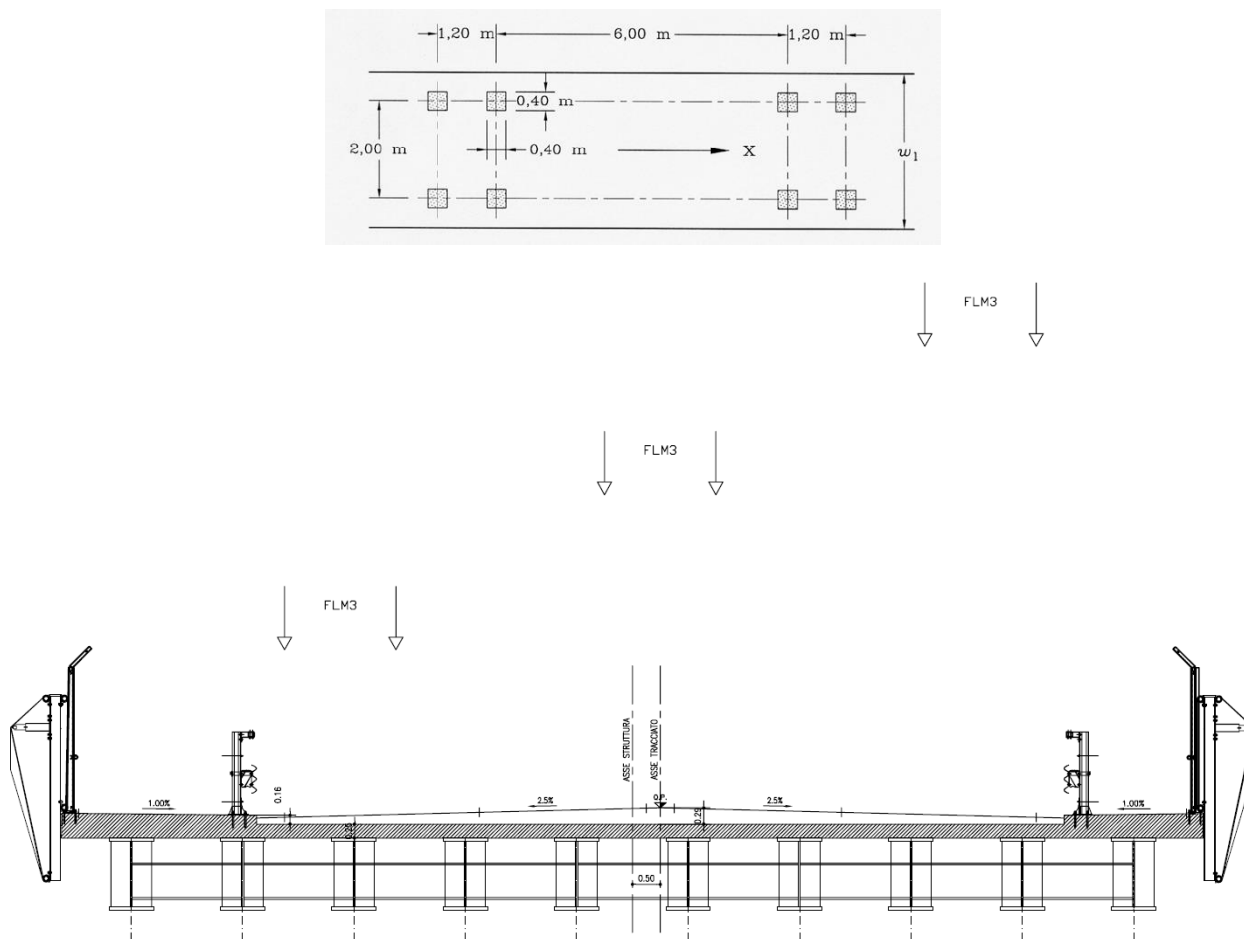
Nello specifico caso, si evidenzia che sono stati presi in considerazione solamente i modelli LM1 ed FLM3. Il modello LM1 è infatti in grado di “coprire” le situazioni maggiormente sfavorevoli dal punto di vista dell'analisi locale.

3.3.3 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.

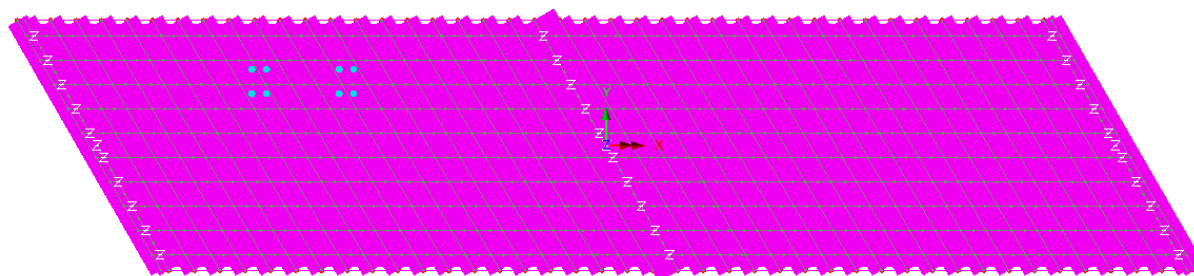
Il veicolo a 4 assi da 120 kN, viene fatto viaggiare in asse alla carreggiata effettiva, alternativamente nelle due direzioni di marcia, incrementando la posizione longitudinale di 1 m.

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



Si considerano trasversalmente tre posizioni di carico, afferenti alle due traiettorie individuate, lungo cui viene fatto viaggiare il veicolo FLM3. In ambedue i casi, a favore di sicurezza, il veicolo viene fatto “viaggiare” con la medesima eccentricità della corsia 1 (anziché in centro carreggiata).

Esempi di disposizioni del carico FLM3



3.3.4 Azione del vento (F_w)


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

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

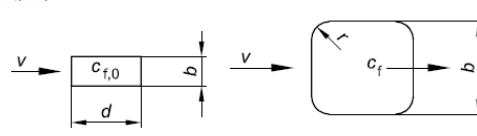
Per l'azione del vento sulle pile, si considera, per semplicità ed a favore di sicurezza, la pressione insistente sulla superficie di prospetto trasversale di ambedue i fusti che compongono la pila.

Non si considera, per semplicità, la pressione del vento agente sulla parte di raccordo inferiore.

Nelle tabelle seguenti si riepilogano i parametri di base relativi al calcolo del vento su impalcato e pile unitamente ai valori calcolati.

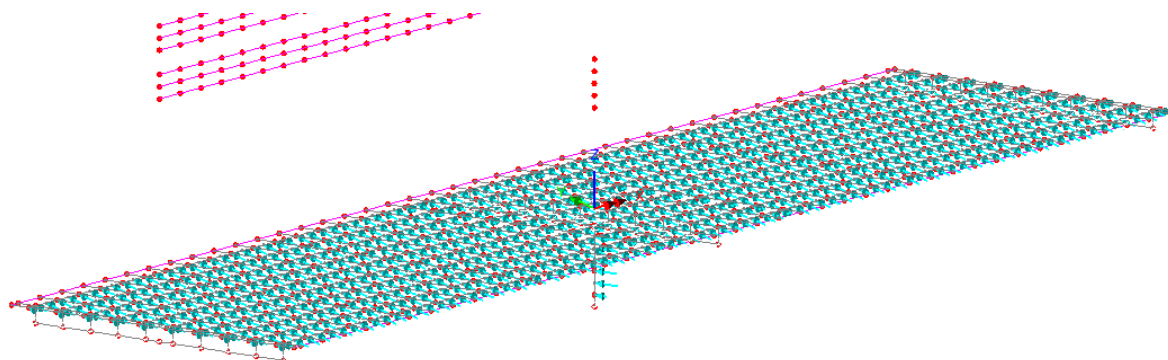
Calcolo azioni del vento su impalcato da ponte secondo EN 1991-1-4 + NAD			
Calcolo parametri di base		Caratteristiche impalcato	
Categoria sito	III HI-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b_{mp}	20.5 m (cfr. figura)
Zona	2 UNI EN 1991-1-4	z	7.3 m quota baricentro struttura da p.c.
a_s	30 m - quota sito	d_{sagoma}	3 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
v_{b0}	25 4.1.(1) P	$d_{s,scarico}$	3.7 (m) $d_{s,}$ A ponte scarico (cfr. figura)
a_0	750 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	$d_{c,carico}$	3.7 (m) $d_{c,}$ 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}	25 4.1.(1) P	$C_{ix,scarico}$	1.30 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
v_b	28.2 velocità di base del vento	$C_{ix,carico}$	1.30
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	$b/d_{scarico}$	5.54
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	b/d_{carico}	5.54
C_r	0.86 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	$f_{w,scarico}$	1241 (N/m ²) pressione specifica nominale
C_{sod}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,carico}$	1241
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	f_w^*	1075 (N/m ²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
C_0	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3	$F_{w,scarico}$	4592 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
T_r	200 periodo di ritorno	$F_{w,carico}$	4592 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
k_1	0.14	$\min(\psi_0 F_w; F_w^*)$	3976 (N/m) Ris. a ponte scarico, valore di combinazione
n	1		($\min \psi_0 F_w; F_w^*$)
α_r	1.13	L'altezza della sagoma in transito non sarebbe a rigore oggetto di decisione nazionale	
z_0	0.1 EN 1991-1-4 §4.3.2	Esempi di calcolo di d_{tot} per impalcato con barriera e con sagoma stradale	
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1	EN 1991-1-4 - figura 8.3	
z_{min}	5.00 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2		
k_r	0.20 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)		
$v_m(z)$	24.1 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)		
σ_v	5.62 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)		
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)		
$I_v(z)$	0.23 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
$C_{pe}(z)$	1.93 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
$q_p(z)$	954.68 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		
v_b	25.34 EN 1991-1-4 §8.1 (4) + NAD		
$v_m(z)$	21.68 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)		
$I_v^*(z)$	0.26 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
$c_{pe}^*(z)$	2.06 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
$q_p^*(z)$	826.56 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		

Per le elevazioni si considera l'azione del vento calcolata come riportato di seguito:

Calcolo azioni del vento su pile prismatiche EN 1991-1-4 + NAD			
Calcolo parametri di base		Caratteristiche sezione	
Categoria sito	III I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b	0.8 m (cfr. figura)
Zona	2 UNI EN 1991-1-4	d	20 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
a_s	30 m - quota sito	r	0 raggio smusso (m)
v_{b0}	25 4.1.(1) P	z_{max}	5.7 m quota testa pila
a_0	750 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d/b	25.000
k_a	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	l/b	7.13
v_{b0}	25 4.1.(1) P	r/b	0.0000
v_b	28.2 velocità di base del vento	λ	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	$C_{f,0}$	0.90 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	Ψ_r	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
C_r	0.81 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	Ψ_λ	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
$C_r(0)$	0.78 Coeff. Rugosità terreno, q 0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)	C_r	0.90 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,0}$	757.17 N/m ²
k_1	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	$f_{w,(zmax)}$	791.93
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3		
T_r	200 periodo di ritorno		
k_1	0.14	774.55	
n	1	620 N/m	
α_r	1.13		
z_0	0.1 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1		
z_{min}	5.00 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2		
k_r	0.20 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)		
$v_m(z)$	22.7 Velocità media del vento quota z max		
$v_m(0)$	22.0 Velocità media del vento quota p.c.		
α_v	5.62 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.)		
$I_v(z)$	0.25		
$I_v(0)$	0.26		
$C_e(z)$	1.7760		
$q_p(z)$	879.92		
$q_p(0)$	841.30		

Ai fini del calcolo, l'azione insistente sull'impalcato verrà applicata distribuendo l'azione sulle 10 travi della sovrastruttura considerando la situazione più gravosa di ponte carico. Per le pile, si considererà la pressione media insistente lungo il fusto.

Disposizione del carico da vento



Calcolo locale su rete architettonica

Cautelativamente applichiamo il **cp per le zone di bordo** con **opacità al 100%**:

$$Q_{wind} = 2.10 \times \sim 880 \text{ N/m}^2 = \dots \sim 1850 \text{ N/m}^2$$

3.3.5 Azione sismica (E_d)

3.3.5.1 Parametri di calcolo

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 sè:

- | | | |
|------------------------------|---|-----------------------|
| - Vita utile dell'opera | → | 50 anni |
| - Classe d'uso IV | → | $C_u = 2.0$ |
| - Vita di riferimento | → | 100 anni |
| - Probabilità di superamento | → | $P_{RV} (SLV) = 10\%$ |

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

- | | |
|----------------------------|---------|
| - Comune: | Bologna |
| - Categoria di sottosuolo: | D |
| - Condizione topografica: | T1 |

Calcolo locale su rete architettonica

Le **azioni sismiche** insistenti sulla struttura del sostegno della rete architettonica sono scarsamente significative. La massa della parte in elevazione risulta in generale esigua.

E' immediato pertanto constatare che le azioni sismiche orizzontali non potranno in generale mai essere paragonabili alle azioni orizzontali d'esercizio.

3.3.5.2 Spettri di progetto

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.

L'utilizzo di isolatori elastomerici per vincolare l'opera alle sottostrutture, fanno sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi.

In ogni caso, si terrà conto, nella definizione dello spettro, del maggiore smorzamento solamente entro i campi di periodo dominati dalla vibrazione della sovrastruttura.

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

Spettro di progetto orizzontale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_o	2.426
T_c^*	0.315 s
S_s	1.640
C_c	2.227
S_T	1.000
q	1.220

Parametri dipendenti

S	1.640
η	0.820
T_B	0.234 s
T_C	0.702 s
T_D	2.440 s

Spettro di progetto verticale

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.130 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.501
S	1.000
η	0.667

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.262 g
F_o	2.451
T_c^*	0.322 s
S_s	1.435
C_c	2.203
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.435
η	1.000
T_B	0.236 s
T_C	0.709 s
T_D	2.650 s

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{gv}	0.182 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.695
S	1.000
η	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.089 g
F_o	2.472
T_C^*	0.285 s
S_S	1.800
C_C	2.342
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.036 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

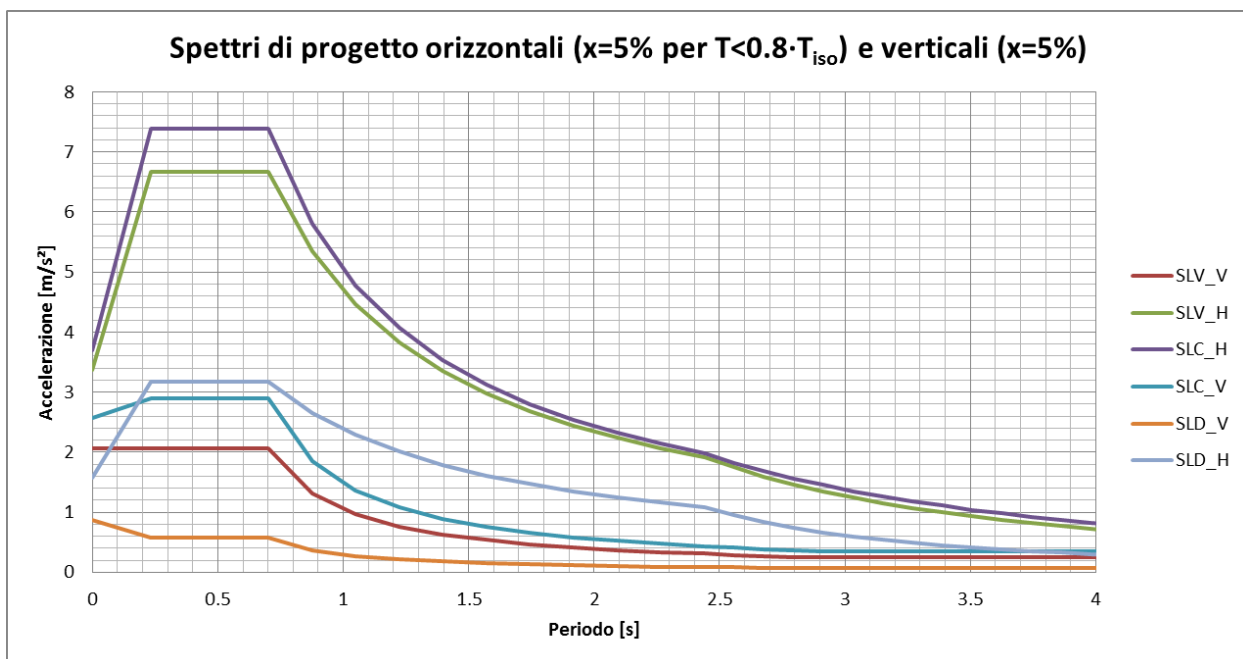
Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.222 s
T_C	0.667 s
T_D	1.956 s

Parametri dipendenti

F_v	0.995
S	1.000
η	1.000

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



3.3.5.3 Masse sismiche partecipanti

Viene di seguito riportato il calcolo delle masse sismiche:

	n	A [m ²]	L [m]	V [m ³]	γ [kN/m ³]	PP [kN]	Massa [ton]
concioA	10	0.15536	12	18.64	78.5	1463.5	146.3
concioB	20	0.08840	12	21.22	78.5	1665.5	166.5
concioC	20	0.10160	12.5	25.40	78.5	1993.9	199.4
concioD	20	0.08840	12.15	21.48	78.5	1686.3	168.6
traverso_T1	3	0.0528	20.8	3.29	78.5	258.6	25.9
traverso_T2	8	0.02454	20.8	4.08	78.5	320.6	32.1
soletta	1	5.125	84	430.50	25	10762.5	1076.3
manto	1	2.175	84	182.70	20	3654.0	365.4
marciapiede dx	1	0.4	84	33.60	25	840.0	84.0
marciapiede sx	1	0.56	84	47.04	25	1176.0	117.6
pila	1	18.04	5.7	102.83	25	2570.7	257.1
fondazione pila	1	3.75	24.5	91.88	25	2296.9	229.7
rinforzo pila	2	1.34	24.5	65.66	25	1641.5	164.2
barriere	2	1	84	168.00	1.5	252.0	25.2
rete veletta	2	1	84	168.00	3	504.0	50.4
20% mobili TS						240	24
20% mobili UDL						936.6	93.7
TOTALE							3226.2 ton

3.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-18, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi

EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-18 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-18 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.
- azione termica T_k per impalcato, 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 $Q_{kgr1/2}$ si intende l'involuppo delle sollecitazioni, elaborato sulla base dei carichi di gruppo 1 e 2

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

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

S.L.U. - T_k dominante

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

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

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.5 ÷ -1.5	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	1.2 ÷ 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0 ÷ 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.35 ÷ 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.5	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}	$1 \div 1$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	$1 \div 1$	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	$1 \div -1$	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	$1 \div 1$	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
$\gamma_{settl.}$	$0 \div 1$	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	$1.15 \div 0$	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	$1.0 \div 0$	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

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

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

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

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-18 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-18 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.

4 ANALISI STRUTTURALE

4.1 GENERALITÀ

La modellazione E.F. si basa sulla risoluzione di un semplice grigliato di travi e traversi, modellando l'effettiva distribuzione delle rigidezze nelle varie fasi di vita della struttura. Il modello include anche le pile, ipotizzate incastrate in corrispondenza dell'intradosso plinto, ed i dispositivi di vincolo. Come accennato in premessa, le spalle vengono analizzate separatamente come corpi rigidi.

I traversi vengono modellati considerando l'effettiva geometria. La discretizzazione prevede elementi tipo “beam” lineari a due nodi, di lunghezza massima pari a 1m circa, ed elementi joint adottati per schematizzare i dispositivi di vincolo di vario tipo. L'intero viadotto è stato modellato usando 2584 elementi di tipo “beam”.

La funzione di connessione trasversale operata dalla soletta è modellata in maniera “discreta”, connettendo i quattro fili di trave mediante elementi “beam” equivalenti disposti ad interasse longitudinale par ad 1 m, aventi le caratteristiche di una striscia di soletta larga, appunto, 1 metro.

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 verrà impiegato per l'analisi globale, statica lineare, per l'analisi dinamica, e per lo studio dettagliato delle sollecitazioni nei traversi.

Attraverso una modellazione più raffinata, derivante sempre da questo modello, si effettuerà il calcolo di dettaglio della statica trasversale della soletta sotto l'azione dei carichi concentrati connessi ai carichi mobili. In questo caso il modello verrà implementato a piastra nervata, modellando effettivamente tramite elementi shell la presenza della soletta.

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

o_pos
o_5-Fase3b.mys

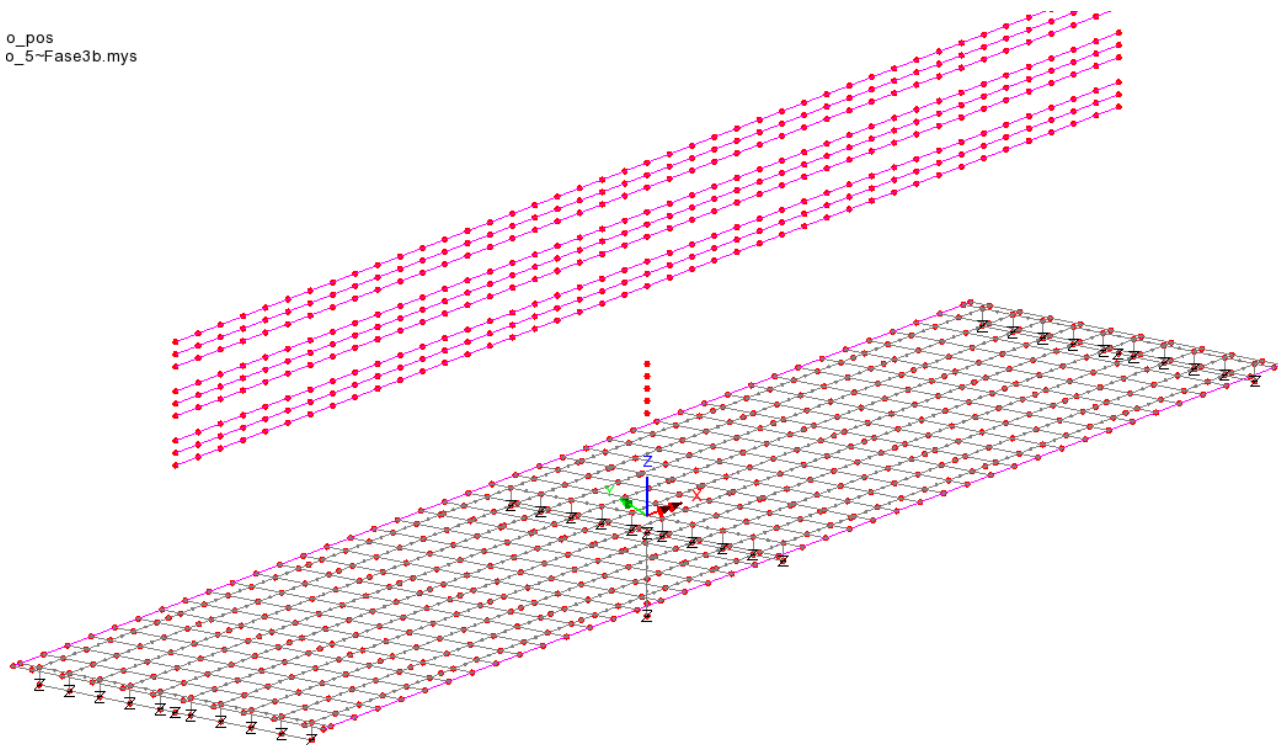


Figura 4-1 - Modello E.F. globale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 84.5754
Eye: (-0.559174, -0.703076, -0.439328)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP
Results file: Colombo_5~Fase1.mys

Geometric Key
Analysis: Fase1

Soletta (RSS D=0.25 B=1.82 major y)
concioloD_F1
concioloC_F1
concioloB_F1
concioloA_F1
TRAVERSO_Spalla_fase1
TRAVERSO_Intermedio_fase1
Geom_rigida
PILA_10T (RSS D=21.3 B=0.8 (PILA_10T) major y)
FOND_10T_larga (RSS D=23.8 B=3.75 major y)
JNT_geom

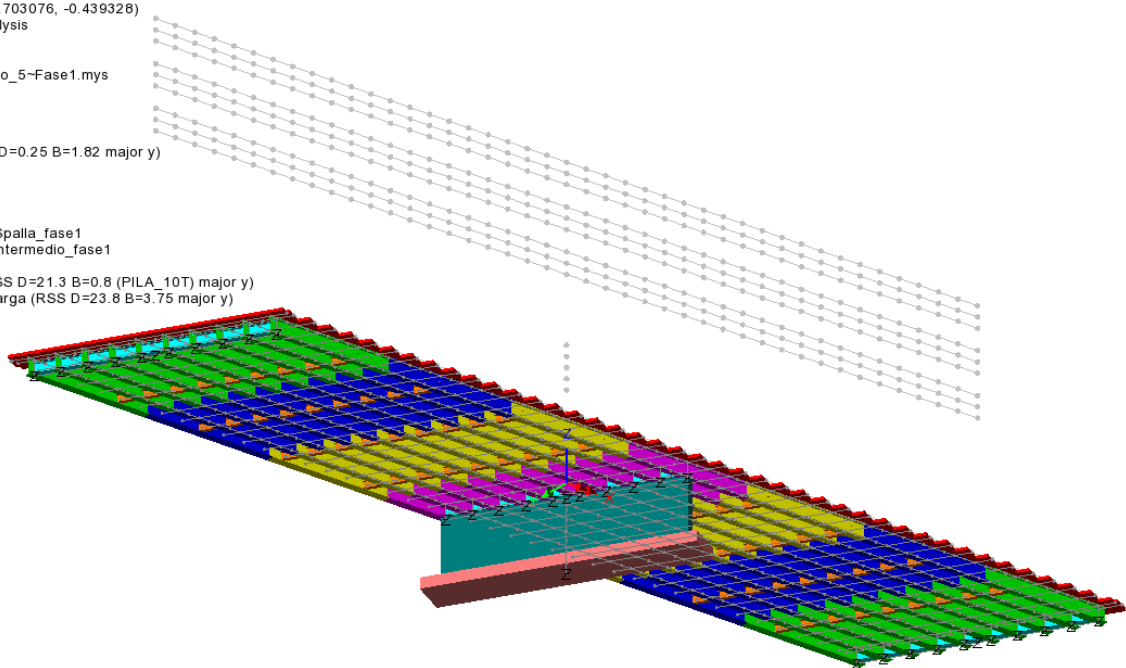


Figura 4-2 - Modello E.F. render I fase

Scale: 1: 312.143
Zoom: 114.53
Eye: (-0.615757, -0.707316, 0.3472)
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP

Geometric Key
Analysis: Fase1

Soletta (RSS D=0.25 B=1.82 major y)
concioloD_F1
concioloC_F1
concioloB_F1
concioloA_F1
TRAVERSO_Spalla_fase1
TRAVERSO_Intermedio_fase1
Geom_rigida
PILA_TEMP (RSS D=9.76 B=0.8 (PILA_TEMP) major y)
FOND_PILA_TEMP (RSS D=10.51 B=3.75 (fond_temp) major y)
JNT_geom

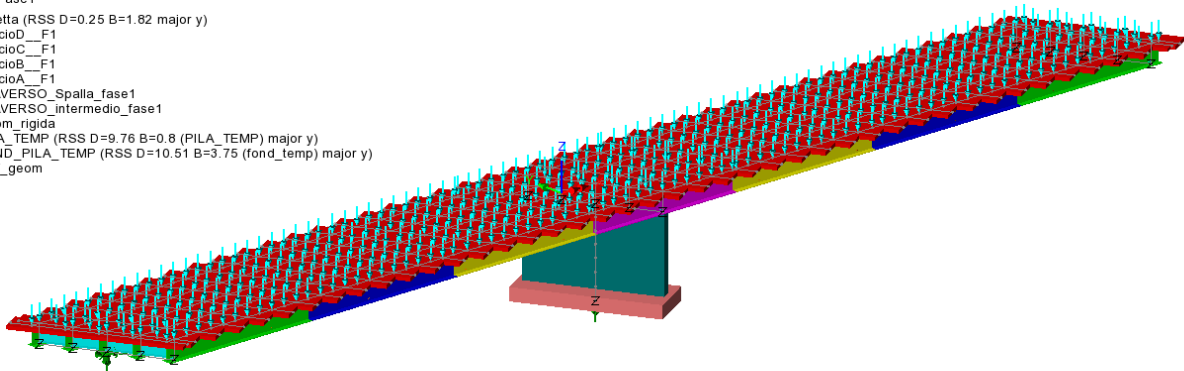


Figura 4-3 - Modello E.F fase temporanea render I fase

4.2 ANALISI STATICA GLOBALE

L'analisi statica globale viene risolta separatamente per le fasi di analisi considerate, sovrapponendo a valle dell'analisi gli effetti dei vari contributi di carico.

Il sistema ad elementi finiti è dotato di un post processore che seleziona in automatico, in fase di combinazione, i coefficienti moltiplicativi delle azioni γ_{fav} (favourable) ed γ_{unfav} (unfavourable).

I risultati presentati nel prosieguo afferenti a combinazioni S.L.U., sono relativi alla peggiore delle condizioni considerate nell'ambito delle singole azioni “leading”.

Di seguito, rimandando al dettaglio nei vari capitoli successivi, si riportano in forma grafica i diagrammi di sollecitazioni maggiormente rappresentativi in termini di azione interna.

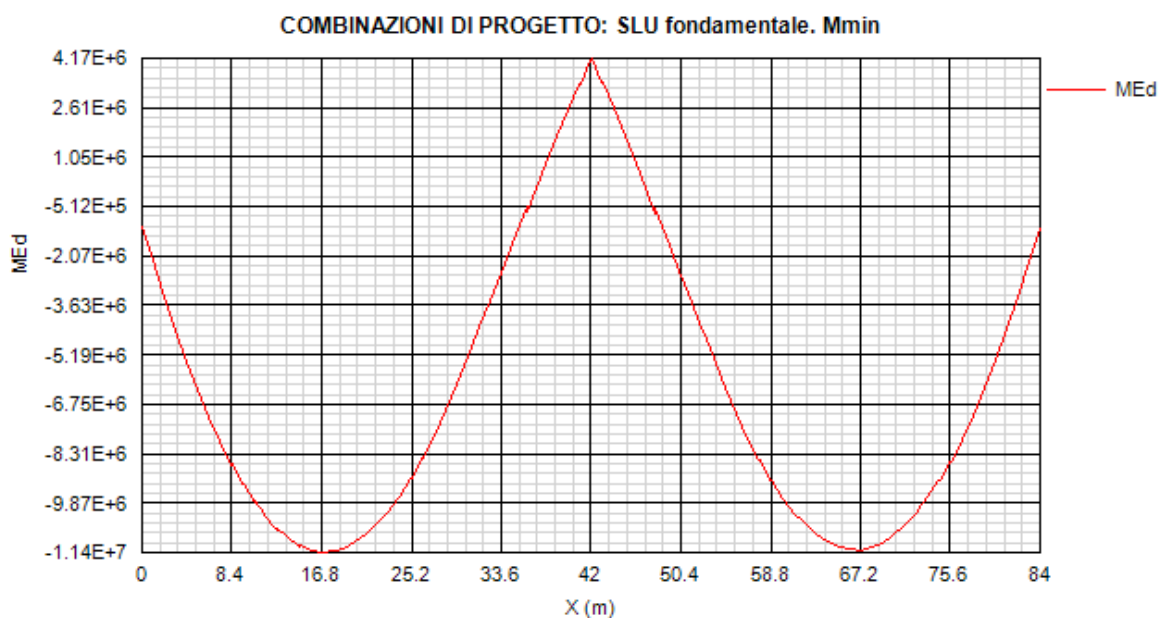
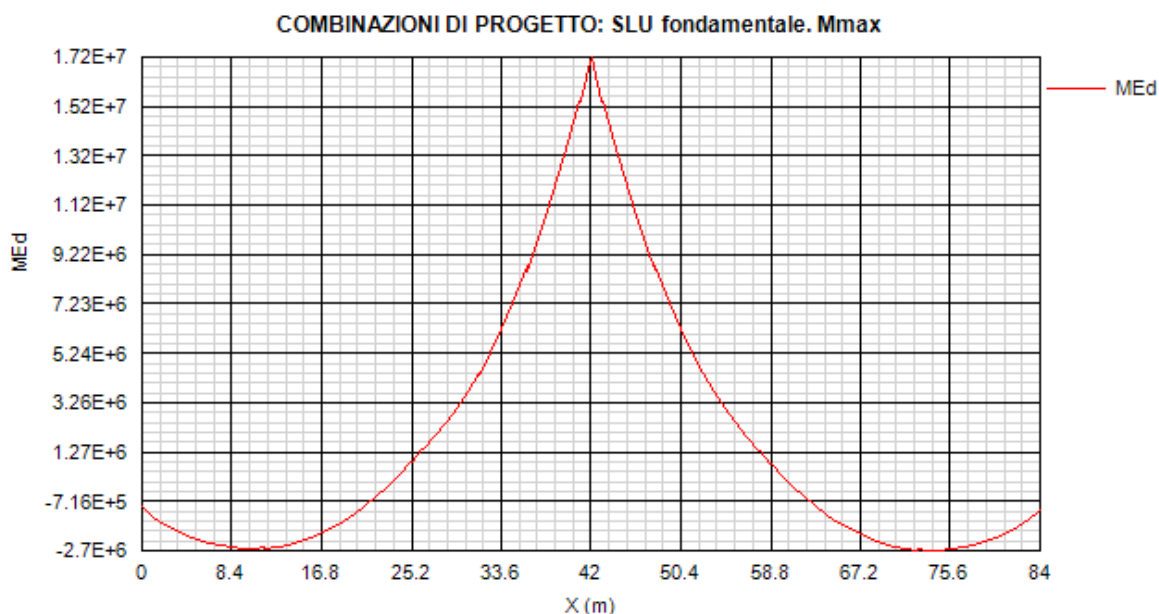
I diagrammi sono estratti, per comodità dal programma PontiEC4, che accede in automatico al database del programma ad elementi finiti. In generale, i valori indicati sono espressi in N e Nm.

Vengono rappresentati i diagrammi relativi alla fase finale della struttura completa, in seguito denominata “fase finale”, e della fase intermedia di costruzione che vede realizzata solamente la prima metà dell'impianto (v. par. 1.2), di seguito definita “fase temporanea”.

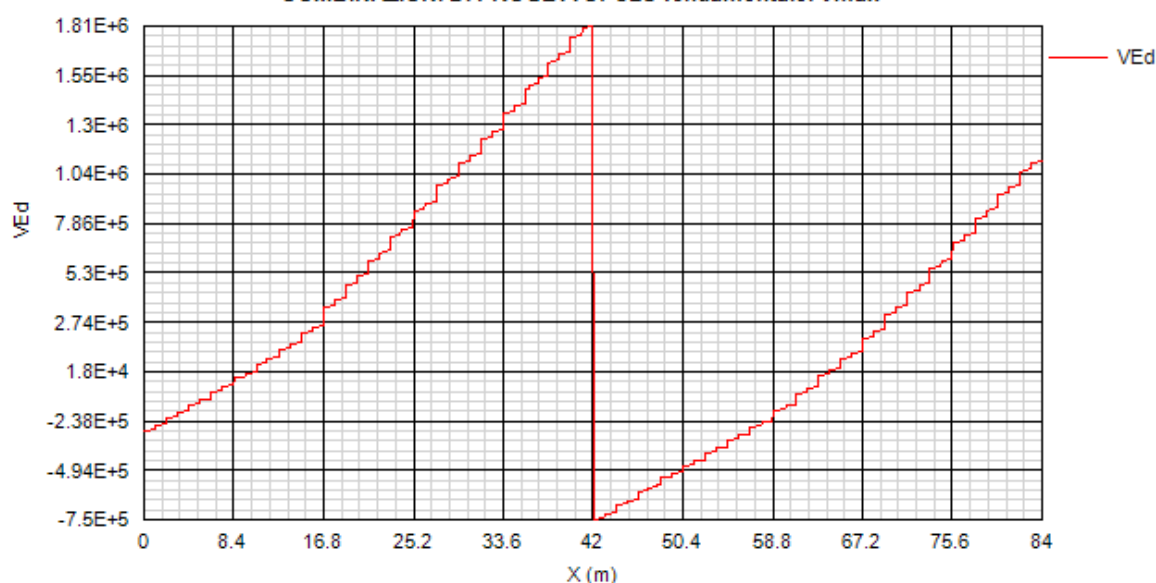
4.2.1 Risultati salienti - Fase finale

Analizzato lo stato tensionale risultante dell'intero impalcato nella fase finale, viene riportato il quadro relativo alla trave di bordo destra, la quale si è rivelata essere la più critica.

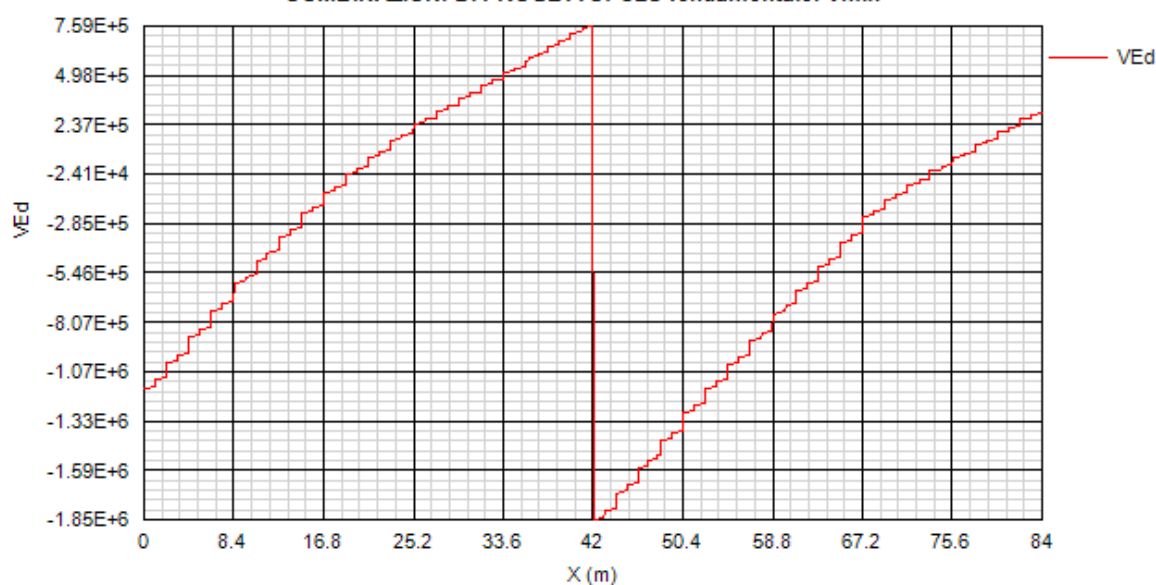
4.2.1.1 Trave principale di bordo



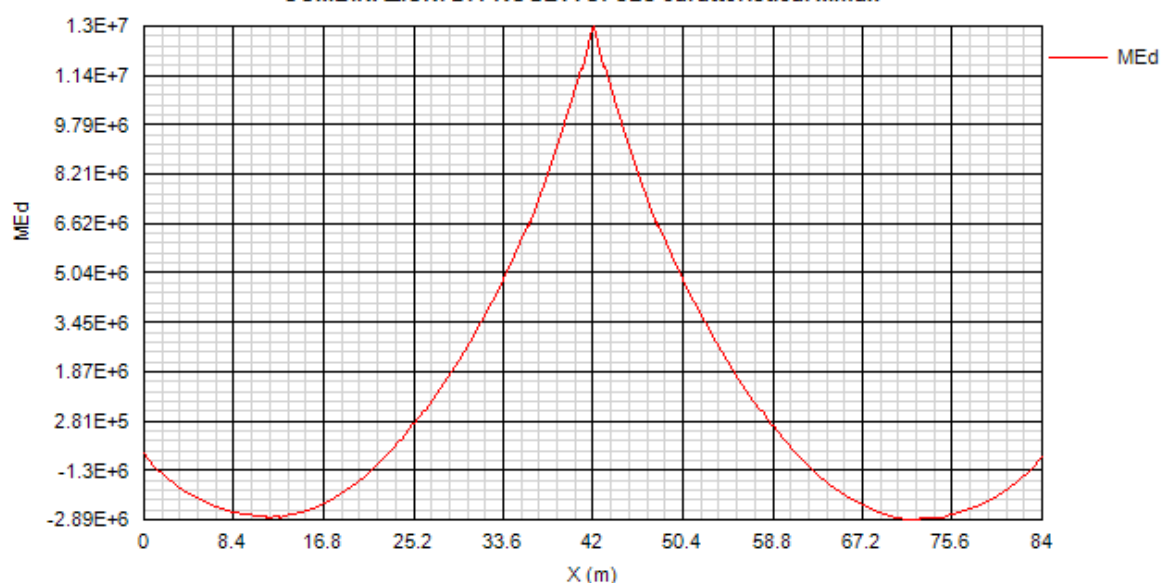
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax



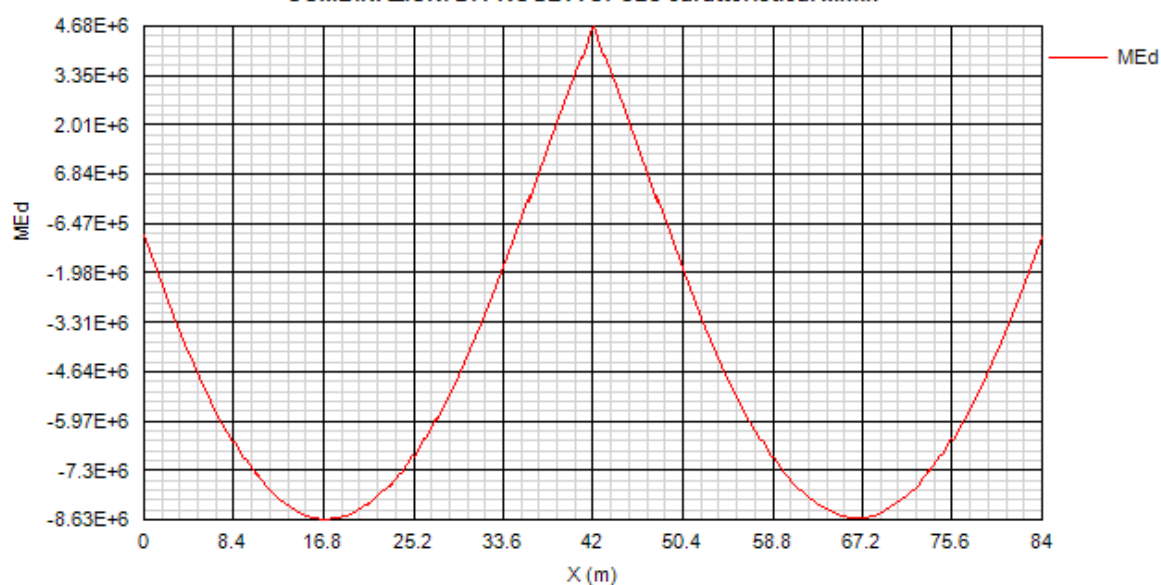
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



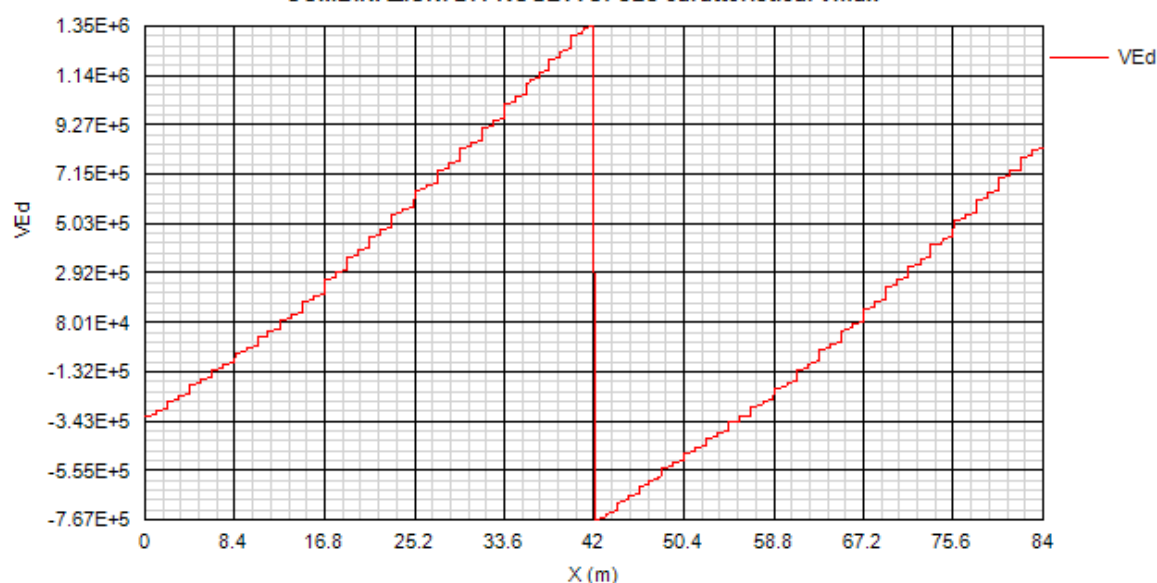
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax



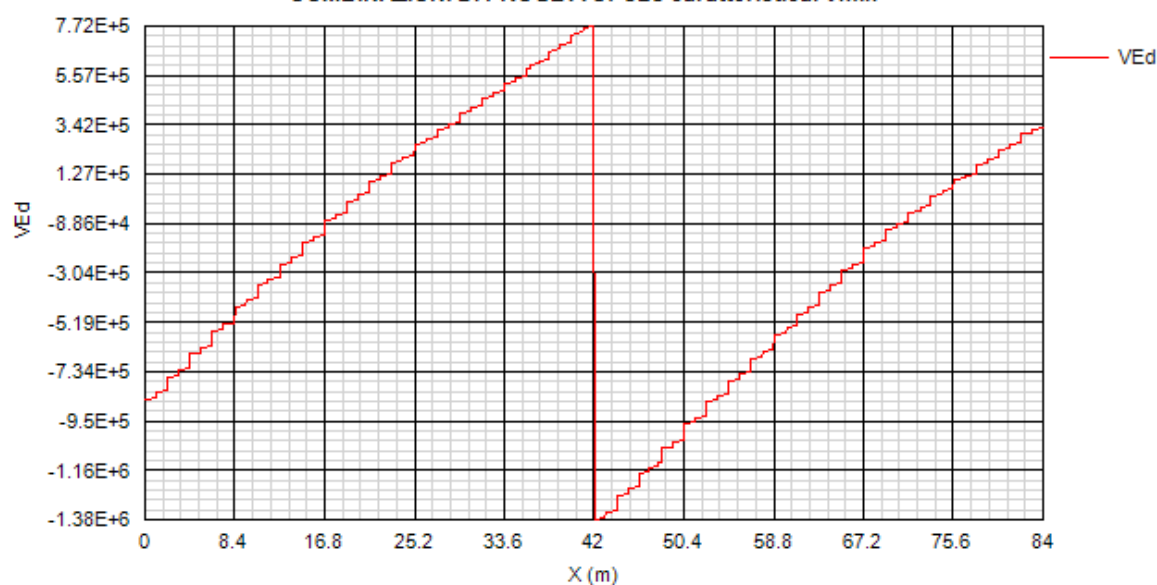
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin

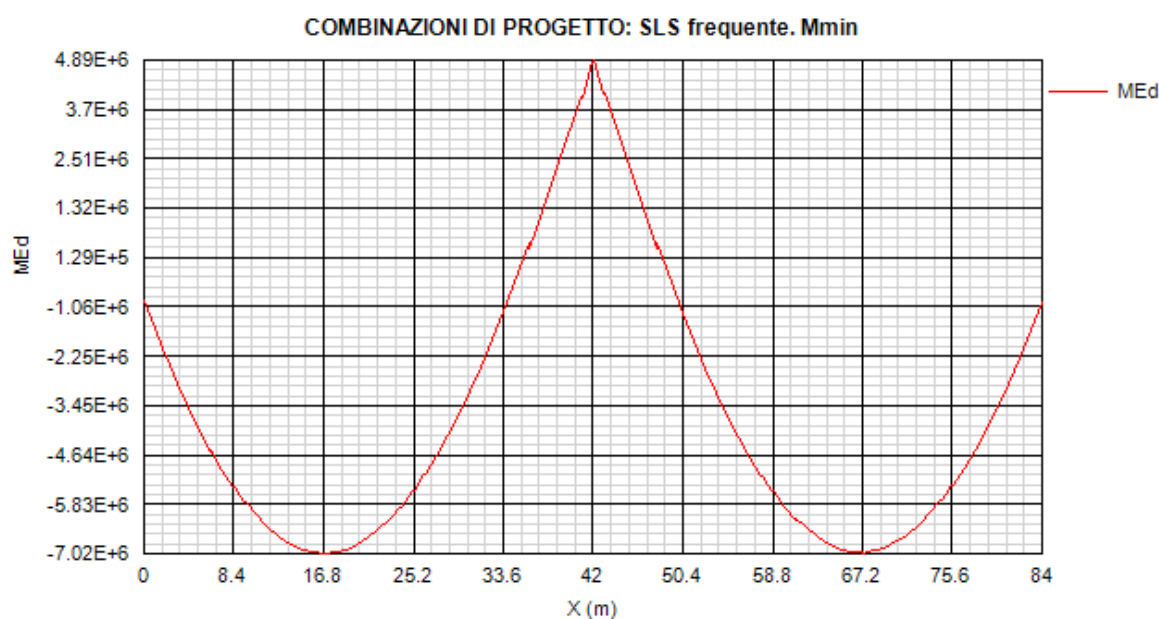
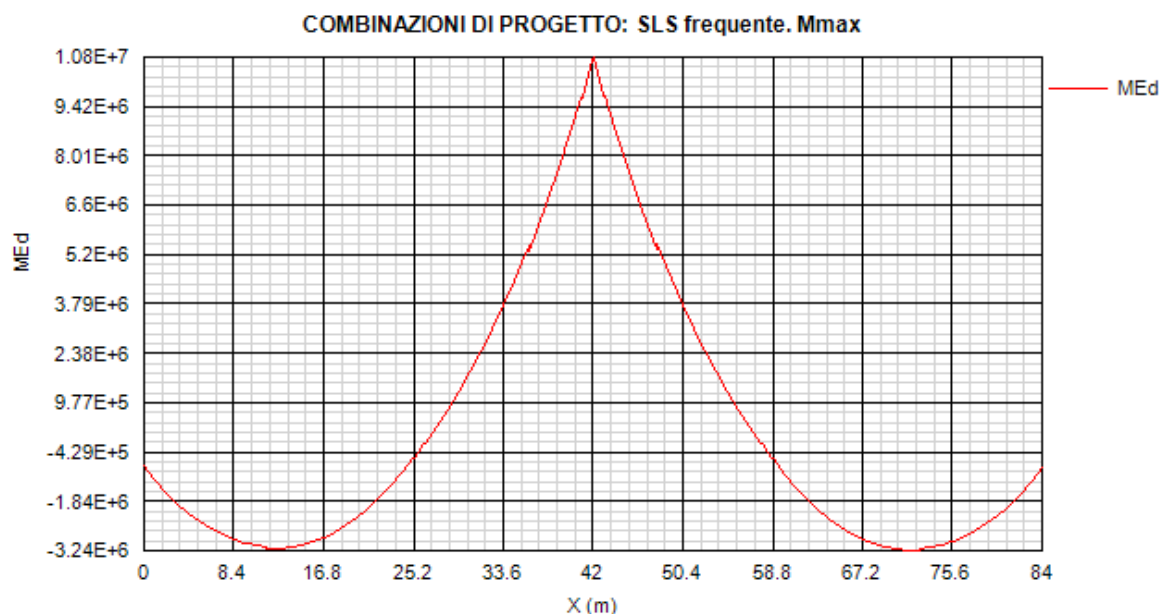


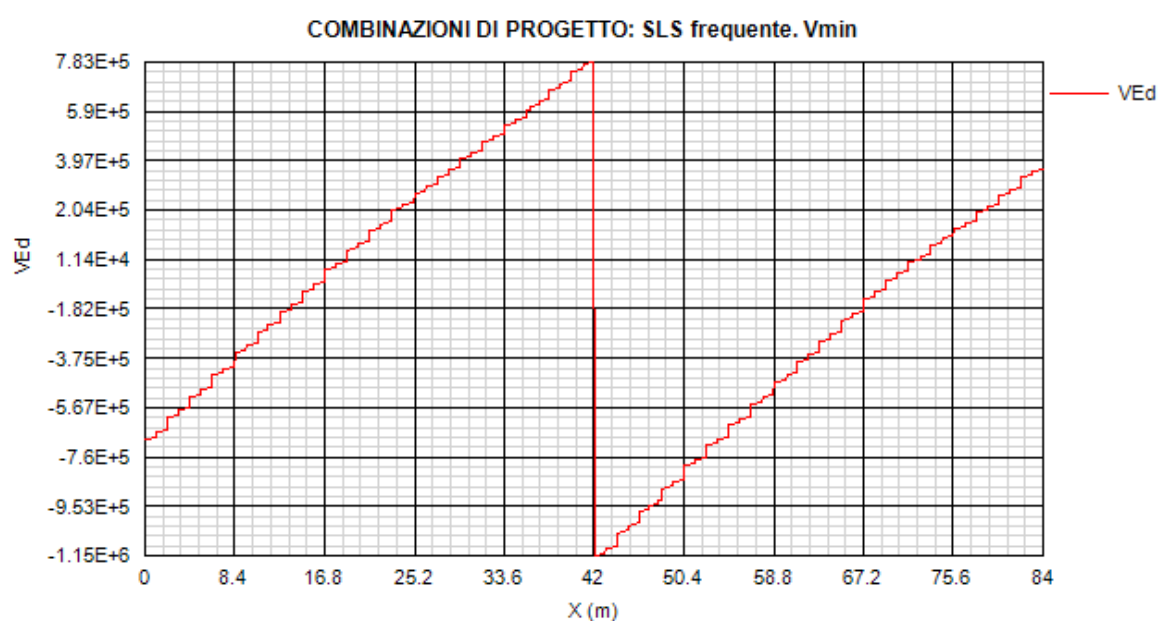
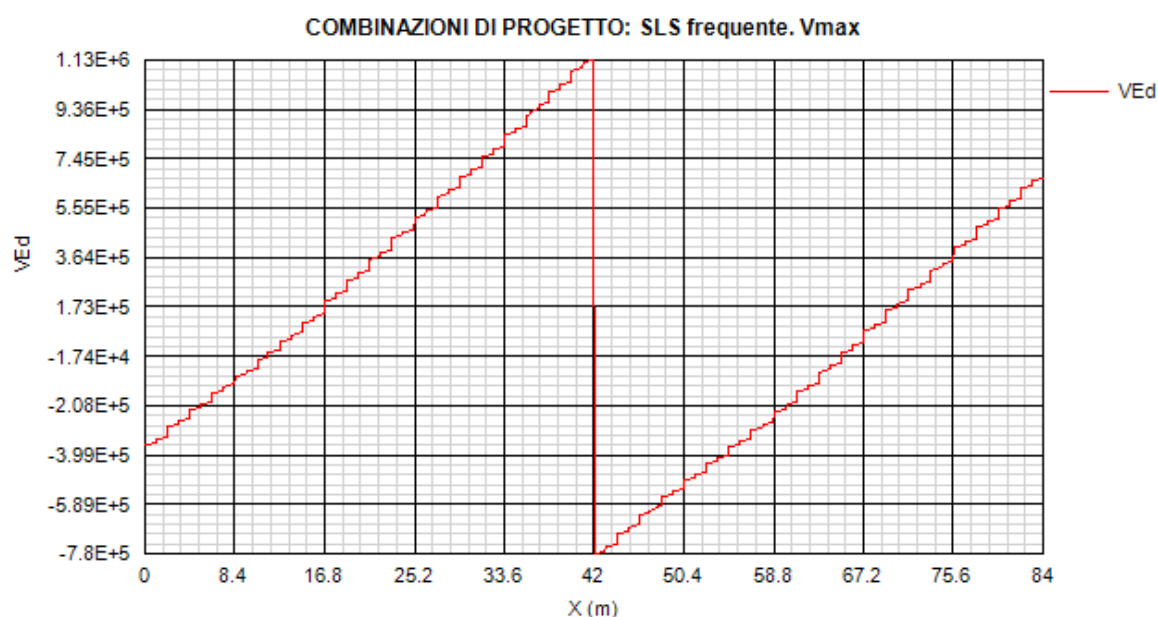
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmax

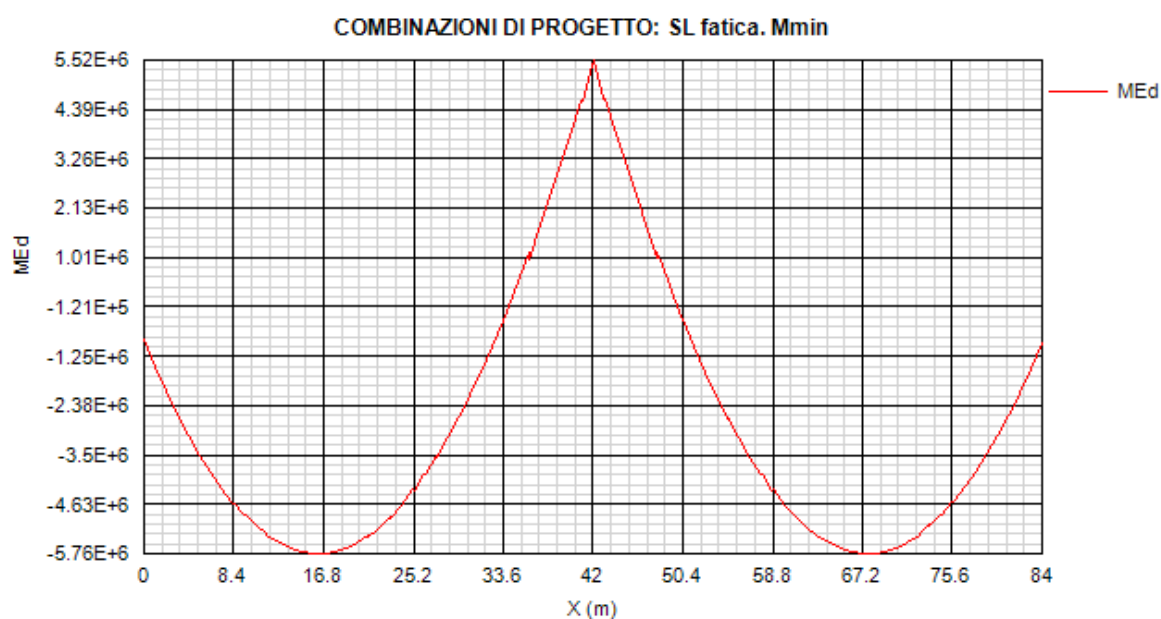
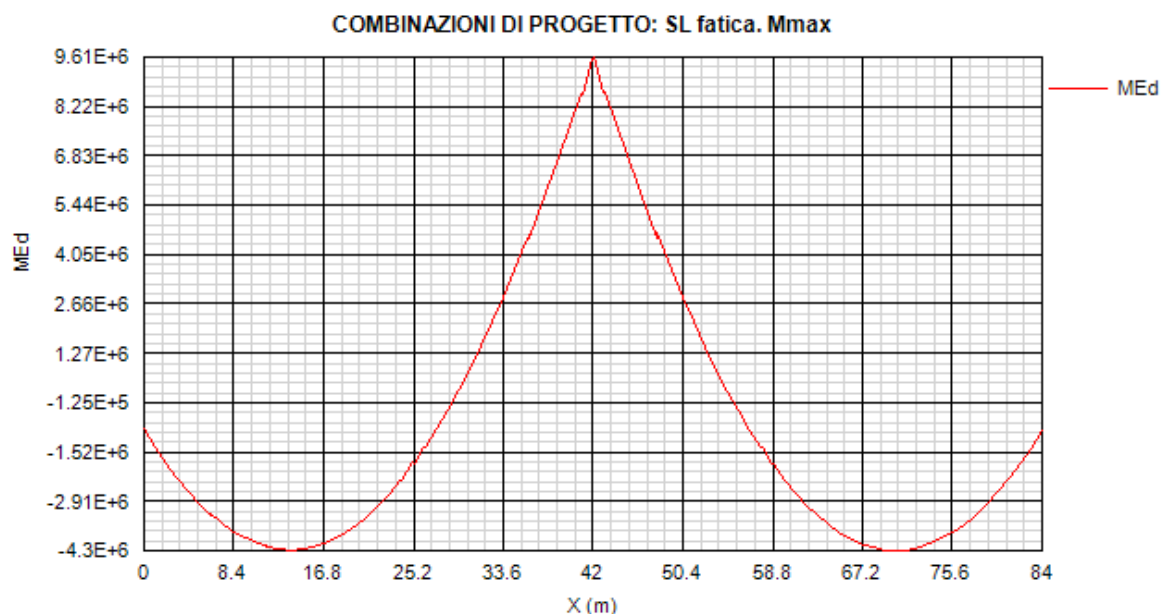


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmin

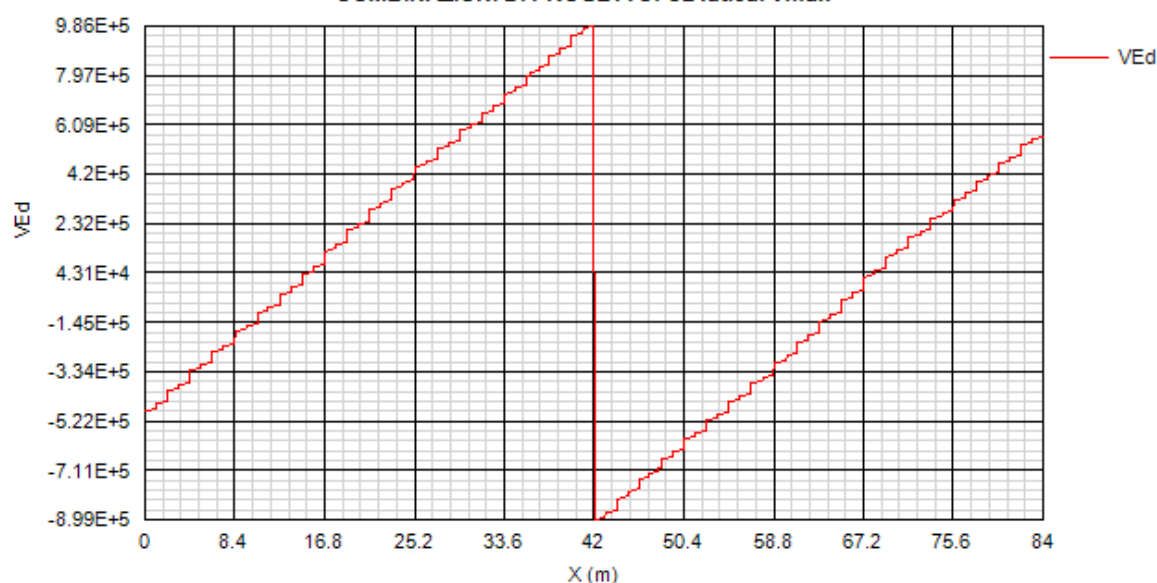




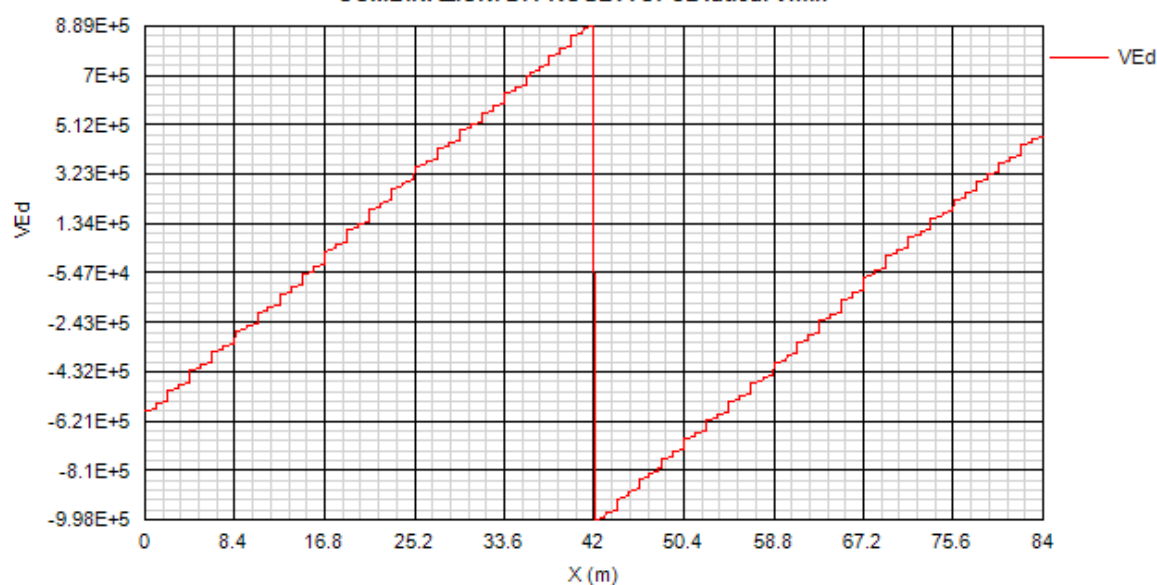




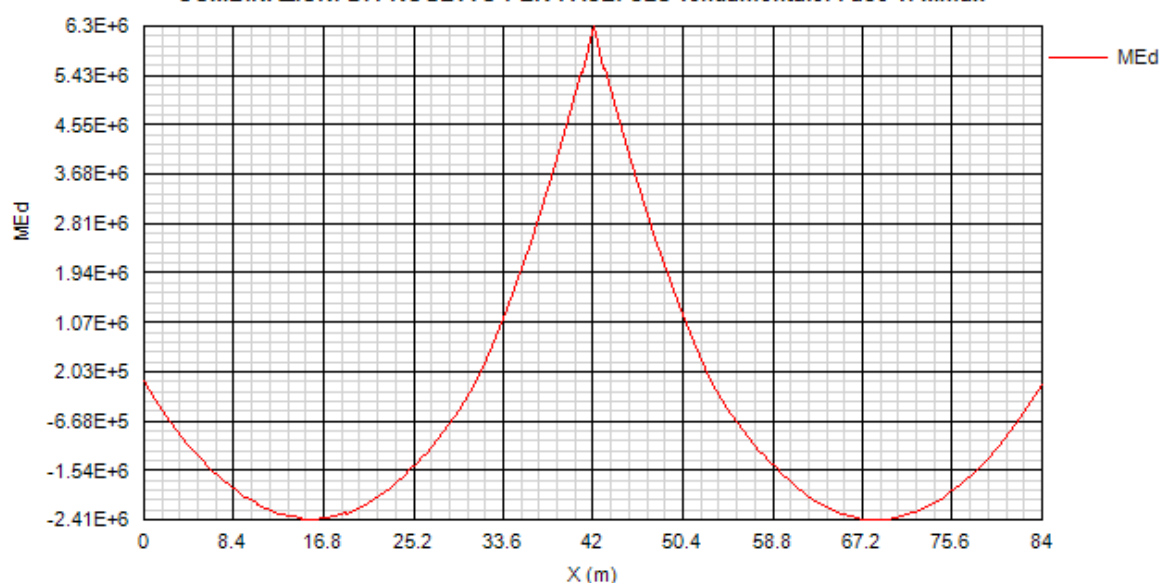
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmax



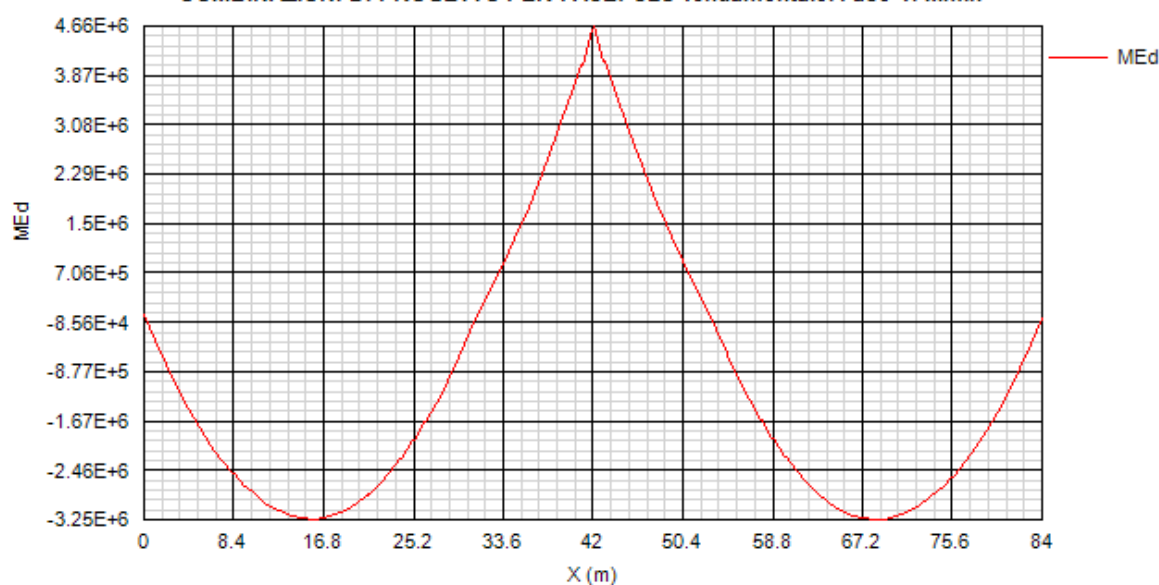
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmin



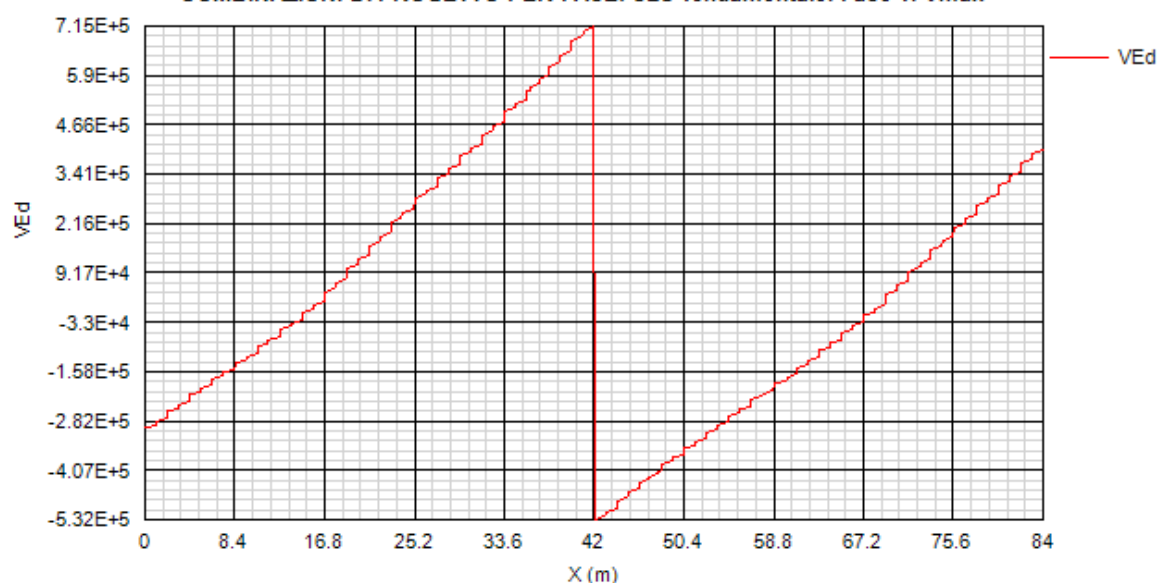
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Mmax



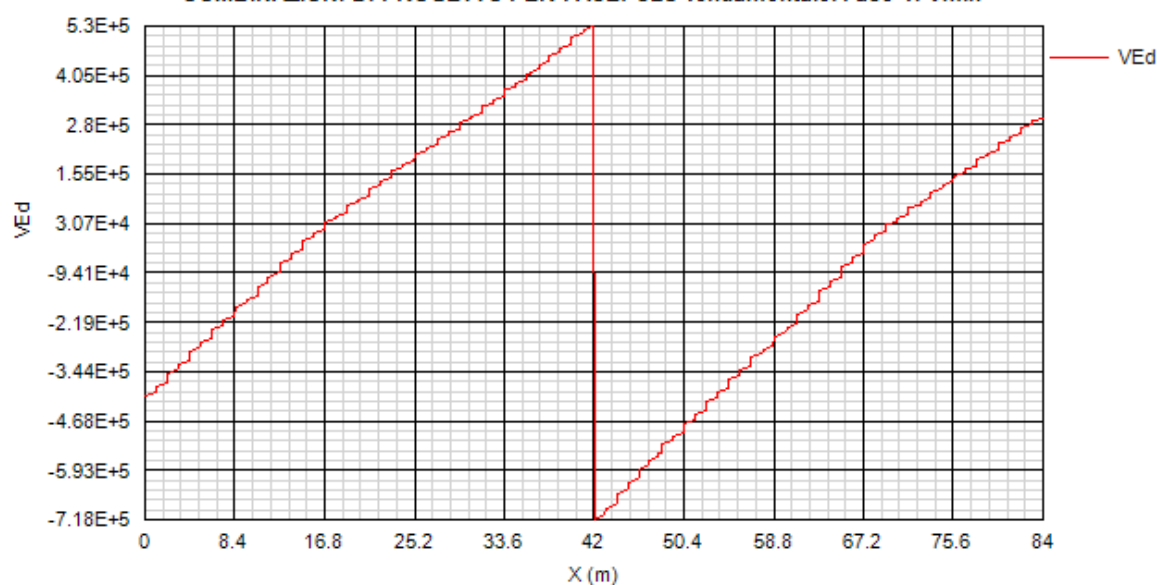
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Mmin



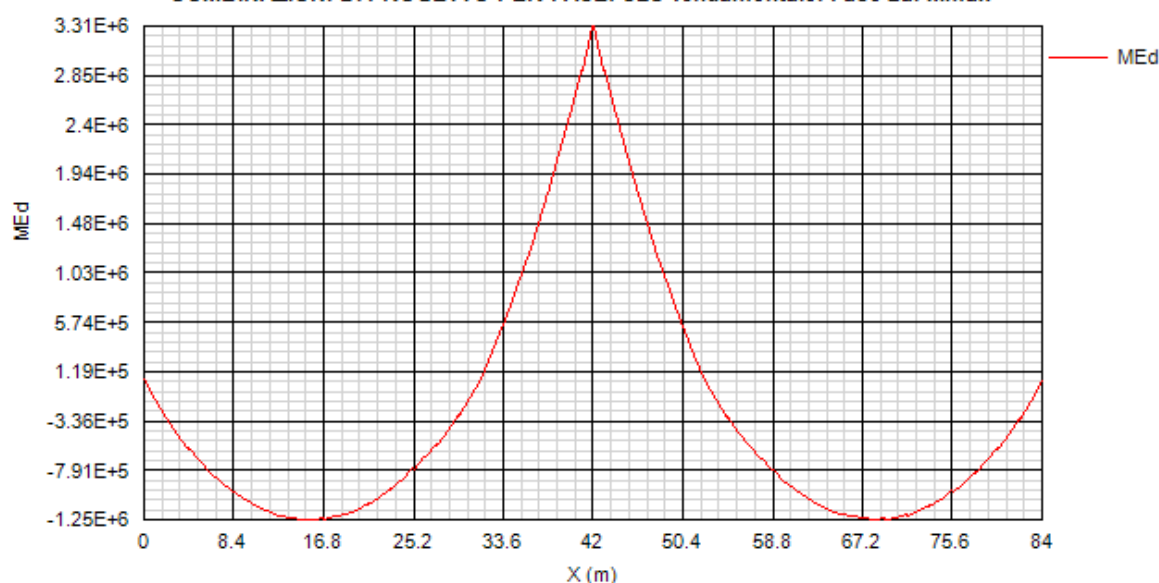
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax



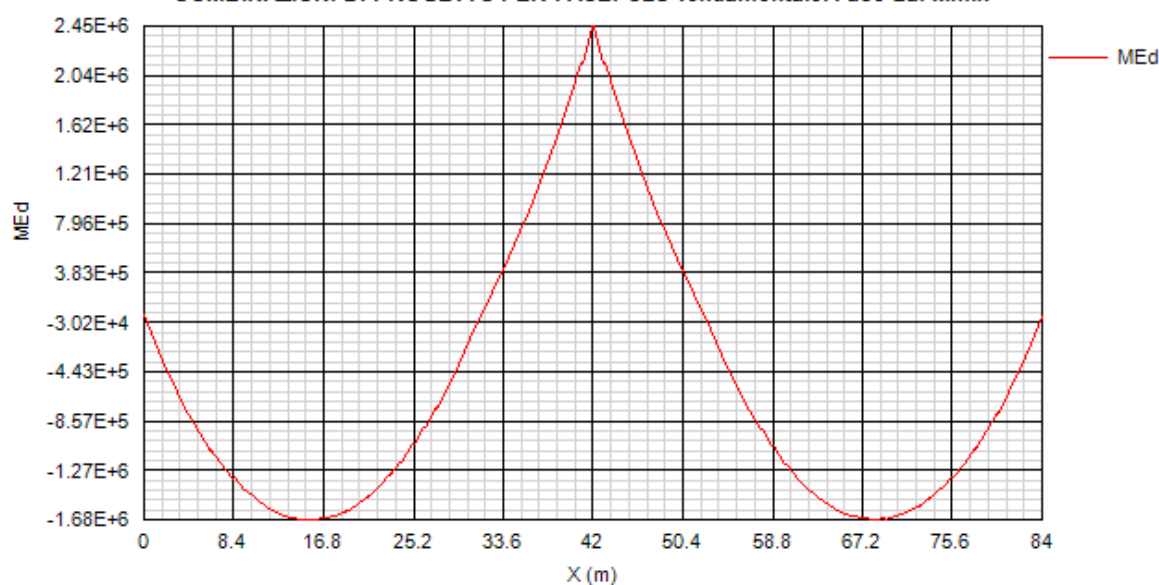
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin



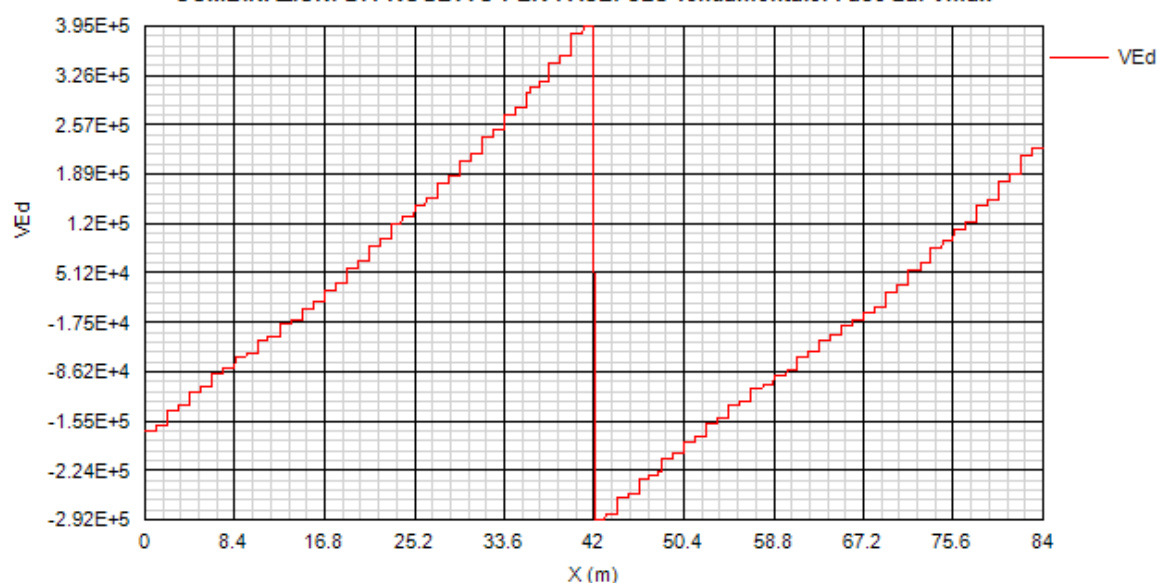
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmax



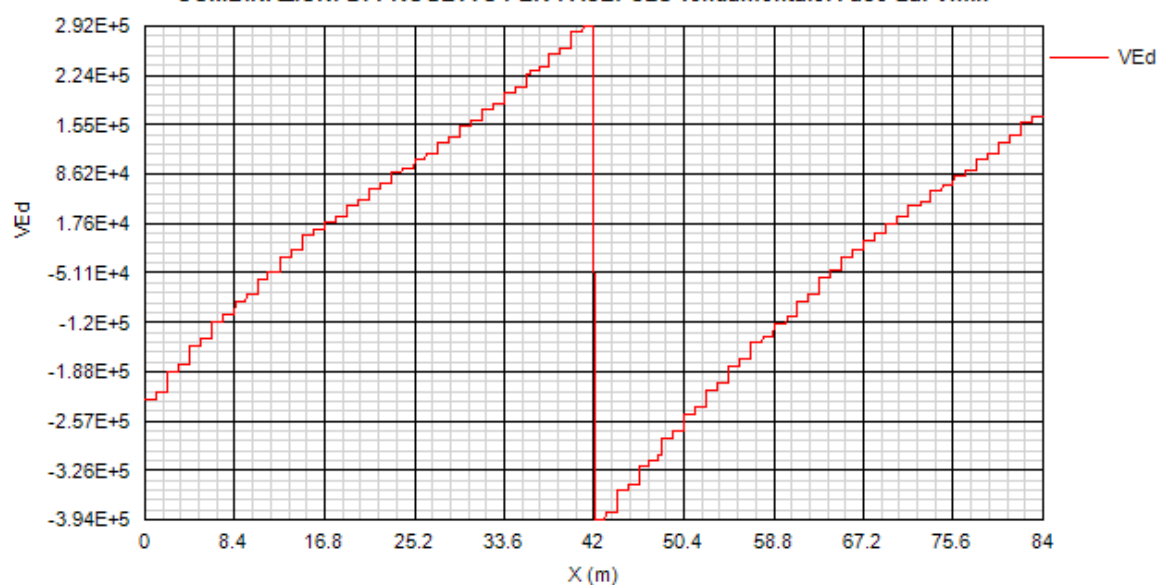
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmin



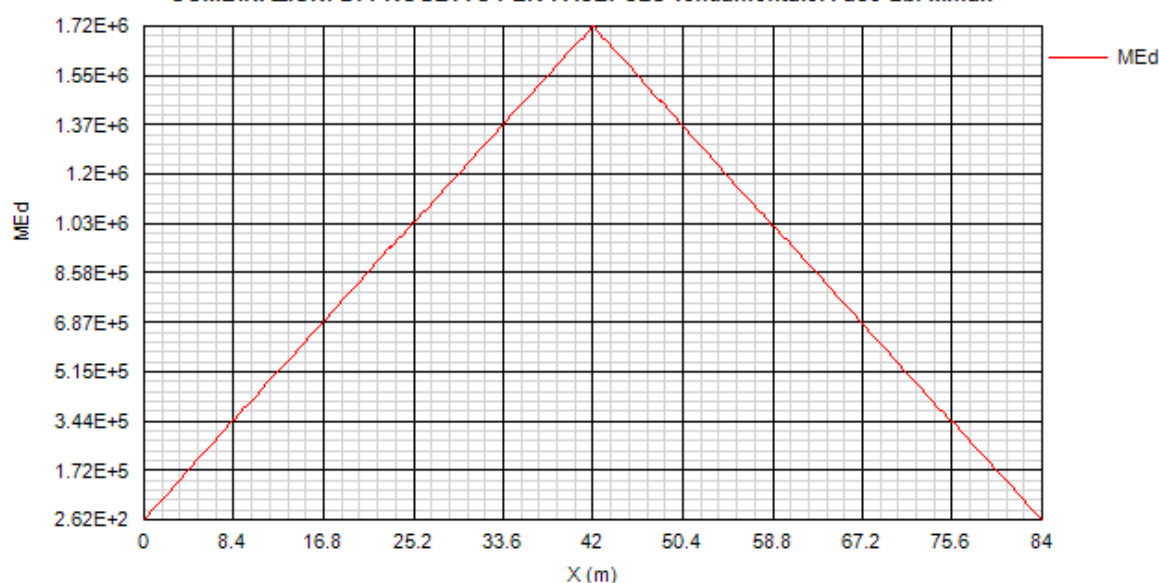
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax



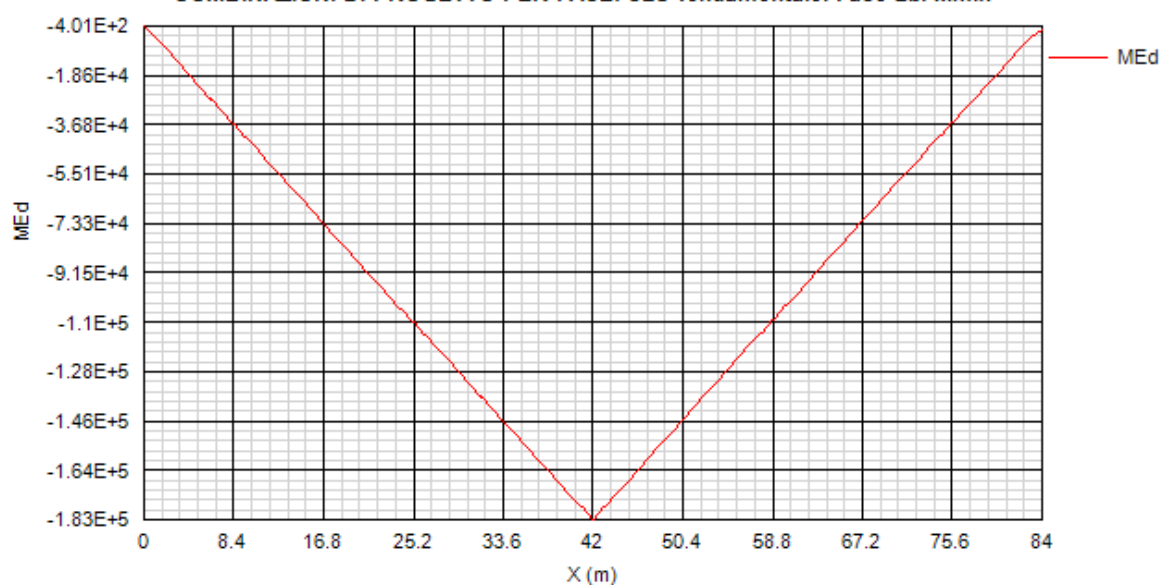
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin



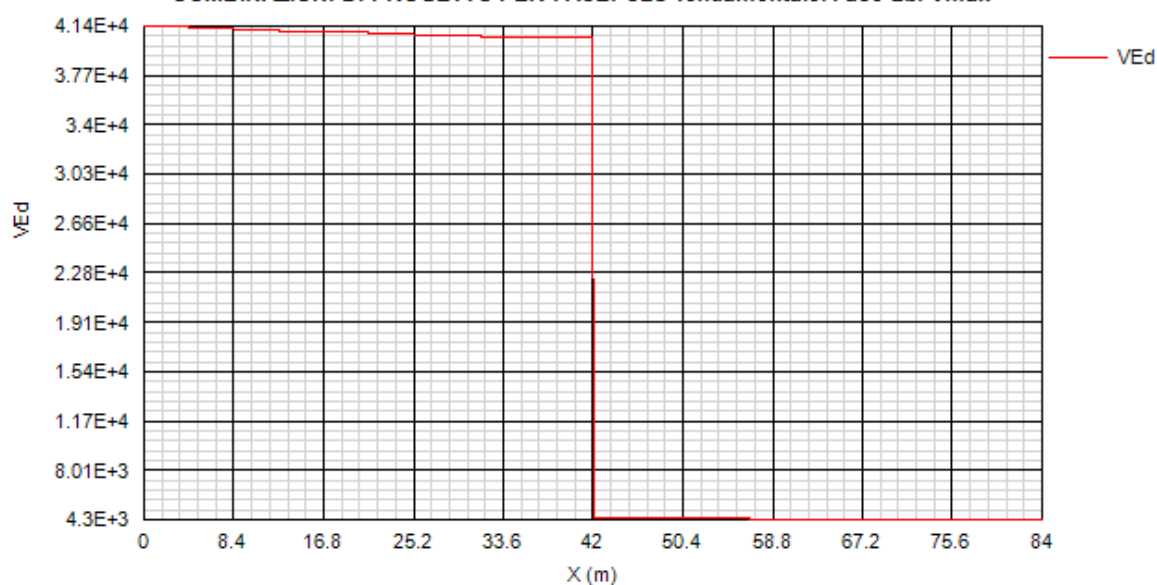
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Mmax



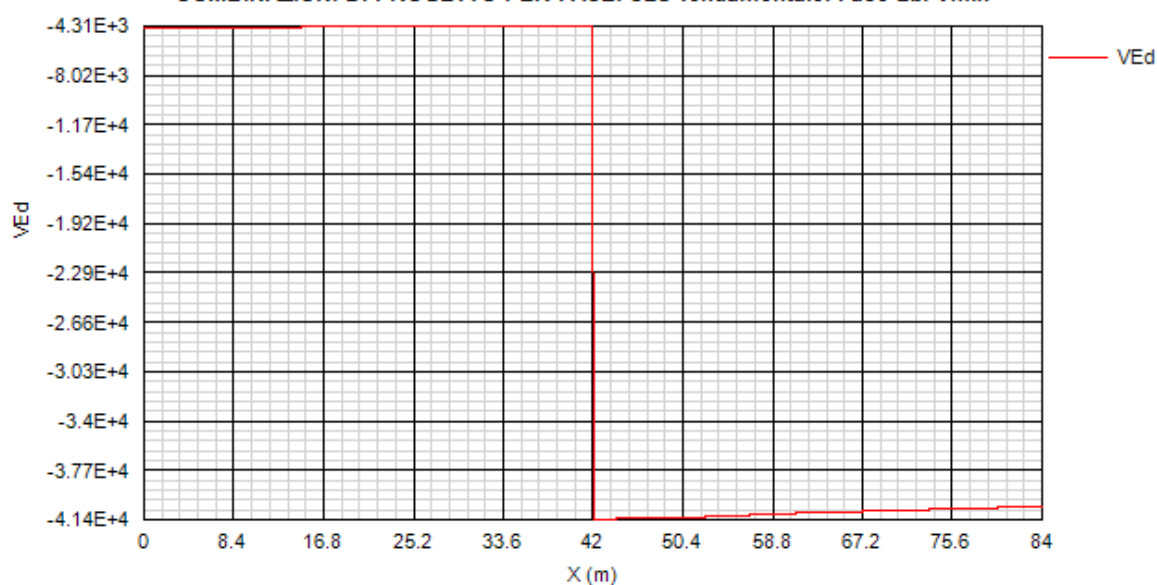
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Mmin

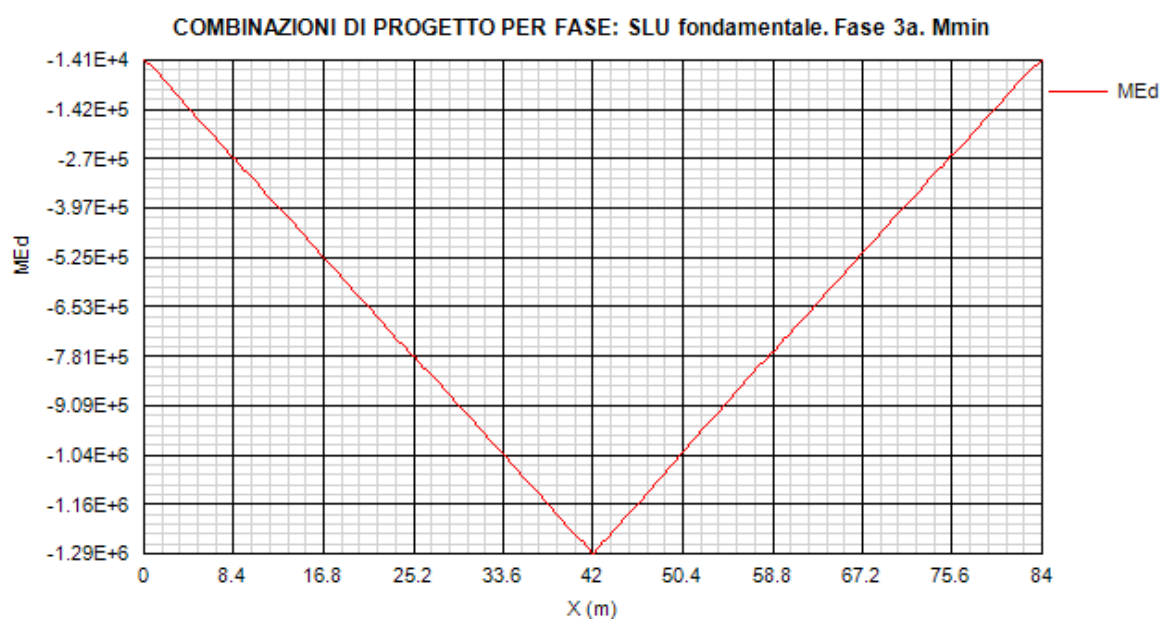
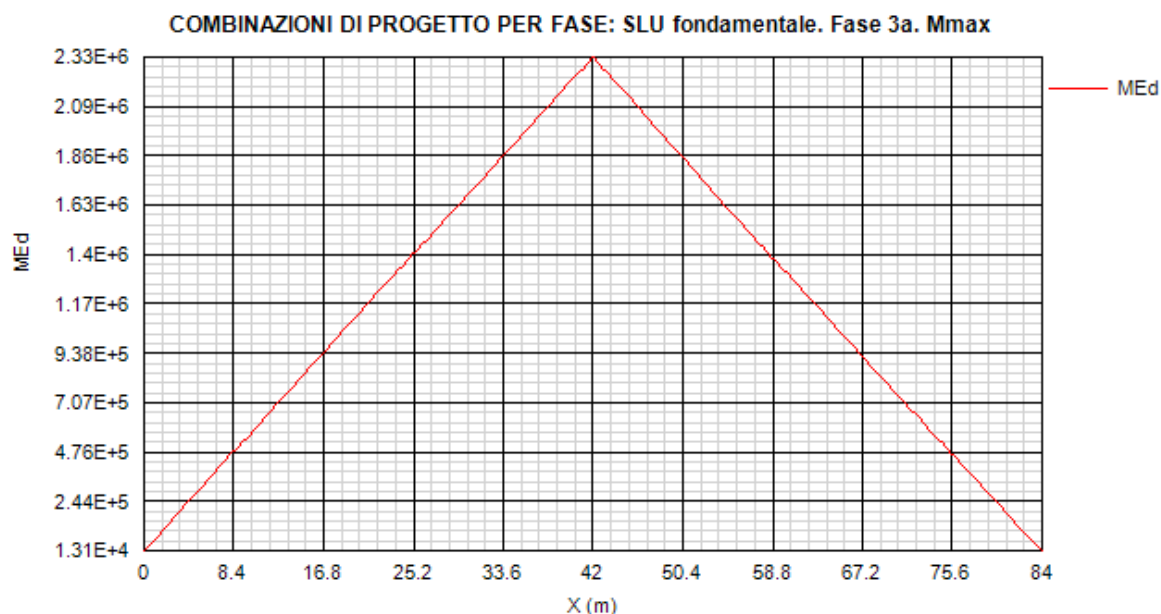


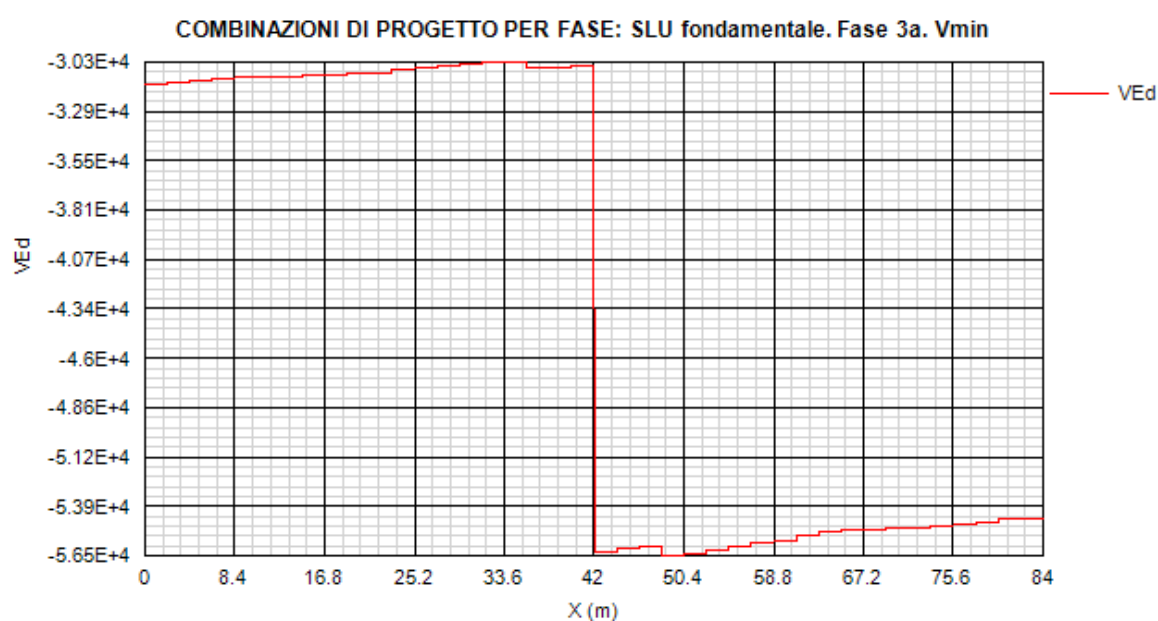
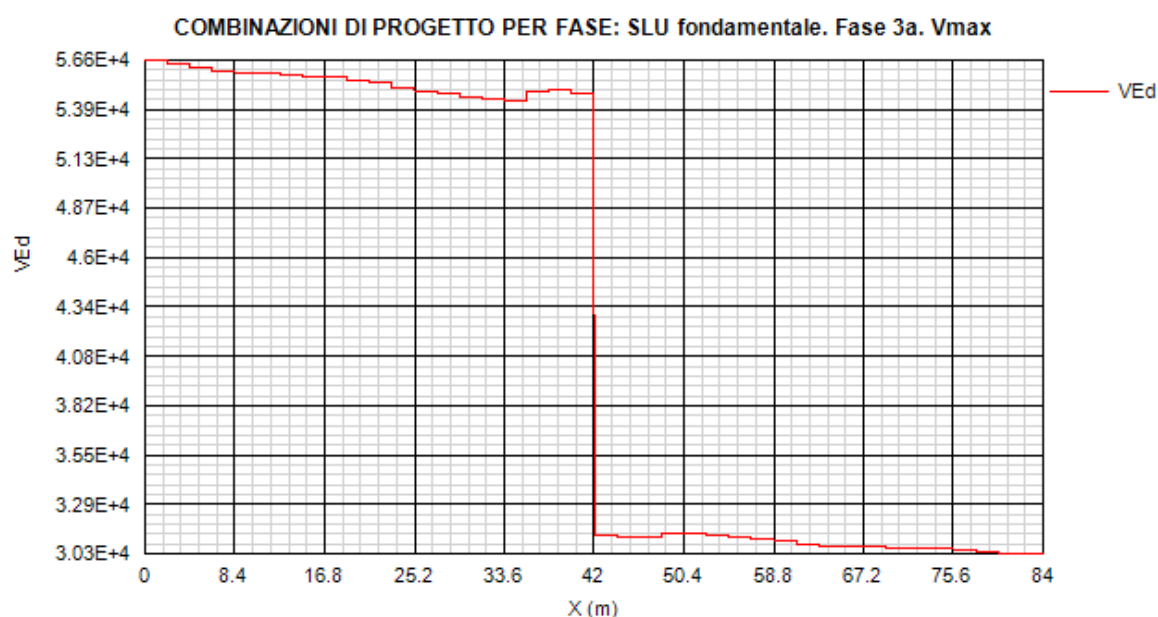
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmax



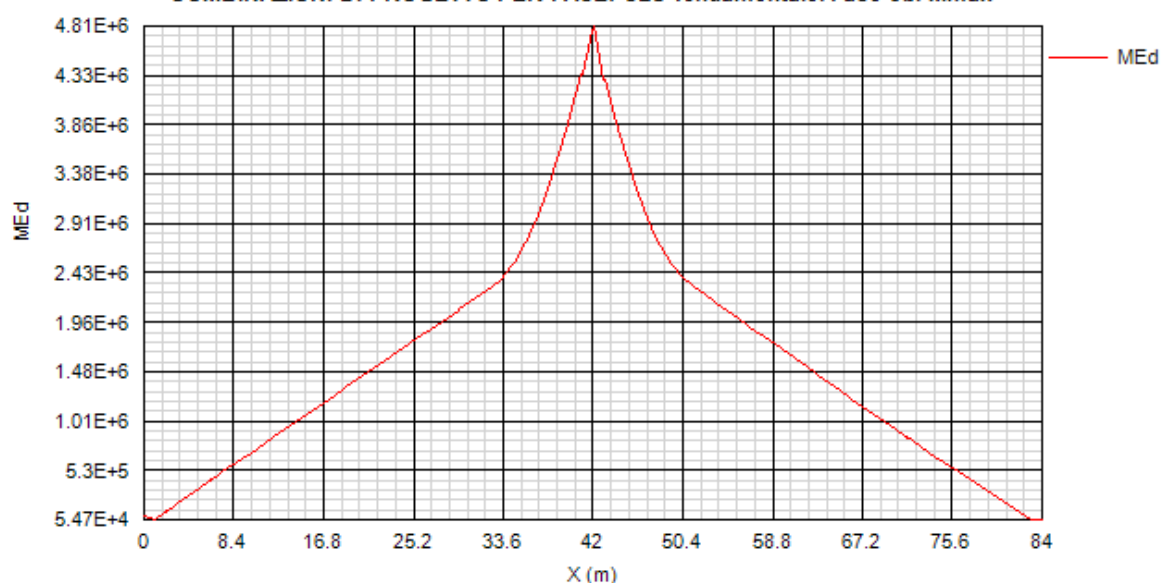
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmin



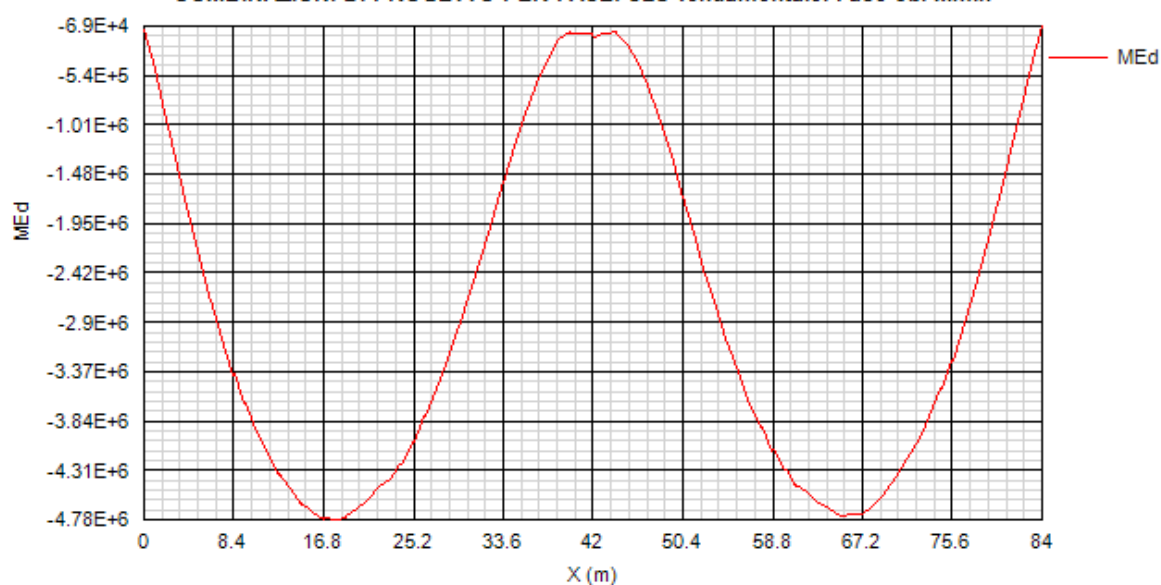




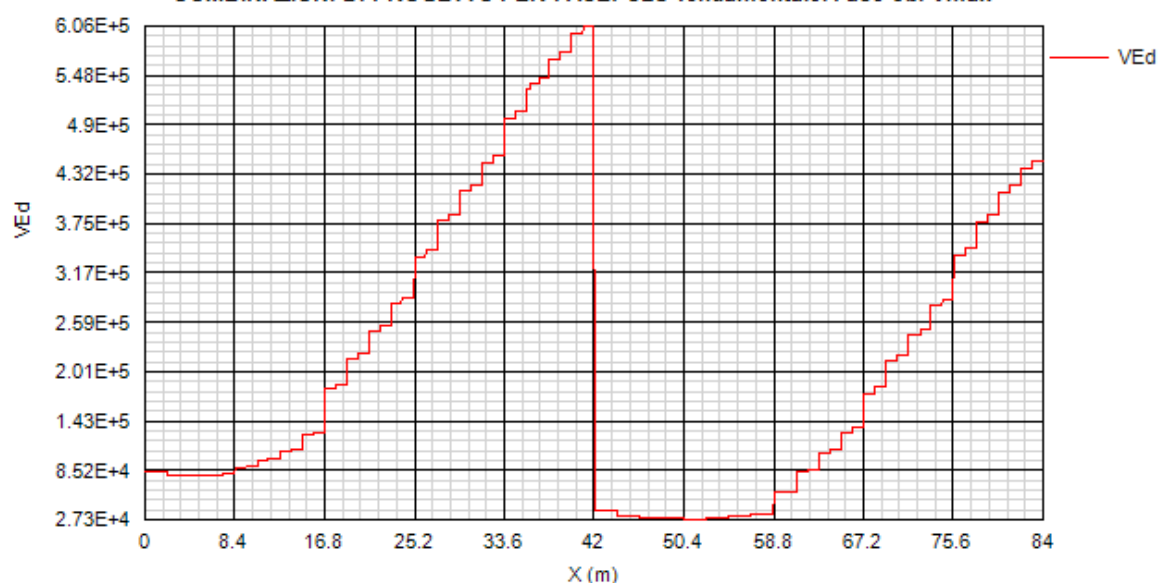
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmax



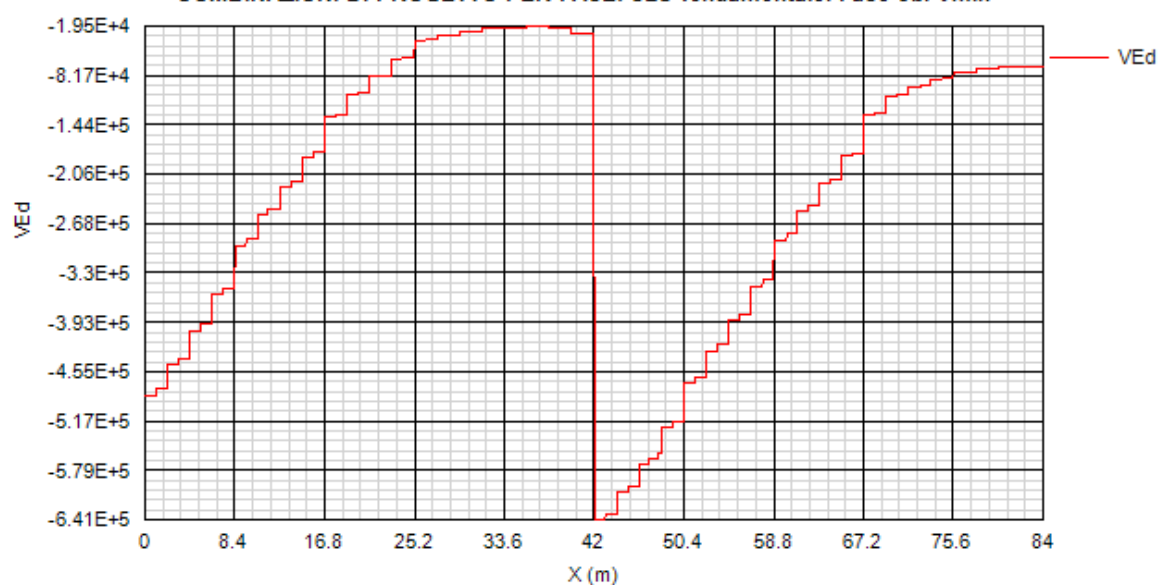
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmin



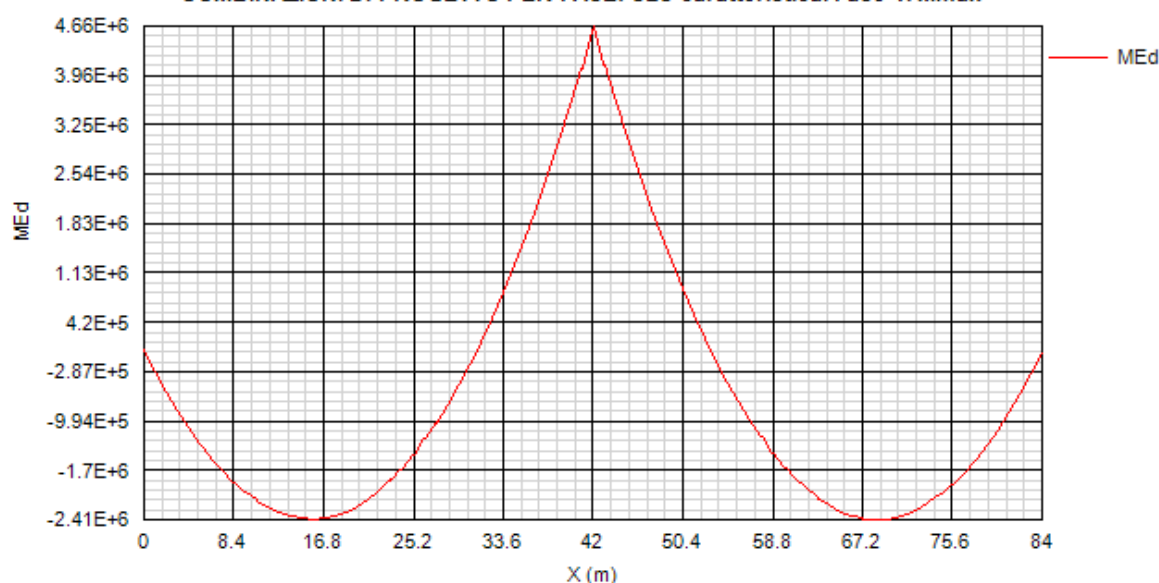
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax



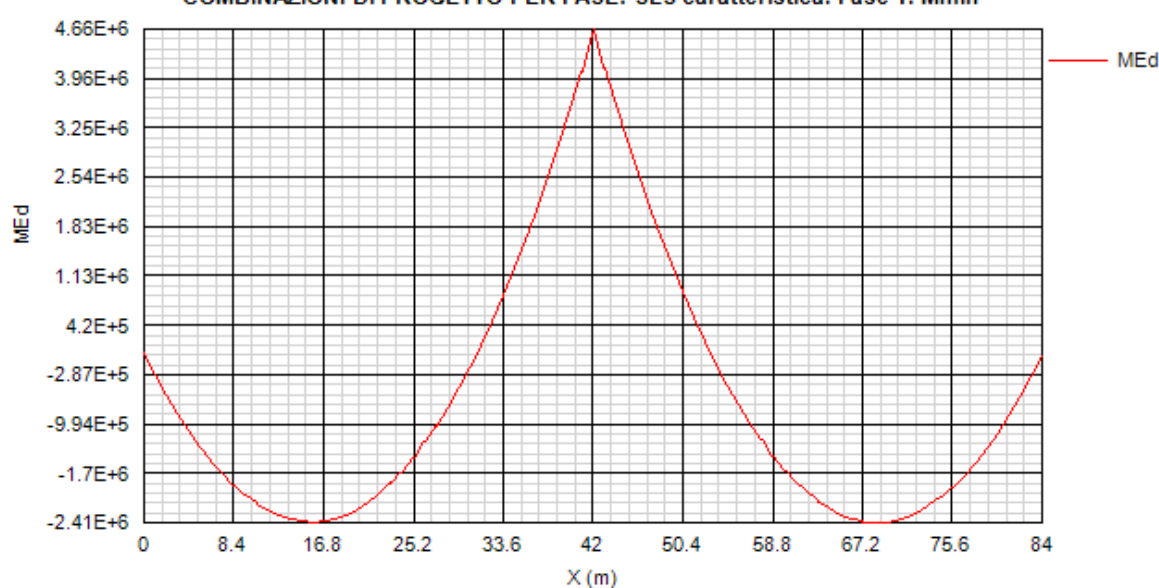
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin



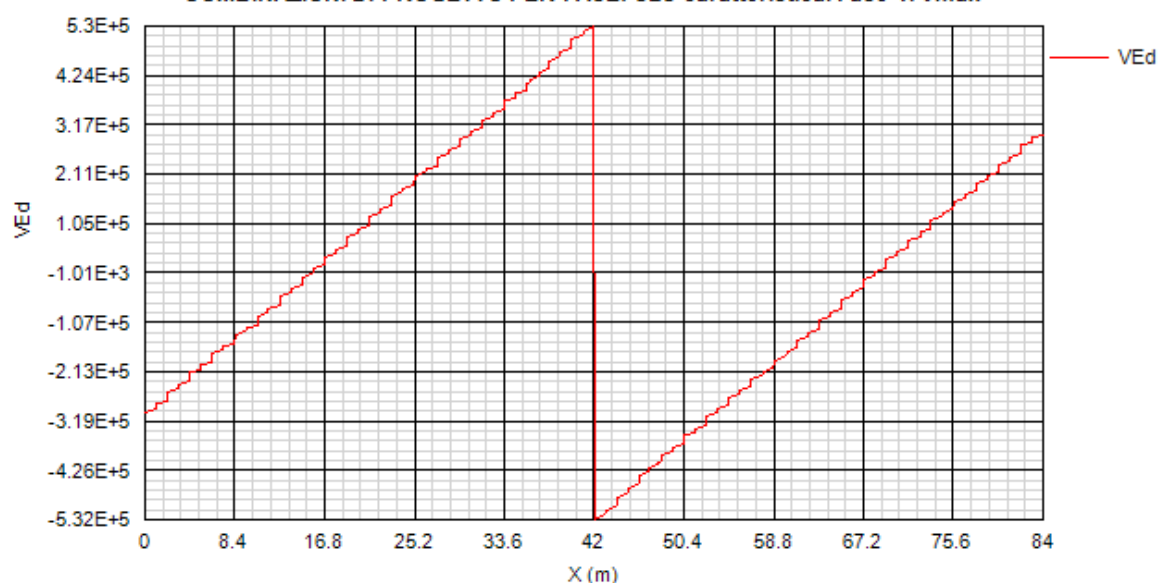
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmax



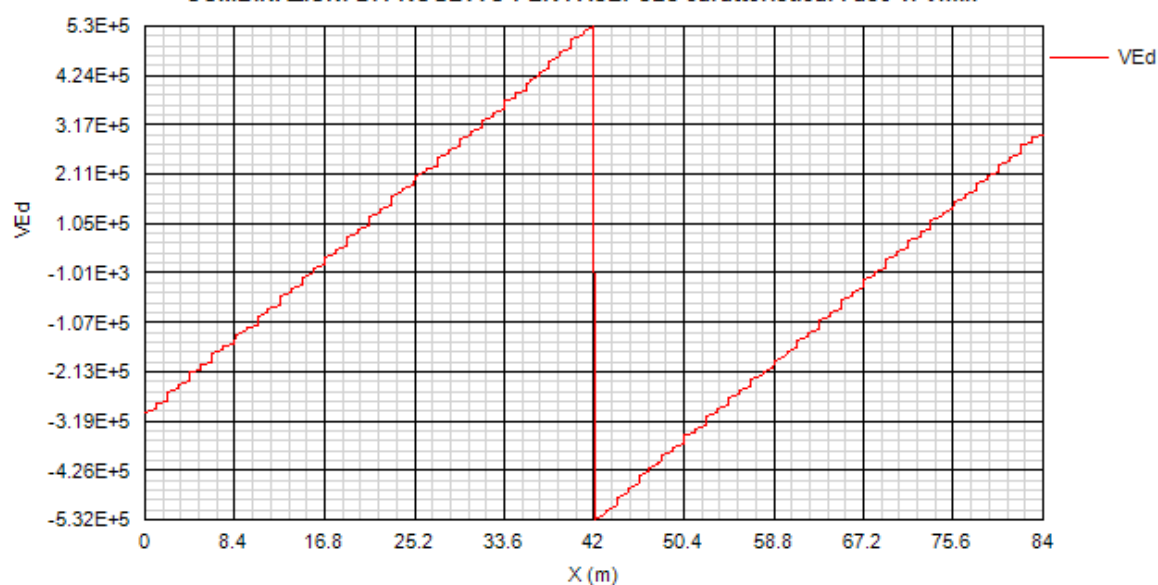
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmin



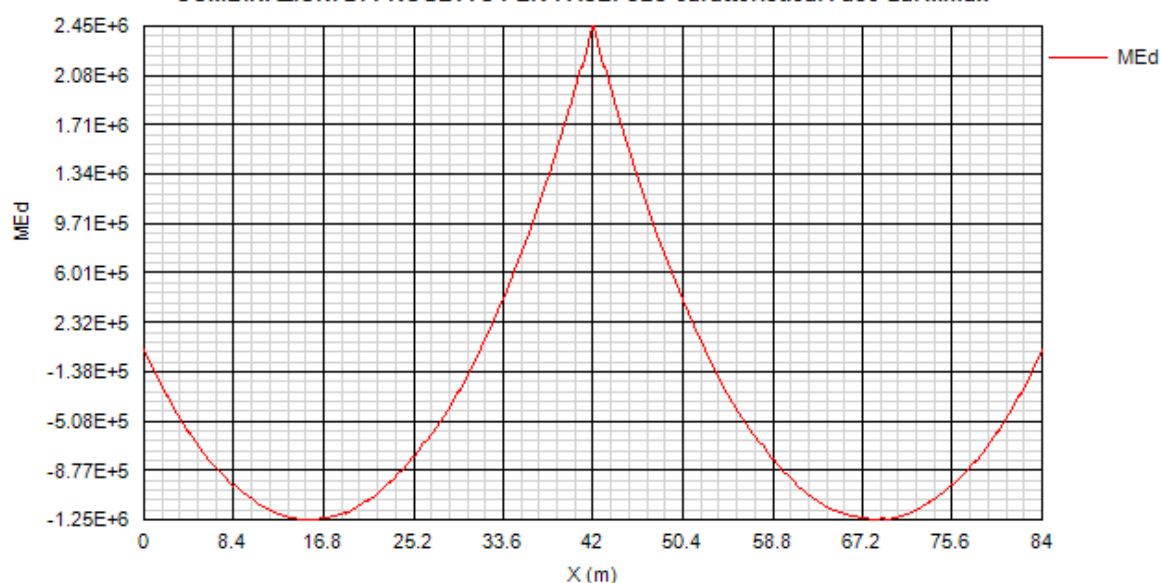
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax



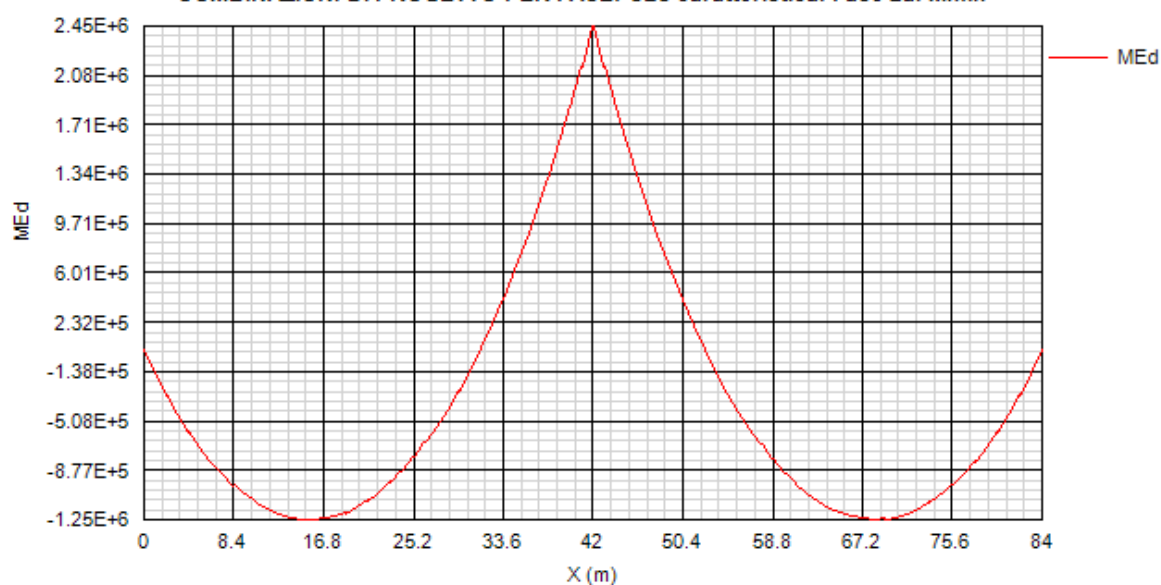
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin



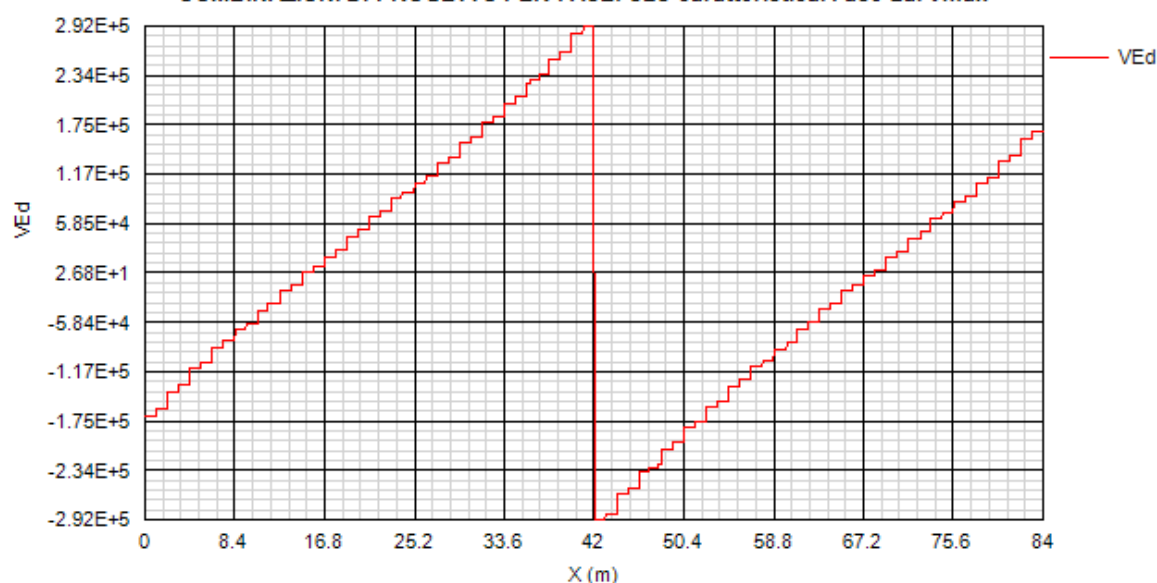
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmax



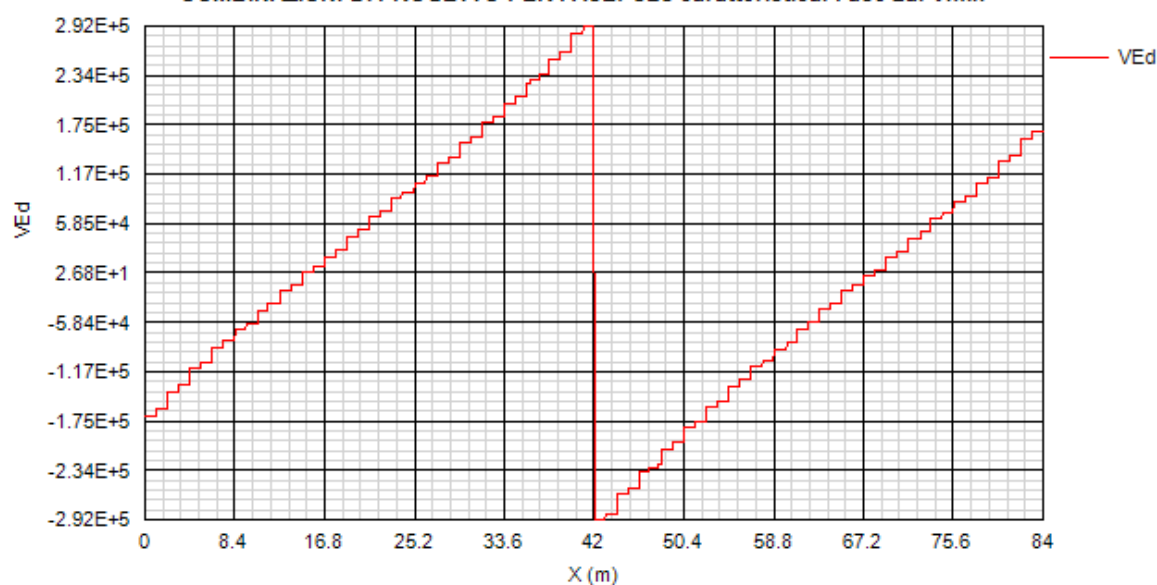
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmin



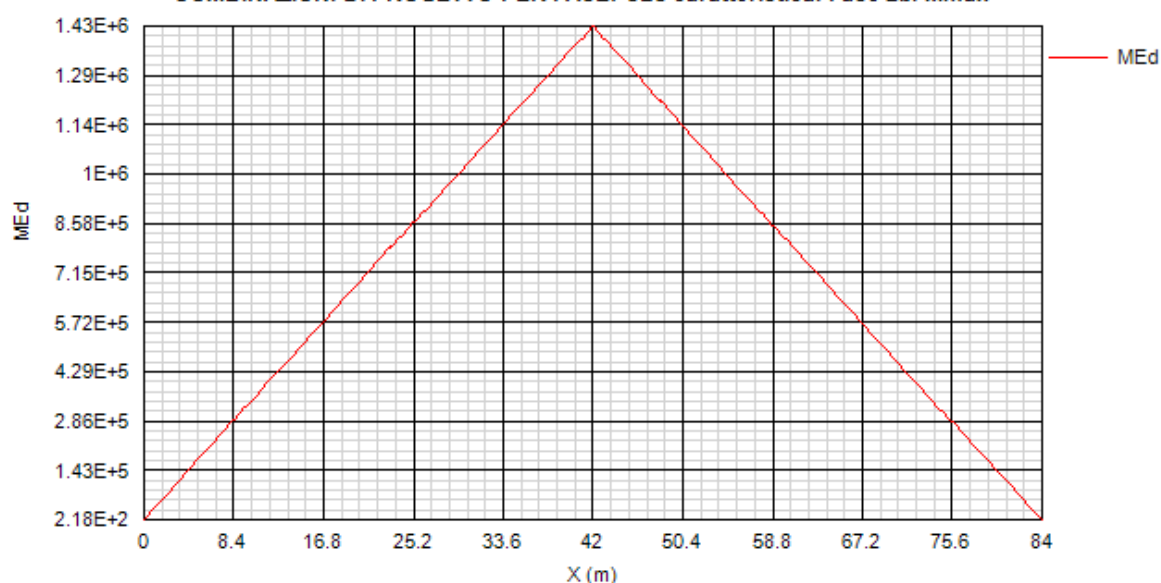
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax



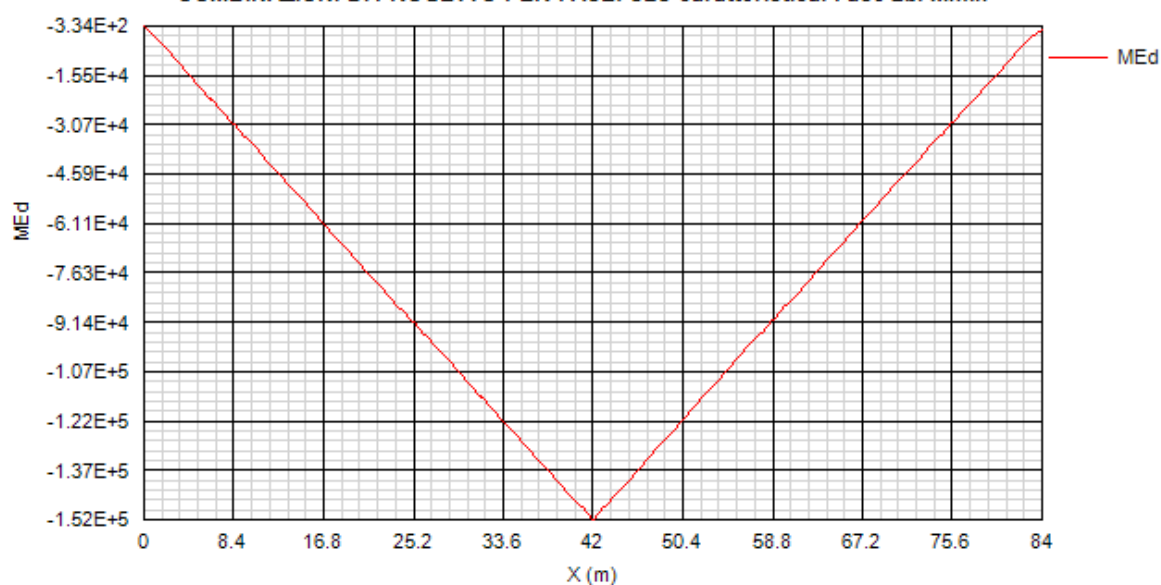
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin



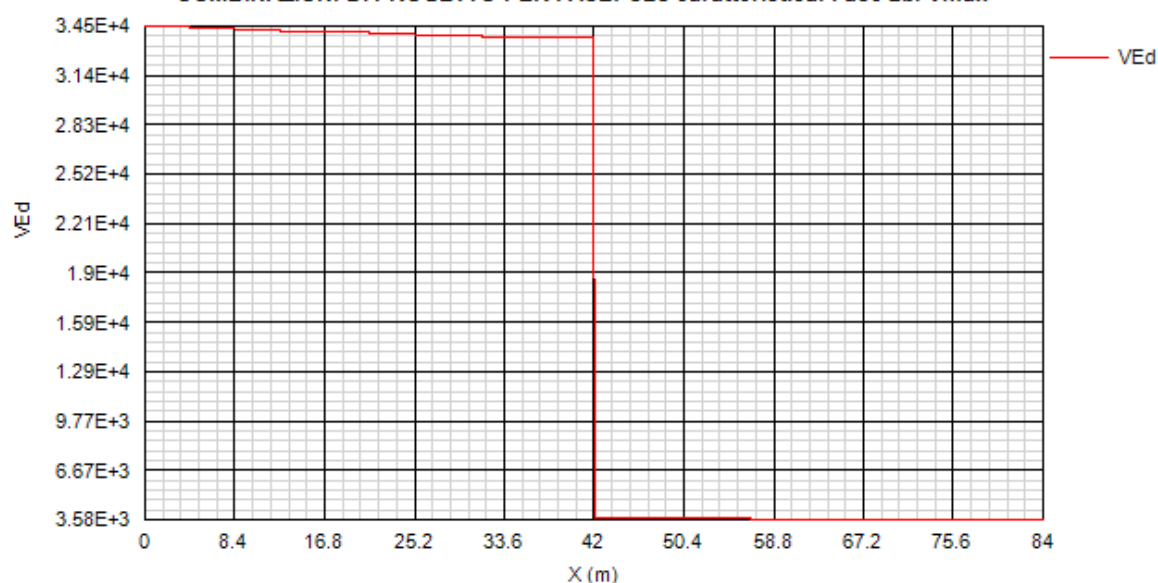
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmax



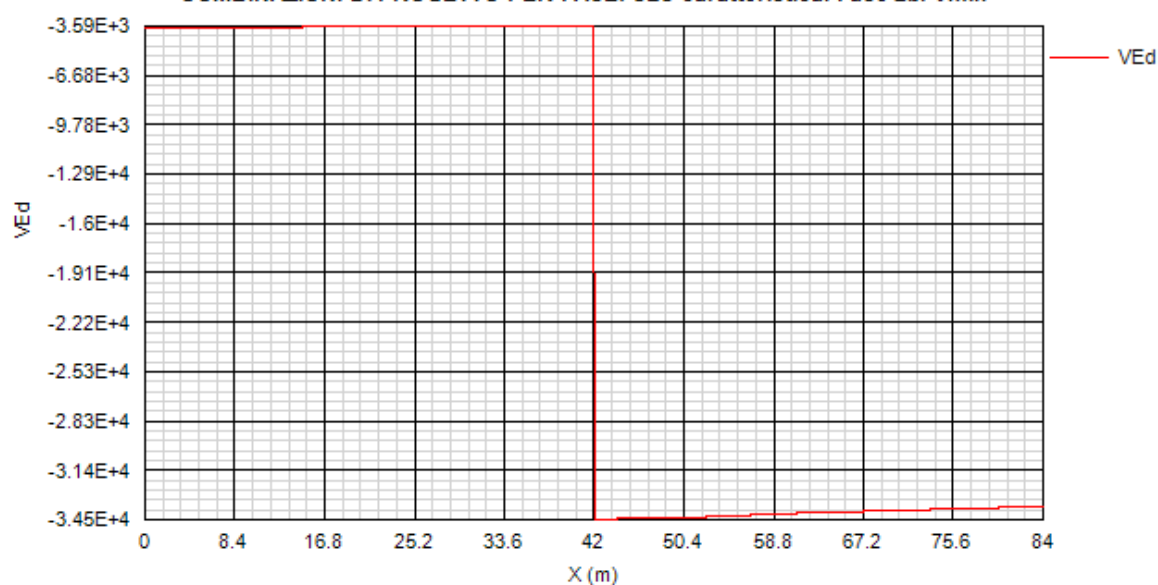
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmin



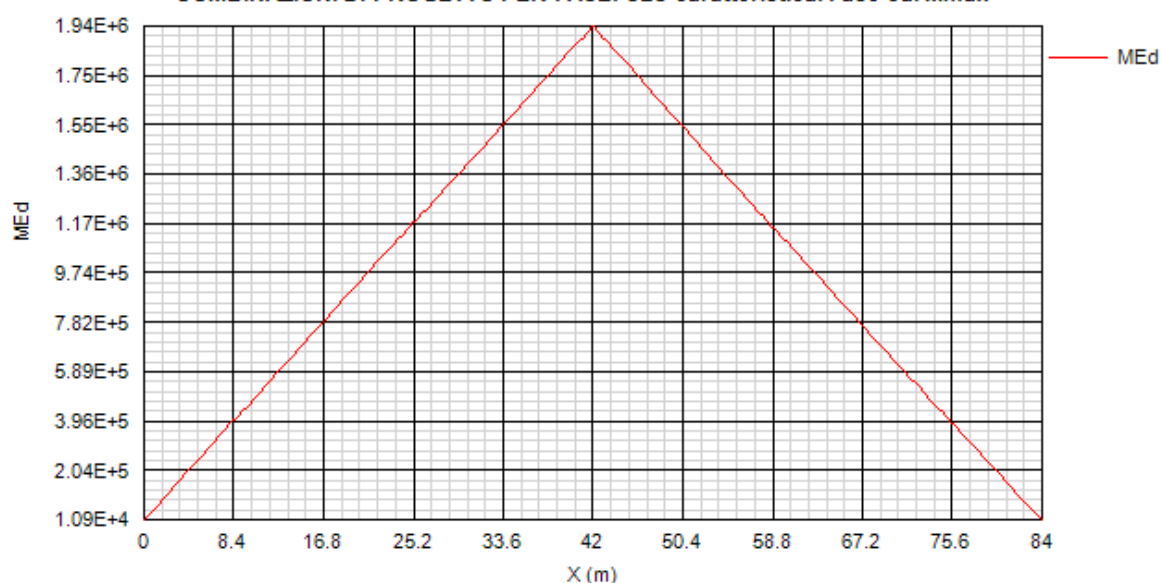
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmax



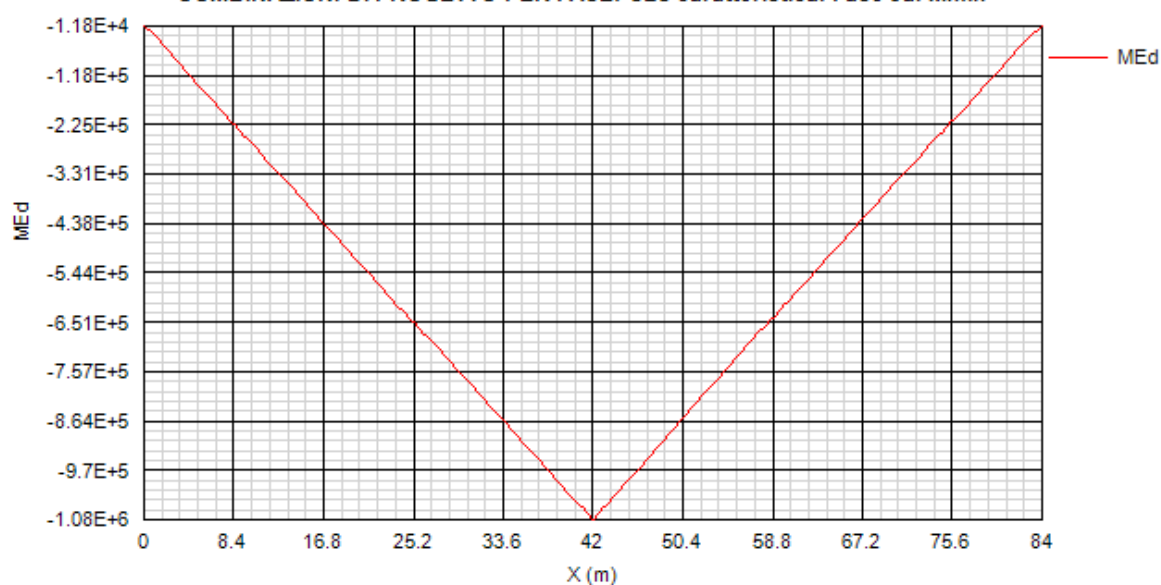
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmin

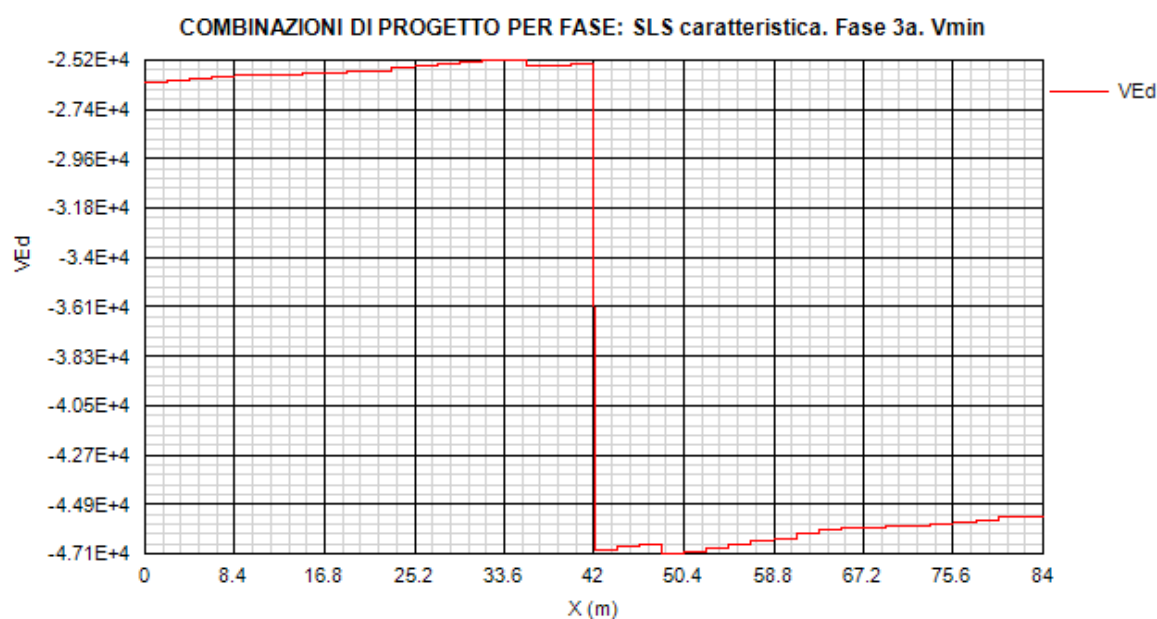
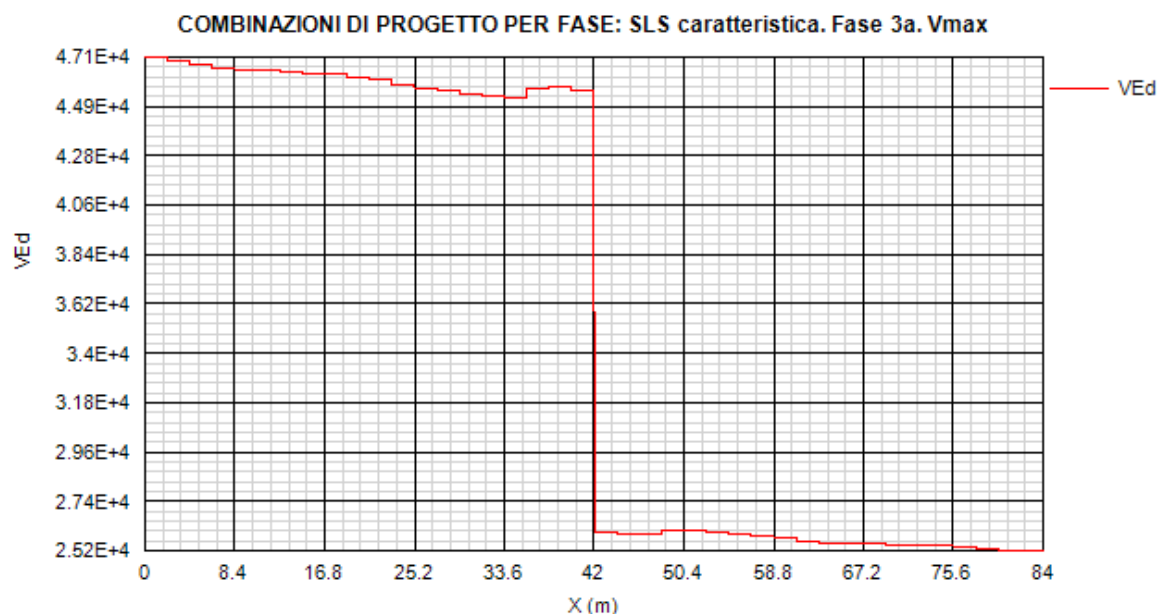


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmax

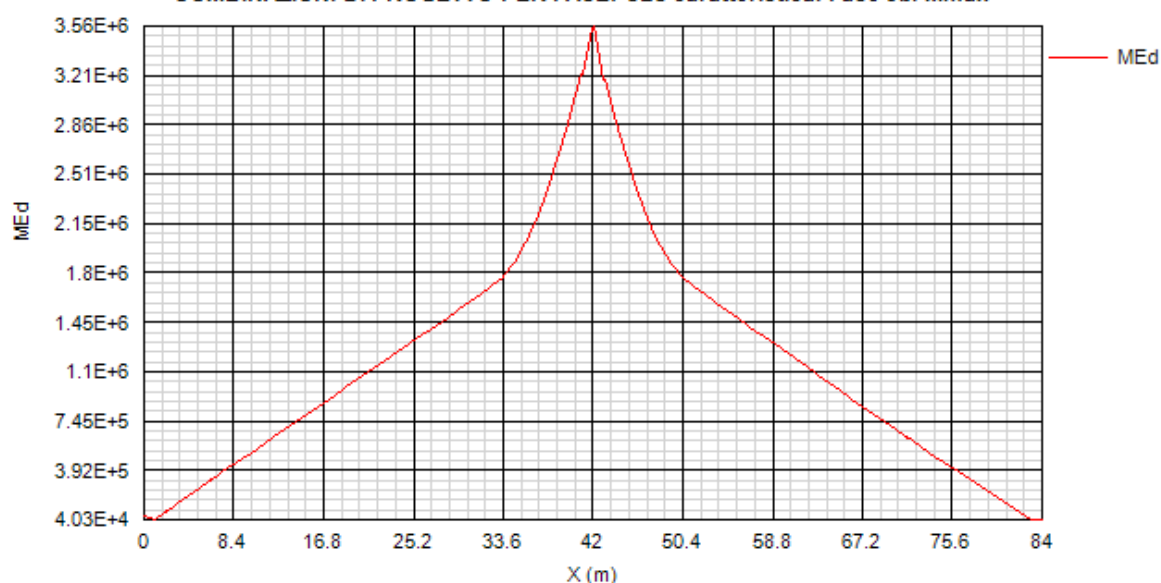


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmin

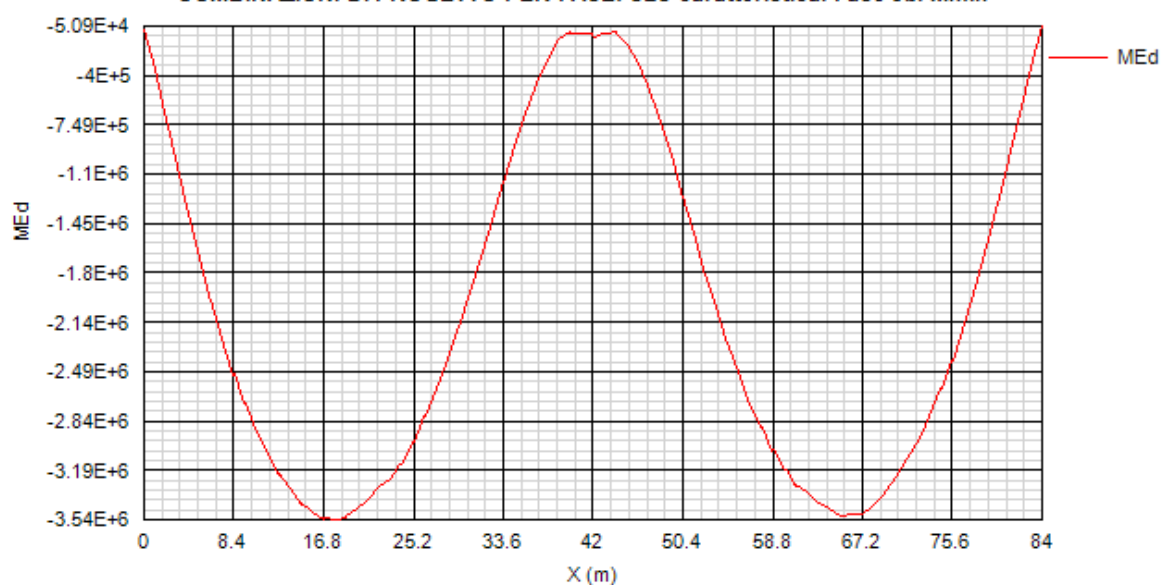




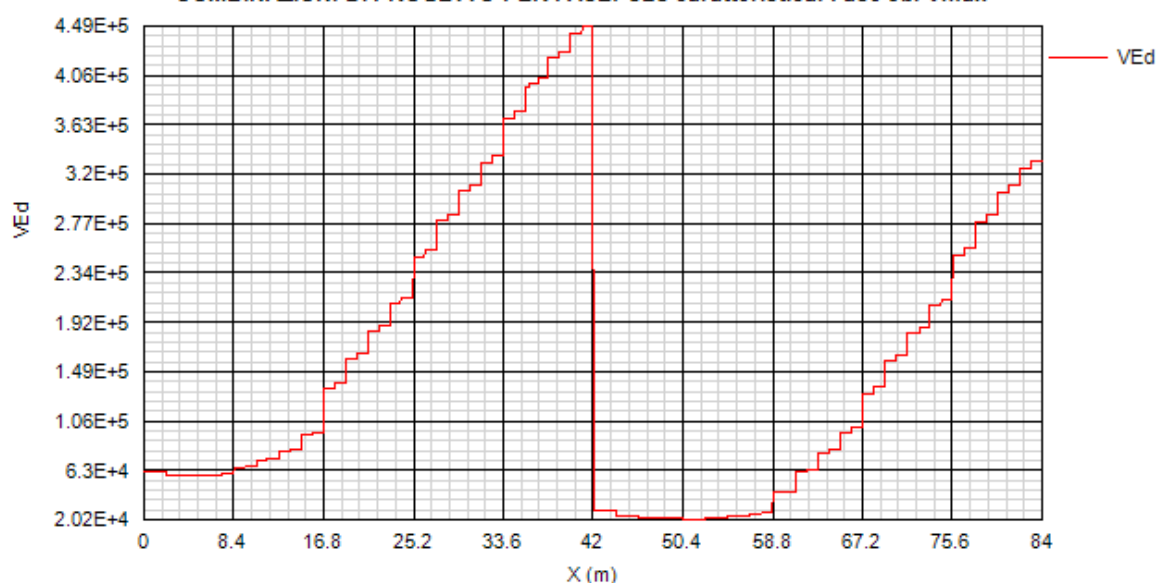
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



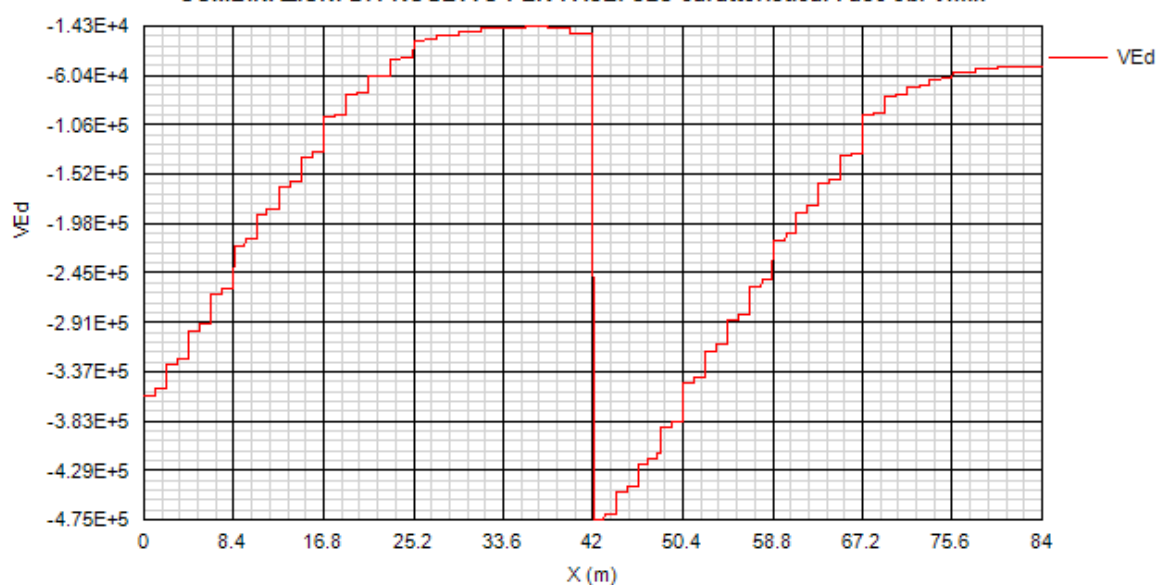
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin



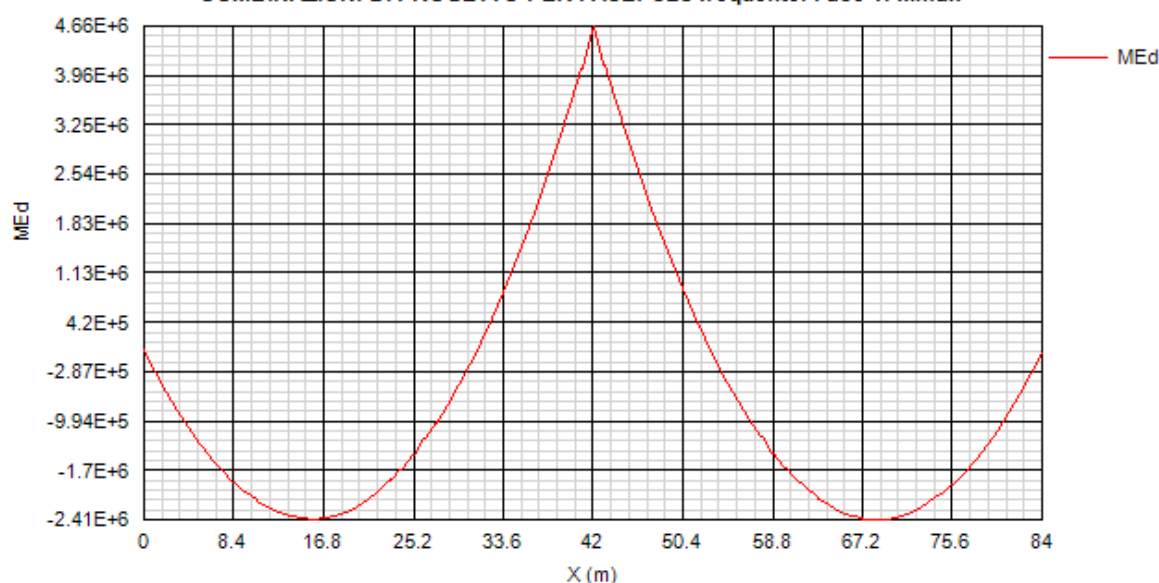
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax



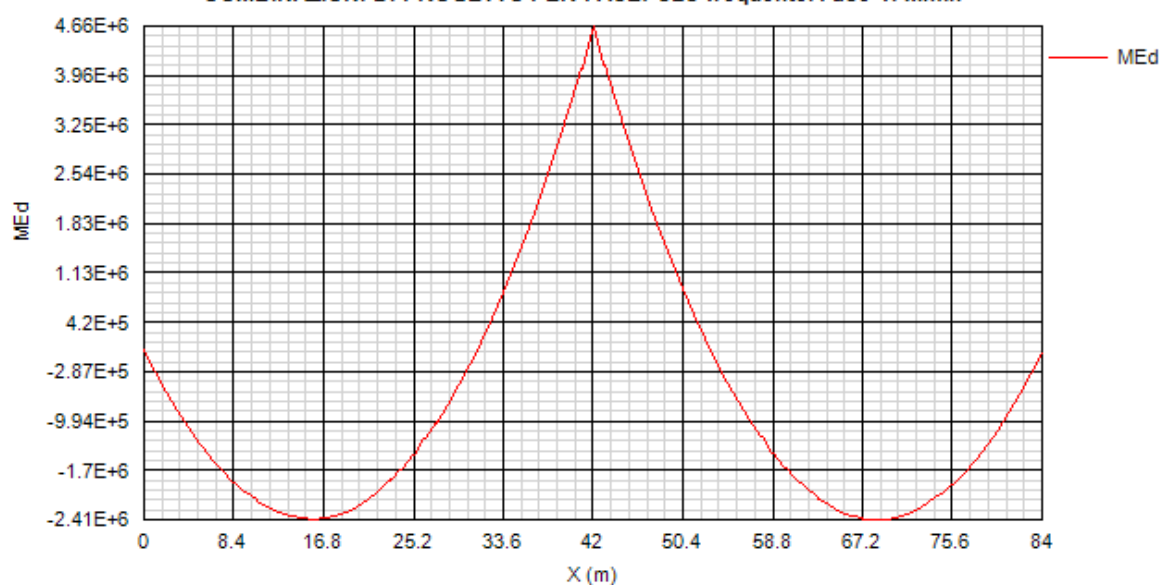
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin



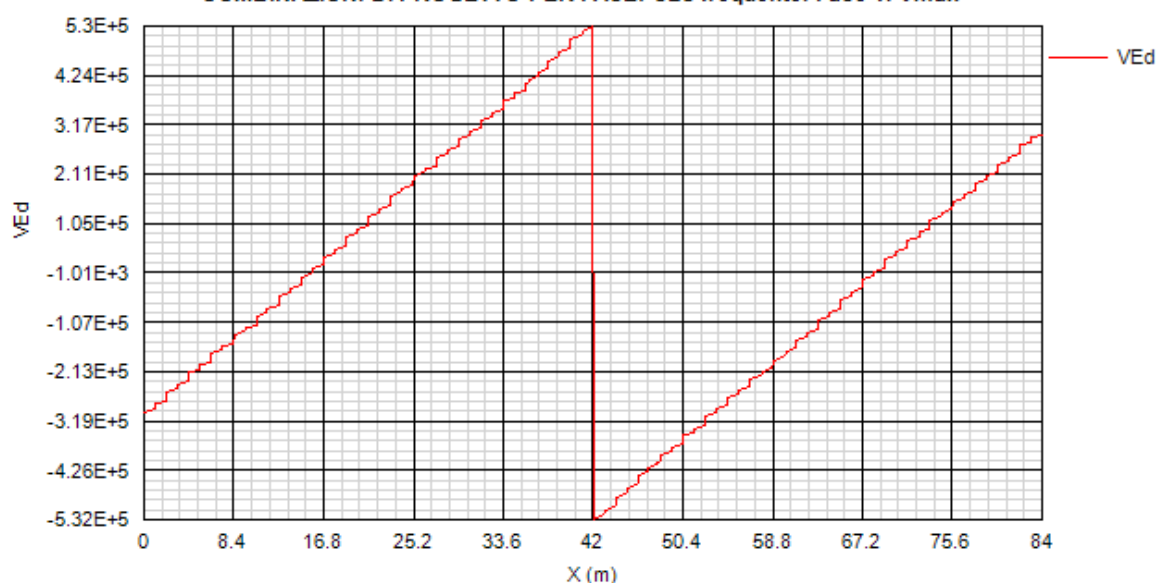
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmax



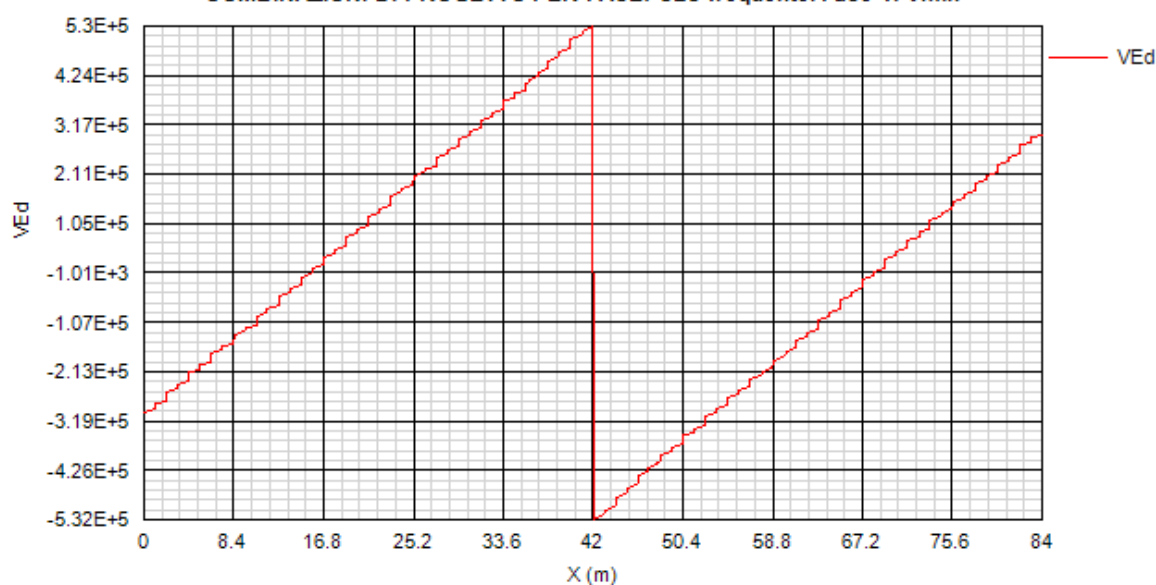
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmin



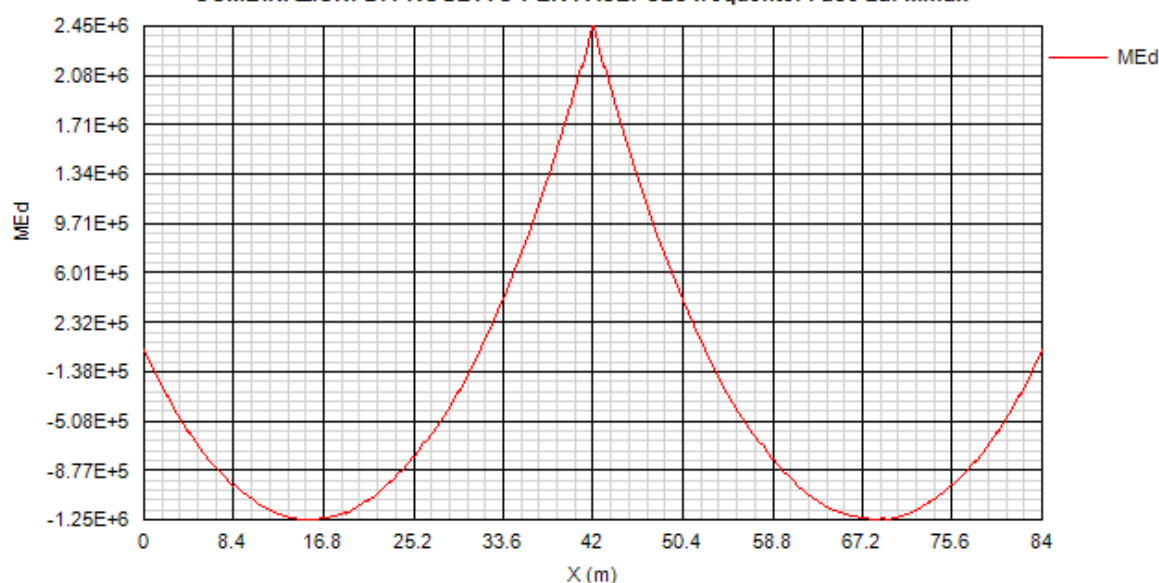
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax



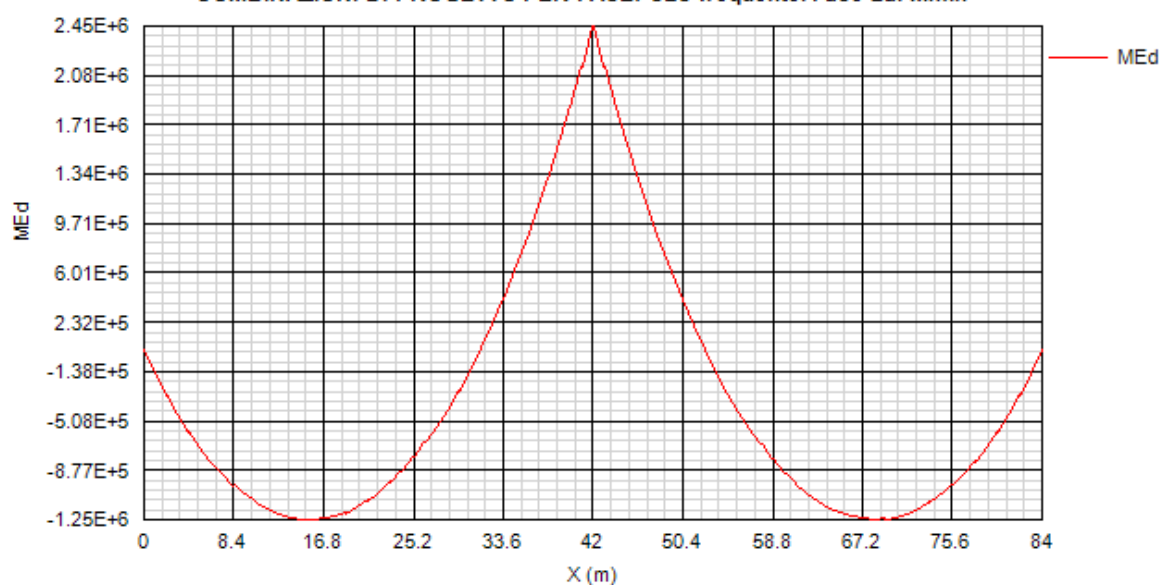
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin



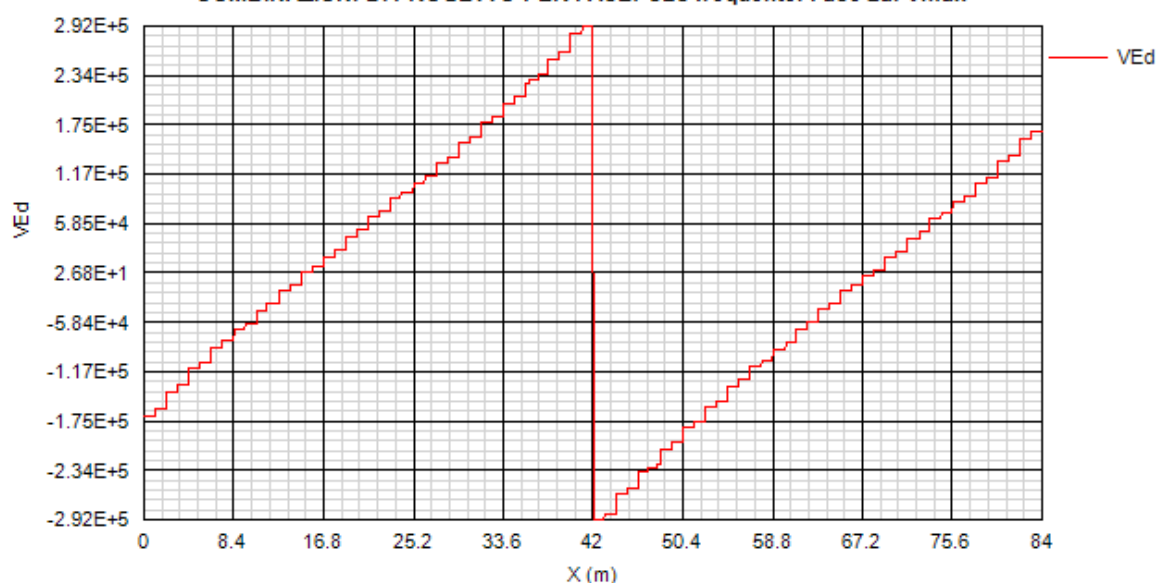
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmax



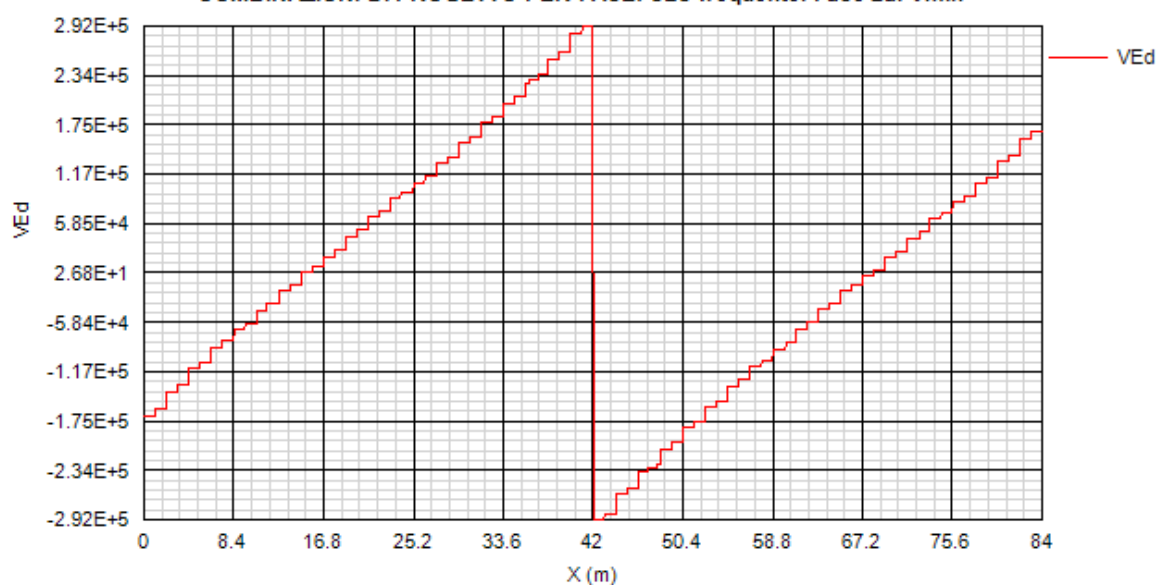
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmin



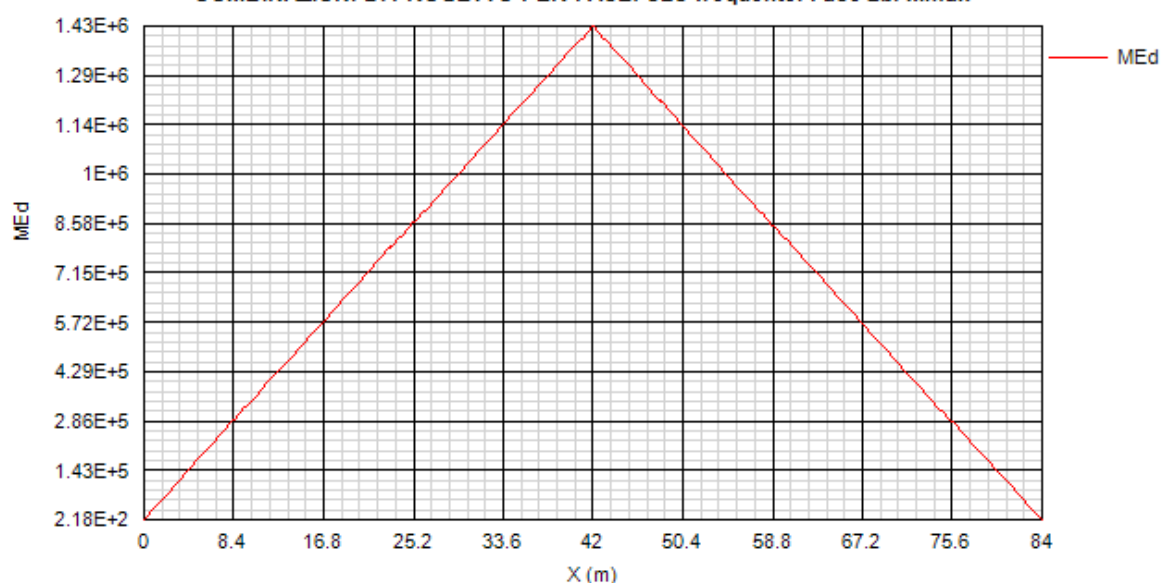
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax



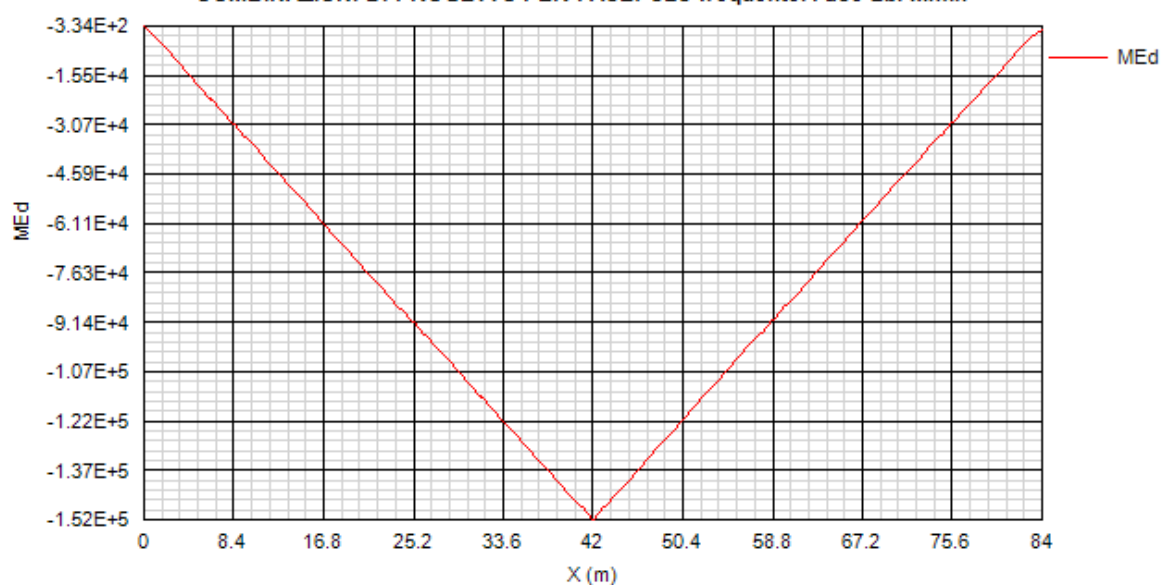
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin

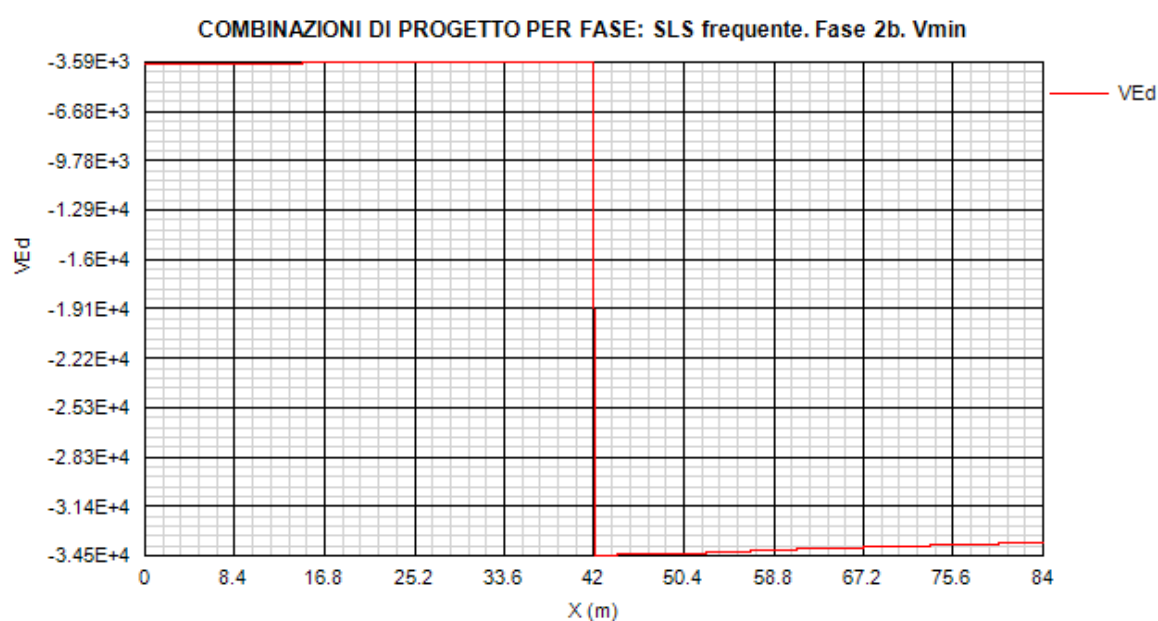
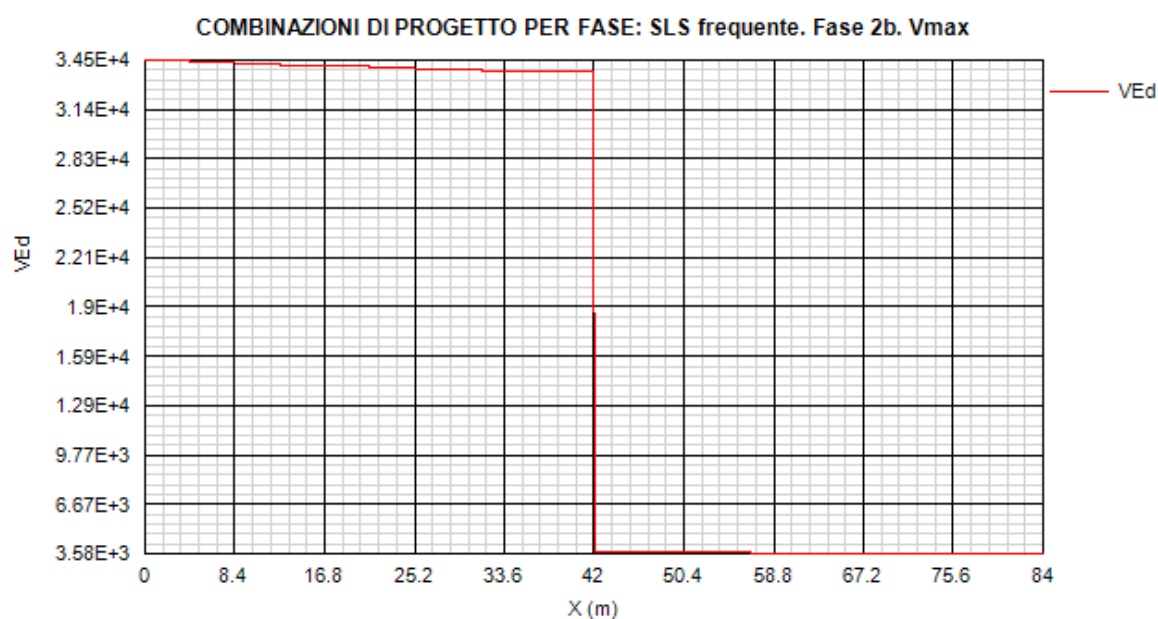


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Mmax

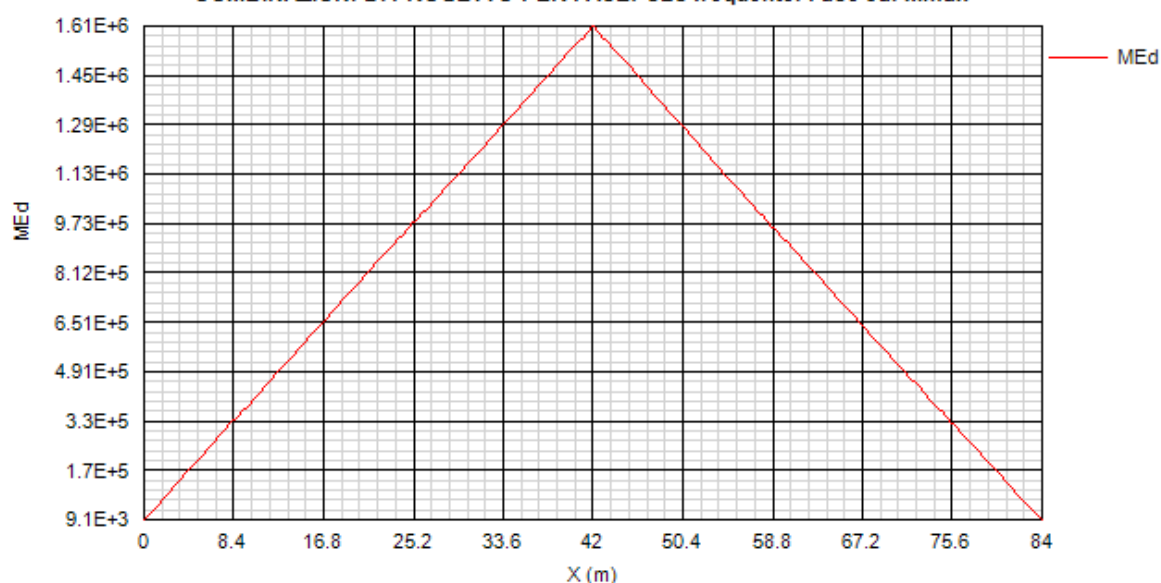


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Mmin

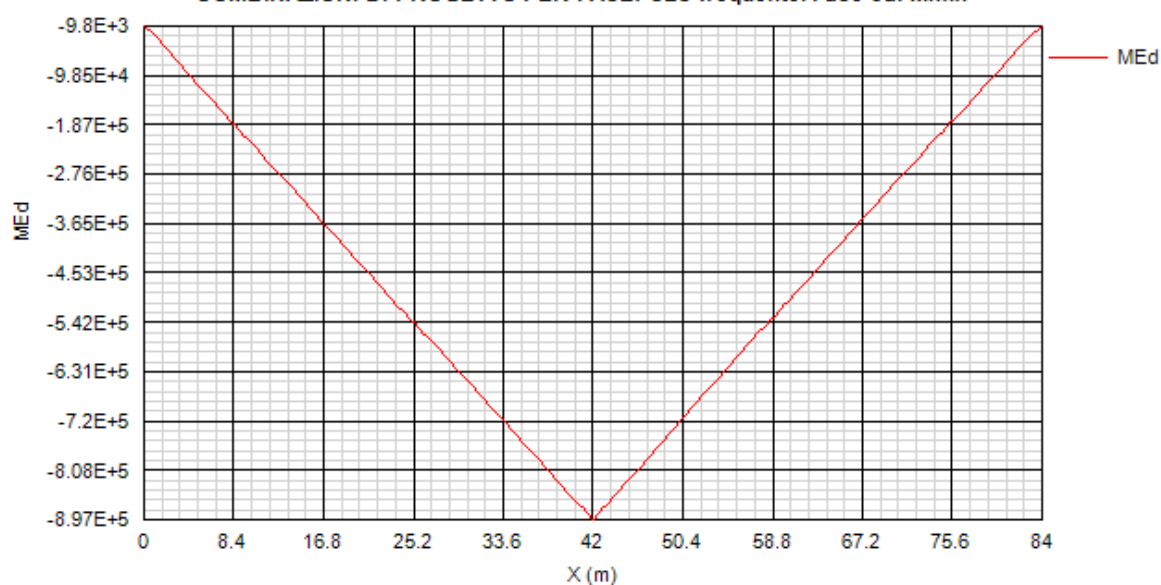


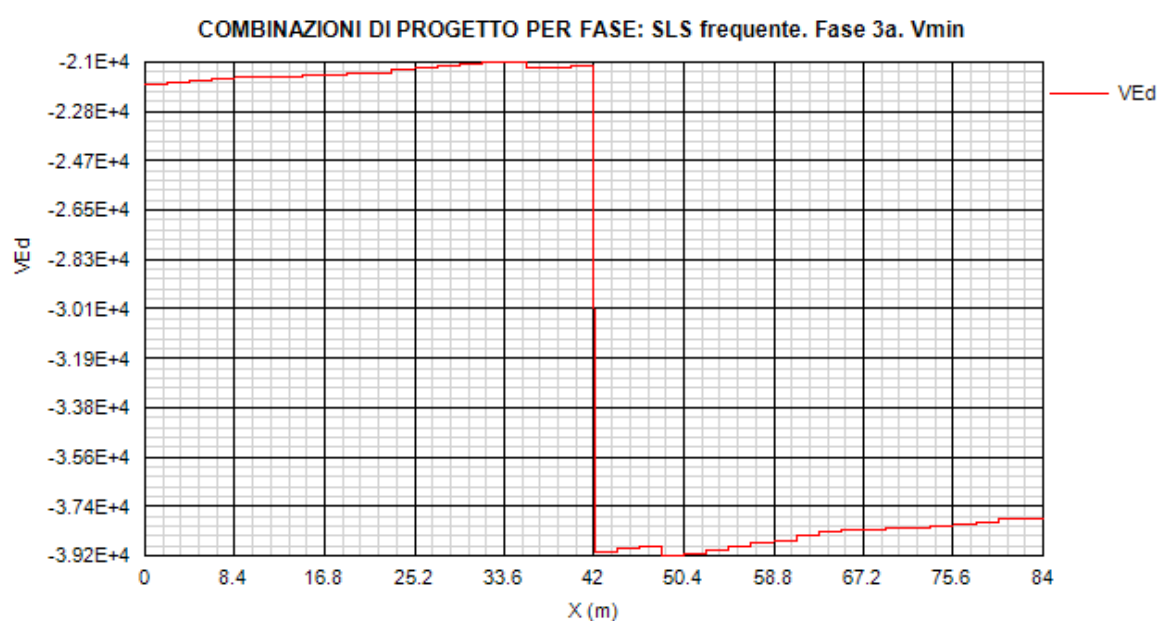
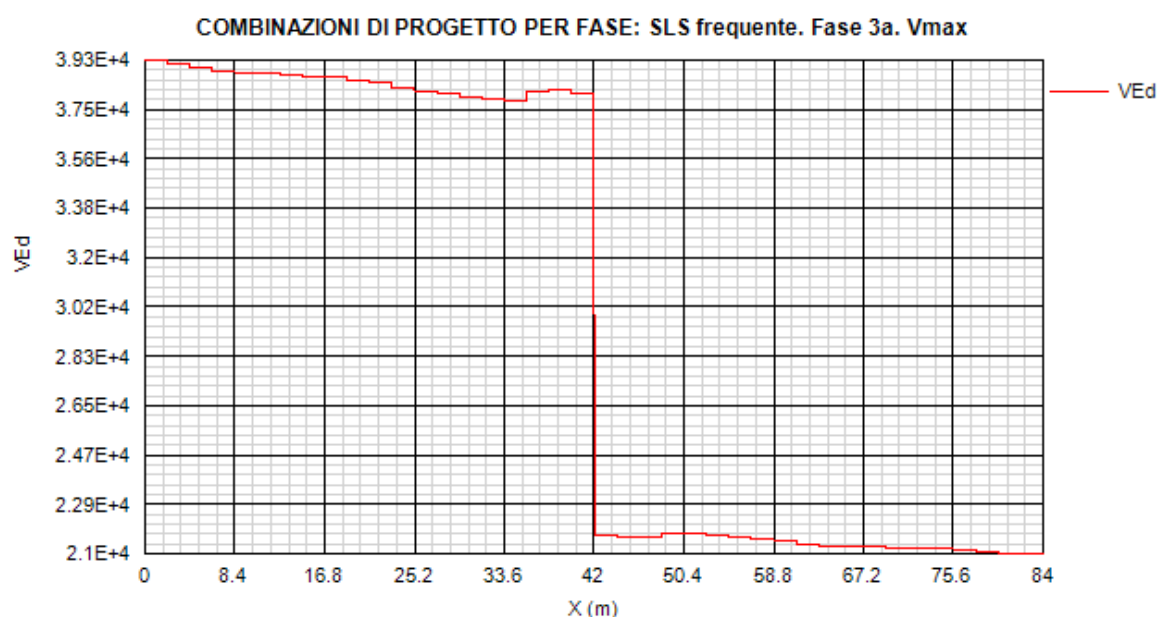


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmax

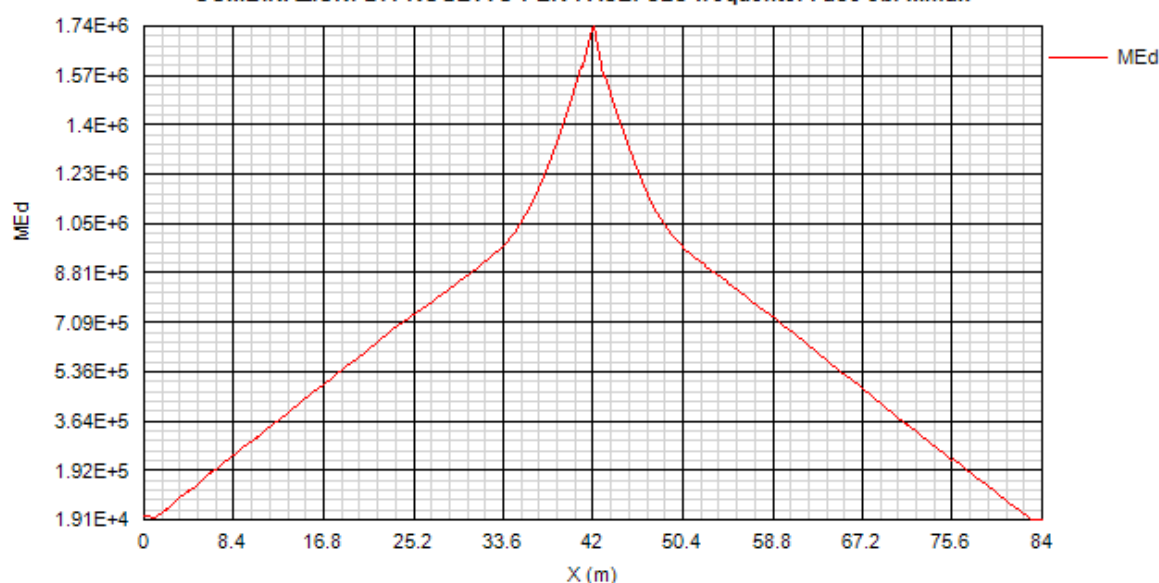


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmin

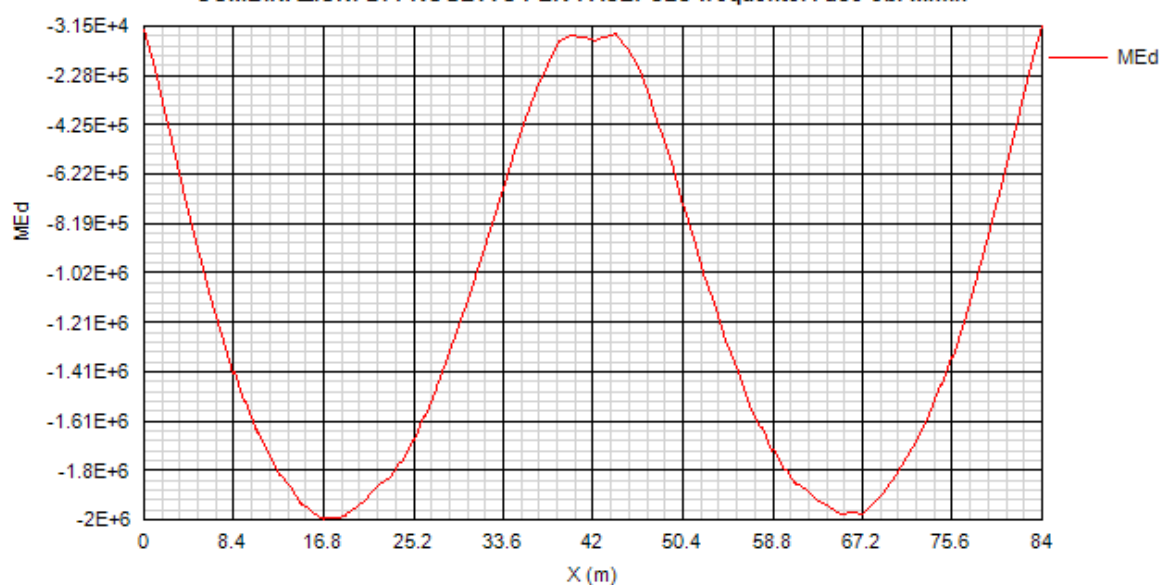




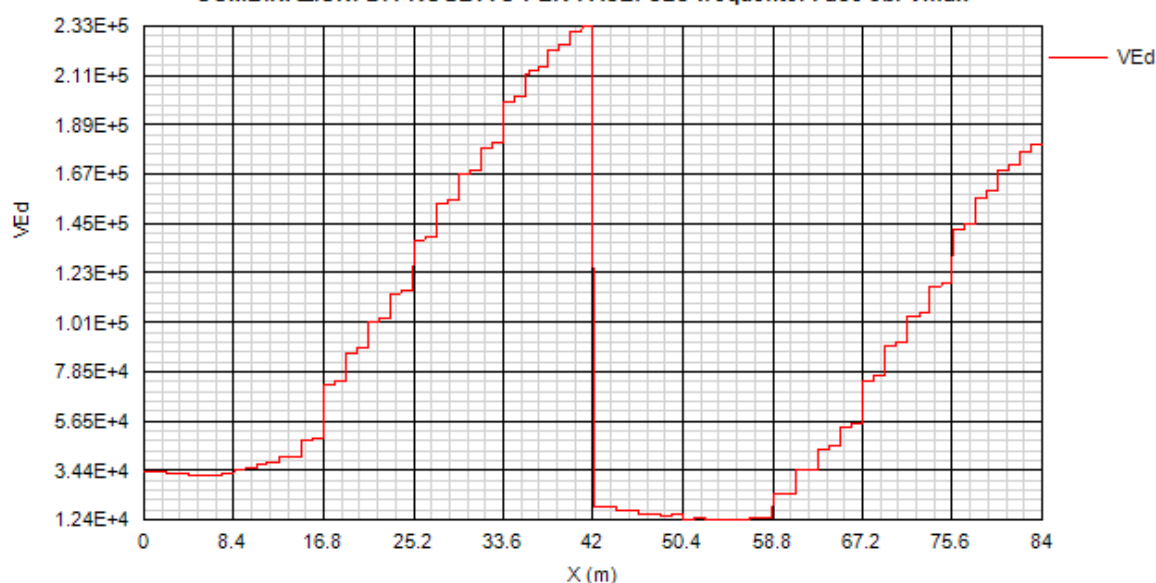
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmax



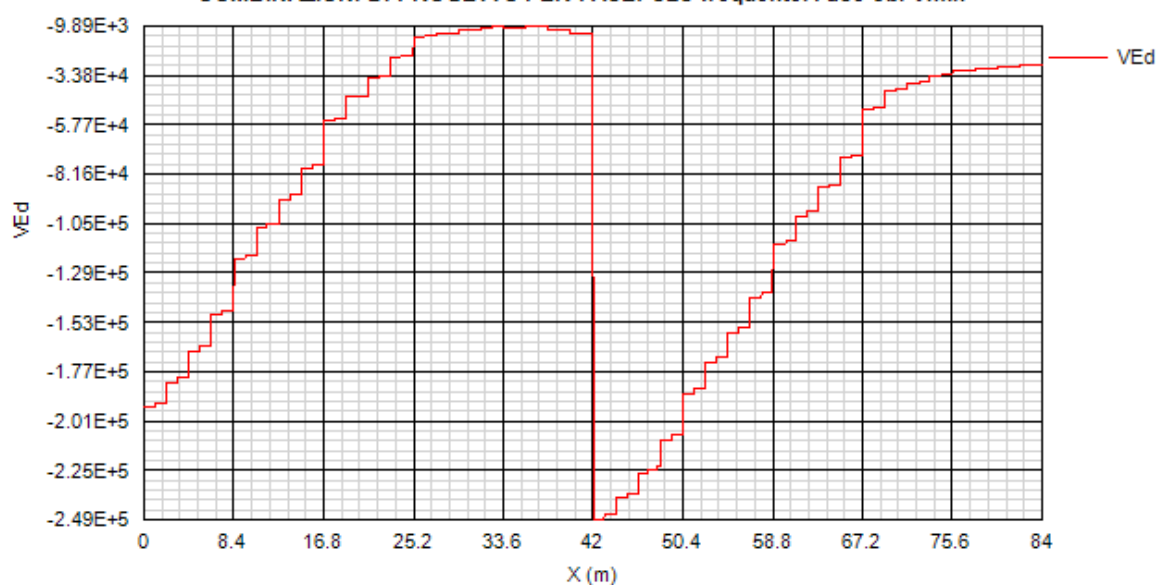
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmin

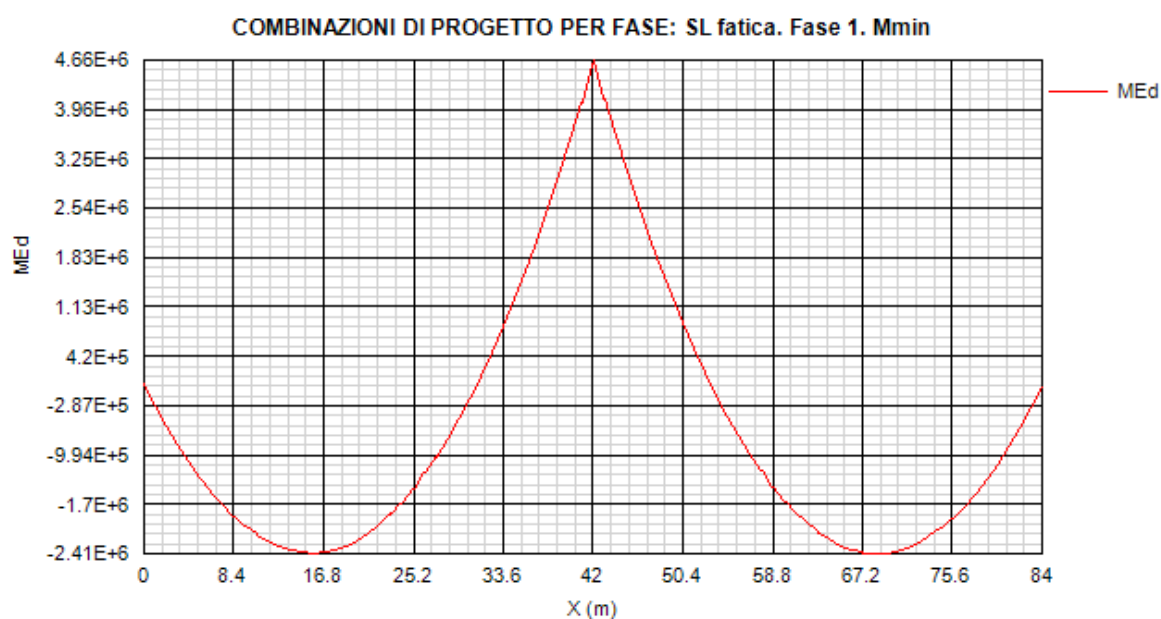
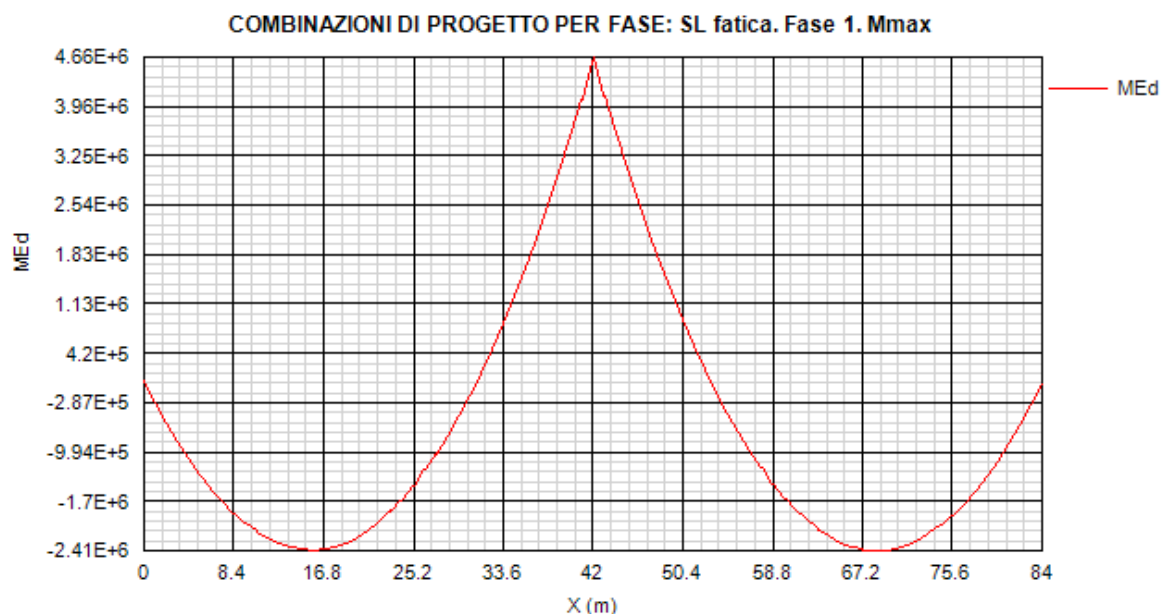


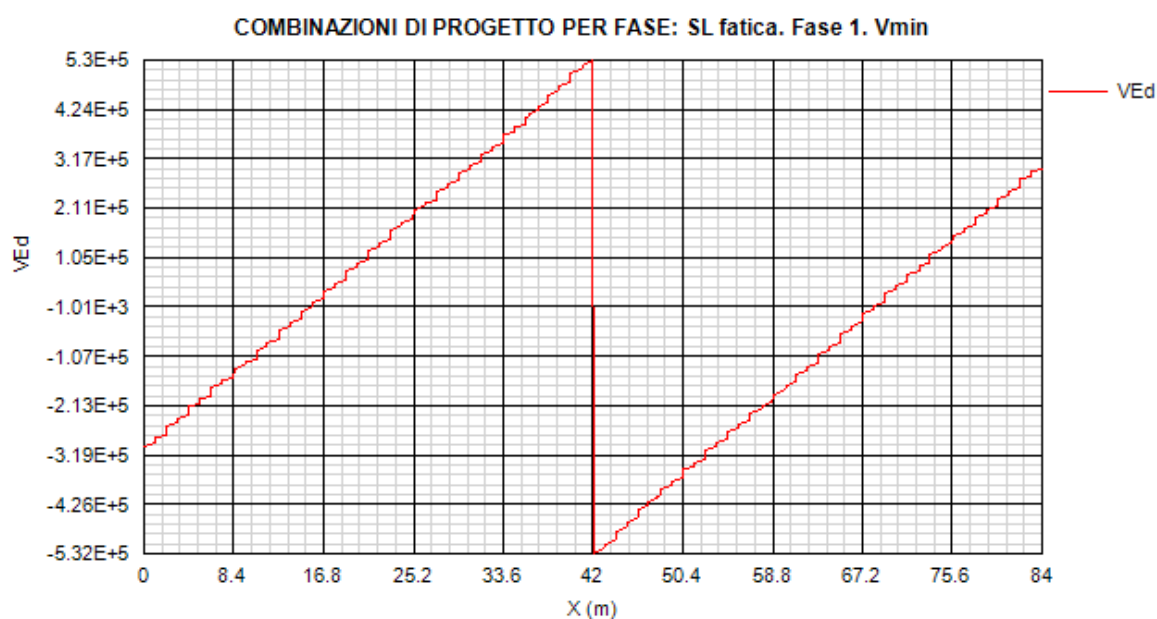
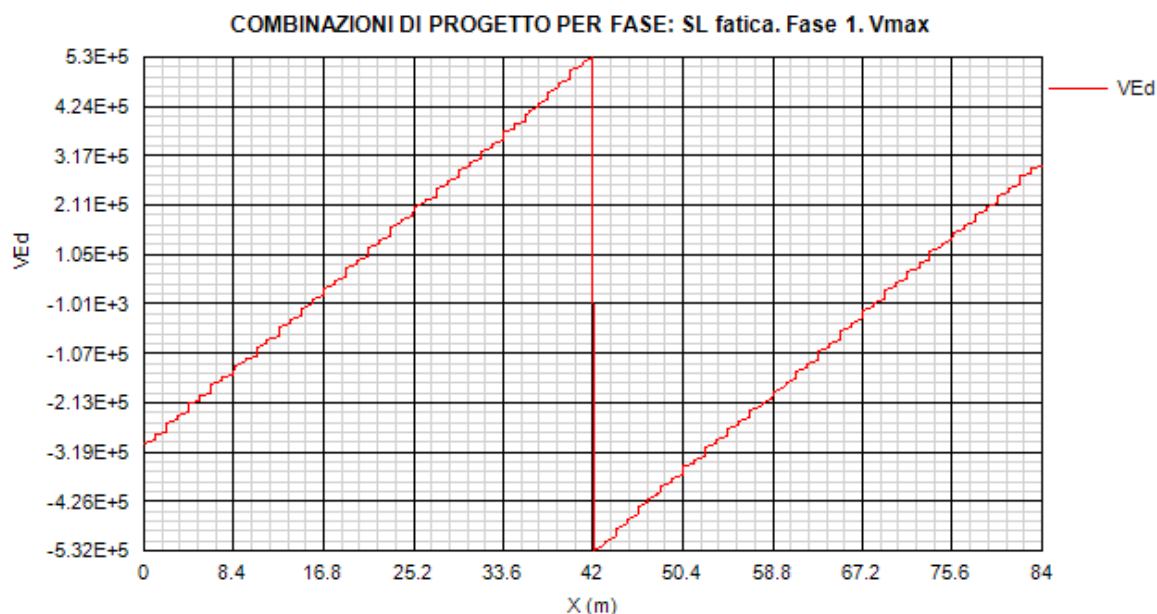
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax



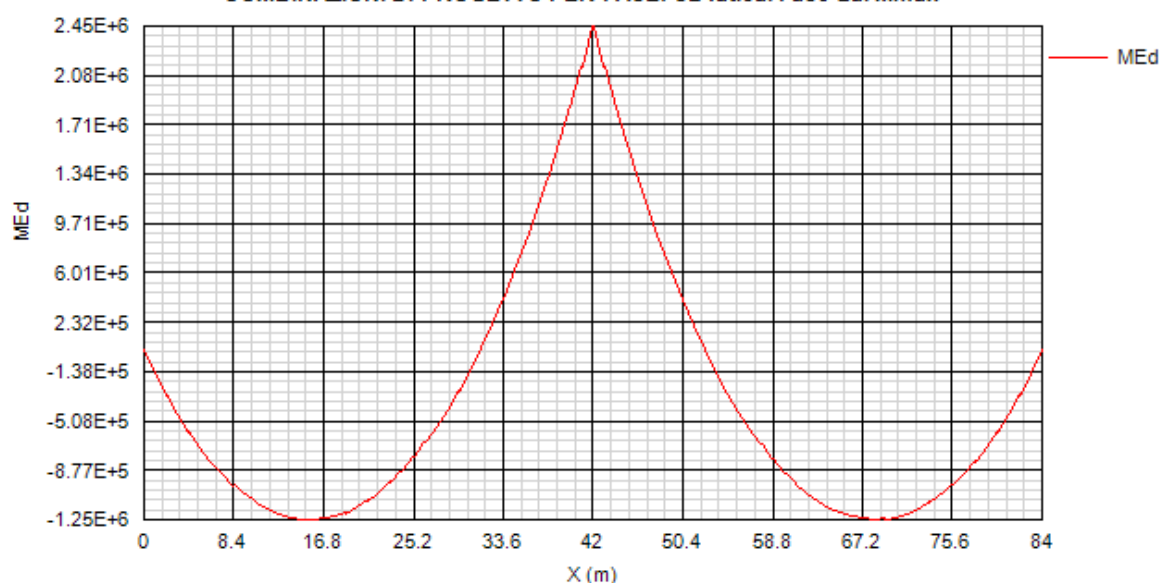
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin



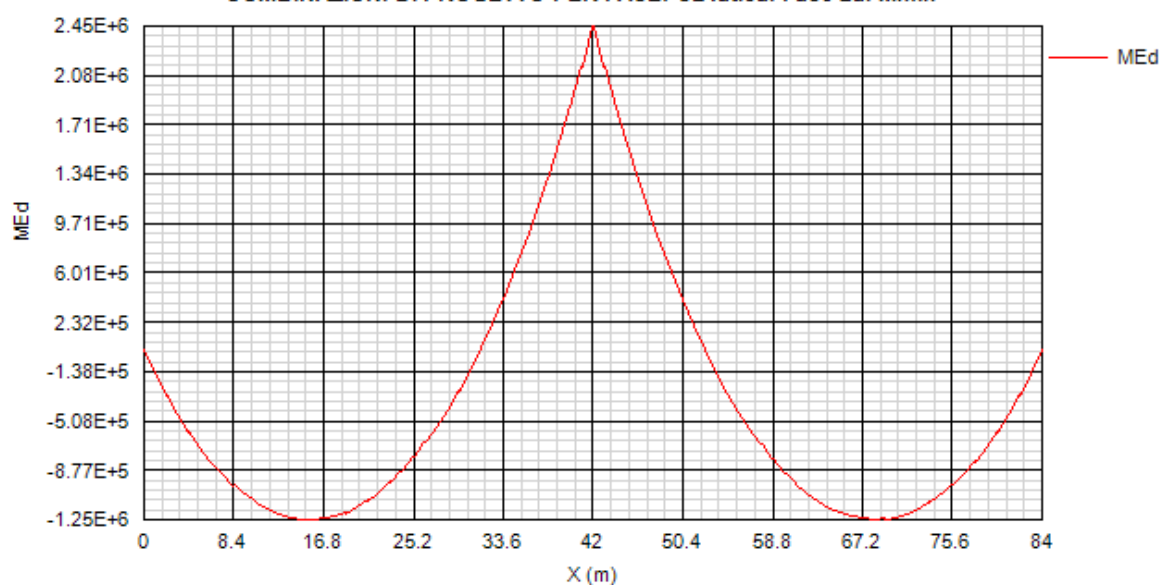




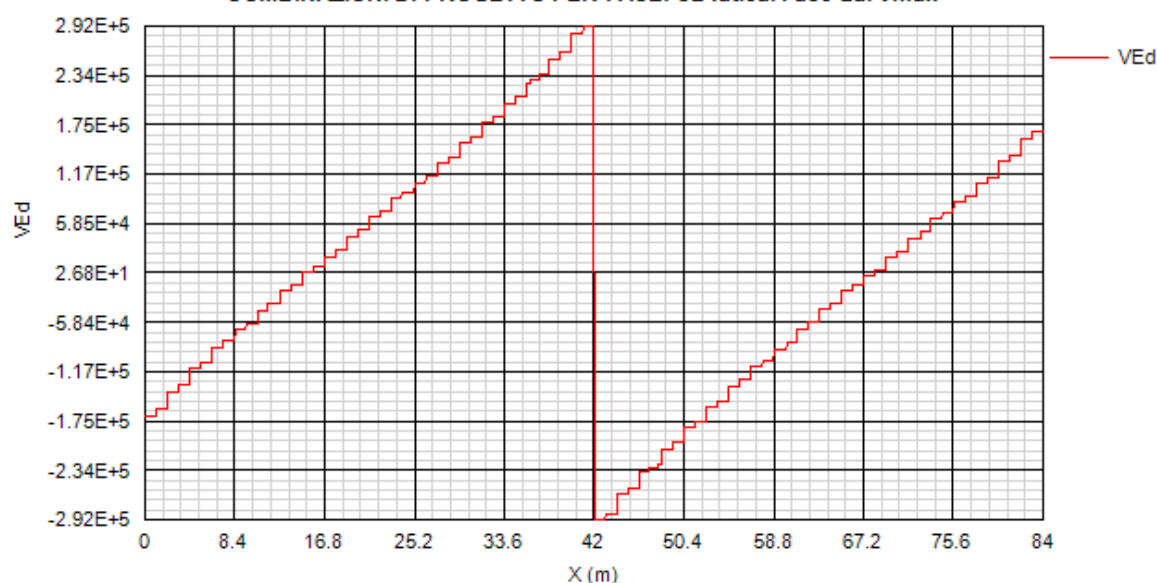
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmax



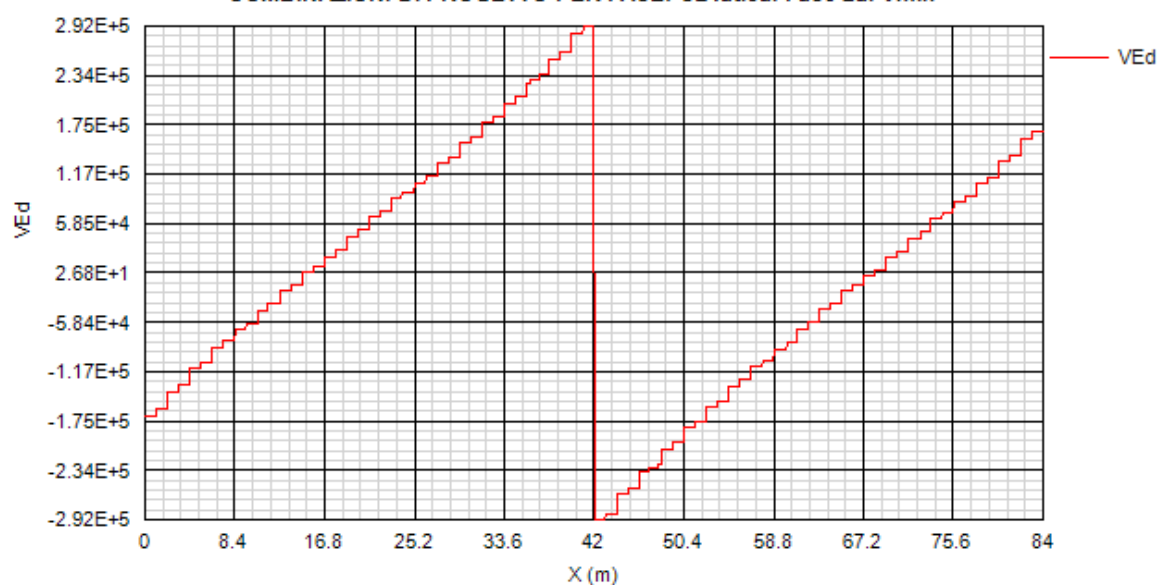
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmin



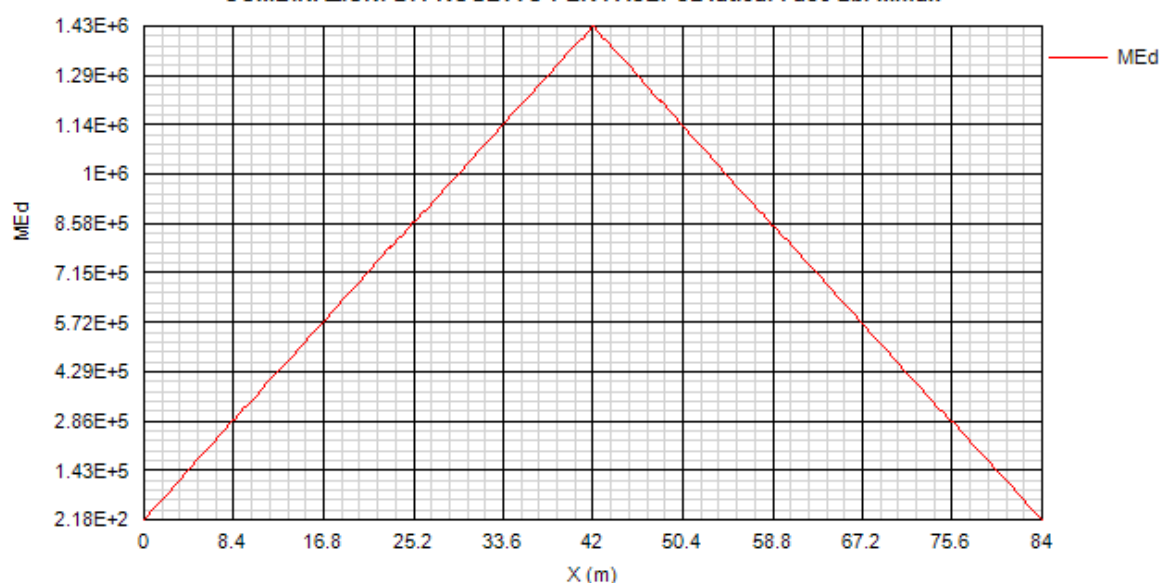
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmax



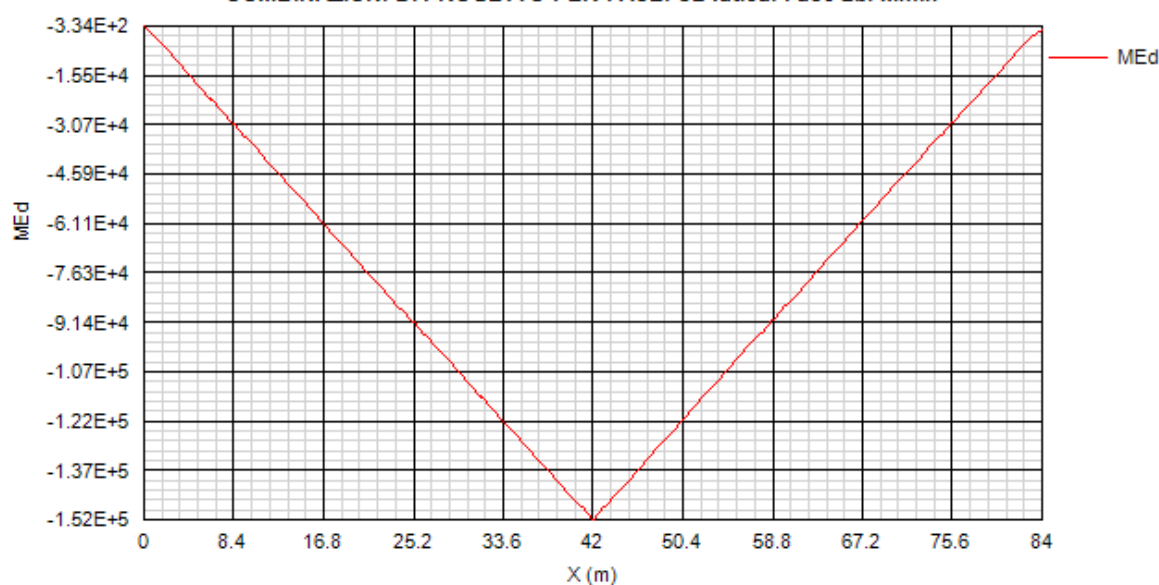
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmin

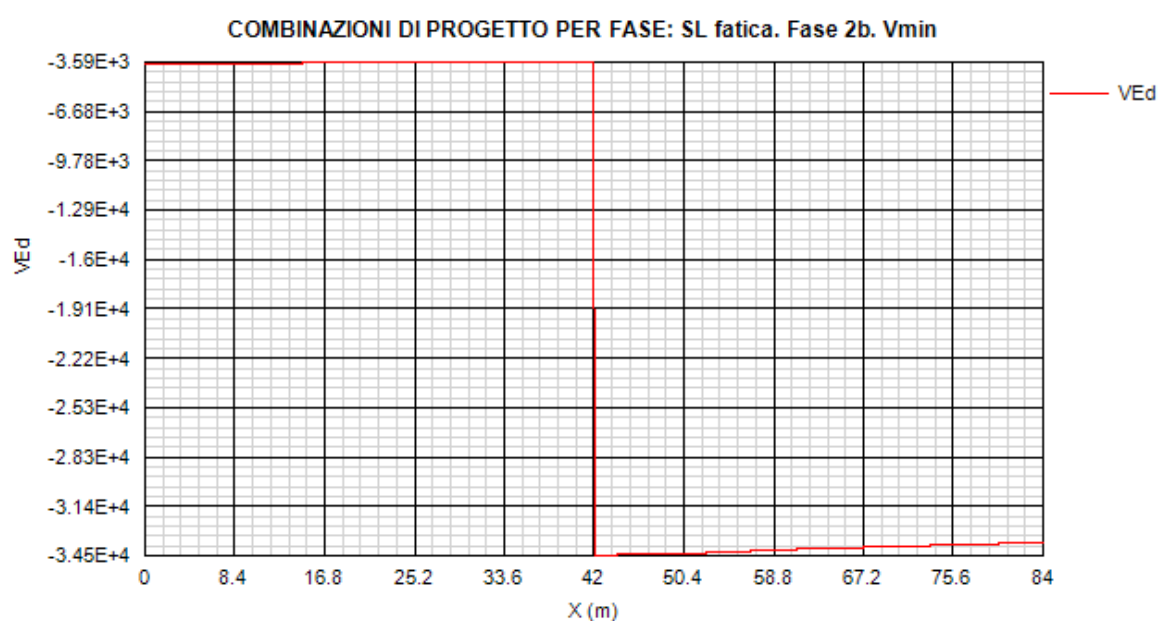
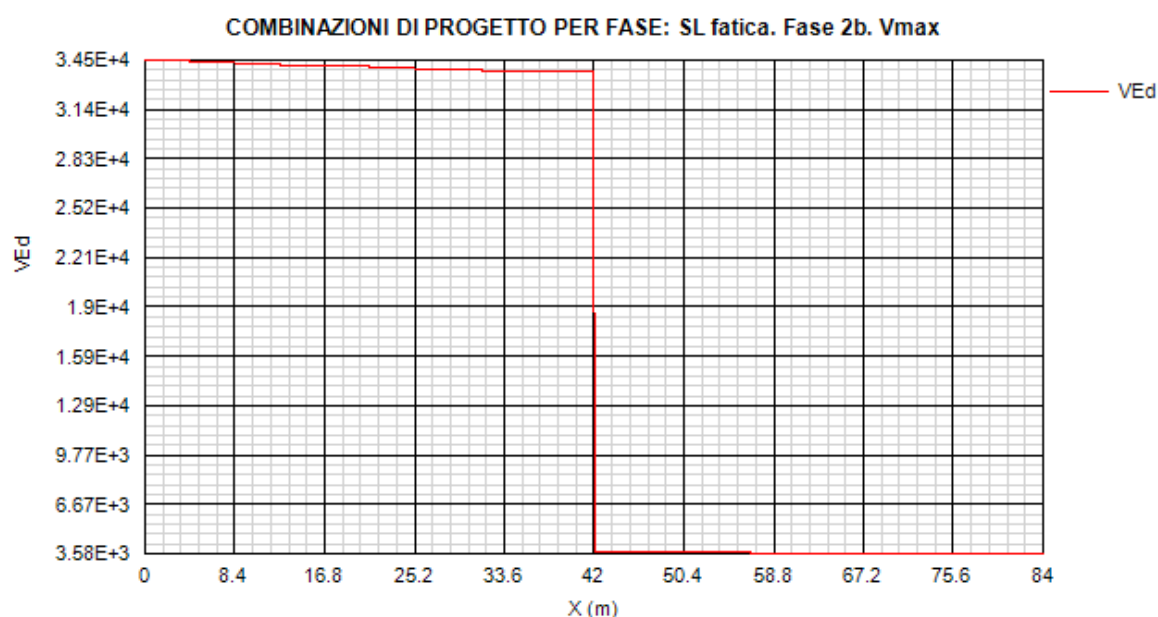


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Mmax

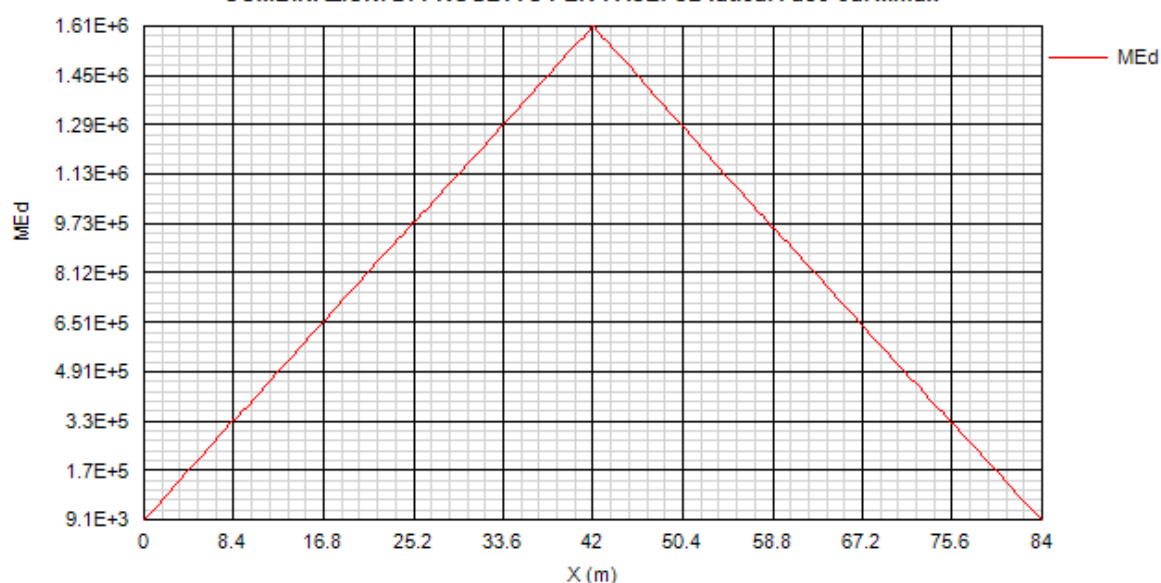


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Mmin

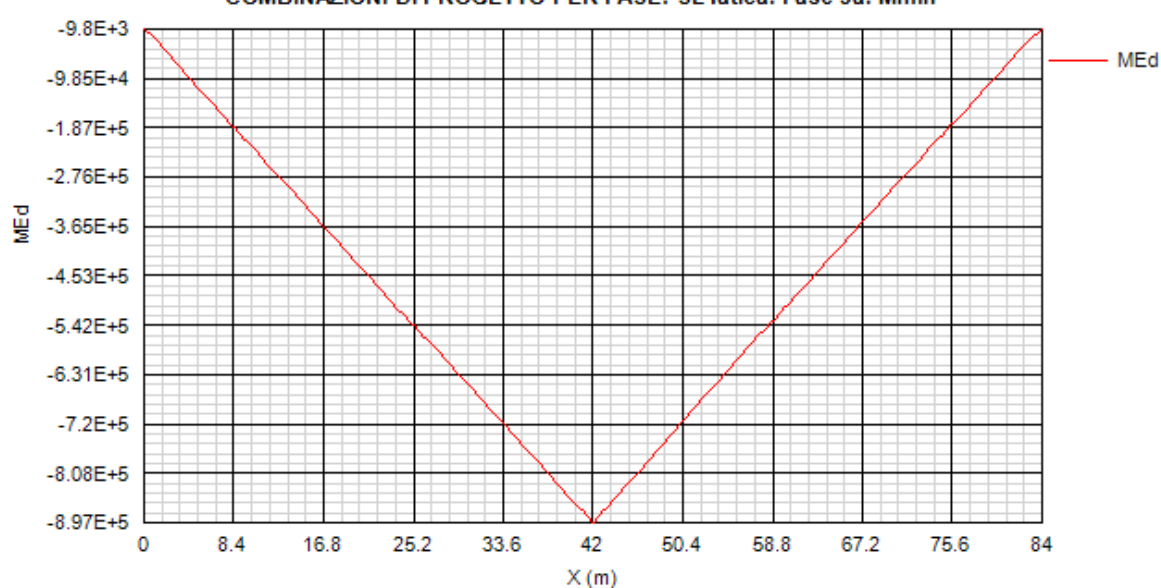


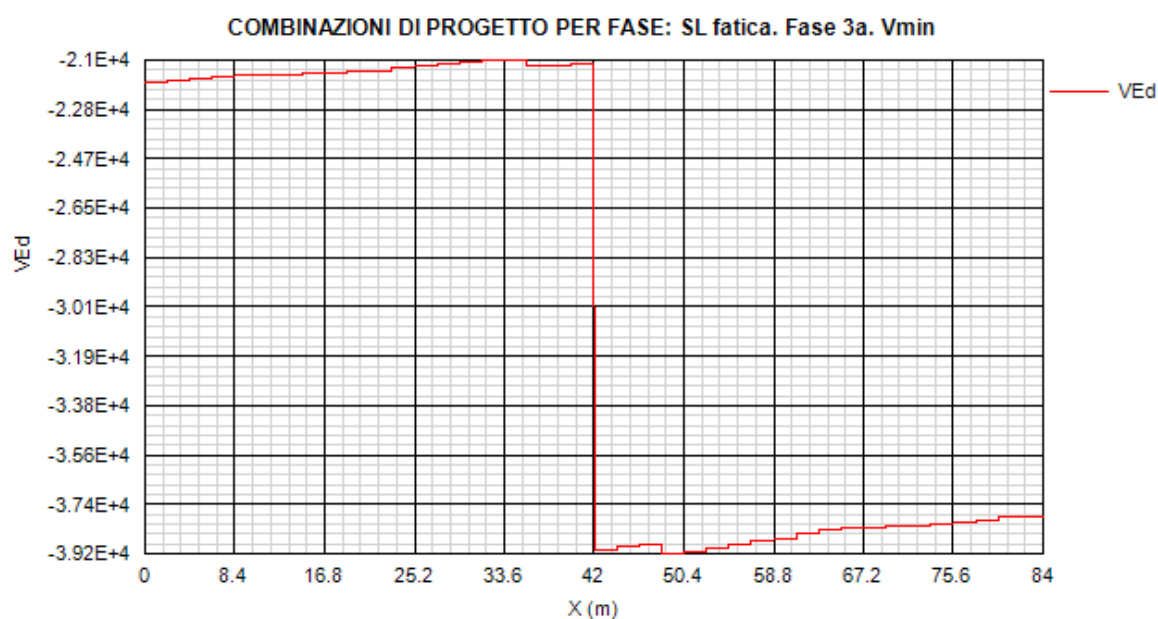
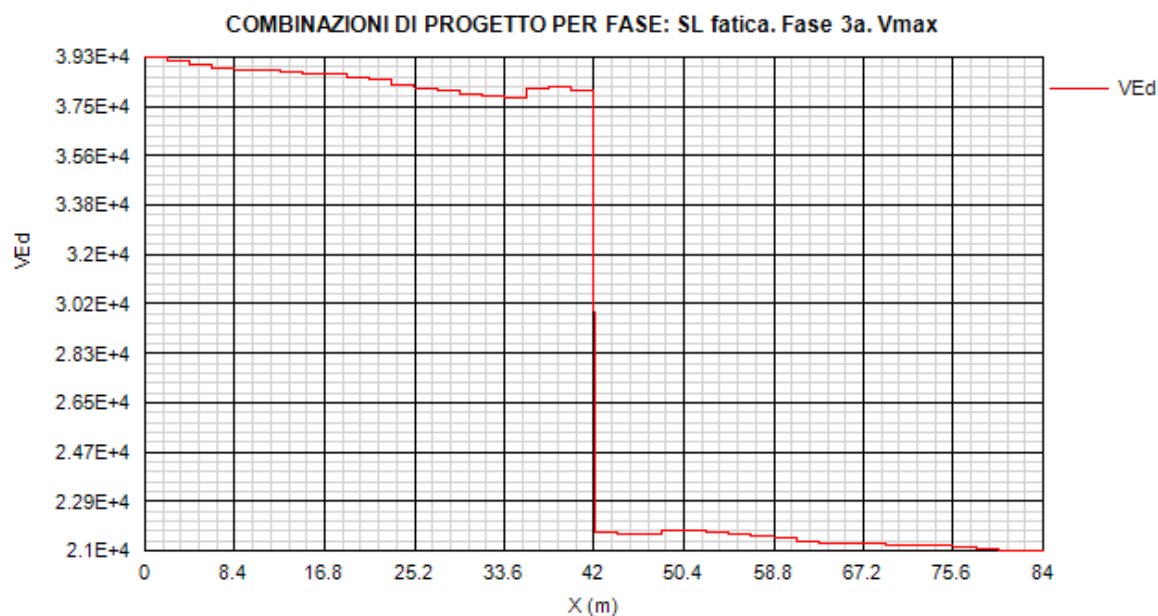


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmax

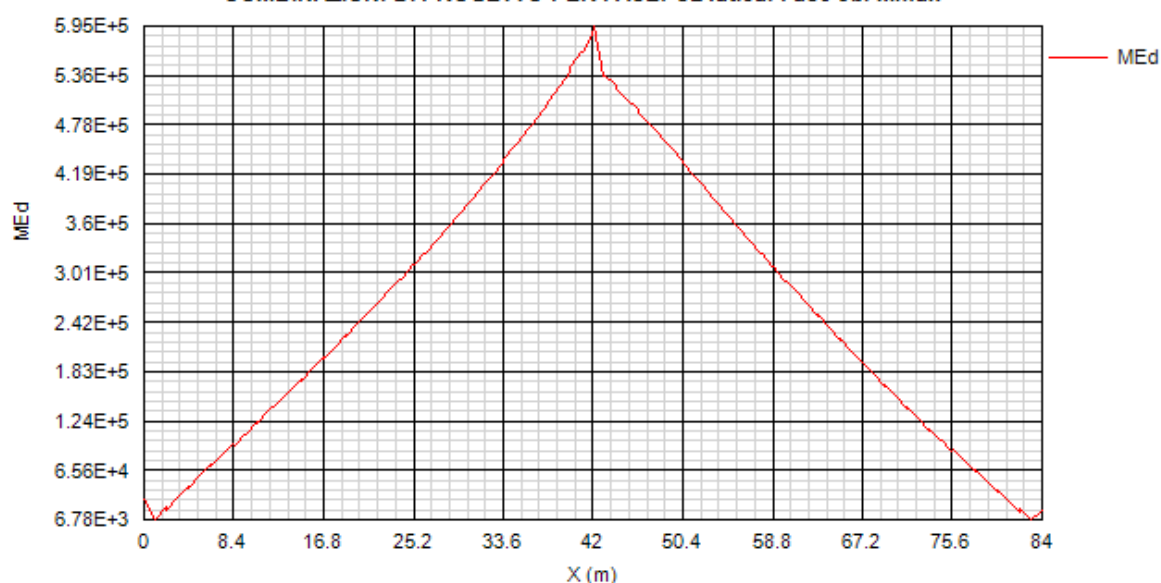


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmin

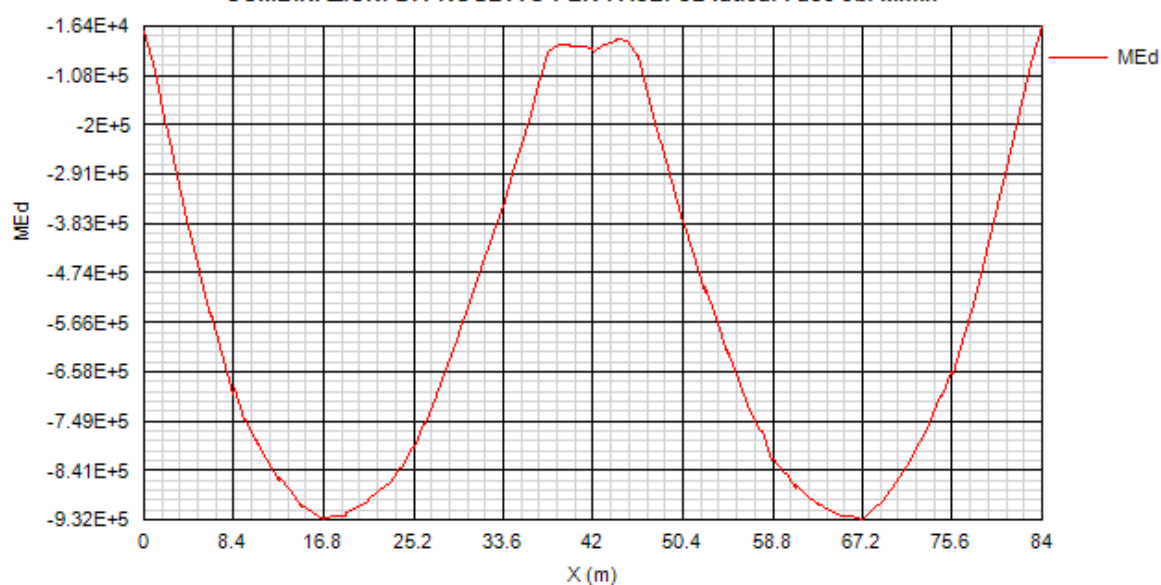




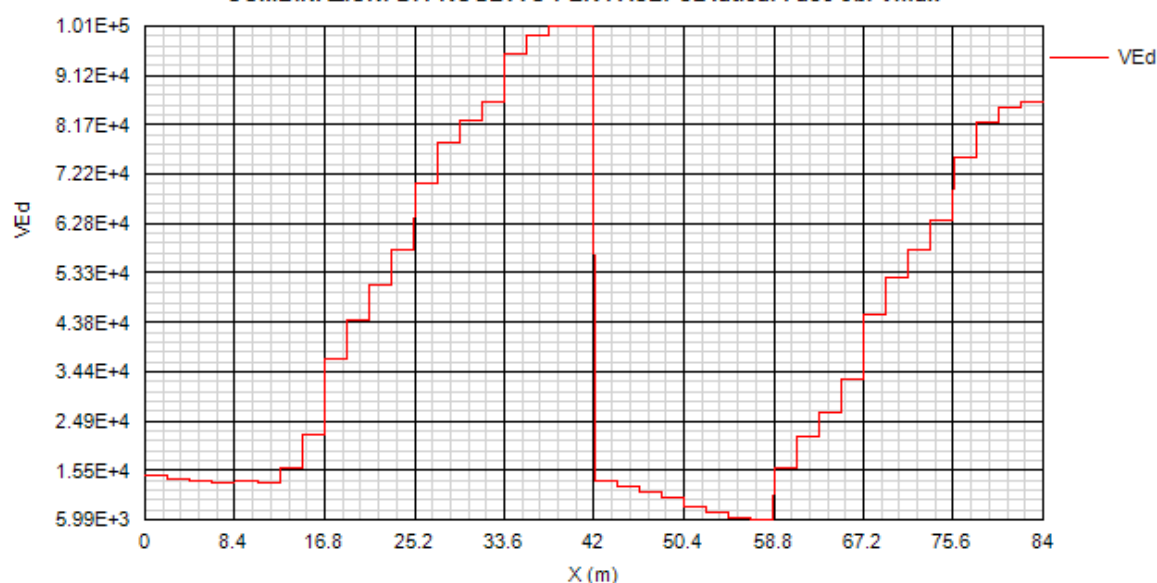
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmax



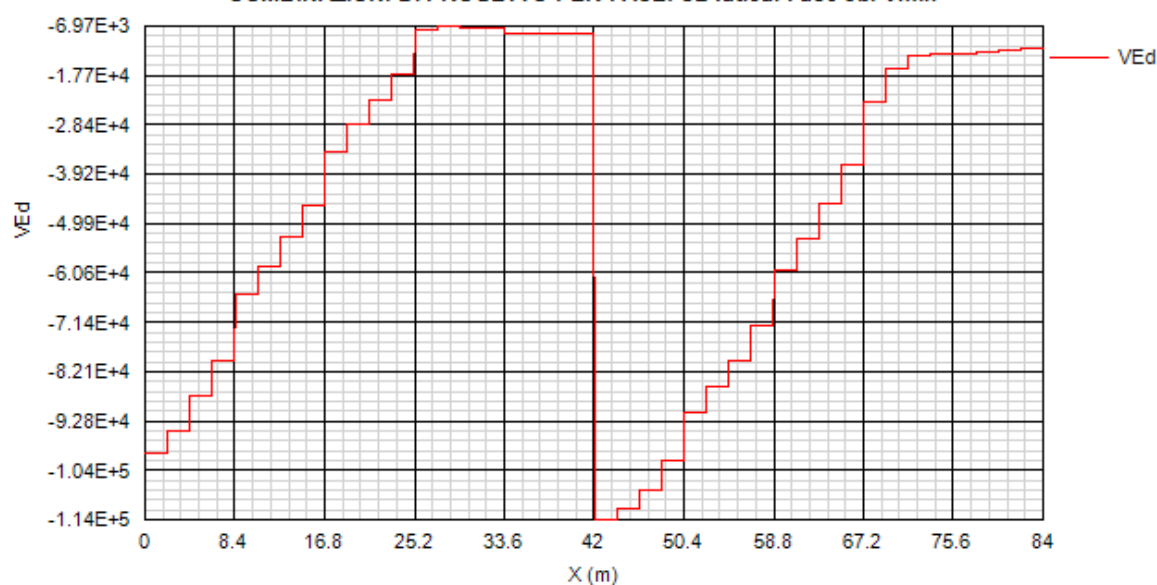
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmin



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



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

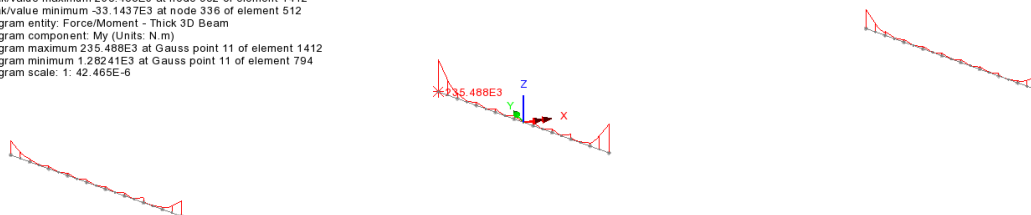


4.2.1.2 Traversi tipo di appoggio – T1

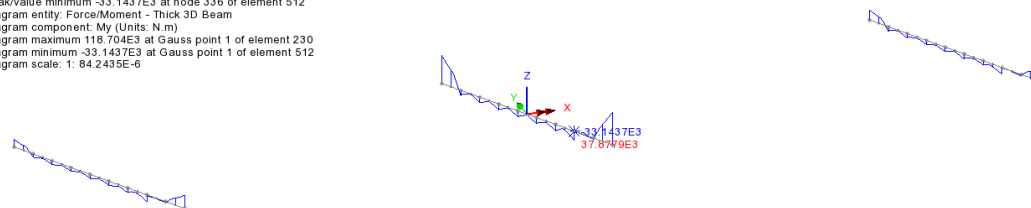
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni significative individuate per le verifiche, che derivano quindi dalla statica locale e globale.

SLU – Max/min My

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 100.0
Peak/value maximum 235.488E3 at node 952 of element 1412
Peak/value minimum -33.1437E3 at node 336 of element 512
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 235.488E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum 1.28241E3 at Gauss point 11 of element 794
Diagram scale: 1: 42.465E-6

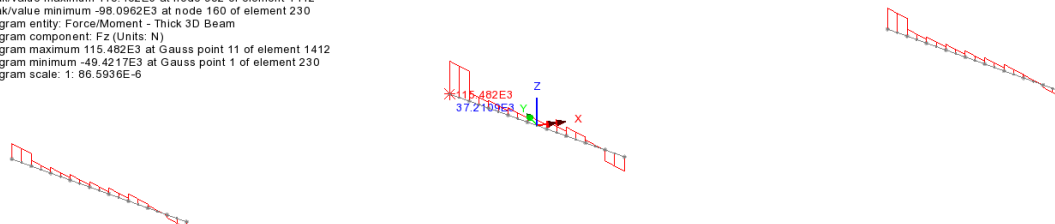


Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 235.488E3 at node 952 of element 1412
Peak/value minimum -33.1437E3 at node 336 of element 512
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 118.704E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram minimum -33.1437E3 at Gauss point 1 of element 512
Diagram scale: 1: 84.2435E-6

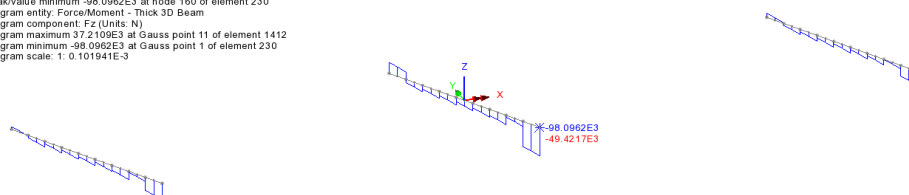


SLU – Max/min Fz

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 115.482E3 at node 952 of element 1412
Peak/value minimum -98.0962E3 at node 160 of element 230
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 115.482E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum -49.4217E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram scale: 1: 86.5936E-6

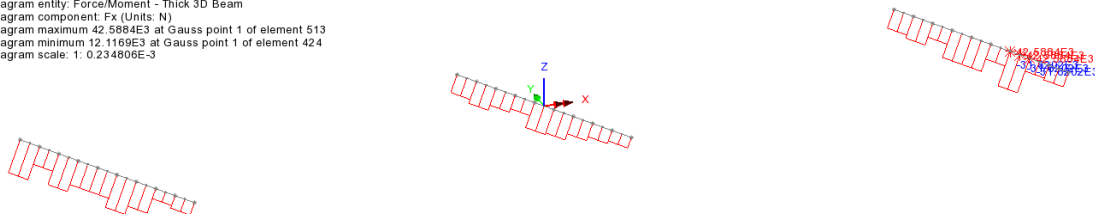


Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 115.482E3 at node 952 of element 1412
Peak/value minimum -98.0962E3 at node 160 of element 230
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 37.2109E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum -98.0962E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram scale: 1: 0.101941E-3

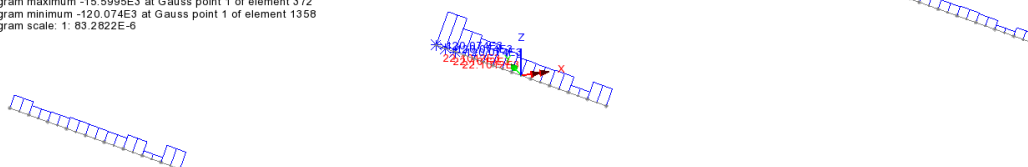


SLU – Max/min Fx

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 42.5884E3 at node 381 of element 513
Peak/value minimum -120.074E3 at node 908 of element 1358
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 42.5884E3 at Gauss point 1 of element 513
Diagram minimum 12.1169E3 at Gauss point 1 of element 424
Diagram scale: 1: 0.234806E-3



Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Min)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 42.5884E3 at node 381 of element 513
Peak/value minimum -120.074E3 at node 908 of element 1358
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum -15.5995E3 at Gauss point 1 of element 372
Diagram minimum -120.074E3 at Gauss point 1 of element 1358
Diagram scale: 1: 83.2822E-6

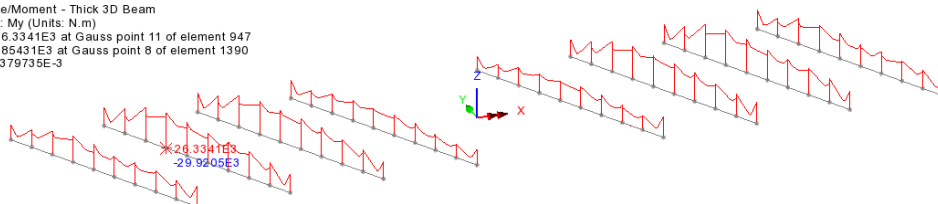


4.2.1.3 Traversi tipo intermedio – T2

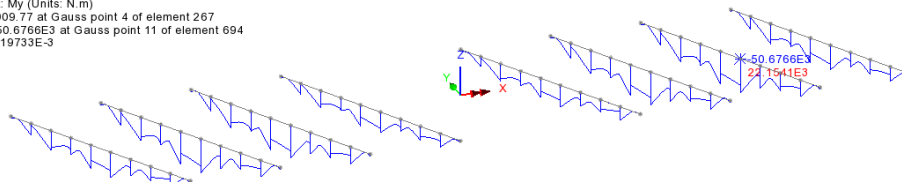
Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni significative individuate per le verifiche, che derivano quindi dalla statica locale e globale.

SLU – Max/min My

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 26.3341E3 at node 663 of element 947
Peak/value minimum -50.6766E3 at node 537 of element 694
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 26.3341E3 at Gauss point 11 of element 947
Diagram minimum 3.85431E3 at Gauss point 8 of element 1390
Diagram scale: 1: 0.379735E-3



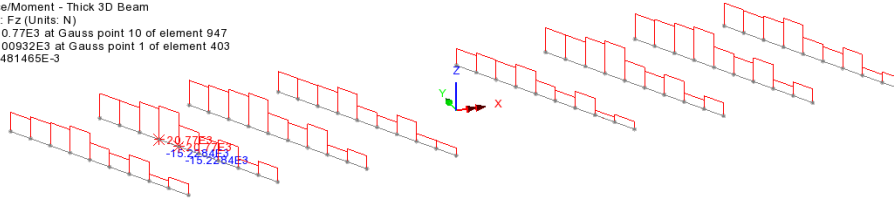
Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 26.3341E3 at node 663 of element 947
Peak/value minimum -50.6766E3 at node 537 of element 694
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 909.77 at Gauss point 4 of element 267
Diagram minimum -50.6766E3 at Gauss point 11 of element 694
Diagram scale: 1: 0.19733E-3



SLU – Max/min Fz

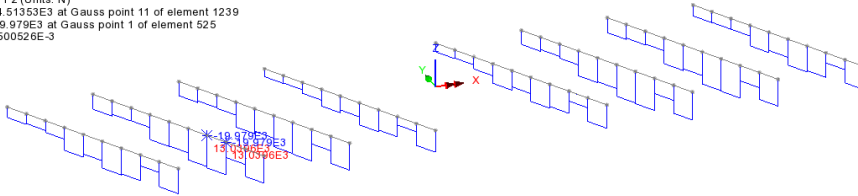
Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 20.77E3 at node 663 of element 947
Peak/value minimum -19.979E3 at node 311 of element 525
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 20.77E3 at Gauss point 10 of element 947
Diagram minimum 3.00932E3 at Gauss point 1 of element 403
Diagram scale: 1: 0.481465E-3



Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)

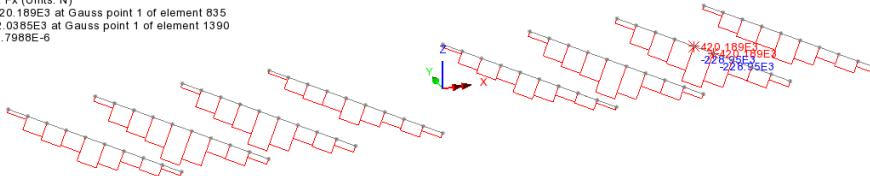
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 20.77E3 at node 663 of element 947
Peak/value minimum -19.979E3 at node 311 of element 525
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum -4.5153E3 at Gauss point 11 of element 1239
Diagram minimum -19.979E3 at Gauss point 1 of element 525
Diagram scale: 1: 0.500526E-3



SLU – Max/min Fx

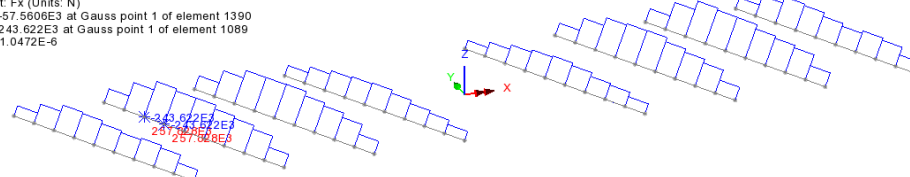
Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 420.189E3 at node 625 of element 835
Peak/value minimum -243.622E3 at node 751 of element 1089
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 420.189E3 at Gauss point 1 of element 835
Diagram minimum 32.0385E3 at Gauss point 1 of element 1390
Diagram scale: 1: 23.7988E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.302547, -0.855755, 0.4197)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Min)

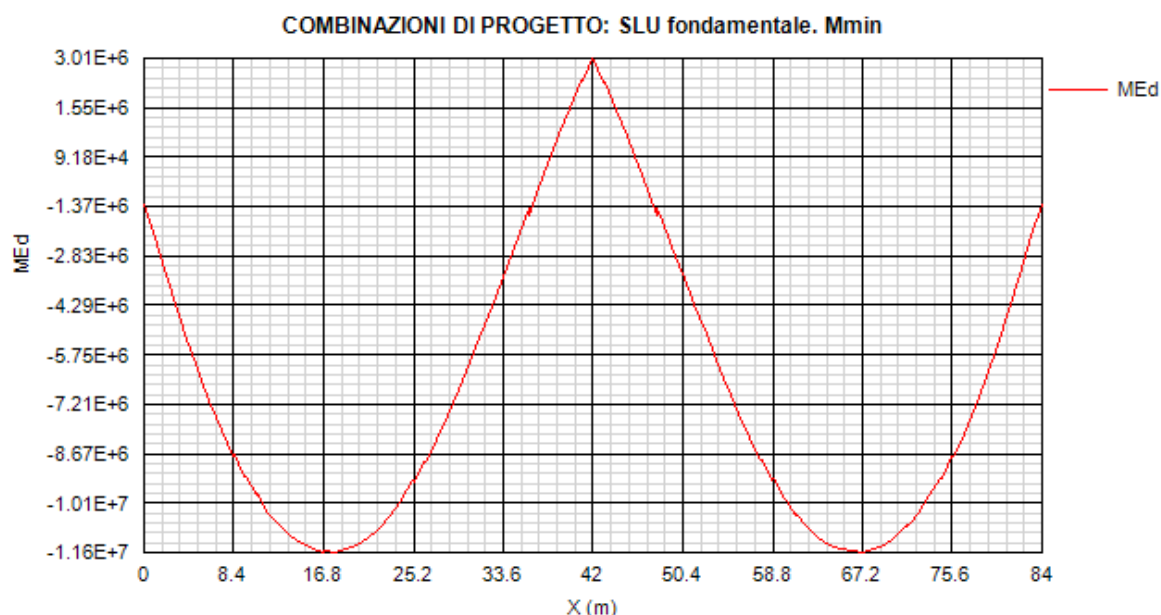
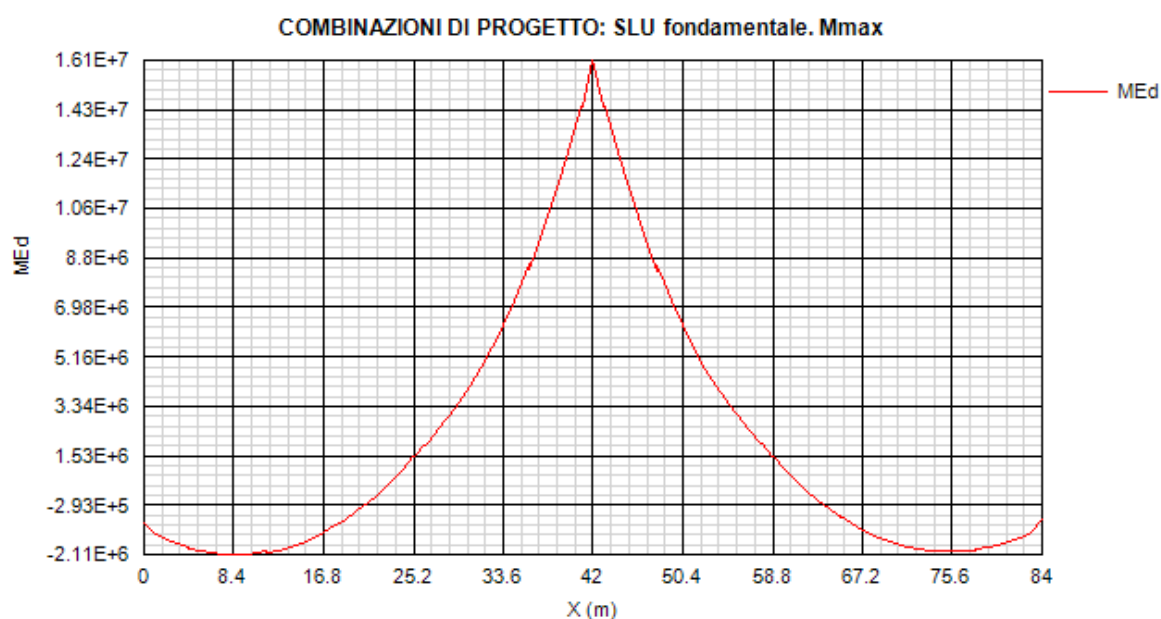
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 420.189E3 at node 625 of element 835
Peak/value minimum -243.622E3 at node 751 of element 1089
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum -57.5606E3 at Gauss point 1 of element 1390
Diagram minimum -243.622E3 at Gauss point 1 of element 1089
Diagram scale: 1: 41.0472E-6



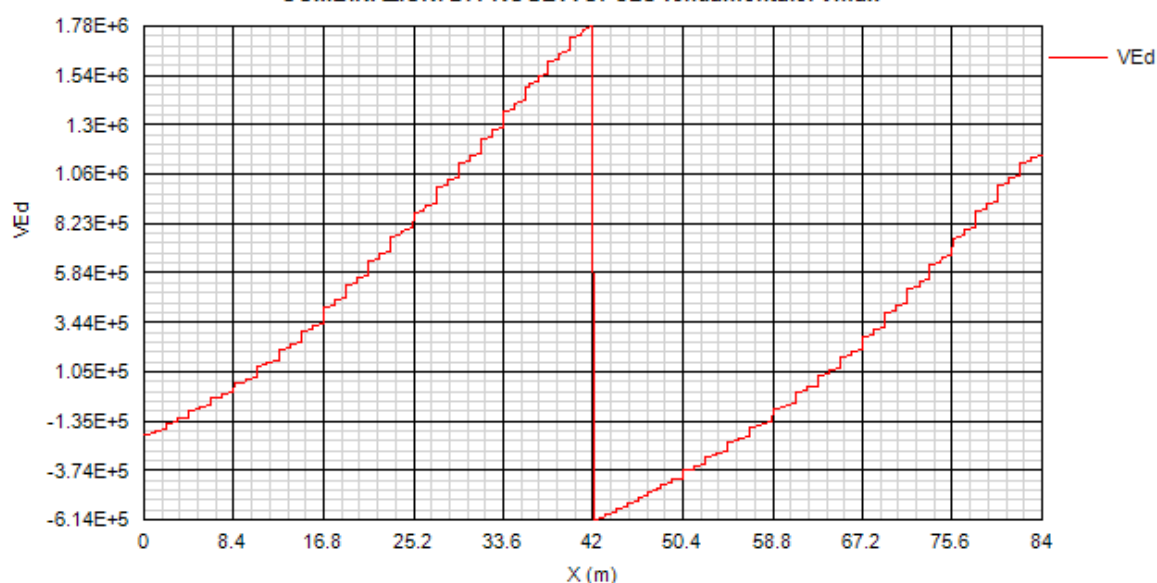
4.2.2 Risultati salienti - Fase temporanea

Analizzato lo stato tensionale risultante dell'intero impalcato nella fase temporanea, viene riportato il quadro relativo alla trave di bordo destra, la quale si è rivelata essere la più critica.

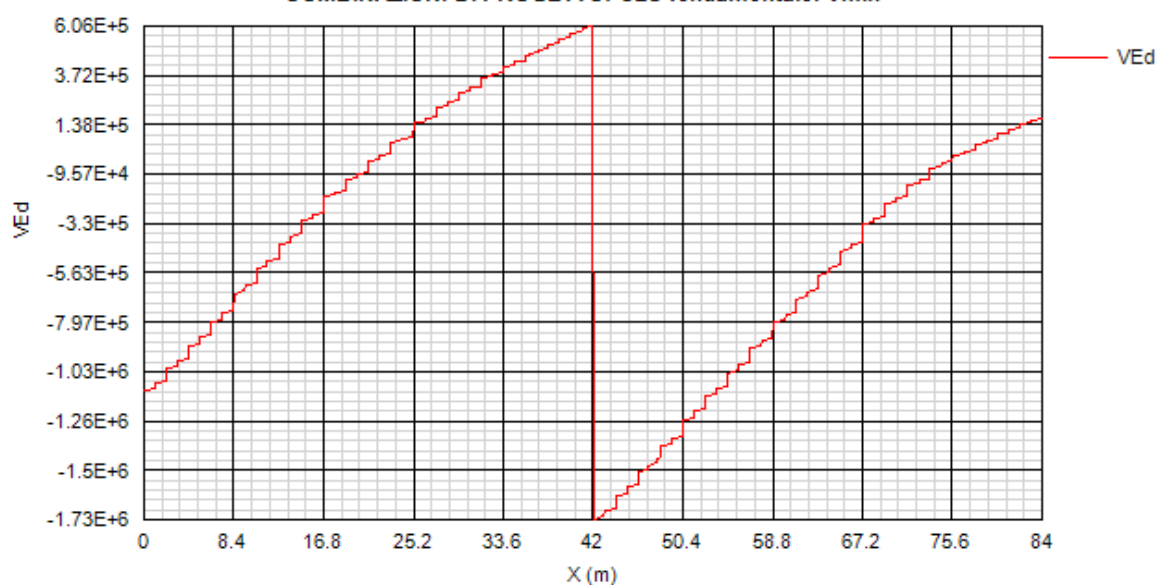
4.2.2.1 Trave principale di bordo



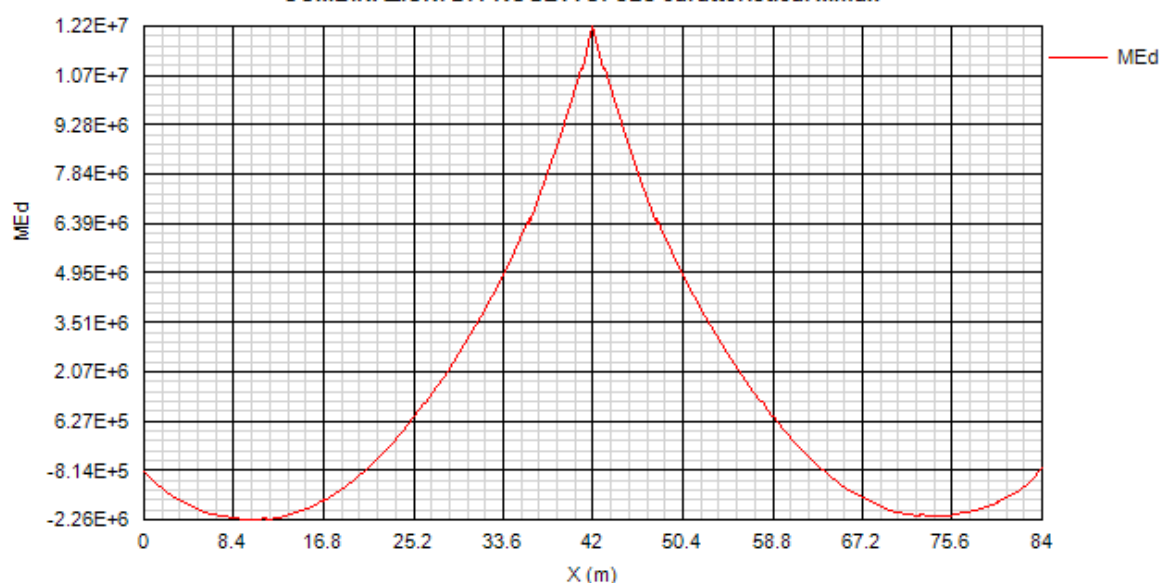
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax



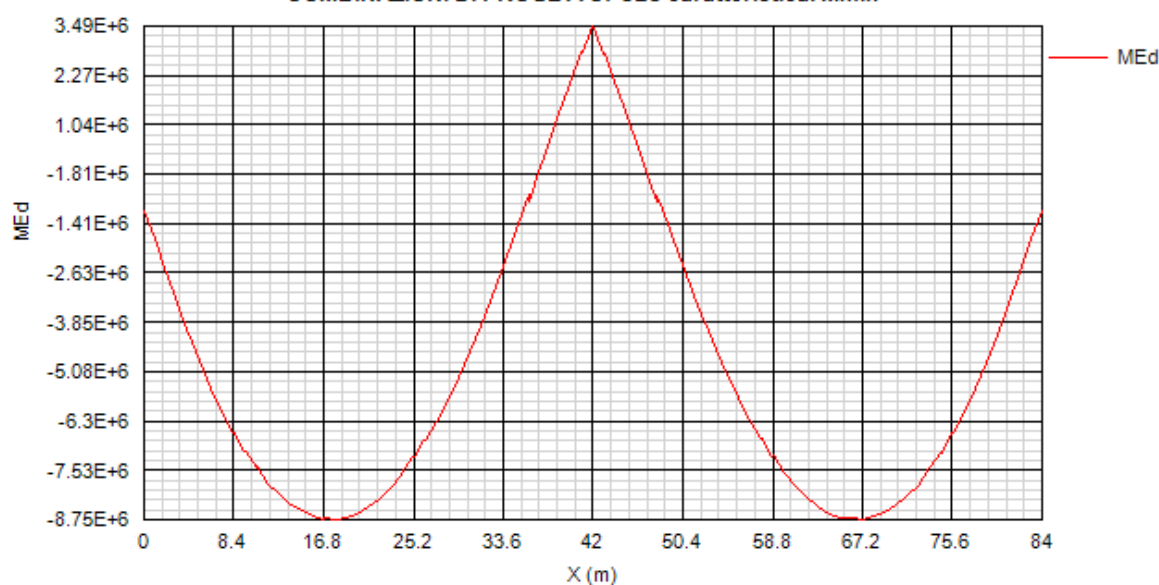
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



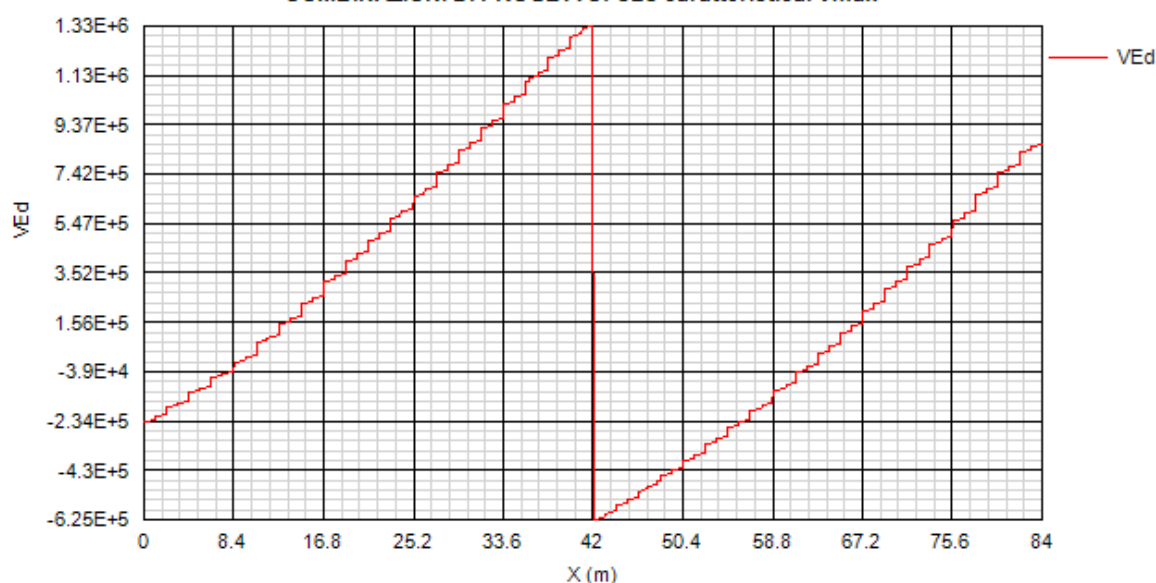
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax



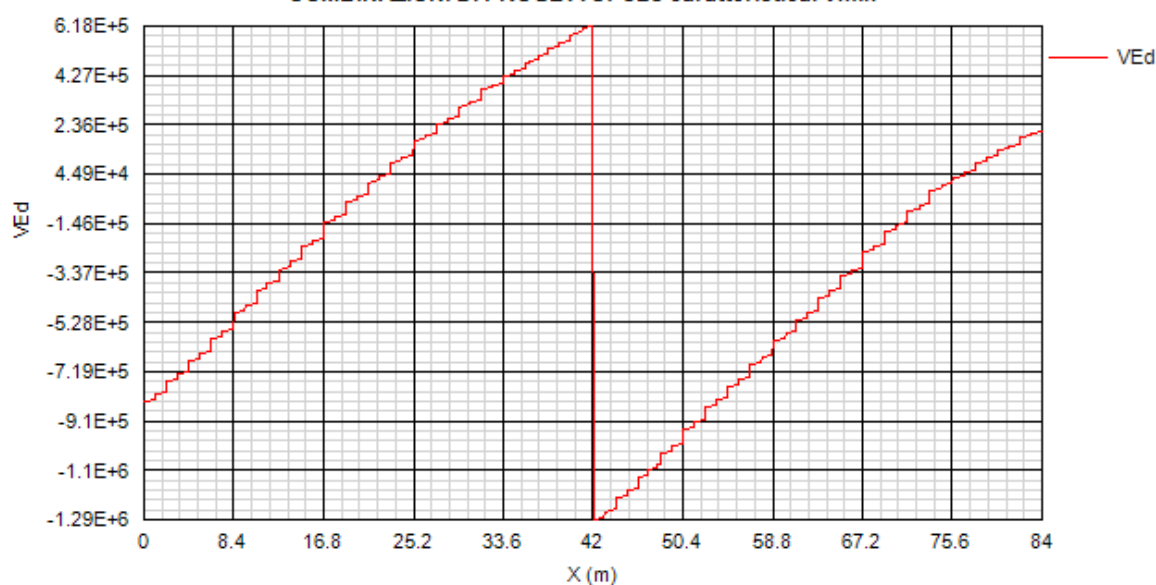
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin

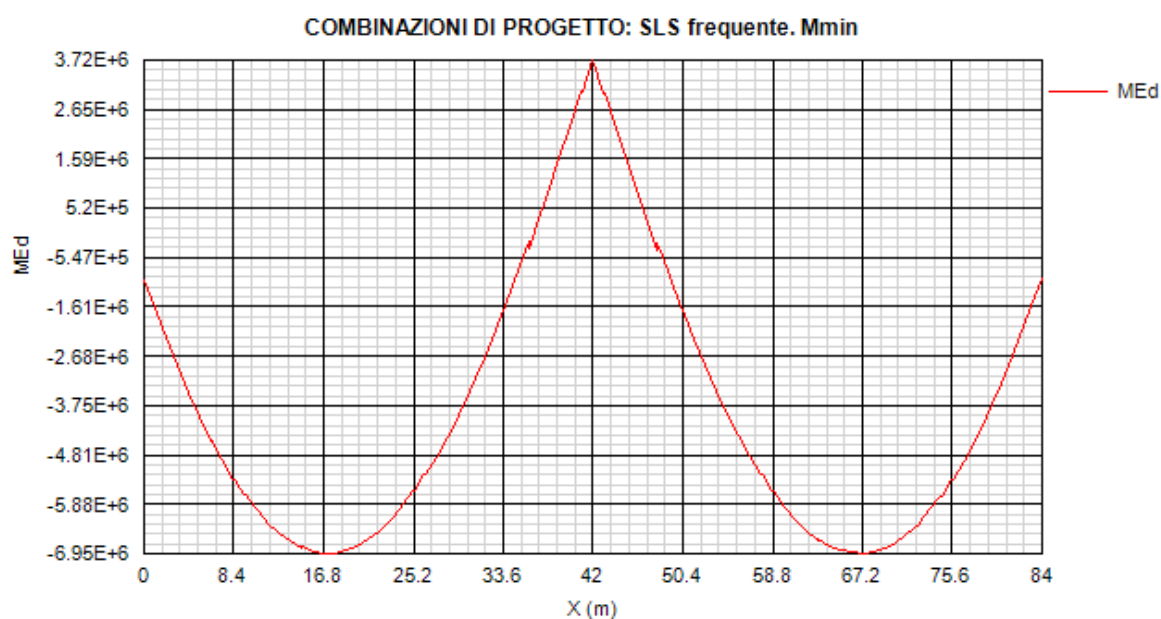
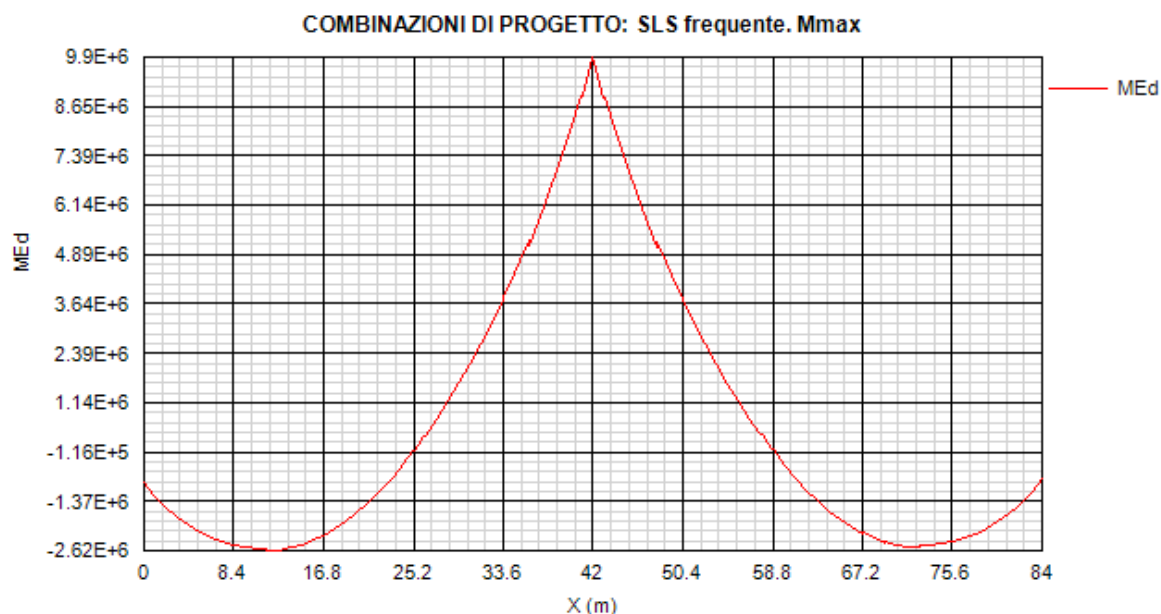


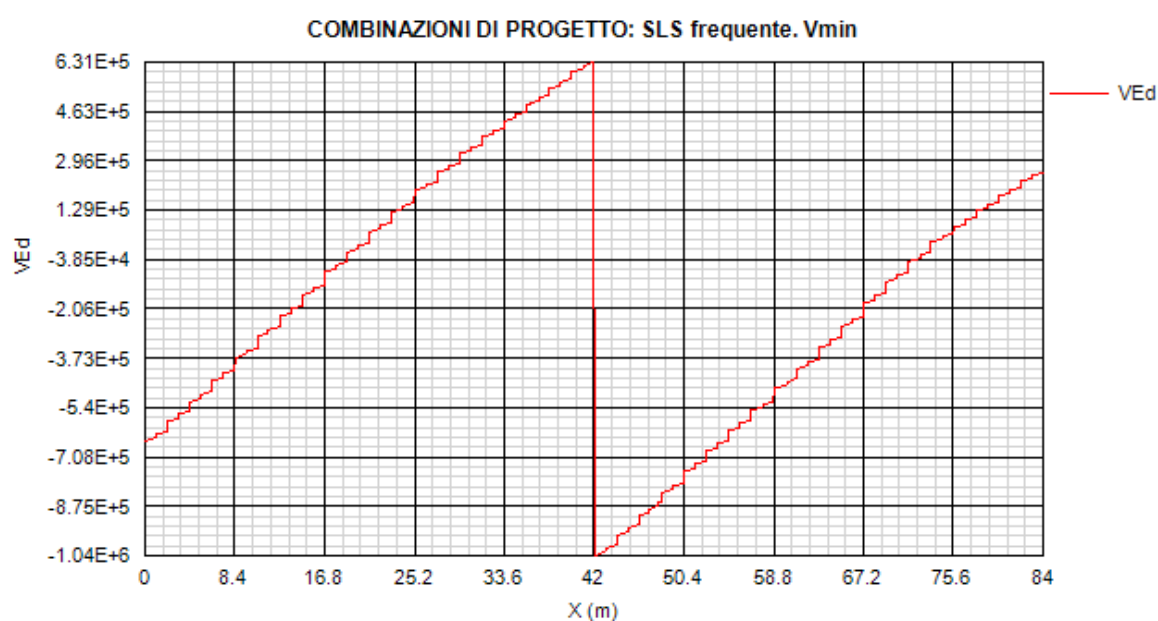
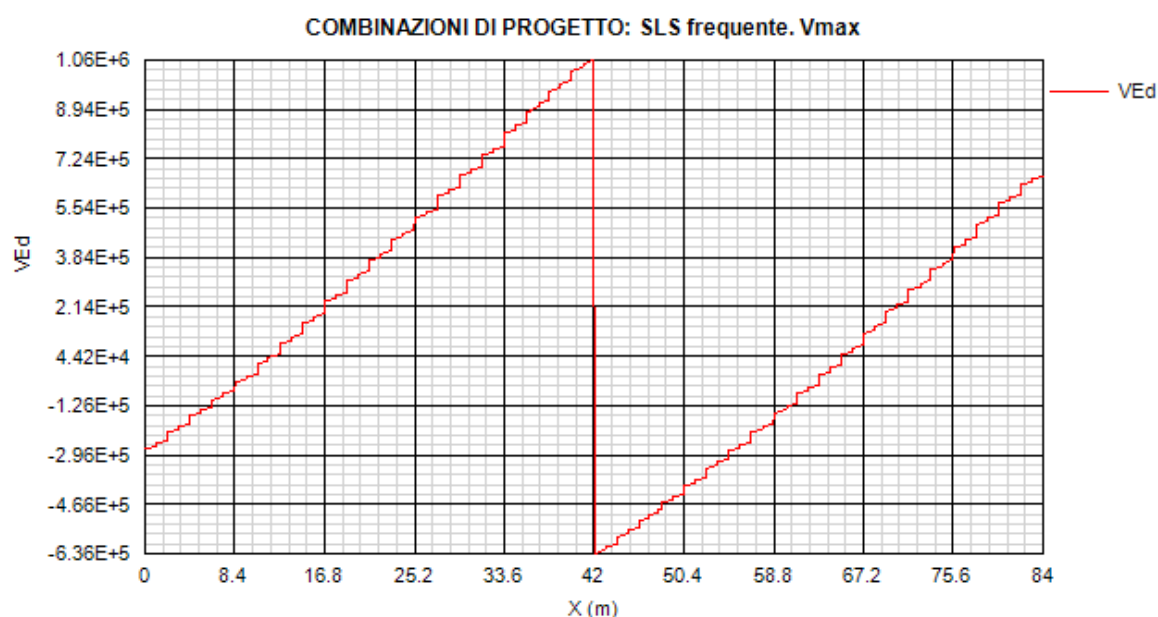
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmax



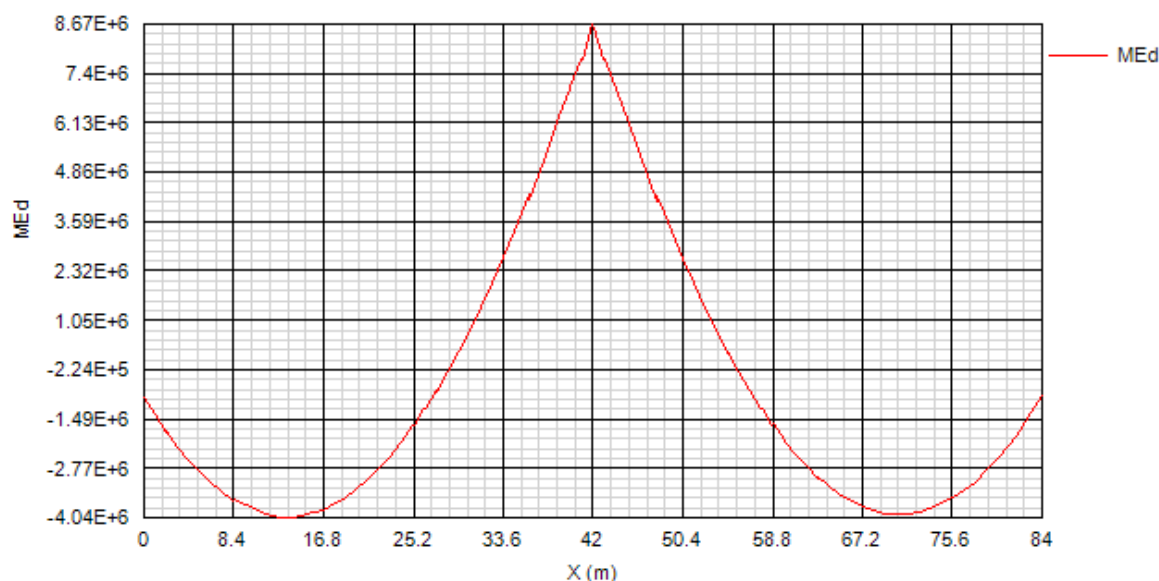
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Vmin



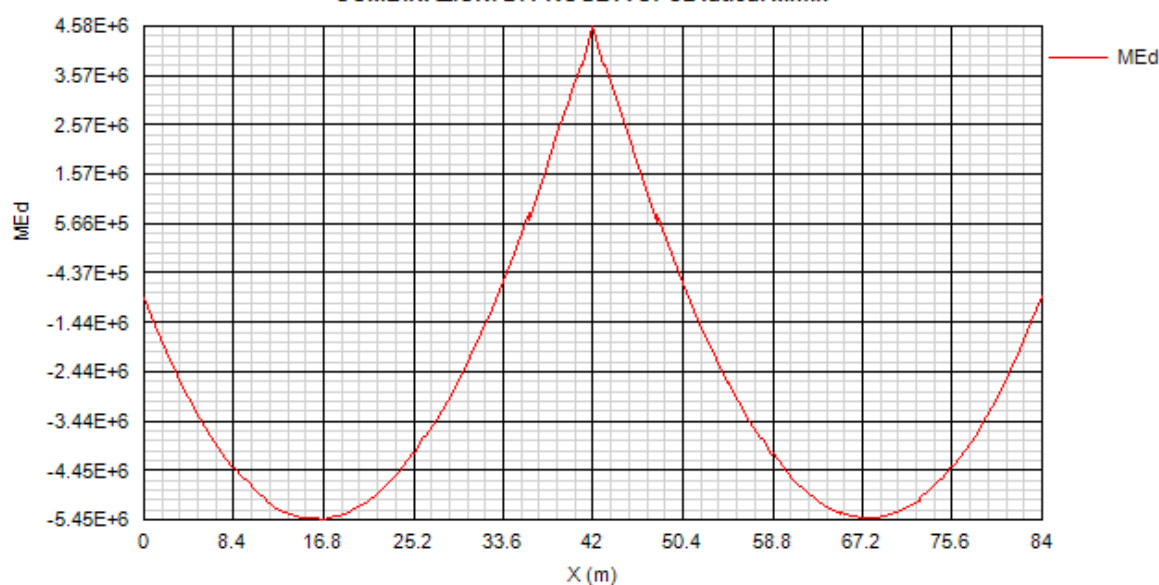




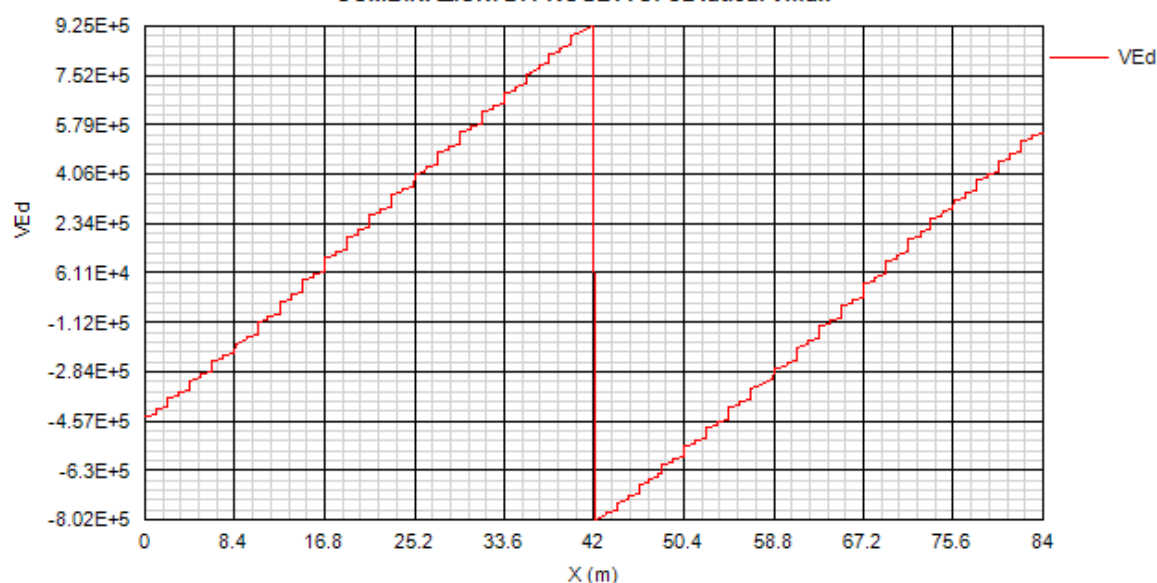
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Mmax



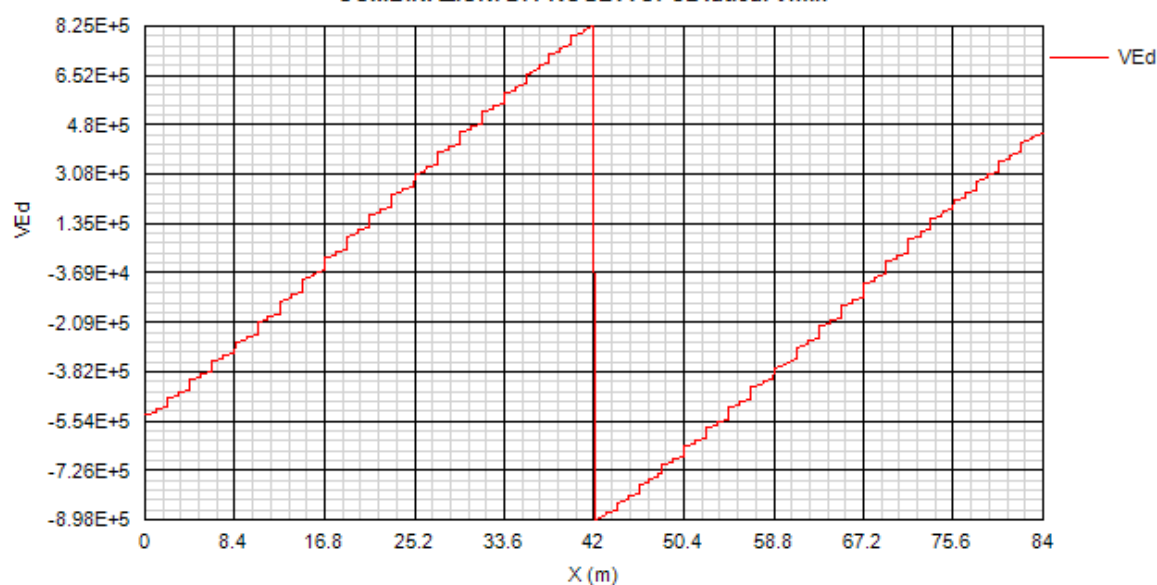
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Mmin

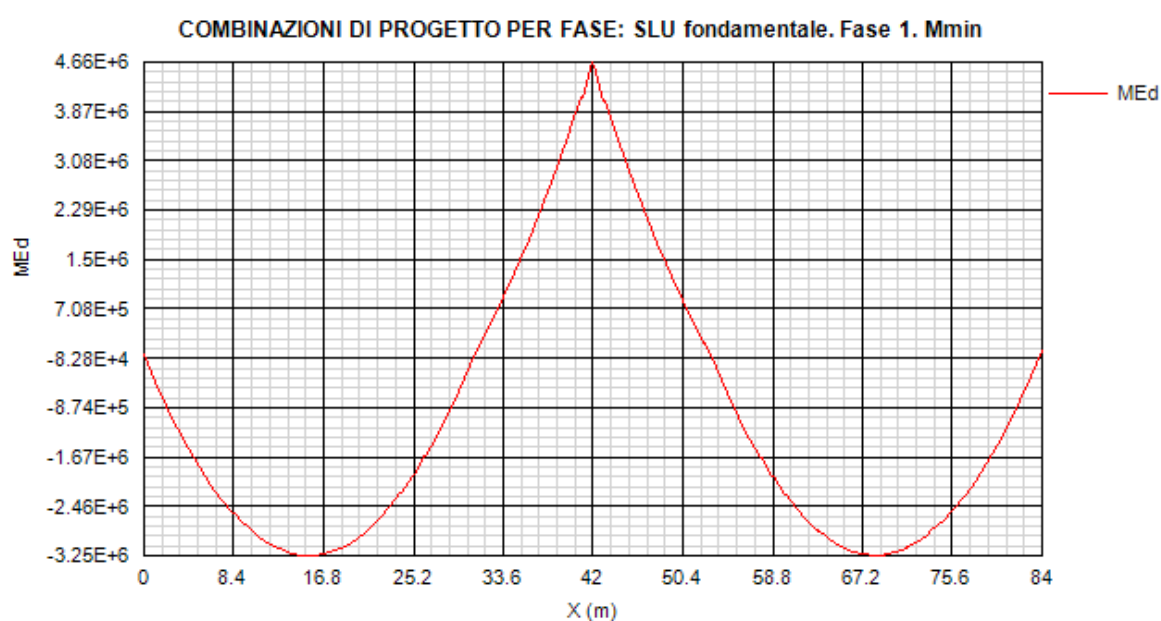
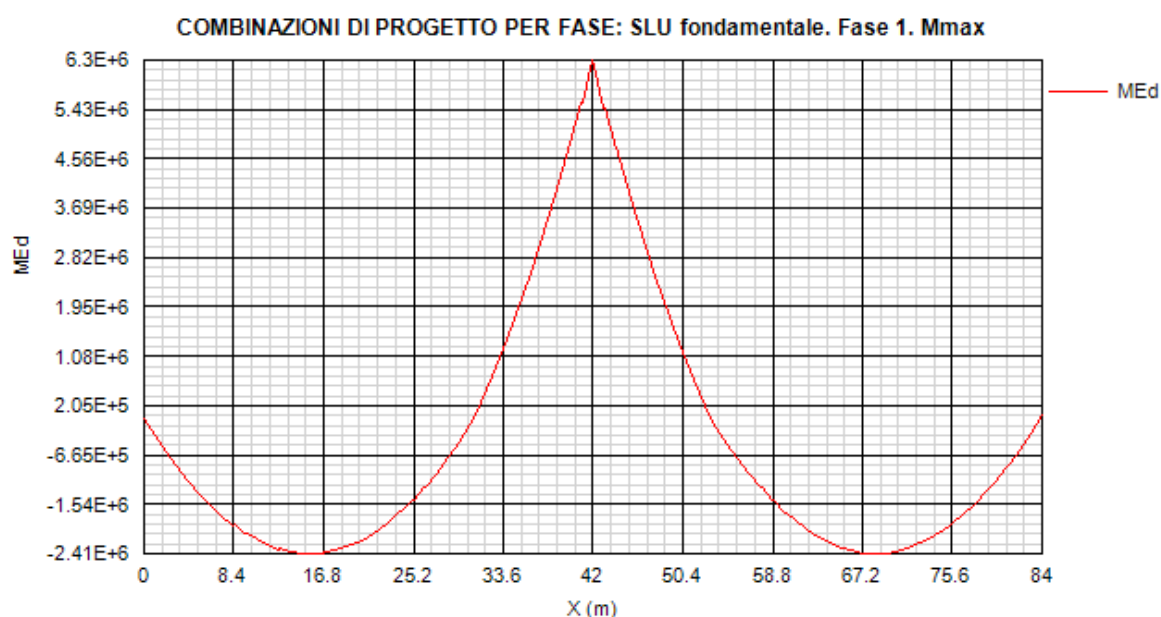


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmax

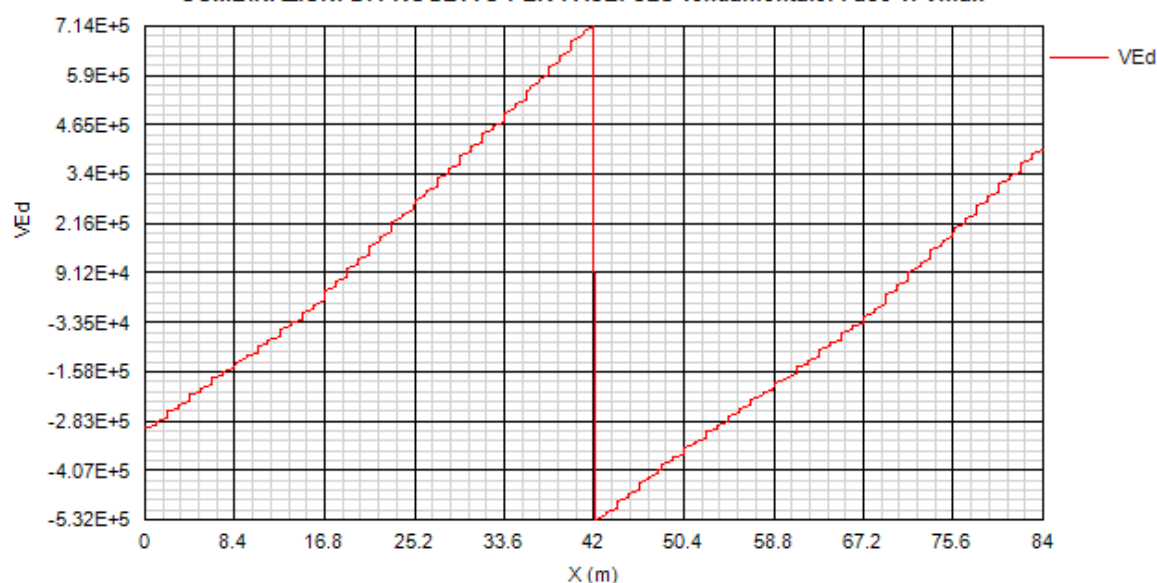


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SL fatica. Vmin

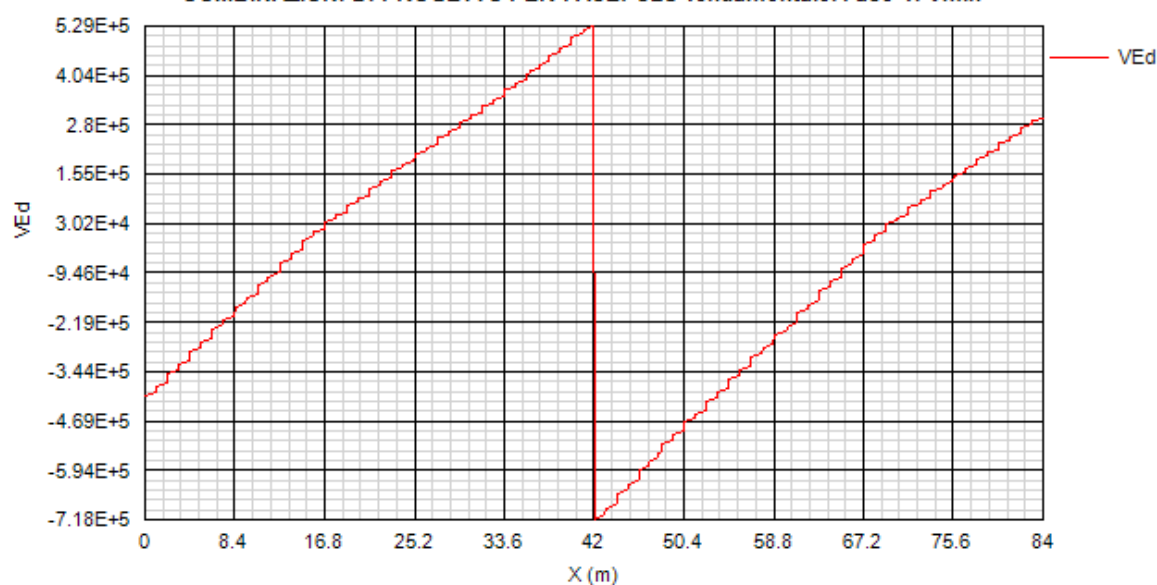




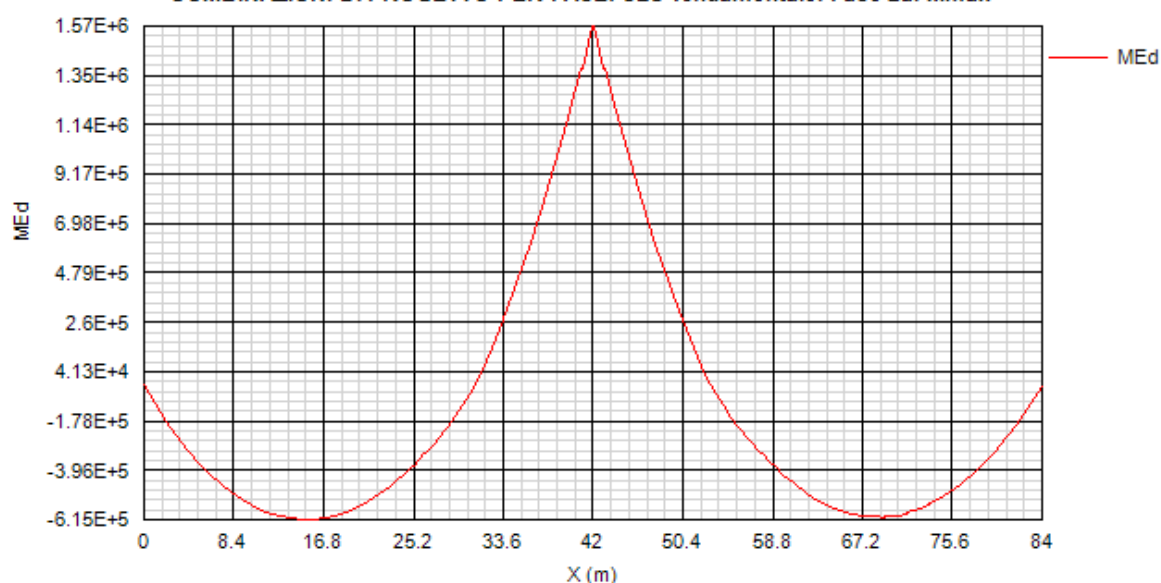
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax



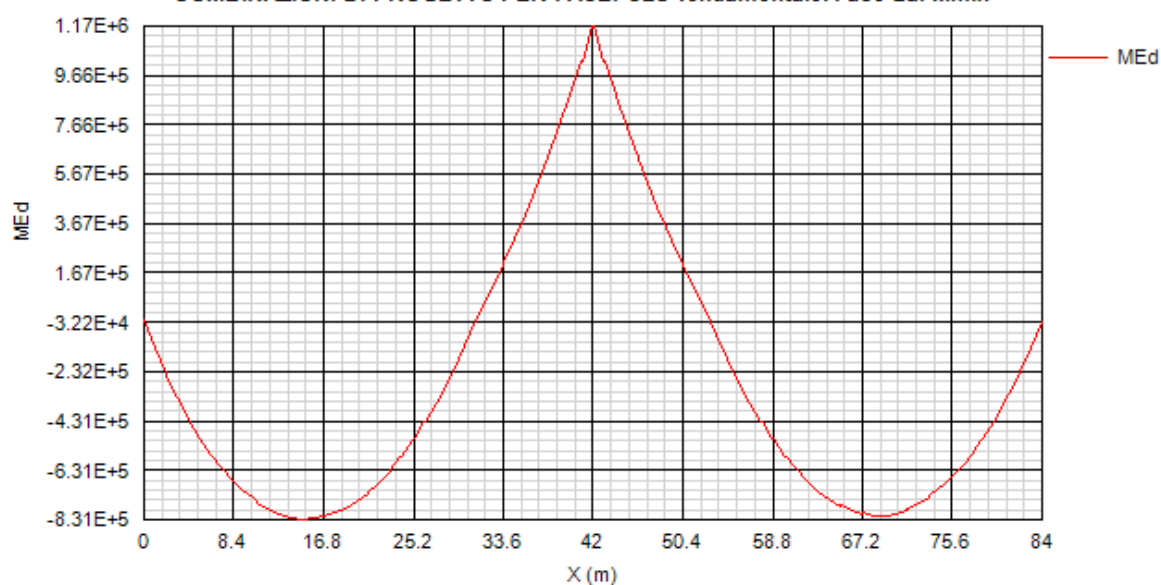
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin



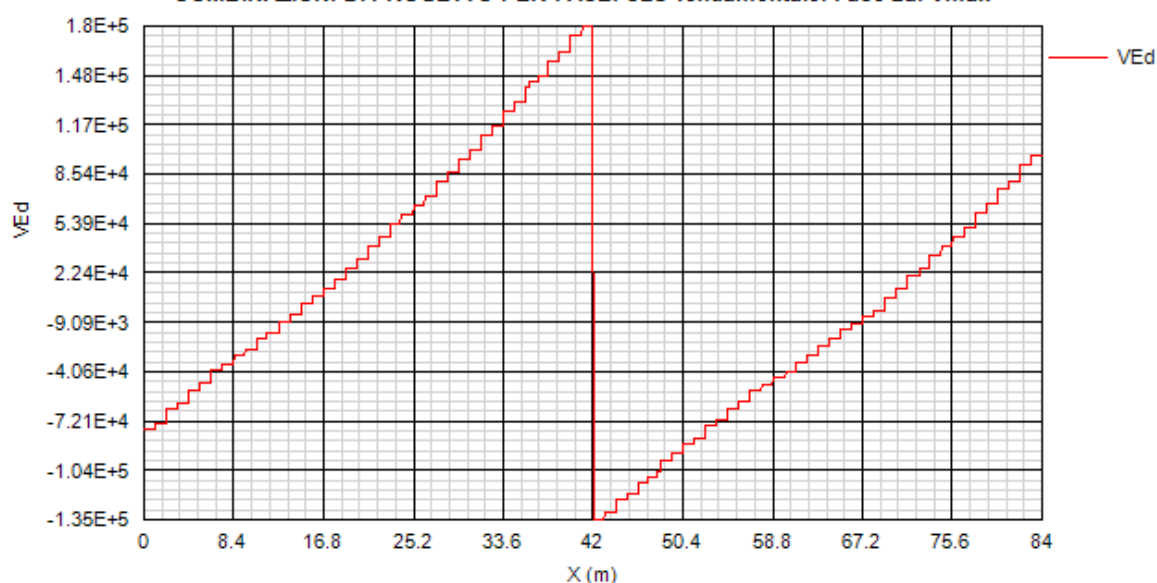
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmax



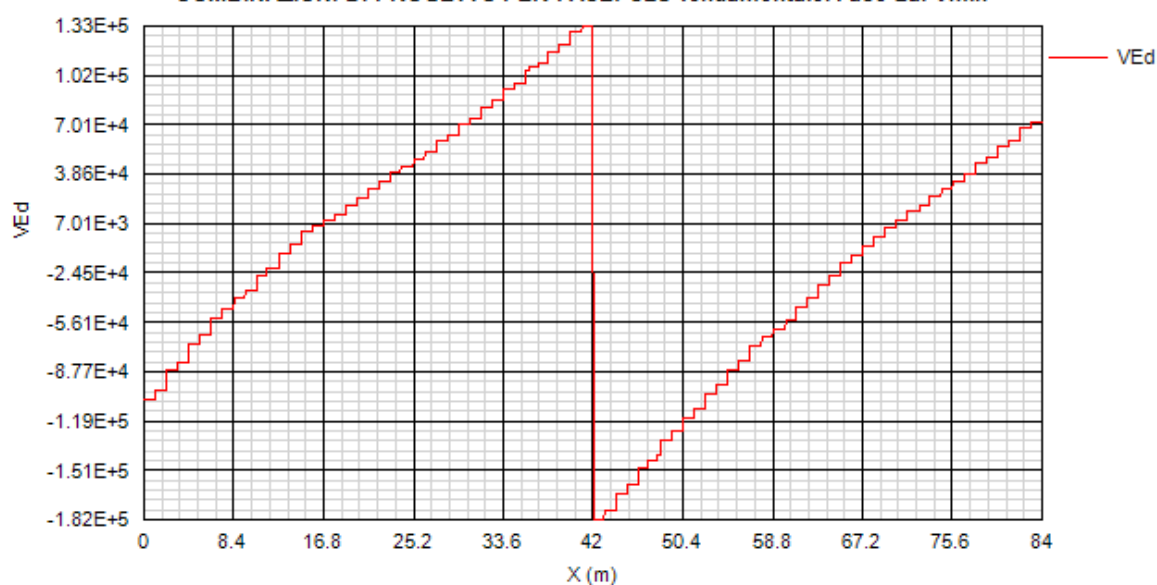
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Mmin



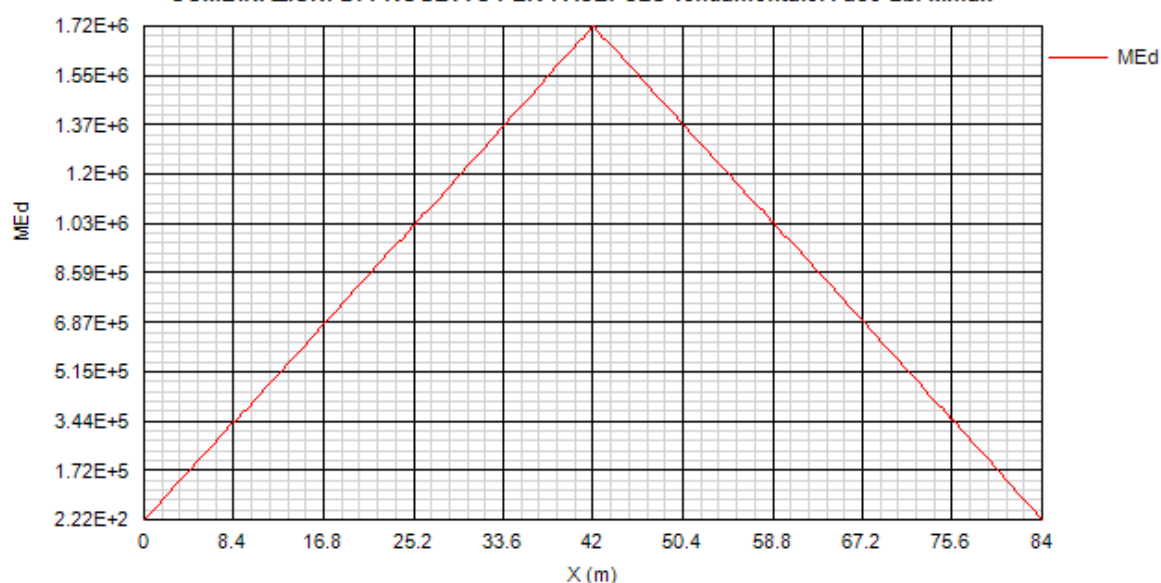
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmax



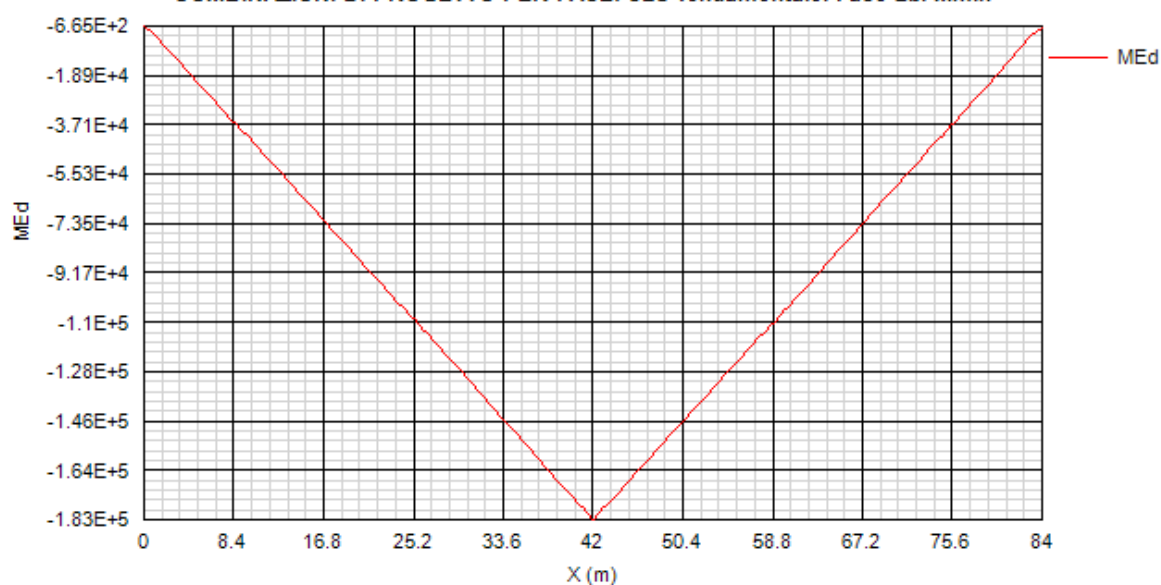
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2a. Vmin



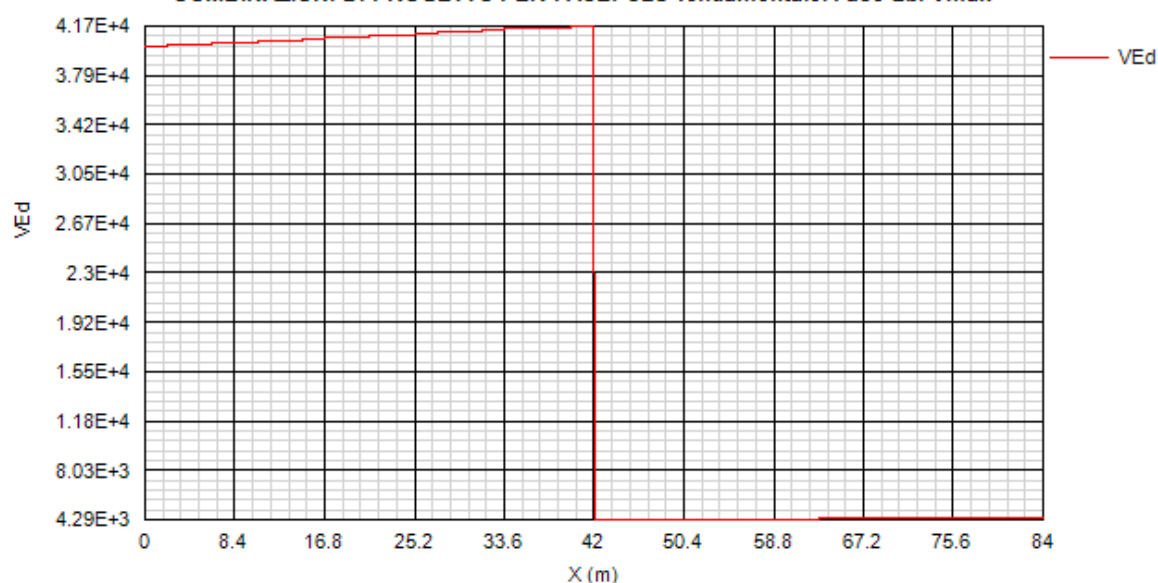
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Mmax



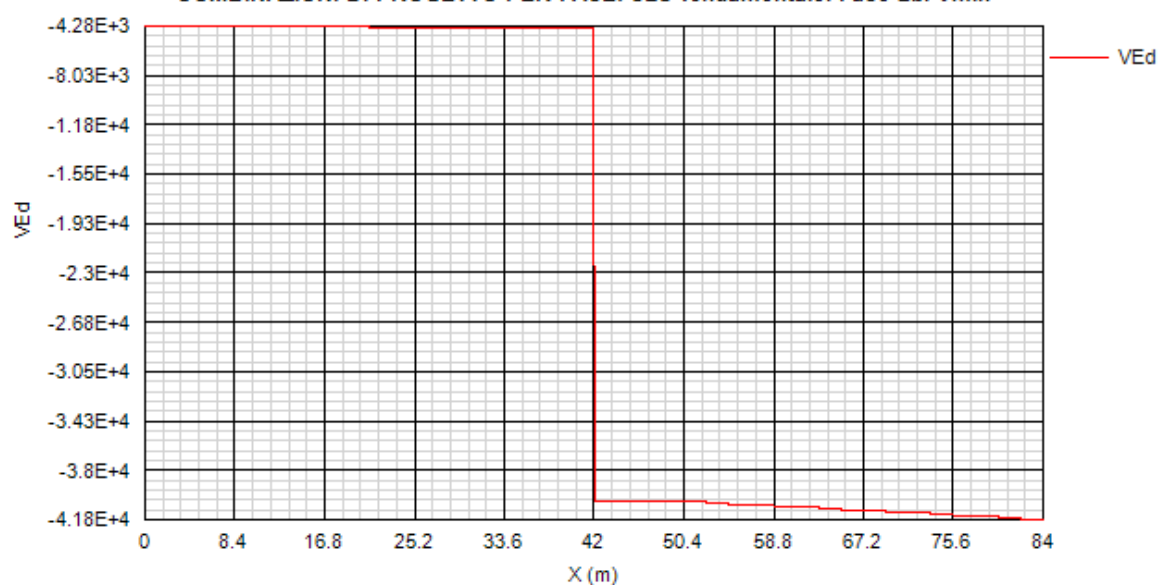
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Mmin



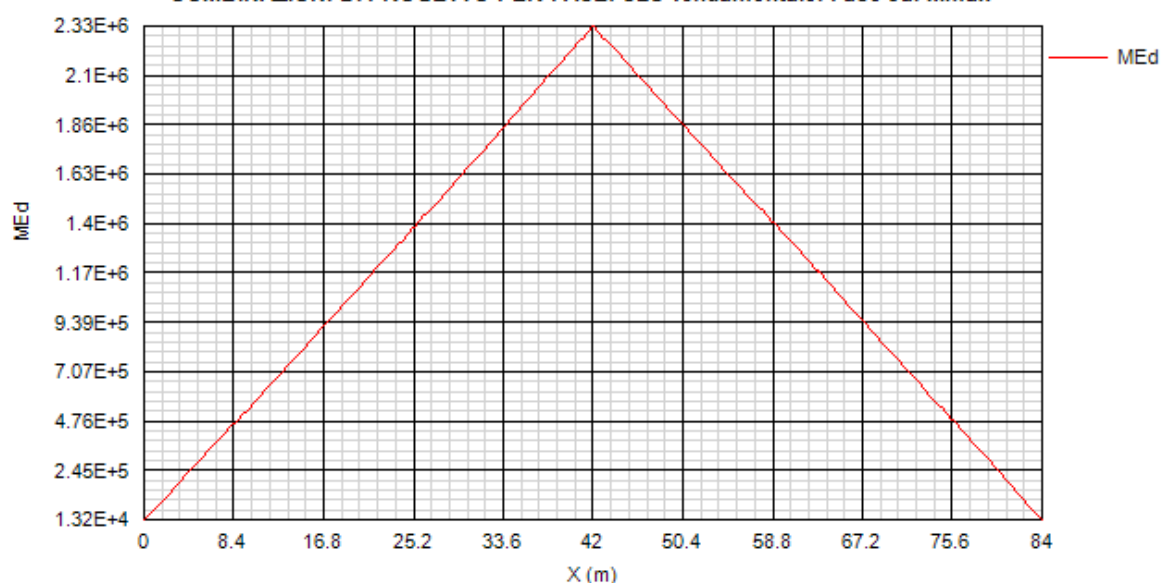
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmax



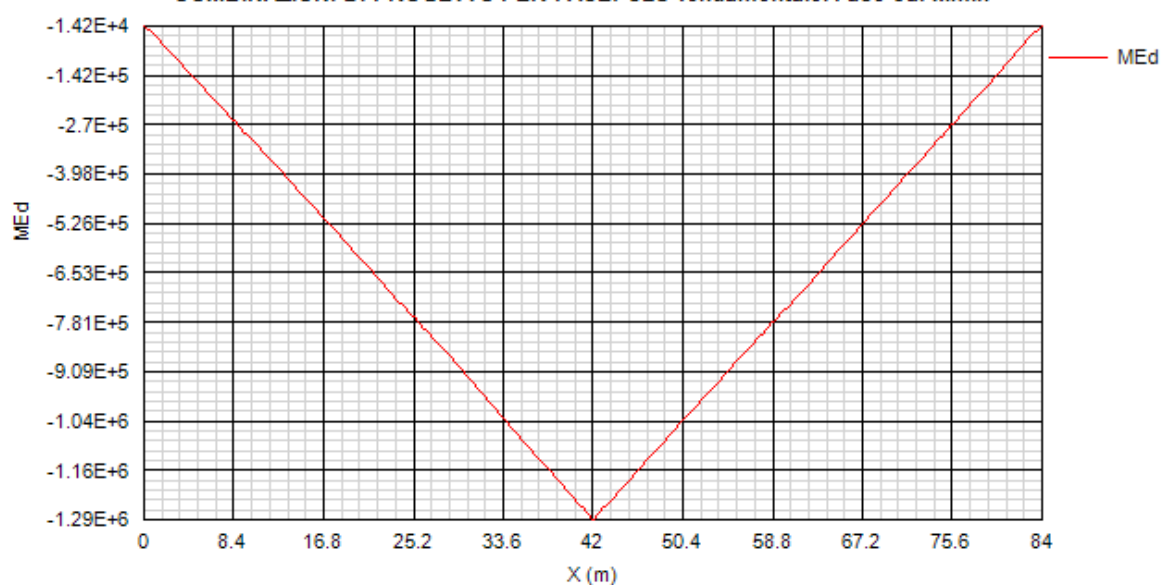
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 2b. Vmin



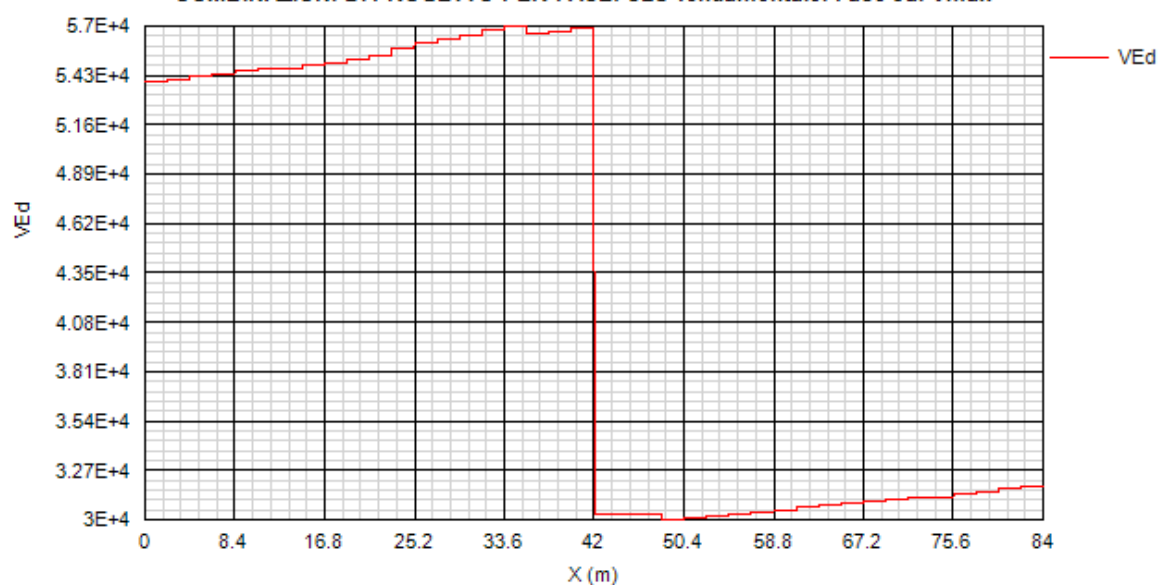
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmax



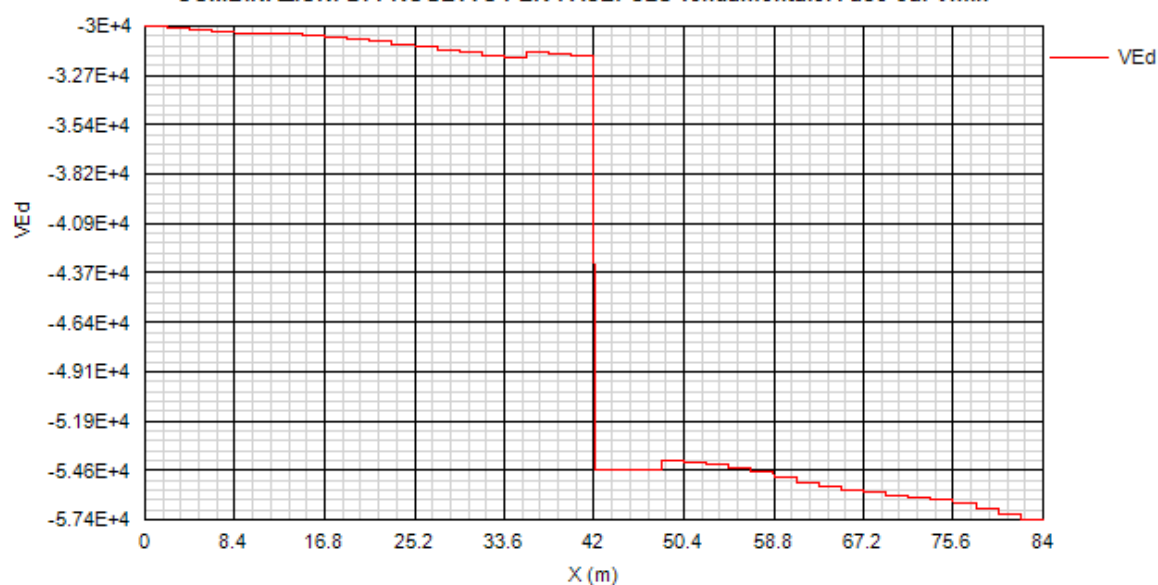
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Mmin



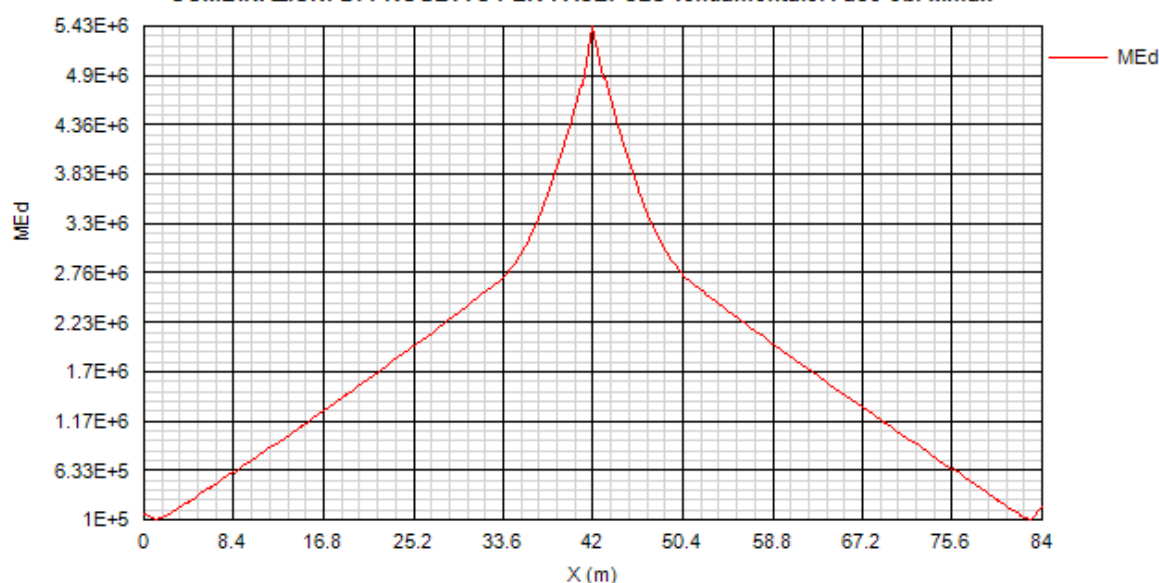
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Vmax



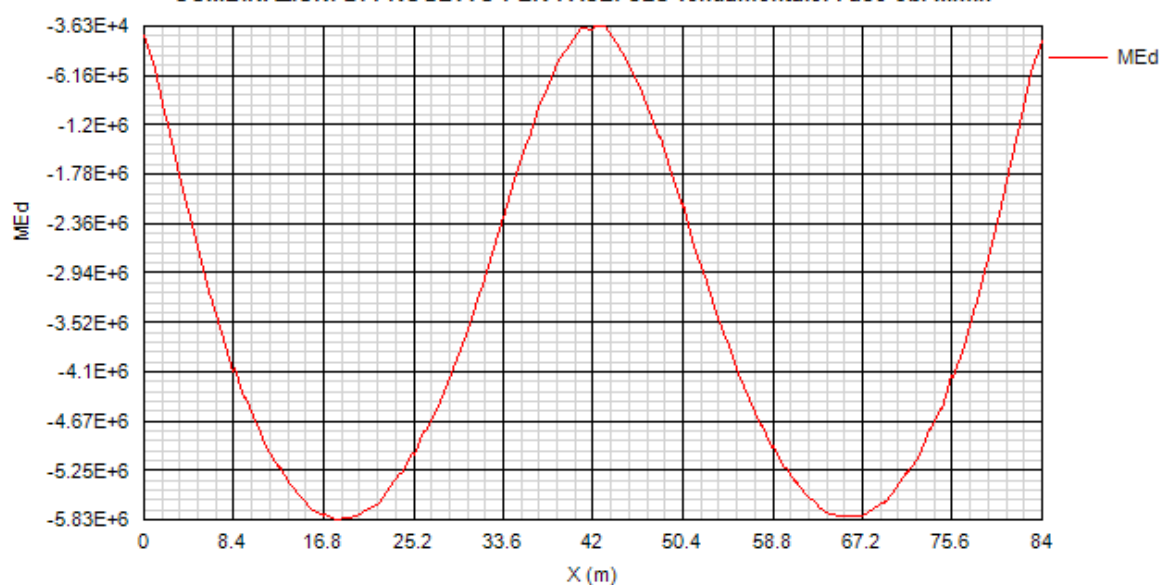
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Vmin



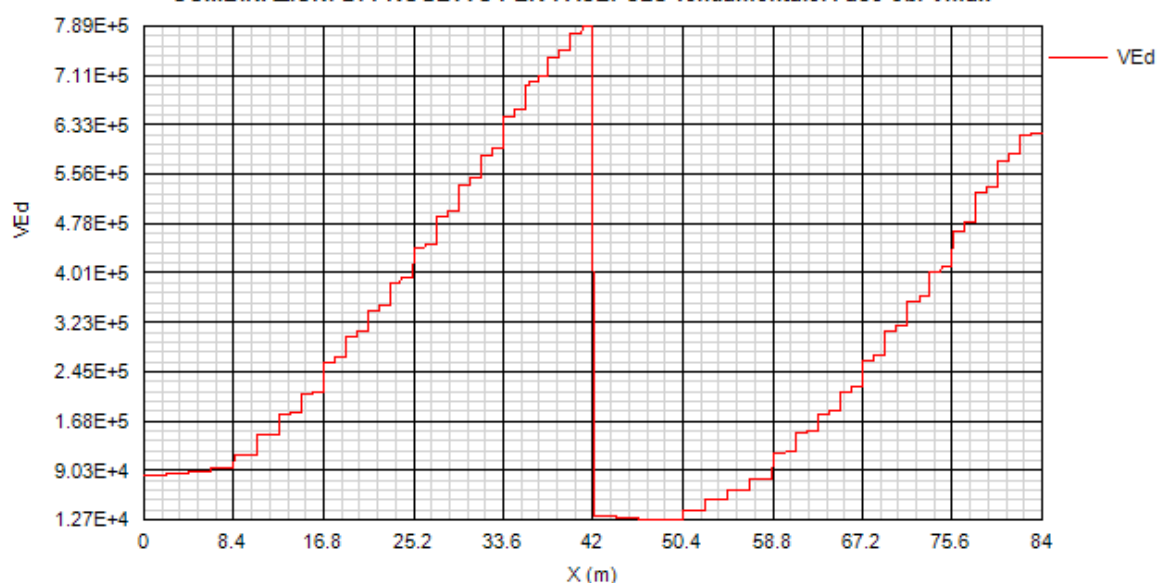
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmax



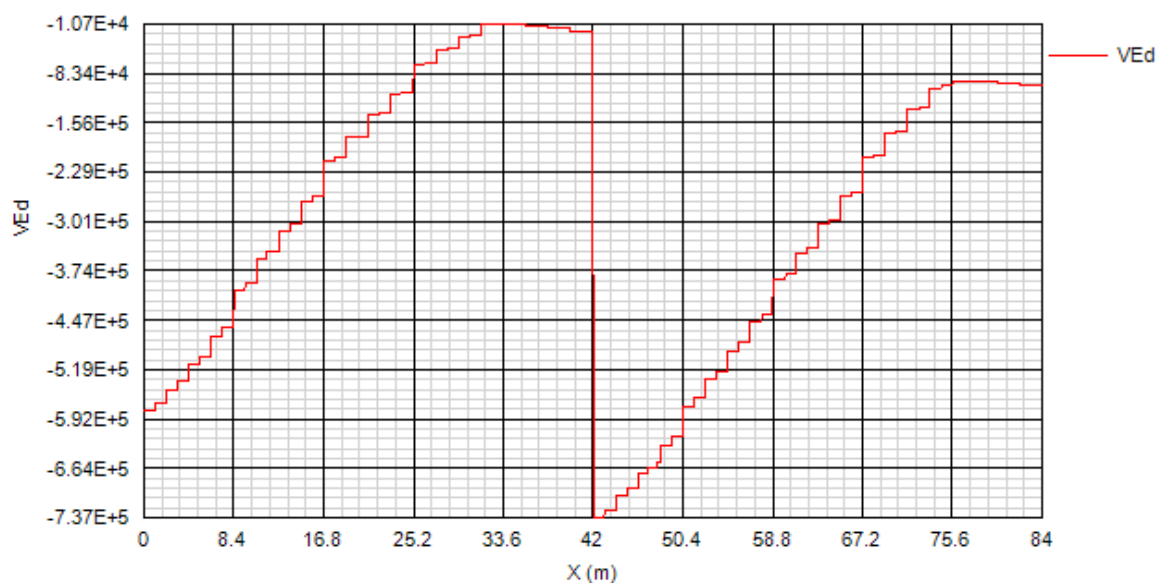
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Mmin



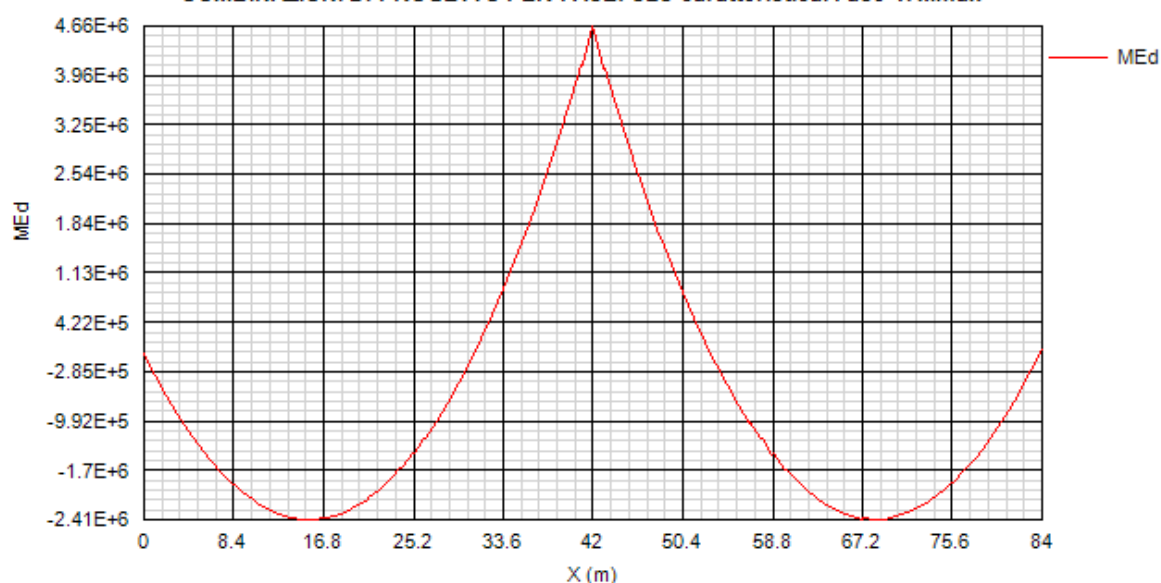
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax



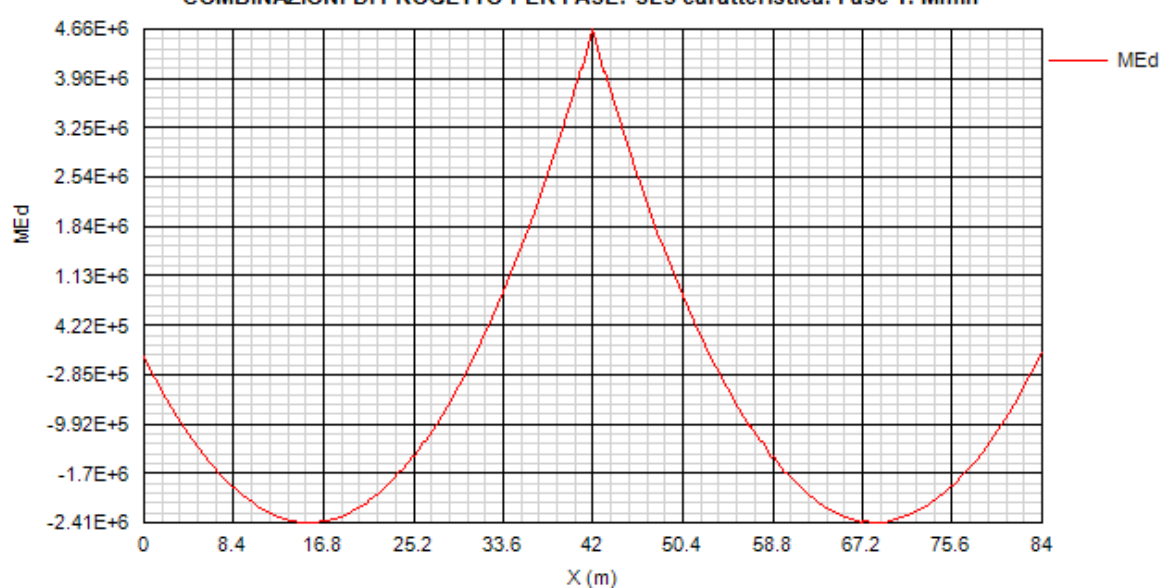
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin



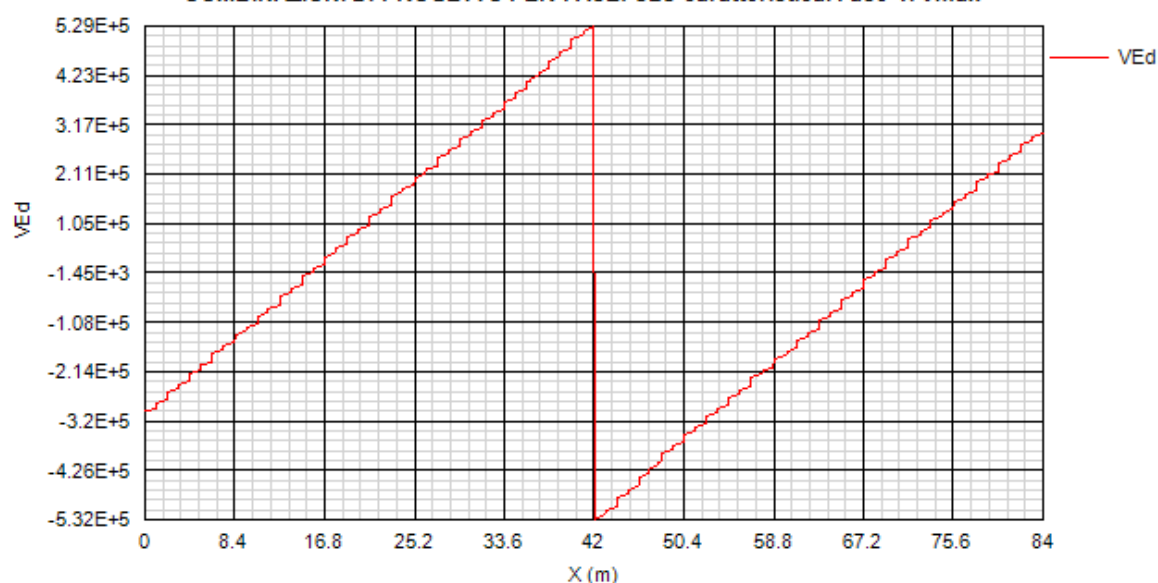
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmax



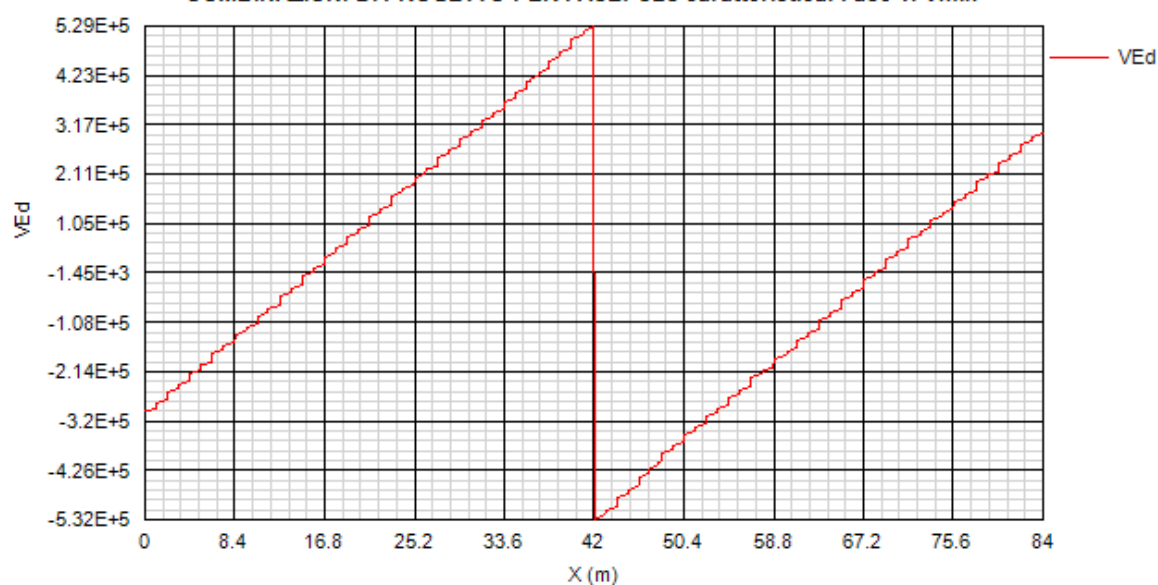
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Mmin



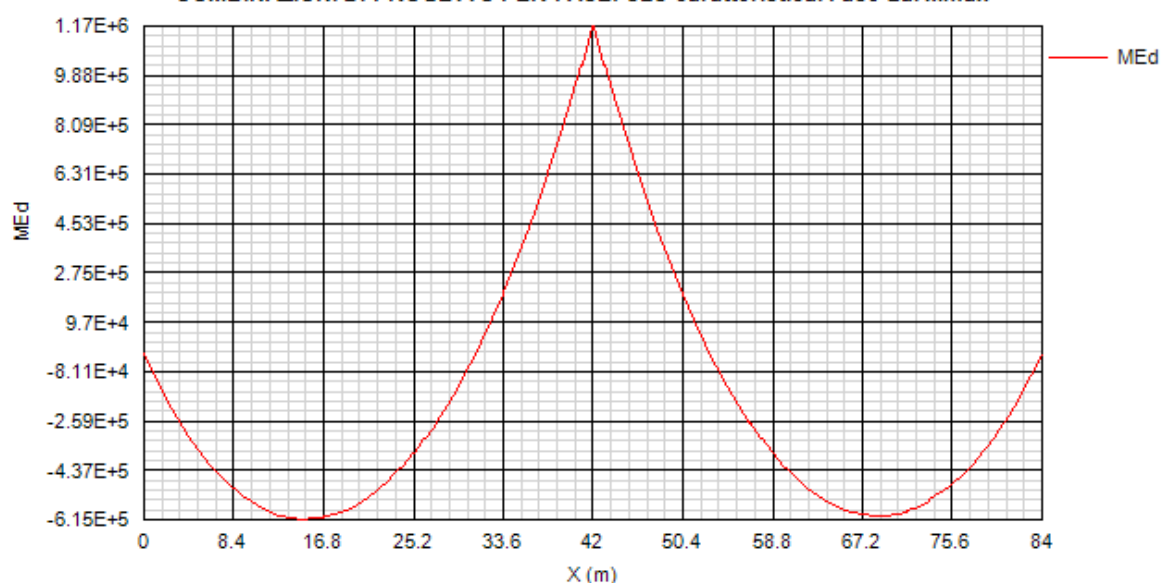
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax



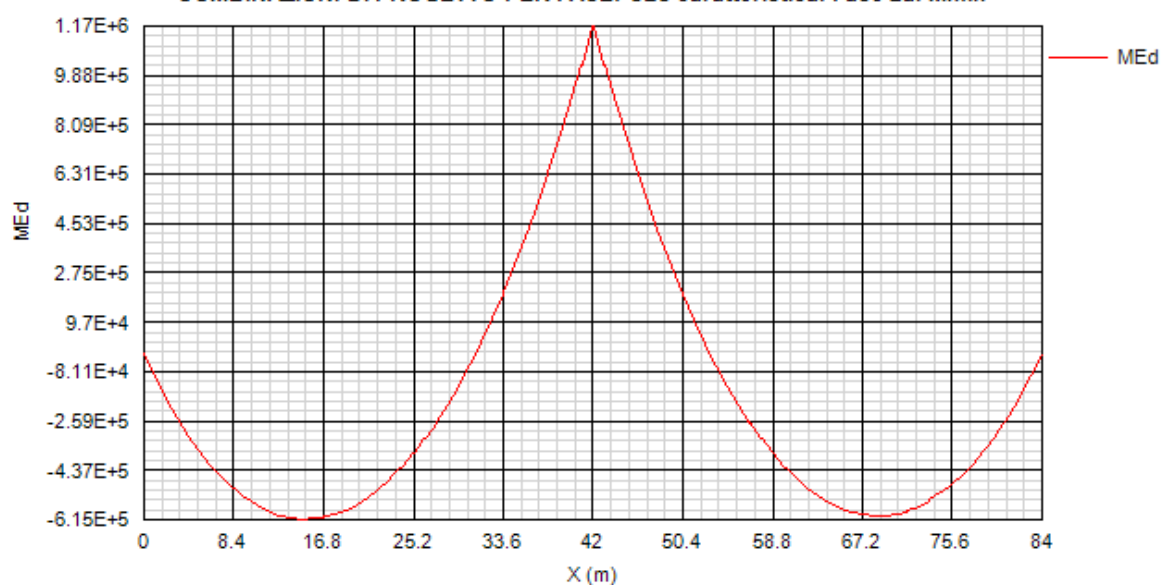
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin



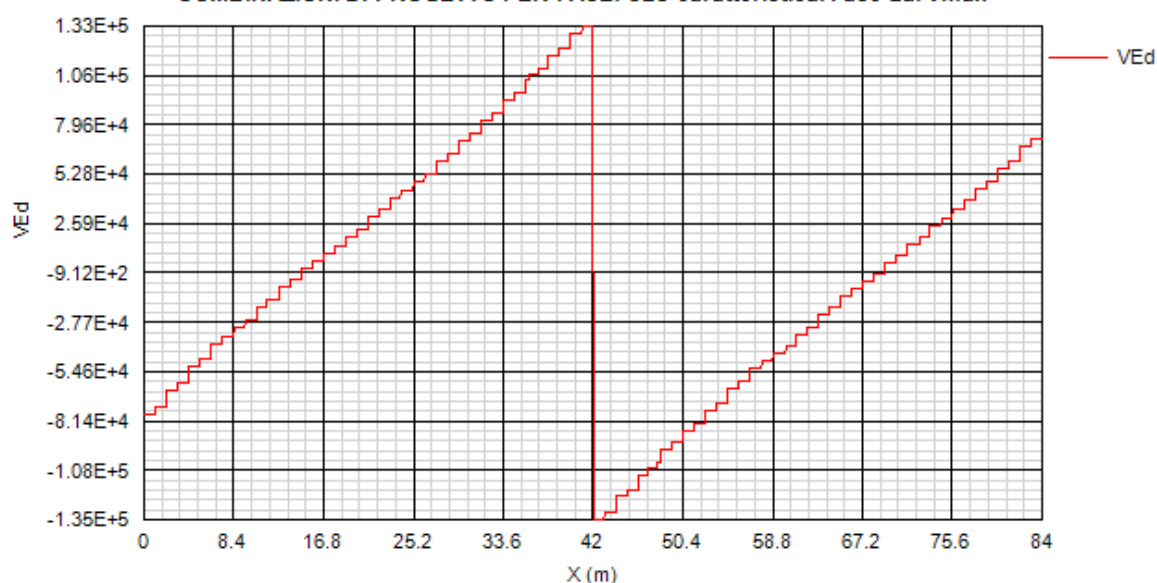
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmax



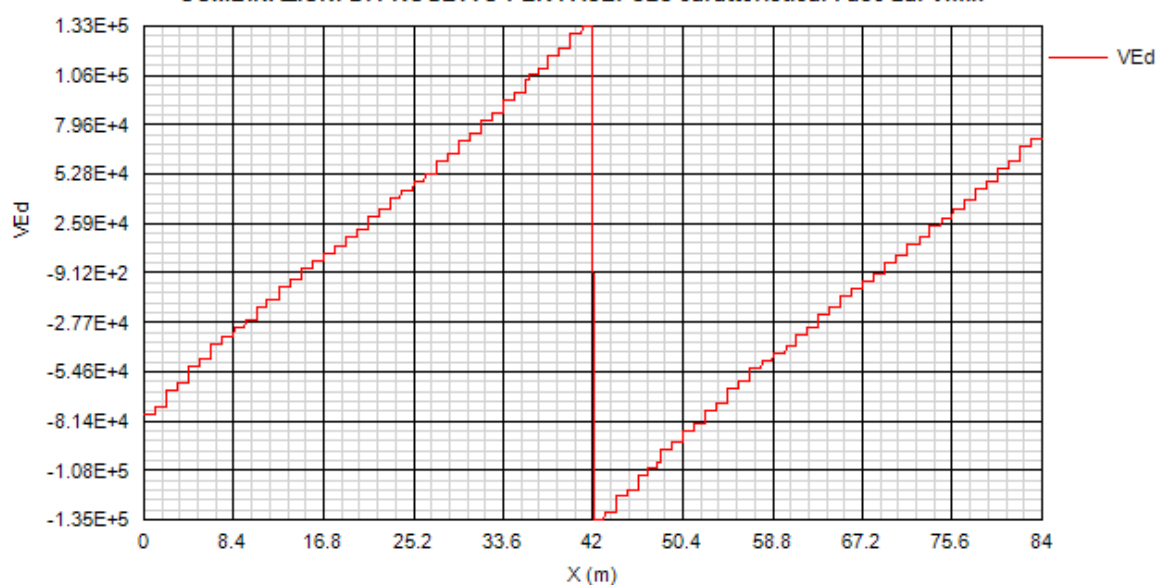
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Mmin



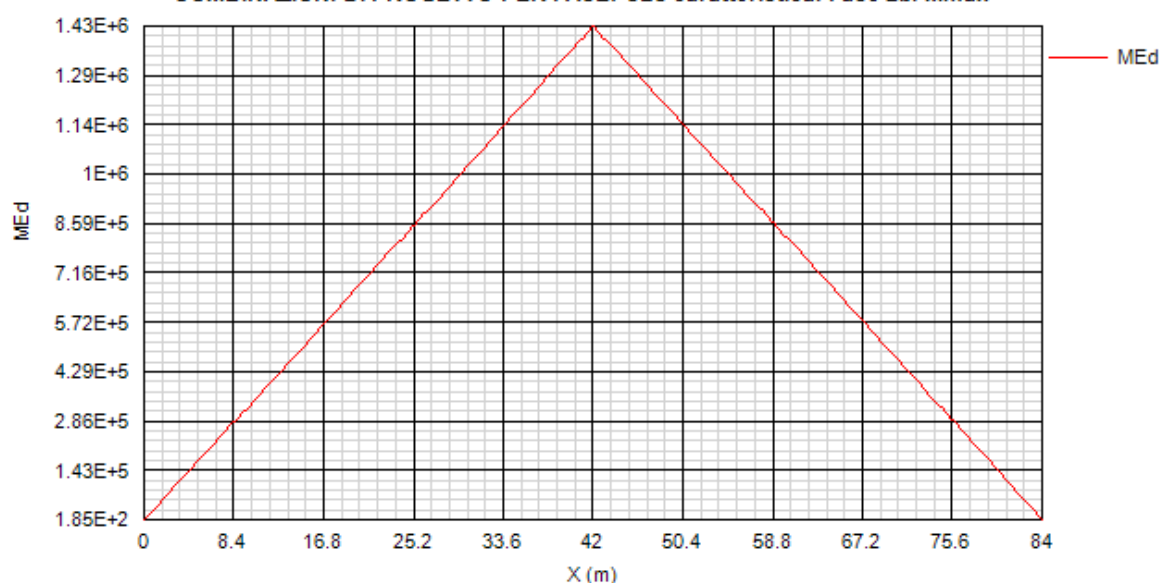
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmax



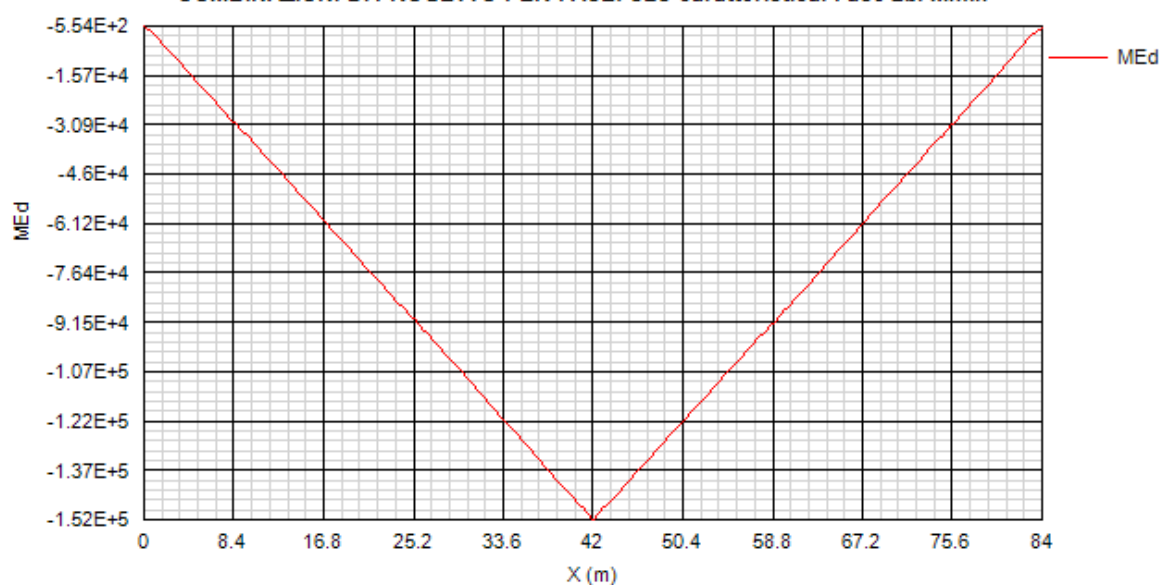
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2a. Vmin



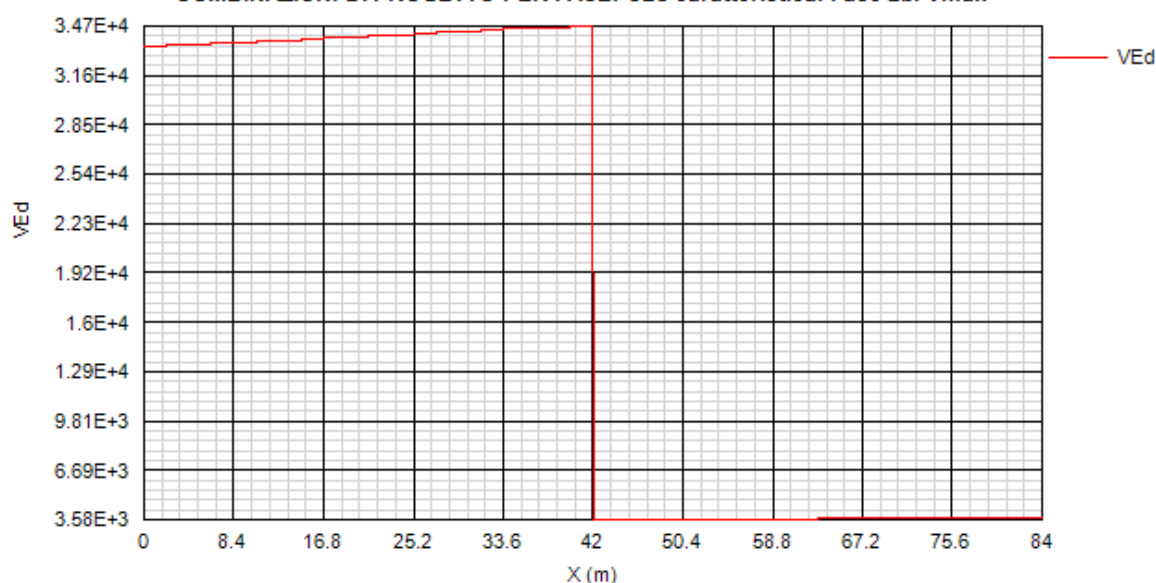
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmax



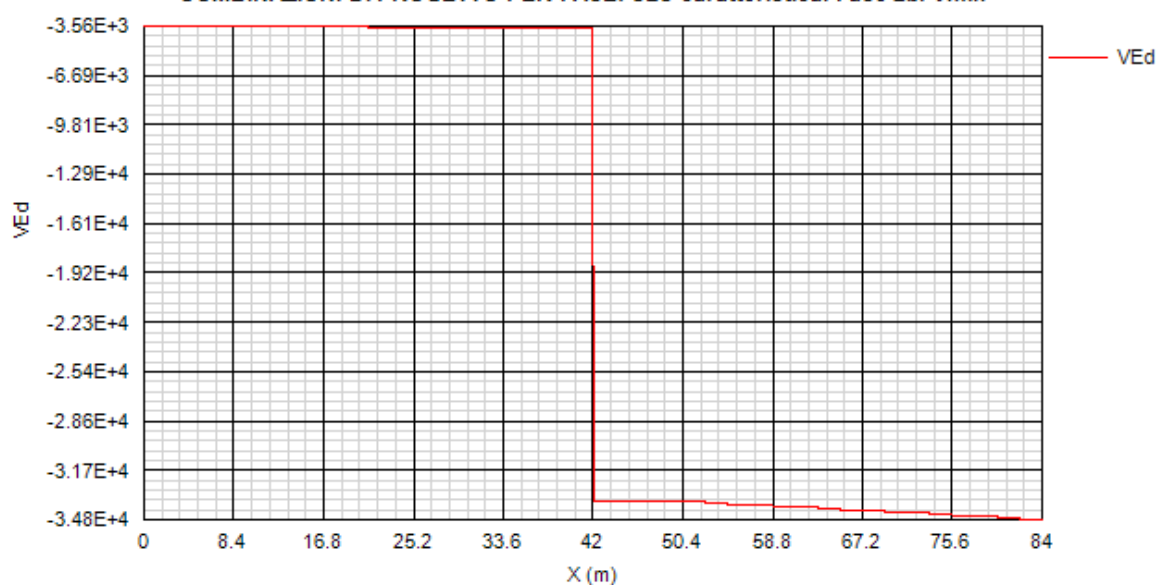
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Mmin



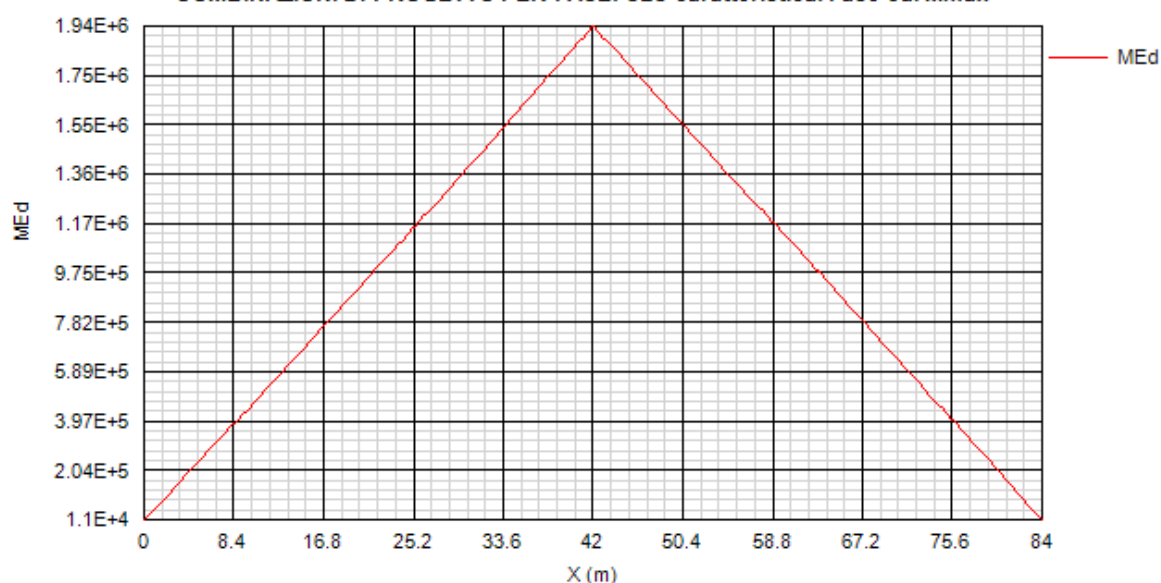
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmax



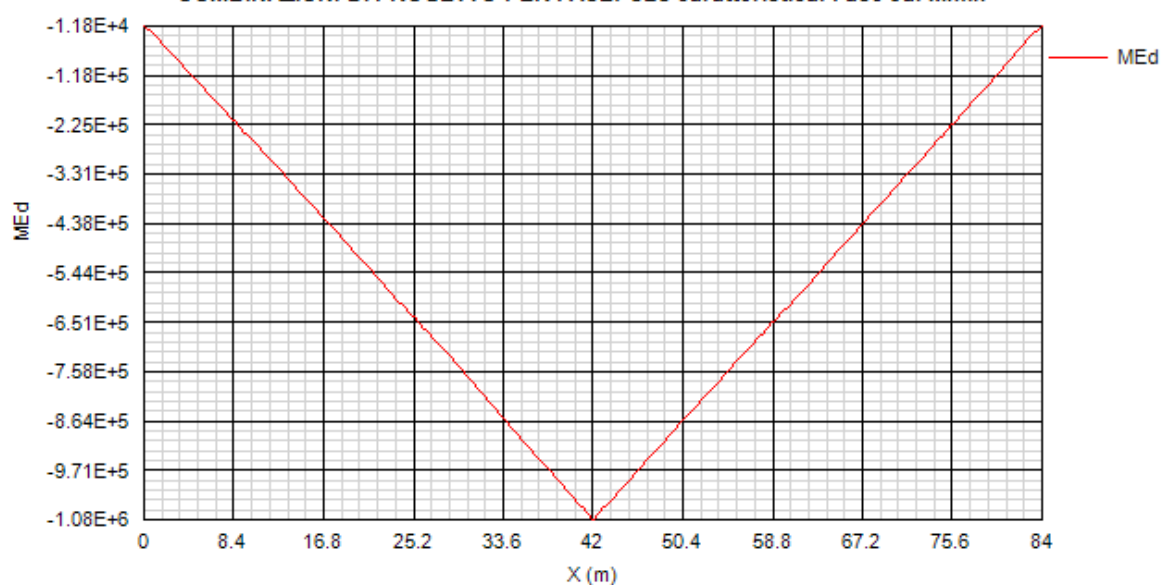
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 2b. Vmin



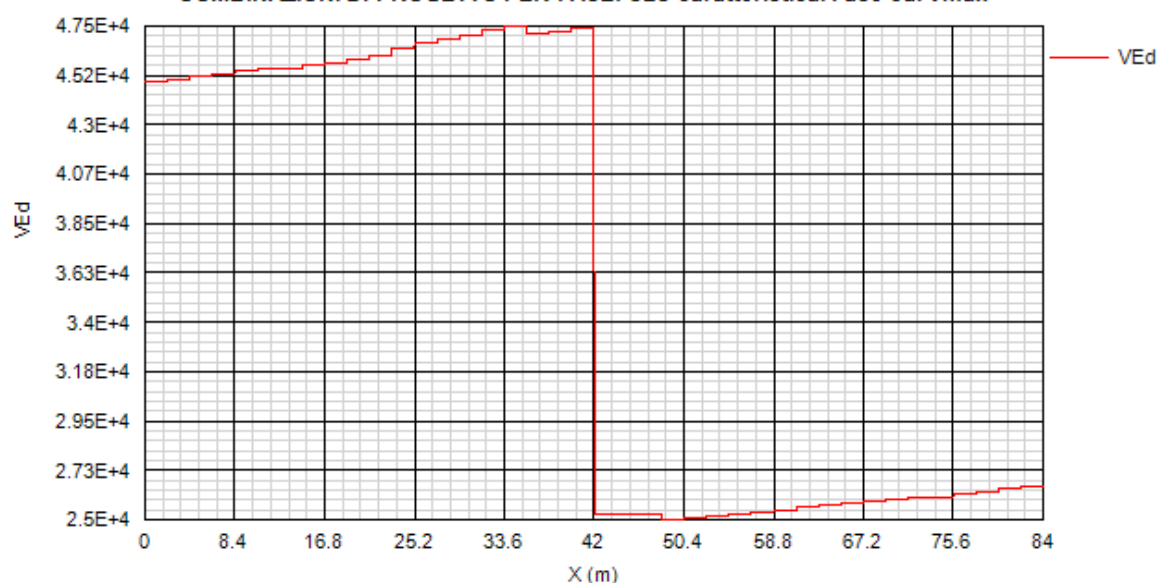
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmax



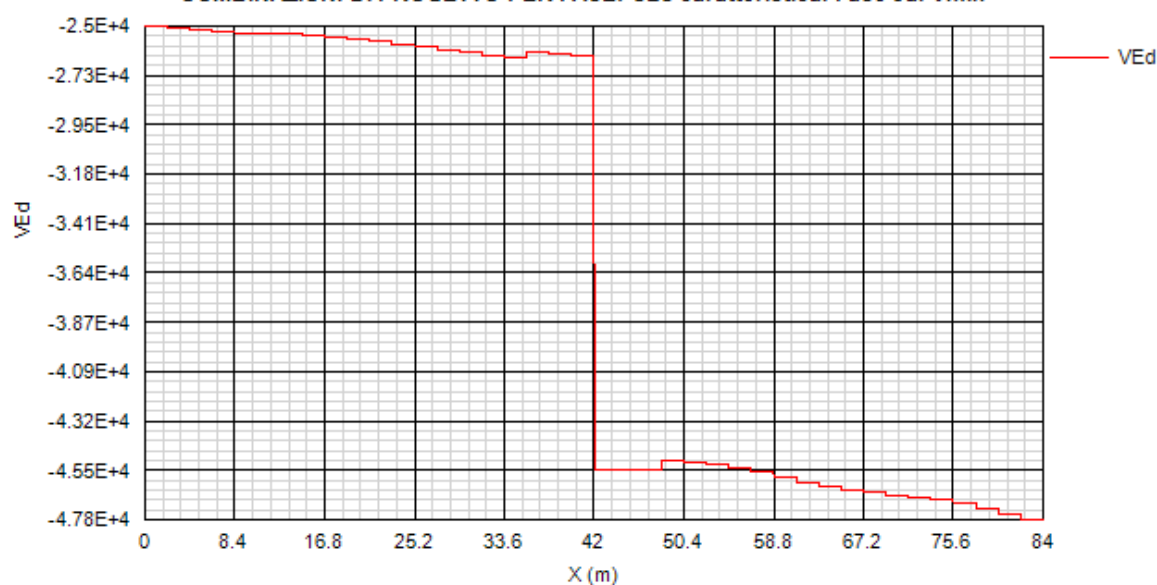
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Mmin



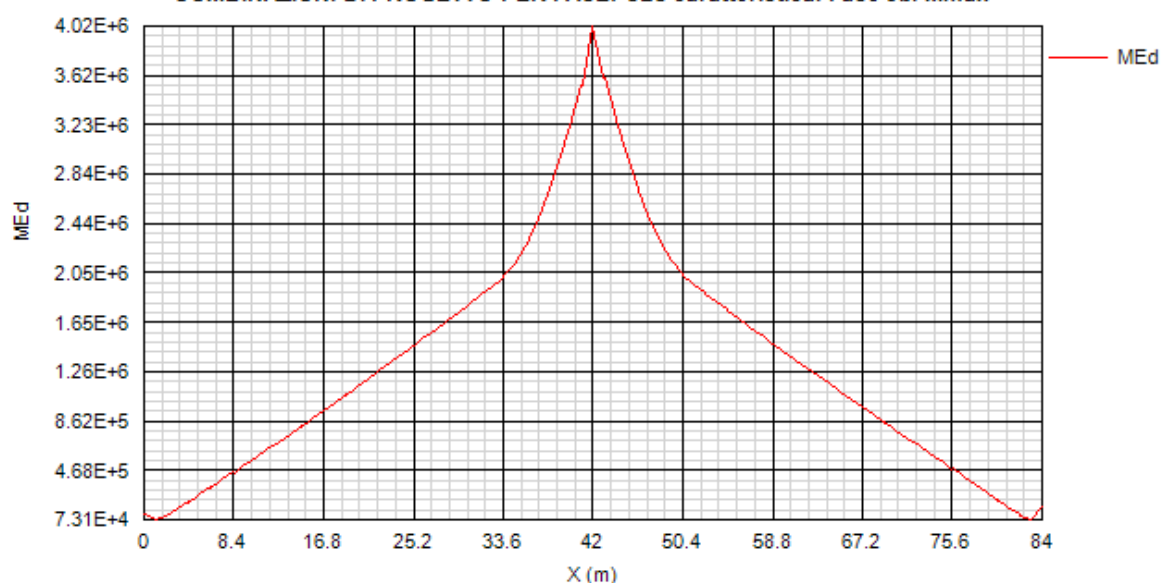
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Vmax



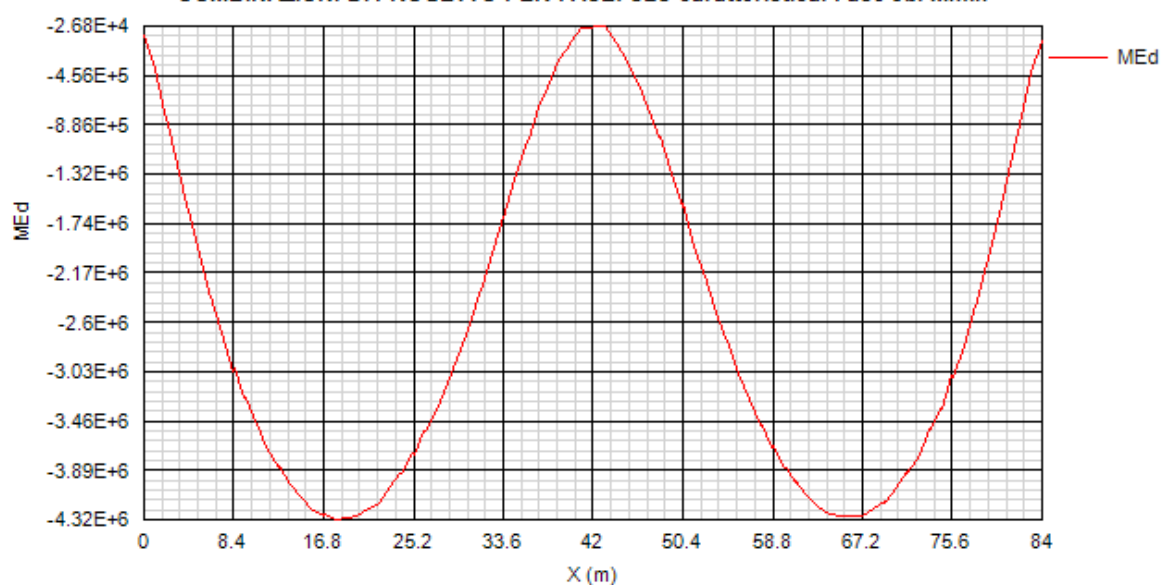
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Vmin



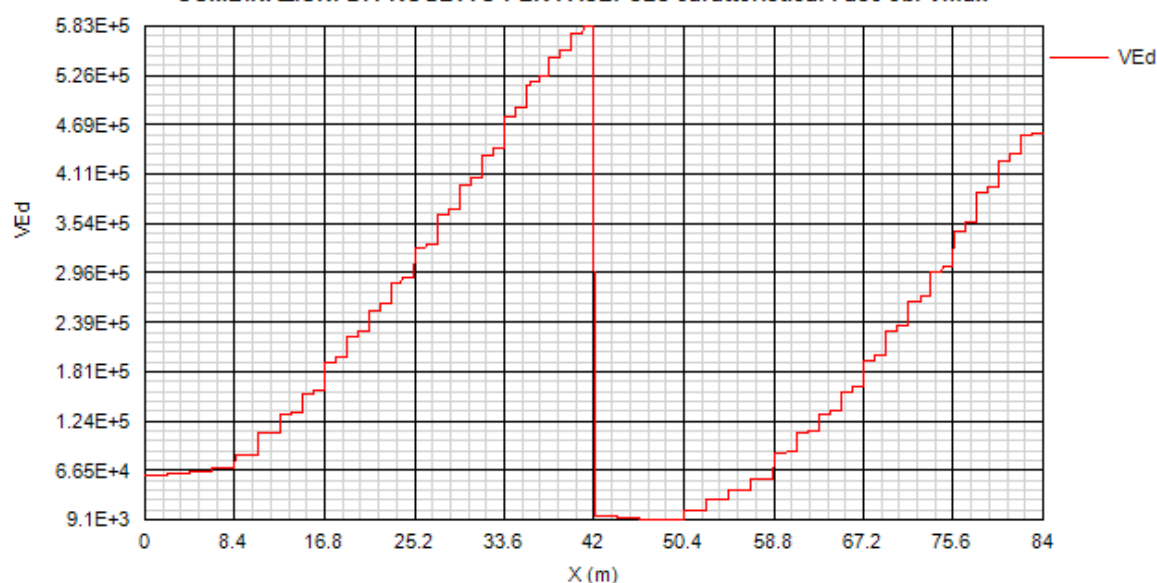
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmax



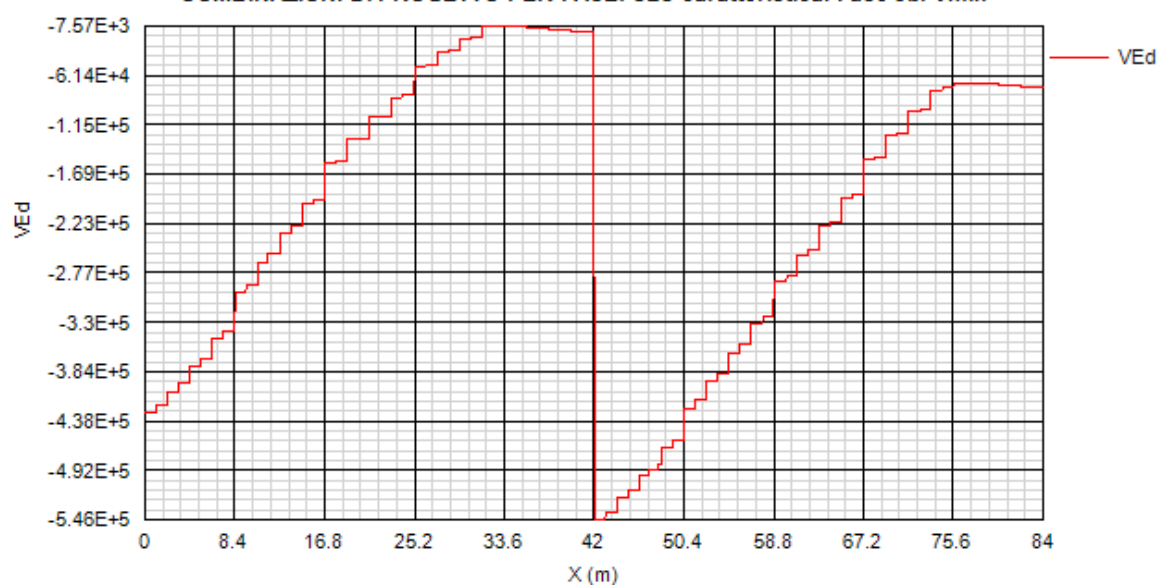
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Mmin



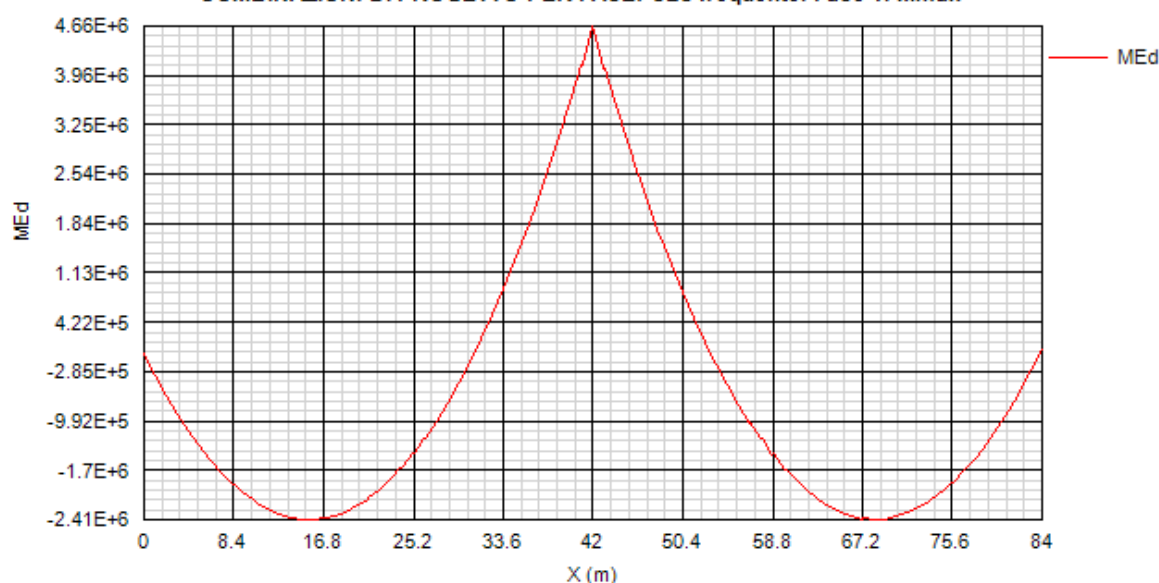
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax



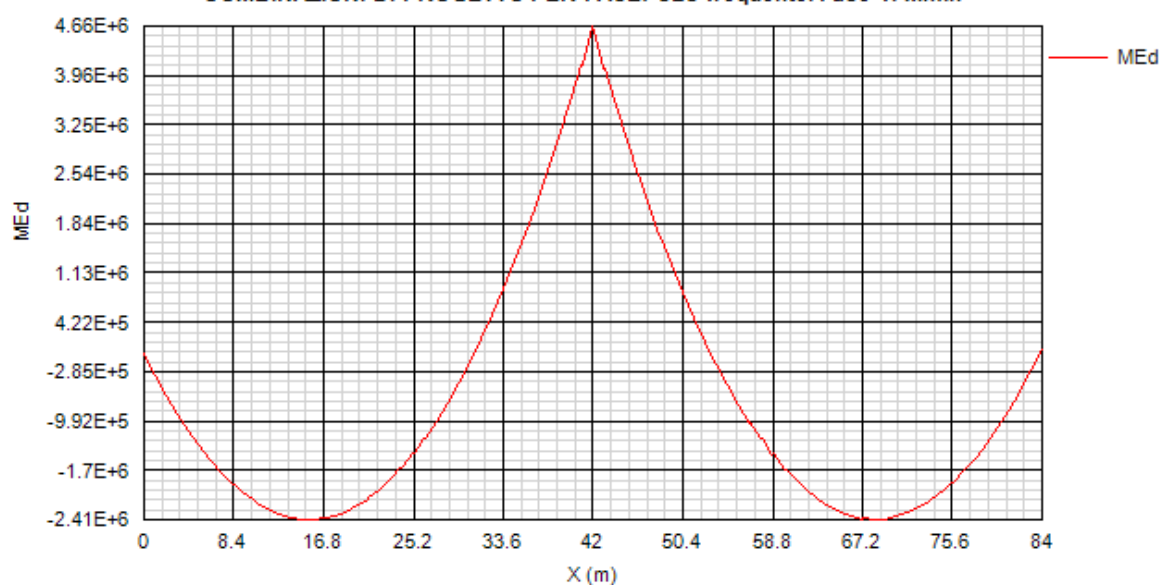
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin



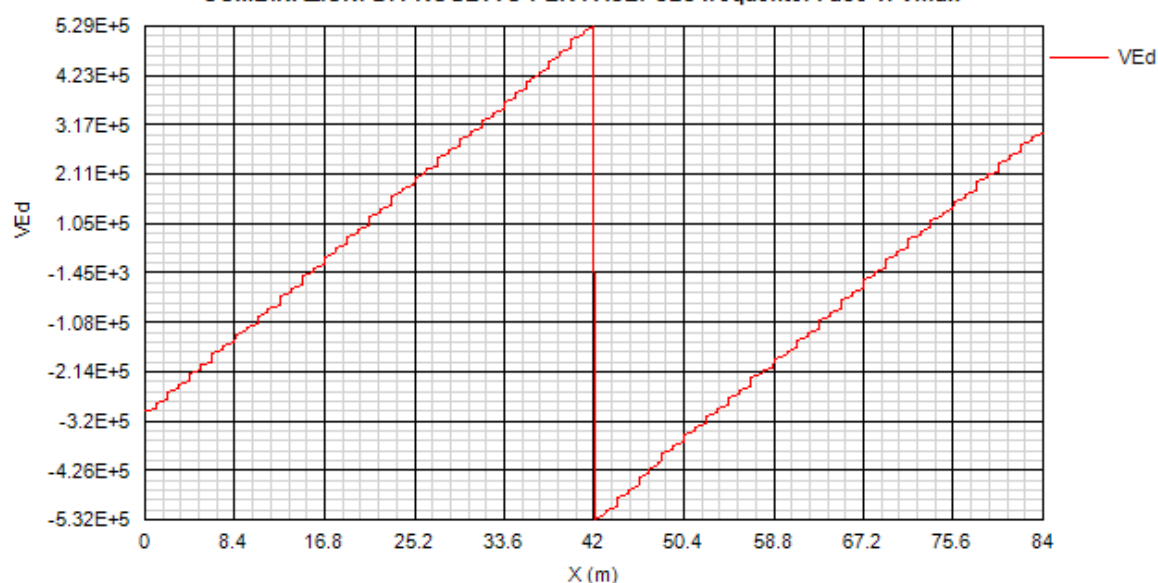
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmax



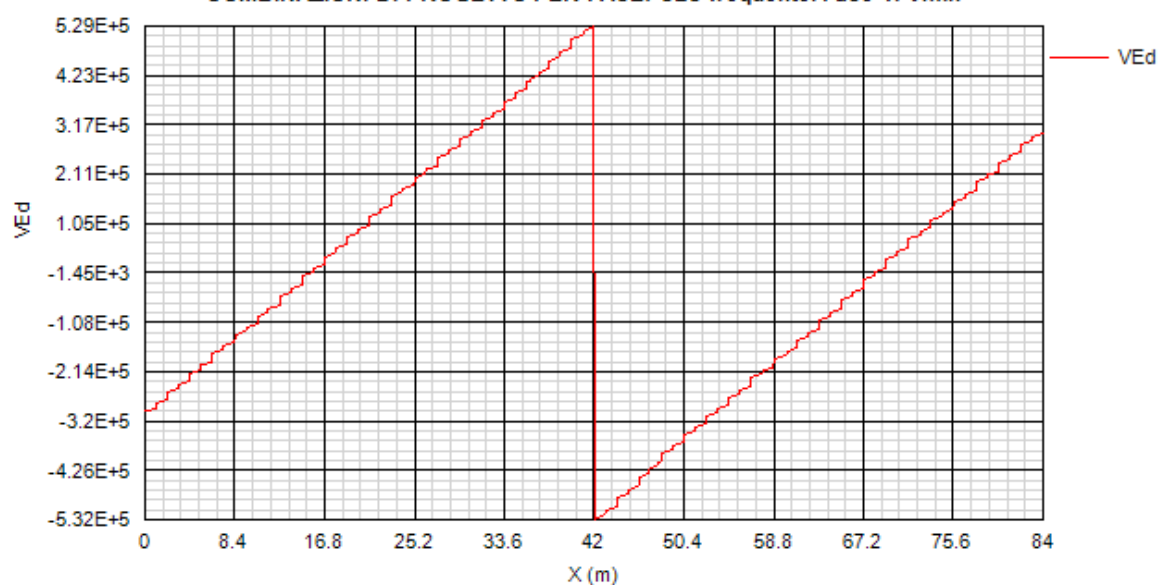
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Mmin



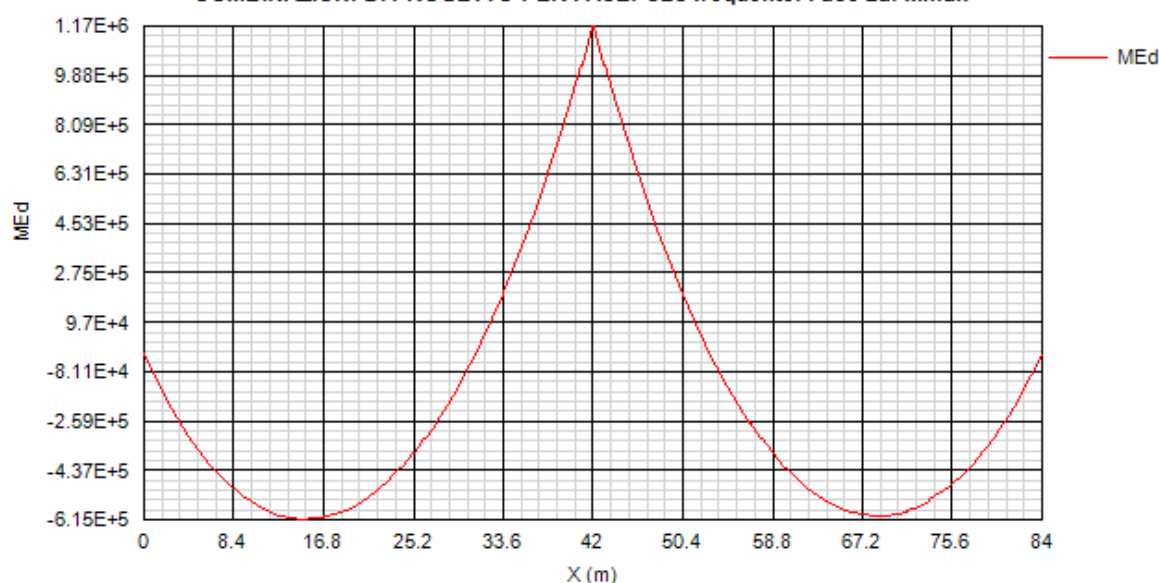
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax



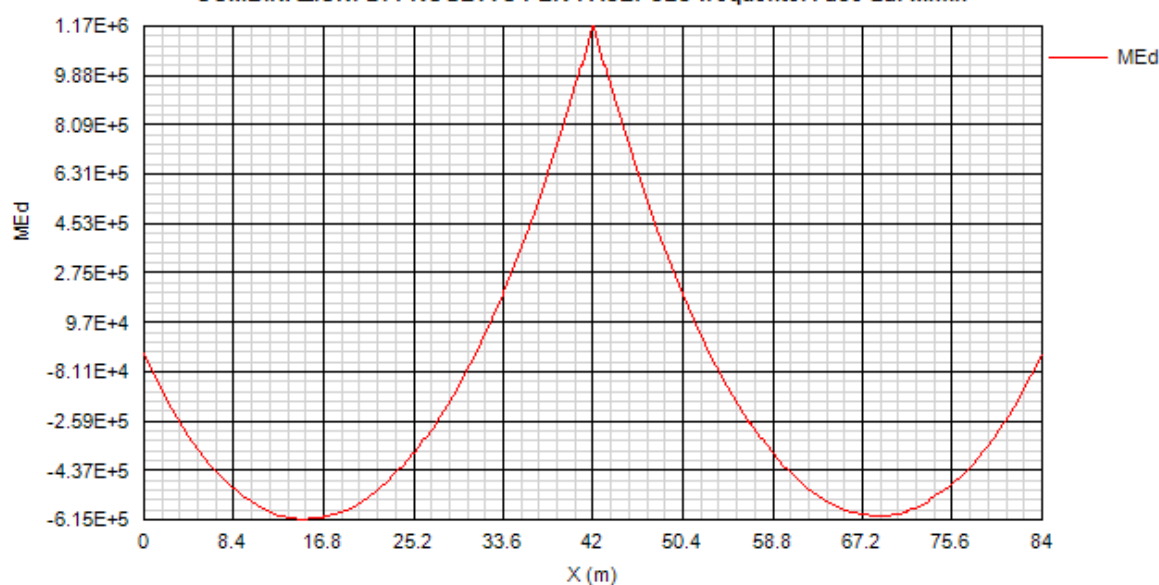
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin



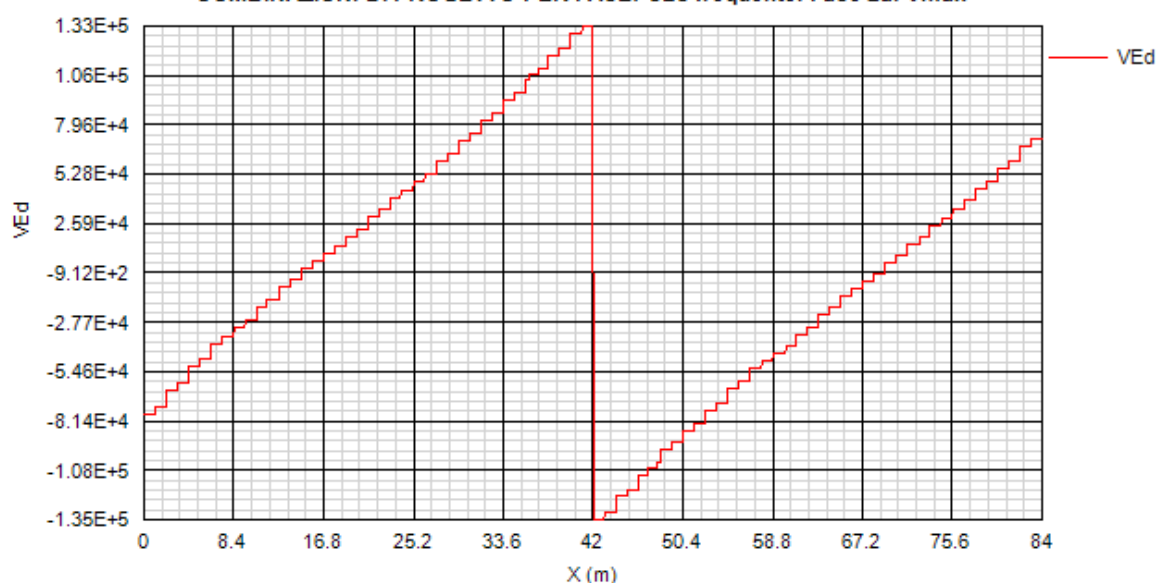
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmax



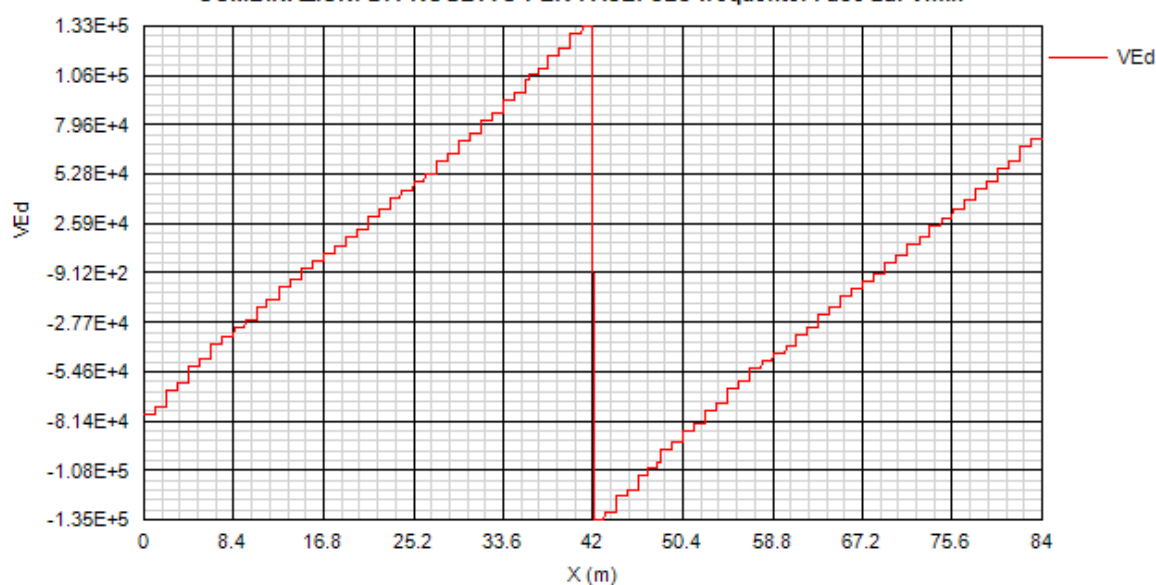
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Mmin



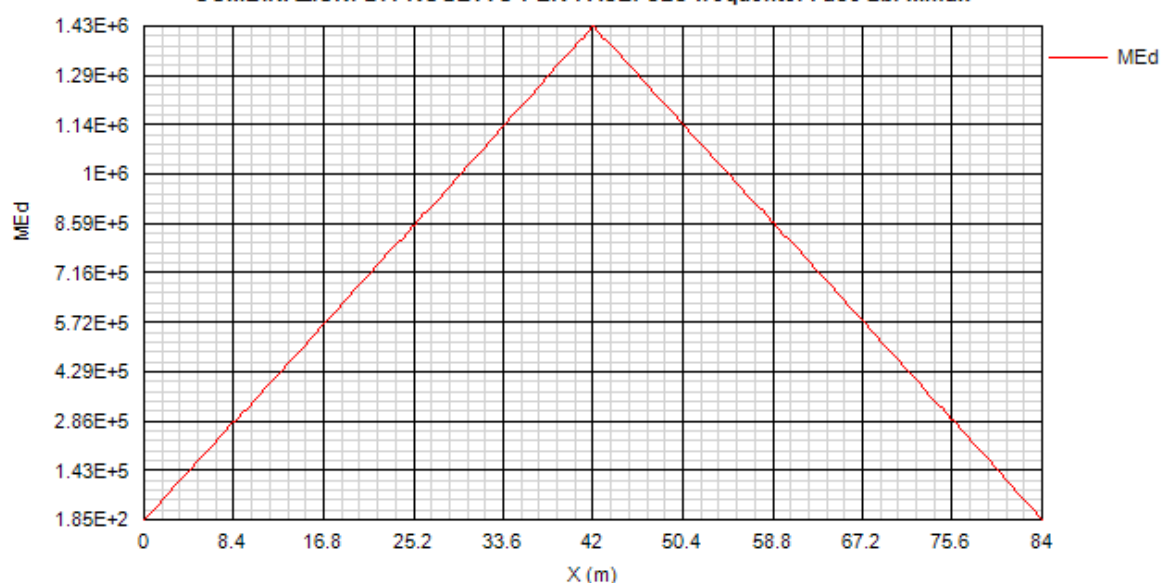
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax



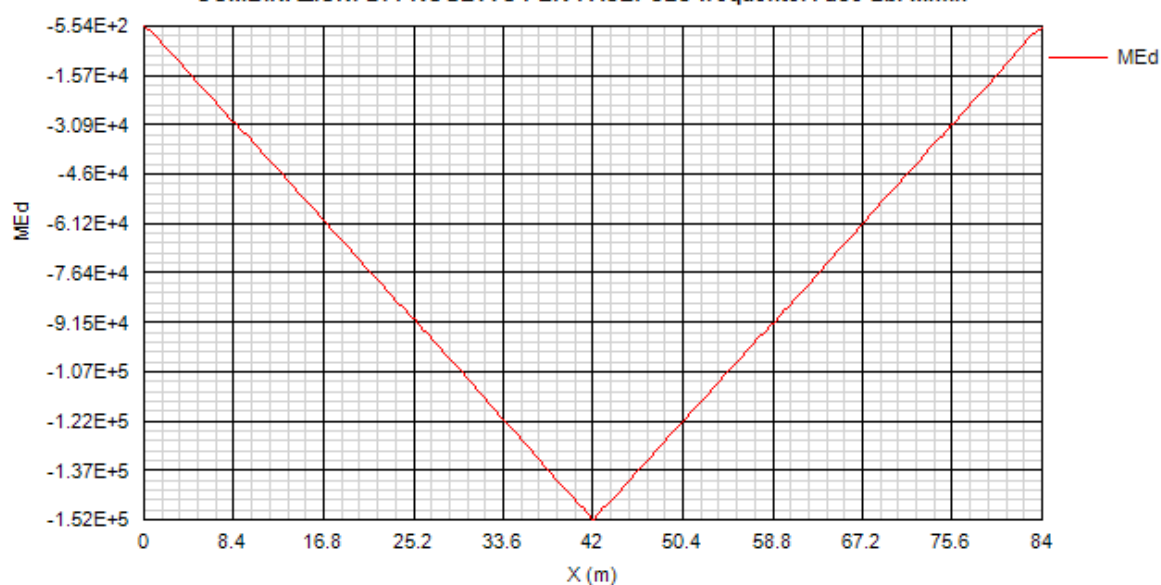
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin



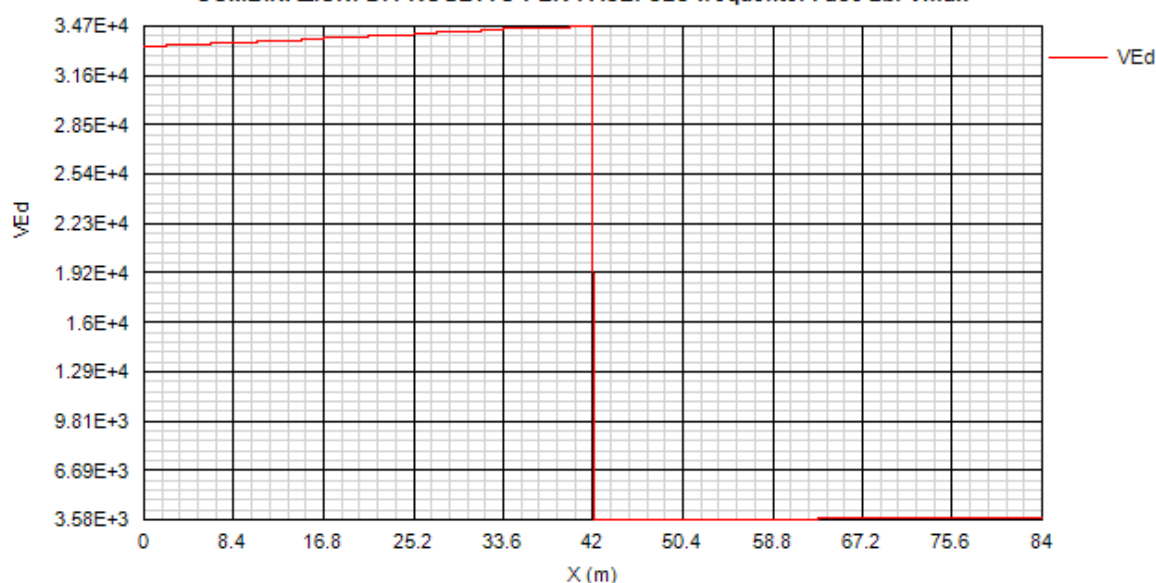
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Mmax



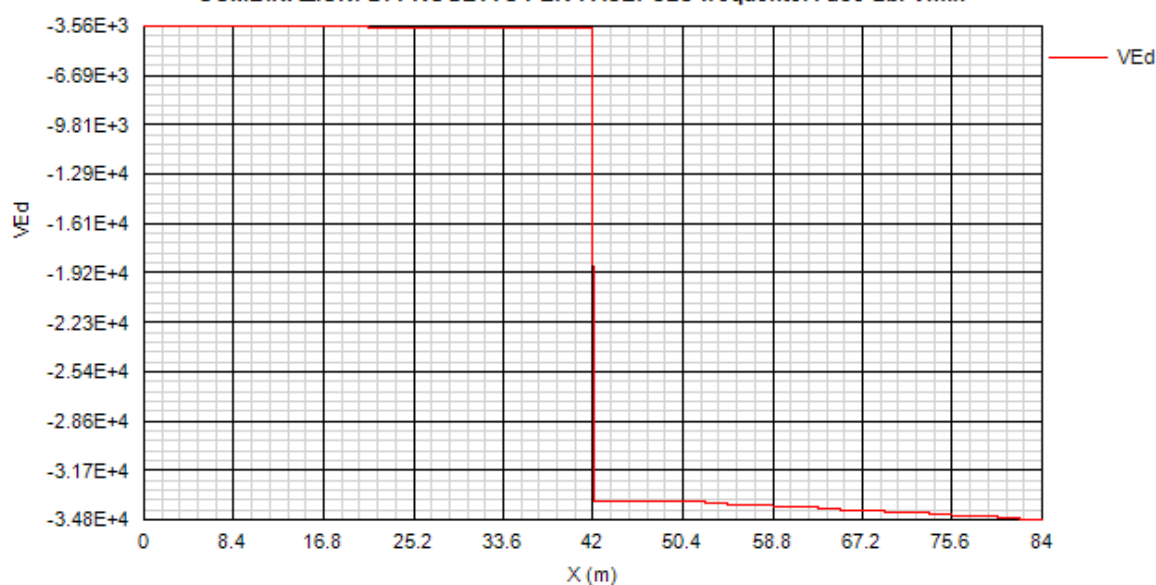
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Mmin



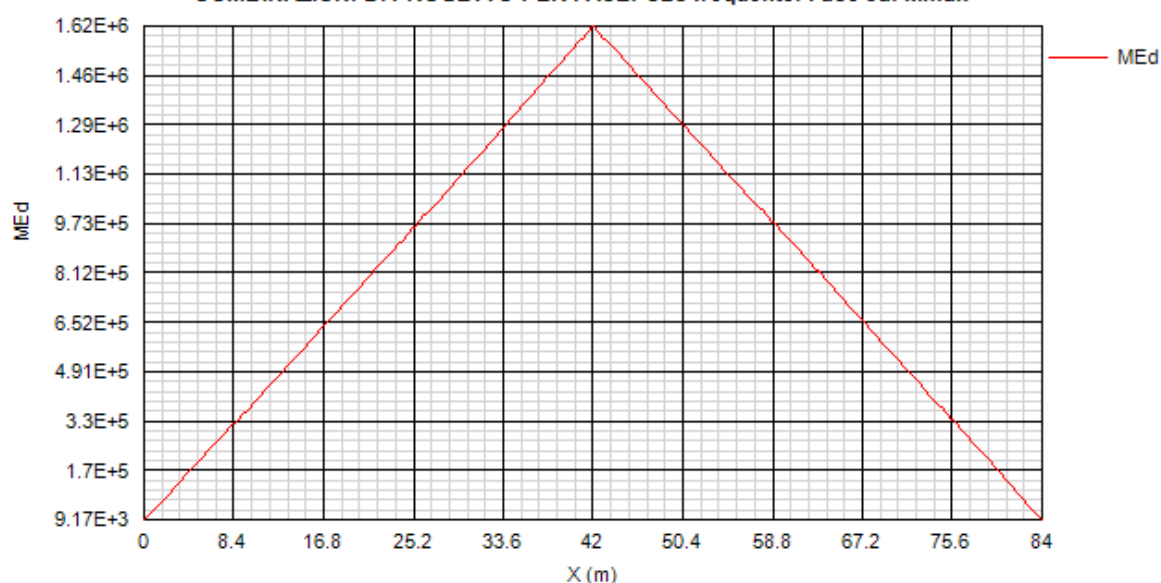
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmax



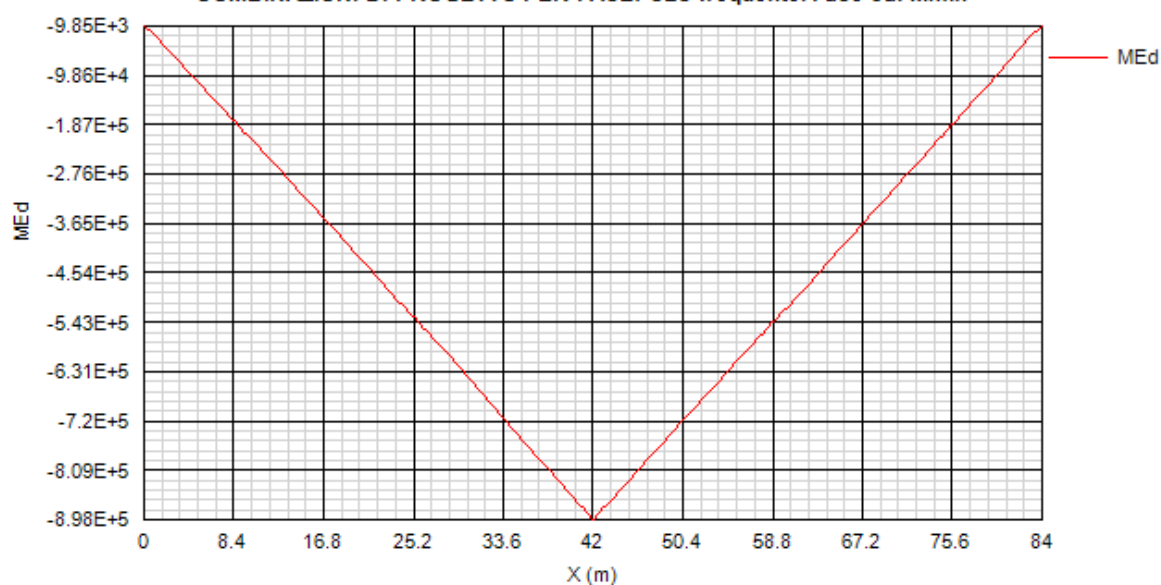
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2b. Vmin

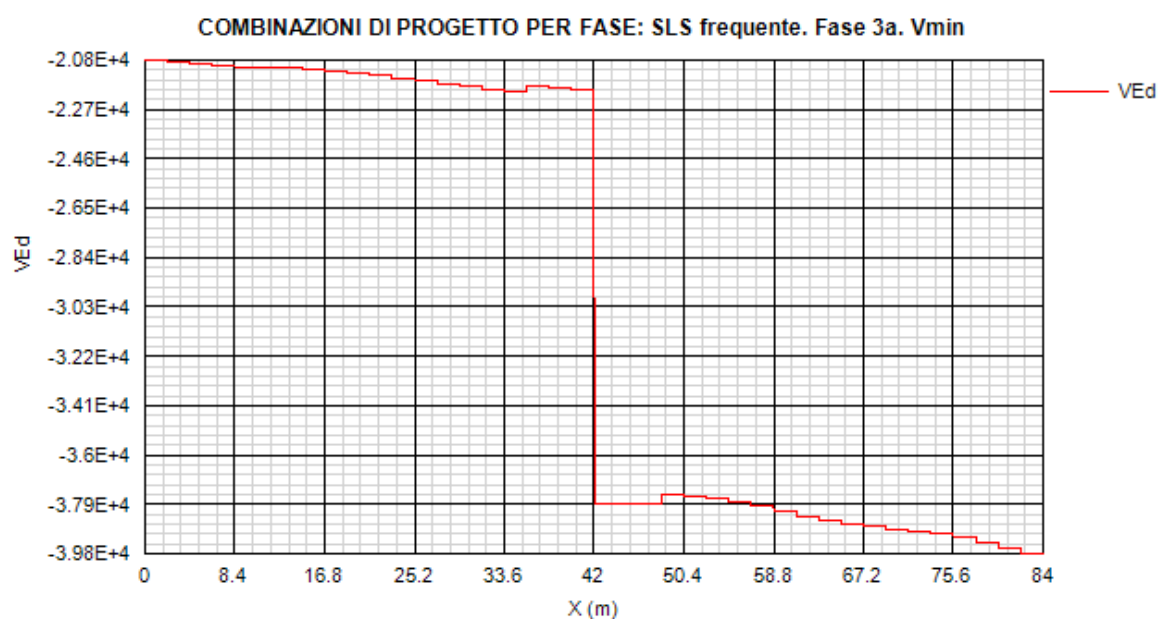
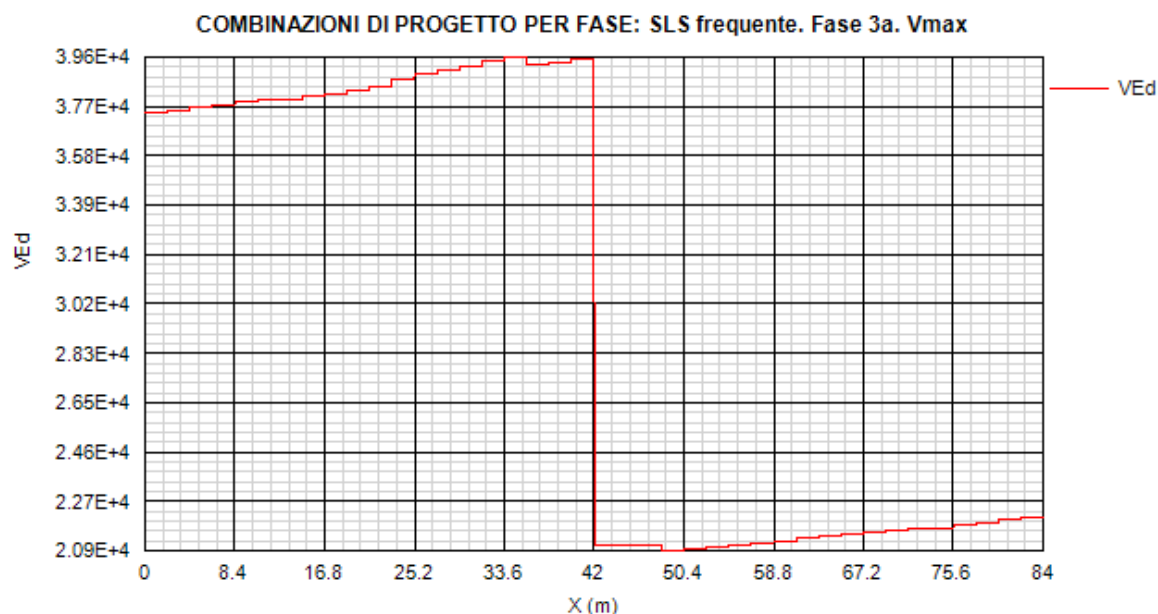


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmax

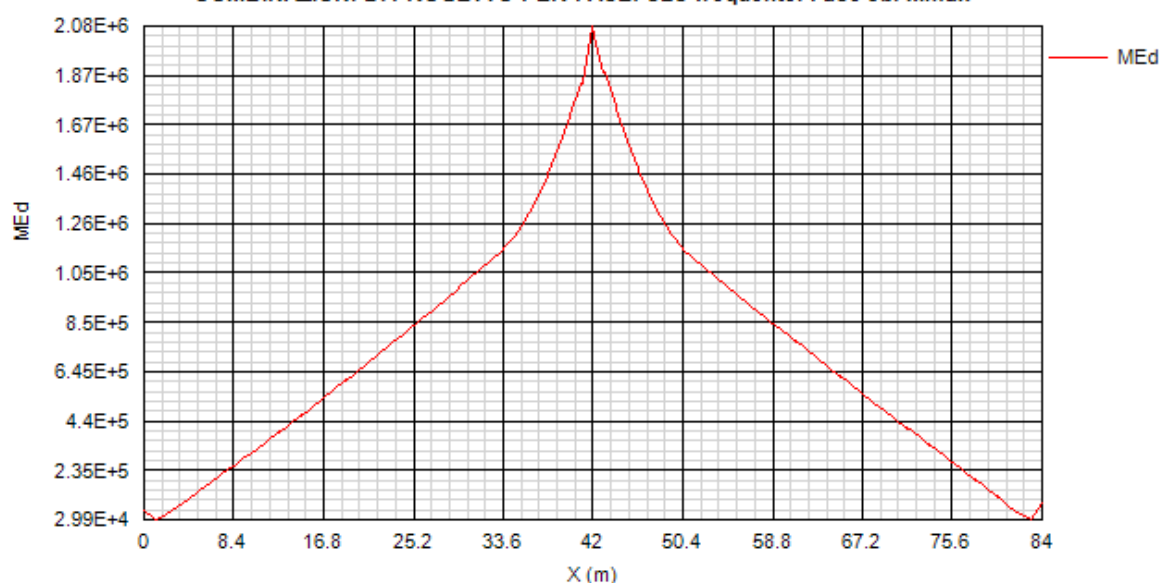


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Mmin

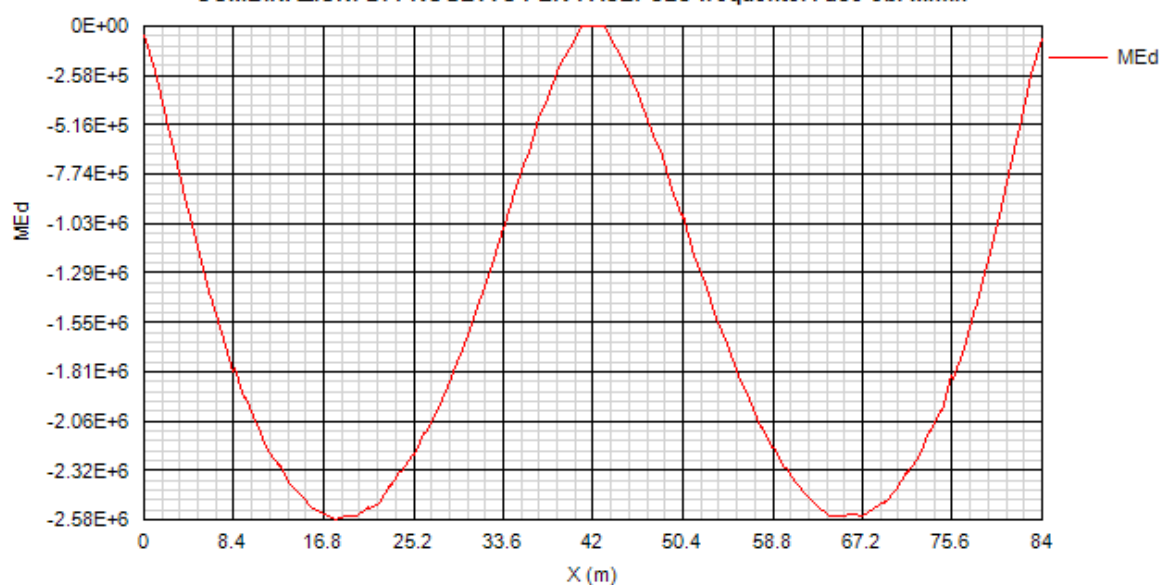




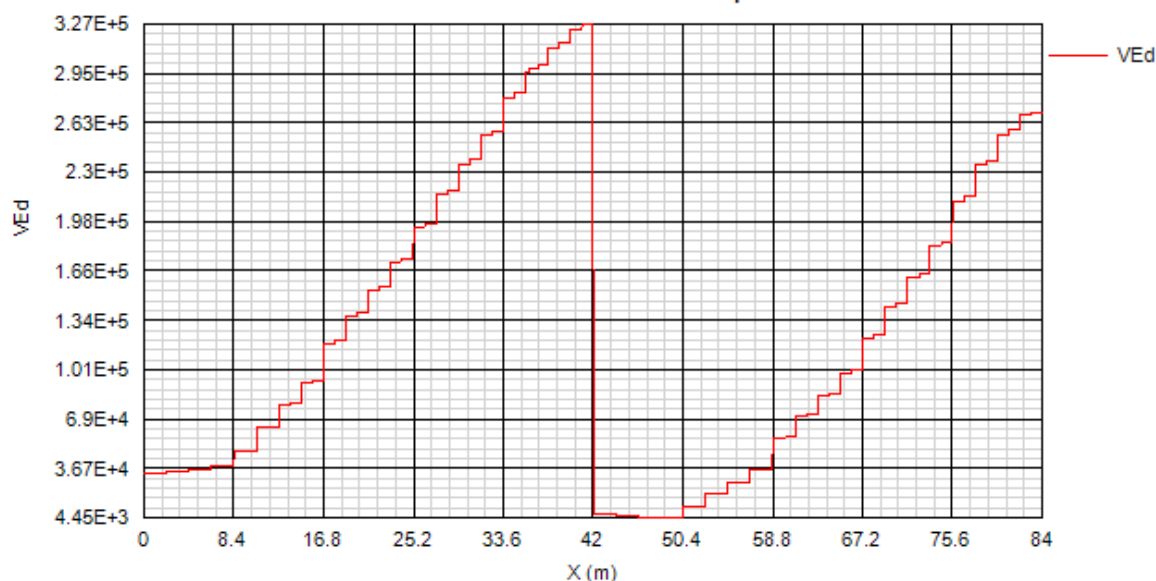
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmax



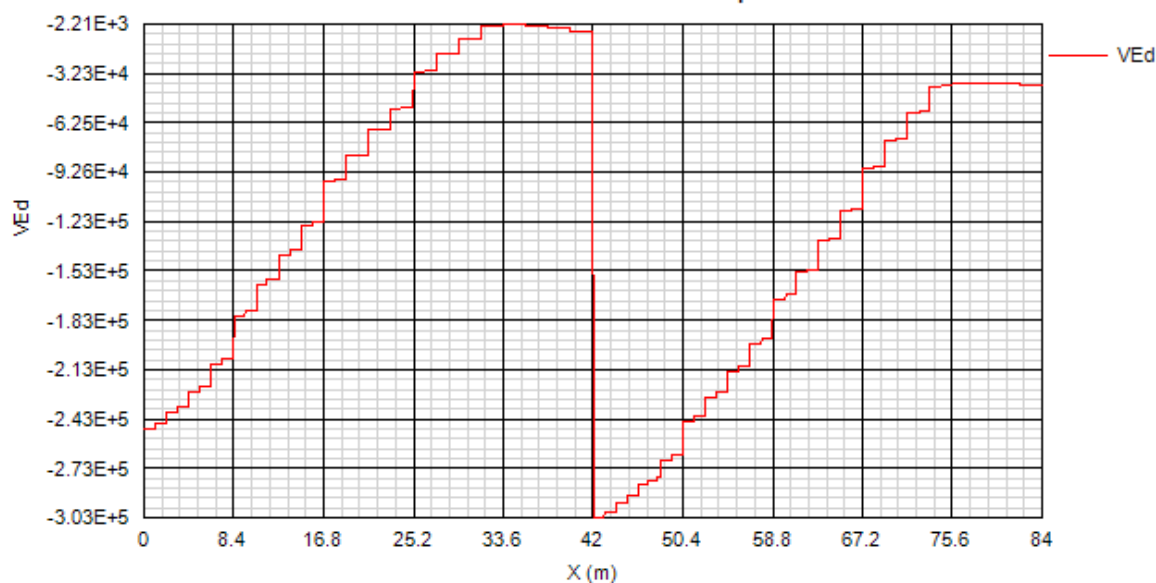
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Mmin

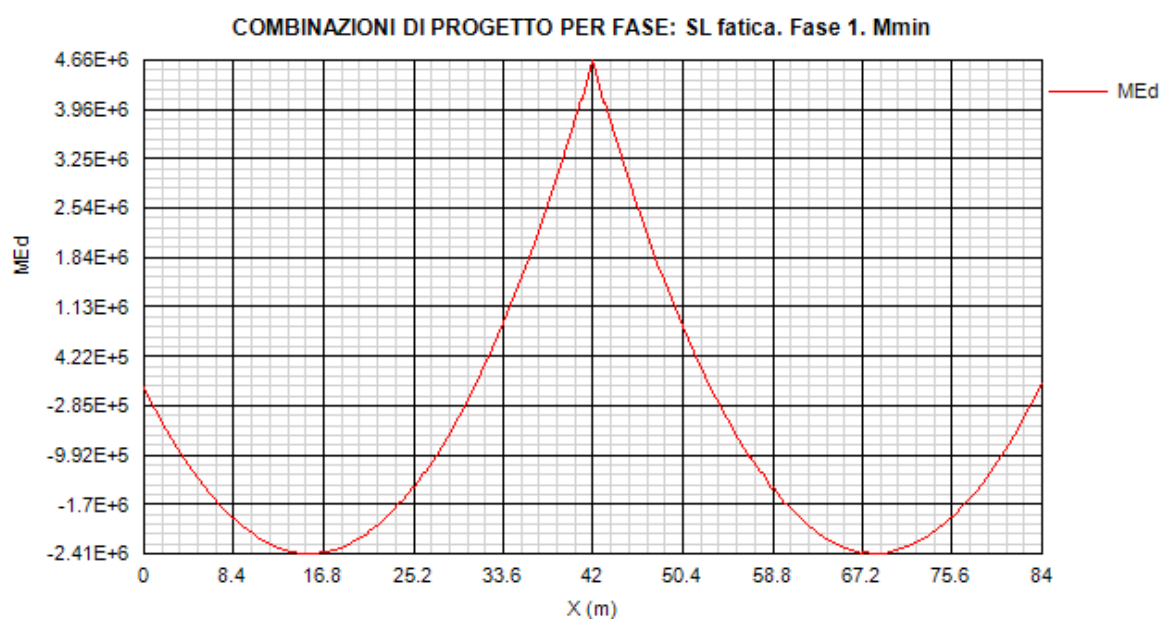
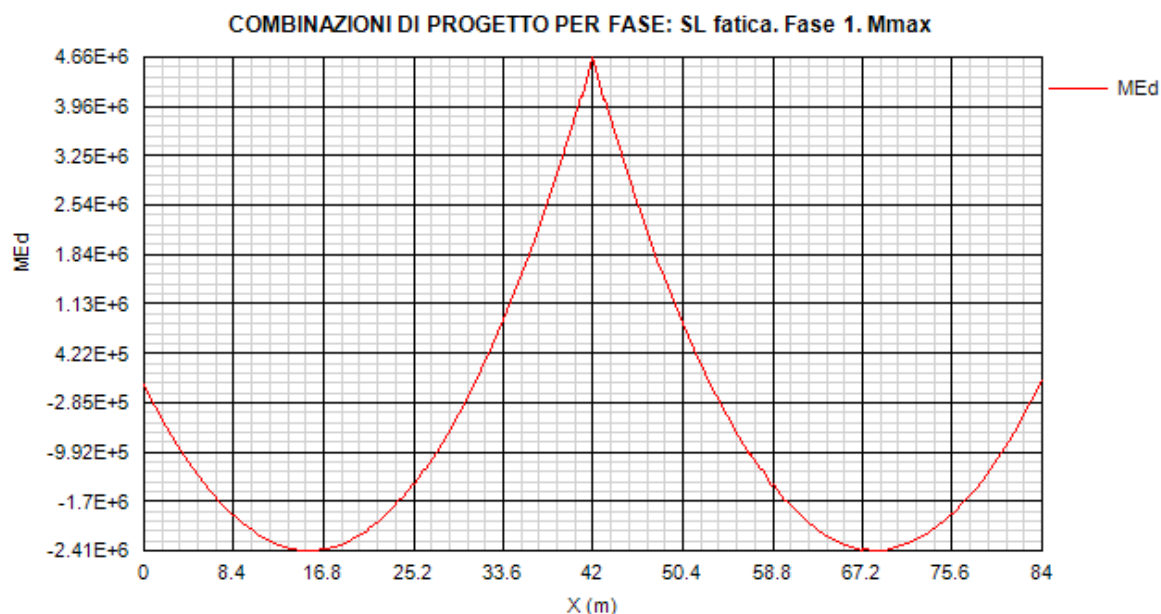


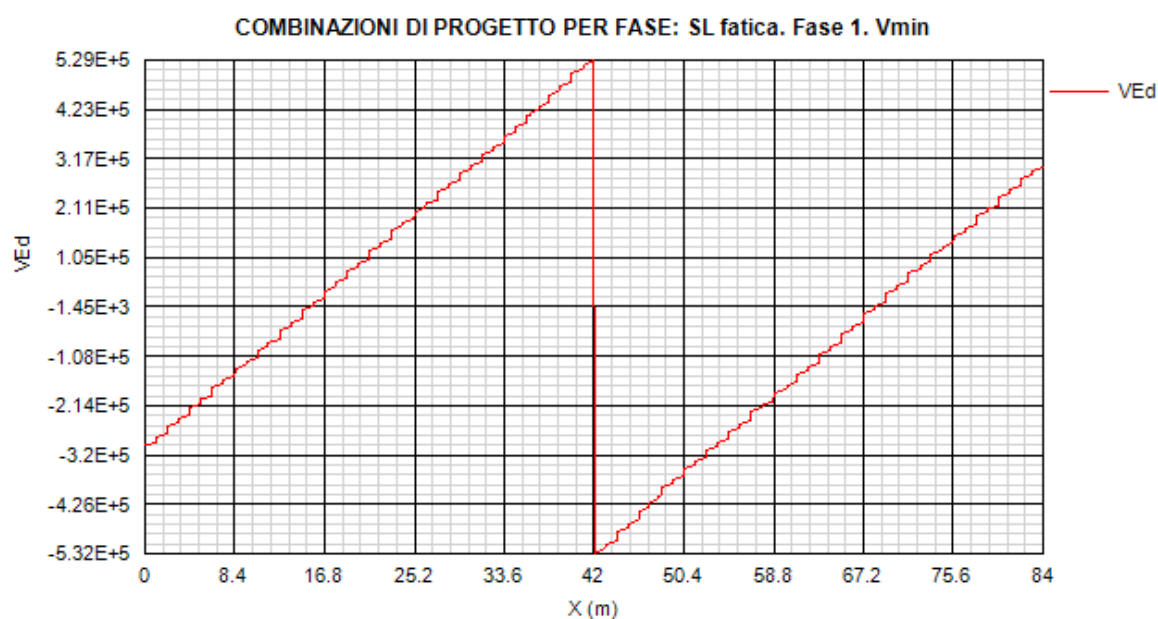
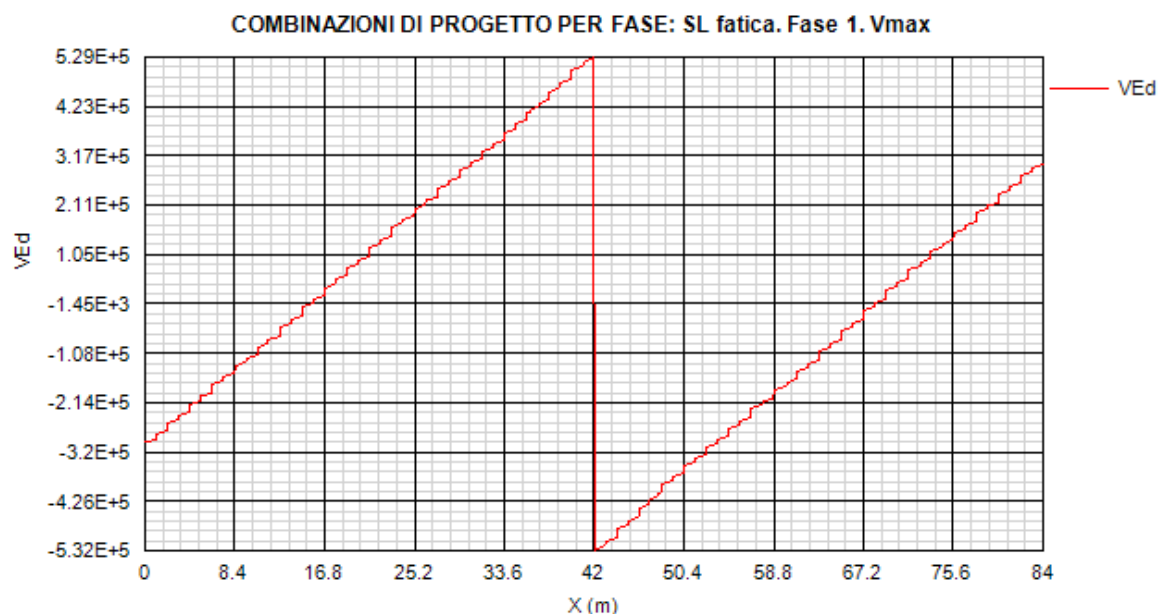
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax



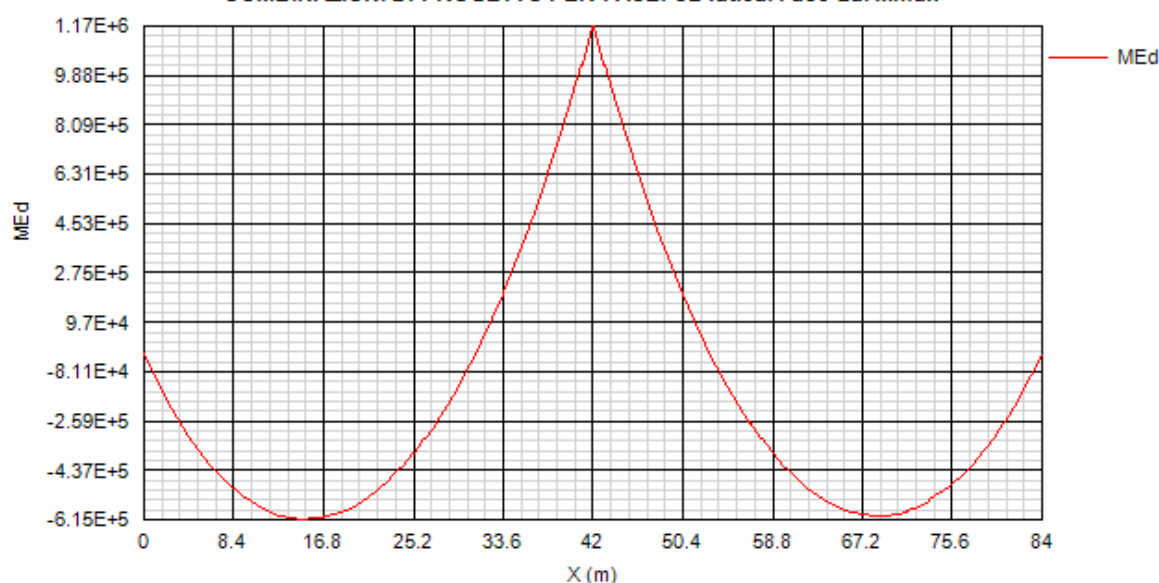
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin



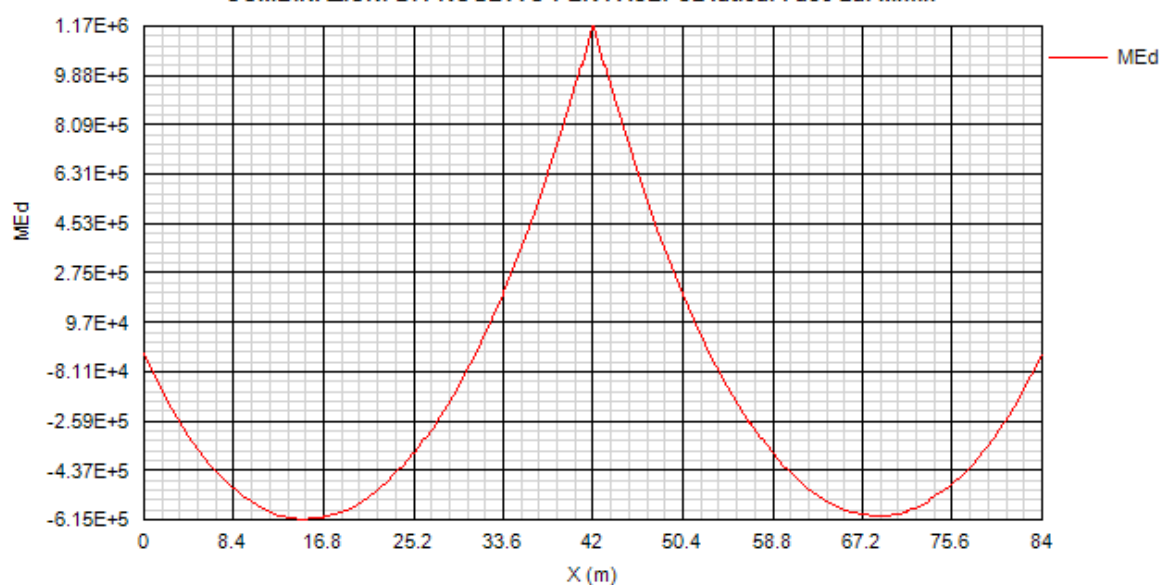




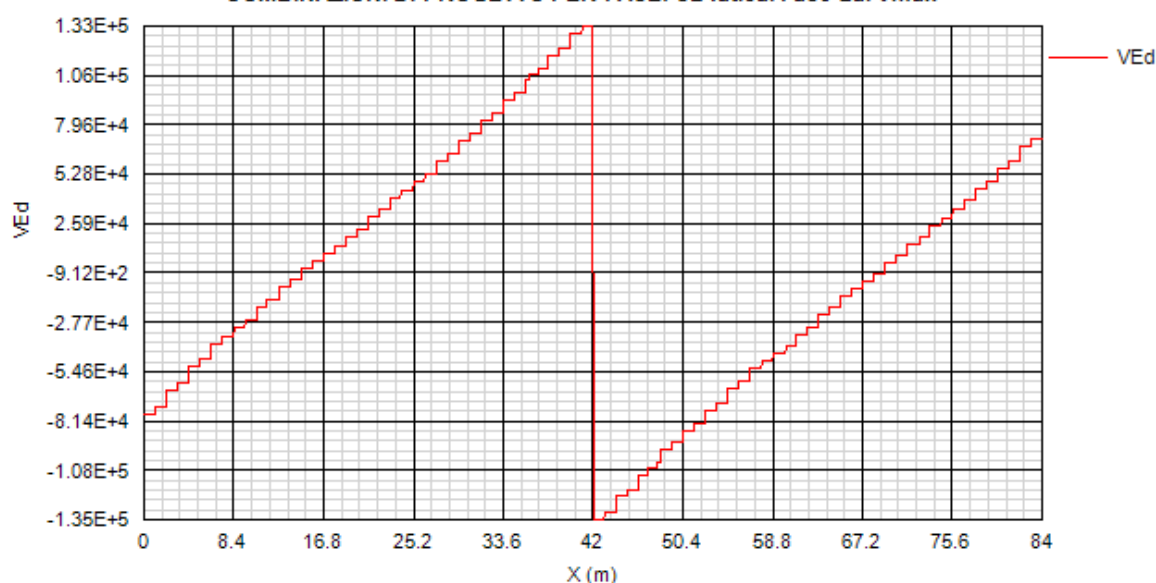
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmax



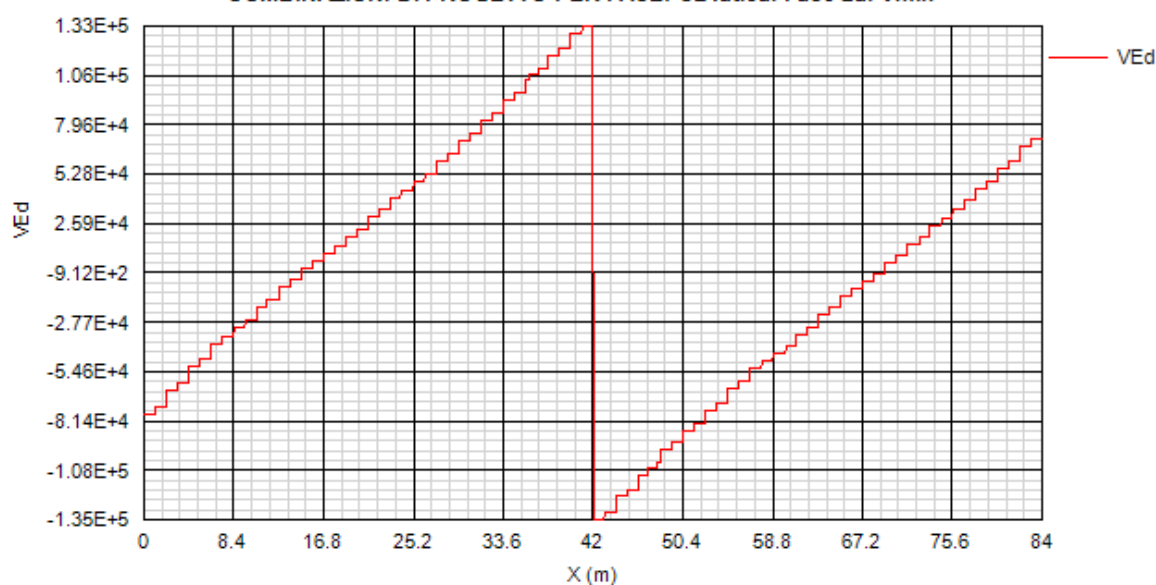
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Mmin



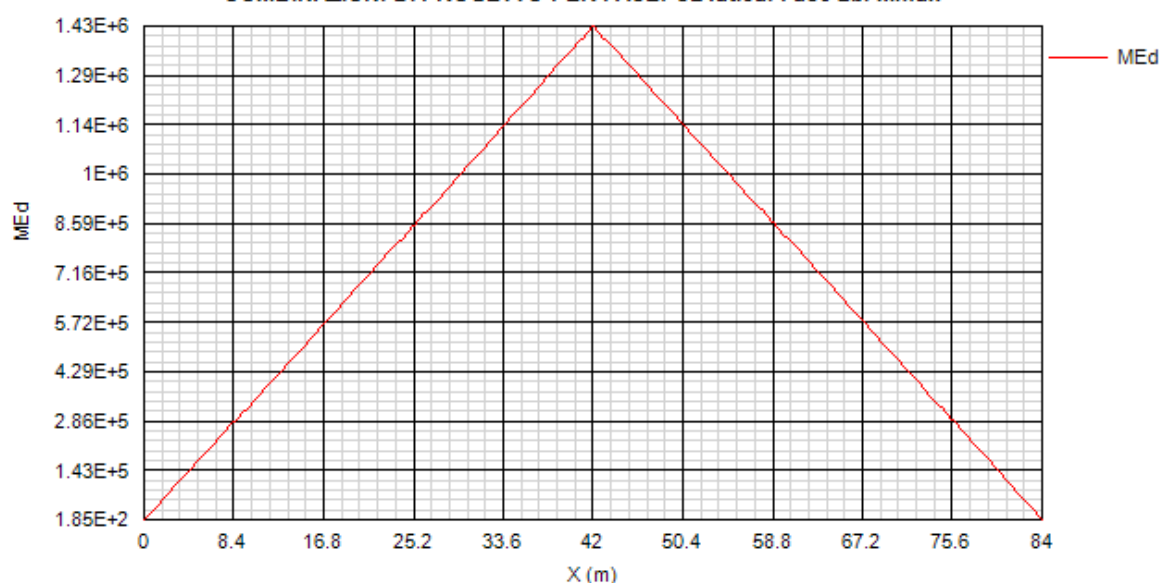
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmax



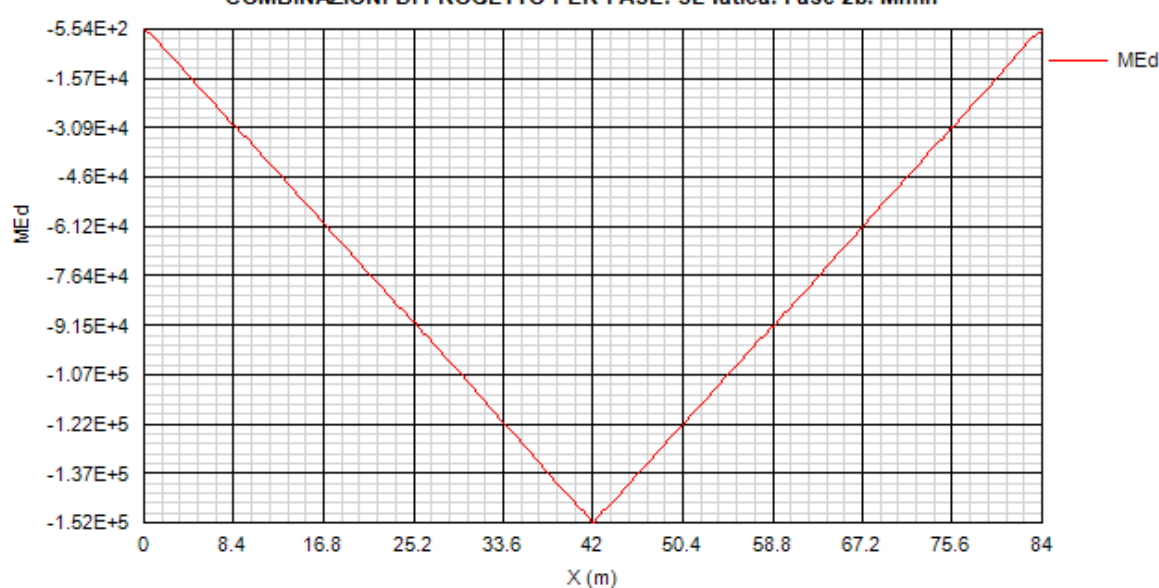
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2a. Vmin

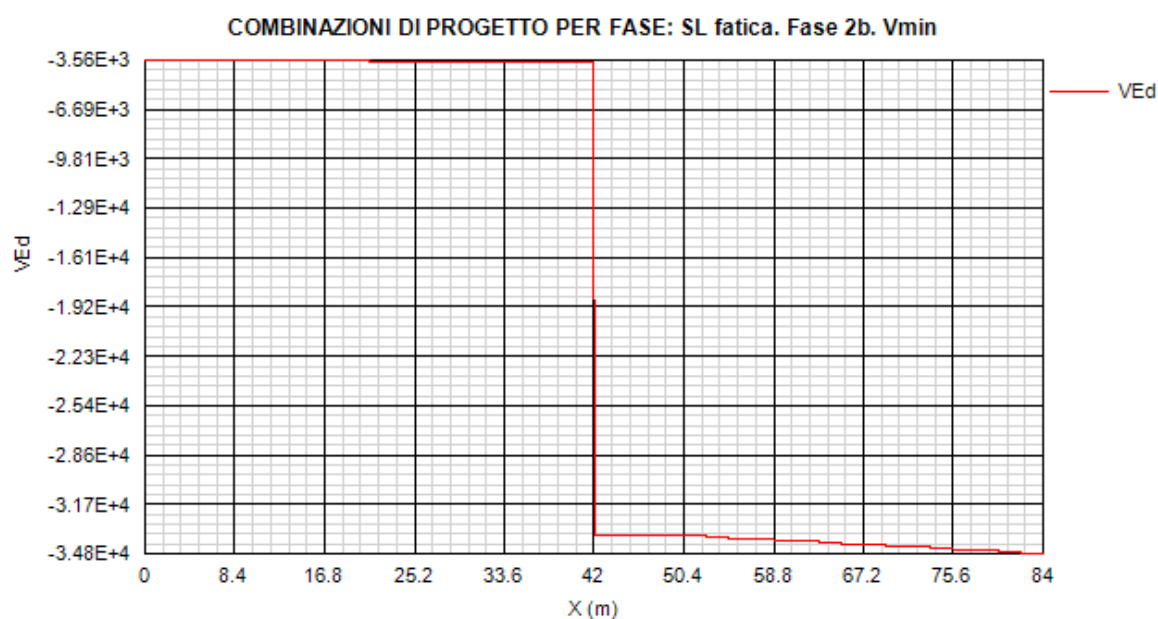
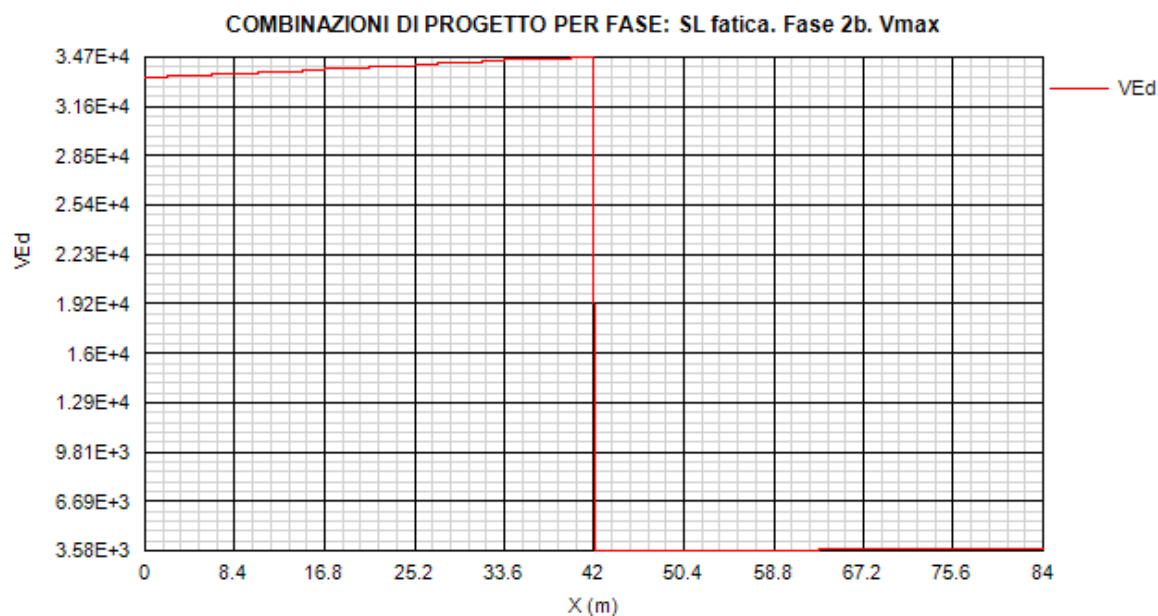


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Mmax

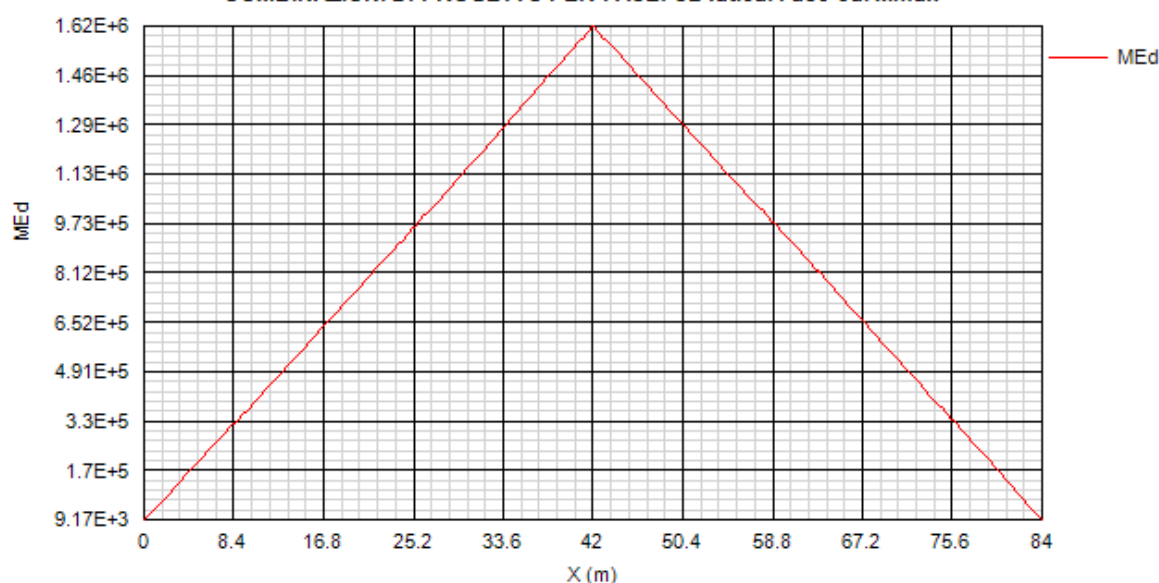


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 2b. Mmin

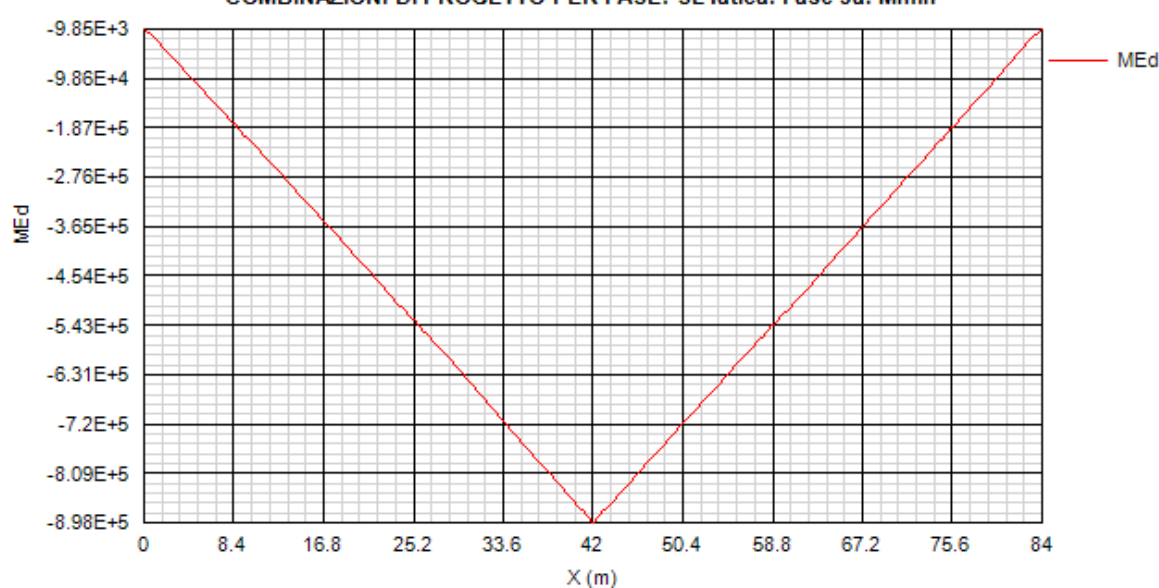


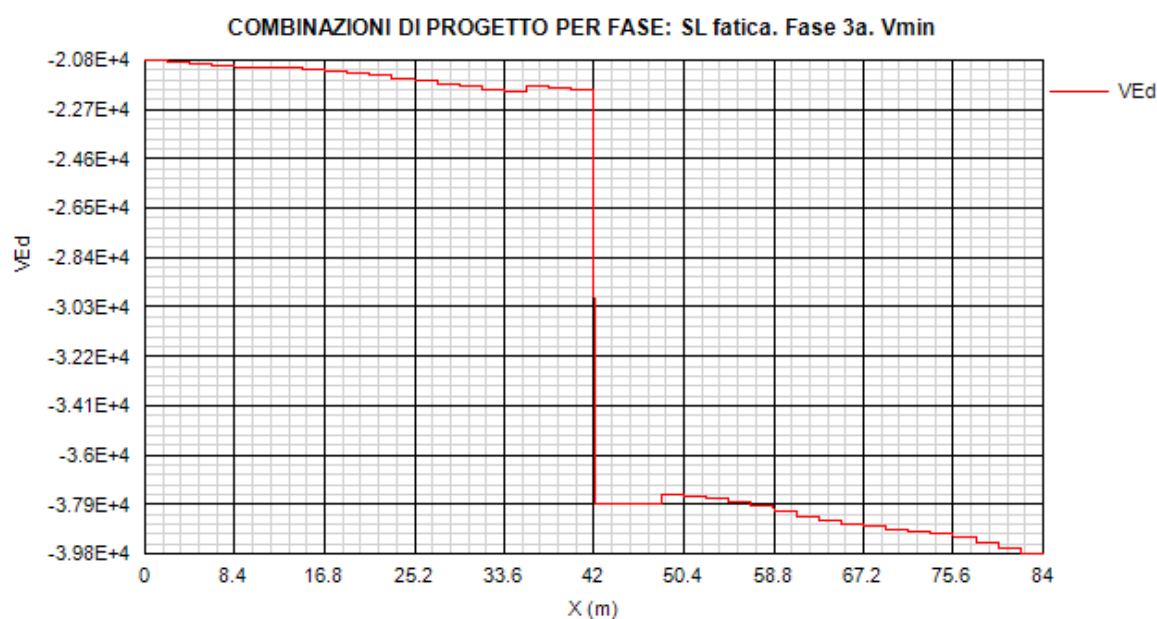
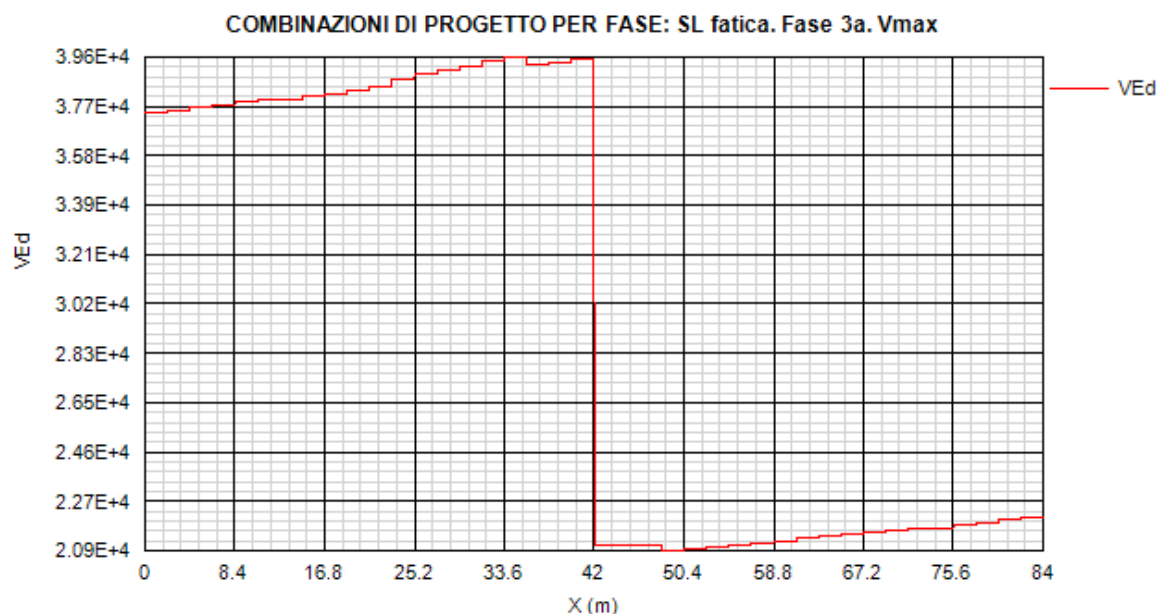


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmax

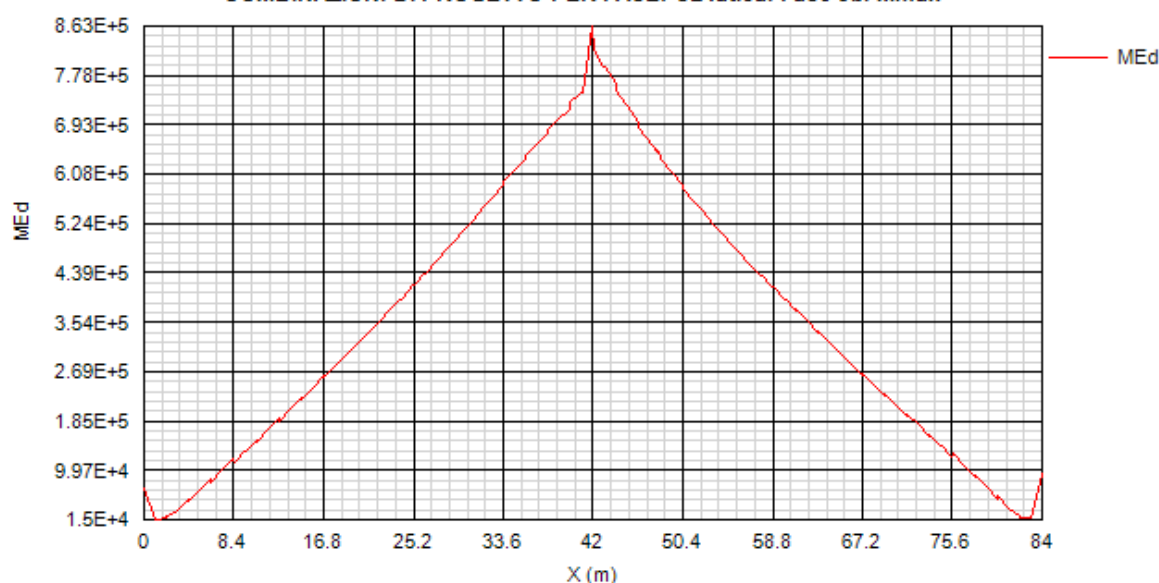


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3a. Mmin

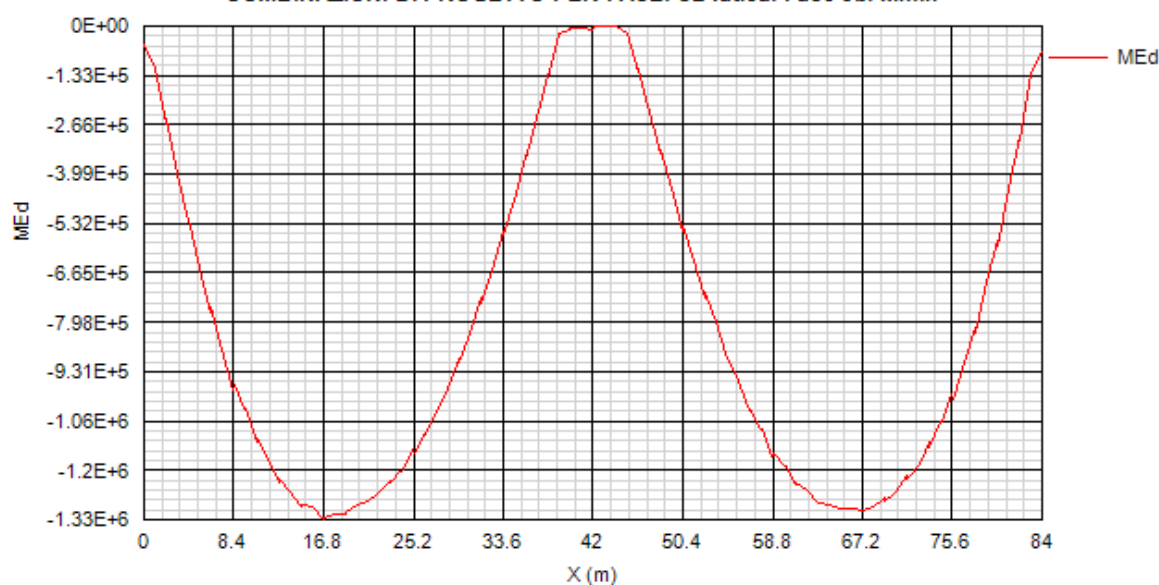




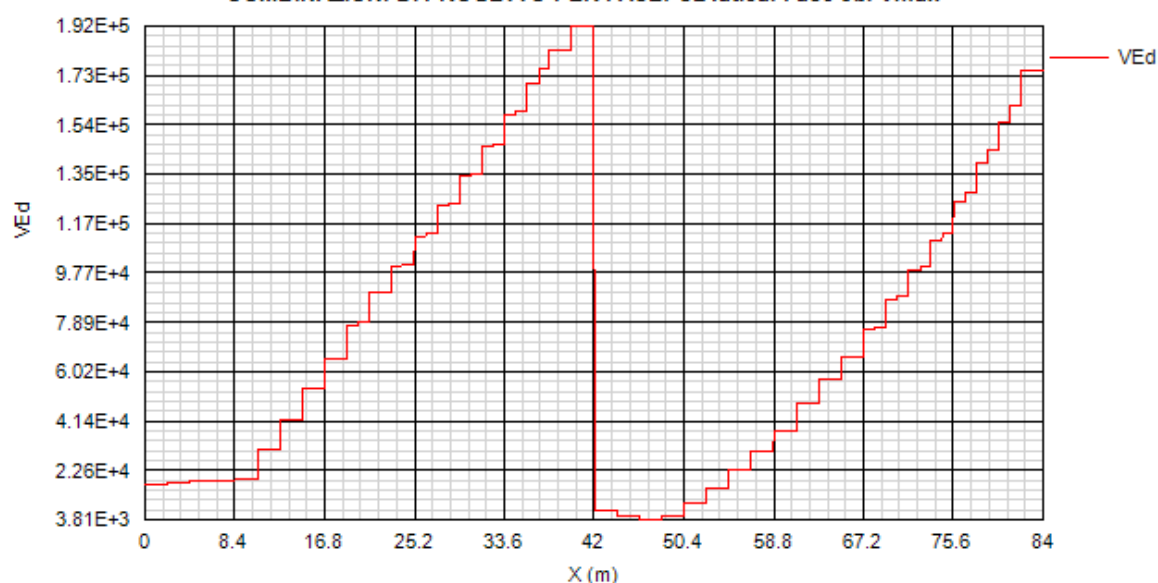
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmax



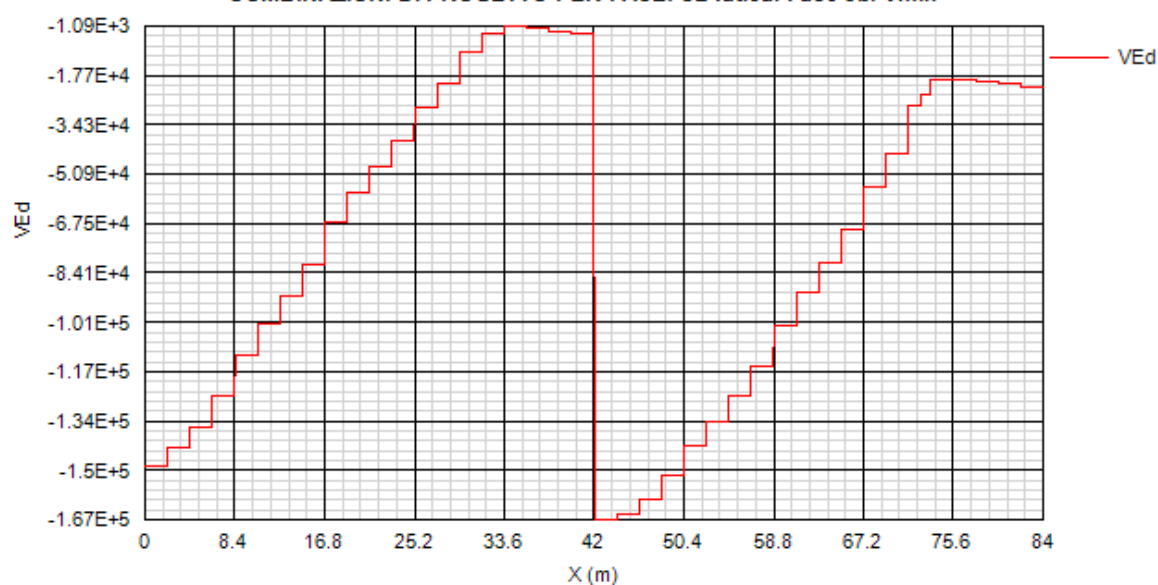
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SL fatica. Fase 3b. Mmin



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



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



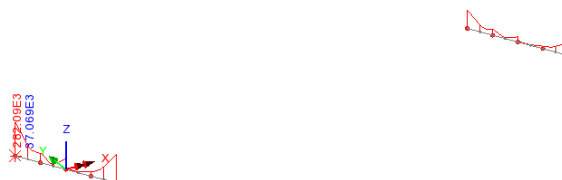
4.2.2.2 Traversi tipo di appoggio – T1

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni significative individuate per le verifiche, che derivano quindi dalla statica locale e globale.

SLU – Max/min My

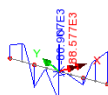
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 282.095E3 at node 479
Peak/value minimum 5.58062E3 at node 260
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 282.095E3 at Gauss point 11 of element 659
Diagram minimum 1.92381E3 at Gauss point 4 of element 376
Diagram scale: 1: 35.4491E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)

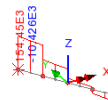
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 282.095E3 at node 479 of element 659
Peak/value minimum -80.9066E3 at node 303 of element 464
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 90.1895E3 at Gauss point 1 of element 182
Diagram minimum -80.9066E3 at Gauss point 1 of element 464
Diagram scale: 1: 0.110878E-3



SLU – Max/min Fz

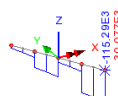
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 154.448E3 at node 479 of element 659
Peak/value minimum -115.291E3 at node 127 of element 182
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 154.448E3 at Gauss point 11 of element 659
Diagram minimum -30.0772E3 at Gauss point 1 of element 182
Diagram scale: 1: 64.7467E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)

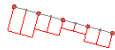
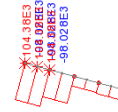
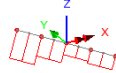
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 154.448E3 at node 479 of element 659
Peak/value minimum -115.291E3 at node 127 of element 182
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum -5.95814E3 at Gauss point 11 of element 378
Diagram minimum -115.291E3 at Gauss point 1 of element 182
Diagram scale: 1: 86.737E-6



SLU – Max/min Fx

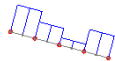
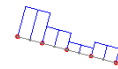
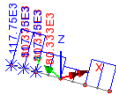
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 104.376E3 at node 436 of element 606
Peak/value minimum -117.75E3 at node 435 of element 605
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 104.376E3 at Gauss point 1 of element 606
Diagram minimum 22.5617E3 at Gauss point 1 of element 322
Diagram scale: 1: 95.8078E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 104.376E3 at node 436 of element 606
Peak/value minimum -117.75E3 at node 435 of element 605
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum -23.2981E3 at Gauss point 1 of element 322
Diagram minimum -117.75E3 at Gauss point 1 of element 605
Diagram scale: 1: 84.9253E-6



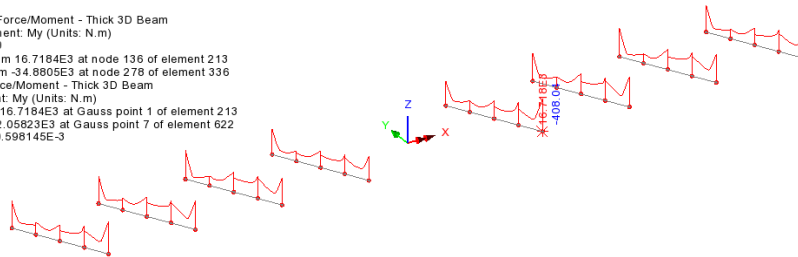
4.2.2.3 Traversi tipo intermedio – T2

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni significative individuate per le verifiche, che derivano quindi dalla statica locale e globale.

SLU – Max/min My

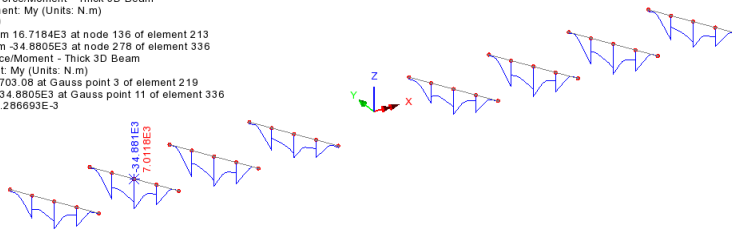
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 16.7184E3 at node 136 of element 213
Peak/value minimum -34.8805E3 at node 278 of element 336
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 16.7184E3 at Gauss point 1 of element 213
Diagram minimum 2.05823E3 at Gauss point 7 of element 622
Diagram scale: 1: 0.598145E-3



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)

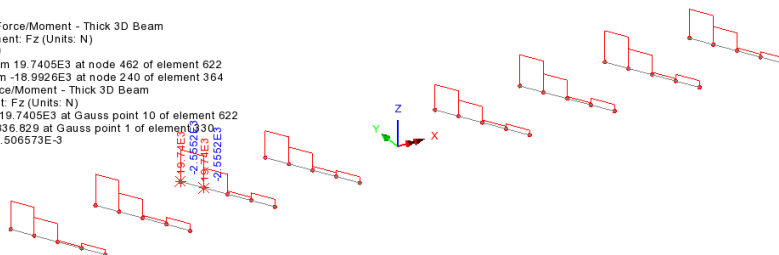
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 16.7184E3 at node 136 of element 213
Peak/value minimum -34.8805E3 at node 278 of element 336
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 703.08 at Gauss point 3 of element 219
Diagram minimum -34.8805E3 at Gauss point 11 of element 336
Diagram scale: 1: 0.286693E-3



SLU – Max/min Fz

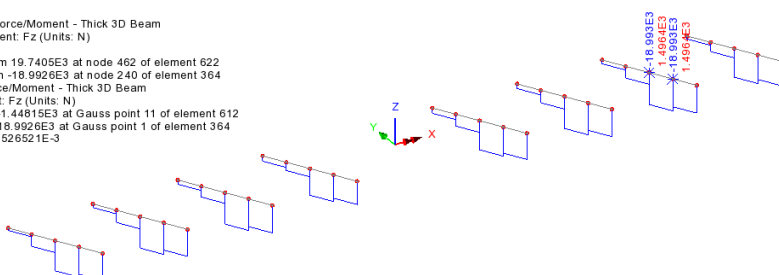
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 19.7405E3 at node 462 of element 622
Peak/value minimum -18.9926E3 at node 240 of element 364
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 19.7405E3 at Gauss point 10 of element 622
Diagram minimum 636.629 at Gauss point 1 of element 336
Diagram scale: 1: 0.506579E-3



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)

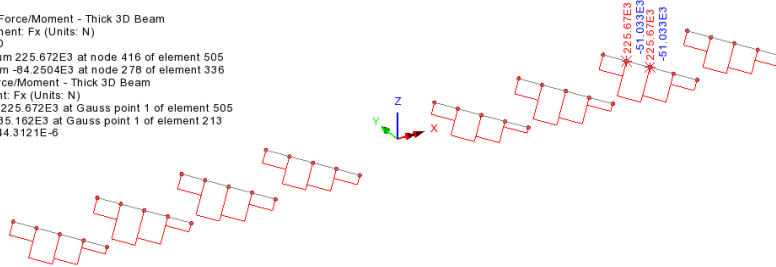
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 19.7405E3 at node 462 of element 622
Peak/value minimum -18.9926E3 at node 240 of element 364
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum -1.44815E3 at Gauss point 11 of element 612
Diagram minimum -18.9926E3 at Gauss point 1 of element 364
Diagram scale: 1: 0.526521E-3



SLU – Max/min Fx

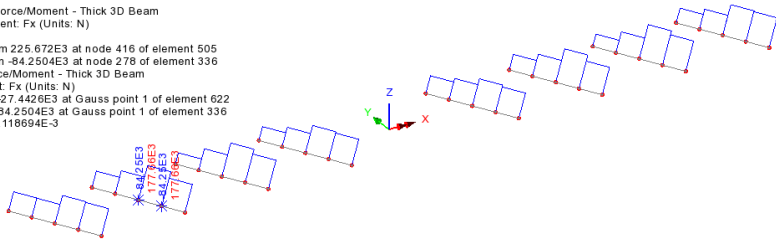
Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 225.672E3 at node 416 of element 505
Peak/value minimum -84.2504E3 at node 278 of element 336
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum 225.672E3 at Gauss point 1 of element 505
Diagram minimum 35.162E3 at Gauss point 1 of element 213
Diagram scale: 1: 44.3121E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 101.548
Eye: (-0.448858, -0.757251, 0.474444)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fx
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 225.672E3 at node 416 of element 505
Peak/value minimum -84.2504E3 at node 278 of element 336
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: N)
Diagram maximum -27.4426E3 at Gauss point 1 of element 622
Diagram minimum -84.2504E3 at Gauss point 1 of element 336
Diagram scale: 1: 0.118694E-3



4.3 ANALISI DINAMICA

La massa complessiva della struttura risulta così composta:

$M_1 = 816000$ kg struttura metallica

$M_2 = 1807100$ kg soletta + coppella in acciaio e sovraccarichi permanenti

$M_3 = 661400$ kg sostegni e fondazioni

Per un totale di:

$M_{tot} = 3284500$ kg

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

$\Delta M_4 = 229700$ kg

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi 50 modi, risultando attivato circa l'85% della massa complessiva di impalcato e pile.

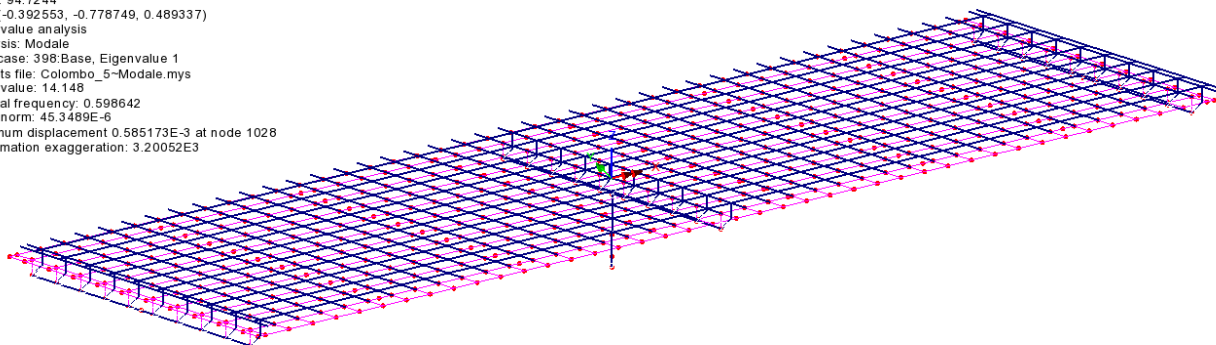
Ai fini dell'analisi, si considera si considera l'effetto della fessurazione dei fusti pila, riducendo, come consentito dalla norma, l'inerzia della pila stessa al 50 %.

4.3.1 Risultati salienti

Nelle figure seguenti si riportano i modi principali orizzontali e verticali, risp. modo 1 longitudinale, modo 2, trasversale, e modo 7, verticale.

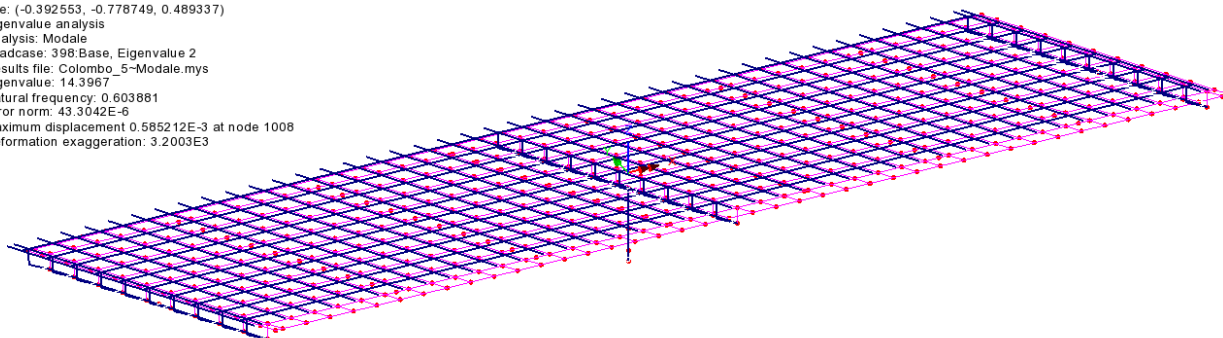
Modo 1 (f = 0.599 Hz)

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Eigenvalue analysis
Analysis: Modale
Loadcase: 398:Base, Eigenvalue 1
Results file: Colombo_5-Modale.mys
Eigenvalue: 14.148
Natural frequency: 0.598642
Error norm: 45.3489E-6
Maximum displacement 0.585173E-3 at node 1028
Deformation exaggeration: 3.20052E3



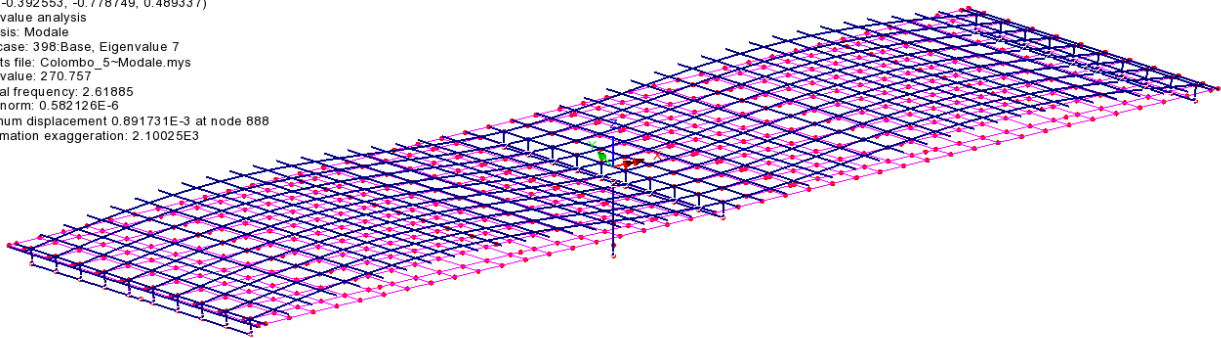
Modo 2 (f=0.604 Hz)

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Eigenvalue analysis
Analysis: Modale
Loadcase: 398:Base, Eigenvalue 2
Results file: Colombo_5-Modale.mys
Eigenvalue: 14.3967
Natural frequency: 0.603881
Error norm: 43.3042E-6
Maximum displacement 0.585212E-3 at node 1008
Deformation exaggeration: 3.2003E3



Modo 7 (f=2.619 Hz)

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Eigenvalue analysis
Analysis: Modale
Loadcase: 398/Base, Eigenvalue 7
Results file: Colombo_5-Modale.mys
Eigenvalue: 270.757
Natural frequency: 2.61885
Error norm: 0.582126E-6
Maximum displacement 0.891731E-3 at node 888
Deformation exaggeration: 2.10025E3



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	1346.	0.5223	0.5223	1063.	0.3256	0.3256	0.4586E-06	0.6064E-19	0.6064E-19
2	-1062.	0.3251	0.8474	1344.	0.5205	0.8462	-0.5402E-06	0.8416E-19	0.1448E-18
3	0.2568E-03	0.1902E-13	0.8474	-0.3413E-04	0.3360E-15	0.8462	-5.675	0.9286E-05	0.9286E-05
4	1.994	0.1146E-05	0.8474	1.090	0.3427E-06	0.8462	0.5600E-07	0.9042E-21	0.9286E-05
5	-0.1897E-05	0.1038E-17	0.8474	0.1115E-05	0.3587E-18	0.8462	8.334	0.2003E-04	0.2932E-04
6	-0.3009E-02	0.2610E-11	0.8474	0.2678E-01	0.2069E-09	0.8462	-0.1055E-06	0.3208E-20	0.2932E-04
7	0.5853E-06	0.9881E-19	0.8474	-0.4834E-06	0.6739E-19	0.8462	1457.	0.6119	0.6119
8	-0.4387E-01	0.5551E-09	0.8474	4.784	0.6601E-05	0.8462	-0.7196E-06	0.1493E-18	0.6119
9	0.1992E-04	0.1144E-15	0.8474	-0.2543E-04	0.1865E-15	0.8462	0.9598	0.2657E-06	0.6119
10	0.1704E-03	0.8376E-14	0.8474	0.1354E-03	0.5288E-14	0.8462	2.371	0.1621E-05	0.6120
11	0.5320E-01	0.8162E-09	0.8474	1.815	0.9498E-06	0.8462	0.2360E-05	0.1607E-17	0.6120
12	1.620	0.7565E-06	0.8474	-3.686	0.3918E-05	0.8462	0.3051E-07	0.2684E-21	0.6120
13	-3.533	0.3600E-05	0.8474	-2.173	0.1362E-05	0.8462	-0.1647E-06	0.7822E-20	0.6120
14	0.3509E-06	0.3550E-19	0.8474	0.5260E-06	0.7979E-19	0.8462	3.690	0.3926E-05	0.6120
15	0.5173E-01	0.7718E-09	0.8474	-0.1124	0.3643E-08	0.8462	-0.3467E-06	0.3467E-19	0.6120
16	0.1479	0.6311E-08	0.8474	-0.1755	0.8883E-08	0.8462	0.9609E-06	0.2663E-18	0.6120
17	0.1455E-06	0.6102E-20	0.8474	-0.2217E-06	0.1417E-19	0.8462	1.206	0.4193E-06	0.6120
18	-0.3642E-06	0.3826E-19	0.8474	-0.2375E-06	0.1626E-19	0.8462	-0.5833E-01	0.9813E-09	0.6120
19	0.8907E-07	0.2288E-20	0.8474	-0.4669E-06	0.6286E-19	0.8462	4.871	0.6843E-05	0.6120
20	-0.2899E-07	0.2424E-21	0.8474	-0.9394E-08	0.2545E-22	0.8462	175.9	0.8924E-02	0.6209
21	-0.2030	0.1188E-07	0.8474	0.2839	0.2325E-07	0.8462	-0.1841E-04	0.9778E-16	0.6209
22	-0.5404E-06	0.8422E-19	0.8474	-0.2509E-06	0.1816E-19	0.8462	0.4726E-01	0.6440E-09	0.6209
23	0.1764	0.8969E-08	0.8474	-0.1543	0.6866E-08	0.8462	-0.1651E-03	0.7864E-14	0.6209
24	0.1705E-01	0.8387E-10	0.8474	0.1281	0.4729E-08	0.8462	0.1740E-03	0.8735E-14	0.6209
25	-0.3025E-06	0.2640E-19	0.8474	-0.3660E-07	0.3862E-21	0.8462	-0.9938	0.2848E-06	0.6209
26	0.2426E-03	0.1697E-13	0.8474	0.1913E-03	0.1055E-13	0.8462	0.9693	0.2709E-06	0.6209
27	0.1446	0.6033E-08	0.8474	0.5178	0.7731E-07	0.8462	0.1360E-06	0.5333E-20	0.6209
28	0.7091E-06	0.1450E-18	0.8474	0.1315E-06	0.4984E-20	0.8462	1.933	0.1077E-05	0.6209
29	0.1831E-03	0.9669E-14	0.8474	0.1466E-03	0.6198E-14	0.8462	-8.359	0.2015E-04	0.6209
30	0.4718	0.6420E-07	0.8474	0.1980	0.1130E-07	0.8462	0.4003E-05	0.4621E-17	0.6209
31	-0.2039	0.1199E-07	0.8474	-0.1923	0.1067E-07	0.8462	-0.5714E-04	0.9414E-15	0.6209
32	-0.4451E-03	0.5714E-13	0.8474	-0.2025E-03	0.1182E-13	0.8462	-2.098	0.1270E-05	0.6209
33	4.944	0.7049E-05	0.8474	2.860	0.2359E-05	0.8462	0.1143E-05	0.3766E-18	0.6209
34	-0.8863E-03	0.2265E-12	0.8474	-0.4416E-03	0.5623E-13	0.8462	-2.091	0.1260E-05	0.6209
35	-2.494	0.1793E-05	0.8475	-1.677	0.8106E-06	0.8462	-0.1385E-03	0.5528E-14	0.6209
36	0.5092E-03	0.7476E-13	0.8475	0.3019E-03	0.2628E-13	0.8462	2.999	0.2594E-05	0.6209
37	-246.7	0.1756E-01	0.8650	-142.6	0.5861E-02	0.8521	-0.1118E-01	0.3602E-10	0.6209
38	-29.37	0.2487E-03	0.8653	-16.03	0.7407E-04	0.8521	-0.2687E-02	0.2083E-11	0.6209
39	-1.614	0.7516E-06	0.8653	-1.042	0.3133E-06	0.8521	-0.3121E-02	0.2809E-11	0.6209
40	-0.7725E-03	0.1721E-12	0.8653	-0.6974E-03	0.1403E-12	0.8521	-8.028	0.1859E-04	0.6209
41	-0.8105E-03	0.1894E-12	0.8653	-0.1672E-02	0.8067E-12	0.8521	592.4	0.1012	0.7221
42	2.049	0.1211E-05	0.8653	-0.6270	0.1134E-06	0.8521	-0.7917E-02	0.1807E-10	0.7221
43	-7.964	0.1829E-04	0.8653	-0.8753	0.2209E-06	0.8521	-0.3230E-02	0.3008E-11	0.7221
44	1.599	0.7372E-06	0.8653	0.4652E-01	0.6240E-09	0.8521	-0.4237E-03	0.5176E-13	0.7221
45	0.5055E-03	0.7369E-13	0.8653	0.6333E-03	0.1157E-12	0.8521	2.534	0.1851E-05	0.7221
46	-0.1536E-03	0.6807E-14	0.8653	-0.5999E-03	0.1038E-12	0.8521	1.376	0.5461E-06	0.7221
47	-0.4896E-03	0.6913E-13	0.8653	-0.3018E-03	0.2627E-13	0.8521	-0.2617	0.1975E-07	0.7221
48	0.1337E-02	0.5153E-12	0.8653	0.7467E-04	0.1608E-14	0.8521	2.846	0.2336E-05	0.7221
49	0.1751E-02	0.8841E-12	0.8653	0.1097E-02	0.3471E-12	0.8521	5.398	0.8404E-05	0.7222
50	-0.3341	0.3219E-07	0.8653	0.9527E-01	0.2617E-08	0.8521	-0.1122E-01	0.3629E-10	0.7222
TOTAL MASS ACTING IN X DIRECTION = 0.346767E+07 KG									
TOTAL MASS ACTING IN Y DIRECTION = 0.346767E+07 KG									
TOTAL MASS ACTING IN Z DIRECTION = 0.346767E+07 KG									

E I G E N V A L U E S

MODE	EIGENVALUE	FREQUENCY	ERROR NORM
1	14.1480	0.598642	0.453489E-04
2	14.3967	0.603881	0.433042E-04
3	21.6974	0.741351	0.397229E-04
4	111.003	1.67682	0.152709E-05
5	121.038	1.75098	0.146063E-05
6	213.455	2.32527	0.847188E-06
7	270.757	2.61885	0.582126E-06
8	280.137	2.66382	0.556497E-06
9	367.317	3.05029	0.437256E-06
10	649.214	4.05522	0.552800E-06
11	794.180	4.48518	0.451727E-06
12	1477.61	6.11786	0.580922E-06
13	1573.86	6.31398	0.111444E-06
14	1591.29	6.34884	0.209593E-06
15	1706.87	6.57538	0.113242E-06
16	1812.19	6.77519	0.155666E-06
17	1910.83	6.95715	0.411357E-07
18	1959.12	7.04450	0.314179E-07
19	2229.38	7.51471	0.884331E-07
20	2362.82	7.73633	0.793758E-07
21	2368.96	7.74639	0.162031E-06
22	2456.38	7.88802	0.186423E-06
23	2905.67	8.57912	0.229897E-06
24	3433.70	9.32613	0.591846E-06
25	3908.17	9.94963	0.408563E-06
26	4180.68	10.2907	0.258099E-06
27	4241.37	10.3651	0.310650E-07
28	4446.82	10.6132	0.552201E-06
29	5885.86	12.2103	0.293942E-06
30	6447.98	12.7800	0.477953E-06
31	6895.18	13.2158	0.479642E-05
32	6943.85	13.2623	0.408846E-05
33	6987.86	13.3043	0.451585E-05
34	7217.62	13.5213	0.732484E-05
35	7557.18	13.8357	0.770555E-05
36	7645.83	13.9166	0.172113E-05
37	7955.29	14.1954	0.658913E-03
38	8181.25	14.3956	0.270078E-03
39	8418.02	14.6024	0.556912E-04
40	8429.59	14.6125	0.543258E-04
41	8639.59	14.7934	0.171232E-03
42	8705.71	14.8499	0.674743E-04
43	9320.48	15.3652	0.321004E-03
44	9579.61	15.5774	0.152950E-03
45	9738.53	15.7060	0.839777E-04
46	9994.60	15.9112	0.865887E-04
47	10131.0	16.0194	0.391591E-06
48	10920.3	16.6317	0.386073E-03
49	11124.1	16.7862	0.727634E-03
50	12067.2	17.4833	0.339261E-02

La massa complessiva attivata costituisce sicuramente un'aliquota soddisfacente e rappresentativa della dinamica sismica della struttura.

4.3.2 Sovrapposizione modale – risultati salienti

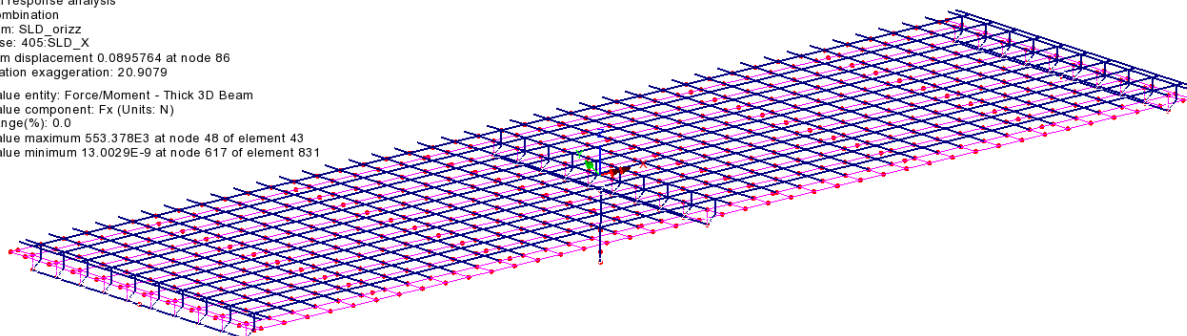
La sovrapposizione modale viene effettuata con riferimento agli spettri identificati ai paragrafi precedenti, adottando il metodo CQC. Viene individuata una direzione “longitudinale”, coincidente con la corda congiungente la spalla A e B, e trasversale, a questa ortogonale.

A titolo indicativo, si riporta la deformata dell'impalcato sotto sisma longitudinale e trasversale per SLD, SLV ed SLV.

SLD longitudinale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLD_orizz
Loadcase: 405:SLD_X
Maximum displacement 0.0895764 at node 86
Deformation exaggeration: 20.9079

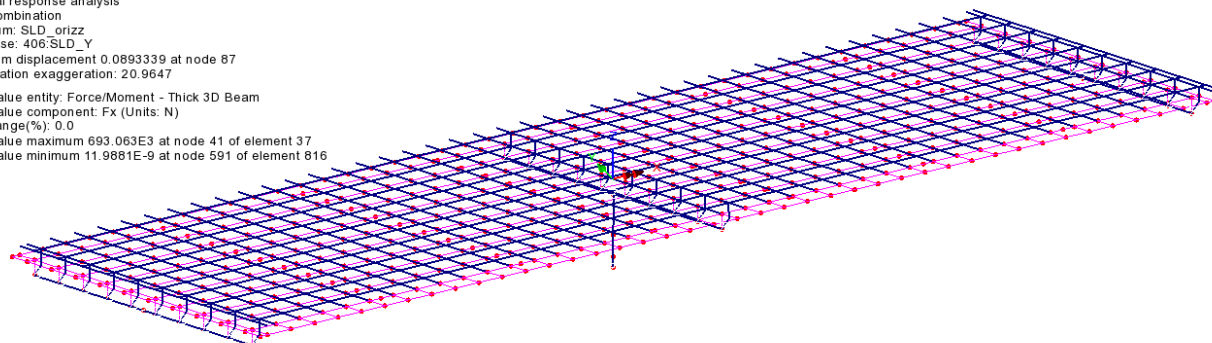
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 553.378E3 at node 48 of element 43
Peak/value minimum 13.0029E-9 at node 617 of element 831



SLD trasversale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLD_orizz
Loadcase: 406:SLD_Y
Maximum displacement 0.0893339 at node 87
Deformation exaggeration: 20.9647

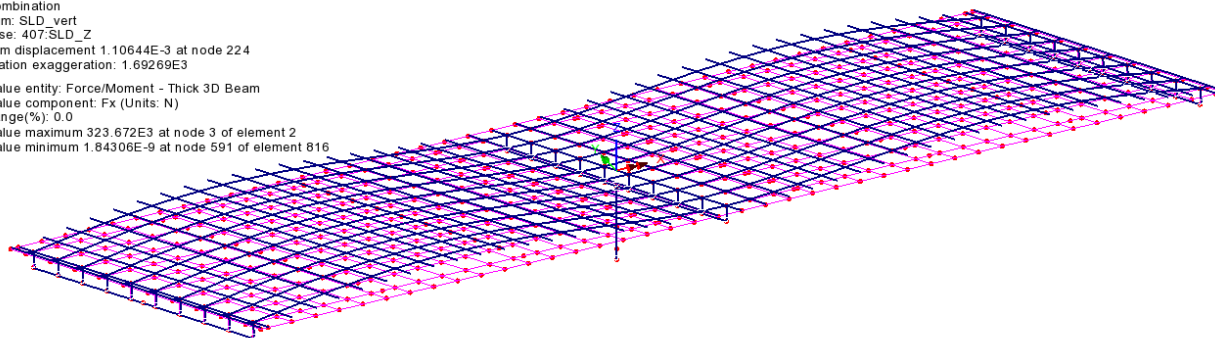
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 693.063E3 at node 41 of element 37
Peak/value minimum 11.9881E-9 at node 591 of element 816



SLD verticale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLD_vert
Loadcase: 407:SLD_Z
Maximum displacement 1.10644E-3 at node 224
Deformation exaggeration: 1.69269E3

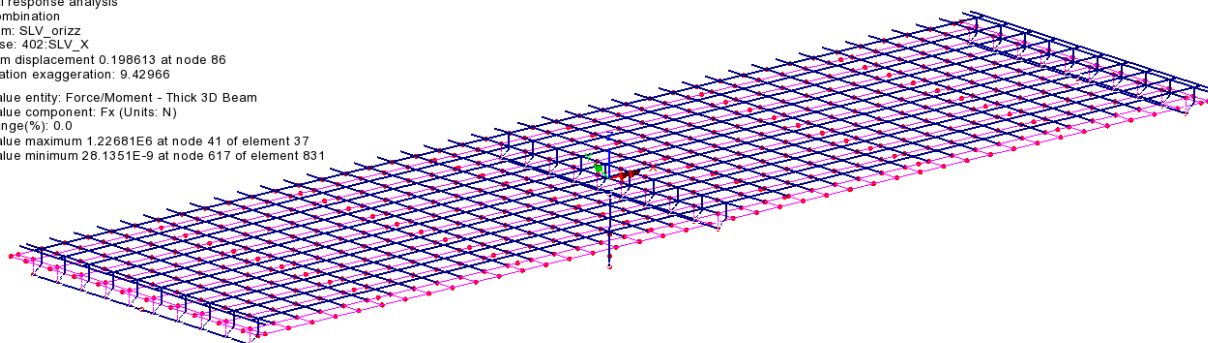
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 323.672E3 at node 3 of element 2
Peak/value minimum 1.84306E-9 at node 591 of element 816



SLV longitudinale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLV_orizz
Loadcase: 402:SLV_X
Maximum displacement 0.198613 at node 86
Deformation exaggeration: 9.42966

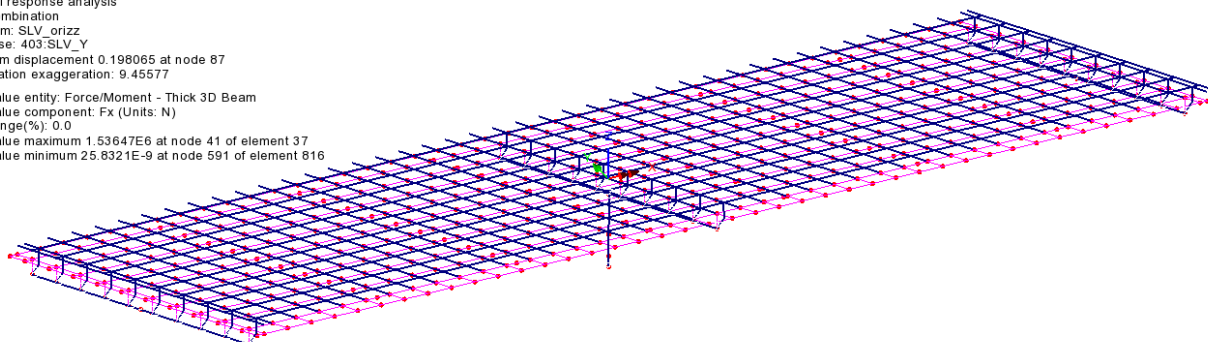
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.22681E6 at node 41 of element 37
Peak/value minimum 28.1351E-9 at node 617 of element 831



SLV trasversale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLV_orizz
Loadcase: 403:SLV_Y
Maximum displacement 0.198065 at node 87
Deformation exaggeration: 9.45577

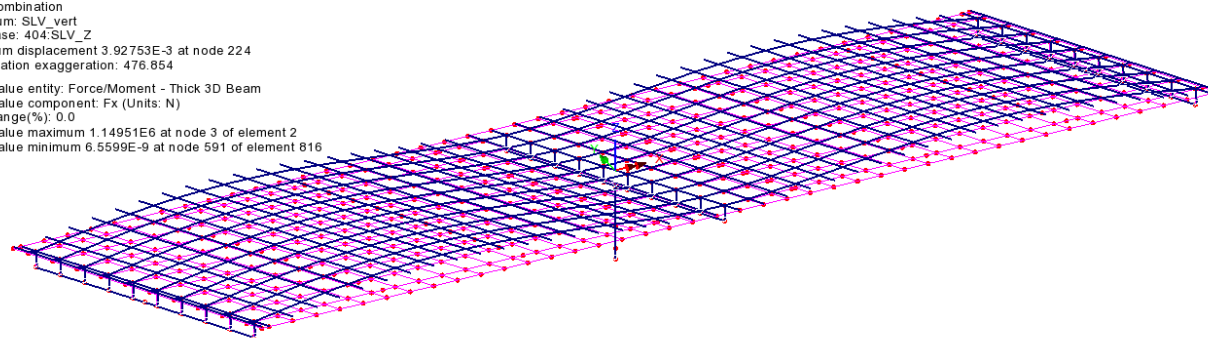
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.53647E6 at node 41 of element 37
Peak/value minimum 25.8321E-9 at node 591 of element 816



SLV verticale

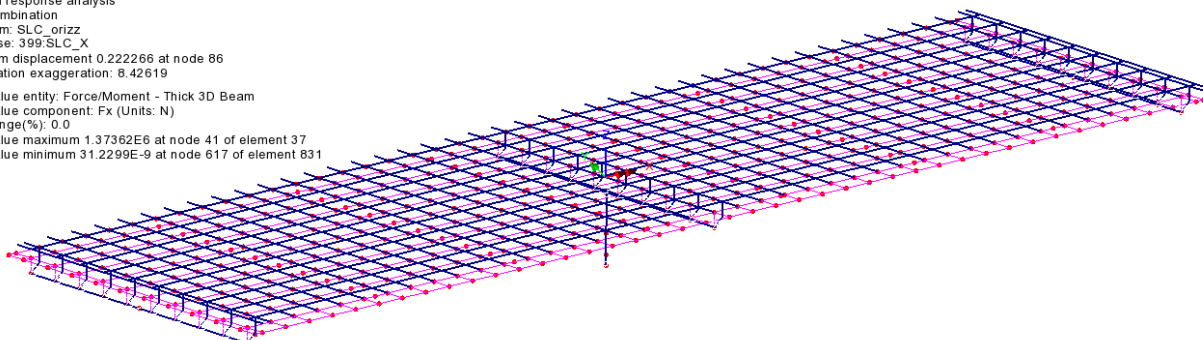
Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLV_vert
Loadcase: 404:SLV_Z
Maximum displacement 3.92753E-3 at node 224
Deformation exaggeration: 476.854

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.14951E6 at node 3 of element 2
Peak/value minimum 6.5599E-9 at node 591 of element 816



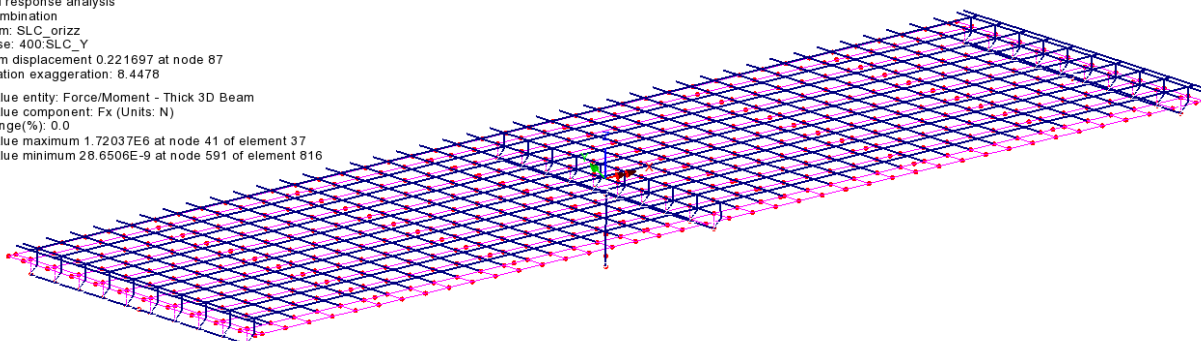
SLC longitudinale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLC_orizz
Loadcase: 399:SLC_X
Maximum displacement 0.222266 at node 86
Deformation exaggeration: 8.42619
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.37362E6 at node 41 of element 37
Peak/value minimum 31.2299E-9 at node 617 of element 831



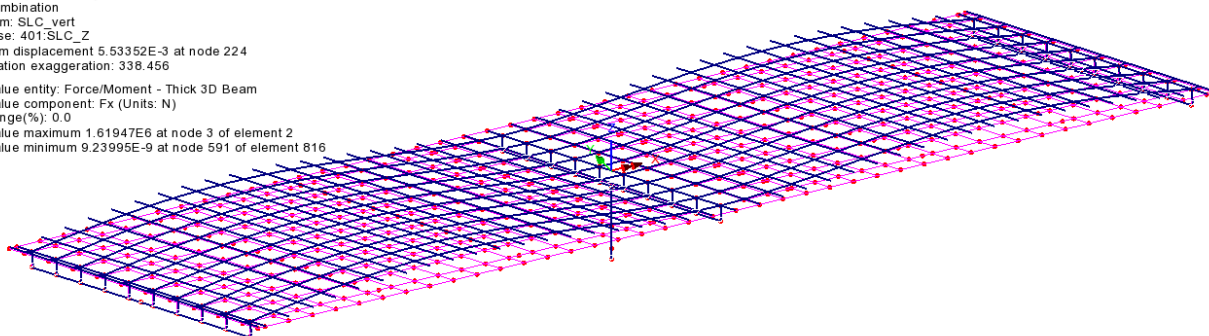
SLC trasversale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLC_orizz
Loadcase: 400:SLC_Y
Maximum displacement 0.221697 at node 87
Deformation exaggeration: 8.4478
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.72037E6 at node 41 of element 37
Peak/value minimum 28.6506E-9 at node 591 of element 816



SLC verticale

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (-0.392553, -0.778749, 0.489337)
Spectral response analysis
CQC combination
Spectrum: SLC_vert
Loadcase: 401:SLC_Z
Maximum displacement 5.53352E-3 at node 224
Deformation exaggeration: 338.456
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fx (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 1.61947E6 at node 3 of element 2
Peak/value minimum 9.23995E-9 at node 591 of element 816



Altri risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione in forma combinata nell'ambito delle varie verifiche.

5 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO

5.1 GENERALITÀ

L'analisi e la verifica della struttura d'impalcato sono state condotte in accordo a quanto dichiarato nei capitoli precedenti della presente relazione.

Le combinazioni considerate nelle verifiche sono quelle previste dalle norme EN 1990 e l'azione accidentale dominante è di volta in volta l'azione da traffico, la combinazione termica o l'azione del vento. Ai fini delle verifiche tensionali sono risultate effettivamente significative le sole combinazioni relative alla massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni flettenti (max/min M) e taglianti (max |V|).

Nel presente capitolo vengono riportate, per ciascuna tipologia di verifica, le generalità della procedura seguita e il riepilogo sintetico dei risultati, espressi in termini di coefficienti di sicurezza o di rapporti di sfruttamento.

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in NTC-18 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni, e risultano in completo accordo con quanto previsto in Eurocodice + N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2).

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale a quest'ultimo testo, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

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

S.L.E. : limitazione delle tensioni
web breathing

Fatica : verifica dell'ampiezza dei $\Delta\sigma$ (metodo dei coefficienti λ)

I medesimi S.L. verranno esaminati per la verifica della connessione traverso-soletta; relativamente alle verifiche effettuate si rimanda allo specifico paragrafo.

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni critiche, di cui nel seguito vengono espone in dettaglio le modalità operative attraverso il commento della reportistica di uno o più sezioni prese a campione.

5.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

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

5.2.1 Quadro deformativo di progetto relativo alle travi principali

Di seguito si riportano i principali risultati inerenti la deformabilità dell'impalcato.

Viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

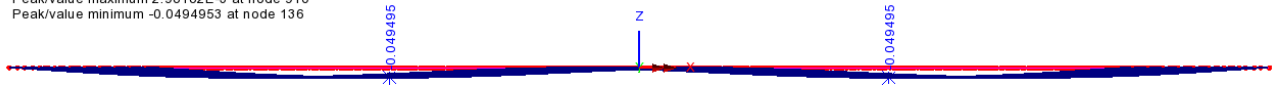
- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro (fase 2a);
- Carichi mobili (val. caratteristico – fase 3b)
- Carichi mobili (val. frequenti – fase 3b)
- comb. S.L.E. caratteristica
- comb. S.L.E. frequente

Nel seguito, relativamente alle travi principali, vengono riportate le deformate relative ai sopracitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato (espresso in m).

In tutti i casi l'output è riferito agli involuppi delle sollecitazioni per minimo spostamento verticale (min dz).

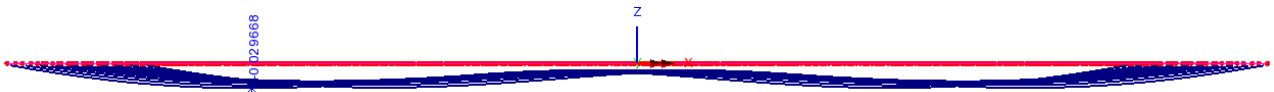
Fase 1

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
PP_fase1
Maximum displacement 0.124205 at node 183
Deformation exaggeration: 15.0788
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 2.98182E-3 at node 910
Peak/value minimum -0.0494953 at node 136



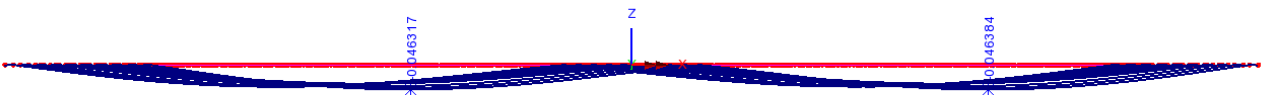
Fase 2a

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Permanent_fase2a
Maximum displacement 0.0297164 at node 928
Deformation exaggeration: 63.0244
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum -2.4562E-3 at node 910
Peak/value minimum -0.0296684 at node 928



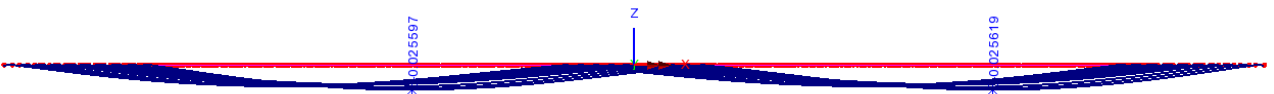
Fase 3b – mobili caratteristici

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 (Min)
Maximum displacement 0.0463864 at node 182
Deformation exaggeration: 40.3751
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.2
Peak/value maximum -11.6571E-9 at node 559
Peak/value minimum -0.0463842 at node 182



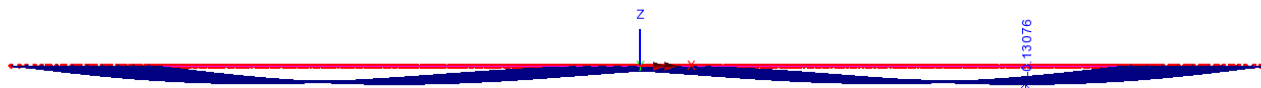
Fase 3b – mobili frequenti

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
Mobili - gruppo 1 freq. (Min)
Maximum displacement 0.0256198 at node 182
Deformation exaggeration: 73.102
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.1
Peak/value maximum -6.94102E-9 at node 559
Peak/value minimum -0.0256186 at node 182



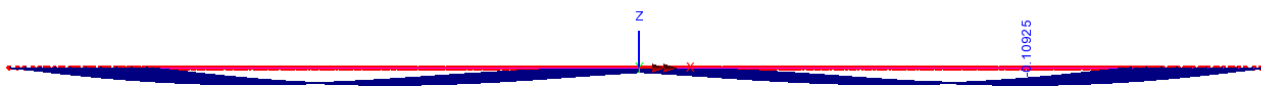
S.L.E. caratteristica

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE RARA (Min)
Maximum displacement 0.179269 at node 183
Deformation exaggeration: 10.4472
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.1
Peak/value maximum -1.40486E-3 at node 910
Peak/value minimum -0.13076 at node 184



S.L.E. frequente

Scale: 1: 312.143
Zoom: 94.7244
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE FREQ (Min)
Maximum displacement 0.158674 at node 183
Deformation exaggeration: 11.8031
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.1
Peak/value maximum -1.01158E-3 at node 910
Peak/value minimum -0.109249 at node 184



La tabella seguente riporta il valore numerico delle frecce massime rilevate sulle due campate, completa dei rapporti freccia/luce convenzionale ($L_{rif}=50.0$ m).

Data la simmetria longitudinale dell'impalcato le frecce delle due campate sono considerate uguali.

	$\delta_{z, travi}$ [mm]	f_{travi}/L_{rif}
Fase 1	49.5	1/848
Fase 2	29.7	1/1416
Fase 3 – Mobili caratteristici	46.4	1/905
Fase 3 – Mobili frequenti	25.6	1/1639
S.L.E. caratteristica	130.7	1/321
S.L.E. frequente	109.2	1/384

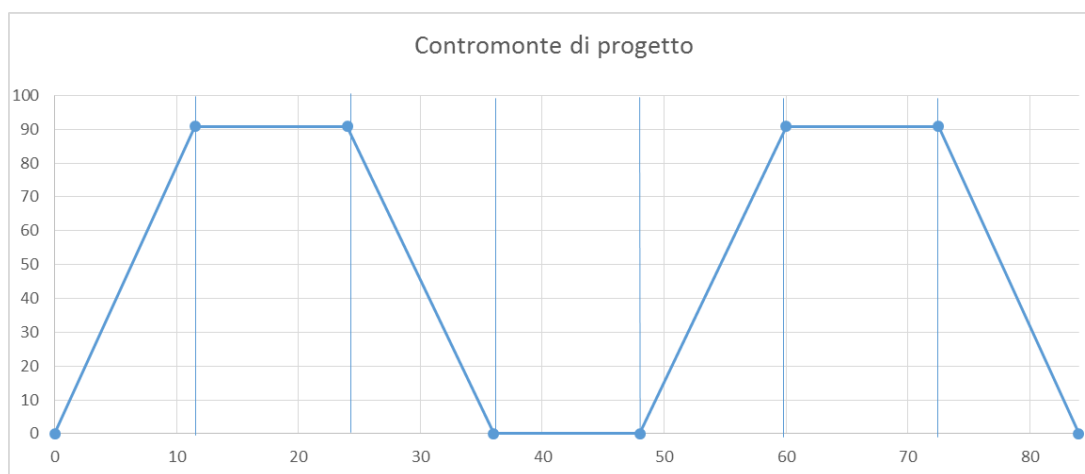
Dal momento che, come anticipato, si è assunto $L/250$ come valore limite dell'abbassamento dovuto ai carichi permanenti e $L/500$ per l'abbassamento dovuto ai soli carichi accidentali, le frecce riscontrate risultano ampiamente entro tali limiti.

5.2.2 Contromonte di progetto

La controfreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare il 100% degli abbassamenti dovuti ai carichi permanenti, sommato il 25% degli abbassamenti dovuti al carico da traffico.

$$49.5+29.7+0.25*46.4= 90.8 \text{ mm}$$

La controfreccia per le due campate è pari a 90.8 mm.



	X [m]	contromonta [mm]
Appoggio SpA	0	0
Giunto D-C	11.5	90.8
Giunto C-B	24	90.8
Giunto B-A	36	0
Giunto A-B	48	0
Giunto B-C	60	90.8
Giunto C-D	72.5	90.8
Appoggio SpB	84	0

5.3 S.L.U. - RESISTENZA DELLE SEZIONI

Le verifica S.L.U. di resistenza della sezione viene effettuata attraverso in seguenti passaggi:

- **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)

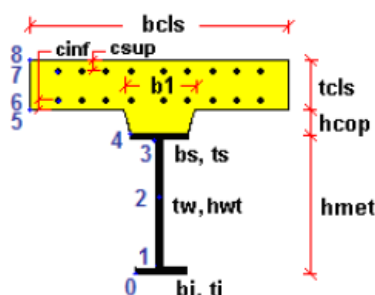
- **Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):**

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

- **Verifica 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 η_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:

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

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

Si rileva incidentalmente che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3-4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} \times \Sigma \sigma_{x,i} |$).

Per le verifiche delle membrature in calcestruzzo si adotta l'usuale ciclo di verifica previsto dall'eurocode package 2, che comprende:

S.L.U. – verifica per tensioni normali e verifica a taglio

S.L.E. – verifica limitazione delle tensioni

S.L.E. frequente – verifica a fessurazione.

5.4 VERIFICHE TRAVI LONGITUDINALI

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

Di riportano i risultati salienti delle verifiche, espressi in generale in termini di rapporti di sfruttamento.

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

Data la configurazione planimetrica dell'opera, che presenta asse curvo, l'attenzione viene focalizzata sulla trave di bordo esterna.

5.4.1 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 .

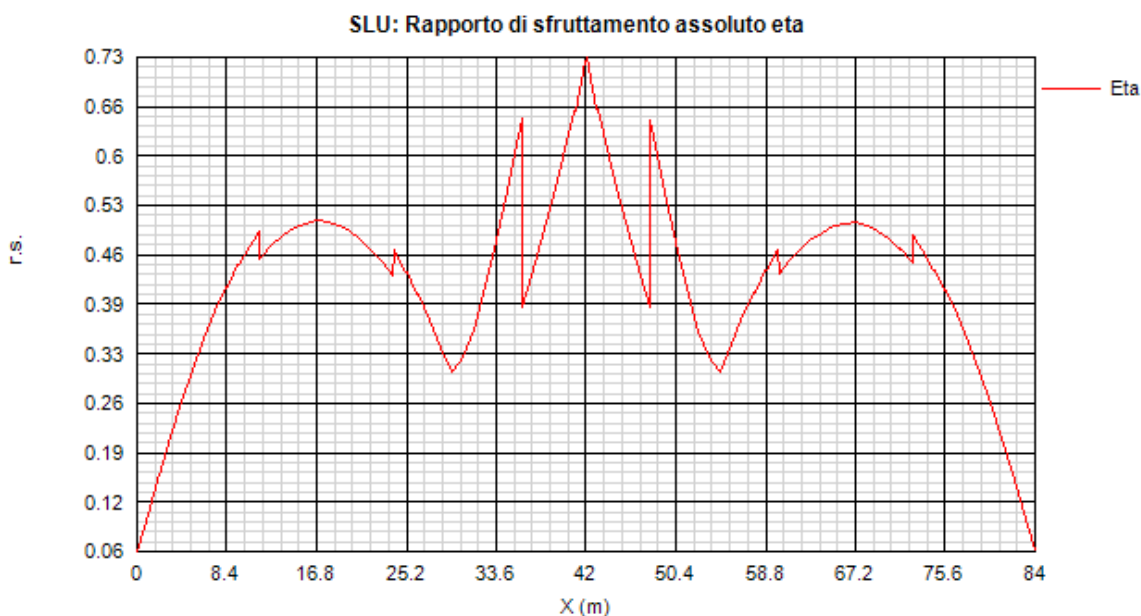
max η_1/η_1

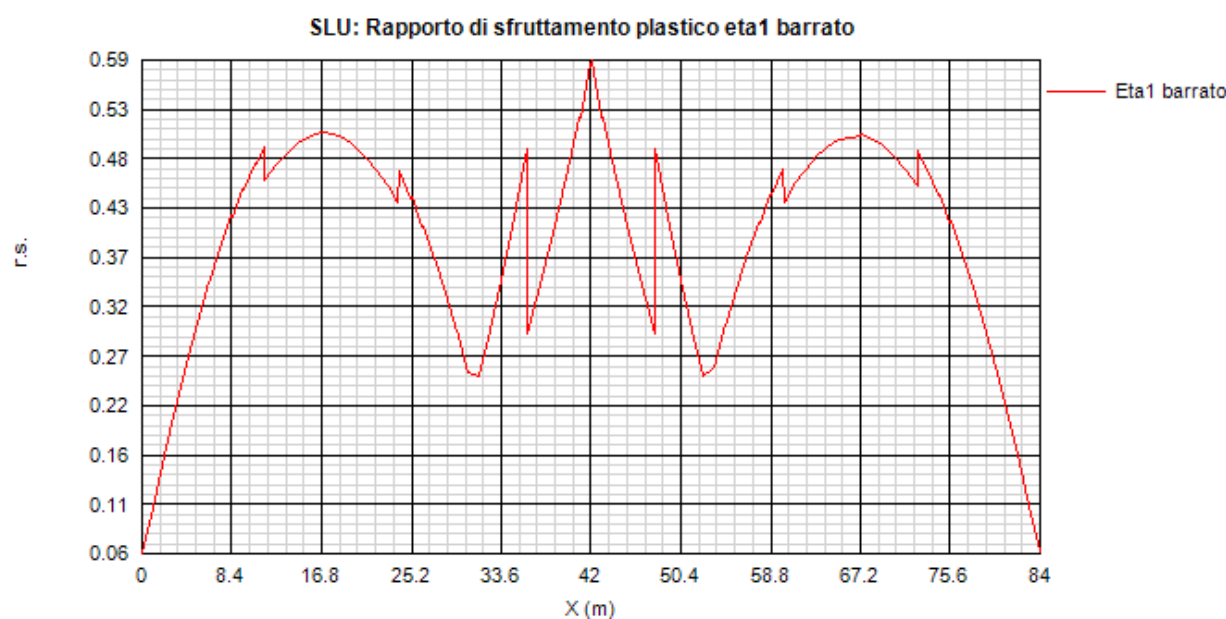
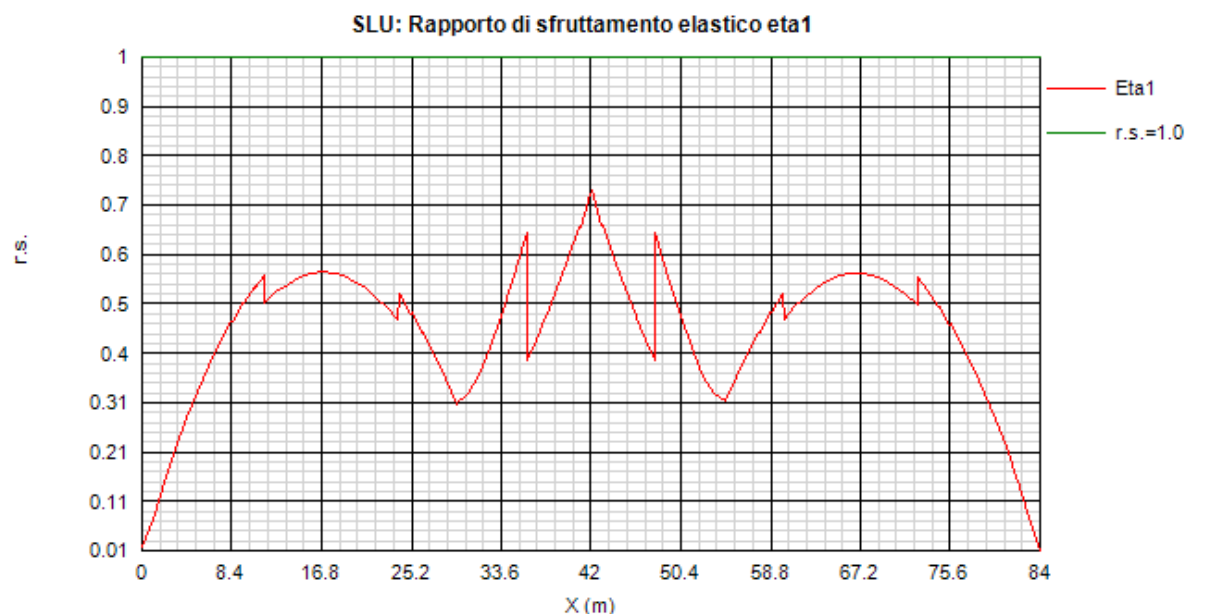
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_1 = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{m0}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento 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

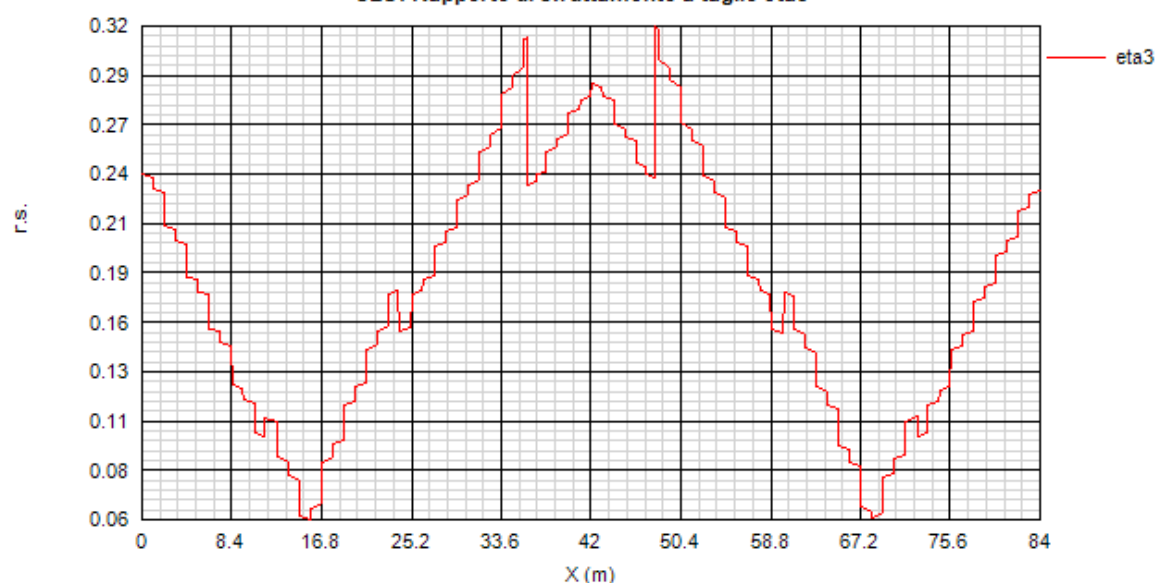
Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

Fase finale

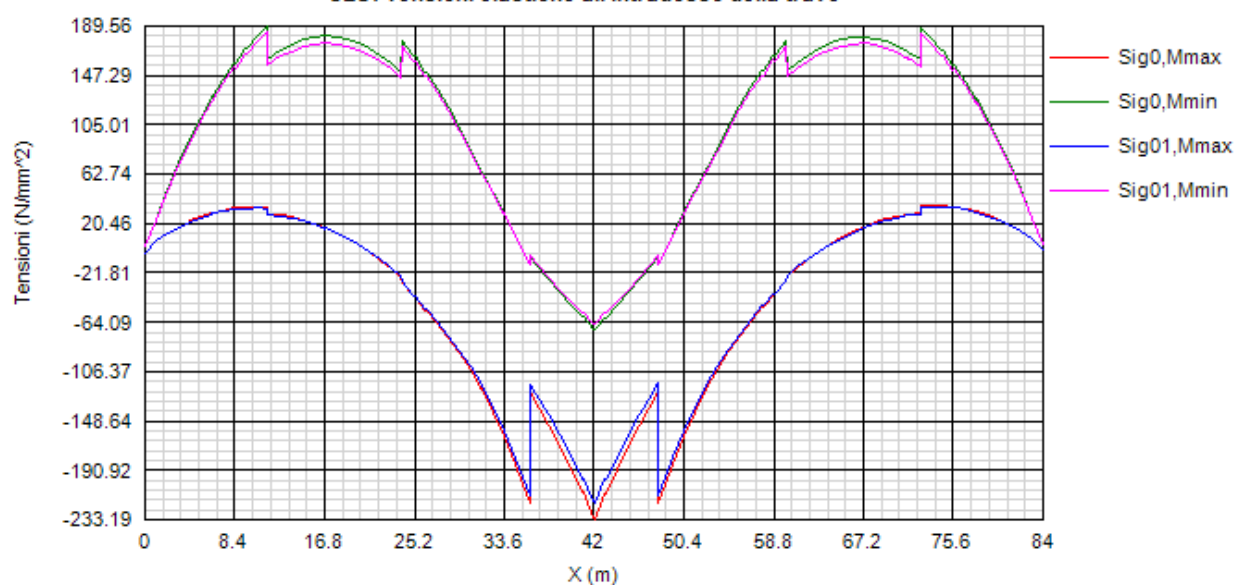


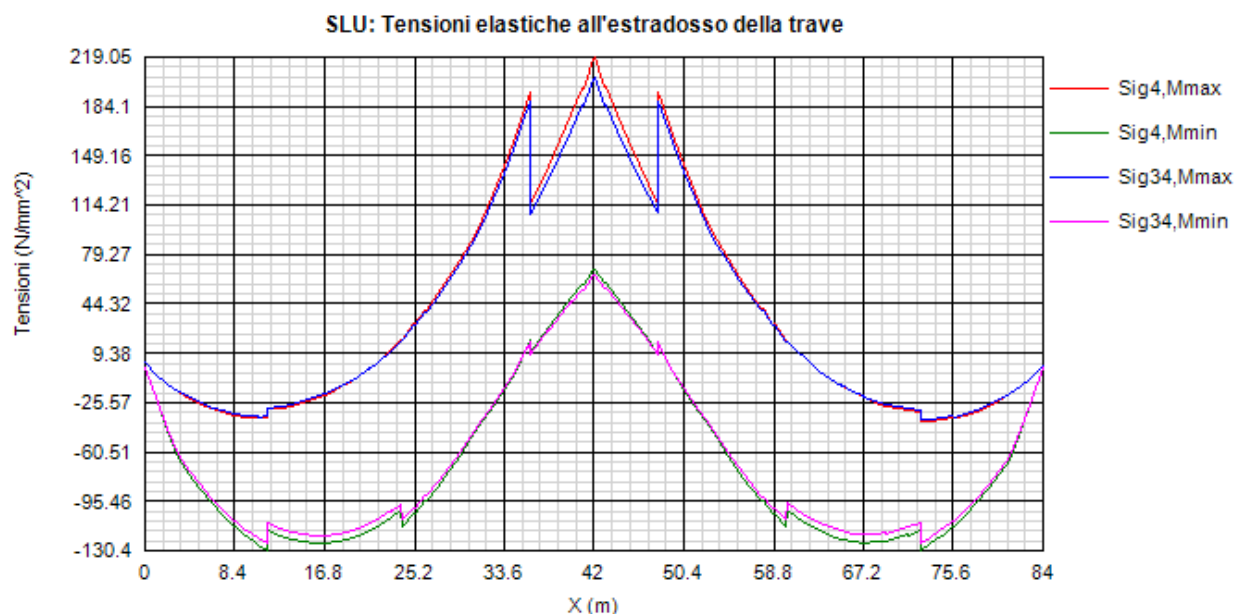


SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3

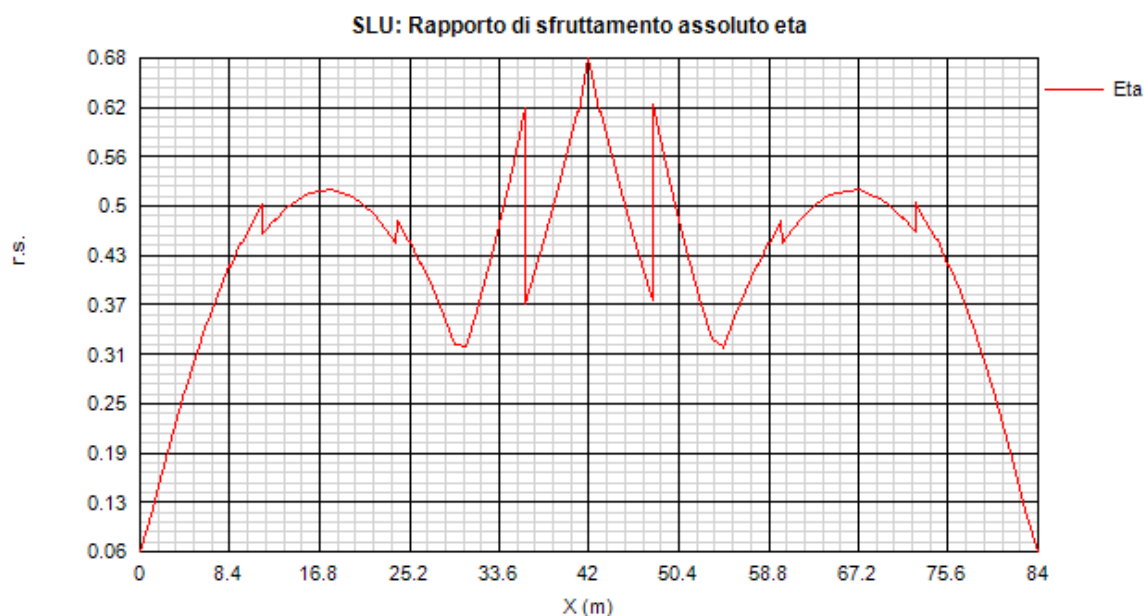


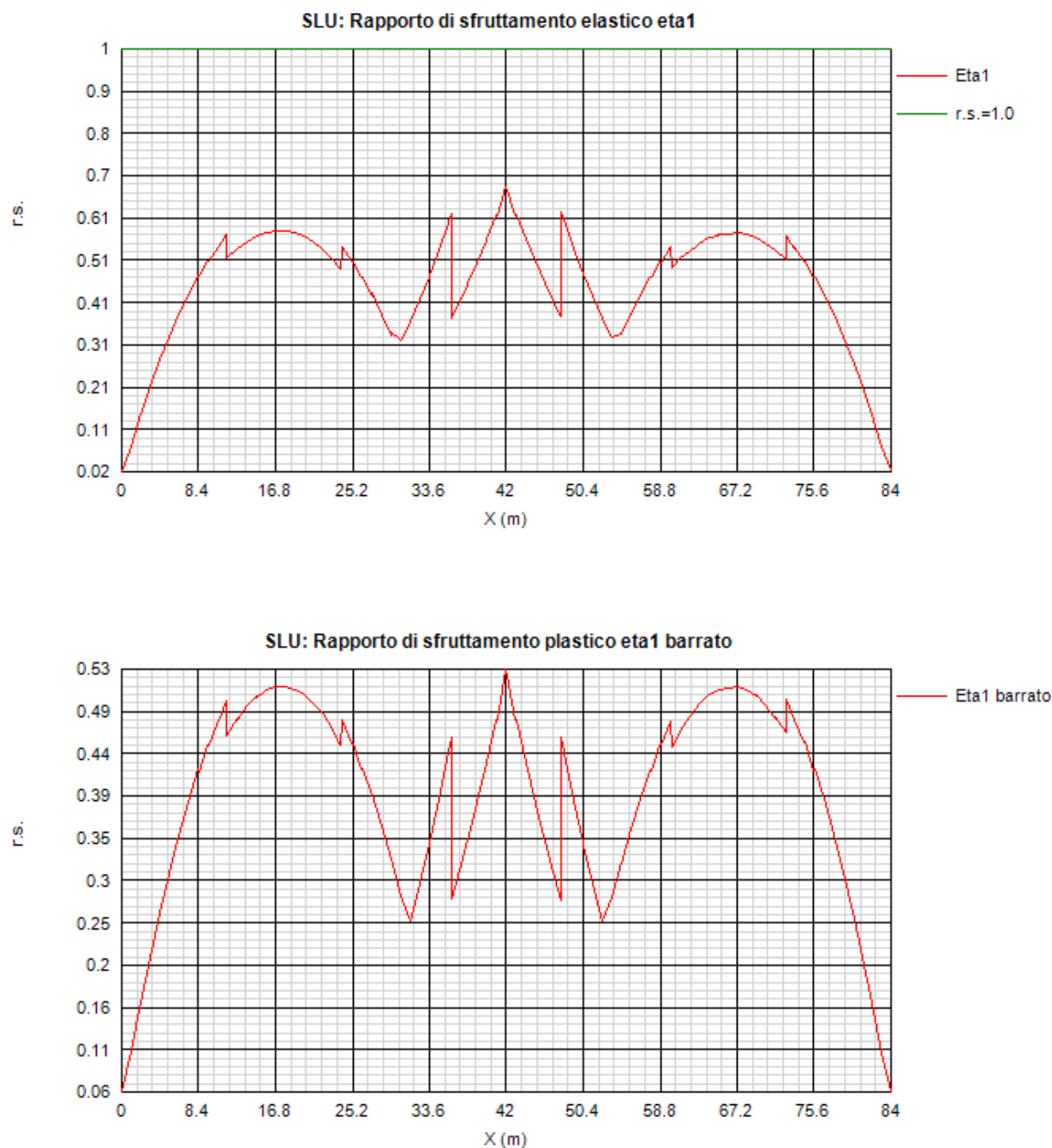
SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave



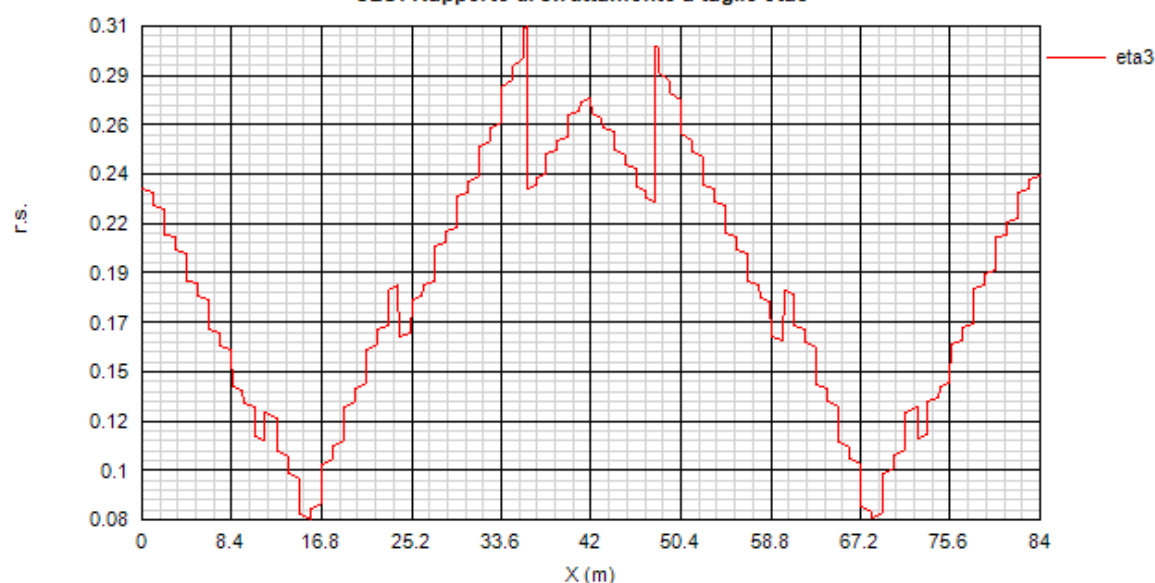


Fase temporanea

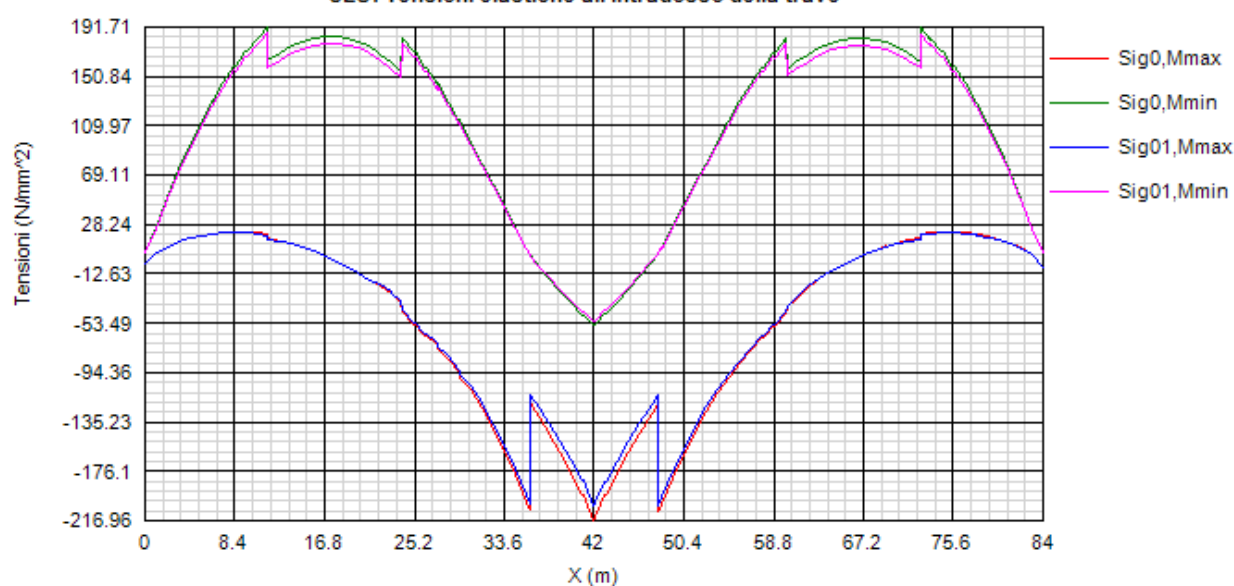


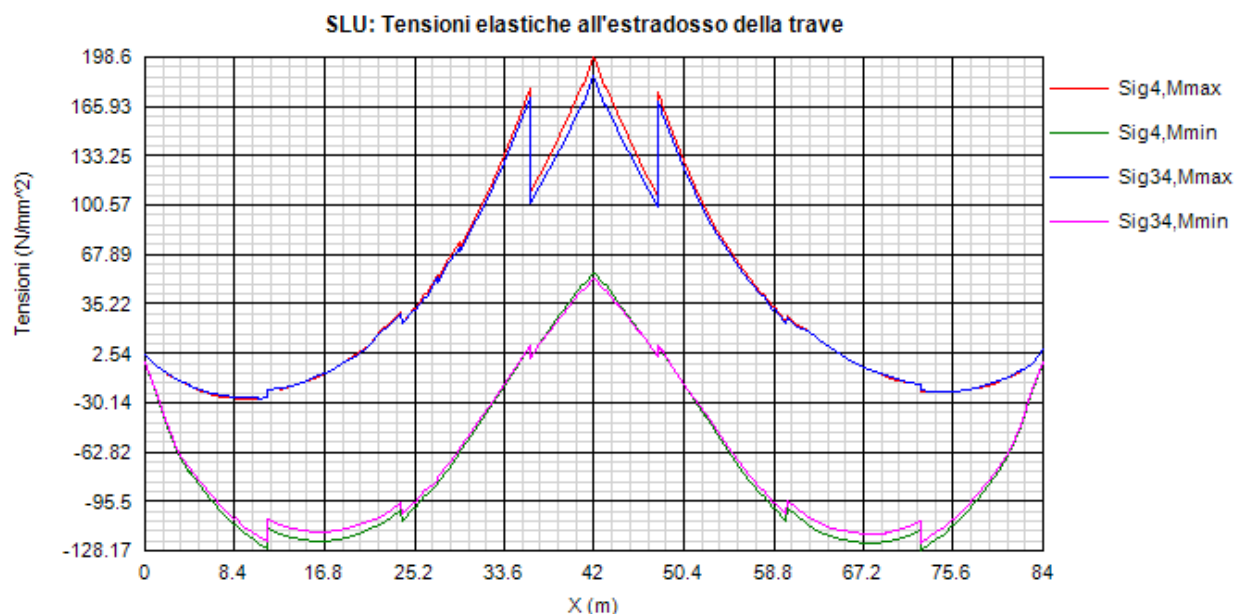


SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3



SLU: Tensioni elastiche all'intradosso della trave



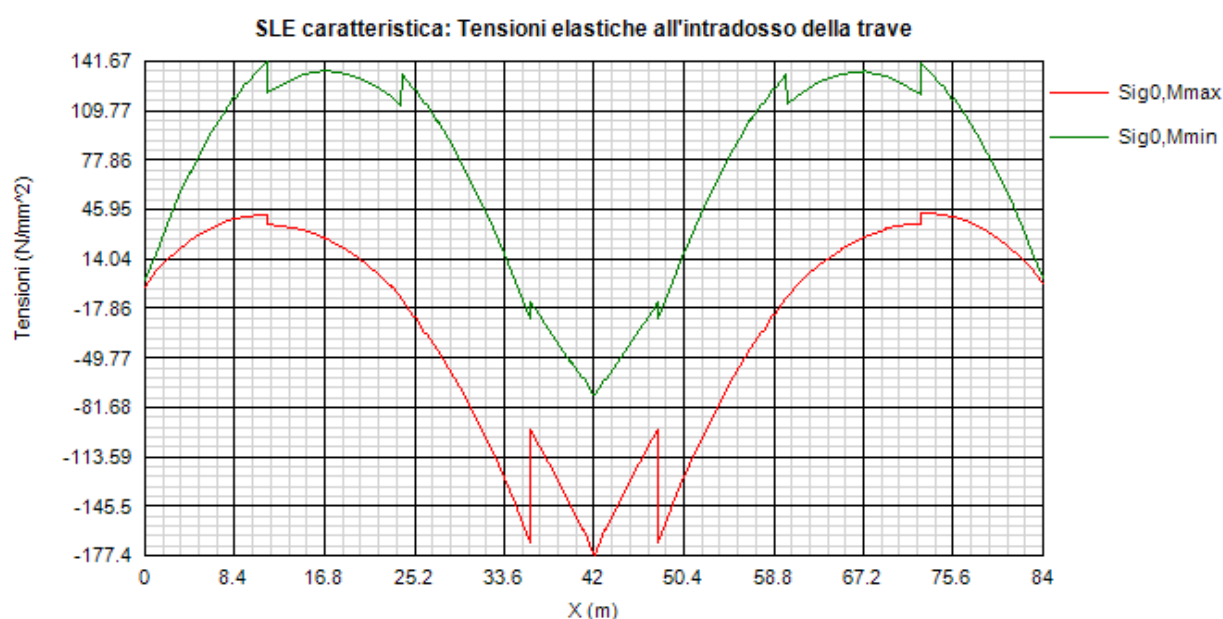
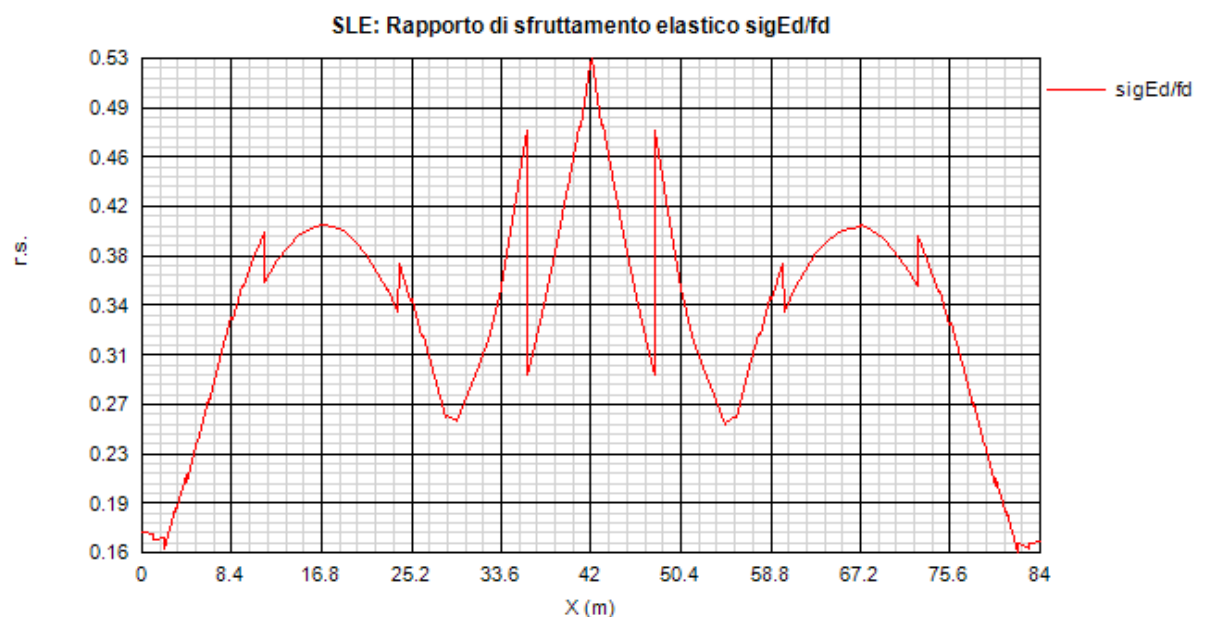


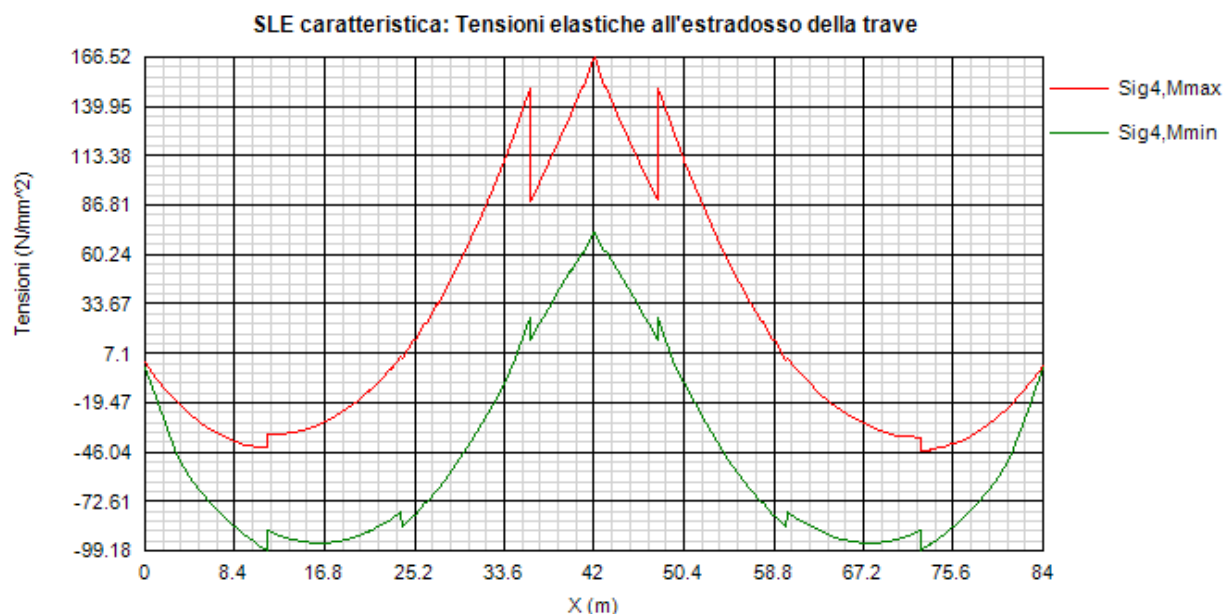
Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano in tutti i casi soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

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

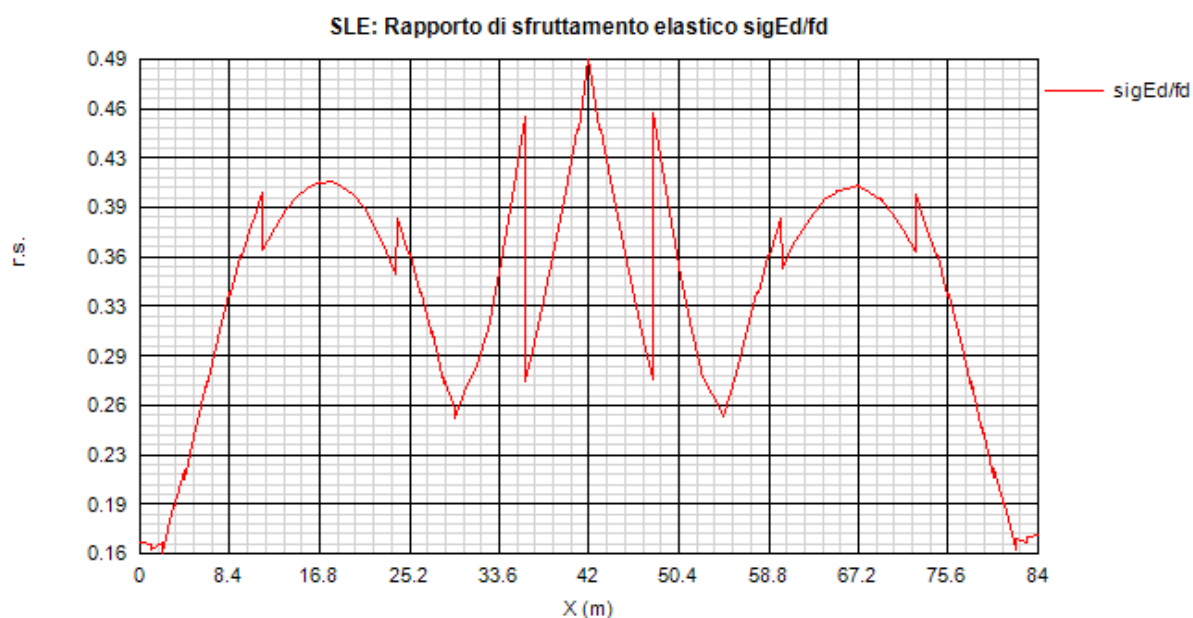
Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.

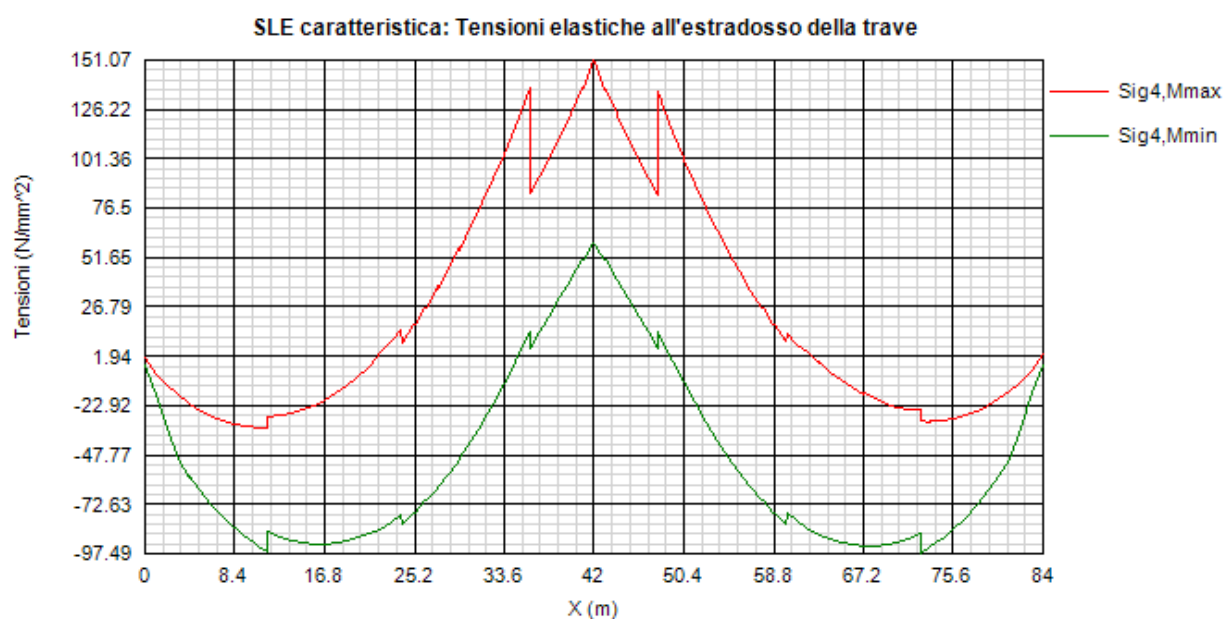
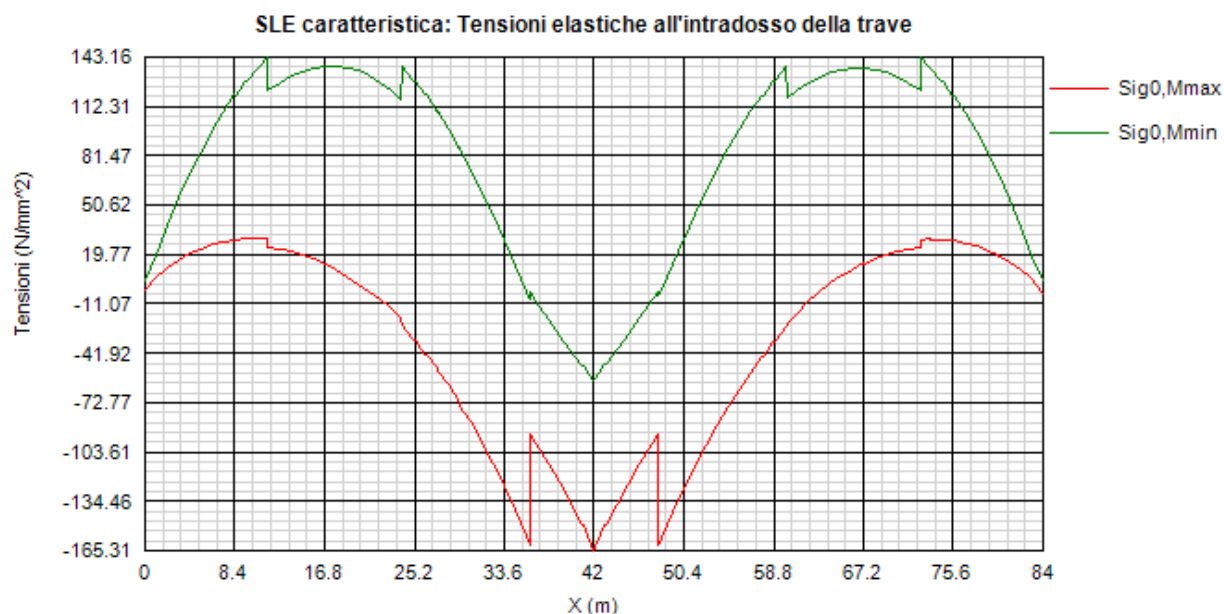
Fase finale





Fase temporanea



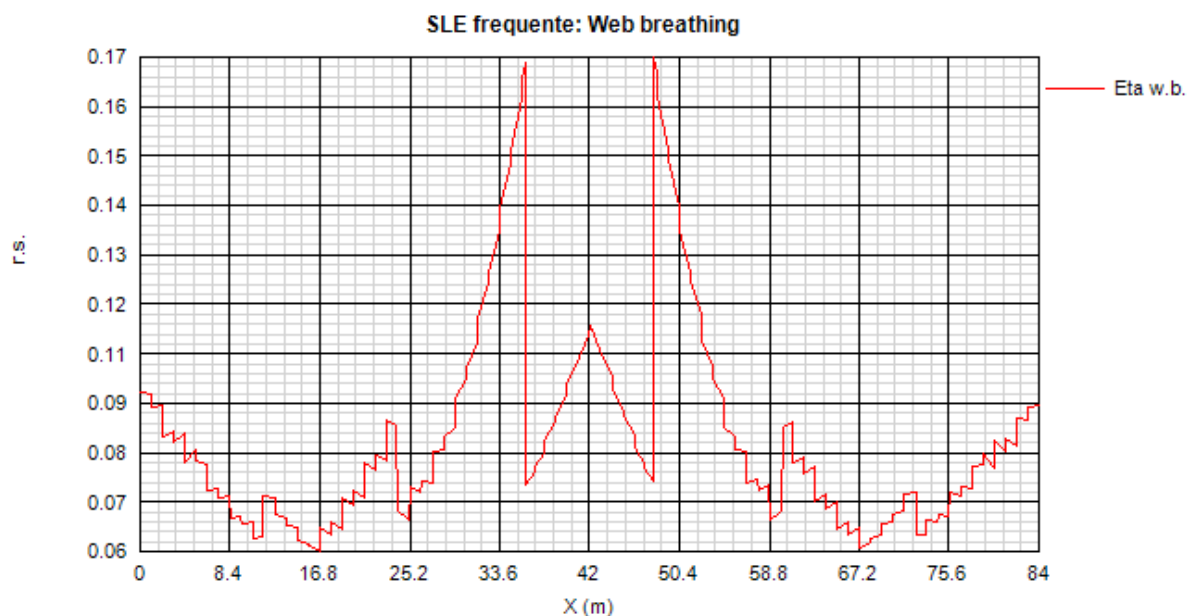


Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

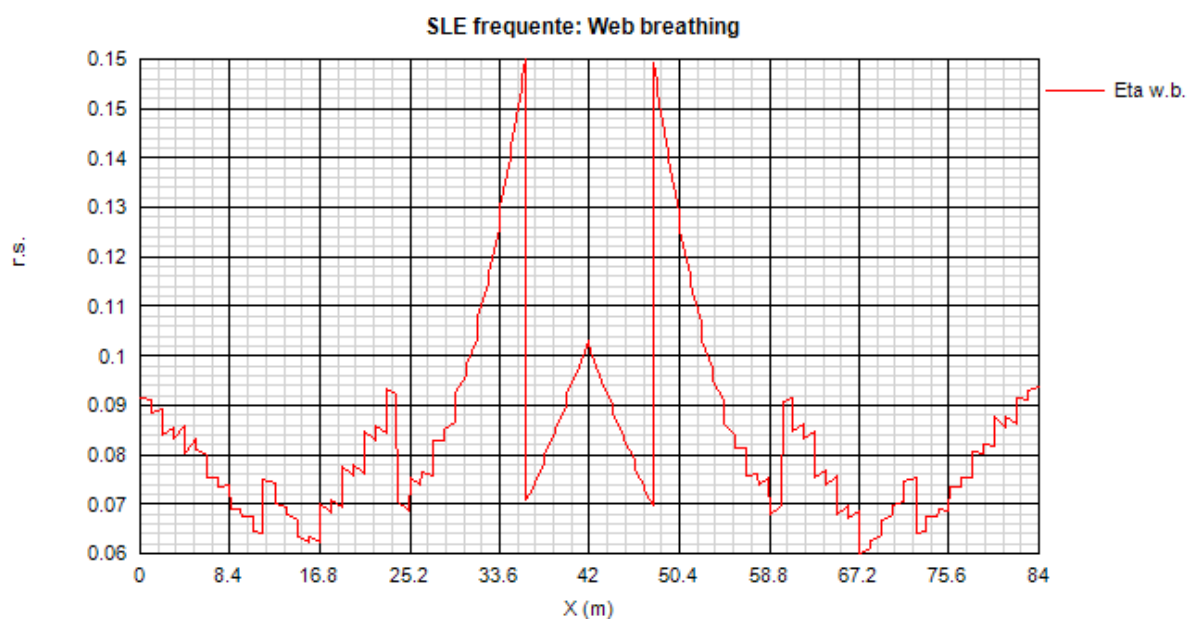
5.4.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento

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

Fase finale



Fase finale



La verifica risulta soddisfatta (si ricorda che la verifica è soddisfatta al limite con un rapp. Sfr. Max = 1.2)

5.4.4 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:

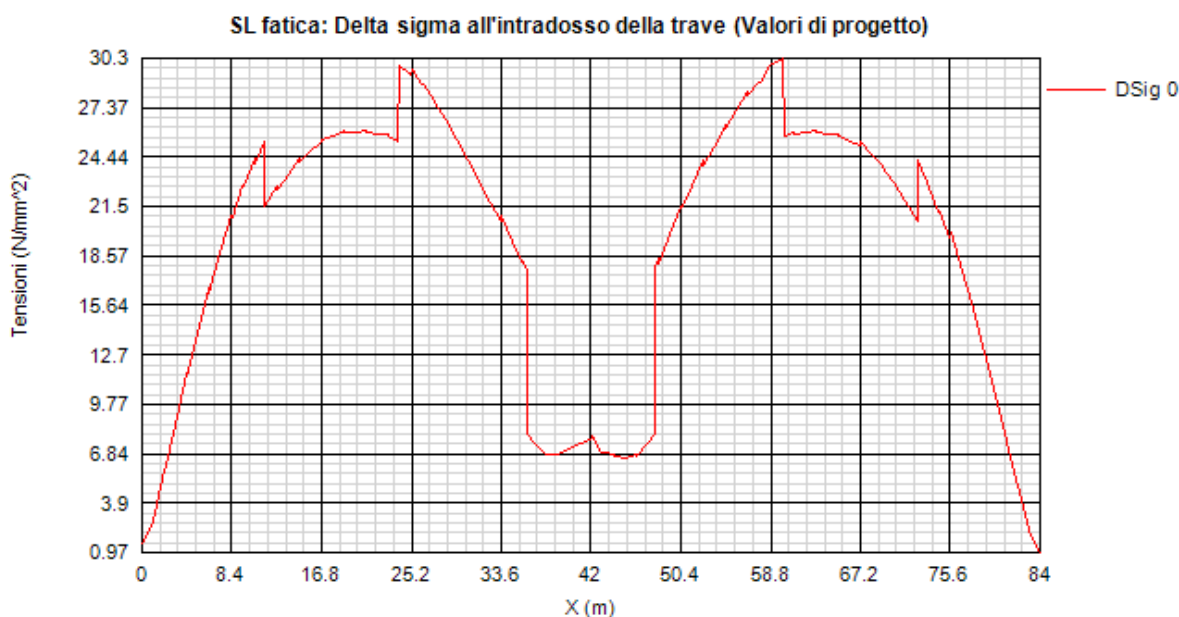
Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/7(*)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

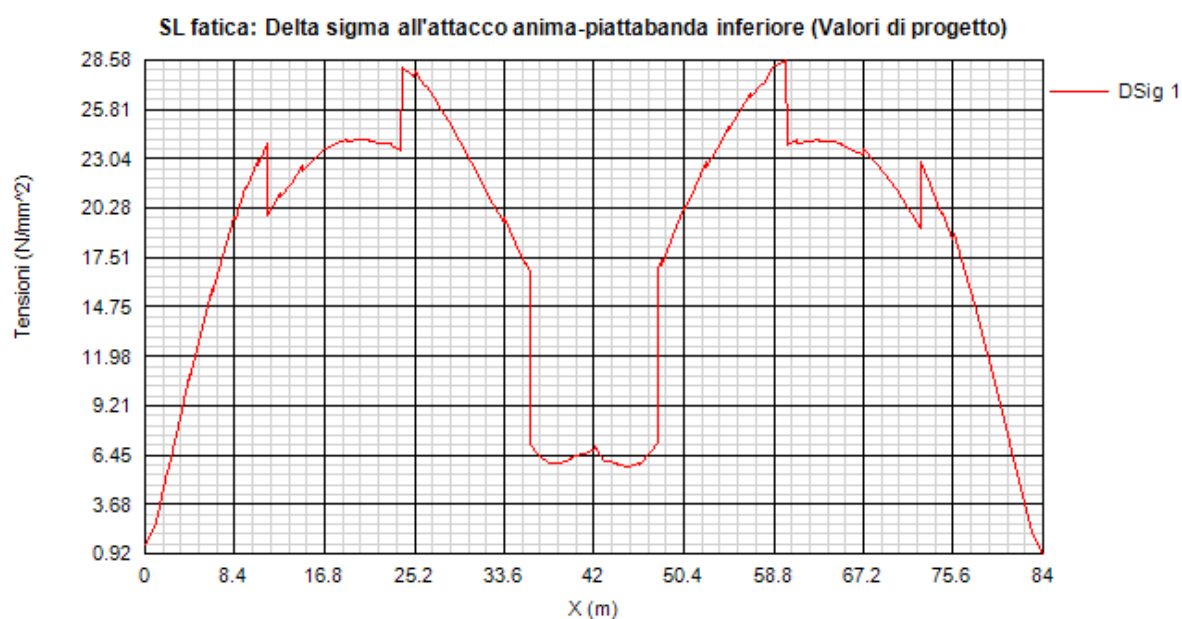
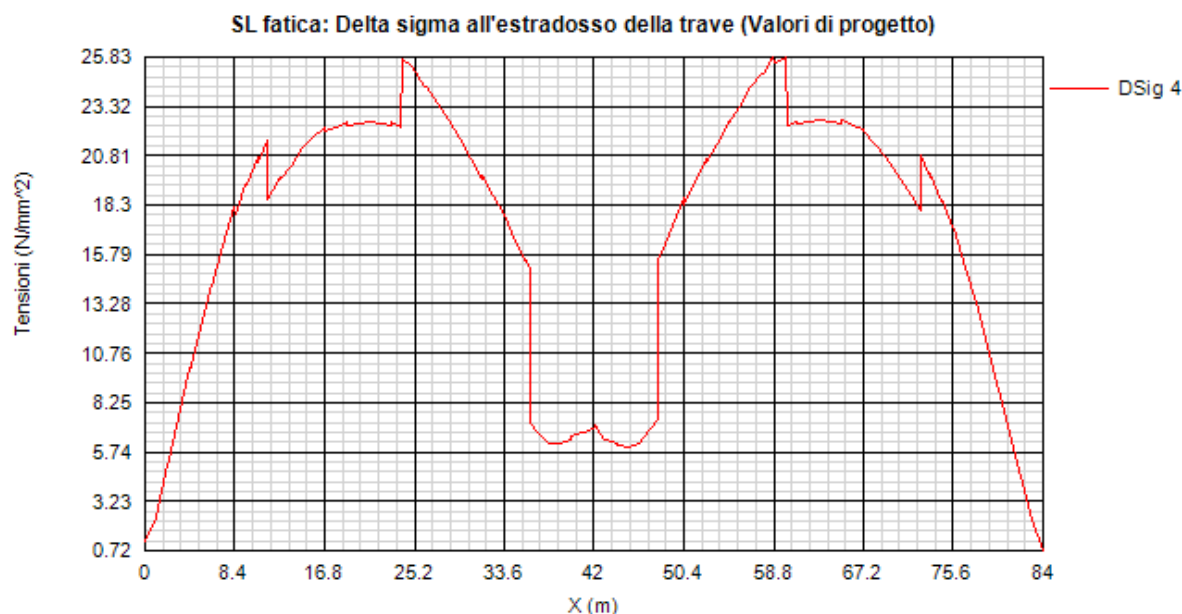
(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

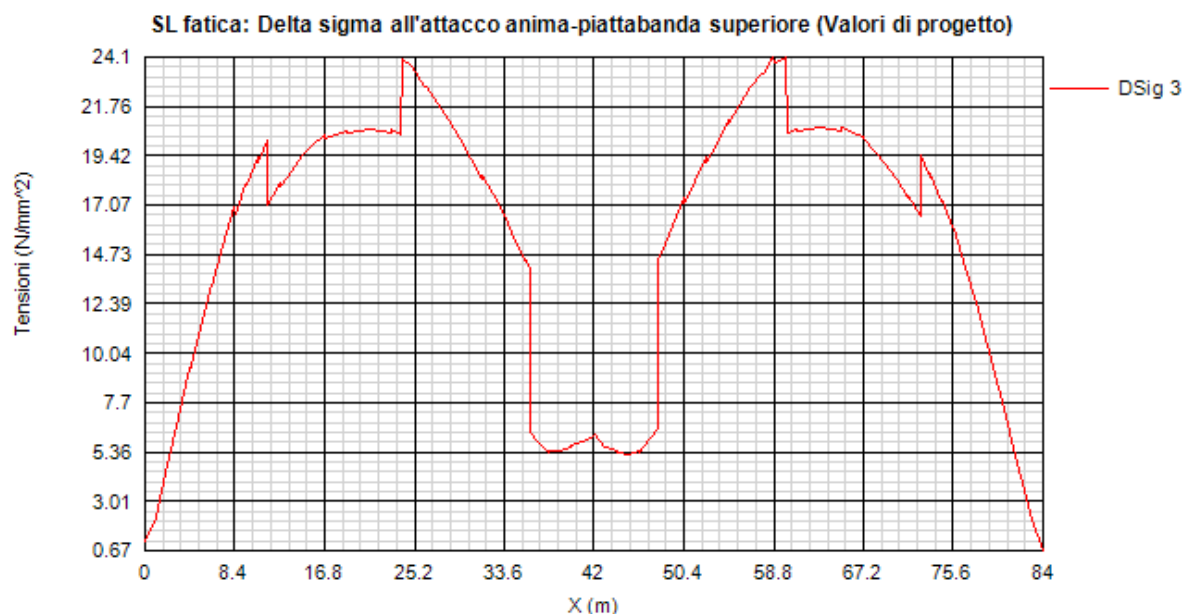
(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

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.

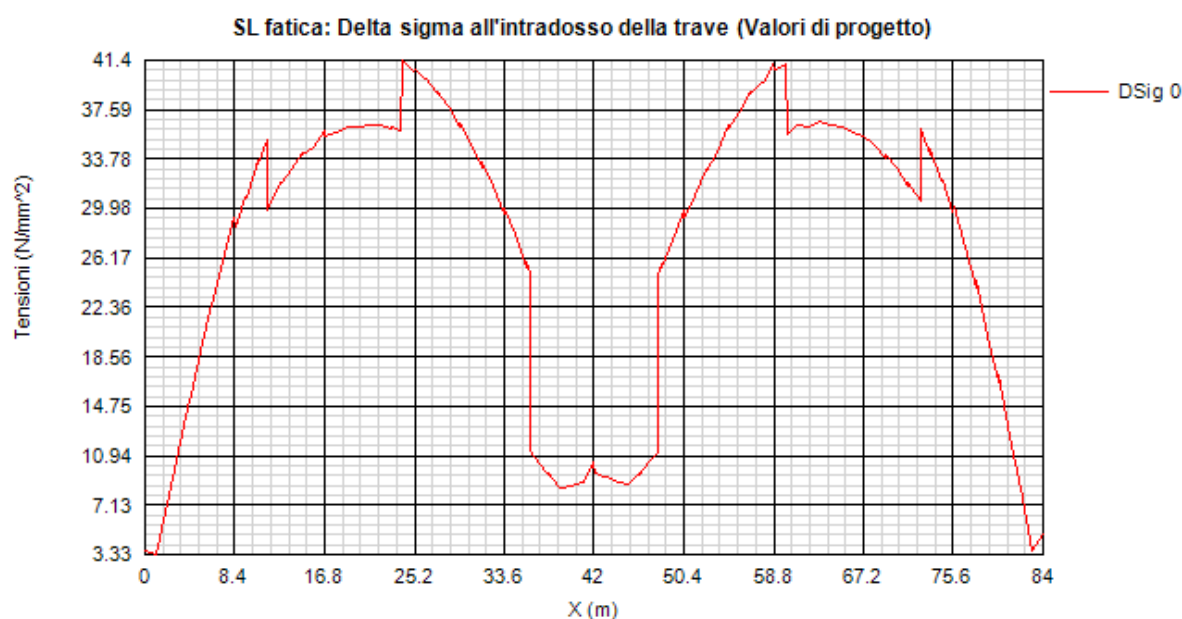
Fase finale

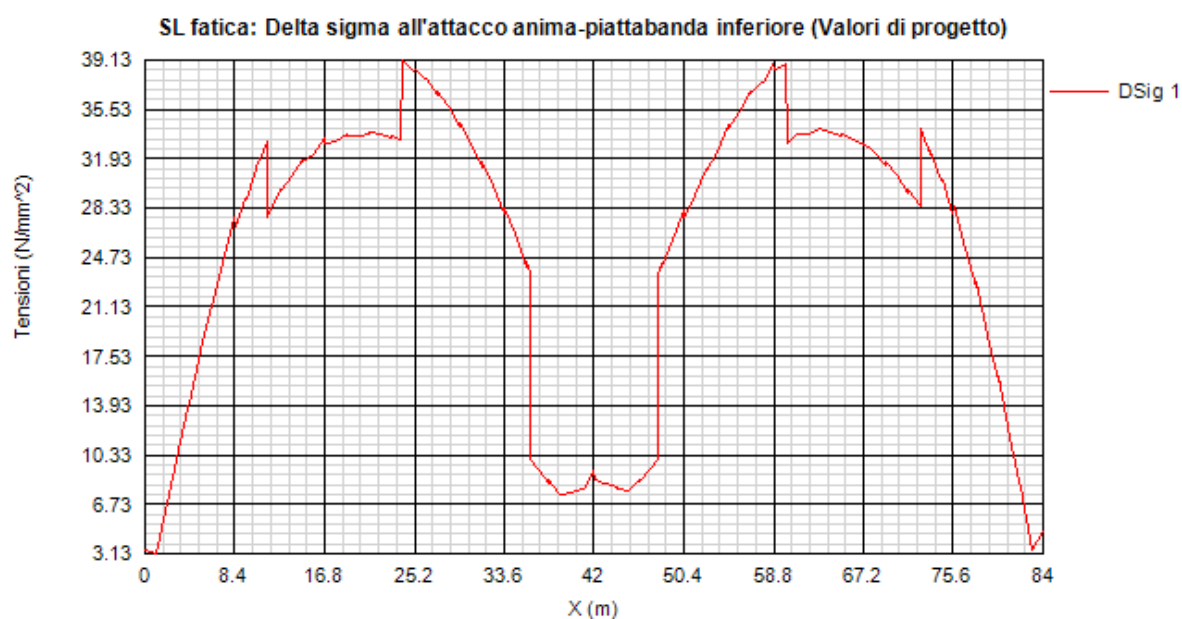
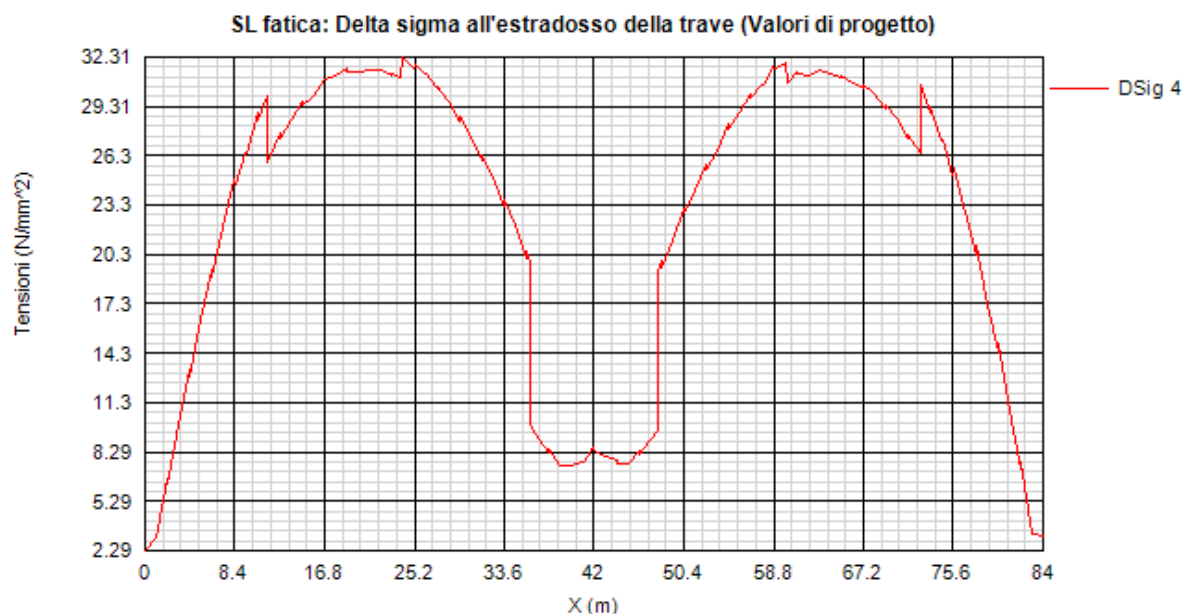


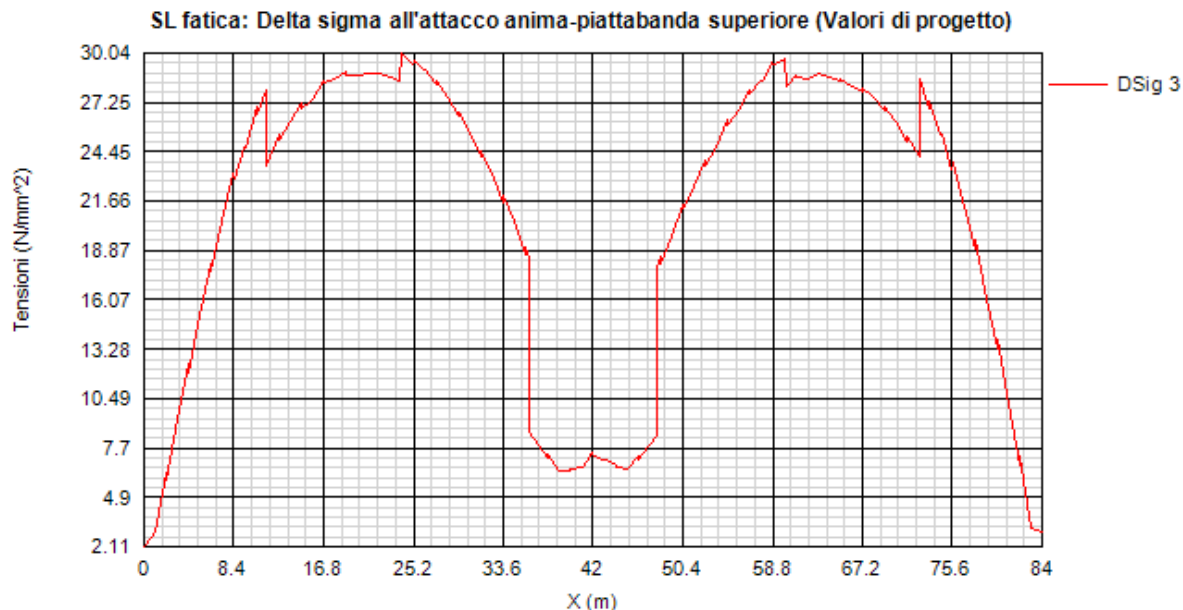




Fase temporanea







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, ovvero prevedendo 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 FLM3 dei carichi mobili.

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4, per tutte le sezioni di verifica.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per $M_{max/min}$ e $V_{max/min}$, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per $M_{max/min}$ $V_{max/min}$ derivanti dal transito del FLM3 dei carichi mobili, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range “caratteristico” $\Delta\sigma_E$ 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} .

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 $\gamma_f\Delta\sigma_E = 30.30$ MPa (conco B – Sezione B_204_11), valore rilevato in corrispondenza della trave esterna.

Detail	$\gamma_f\Delta\sigma_E$	$\Delta\sigma_{Rs}/\gamma_M$	C.S.
Piattabanda superiore	25.83	92.59	0.279
Piattabanda inferiore	30.30	92.59	0.327
Anima	0.49	92.59	0.005
Giunzione piattabanda superiore	25.83	69.64	0.371
Giunzione piattabanda inferiore	30.30	69.64	0.435
Attacco anima-piattabanda superiore	24.10	92.59	0.260
Attacco anima-piattabanda inferiore	28.58	92.59	0.309
Attacco irrigidente verticale - anima	28.58	59.26	0.482
Attacco irrigidente verticale - piattabanda superiore	24.10	59.26	0.407
Attacco irrigidente verticale - piattabanda inferiore	28.58	59.26	0.482
Attacco irrigidente longitudinale 1 - anima 1	--	--	--
Attacco irrigidente longitudinale 2 - anima 2	--	--	--

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

5.4.5 Stabilità flessio-torsionale

La verifica delle travi principali nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale della piattabanda compressa viene effettuata in maniera semplificata sfruttando l'analogia con l'analisi di stabilità di una colonna compressa adottando il format previsto da EN 1993-2, cap. 6.3.4 (“general method”).

A tale scopo la sola piattabanda inferiore viene esaminata assumendo che sia appoggiata in corrispondenza delle spalle e vincolata elasticamente, lungo il suo sviluppo, da molle di rigidità equivalente ai traversi dell'impalcato.

L'analisi viene effettuata indagando sia la configurazione di esercizio della struttura, sottoposta ai carichi permanenti e transitori di normativa, sia in configurazione parziale, sottoposta ai carichi propri della fase di realizzazione.

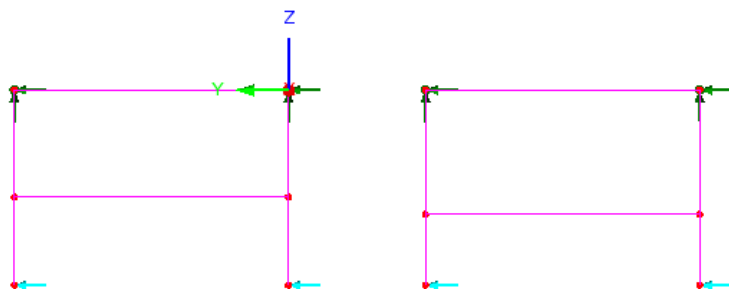
Nel dettaglio si implementa la fase in cui la rigidità dei traversi è propria della condizione di opera ultimata, nella quale si ha collaborazione strutturale tra la parte dei traversi in acciaio e la soletta; i carichi sono quelli di normativa.

5.4.5.1 Calcolo rigidità traversi

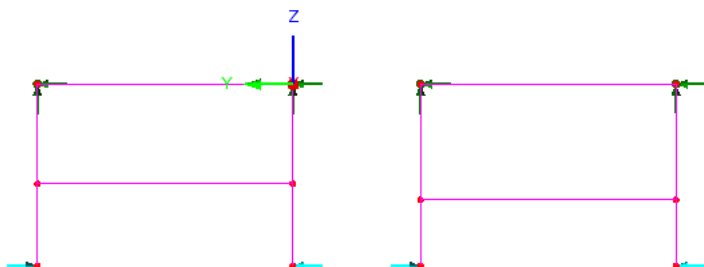
La rigidità dei traversi intermedi può essere dedotta dall'analisi di un modello ad elementi finiti che prende in esame il portale formato da due montanti e dal traverso di collegamento. I montanti sono costituiti dagli irrigidenti verticali completi di una porzione di anima collaborante pari a $2 \times 15 \varepsilon t_w$.

Per valutare la rigidità del portale lo si assoggetta all'azione di una forza unitaria secondo i due schemi di carico riportati nelle seguenti figure:

Forze concordi

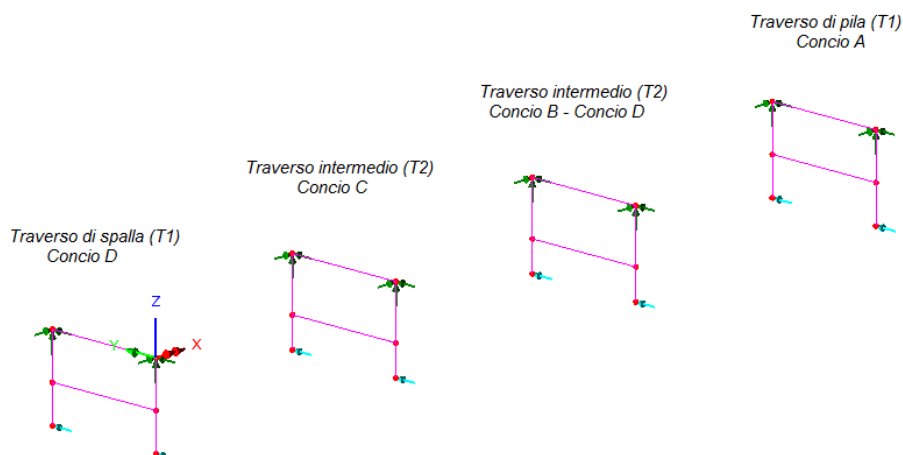


Forze discordi



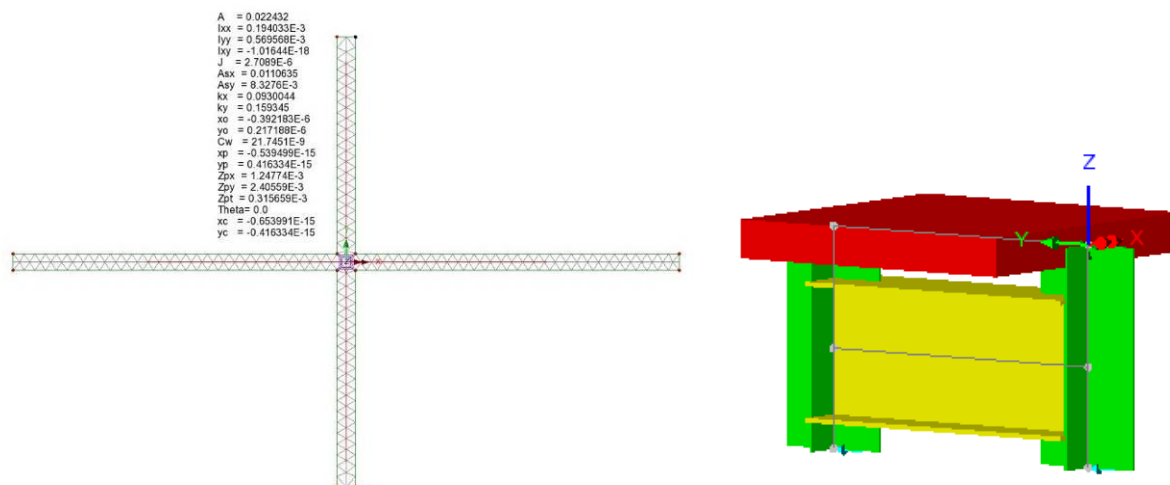
Lungo l'intero sviluppo dell'impalcato si individuano 4 tipologie di portali, che si differenziano per le caratteristiche dei montanti (conseguenti ai diversi spessori delle travi principali nelle sezioni in analisi) e per le caratteristiche del traverso che può essere quello di spalla/pila (T1), quello “tipo” di campata (T2). Nel calcolo l'influenza degli irrigidenti verticali viene cautelativamente trascurata.

La seguente figura mostra il modello utilizzato per l'analisi dove sono stati presi in esame i 5 telai appena descritti.

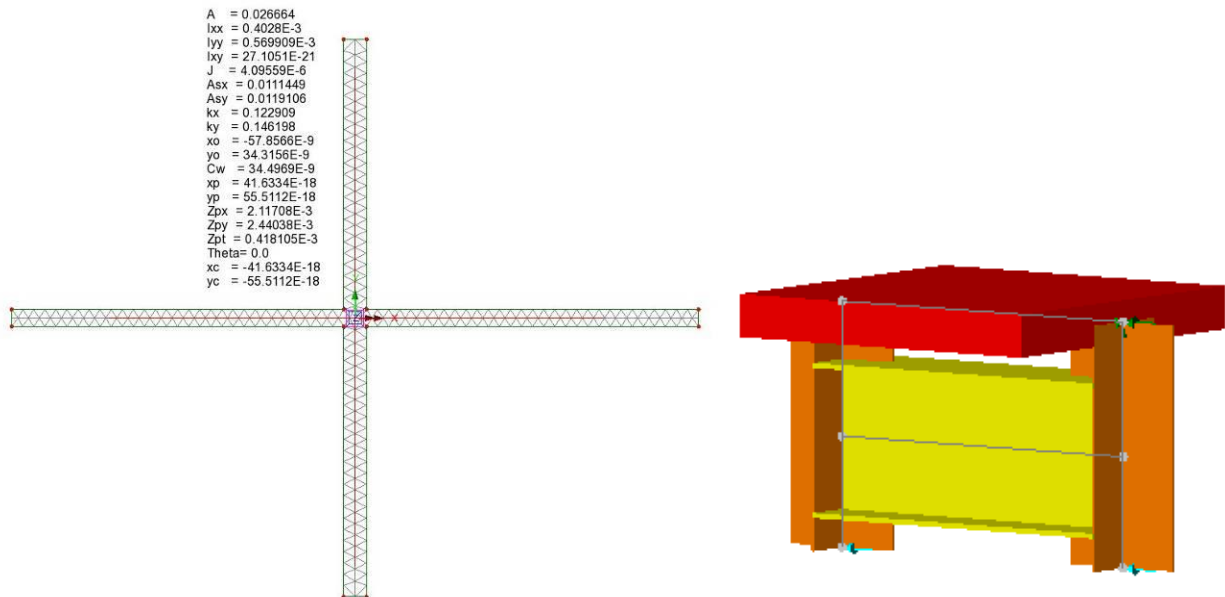


Per i montanti, le caratteristiche vengono valutate sulla base della seguente lunghezza collaborante d'anima:
 $b_w = 2 \times 15 \times \varepsilon \times t_w$

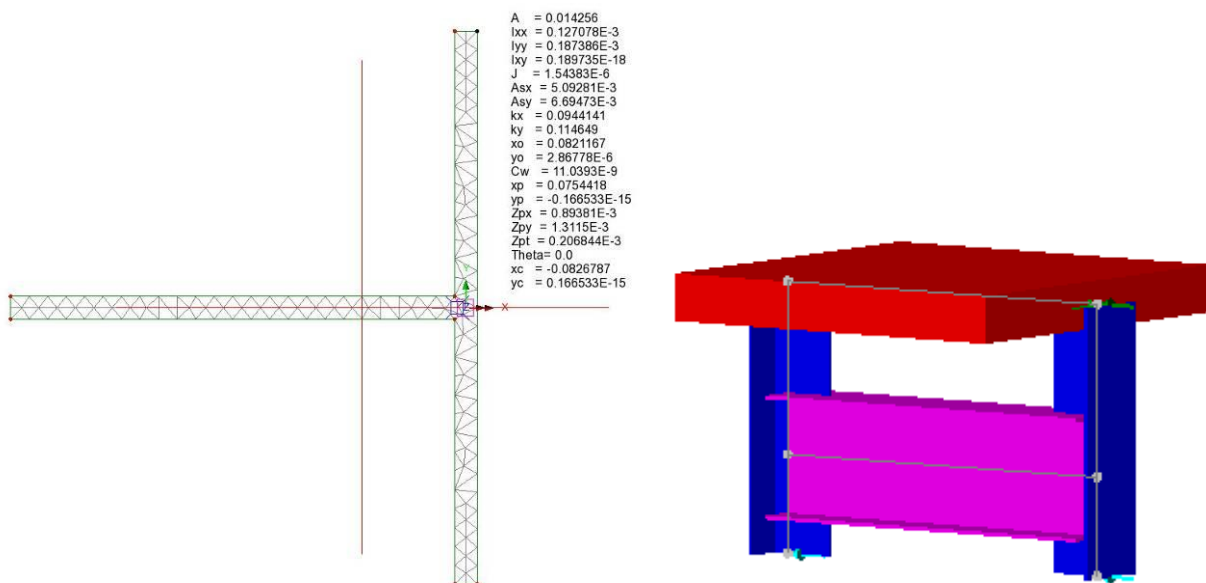
Montante del traverso di spalla (T1)



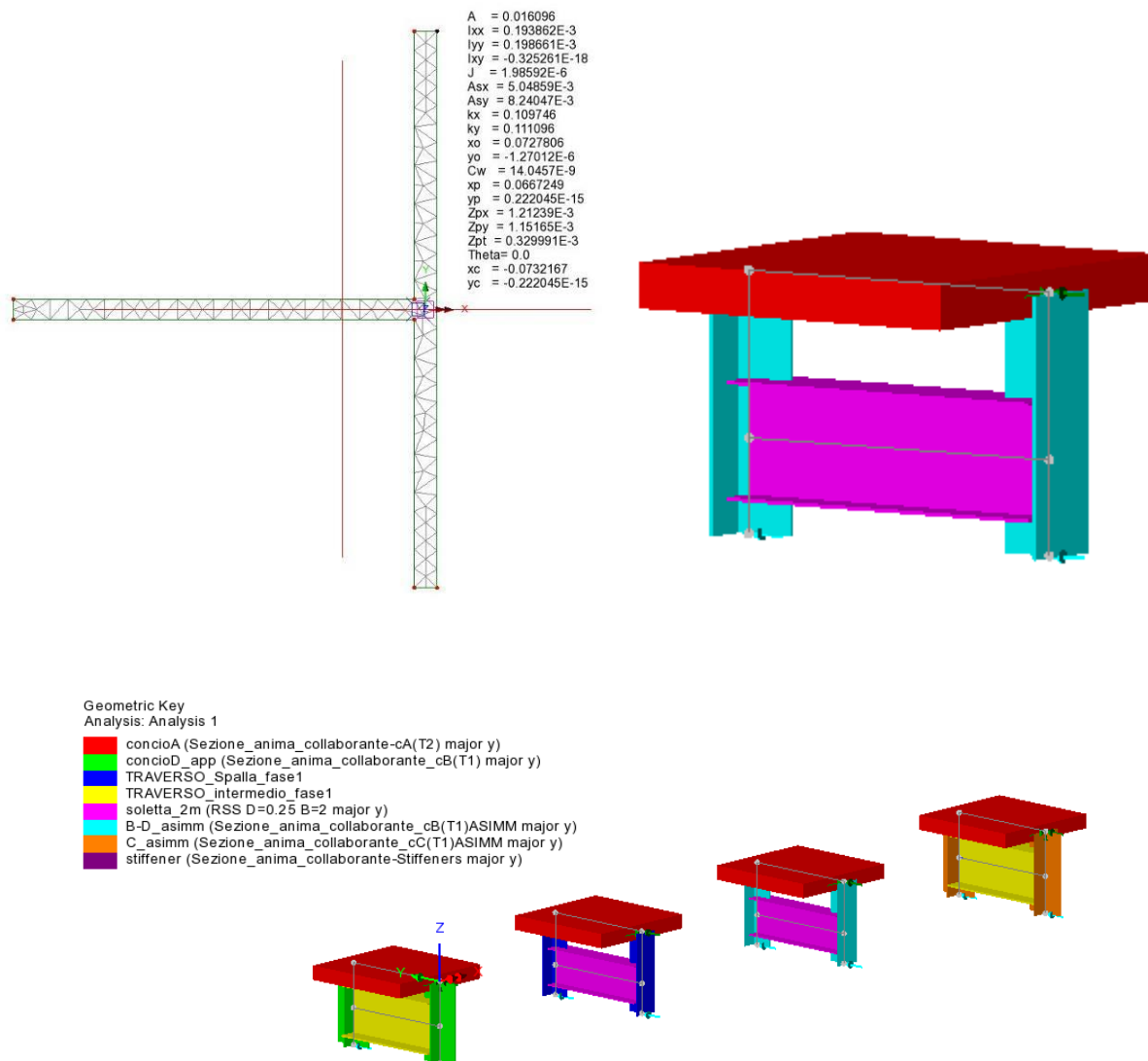
Montante del traverso di pila (T1)



Montante del traverso intermedio (T2) - concio C



Montante del traverso intermedio (T2) - concio B/D

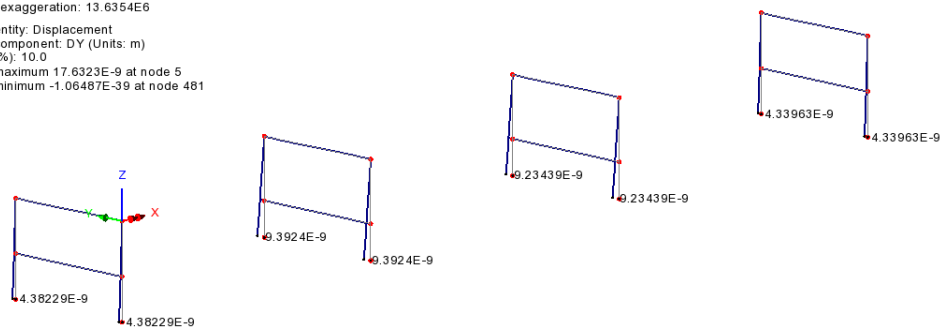


Per la soletta, si considera cautelativamente una larghezza collaborante pari a 2 m anche per tenere conto dell'eventuale parziale stato di “cracking”.

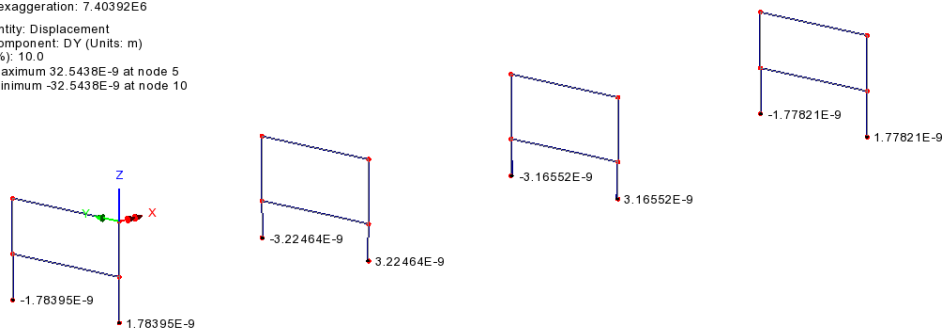
Il sistema viene risolto mediante un semplice modello E.F. La parte di “nodo” in prossimità del montante viene modellata mediante un elemento di rigidità elevata; i vincoli (a cerniera) sono disposti in corrispondenza dell'incrocio montante/traversa.

Di seguito si riportano i valori degli spostamenti riscontrati in testa agli irrigidenti nei 2 casi di forze unitarie (1 N/cad) agenti concordemente (caso 1) e discordemente (caso 2).

Scale: 1: 481.904
Zoom: 882.632
Eye: (-0.711266, -0.663775, 0.231311)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:concordi
Results file: mod_traversi-Analysis 1.mys
Maximum displacement 17.6711E-9 at node 5
Deformation exaggeration: 13.6354E6
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DY (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 17.6323E-9 at node 5
Peak/value minimum -1.06487E-9 at node 481



Scale: 1: 481.904
Zoom: 882.632
Eye: (-0.711266, -0.663775, 0.231311)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 2:discordi
Results file: mod_traversi-Analysis 1.mys
Maximum displacement 32.5438E-9 at node 5
Deformation exaggeration: 7.40392E6
Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DY (Units: m)
Peak range(%): 10.0
Peak/value maximum 32.5438E-9 at node 5
Peak/value minimum -32.5438E-9 at node 10



La rigidezza del singolo portale viene infine valutata come:

$$C_d = \min \left\{ \frac{1}{\delta_1}; \frac{1}{\delta_2} \right\}$$

e risulta pari a quanto sintetizzato nella seguente tabella.

Rigidezza delle molle traslazionali equivalenti ai vincoli offerti dai traversi:

portale		$\delta_{y,conc}$ [m]	$\delta_{y,disc}$ [m]	Δ_{design} [m]	kmolla [m/N]
ConcioD(T2)	1	4.38E-09	1.78E-09	4.38E-09	2.28E+08
ConcioC(T1)	2	9.39E-09	3.22E-09	9.39E-09	1.06E+08
ConcioB(T1)-D(T1)	3	9.23E-09	3.17E-09	9.23E-09	1.08E+08
ConcioA(T2)	4	4.34E-09	1.78E-09	4.34E-09	2.30E+08

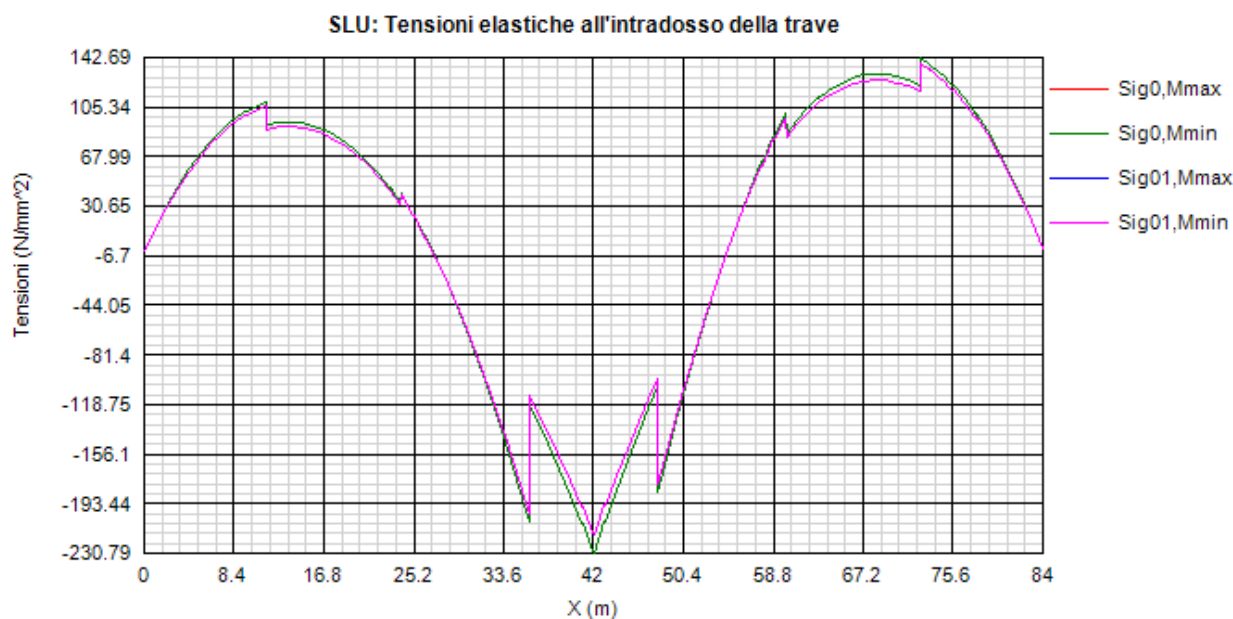
5.4.5.2 Quadro tensionale di riferimento della piattabanda compressa

Il quadro tensionale ritenuto maggiormente gravoso ai fini della verifica della sicurezza nei confronti dell'instabilità è quello che provoca le massime tensioni di compressione in corrispondenza della mezzeria della trave principale. Per determinarlo, si valuta l'andamento delle tensioni nella piattabanda inferiore sotto l'azione di:

- carichi di fase 1 ($\gamma_q = 1.35$)
- sovraccarichi permanenti di finitura e cedimenti vincolari (fase 2a, $\gamma_q = 1.35$)
- ritiro (fase 2b, $\gamma_q = 1.2$)
- carichi mobili, condizione di min M in corrispondenza della mezzeria ($\gamma_q = 1.35$)
- gradiente termico ($\gamma_q = 1.2$)

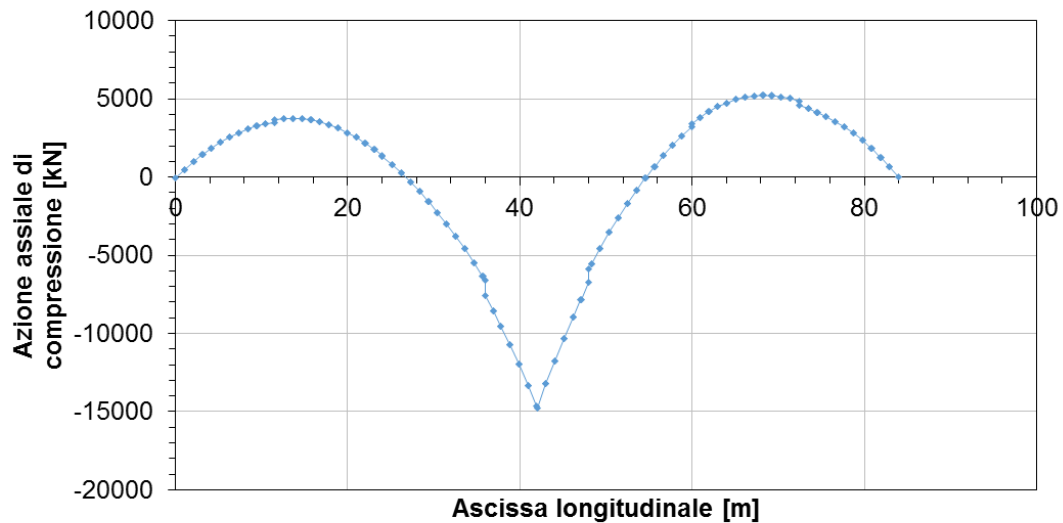
Il diagramma seguente sintetizza l'andamento delle azioni assiali agenti sulla piattabanda inferiore sotto l'azione della combinazione allo S.L.U. descritta poco sopra (configurazione della struttura in esercizio) e dei pesi propri delle travi e traversi in acciaio oltre alla soletta (configurazione in fase di realizzazione), addendi sempre amplificati per i coefficienti SLU.

Il calcolo viene effettuato in corrispondenza di ciascun elemento finito, seguendo la discretizzazione adottata per il modello globale.



A partire da tale scenario viene quindi dedotta l'azione assiale equivalente $N_{Ed,eq}$, insistente nella piattabanda, lungo il suo sviluppo.

Risultanti di compressione sulla piattabanda inferiore (S.L.U.)

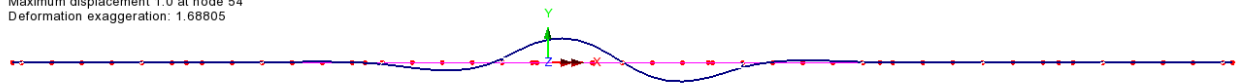


L'analisi di buckling viene effettuata mediante un semplice modello lusas, impiegando elementi tipo “thick nonlinear beam”, e da essa vengono estratte le prime dieci deformate critiche.

Di seguito si riporta il diagramma dell'azione assiale di progetto, e la forma delle prime tre deformate di buckling.

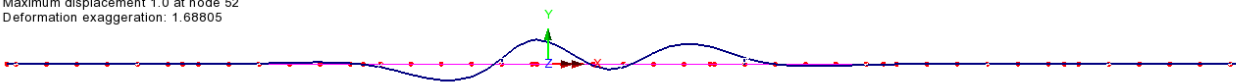
MODO 1 ($\lambda=9.411$)

Scale: 1: 281.342
Zoom: 97.5082
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
Eigenvalue analysis
Analysis: Instabilità
Loadcase: 2:Instab, Eigenvalue 1
Results file: prova_nostiff-Instabilità.mys
Eigenvalue: 0.893746
Load factor: 9.41138
Error norm: 0.0293937
Maximum displacement 1.0 at node 54
Deformation exaggeration: 1.68805



MODO 2 ($\lambda=21.071$)

Scale: 1: 281.342
Zoom: 97.5082
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
Eigenvalue analysis
Analysis: Instabilità
Loadcase: 2:Instab, Eigenvalue 2
Results file: prova_nostiff-Instabilità.mys
Eigenvalue: 0.952541
Load factor: 21.0709
Error norm: 0.0191751
Maximum displacement 1.0 at node 52
Deformation exaggeration: 1.68805



MODO 3 ($\lambda=32.837$)

Scale: 1: 281.342
Zoom: 97.5082
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
Eigenvalue analysis
Analysis: Instabilità
Loadcase: 2:Instab, Eigenvalue 3
Results file: prova_nostiff-Instabilità.mys
Eigenvalue: 0.969547
Load factor: 32.837
Error norm: 0.0116849
Maximum displacement 1.0 at node 64
Deformation exaggeration: 1.68805



Tutti i modi di instabilità della piattabanda presentati si sviluppano a cavallo della pila.

I moltiplicatori di collasso Euleriano sono riportati nella tabella seguente

E I G E N V A L U E S

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	0.893746	9.41138	0.293937E-01
2	0.952541	21.0709	0.191751E-01
3	0.969547	32.8370	0.116849E-01
4	0.979506	48.7938	0.106587E-01
5	0.981320	53.5332	0.683575E-02
6	0.986930	76.5102	0.341280E-02
7	0.989362	94.0030	0.307881E-02
8	0.991272	114.573	0.187284E-02
9	0.992906	140.955	0.101267E-02
10	0.993558	155.220	0.656640E-03

5.4.5.3 Verifica di stabilità flessio-torsionale della trave

Per la verifica di stabilità flessio-torsionale si è deciso di adottare il metodo definito “Accurated General Check Method” della norma EN 1993-2:

$$\chi_{\text{op}} \alpha_{\text{ult},k} / \gamma_{\text{m1}} > 1 \quad (\text{EN 1993-1-1 cap. 6.3.4(2)})$$

Il ciclo dei verifiche effettuate per la trave longitudinale riporta quanto segue (cfr. capitoli precedenti):

$$\eta_{\text{max}} = 0.72 \quad \text{massimo rapporto di sfruttamento}$$

$$\alpha_{\text{ult},k} = \gamma_{\text{M0}} / \eta_{\text{max}} = 1.05 / 0.72 = 1.19$$

Si riporta di seguito la tabella sintetica della verifica, dove i singoli contributi vengono di seguito descritti.
Struttura nella configurazione di esercizio:

Verifica di instabilità della trave principale

[EN 1993-1-1 6.3.4)

γ_{M1}	γ_{M0}
1.10	1.05

S.L.U.				
σ_d (Mpa)	σ_{s-max} (Mpa)	η_{max} (-)	$\alpha_{ult,k}$ (-)	$\alpha_{cr,op}$ (-)
335	-230.8	0.72	1.46	9.41

Curva buckling	α (-)	λ_{op} (-)	Φ (-)	χ (-)
d	0.76	0.39	0.65	0.85

$\chi \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$		
1.13	≥ 1	Verificato

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ but } \chi \leq 1,0$$

where $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

EN 1993-1-1 §6.3.2.3 (6.57)

Φ	0.51
χ	1
$\chi \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1.33

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ but } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

La snellezza adimensionale viene valutata secondo i criteri di EN 1993-1-1, con la formula:

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5}$$

essendo:

$\alpha_{ult,k}$ = minimo moltiplicatore che causa il raggiungimento dello S.L.U. per tensioni normali

$\alpha_{cr,op}$ = minimo moltiplicatore di collasso dedotto dall'analisi di buckling

Il moltiplicatore di collasso $\alpha_{ult,k}$ viene valutato sulla base della tensione massima di compressione rilevata nella piattabanda nelle combinazioni allo SLU.

La verifica risulta quindi soddisfatta.

5.4.6 Verifica irrigidenti

Il sistema di irrigidimento d'anima si compone di:

- Irrigidenti verticali d'appoggio (in corrispondenza dei traversi T1)
- Irrigidenti verticali intermedi (in corrispondenza dei traversi T2 e tra di essi)

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

Vengono effettuate le seguenti verifiche(*):

Verifica requisiti di rigidezza (EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(2))

Verifica di resistenza allo S.L.U. (EN 1993-1-5., cap. 9.2.1)

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

(*) la verifica nei confronti del lateral torsional buckling non appare significativa, dal momento che gli irrigidenti risultano torsionalmente incastrati alla base, e vincolati dalla presenza del traverso intermedio.

5.4.6.1 Irrigidenti intermedi

Il sistema di stiffeners verticali disposti lungo lo sviluppo delle travi longitudinali è formato da piatti verticali 300x18 mm, disposti sul lato interno dell'anima in corrispondenza dei traversi intermedi T2 e da piatti verticali 300x18 mm intermedi tra i traversi T1 e T1-T2.

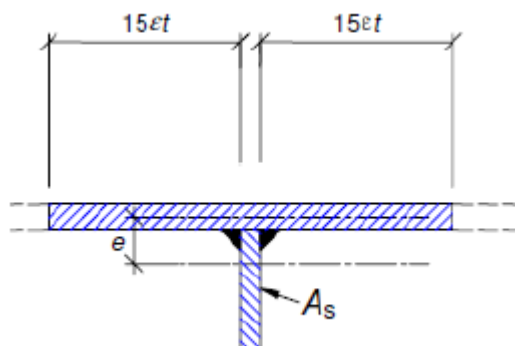
IMMAGINE SEZIONE CON IRRIGIDENTI

Il sistema di stiffeners verticali deve essere in grado di fornire un adeguato vincolo sufficientemente rigido nei confronti del pannello che stabilizzano, oltre a garantire il necessario ancoraggio alle bande diagonali di trazione, all'atto dell'imbozzamento dei pannelli. Le verifiche da effettuare, quindi, quella di rigidità flessionale e di resistenza.

Verifiche di rigidità

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_w$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$\begin{aligned} a/h_w < \sqrt{2}: I_{st} &\geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2 \\ a/h_w &\geq \sqrt{2}: I_{st} &\geq 0,75 h_w^3 t^3 \end{aligned}$$

Il controllo viene effettuato calcolando le caratteristiche del profilo in funzione della sua reale posizione sulle varie tipologie di conio.

Di seguito viene riportato il calcolo del caso maggiormente critico relativo al conio A:

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 1.964E+7 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.182E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4200 \text{ mm} \quad h_w = 1140 \text{ mm} \quad a/h_w = 3.684$$

$$t_w = 24 \text{ mm} \quad b_w = 600.8 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 16669.3 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 11.7 \text{ mm}$$

La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

5.4.6.2 Irrigidenti di appoggio

Come si nota, in questa zona l'anima della trave è irrigidita lato interno travi dalla lamiera del traverso, mentre il lato esterno trave si predispone un piatto di irrigidimento di spessore 35mm e larghezza pari a 300 mm sia per le spalle che per le pile.

IMMAGINE SEZIONE CON IRRIGIDENTI

La verifica viene effettuata considerando, oltre alla funzione di stabilizzazione anima, anche la reazione verticale d'appoggio, posta pari alla massima azione rilevata allo S.L.U. sui sostegni:

$N_{sd,S.L.U.} = 3700 \text{ kN}$ per i sostegni di pila – concio A

$N_{sd,S.L.U.} = 1300 \text{ kN}$ per i sostegni di spalla – Concio D

Verifiche di rigidezza

Irrigidenti sul concio A

Irrigidenti sul concio D

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 7.087E+9 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 1.182E+7 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4200 \text{ mm} \quad h_W = 1140 \text{ mm} \quad a/h_W = 3.684$$

$$t_W = 24 \text{ mm} \quad b_W = 935.8 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 232459.3 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

Stiffeners verticali agenti come supporto rigido

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

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

$$I_{st} = 6.954E+8 \text{ mm}^4 > I_{st \text{ min}} = 7.32E+6 \text{ mm}^4$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$a = 4200 \text{ mm} \quad h_W = 1220 \text{ mm} \quad a/h_W = 3.443$$

$$t_W = 20 \text{ mm} \quad b_W = 523.2 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 31463.4 \text{ mm}^2 \quad e_1 = 0 \text{ mm}^2$$

Verifiche di resistenza

Irrigidenti sul concio A

Irrigidenti sul concio D

Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali		Requisiti minimi per gli stiffeners trasversali	
Tensione massima	Spostamento massimo	Tensione massima	Spostamento massimo
$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$	$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$	$w \leq \frac{h_w}{300}$
$\sigma_{max} = 16.3 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0 < 3.8 \text{ mm}$	$\sigma_{max} = 43.7 < 322.7 \text{ N/mm}^2$	$w = 0 < 4.1 \text{ mm}$
VERIFICA SODDISFATTA		VERIFICA SODDISFATTA	
$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 3.64E+6 + 1.168E+4 = 3.652E+6 \text{ N}$		$\Sigma N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed} = 1.3E+6 + 1.084E+3 = 1.301E+6 \text{ N}$	
$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 3.64E+6 = 3.64E+6 \text{ N}$		$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} = 0E+00 + 1.3E+6 = 1.3E+6 \text{ N}$	
$\sigma_m = 0.089 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$		$\sigma_m = 0.007 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C)/\sigma_{cr}(P) = 0 \Rightarrow 0.5$	
$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 6.2 \text{ N/mm}^2$		$\sigma_{cr}(P) = 1E+300 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{cr}(C) = 4.3 \text{ N/mm}^2$	
$N_{Ed} = 4.247E+5 \text{ N} \quad \lambda_w = 0.657 \quad N_{cr,st} = 1.13E+10 \text{ N}$		$N_{Ed} = 3.683E+4 \text{ N} \quad \lambda_w = 0.841 \quad N_{cr,st} = 9.684E+8 \text{ N}$	
$e1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 312 \text{ mm} \quad w0 = 3.8 \text{ mm}$		$e1 = 0 \text{ mm} \quad e_{max} = 310 \text{ mm} \quad w0 = 4.07 \text{ mm}$	

5.4.7 Verifica connessione trave/soletta

5.4.7.1 Generalità

Le specifiche relative al detailing della connessione traverso-soletta sono contenute in NTC-18, 4.3.4.1.2 e C.4.3.4. delle relative Istruzioni; per quanto riguarda i riferimenti Eurocodice, i cui contenuti sono perfettamente identici, si fa riferimento a EN 1994-1 e EN 1994-2. Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica 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.:

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

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

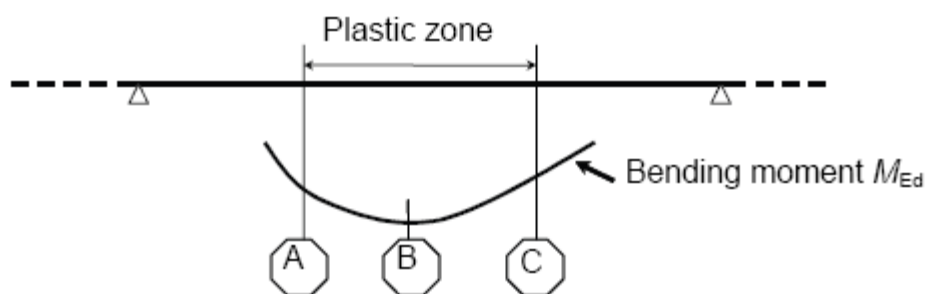
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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).

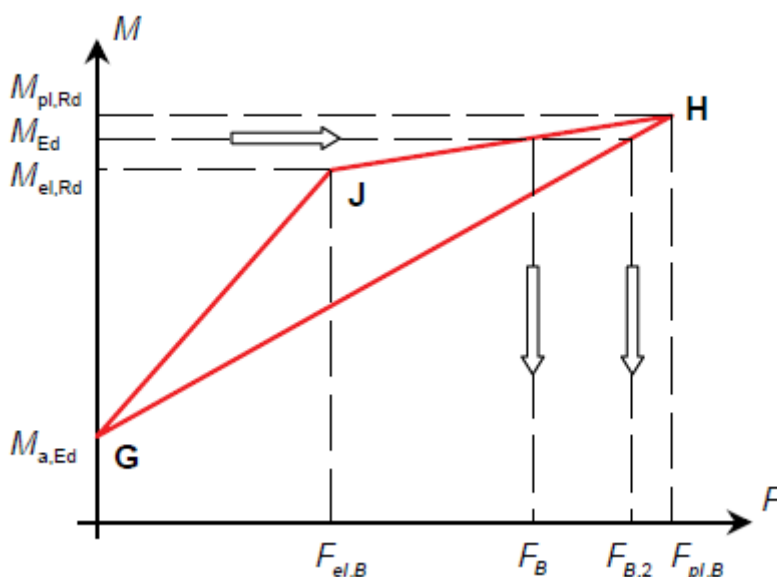
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati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

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:

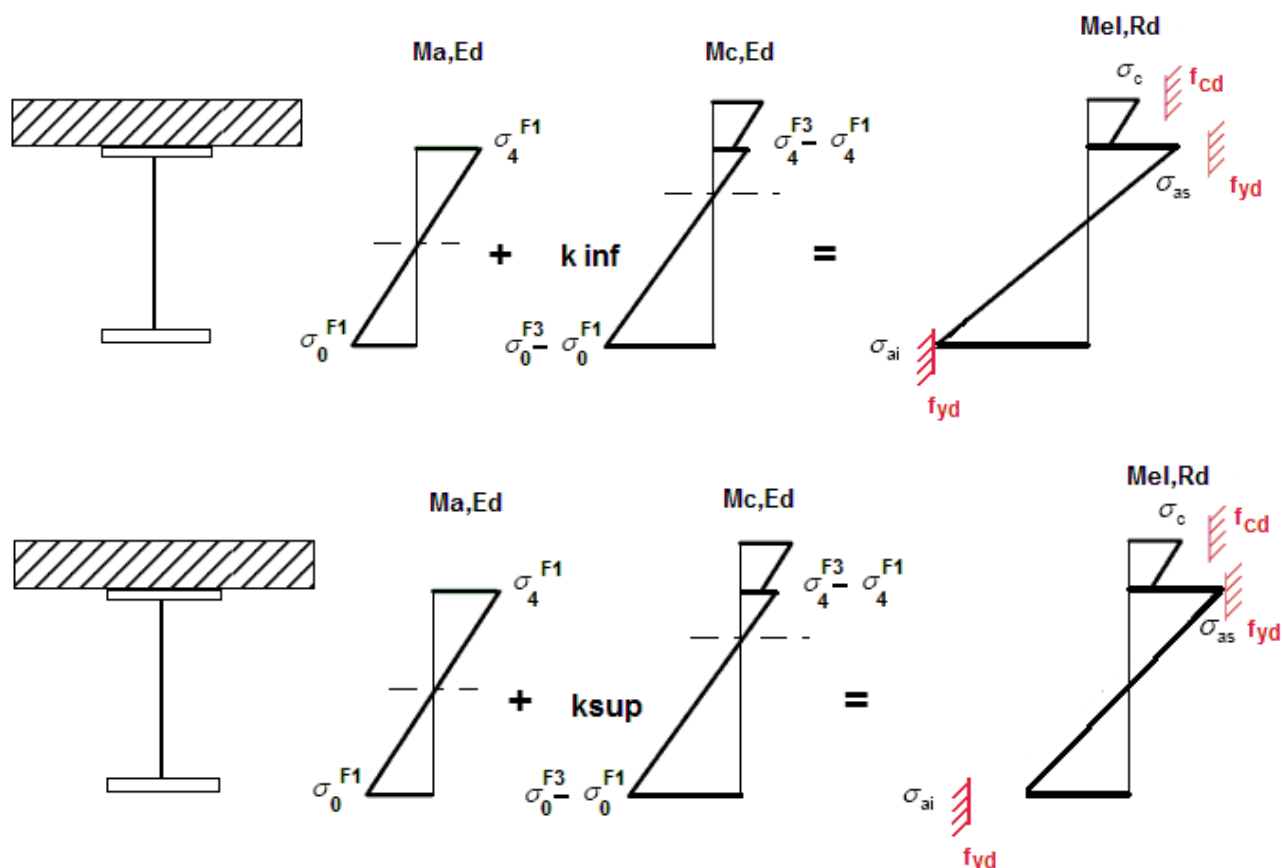
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

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.



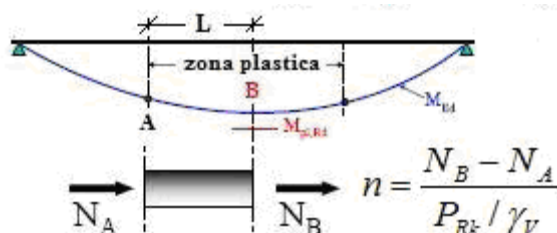
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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

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

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

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



- 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.

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

$$v_{L,Ed}^{SLS} \leq N_i / l_i \cdot k_s P_{Rd}$$

- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro nelle zone di coda verrà affidato per intero all'armatura di continuità.

5.4.7.2 Caratteristiche piolatura

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro $\varnothing 19$ mm ed altezza pari a 160 mm.

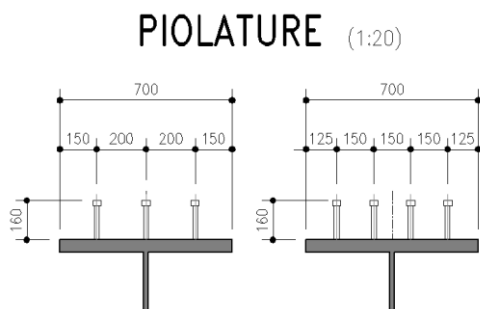


Figura 5-1 - Caratteristiche della piolatura sulle travi longitudinali

Per il singolo piolo, valori di riferimento (cfr. EN 1994-2, 6.6.3.1.(1)) nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{rk,1} = 0.8 f_u \pi \varnothing^2 / 4 = 102.07 \text{ kN}$$

rottura gambo

$$P_{rk,2} = 0.29 \alpha \varnothing^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} = 114.33 \text{ kN}$$

rottura calcestruzzo

con

$f_u = 450.0 \text{ MPa}$ tensione ultima del gambo del piolo
 $\gamma_v = 1.25$ coefficiente di sicurezza piolo
 $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
 $E_{cm} = 34077 \text{ MPa}$ modulo elastico secante del calcestruzzo
 $\alpha = 1$

Discende pertanto il valore di progetto della resistenza ultima, dal minimo dei valori riscontrati diviso per il coefficiente di sicurezza γ_v :

$$P_{Rd} = 102.07/1.25 = 81.66 \text{ kN}$$

I valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

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

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-18) si ha:

$$P_{Rd,sle} = 0.75 \times 81.66 = 61.25 \text{ kN}$$

Ai fini, invece, delle verifiche a fatica, la sicurezza viene verificata nei confronti della rottura del piolo (η_1), della rottura della piattabanda (η_2) e della rottura combinata (η_3).

La piolatura corrente è formata da:

Conci	Piolatura	$V_{L,Rd,SLU} = n \cdot P_{Rd}$	$V_{L,Rd,SLE} = n \cdot P_{Rd}$
A	3 pioli / 200 mm (15 pioli/m)	1225 kN	919 kN
B	3 pioli / 200 mm (15 pioli/m)	1225 kN	919 kN
C	3 pioli / 200 mm (15 pioli/m)	1225 kN	919 kN
D	4 pioli / 200 mm (20 pioli/m)	1633 kN	1225 kN

5.4.7.3 Detailing

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-18 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

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

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

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

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

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

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

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

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

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

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

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

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

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

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

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

(**) per tutte le piattabande

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

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

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

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

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

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

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

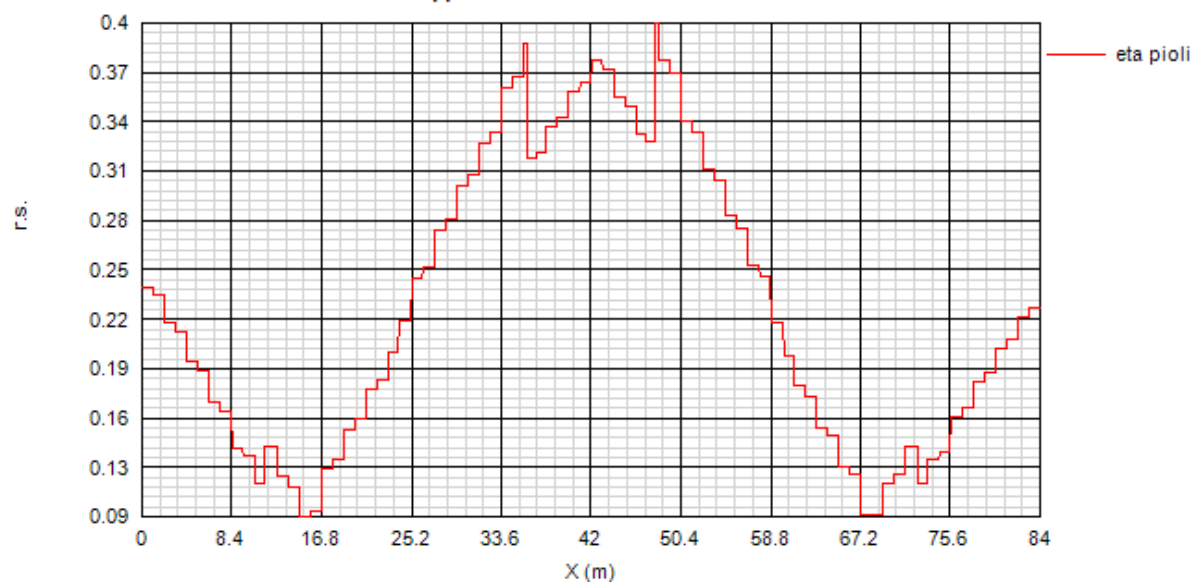
Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ($M_{max/min}$ e $V_{max/min}$).

Le verifiche tengono anche conto, secondo i criteri di normativa, del cumulo delle azioni da ritiro sulle zone di estremità (coda trave).

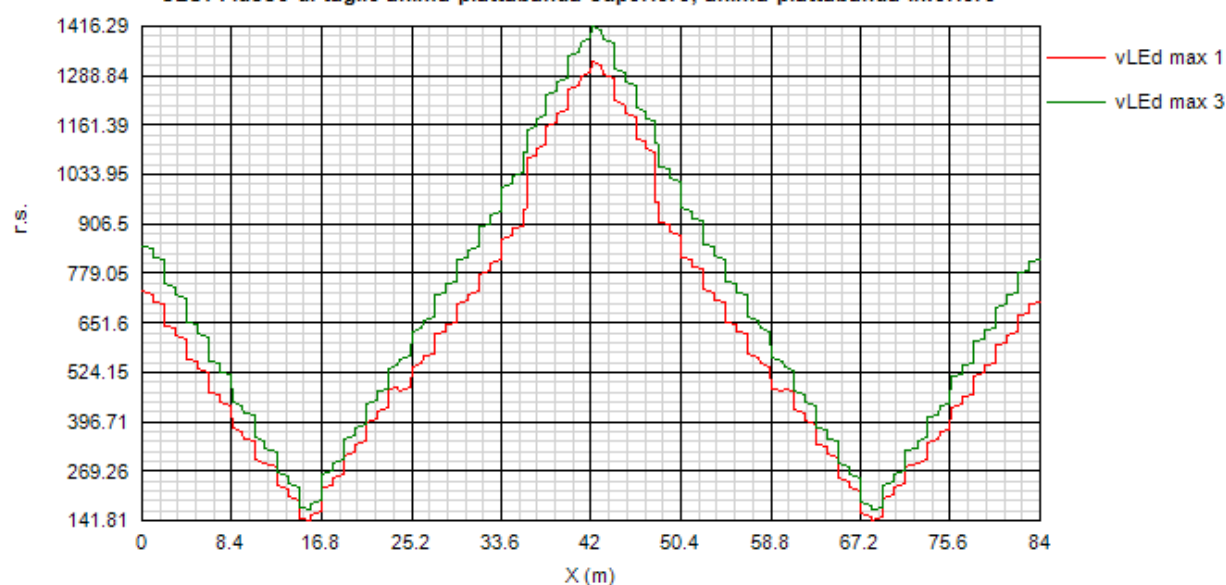
I diagrammi seguenti riportano, oltre alla copertura S.L.U. del flusso di taglio acciaio calcestruzzo, l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U., S.L.E. e S.L.F.. I coefficienti di sicurezza sono valutati nei confronti della rottura del piolo, della rottura della piattabanda e della rottura combinata.

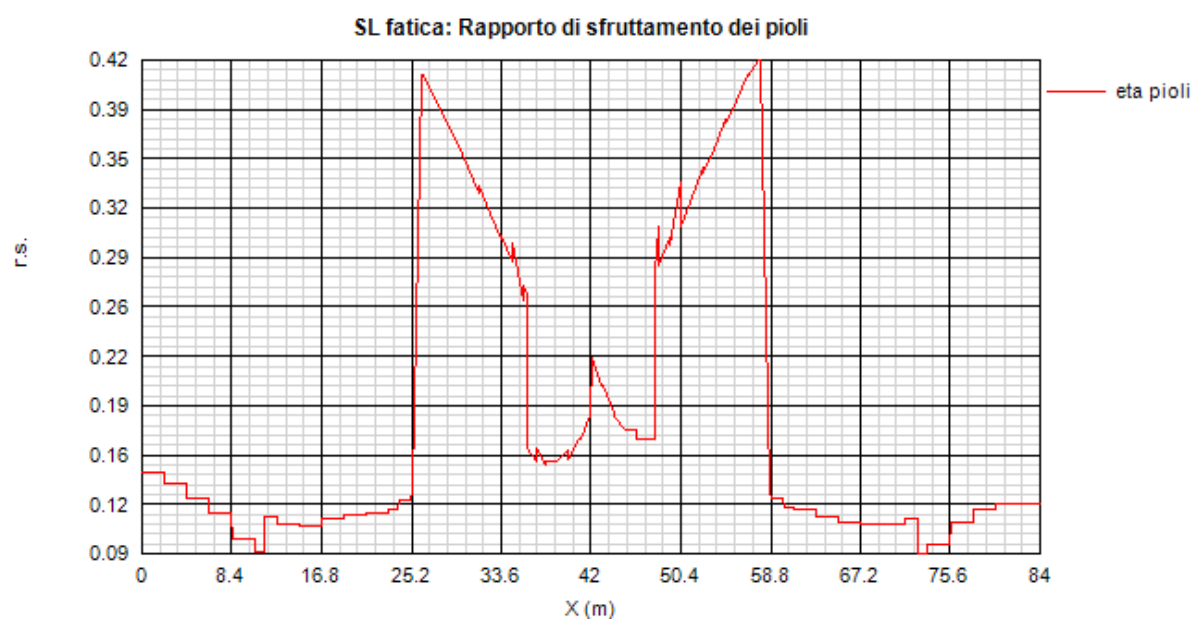
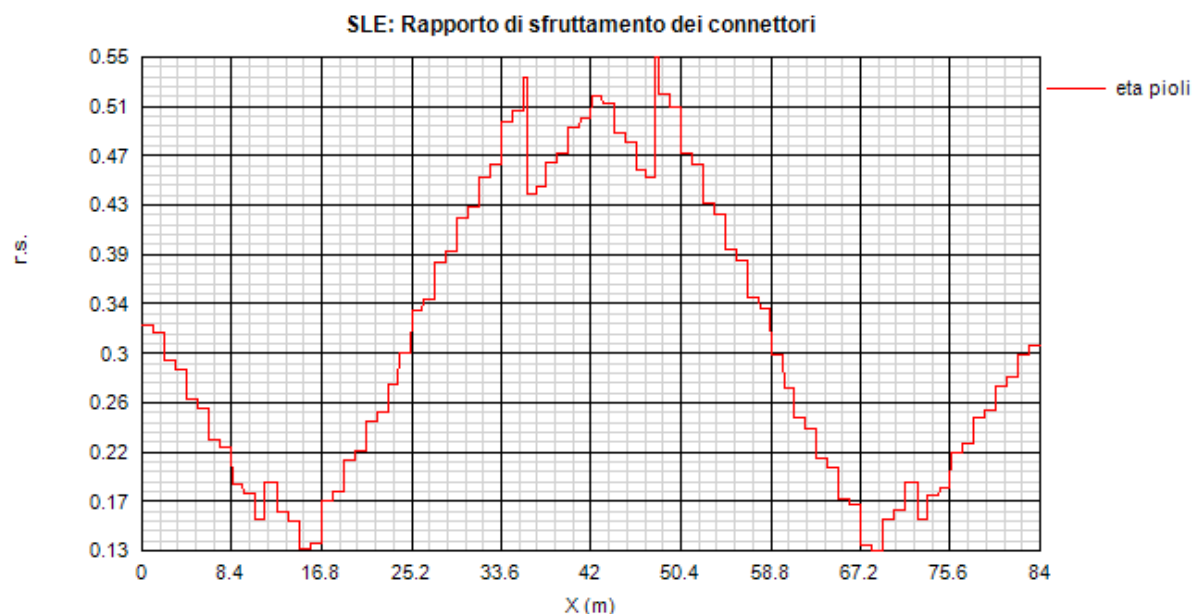
Fase finale

SLU: Rapporto di sfruttamento dei connettori



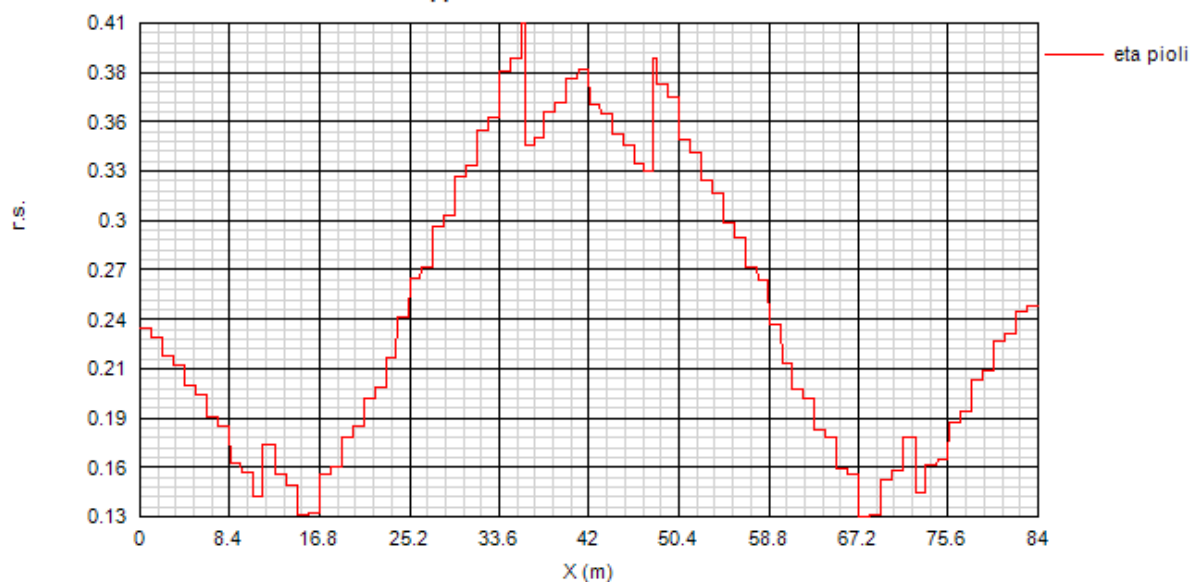
SLU: Flusso di taglio anima-piattabanda superiore, anima-piattabanda inferiore



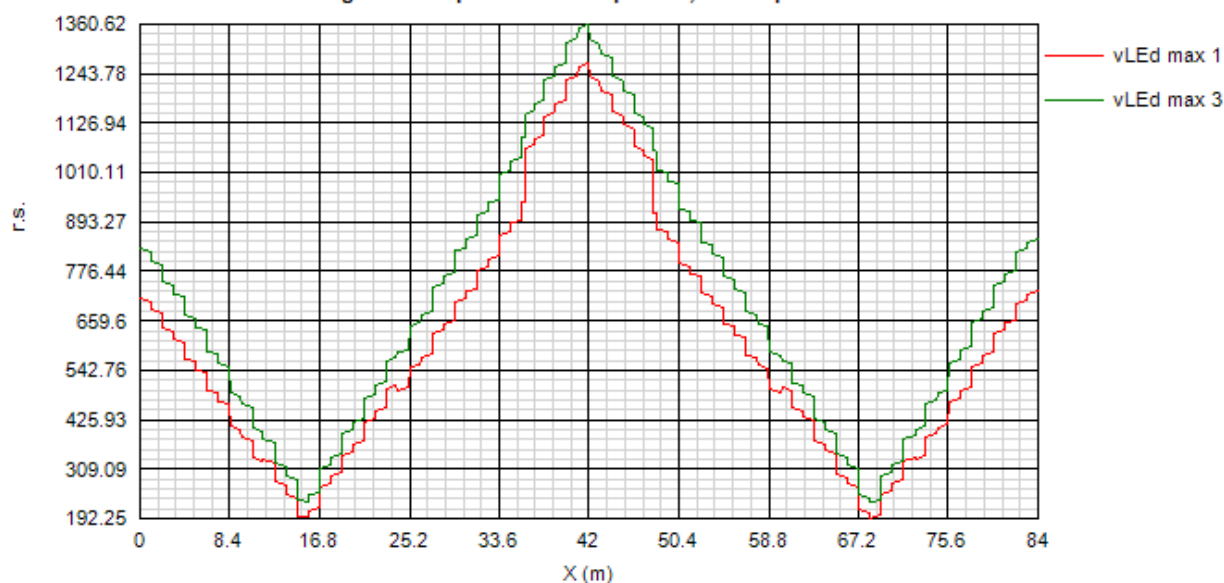


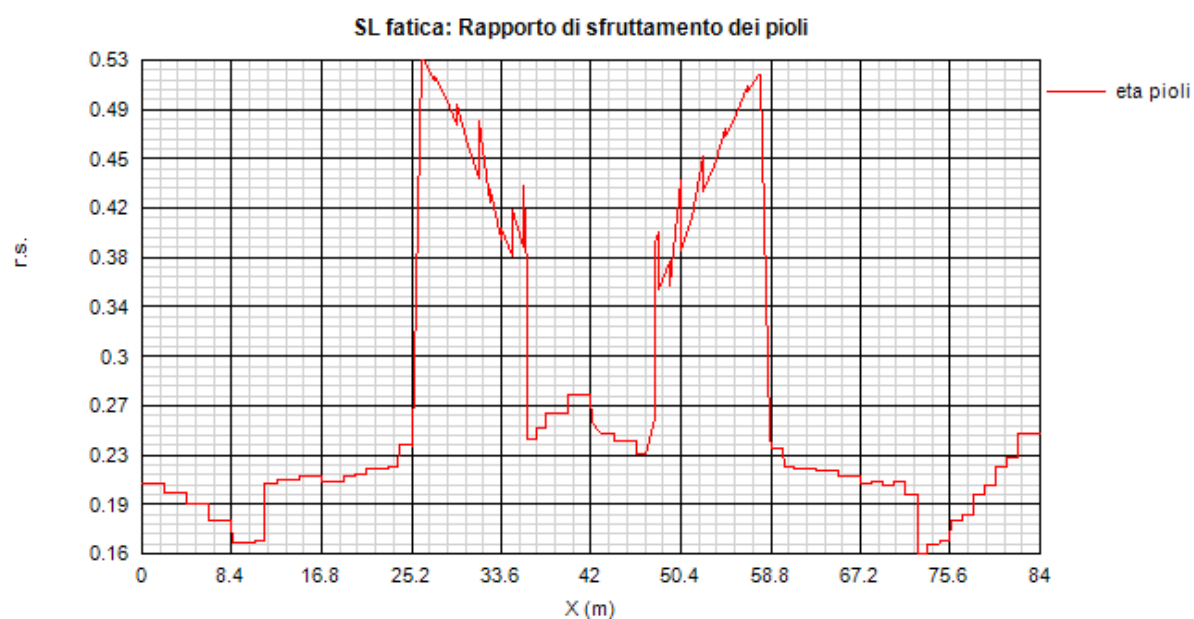
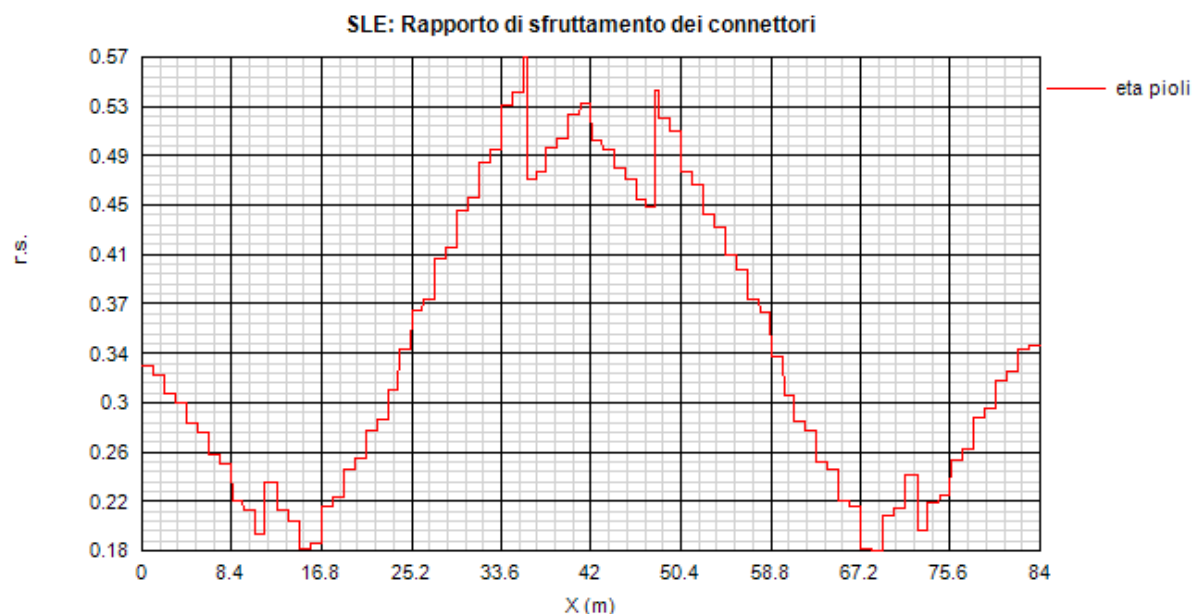
Fase temporanea

SLU: Rapporto di sfruttamento dei connettori



SLU: Flusso di taglio anima-piattabanda superiore, anima-piattabanda inferiore





5.5 VERIFICHE TRAVERSI

I traversi verranno verificati a momento flettente e taglio

5.5.1 Traversi intermedi (T2)

I traversi intermedi sono del tipo in composizione saldata con caratteristiche geometriche come da par.1.9.4.2.

IMMAGINE TRAVERSO INTERMEDIO

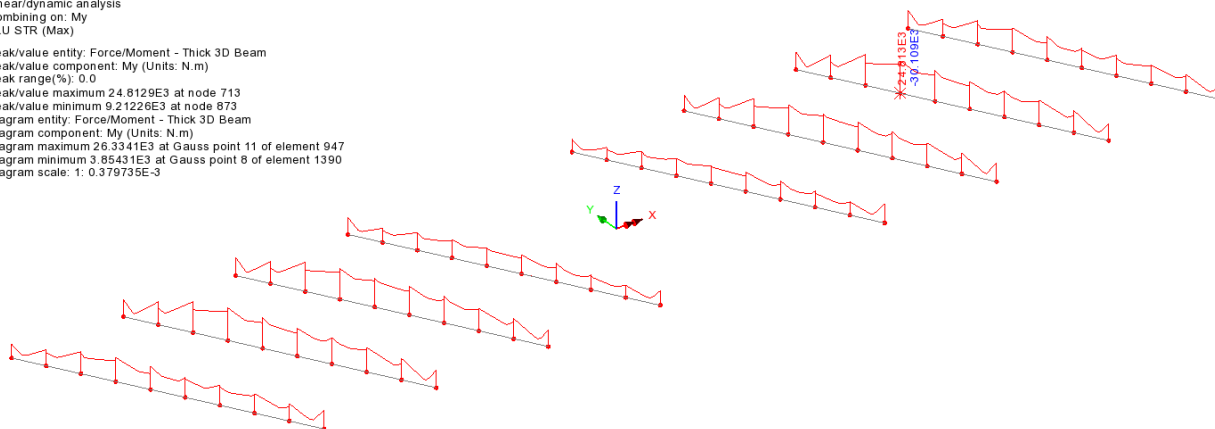
Di seguito sono rappresentati i diagrammi corrispondenti alla condizione di massimo momento flettente e massimo taglio.

$$M_{Ed}=50.7 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}=20.7 \text{ kN}$$

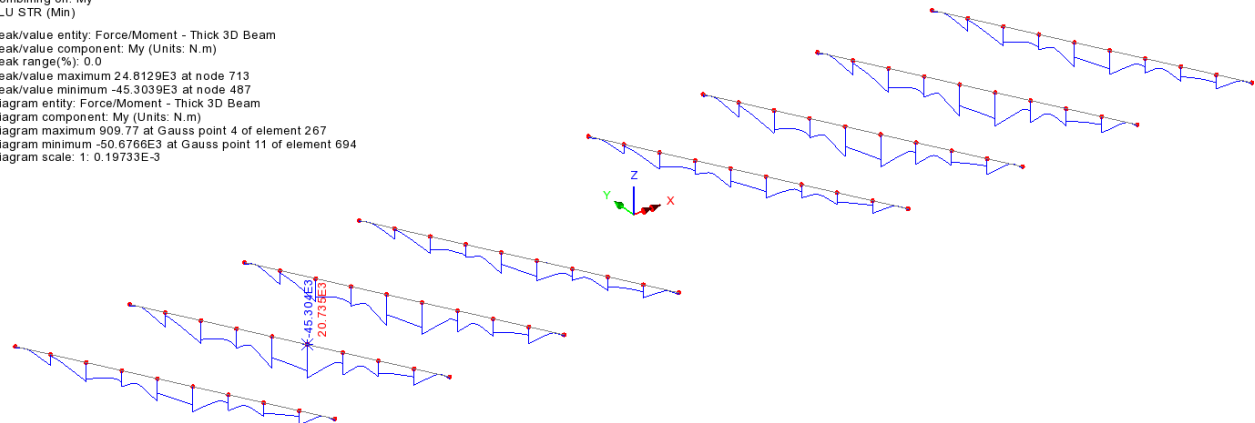
Scale: 1: 312.143
Zoom: 135.799
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 24.8129E3 at node 713
Peak/value minimum 9.21226E3 at node 873
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 26.3341E3 at Gauss point 11 of element 947
Diagram minimum 3.85431E3 at Gauss point 8 of element 1390
Diagram scale: 1: 0.379735E-3



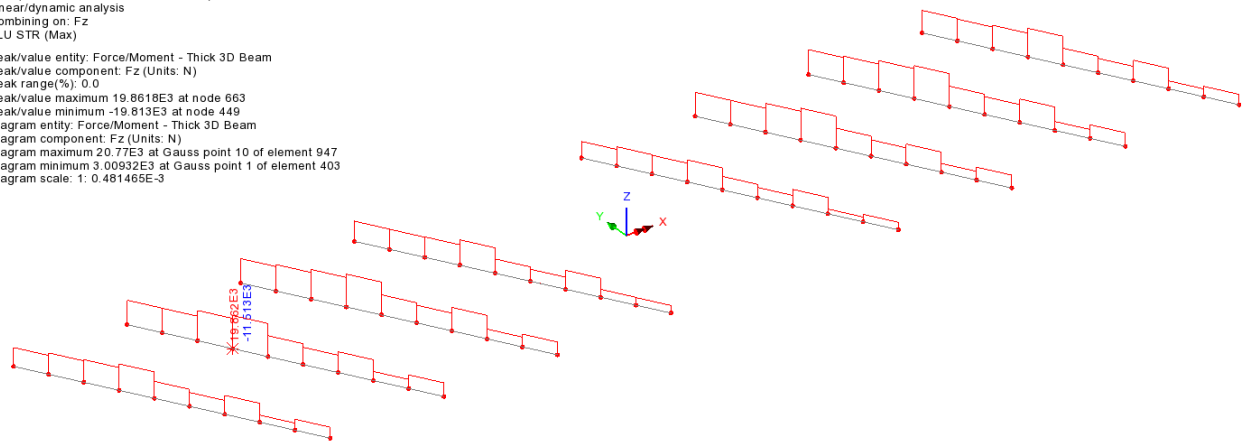
Scale: 1: 312.143
Zoom: 135.799
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 24.8129E3 at node 713
Peak/value minimum -45.3039E3 at node 487
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 909.77 at Gauss point 4 of element 267
Diagram minimum -50.6786E3 at Gauss point 11 of element 694
Diagram scale: 1: 0.19733E-3



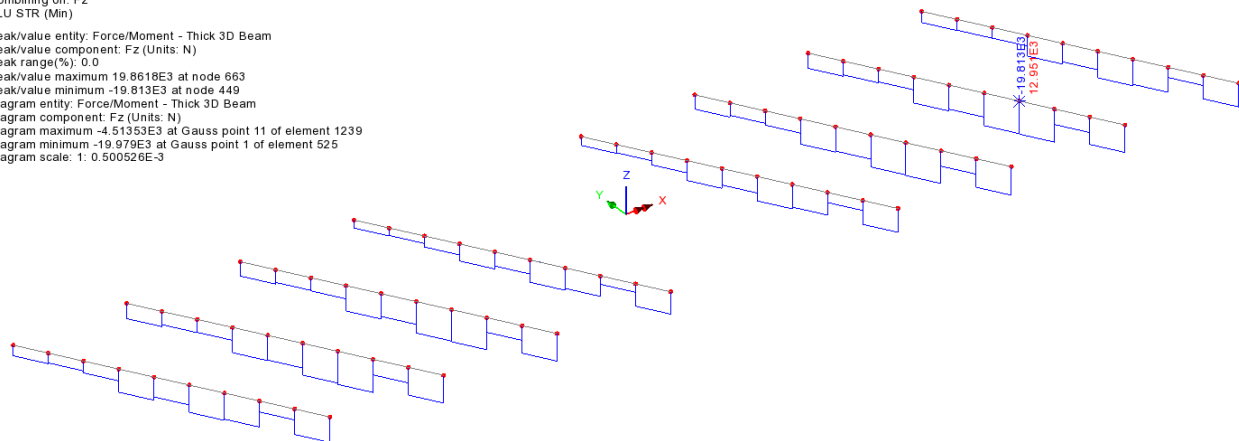
Scale: 1: 312.143
Zoom: 135.799
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 19.8618E3 at node 663
Peak/value minimum -19.813E3 at node 449
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 20.77E3 at Gauss point 10 of element 947
Diagram minimum 3.00932E3 at Gauss point 1 of element 403
Diagram scale: 1: 0.481465E-3



Scale: 1: 312.143
Zoom: 135.799
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 19.8618E3 at node 663
Peak/value minimum -19.813E3 at node 449
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum -4.51353E3 at Gauss point 11 of element 1239
Diagram minimum -19.979E3 at Gauss point 1 of element 525
Diagram scale: 1: 0.500526E-3



Verifica a flessione.

Con riferimento alle NTC-18 4.2.4.1.2

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.2.12)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad (4.2.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad (4.2.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad (4.2.15)$$

La sezione in esame ricade nella classe 3:

Ala: $c/t=9.3 < 14\epsilon$ classe 3

Anima: $c/t=42.5 < 72\epsilon$ classe 1

La sezione può essere verificata pertanto tramite metodo elastico.

Il modulo resistente elastico della sezione è pari a:

$W_{el}=5701367 \text{ mm}^3$

$M_{el,Rd}=1927 \text{ kNm}$

$M_{Ed}/M_{pl,Rd}=0.02 < 1$ Verificato

Verifica a taglio.

Con riferimento alle NTC-18 4.2.4.1.2

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f;$$

$$A_v = 8820 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 1721 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 1e-5 < 1 \quad \text{Verificato}$$

5.5.2 Traversi di appoggio (T1)

I traversi di appoggio sono del tipo in composizione saldata con caratteristiche geometriche come da par.1.9.4.2.

Le verifiche sono effettuate sia in condizioni di esercizio che nella condizione di sollevamento dell'impalcato, ipotizzando l'utilizzo di martinetti posizionati sotto ogni traverso in corrispondenza della mezzeria.

IMMAGINE TRAVERSI APPOGGIO

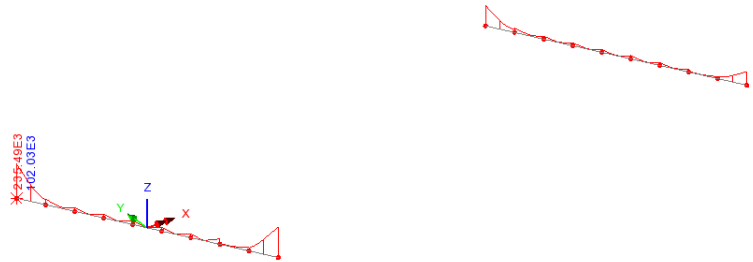
Di seguito sono rappresentati i diagrammi corrispondenti alla condizione di massimo momento flettente e massimo taglio in condizione di esercizio.

$$M_{Ed} = 235.5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 115.5 \text{ kN}$$

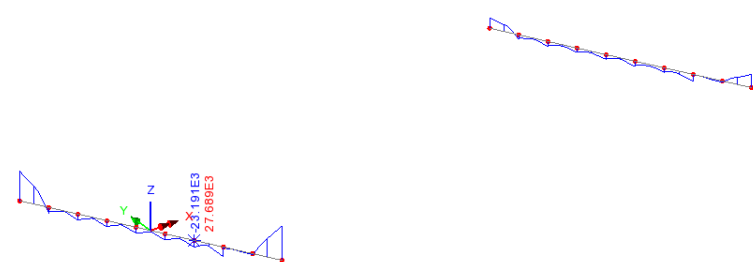
Scale: 1: 312.143
Zoom: 108.258
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 235.488E3 at node 952
Peak/value minimum -23.1906E3 at node 424
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 235.488E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum 1.28241E3 at Gauss point 11 of element 794
Diagram scale: 1: 42.465E-6



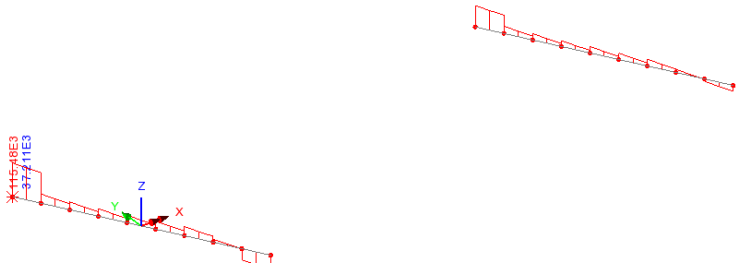
Scale: 1: 312.143
Zoom: 108.258
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: My
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 235.488E3 at node 952
Peak/value minimum -23.1906E3 at node 424
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 118.704E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram minimum -33.1437E3 at Gauss point 1 of element 512
Diagram scale: 1: 84.2435E-6



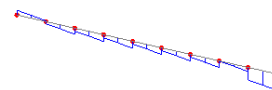
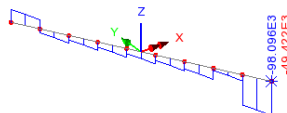
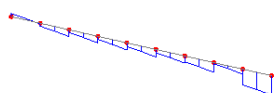
Scale: 1: 312.143
Zoom: 108.258
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 115.482E3 at node 952
Peak/value minimum -98.0962E3 at node 160
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 115.482E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum -49.4217E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram scale: 1: 86.5936E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 108.258
Eye: (-0.505625, -0.698407, 0.506528)
Linear/dynamic analysis
Combining on: Fz
SLU STR (Min)

Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 115.482E3 at node 952
Peak/value minimum -98.0962E3 at node 160
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 37.2109E3 at Gauss point 11 of element 1412
Diagram minimum -98.0962E3 at Gauss point 1 of element 230
Diagram scale: 1: 0.101941E-3



Verifica a flessione.

La sezione in esame ricade nella classe 3:

Ala: $c/t=9.4 < 14\varepsilon$ classe 3

Anima: $c/t=41.25 < 72\varepsilon$ classe 1

La sezione può essere verificata pertanto tramite metodo elastico.

Il modulo resistente elastico della sezione è pari a:

$W_{el}=17339200 \text{ mm}^3$

$M_{el,Rd}=5862 \text{ kNm}$

$M_{Ed}/M_{el,Rd}=0.04 < 1$ Verificato

Verifica a taglio

$A_v=17400 \text{ mm}^2$

$V_{c,Rd}= 3396 \text{ kN}$

$V_{Ed}/V_{c,Rd}=0.03 < 1$ Verificato

5.6 FESSURAZIONE SOLETTA IN C.A.

5.6.1 Generalità

Ai fini delle verifiche a fessurazione, si considera cautelativamente il limite di riferimento di ampiezza fessura pari a (ambiente molto aggressivo):

$$w_k = 0.2 \text{ mm.}$$

I medesimi requisiti sono previsti da EN 1994-2 cap. 7.4.1., che rimanda a EN 1991-1-1, cap. 7.3.

Per le verifiche nei confronti dello S.L. di fessurazione si seguono in criteri proposti da EN-1994-2, afferenti ad un ciclo più sistematico di verifiche. L'esame dello S.L. prevede i seguenti passi:

verifica presenza minimi quantitativi di armatura (EN 1994-2 cap. 7.4.2.)

controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.2.)

controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.3.)

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4.

Di seguito si riportano le modalità di espletamento delle verifiche su indicate.

Minimo quantitativi di armatura

Si considera quanto previsto in EN 1994-2, cap. 7.4.2.(1)/Istruzioni NTC-18 cap. 4.1.2.2.4.6. Il minimo quantitativo di armatura da prevedersi ai fini del contenimento delle azioni indirette, in combinazione o meno di altre azioni dirette è dato da:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s$$

Per il caso in esame, si ha:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ Mpa} \quad (\text{EN 1992-1-1 tab. 3.1})$$

$$k = 0.8 \quad (\text{EN 1994-2 cap. 7.4.2.(1)})$$

$$k_s = 0.9$$

“

$$\sigma_s = 450.0 \text{ MPa}$$

Controllo fessurazione per carichi indiretti

La verifica viene eseguita per le sezioni in cui la tensione di trazione nel calcestruzzo per effetto della combinazione S.L.E. caratteristica supera il valore $2 f_{ctm}$. Essa consiste nel confronto della tensione nelle armature per carichi indiretti σ_s con quella di riferimento prevista nelle tabelle 7.1/7.2 di EN 1994-2 (tab. C.4.1.II/C.4.1.III delle Istruzioni NTC-18), in funzione del diametro/passo delle barre e dell'ampiezza di fessura limite, e che di seguito vengono riportate.

Table 7.1: Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Table 7.2 Maximum bar spacing for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar spacing (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione per carichi indiretti viene valutata con riferimento alla medesima formula impiegata per la deduzione del minimo quantitativo di armatura, riformulata nel seguente modo:

$$\sigma_s = k_s k_c k_{f_{ct,eff}} \frac{A_{ct}}{A_s}$$

Il controllo viene effettuato interpolando linearmente sui valori delle tabelle 71-7.2 per $w_k = 0.2$ mm.

Controllo fessurazione per carichi diretti

Il controllo della fessurazione sotto carichi diretti viene effettuato con riferimento a EN 1994-2 cap. 7.4.3., confrontando la tensione nell'acciaio per la combinazione di carico S.L.E. frequente, incrementata del contributo del tension stiffening con il valore limite tabellare riferito all'effettivo diametro/passo delle armature ricavato dalle tabelle 7.1/7.2 del medesimo capitolo EN.

Il contributo del tension stiffening viene così calcolato con l'impiego delle relazioni proposte in EN 1994-2 cap. 7.4.3(3):

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s}$$

con:

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ Mpa}$$

$$\rho_s = A_{steel}/A_{ct}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a}$$

A, I area ed inerzia della sezione completa, valutata trascurando il calcestruzzo in trazione

A_a, I_a area ed inerzia della sezione metallica

5.6.2 Report sintetico verifiche

Si riporta di seguito l'output tabellare relativo alle verifiche a fessurazione, esteso a tutte le sezioni di verifica delle travi e dei traversi.

In direzione longitudinale, si considera efficace il solo getto di soletta, pari a 250mm.

Si prevede di predisporre la seguente armatura longitudinale:

Concio A e B \varnothing 20/20 inferiori
 \varnothing 20/10 superiori

Concio C e D \varnothing 20/20 inferiori/superiori

In direzione trasversale, si considera efficace il solo getto di soletta, pari a 250mm. Si prevede di predisporre la armatura trasversale \varnothing 20/10 superiori e \varnothing 20/20 inferiori.

5.6.3 Verifica fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono effettuate con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2, con riferimento ad un'apertura ammissibile $w_k = 0.2$ mm.

Di seguito le formule di riferimento adottate per effettuare i checks previsti da EN 1994-2

<p>Area minima</p> $A_{s,min} = k_s k_c k_f k_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$ $k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0.3 \leq 1$ <p>$k_s = 0.9$ $k = 0.8$ $f_{ct,eff} = f_{ctm}$</p>	<p>Controllo della fessurazione - Metodo indiretto</p> $\phi^* = \phi \frac{f_{ct,0}}{f_{ct,eff}} \quad f_{ct,0} = 2.90 \text{ MPa}$ $\phi^*, w_k \rightarrow \text{Tabella 7.1 EN1994-2} \rightarrow \sigma_{s,am}$ $p, w_k \rightarrow \text{Tabella 7.2 EN1994-2} \rightarrow \sigma_{s,am}$ <p>Carichi indiretti $\sigma_s = k_s k_c k_f k_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{A_{s, reale}}$ Carichi diretti $\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s$ $\Delta \sigma_s = 0.4 * f_{ctm} / (\alpha_{st} \rho_s)$</p>
--	--

Sezione	z0 fase3 (mm)	kc	Act (mm^2)	As,min (mm^2)	As,reale (mm^2)	Verifica (As min)	fimax/pmax	Sigc rara (N/mm^2)	Stato (c. rara)	Sig,s (N/mm^2)	Fi* (mm)	Sig am (Fi) (N/mm^2)	Sig am (p) (N/mm^2)	Verifica (carichi indiretti)	Sigs max freq (N/mm^2)	Tension stiff. (N/mm^2)	Sgs+DSig	Verifica (carichi diretti)
concioA_181_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.95	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	67	58	125	SI (0.65)
concioA_181_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.34	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	72	58	130	SI (0.68)
concioA_182_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.34	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	72	58	130	SI (0.68)
concioA_182_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.77	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	77	58	135	SI (0.71)
concioA_183_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.77	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	77	58	135	SI (0.71)
concioA_183_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.32	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	84	58	141	SI (0.74)
concioA_184_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.32	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	84	58	141	SI (0.74)
concioA_184_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.91	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	90	58	148	SI (0.77)
concioA_185_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.91	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	90	58	148	SI (0.77)
concioA_185_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	10.5	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	98	58	155	SI (0.81)
concioA_186_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	10.5	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	98	58	155	SI (0.81)
concioA_186_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	11.2	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	105	58	163	SI (0.85)
concioA_187_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	11.2	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	105	58	163	SI (0.85)
concioA_187_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	10.5	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	97	58	155	SI (0.81)
concioA_188_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	10.5	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	97	58	155	SI (0.81)
concioA_188_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.86	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	90	58	147	SI (0.77)
concioA_189_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.86	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	90	58	147	SI (0.77)
concioA_189_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.27	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	83	58	141	SI (0.74)
concioA_190_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.27	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	83	58	141	SI (0.74)
concioA_190_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.72	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	77	58	134	SI (0.7)
concioA_191_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.73	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	77	58	134	SI (0.7)
concioA_191_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.31	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	72	58	129	SI (0.68)
concioA_192_1	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.31	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	72	58	129	SI (0.68)
concioA_192_11	491	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.92	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	67	58	124	SI (0.65)
concioB_169_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.11	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	36	51	88	SI (0.46)
concioB_169_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.43	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	42	51	93	SI (0.49)
concioB_170_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.42	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	42	51	93	SI (0.49)
concioB_170_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.71	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	47	51	98	SI (0.51)
concioB_171_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.71	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	47	51	98	SI (0.51)
concioB_171_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	52	51	103	SI (0.54)
concioB_172_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	52	51	103	SI (0.54)
concioB_172_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.31	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	57	51	108	SI (0.57)
concioB_173_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.31	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	57	51	108	SI (0.57)
concioB_173_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.63	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	63	51	114	SI (0.6)
concioB_174_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.63	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	63	51	114	SI (0.6)
concioB_174_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.97	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	69	51	120	SI (0.63)
concioB_175_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.97	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	69	51	120	SI (0.63)
concioB_175_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.31	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	75	51	127	SI (0.66)
concioB_176_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.32	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	75	51	126	SI (0.66)
concioB_176_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.68	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	82	51	133	SI (0.7)
concioB_177_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.68	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	82	51	133	SI (0.7)
concioB_177_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.06	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	89	51	140	SI (0.73)

concioB_178_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.06	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	89	51	140	SI (0.73)
concioB_178_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.51	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	96	51	148	SI (0.77)
concioB_179_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.51	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	96	51	148	SI (0.77)
concioB_179_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.02	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	105	51	156	SI (0.82)
concioB_180_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.02	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	104	51	156	SI (0.82)
concioB_180_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.18	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	107	51	158	SI (0.83)
concioB_193_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9.14	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	106	51	158	SI (0.83)
concioB_193_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.98	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	104	51	155	SI (0.81)
concioB_194_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	9	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	104	51	155	SI (0.81)
concioB_194_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.49	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	96	51	147	SI (0.77)
concioB_195_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.49	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	96	51	147	SI (0.77)
concioB_195_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.06	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	88	51	139	SI (0.73)
concioB_196_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	8.05	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	88	51	139	SI (0.73)
concioB_196_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.67	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	81	51	132	SI (0.69)
concioB_197_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.67	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	81	51	132	SI (0.69)
concioB_197_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.31	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	74	51	126	SI (0.66)
concioB_198_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	7.31	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	74	51	126	SI (0.66)
concioB_198_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.97	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	68	51	119	SI (0.63)
concioB_199_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.97	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	68	51	119	SI (0.63)
concioB_199_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.63	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	62	51	113	SI (0.59)
concioB_200_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.63	Fess.	123	18.1	191	160	SI (0.64)	62	51	113	SI (0.59)
concioB_200_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.31	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	56	51	108	SI (0.56)
concioB_201_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6.31	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	56	51	108	SI (0.56)
concioB_201_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.99	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	51	51	102	SI (0.53)
concioB_202_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	6	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	51	51	102	SI (0.54)
concioB_202_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	46	51	97	SI (0.51)
concioB_203_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	46	51	97	SI (0.51)
concioB_203_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.37	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	41	51	92	SI (0.48)
concioB_204_1	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.41	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	41	51	92	SI (0.48)
concioB_204_11	383	1	500000	2568	9425	SI	20\200	5.04	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	35	51	87	SI (0.45)
concioC_157_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.67	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	0	87	87	SI (0.46)
concioC_157_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.83	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	2	87	89	SI (0.47)
concioC_158_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.82	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	2	87	89	SI (0.47)
concioC_158_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.98	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	4	87	91	SI (0.48)
concioC_159_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.98	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	4	87	91	SI (0.48)
concioC_159_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.15	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	6	87	93	SI (0.49)
concioC_160_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.15	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	6	87	93	SI (0.49)
concioC_160_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.33	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	8	87	95	SI (0.5)
concioC_161_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.33	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	8	87	95	SI (0.5)
concioC_161_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.52	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	11	87	98	SI (0.51)
concioC_162_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.51	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	11	87	97	SI (0.51)
concioC_162_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	13	87	100	SI (0.53)
concioC_163_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	13	87	100	SI (0.53)
concioC_163_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.91	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	16	87	103	SI (0.54)
concioC_164_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.9	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	16	87	103	SI (0.54)
concioC_164_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.12	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	19	87	106	SI (0.56)
concioC_165_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.12	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	19	87	106	SI (0.56)
concioC_165_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.35	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	23	87	110	SI (0.58)
concioC_166_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.34	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	23	87	110	SI (0.58)
concioC_166_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.58	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	27	87	114	SI (0.6)
concioC_167_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.58	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	27	87	114	SI (0.6)
concioC_167_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.83	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	31	87	118	SI (0.62)
concioC_168_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.83	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	31	87	118	SI (0.62)
concioC_168_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	5.05	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	34	87	121	SI (0.64)
concioC_205_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.99	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	33	87	120	SI (0.63)
concioC_205_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.76	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	30	87	117	SI (0.61)
concioC_206_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.76	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	30	87	116	SI (0.61)
concioC_206_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.52	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	26	87	113	SI (0.59)
concioC_207_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.52	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	26	87	113	SI (0.59)
concioC_207_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.23	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	22	87	109	SI (0.57)
concioC_208_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.24	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	22	87	109	SI (0.57)
concioC_208_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.01	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	19	87	106	SI (0.55)
concioC_209_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	4.01	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	19	87	106	SI (0.55)
concioC_209_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.8	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	15	87	102	SI (0.54)
concioC_210_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.81	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	16	87	102	SI (0.54)
concioC_210_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.61	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	13	87	100	SI (0.52)
concioC_211_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.61	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	13	87	100	SI (0.52)
concioC_211_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.41	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	10	87	97	SI (0.51)

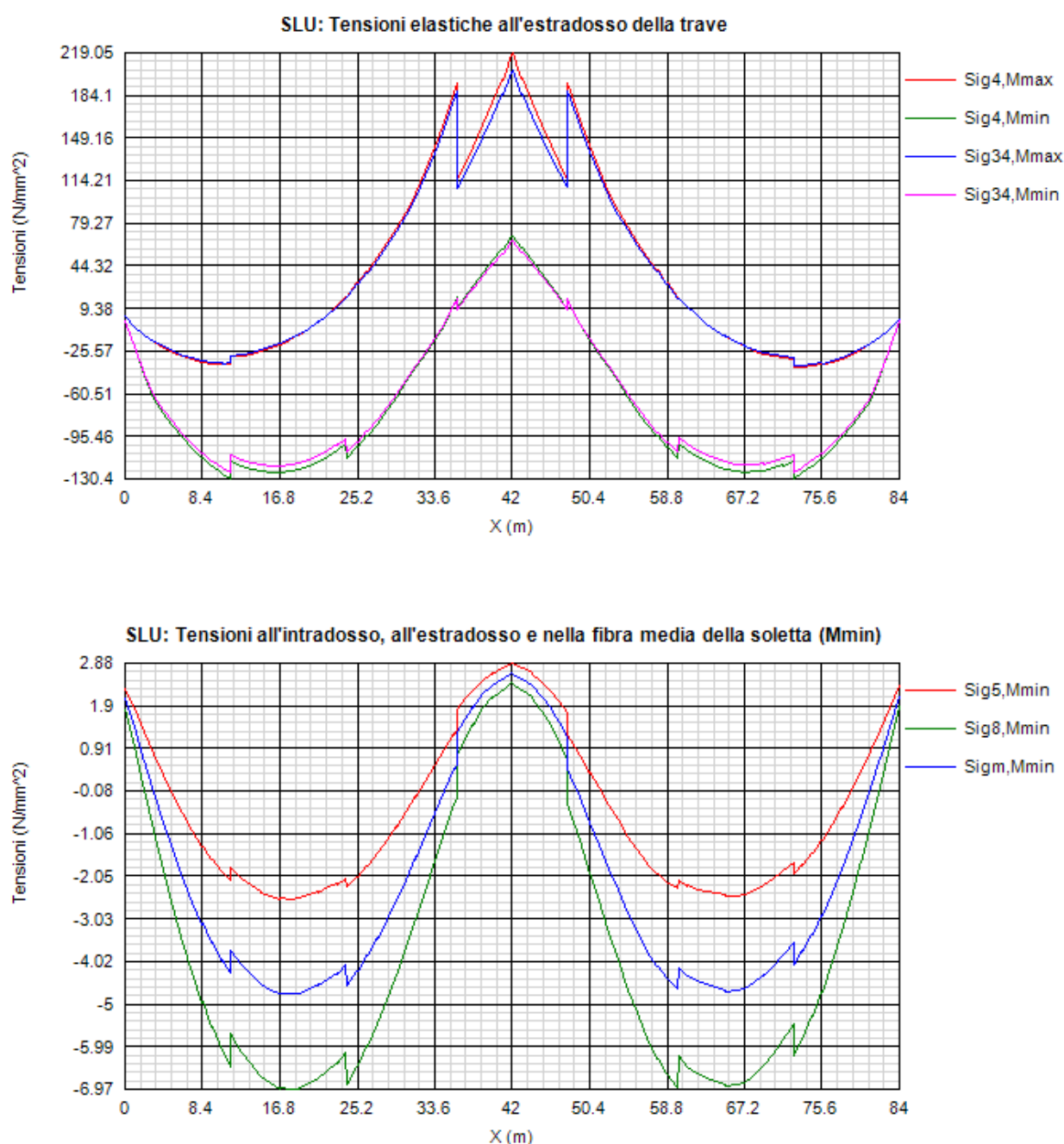
concioC_212_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.41	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	10	87	97	SI (0.51)
concioC_212_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.22	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	7	87	94	SI (0.49)
concioC_213_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.22	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	7	87	94	SI (0.49)
concioC_213_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.04	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	5	87	92	SI (0.48)
concioC_214_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	3.04	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	5	87	92	SI (0.48)
concioC_214_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.88	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	3	87	90	SI (0.47)
concioC_215_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.88	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	3	87	90	SI (0.47)
concioC_215_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.72	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	1	87	88	SI (0.46)
concioC_216_1	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.73	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	1	87	88	SI (0.46)
concioC_216_11	419	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.58	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	0	----	----	----
concioD_146_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.76	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	2	85	86	SI (0.45)
concioD_146_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.66	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_147_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.66	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_147_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.69	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_148_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-2	----	----	----
concioD_148_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.75	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_149_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.75	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_149_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.81	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_150_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.82	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_150_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.9	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_151_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.9	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_151_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.98	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_152_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.99	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_152_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.09	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_153_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.09	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_153_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.2	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_154_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.19	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_154_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.32	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-2	----	----	----
concioD_155_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.32	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-2	----	----	----
concioD_155_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.46	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_156_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.45	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_156_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.59	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	0	85	85	SI (0.45)
concioD_217_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.5	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	0	----	----	----
concioD_217_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.36	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-2	----	----	----
concioD_218_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.37	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-2	----	----	----
concioD_218_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.24	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_219_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.24	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_219_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.12	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_220_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.12	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_220_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.01	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_221_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	2.01	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_221_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.91	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-5	----	----	----
concioD_222_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.92	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-5	----	----	----
concioD_222_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.83	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-5	----	----	----
concioD_223_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.83	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-5	----	----	----
concioD_223_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.76	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_224_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.77	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_224_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.71	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_225_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.71	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-4	----	----	----
concioD_225_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.67	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_226_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.67	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-3	----	----	----
concioD_226_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.65	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_227_1	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.65	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	-1	----	----	----
concioD_227_11	392	1	500000	2568	6283	SI	20\200	1.7	Non Fess.	----	18.1	191	160	----	1	85	86	SI (0.45)

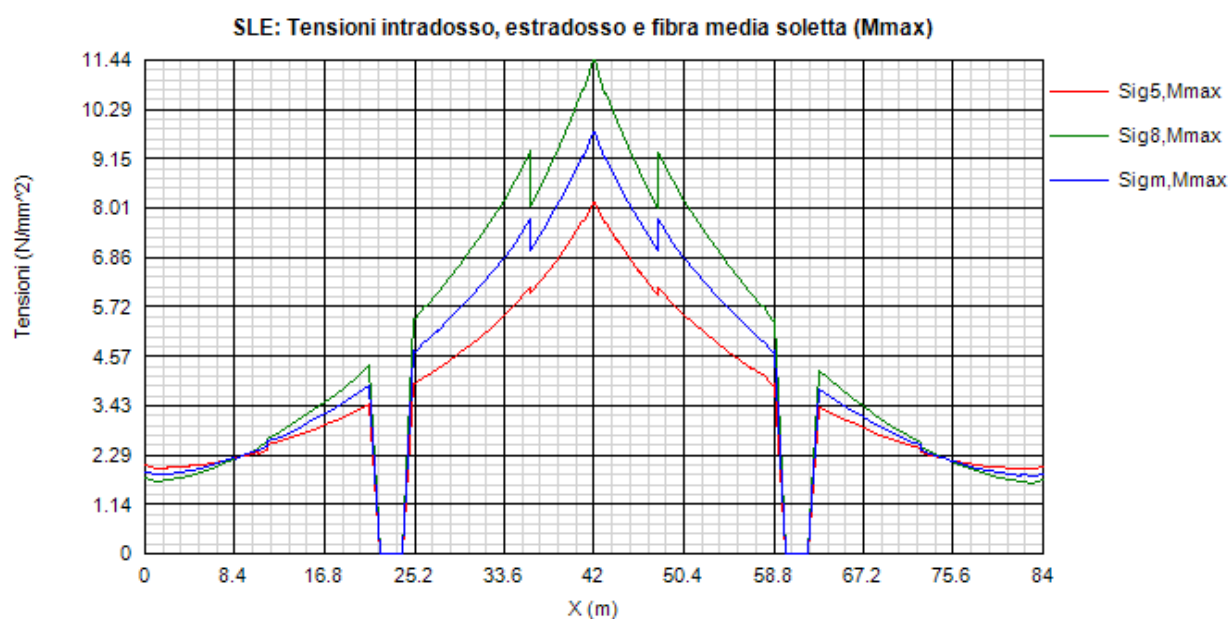
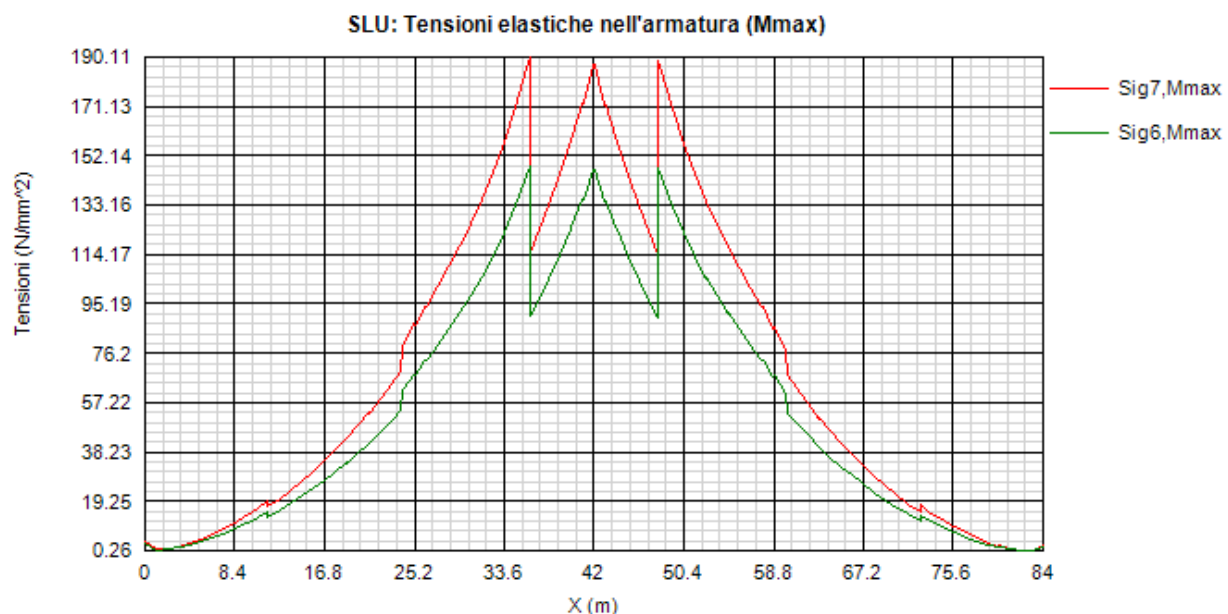
5.7 TENSIONI S.L.U. E S.L.E.

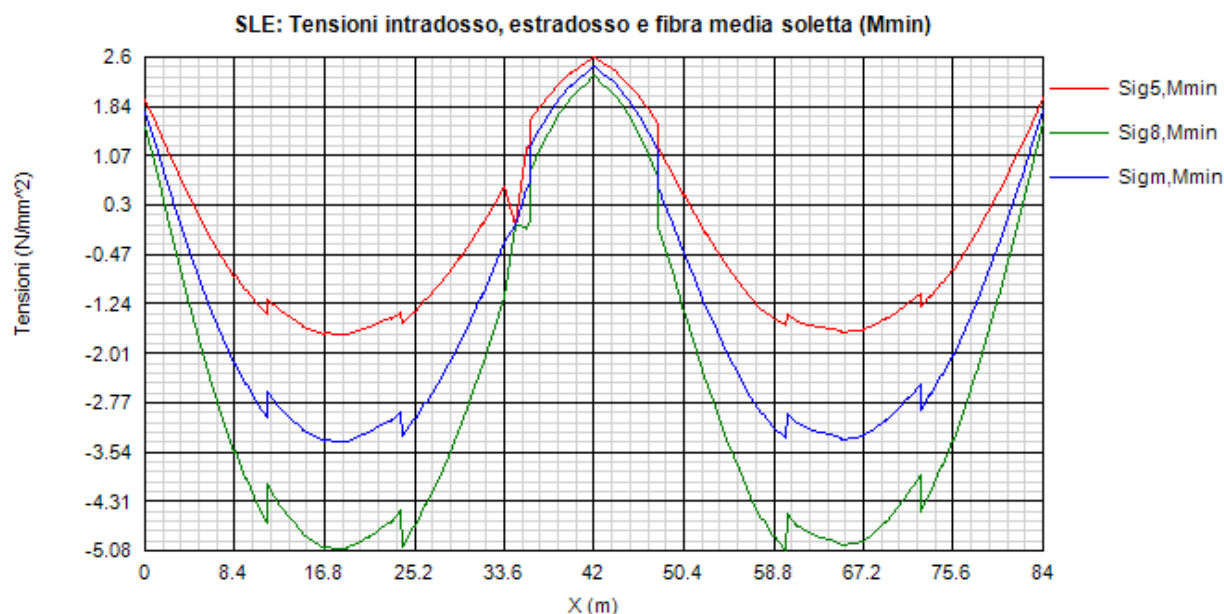
Di seguito si riportano le tensioni da statica globale longitudinale, rilevate nel calcestruzzo e nelle armature longitudinali dal programma Ponti EC4, nei vari S.L. considerati.

Tali tensioni sono ovviamente al netto delle tensioni dovute alla statica locale della soletta, che si sviluppa nell'ambito di un comportamento a piastra inflessa, ed i cui effetti vengono trattati nel prosieguo della relazione.

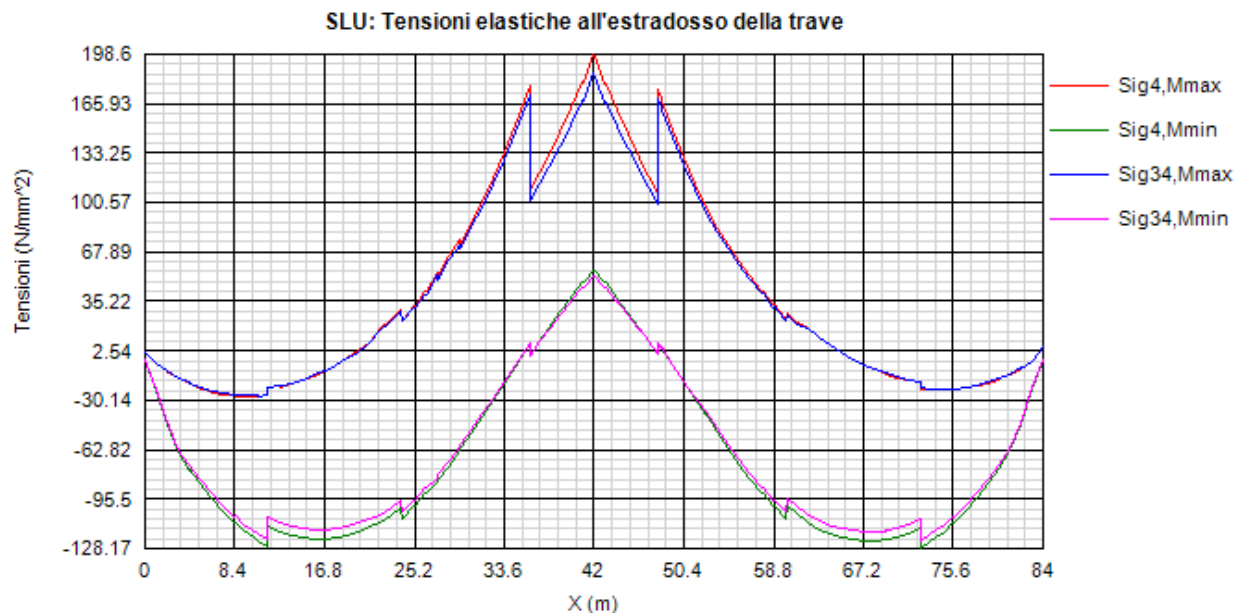
Fase finale

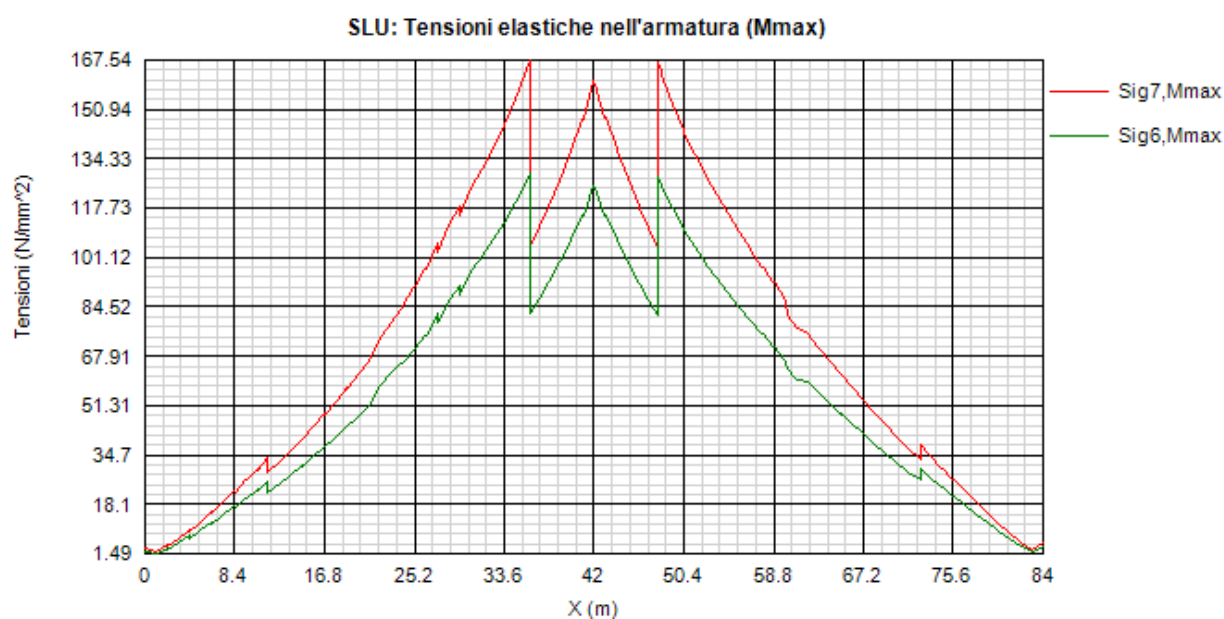
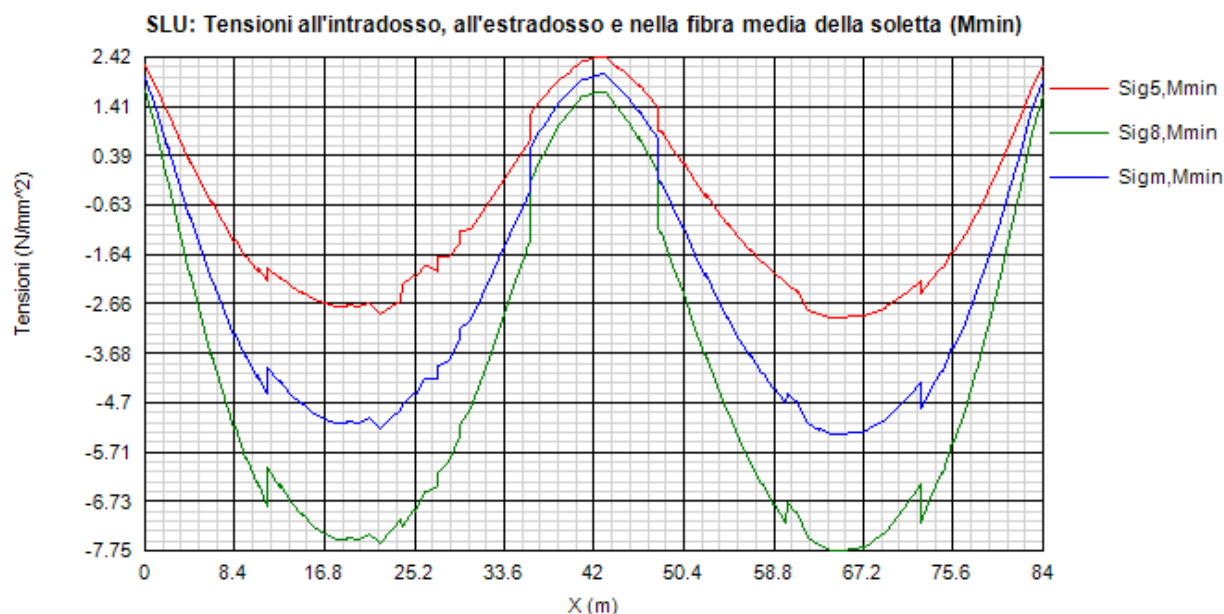


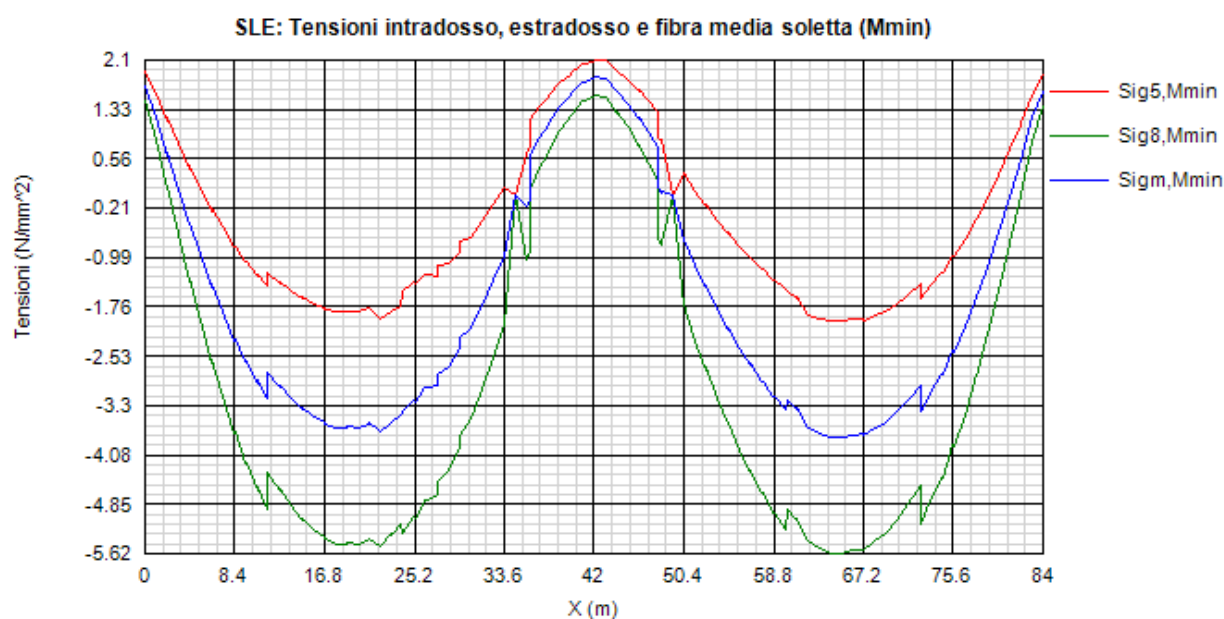
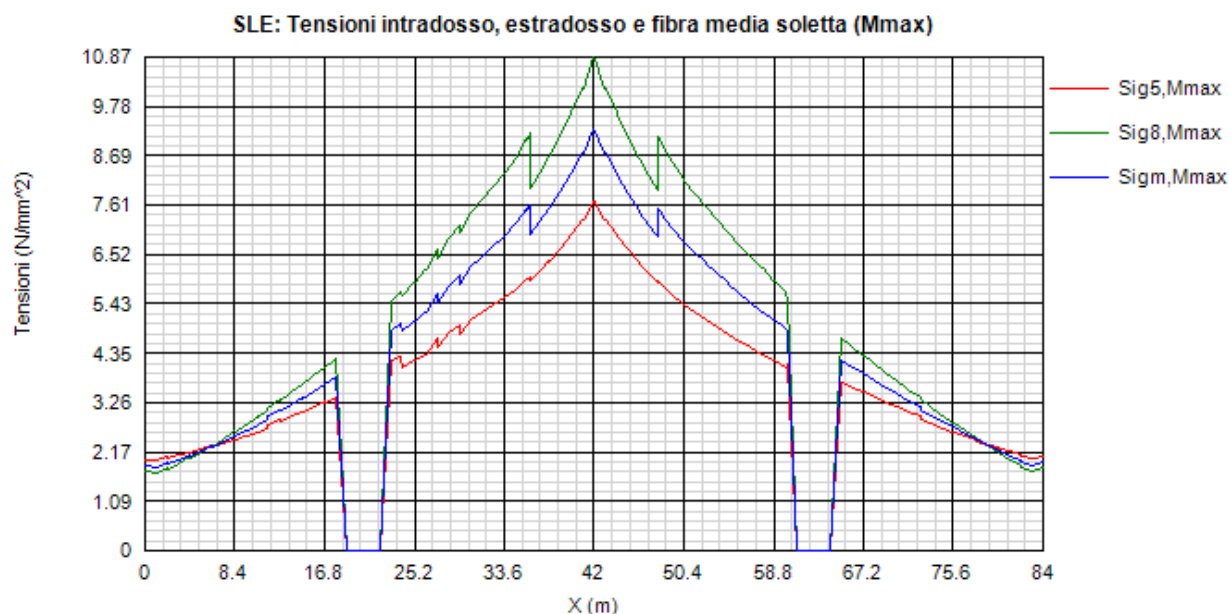




Fase temporanea







5.8 VERIFICA GIUNZIONI BULLONATE

5.8.1 Giunzione trave – trave

Si riporta la verifica dell'unione bullonata delle travi principali.

Le giunzioni bullonate tra conci di trave consentono la costruzione dell'impalcato per fasi. Di seguito verranno riportate tutte le giunzioni bullonate considerate e verificate considerando le effettive sollecitazioni massime e minime allo S.L.U. e S.L.E..

Di seguito si riporta la geometria della giunzione bullonata soggetta a verifica:

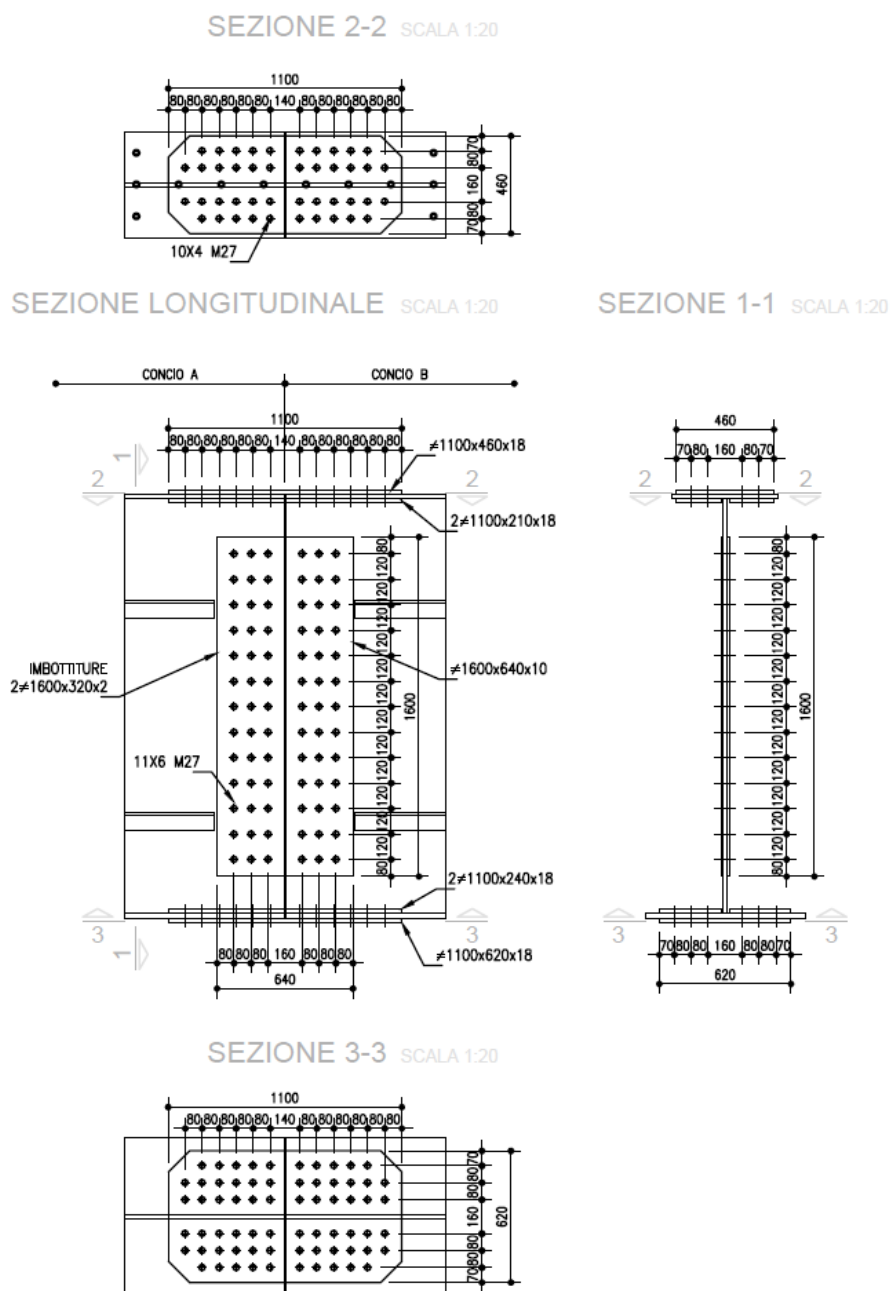
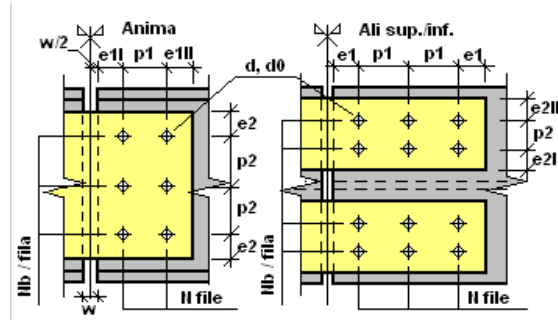


Figura 5-2 - Giunzioni bullonate tra conci di trave A e B

La verifica dei giunti bullonati è realizzata nell'ipotesi di:

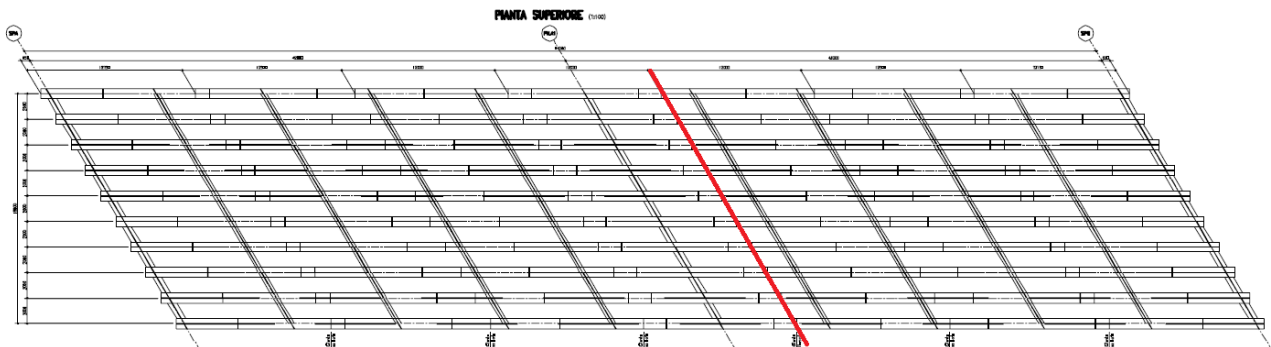
- Giunti per attrito
- Doppia piastra identica all'interno ed all'esterno delle ali
- Distribuzioni regolari dei bulloni sulle ali e sull'anima



Per le giunzioni prese in esame si considerano le seguenti specifiche di dettaglio:

Ala superiore		Anima		Ala inferiore	
Bulloni	Piatti	Bulloni	Piatti	Bulloni	Piatti
M24 (4x7)x2	30mm	M24 (11x4)x2	18mm	M24 (4x7)x2	20mm

L'unico giunto bullonato previsto per la travata longitudinale è il giunto di collegamento tra il concio A ed il concio B come in figura:



Dim_Check	Comb.	Comp.	FbEd/FbRd	FvEd/FsRd	VEEd/VplRd	N-MEd/N-MR	VEEd/VplpRd	N-MEd/N-MpRd
Ali sup.:True	SLU, Mmax	Ali sup.	0.237	0.583	-	0.697	-	0.833
Anima:True		Anima	0.606	0.814	0.335	0.689	0.272	0.856
Ali inf.:True		Ali inf.	0.314	0.651	-	0.616	-	0.911
	SLU, Mmin	Ali sup.	0.027	0.055	-	0.078	-	0.079
		Anima	0.123	0.209	0.268	0.065	0.22	0.079
		Ali inf.	0.02	0.042	-	0.043	-	0.059
	SLU, Vmax	Ali sup.	0.045	0.1	-	0.132	-	0.142
		Anima	0.127	0.189	0.164	0.108	0.134	0.137
		Ali inf.	0.047	0.098	-	0.093	-	0.137
	SLU, Vmin	Ali sup.	0.2	0.489	-	0.589	-	0.698
		Anima	0.549	0.76	0.435	0.574	0.355	0.714
		Ali inf.	0.261	0.542	-	0.514	-	0.759

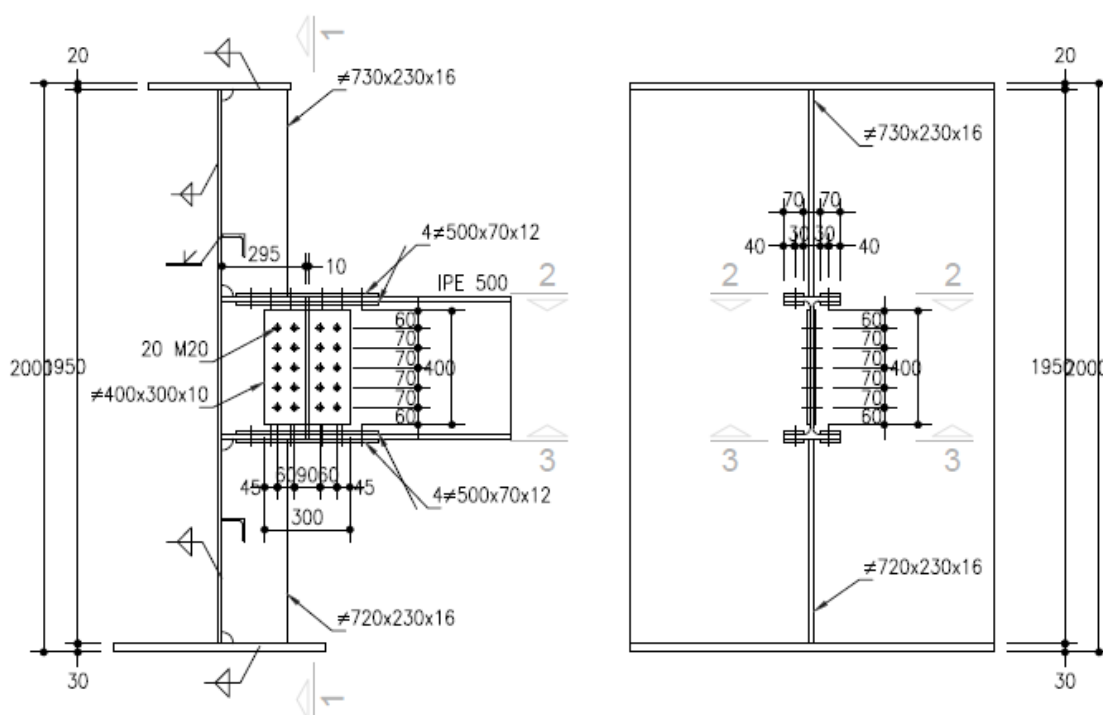
5.8.2 Giunzione trave – traverso_T2

Le giunzioni bullonate a taglio tra i conchi del traverso intermedio verranno verificate considerando le effettive sollecitazioni massime e minime allo S.L.U..

Di seguito si riporta la geometria della giunzione bullonata soggetta a verifica:

SEZIONE LONGITUDINALE SCALA 1:20

SEZIONE 1-1 SCALA 1:20



SEZIONE 3-3 SCALA 1:20

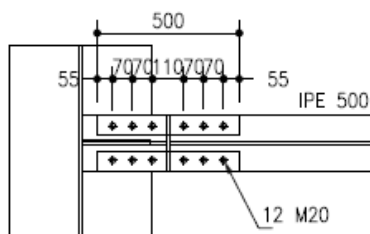
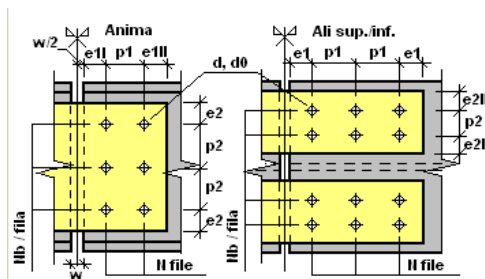


Figura 5-3 - Giunzioni bullonate dei traversi intermedi

La verifica dei giunti bullonati è realizzata nell'ipotesi di:

- Giunti a taglio normali
- Doppia piastra identica all'interno ed all'esterno delle ali
- Distribuzioni regolari dei bulloni sulle ali e sull'anima



Per le giunzioni prese in esame si considerano le seguenti specifiche di dettaglio:

Ala superiore		Anima		Ala inferiore	
Bulloni	Piastrine	Bulloni	Piastrine	Bulloni	Piastrine
M18 (3x1) x2	10mm	M18 (4x2)x2	10mm	M18 (3x1) x2	10mm

La giunzione viene di seguito verificata alla combinazione SLU STR e Sisma SLC:

NEd [N]	VEd [N]	MEd [Nm]	NEd,anima [N]	VEd,anima [N]	MEd,anir [Nm]	NEd,ala [N]	VEd,ala [N]	MEd,ala [Nm]	NEd,piatt [N]	FvEd,ala [N/bullone]	FvEd,anima [N/bullone]
420200	3078	-39.03	156 074.29	3 078.00	5.46	132 062.86	0.00	33.57	137 261.44	8 578.84	9 757.48
-243600	-2088	22.94	90 480.00	2 088.00	3.21	76 560.00	0.00	19.73	79 574.17	4 973.39	5 657.07
-92740	6057	0.851	34 446.29	6 057.00	0.12	29 146.86	0.00	0.73	30 283.61	1 892.73	2 185.96
419200	3778	-39.77	155 702.86	3 778.00	5.57	131 748.57	0.00	34.20	136 935.92	8 558.50	9 735.27
268800	20770	-46.77	99 840.00	20 770.00	6.55	84 480.00	0.00	40.22	87 835.27	5 489.70	6 375.53
106800	-19980	13.98	39 668.57	19 980.00	1.96	33 565.71	0.00	12.02	34 892.55	2 180.78	2 776.89
420000	2887	-38.81	156 000.00	2 887.00	5.43	132 000.00	0.00	33.38	137 195.84	8 574.74	9 752.60
-92740	6057	0.851	34 446.29	6 057.00	0.12	29 146.86	0.00	0.73	30 283.61	1 892.73	2 185.96
-226700	6266	26.33	84 202.86	6 266.00	3.69	71 248.57	0.00	22.64	74 060.43	4 628.78	5 278.00
332200	-19540	-50.68	123 388.57	19 540.00	7.10	104 405.71	0.00	43.58	108 542.65	6 783.92	7 809.76
420000	2887	-38.81	156 000.00	2 887.00	5.43	132 000.00	0.00	33.38	137 195.84	8 574.74	9 752.60
419200	3778	-31.05	155 702.86	3 778.00	4.35	131 748.57	0.00	26.70	136 924.02	8 557.75	9 735.06
28810	390	-2.885	10 700.86	390.00	0.40	9 054.57	0.00	2.48	9 411.29	588.21	669.32
-75510	-391	6.816	28 046.57	391.00	0.95	23 731.71	0.00	5.86	24 665.63	1 541.60	1 753.24
-28630	1234	0.989	10 634.00	1 234.00	0.14	8 998.00	0.00	0.85	9 349.92	584.37	669.12
-6342	-551	1.177	2 355.60	551.00	0.16	1 993.20	0.00	1.01	2 072.46	129.53	151.25
7909	3343	-4.54	2 937.63	3 343.00	0.64	2 485.69	0.00	3.90	2 588.73	161.80	278.54
8368	-3251	3.038	3 108.11	3 251.00	0.43	2 629.94	0.00	2.61	2 736.56	171.03	281.36
-6342	-551	1.177	2 355.60	551.00	0.16	1 993.20	0.00	1.01	2 072.46	129.53	151.25
-28630	1234	0.989	10 634.00	1 234.00	0.14	8 998.00	0.00	0.85	9 349.92	584.37	669.12
-60690	-2271	7.728	22 542.00	2 271.00	1.08	19 074.00	0.00	6.65	19 827.69	1 239.23	1 416.25
14090	-3219	-4.916	5 233.43	3 219.00	0.69	4 428.29	0.00	4.23	4 607.53	287.97	384.35
-28630	1234	3.839	10 634.00	1 234.00	0.54	8 998.00	0.00	3.30	9 353.81	584.61	669.21
-28630	1234	0.989	10 634.00	1 234.00	0.14	8 998.00	0.00	0.85	9 349.92	584.37	669.12

Essendo i coefficienti di utilizzo sempre inferiori all'unità le verifiche si ritengono soddisfatte

5.8.3 Giunzione trave – traverso_T1

Le giunzioni bullonate a taglio tra i conci del traverso di spalla verranno verificate considerando le effettive sollecitazioni massime e minime allo S.L.U..

Di seguito si riporta la geometria della giunzione bullonata soggetta a verifica:

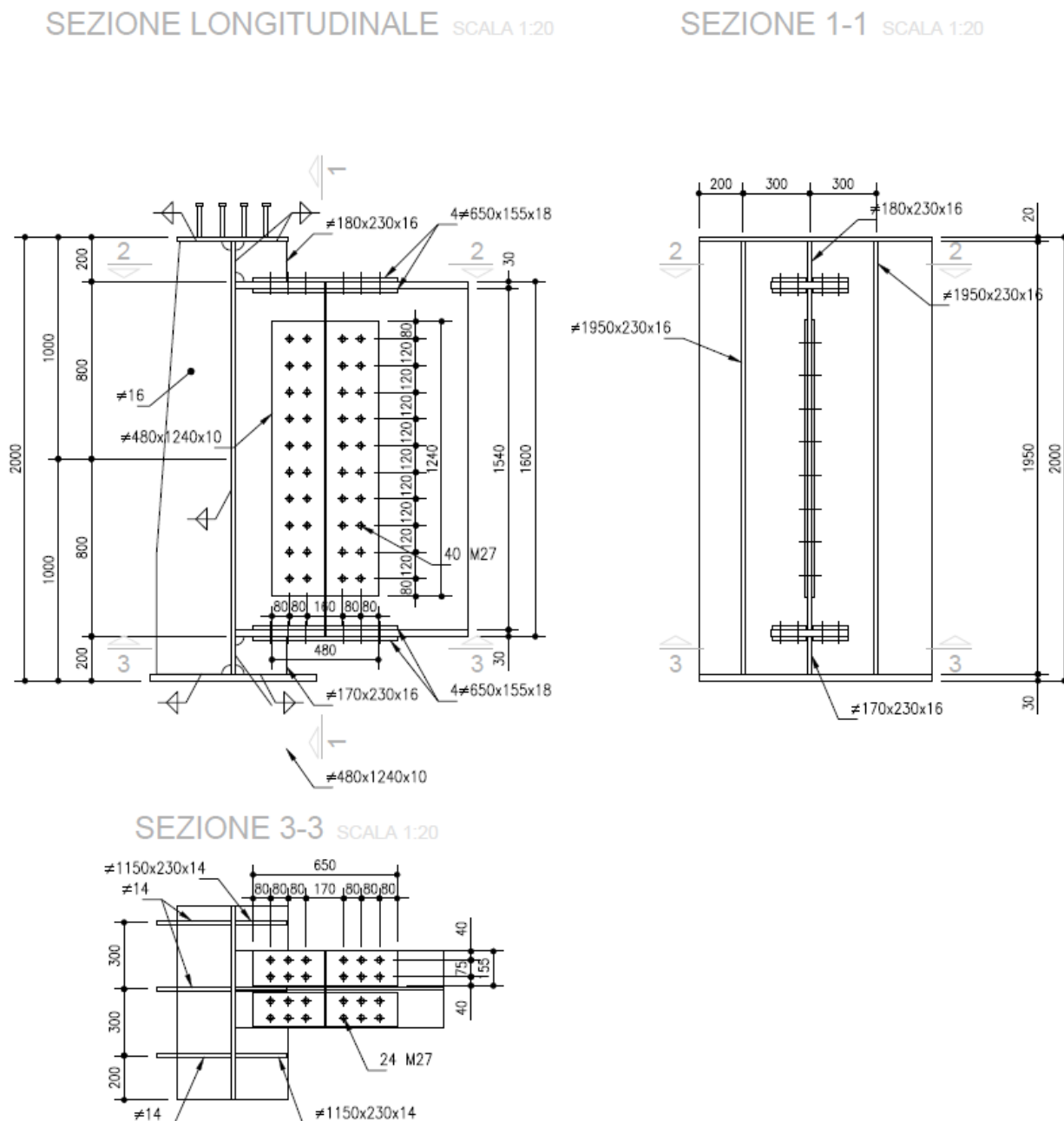


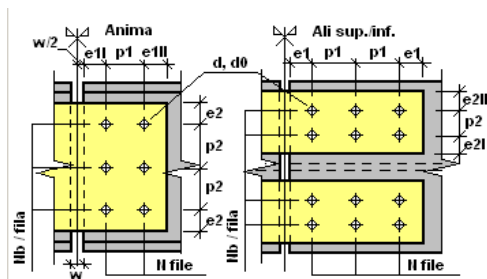
Figura 5-4 - Giunzioni bullonate dei traversi di appoggio

La verifica dei giunti bullonati è realizzata nell'ipotesi di:

Giunti a taglio normali

Doppia piastra identica all'interno ed all'esterno delle ali

Distribuzioni regolari dei bulloni sulle ali e sull'anima



Per le giunzioni prese in esame si considerano le seguenti specifiche di dettaglio:

Ala superiore		Anima		Ala inferiore	
Bulloni	Piatti	Bulloni	Piatti	Bulloni	Piatti
M24 (4x2) x2	20mm	M24 (6x2) x2	18mm	M24 (4x2) x2	20mm

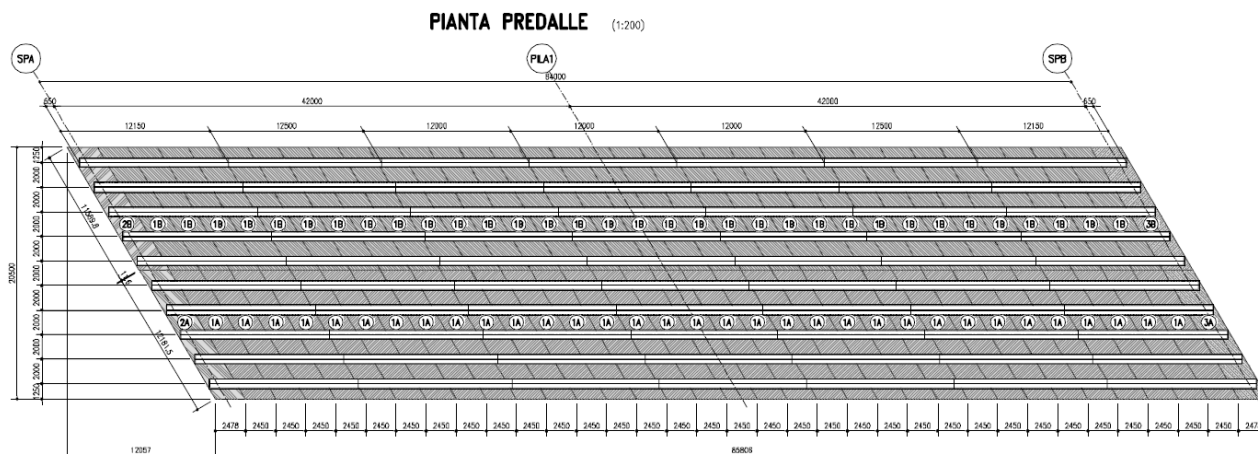
La giunzione viene di seguito verificata alla combinazione SLU STR e Sisma SLC:

NEd [N]	VEd [N]	MEd [Nm]	NEd,anima [N]	VEd,anima [N]	MEd,anir [Nm]	NEd,ala [N]	VEd,ala [N]	MEd,ala [Nm]	NEd,piatt [N]	FvEd,ala [N/bullone]	FvEd,anima [N/bullone]
42590	6724	-20720	14 519.32	6 724.00	2 69...	14 035.34	0.00	18 026.40	35 239.32	2 202.46	1 409.69
-120100	82140	-12680	40 943.18	82 140.00	1 64...	39 578.41	0.00	11 031.60	53 623.18	3 351.45	4 368.81
37630	7261	-21800	12 828.41	7 261.00	2 83...	12 400.80	0.00	18 966.00	34 628.41	2 164.28	1 439.57
-40690	-10100	13590	13 871.59	10 100.00	1 76...	13 409.20	0.00	11 823.30	27 461.59	1 716.35	1 221.75
-99930	115500	234600	34 067.05	115 500.00	30 4...	32 931.48	0.00	204 102.00	268 667.05	16 791.69	15 535.44
-51370	-98100	208800	17 512.50	98 100.00	27 1...	16 928.75	0.00	181 656.00	226 312.50	14 144.53	13 544.36
-40700	-10150	13670	13 875.00	10 150.00	1 77...	13 412.50	0.00	11 892.90	27 545.00	1 721.56	1 226.85
25710	-5820	-4469	8 764.77	5 820.00	580.97	8 472.61	0.00	3 888.03	13 233.77	827.11	591.22
-117300	113900	235500	39 988.64	113 900.00	30 6...	38 655.68	0.00	204 885.00	275 488.64	17 218.04	15 558.22
-8516	19960	-33140	2 903.18	19 960.00	4 30...	2 806.41	0.00	28 831.80	36 043.18	2 252.70	2 331.44
-41950	-9429	12630	14 301.14	9 429.00	1 64...	13 824.43	0.00	10 988.10	26 931.14	1 683.20	1 169.79
37630	7261	-21800	12 828.41	7 261.00	2 83...	12 400.80	0.00	18 966.00	34 628.41	2 164.28	1 439.57
147700	160300	438300	50 352.27	160 300.00	56 9...	48 673.86	0.00	381 321.00	488 652.27	30 540.77	26 650.31
-213300	-159800	29100	72 715.91	159 800.00	3 78...	70 292.05	0.00	25 317.00	101 815.91	6 363.49	8 578.69
91810	100900	113700	31 298.86	100 900.00	14 7...	30 255.57	0.00	98 919.00	144 998.86	9 062.43	9 486.44
-137800	-96770	12850	46 977.27	96 770.00	1 67...	45 411.36	0.00	11 179.50	59 827.27	3 739.20	5 035.31
114500	289900	448000	39 034.09	289 900.00	58 2...	37 732.95	0.00	389 760.00	487 034.09	30 439.63	32 344.35
-187300	-286400	-158500	63 852.27	286 400.00	20 6...	61 723.86	0.00	137 895.00	222 352.27	13 897.02	19 342.99
33130	161700	127400	11 294.32	161 700.00	16 5...	10 917.84	0.00	110 838.00	138 694.32	8 668.39	12 478.40
-123300	-115700	-119500	42 034.09	115 700.00	15 5...	40 632.95	0.00	103 965.00	161 534.09	10 095.88	10 448.15
114400	289900	448100	39 000.00	289 900.00	58 2...	37 700.00	0.00	389 847.00	487 100.00	30 443.75	32 348.66
-69140	-187500	-212400	23 570.45	187 500.00	27 6...	22 784.77	0.00	184 788.00	235 970.45	14 748.15	17 429.80
33130	161700	127400	11 294.32	161 700.00	16 5...	10 917.84	0.00	110 838.00	138 694.32	8 668.39	12 478.40
-137800	-91980	-96130	46 977.27	91 980.00	12 4...	45 411.36	0.00	83 633.10	143 107.27	8 944.20	8 509.08
130400	136000	48120	44 454.55	136 000.00	6 25...	42 972.73	0.00	41 864.40	92 574.55	5 785.91	8 101.91
-195800	-136100	33740	66 750.00	136 100.00	4 38...	64 525.00	0.00	29 353.80	100 490.00	6 280.63	7 772.99
129200	131400	116200	44 045.45	131 400.00	15 1...	42 577.27	0.00	101 094.00	160 245.45	10 015.34	10 955.85
-128600	-82710	15500	43 840.91	82 710.00	2 01...	42 379.55	0.00	13 485.00	59 340.91	3 708.81	4 562.16
96990	266200	416000	33 064.77	266 200.00	54 0...	31 962.61	0.00	361 920.00	449 064.77	28 066.55	29 892.61
-169800	-262700	-126500	57 886.36	262 700.00	16 4...	55 956.82	0.00	110 055.00	184 386.36	11 524.15	16 888.45
24010	147700	113800	8 185.23	147 700.00	14 7...	7 912.39	0.00	99 006.00	121 985.23	7 624.08	11 273.86
-109000	-101800	-106200	37 159.09	101 800.00	13 8...	35 920.45	0.00	92 394.00	143 359.09	8 959.94	9 241.95
96940	266200	416000	33 047.73	266 200.00	54 0...	31 946.14	0.00	361 920.00	449 047.73	28 065.48	29 892.52
-62360	-168300	-188800	21 259.09	168 300.00	24 5...	20 550.45	0.00	164 256.00	210 059.09	13 128.69	15 562.31
24010	147700	113800	8 185.23	147 700.00	14 7...	7 912.39	0.00	99 006.00	121 985.23	7 624.08	11 273.86
-128600	-77920	-77240	43 840.91	77 920.00	10 0...	42 379.55	0.00	67 198.80	121 080.91	7 567.56	7 075.46

Essendo i coefficienti di utilizzo sempre inferiori all'unità le verifiche si ritengono soddisfatte.

5.9 VERIFICA COPPELLE

Nel presente paragrafo si prende in esame la soletta dell'impalcato in fase di progetto, in cui si realizza la soletta con l'utilizzo di coppelle in acciaio che fungono da cassero a perdere. Lo spessore complessivo di soletta è pari a 0.25 m, di cui 4mm sono relativi alla coppella. Le coppelle sono ordinate in senso trasversale, appoggiandosi sulle travi poste a interasse 2.3m.

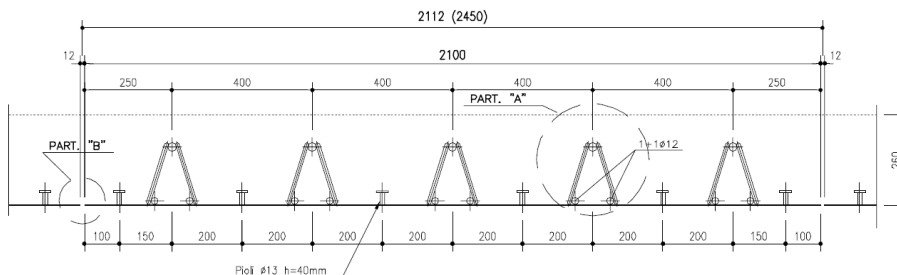


La verifica comprende lo studio della fase di costruzione (getto della soletta in calcestruzzo, con sezione resistente di sola coppella in cls,) e della fase finale d'esercizio (azione di tutti i carichi, con sezione resistente pari a quelle “finale”). Si evidenzia che in quest'ultimo caso, si trascura la reale successione delle fasi, considerando l'azione di tutti i contributi di carico sulla sezione nella configurazione finale.

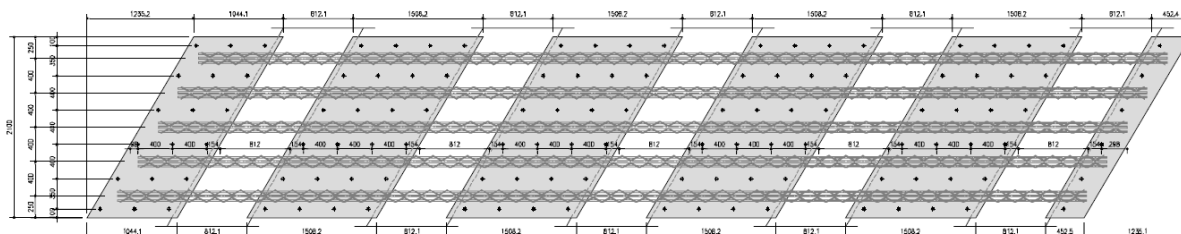
5.9.1 Analisi in fase di getto

Si prevede l'utilizzo di coppelle di larghezza 2.10m e dello spessore di 4mm, armate con n. 5 tralicci d'armatura, come mostrato nella seguente figura.

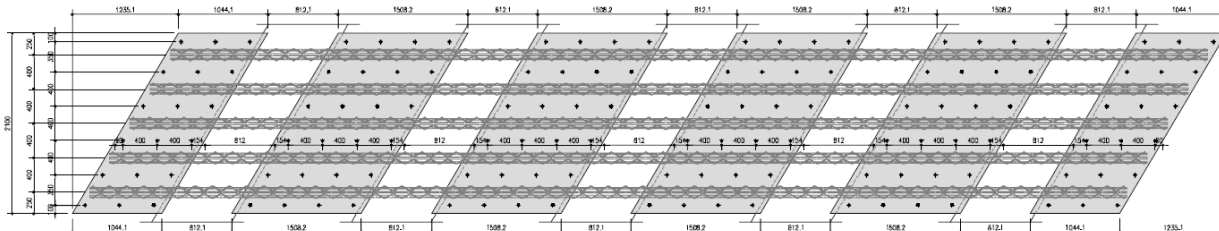
SEZIONE TRASVERSALE PREDALLE 1A-1B scala (1:10)



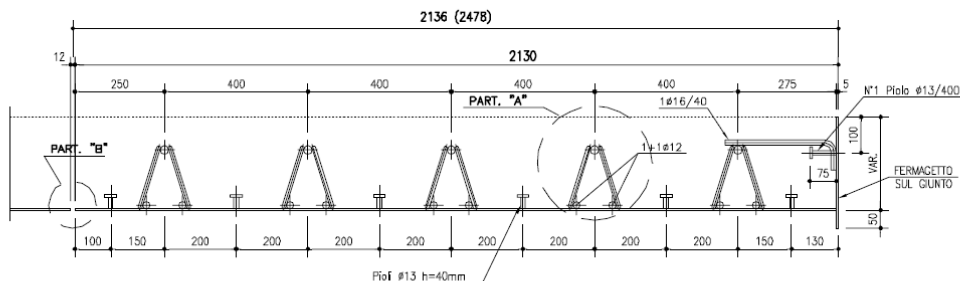
PIANTA PREDALLE 1B scala (1:25)



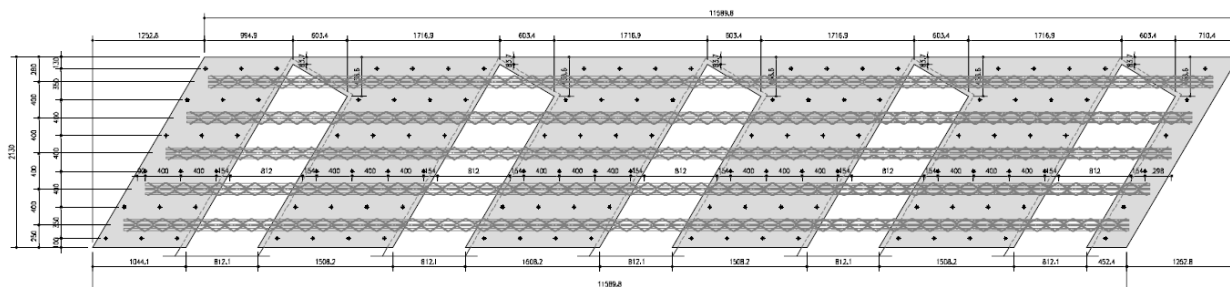
PIANTA PREDALLE 1A scala (1:25)



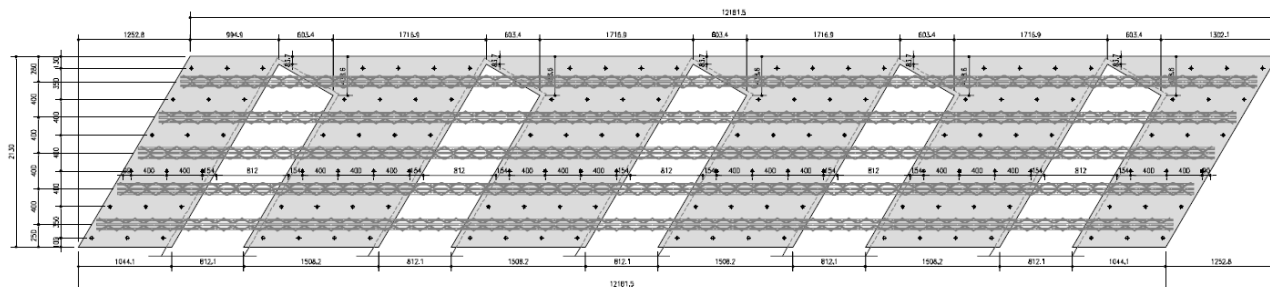
SEZIONE TRASVERSALE PREDALLE 2A-2B-3A-3B scala (1:10)



PIANTA PREDALLE 3B scala (1:25)



PIANTA PREDALLE 3A scala (1:25)



Si potranno eventualmente adottare campiture differenti, a patto di mantenere i medesimi quantitativi d'armatura e, per i tralicci, i medesimi rapporti dimensionali.

Ciascun traliccio è così formato:

Corrente superiore: n. 1 Ø 16

Corrente inferiore: n. 2 Ø 12

Staffe diagonali: n. 2 Ø 10

Distanza tra corrente superiore/inferiore: 154 mm

Passo dei diagonali: 200 mm

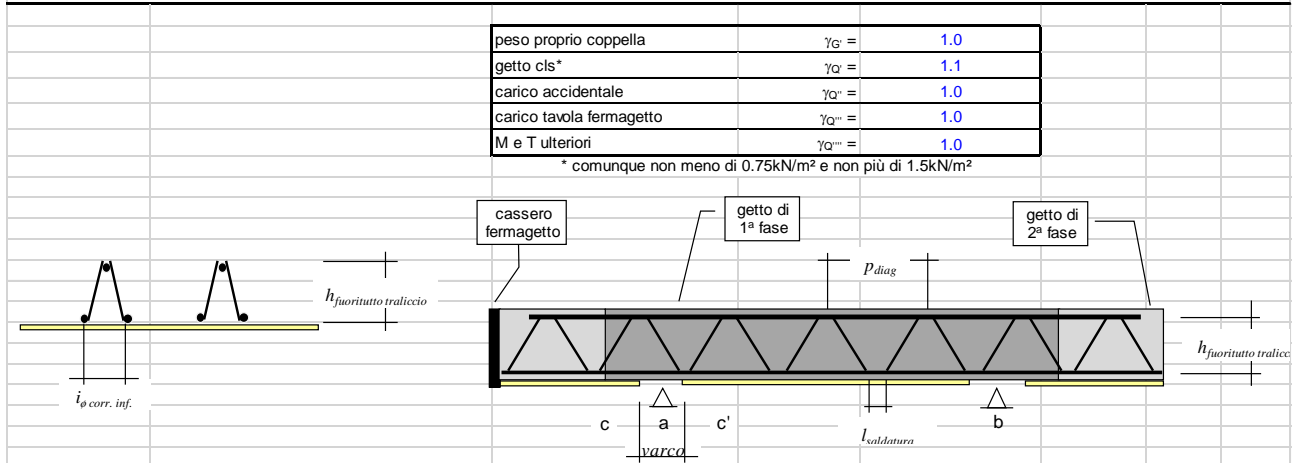
Le coppelle sono ordinate trasversalmente all'asse dell'impalcato e sono appoggiate sulle travi.

Si considerano le coppelle dei campi centrali posate sulle travi metalliche con schema isostatico di trave semplicemente appoggiata di luce 2.3 m circa.

Nel calcolo si è assunto che ciascuna coppella sostenga se stessa, il getto di calcestruzzo, un eventuale sovrageggetto del 10%, e un carico accidentale di cantiere pari a 1.0 kN/m².

Di seguito vengono riportati i calcoli e le verifiche della coppella dei campi con schema isostatico di trave semplicemente appoggiata di luce 2.3m.

1. COPPELLA PER GETTO SOLETTA : NON COLLABORANTE CON SBALZO AUTOSOSTENANTE E FERMAGETTO A FINE SBALZO.



1.1. DATI D'INGRESSO.

Geometria :	luce tra gli appoggi "a" e "b":	=	2.30 m
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella:	=	1.45 m
	numero degli sbalzi:	=	2
Coppella :	spessore equivalente della coppella metallica:	=	0.0126 m
	varco tra le coppelle (vedi figura):	=	0.812 m
	larghezza della coppella in campata:	=	2.100 m
	larghezza della coppella presso lo sbalzo:	=	2.100 m
		=	
Tralicci :	numero di tralicci per coppella:	=	5
	altezza fuorintutto del traliccio:	=	0.176 m
	diametro delle barre del corrente superiore:	$\phi_{cor.sup}$	16 mm
	diametro delle barre del corrente inferiore:	$\phi_{cor.inf}$	12 mm
	diametro delle barre diagonali:	ϕ_{diag}	10 mm
	passo degli elementi diagonali:	=	0.20 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore:	=	0.03 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore:	=	0.03 m
	interasse fra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell'immagine):	=	0.100 m
Carichi :	spessore del getto (compreso maggior spessore in fase esecutiva da livellare):	=	0.275 m
	lunghezza di getto in 1.a fase dello sbalzo da "a" a "c" ($L_{ac}=L_{ac'}$):	=	0.50 m
	sovraccarico accidentale in corso di esecuzione:	=	0.75 kN/m ²
	cassero fermagetto:	=	0.10 kN/m
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase presso la sua sezione di incastro:	T	0.00 kN/m
		M	0.00 kNm/m
	ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 2.a fase presso la sua sezione di incastro:	T	0.00 kN/m
		M	0.00 kNm/m
Opzioni:	Deduzione M agli sbalzi dal M in campata (1 per dedurre, altrimenti 0):		0
	Deduzione varco tra le coppelle dalle luci di mensola e campata (1 per dedurre, altrimenti 0):		0
	Usa coeff. parziale di sicurezza per permanenti e per variabili (1 per considerarli, altrimenti 0):		1

1.2. DATI CALCOLATI.

Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore:	$i_c = 0.176 - (0.016 + 0.012) / 2$	=	0.162 m
Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella del diagonale:	$a = (0.2 - 0.03 - 0.03) / 2$	=	0.070 m
Inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale:	$\alpha = \arctg(a / i_c) = \arctg(0.07 / 0.162)$	=	23.37 °
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella del diagonale:	$b = (0.1 + 0.012 - 0.016) / 2$	=	0.048 m
inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = \arctg(b / i_c) = \arctg(0.048 / 0.162)$	=	16.50 °
$Q_{coppella} \cdot \gamma_G =$	$2.1m \cdot 0.013m \cdot 1 \cdot 25kN/m^3$	=	0.659 kN/m
$Q_{getto} \cdot \gamma_Q =$	$[(0.275m \cdot 25kN/m^3) + 0.75kN/m^2] \cdot 2.1m$	=	16.013 kN/m
$Q_{accidentale} \cdot \gamma_Q =$	$2.1m \cdot 1 \cdot 0.75kN/m^2$	=	1.575 kN/m
$P_{fermagetto} \cdot \gamma_Q =$	$2.1m \cdot 0.096kN/m \cdot 1$	=	0.202 kN

FASE 1 del getto:				
Fase 1: Taglio presso l'appoggio				
dallo sbalzo : coppella :	0.659kN/m · 1.45m	=		0.96 kN/coppella
carico accidentale :	1.575kN/m · 0.5m	=		0.79 kN/coppella
fermagetto :	0.202kN	=		0.20 kN/coppella
getto :	16.013kN/m · 0.5m	=		8.01 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	0kN · 2.1m	=		0.00 kN/coppella
	T_{a_sbal}	=		9.95 kN/coppella
dalla campata : coppella :	0.659kN/m · 2.3m / 2	=		0.76 kN/coppella
getto :	16.013kN/m · 2.3m / 2	=		36.83 kN/coppella
carico accidentale :	1.575kN/m · 2.3m / 2	=		3.62 kN/coppella
	T_{a_camp}	=		41.21 kN/coppella
	T_a = max [T_{a_camp} ; T_{a_sbal}] =	max[9.951; 41.210]	=	41.21 kN/coppella
Fase 1: Momento presso l'appoggio				
coppella :	0.956kN · 1.45m / 2	=		0.69 kNm/coppella
carico accidentale :	0.788kN · 0.5m / 2	=		0.20 kNm/coppella
fermagetto :	0.202kN · 0.5m	=		0.10 kNm/coppella
getto :	8.006kN · 0.5m / 2	=		2.00 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	0kN · 2.1m	=		0.00 kNm/coppella
	M_a	=		2.99 kNm/coppella
Fase 1: Momento in campata				
momento dallo/dagli sbalzo/i :	0 · 2 · 2.992kNm	=		0.00 kNm/coppella
coppella :	0.659kN/m · (2.3m) ² / 8	=		0.44 kNm/coppella
getto :	16.013kN/m · (2.3m) ² / 8	=		10.59 kNm/coppella
carico accidentale :	1.575kN/m · (2.3m) ² / 8	=		1.04 kNm/coppella
	M_{ab}	=		12.07 kNm/coppella

VERIFICA DELLE COPPELLE.

Convenzione : sforzi e tensioni > 0 se di trazione.

MATERIALI

f _{yk}	450 Mpa		
E	210000 MPa		
c		Curva di instabilità (a,b,c,d)	EN 1993-1-1 Table 6.2
α	0.49	fattore di imperfezione	EN 1993-1-1 Table 6.1
γ _{M1}	1.1		NTC-08 Tab. 4.2.V
γ _{M0}	1.05		NTC-08 Tab. 4.2.V

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

M _{camp}	=	-12.07 kNm/coppella	Compressione
M _{app}	=	8.43 kNm/coppella	Trazione
φ _{corr sup}	=	16 mm	
A _{corr sup}	= 16 ² · 3.142 / 4 =	201 mm ²	Area
I _{min}	= 3.142 · 16 ⁴ / 64 =	3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
l ₀	= 200 - 30 =	170 mm	Lunghezza di libera inflessione
N _{cr}	= -210000 · 3.142 ² · 3 217 / 170 ² =	-230712 N	Carico critico elastico
λ	= (201 · 450 / 230 712) ^{0.5} =	0.63	Snellezza adimensionale
Φ	= ½ · (1 + 0.49 · (0.626 - 0.2) + 0.63 ²) =	0.80	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= 1 / [0.80 + (0.80 ² - 0.63 ²) ^{0.5}] =	0.77	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
N _{b,Rd}	= - 0.77 · 201 · 450 / 1.1 =	-63.31 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd}	= 201 · 450 / 1.05 =	86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda
N _{Ed}	-12.07kN / (0.162m · 5) =	-14.90 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.235
N _{Ed}	8.43kN / (0.162m · 5) =	10.40 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.121

VERIFICA CORRENTE INFERIORE

M_{app}	=	-8.43 kNm/coppella	Compressione	
M_{camp}	=	12.07 kNm/coppella	Trazione	
$\phi_{corr\ inf}$		12 mm		
$A_{corr\ inf}$	= $12^2 \cdot 3.142 / 4$	113 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 12^4 / 64$	1018 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $(812 + 2 \cdot 30) / 2$	436 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 1018 / 436^2$	-11098 N	Carico critico elastico	
λ	= $(113 \cdot 450 / 11098)^{0.5}$	2.14	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (2.141 - 0.2) + 2.14^2)$	3.27		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [3.27 + (3.27^2 - 2.14^2)^{0.5}]$	0.17		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.17 \cdot 113 \cdot 450 / 1.1$	-8.06 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $113 \cdot 450 / 1.05$	48.47 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-8.43\text{kN} / (0.162\text{m} \cdot 2 \cdot 5)$	-5.20 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.645	
N_{Ed}	= $12.07\text{kN} / (0.162\text{m} \cdot 2 \cdot 5)$	7.45 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.154	

VERIFICA DIAGONALI

T_{max}	=	-41.21 kN/coppella	Compressione	
ϕ_{diag}		10 mm		
A_{diag}	= $10^2 \cdot 3.142 / 4$	79 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 10^4 / 64$	491 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $0.162 \cdot 1000 / (\cos 23.37 \cdot \cos 16.50)$	184 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 491 / 184^2$	-30031 N	Carico critico elastico	
λ	= $(79 \cdot 450 / 30031)^{0.5}$	1.08	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.085 - 0.2) + 1.08^2)$	1.31		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.31 + (1.31^2 - 1.08^2)^{0.5}]$	0.49		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.49 \cdot 79 \cdot 450 / 1.1$	-15.82 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $79 \cdot 450 / 1.05$	33.66 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-41.21 / (\cos 23.37 \cdot \cos 16.50 \cdot 2 \cdot 5)$	-4.68 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.296	

Calcolo freccia massima

$A_{cor_sup_tot}$		1005.3 mm ²
$A_{cor_inf_tot}$		1131.0 mm ²
$A_{coppella}$		8400.0 mm ²
y_{Gcor_sup}		172 mm
y_{Gcor_inf}		10 mm
$y_{Gcor_coppella}$		2 mm
A_{tot}		10536 mm ²
S_x		201023 mm ³
y_{G_tot}		19.08 mm
J_{tot}		26052436 mm ⁴
E		210000 Mpa
q		18.247 N/mm
$L_{campata}$		2300 mm
L_{sbalzo}		1450.00 mm
$f_{campata} =$	$5/384 \cdot qL^4/EJ =$	1.2 mm
$f_{sbalzo} =$	$qL^4/8EJ =$	1.8 mm

Le verifiche si ritengono adeguatamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento dei materiali pienamente accettabili. Si sottolinea inoltre che le armature delle predelle non verranno conteggiate per l'assorbimento delle sollecitazioni in fase di esercizio.

5.10 VERIFICA SOLETTA IMPALCATO

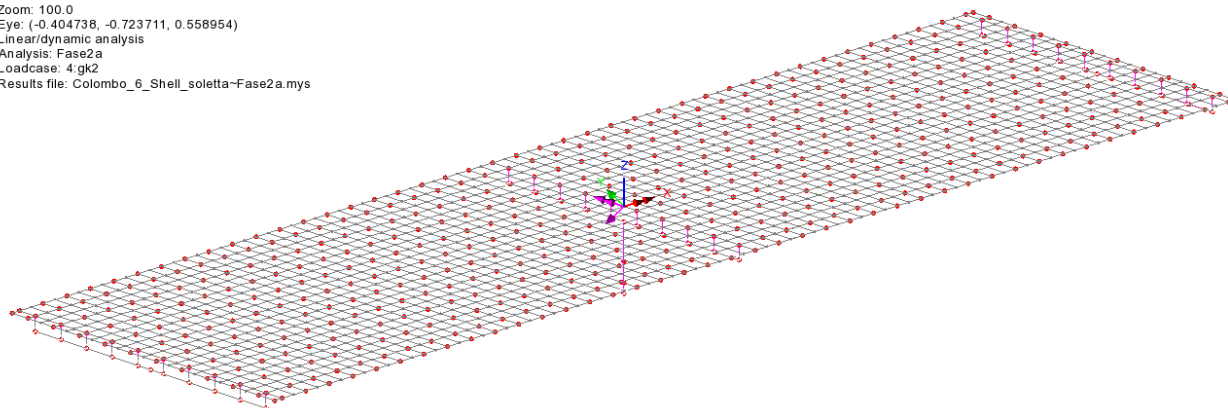
5.10.1 Calcolo sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni lungo la soletta viene effettuata attraverso un modello ad elementi finiti ottenuto attraverso un affinamento del modello a grigliato impiegato per l'analisi globale delle sollecitazioni.

L'affinamento è stato ottenuto modellando i “campi” del grigliato attraverso elementi bidimensionali tipo “thick shell” lineari a quattro nodi.

In figura è visibile il modello con elementi shell utilizzato.

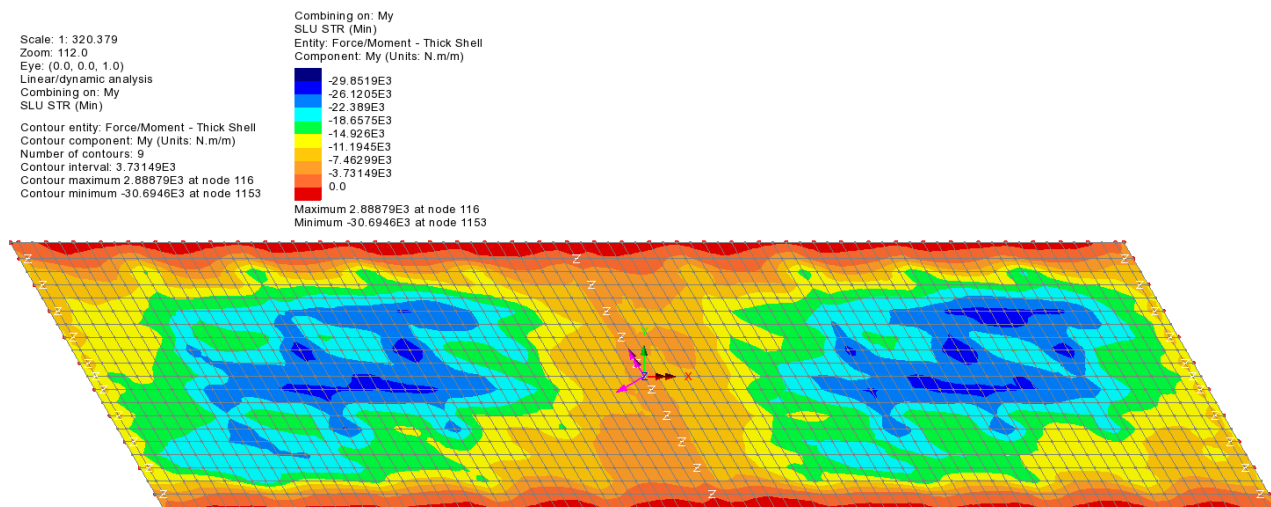
Scale: 1: 320.379
Zoom: 100.0
Eye: (-0.404738, -0.723711, 0.558954)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase2a
Loadcase: 4.gk2
Results file: Colombo_6_Shell_soletta-Fase2a.mys



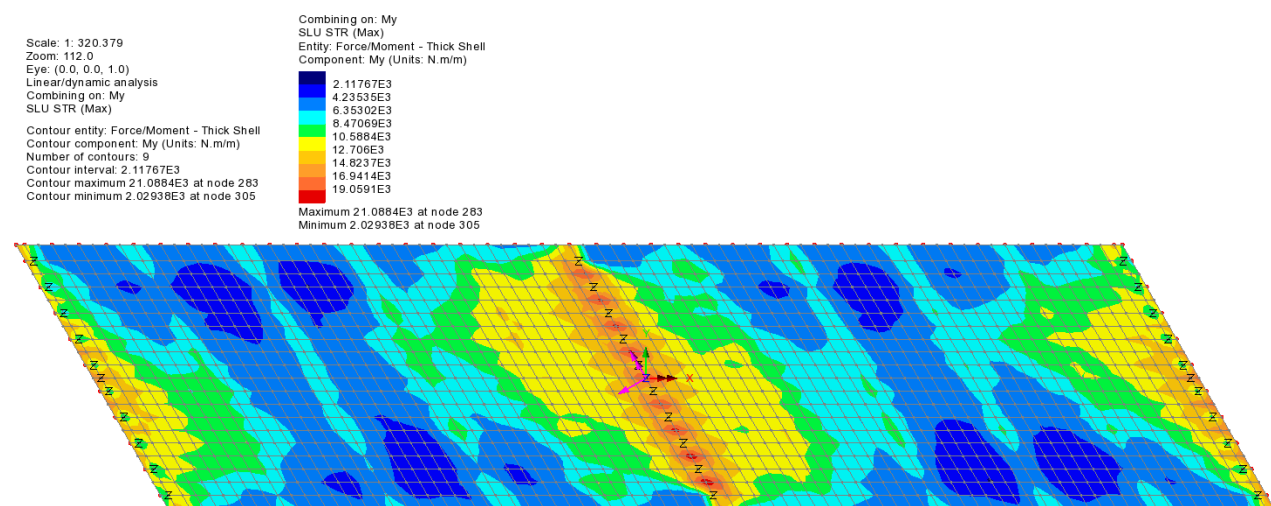
Si è fatto particolare riferimento alle sollecitazioni agenti in direzione trasversale.

Qui di seguito si riportano i diagrammi ottenuti dall'involuppo S.L.U. per max e min M_y . I valori indicati sono espressi in Nm/m.

Inviluppo minimo My SLU:



Inviluppo massimo My SLU:



5.10.2 Verifiche statiche

Per le verifiche della soletta si è fatto riferimento alle seguenti armature.

$$A_{s,sup} = 1\varnothing 20/20''$$

$$A_{s,inf} = 2\varnothing 20/20''$$

La tabella seguente riepiloga l'esito delle verifiche per tensioni normali:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO	-	Classe: C35/45	
		Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²
		Resis. compr. ridotta fcd' :	99.15 daN/cm ²
		Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
		Def.unit. ultima ecu :	0.0035
		Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
		Modulo Elastico Normale Ec :	340771 daN/cm ²
		Coeff. di Poisson :	0.20
		Resis. media a trazione fctm :	32.10 daN/cm ²
		Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
		Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	210.00 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	Non prevista
		Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	210.00 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
		Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	157.50 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO	-	Tipo: B450C	
		Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm ²
		Resist. caratt. rottura ftk :	4500.0 daN/cm ²
		Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm ²
		Resist. ultima di calcolo ftd :	3913.0 daN/cm ²
		Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
		Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
		Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
		Coeff. Aderenza ist. β1*β2 :	1.00 daN/cm ²
		Coeff. Aderenza diff. β1*β2 :	0.50 daN/cm ²
		Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C35/45

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	-12.50
2	-50.00	12.50
3	50.00	12.50
4	50.00	-12.50

DATI BARRE ISOLATE

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

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-46.00	-8.50	20
2	-46.00	8.50	20
3	46.00	8.50	20
4	46.00	-8.50	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	2	3	3	20
2	1	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-44274	-316	0	0	0
2	79467	-313	0	0	0
3	5742	-2109	0	0	0
4	-2392	3069	0	0	0
5	8041	-879	0	0	0
6	2572	-254	0	0	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	-36343	-301	0
2	65579	-215	0
3	4355	-1566	0
4	-2026	2269	0
5	6021	-652	0
6	1985	-193	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	-23935	-280	0
2	43922	-96	0
3	2873	-985	0
4	-1648	1458	0
5	4101	-492	0
6	847	-114	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	-21232	-251	0
2	39204	-114	0
3	17932	-622	0
4	18029	306	0
5	2107	-335	0
6	2135	-341	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 2.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-44274	-316	0	-44274	-8031	0	25.422
2	S	79467	-313	0	79496	-18603	0	59.455
3	S	5742	-2109	0	5722	-12440	0	5.899
4	S	-2392	3069	0	-2409	11729	0	3.821
5	S	8041	-879	0	8028	-12642	0	14.384
6	S	2572	-254	0	2564	-12164	0	47.914

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00865	-50.0	-12.5	-0.00103	-46.0	-8.5	-0.02031	46.0	8.5
2	0.00350	-0.00246	50.0	-12.5	0.00128	46.0	-8.5	-0.00818	-46.0	8.5
3	0.00350	-0.00572	-50.0	-12.5	0.00006	-46.0	-8.5	-0.01458	46.0	8.5
4	0.00350	-0.00616	-50.0	12.5	-0.00011	46.0	8.5	-0.01543	-46.0	-8.5
5	0.00350	-0.00560	-50.0	-12.5	0.00010	-46.0	-8.5	-0.01433	46.0	8.5
6	0.00350	-0.00589	-50.0	-12.5	-0.00001	-46.0	-8.5	-0.01491	46.0	8.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.001133610	-0.010670123		
2	0.000000000	-0.000556197	-0.003452457		
3	0.000000000	-0.000860827	-0.007260338		
4	0.000000000	0.000901576	-0.007769704		
5	0.000000000	-0.000848958	-0.007111979		
6	0.000000000	-0.000876850	-0.007460623		

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	-9.9	0.0	0.0	-207	46.0	8.5	0	0		0.000
2	S	23.7	0.0	0.0	314	23.0	8.5	0	0		0.000
3	S	13.4	50.0	-12.5	-100	46.0	8.5	0	0		0.000
4	S	16.6	-50.0	12.5	-186	-46.0	-8.5	0	0		0.000
5	S	7.0	50.0	-12.5	-20	46.0	8.5	0	0		0.000
6	S	2.1	50.0	-12.5	-5	46.0	8.5	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	-5.9	0.0	0.0	-143	46.0	8.5	0	0		0.000
2	S	15.5	50.0	-12.5	214	-23.0	8.5	0	0		0.000
3	S	8.5	50.0	-12.5	-62	46.0	8.5	0	0		0.000
4	S	10.5	-50.0	12.5	-122	-46.0	-8.5	0	0		0.000
5	S	5.1	50.0	-12.5	-17	46.0	8.5	0	0		0.000
6	S	1.2	50.0	-12.5	-5	46.0	8.5	0	0		0.000

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	-5.2	0.0	0.0	-127	46.0	8.5	0	0		0.000
2	S	14.1	50.0	-12.5	189	23.0	8.5	0	0		0.000
3	S	10.8	50.0	-12.5	42	46.0	8.5	0	0		0.000
4	S	8.4	-50.0	12.5	67	-46.0	-8.5	0	0		0.000
5	S	3.3	50.0	-12.5	-15	46.0	8.5	0	0		0.000
6	S	3.3	50.0	-12.5	-16	46.0	8.5	0	0		0.000

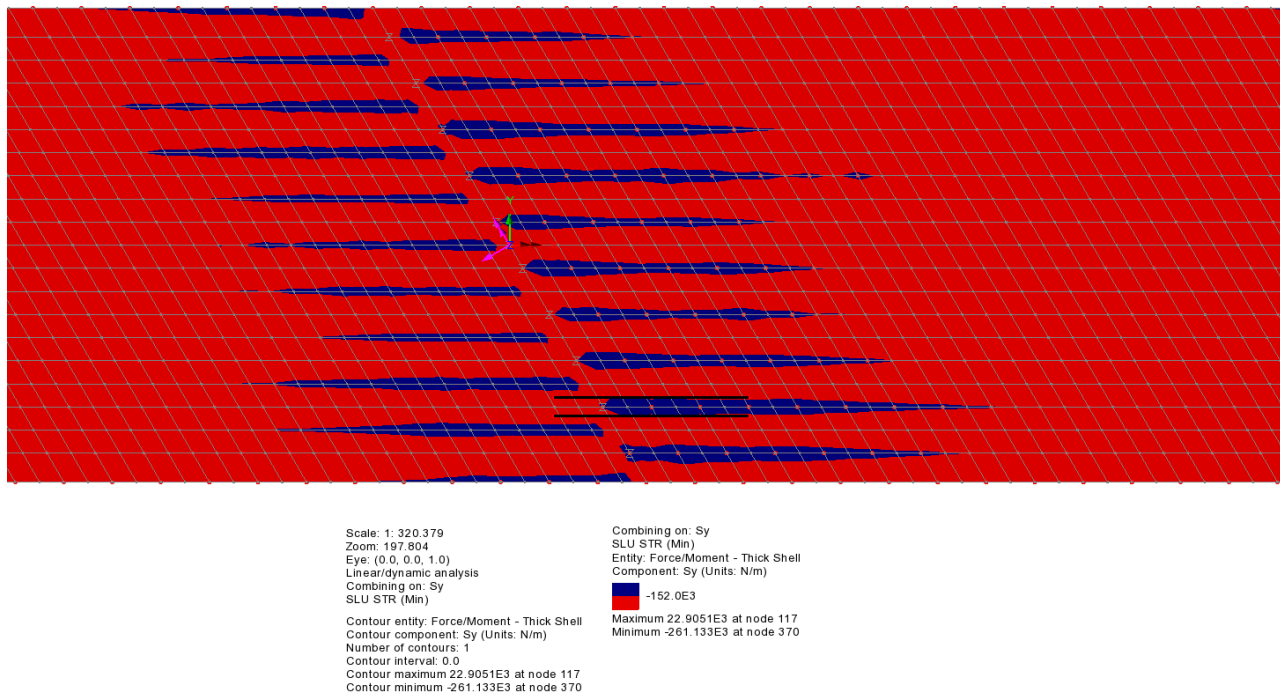
Calcolo taglio resistente:

Verifica a taglio											
B	1000.0	mm		fck	35.0	N/mm ²					
H	250.0	mm		γc	1.50	-					
				fcd	19.83	N/mm ²					
As,long	15.71	cm ²									
	5	Φ	20								
	0	Φ	0								
	0	Φ	0								
	0	Φ	0								
Copriferro	25.0	mm									
d	225.0	mm									
σcp	0.000	N/mm ²		NSd,esterna	0	[N]					
k	1.94	-		NSd,precompr.	0	[N]					
ρl	0.007	-		α precompr	0.0	[°]					
Vmin	0.56	N/mm ²		NSd,tot	0	[N]					
V_{Rd}	152.22	kN	Sezioni non armate a taglio								

La sezione di soletta di larghezza unitaria non armata a taglio è caratterizzata da un taglio resistente V_{Rd}=152.2 kN.

Nella seguente figura sono evidenziate le aree della soletta in cui tale limite viene superato come risultato dell'analisi effettuata, nella quale la trave sottostante è modellata come elemento monodimensionale “beam”.

Prendendo in considerazione la reale geometria delle travi con piattabanda di larghezza 800 mm, in figura sono indicati i limiti delle piattabanda in corrispondenza del punto di massima sollecitazione a taglio V_y .



Verificando che le aree caratterizzate da $V_{sd} > 152$ kN rientrano all'interno dei limiti delle piattabande, e considerando l'effetto di amplificazione del taglio sugli elementi shell dovuto all'utilizzo di elementi monodimensionali per modellare le travi, le verifiche a taglio si ritengono soddisfatte.

5.11 VERIFICHE IN FASE DI SOLLEVAMENTO

In previsione di operazioni di manutenzione che prevedano la sostituzione dei dispositivi di appoggio vengono eseguite le verifiche statiche nella configurazione assunta a seguito della fase di sollevamento.

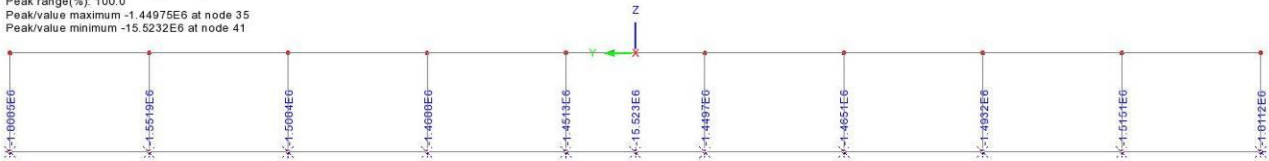
In tale fase, si prevede l'utilizzo di martinetti idraulici per il sollevamento disposti, al più, in corrispondenza della mezzera di ogni traverso di appoggio (T1); di conseguenza la stabilità dell'opera è garantita dai traversi T1 che sono oggetto di verifica.

Con lo scopo di valutare la variazione dello stato tensionale agente durante la fase di sollevamento dell'impalcato, è stato generato un semplice modello costituito dai soli traversi, incastrati in corrispondenza dei martinetti, e caricati da forze concentrate equivalenti agli scarichi delle singole travi longitudinali, i quali sono stati estratti dal modello globale.

Durante la fase di sollevamento sono stati presi in considerazione i soli carichi propri e permanenti dell'impalcato, amplificati per un fattore di 1.5.

In figura sono rappresentati gli scarichi delle travi longitudinali nella condizione di carico PP+perm del modello globale, relativamente alla condizione più gravosa, ossia del traverso di pila.

Scale: 1: 312.143
Zoom: 592.556
Eye: (-1.0, 0.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
PP+perm
Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4, JL46)
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 100.0
Peak/value maximum -1.44975E6 at node 35
Peak/value minimum -15.5232E6 at node 41



Gli scarichi così stimati sono stati introdotti come carichi di input per il modello in figura:

Scale: 1: 312.143
Zoom: 184.787
Eye: (-0.731363, -0.654398, 0.192021)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP
Results file: Colombo_5_sollevamento~Fase1.mys



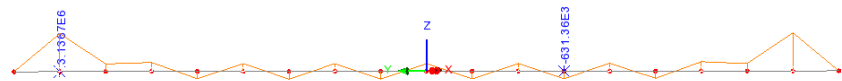
5.11.1 Verifiche statiche del traverso

Di seguito sono rappresentati i diagrammi corrispondenti alla condizione di massimo momento flettente e massimo taglio in condizione di sollevamento per il traverso di pila.

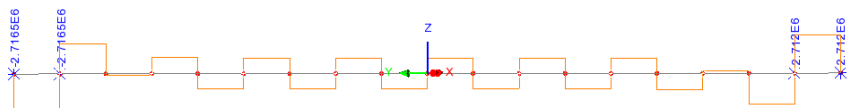
$$M_{Ed}=3136 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}=2712 \text{ kN}$$

Scale: 1: 312.143
Zoom: 325.657
Eye: (-0.87777, -0.477055, 0.0440164)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP
Results file: Colombo_5_sollevamento~Fase1.mys
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: My (Units: N.m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 3.13674E6 at node 52 of element 53
Peak/value minimum -631.363E3 at node 19 of element 17
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: N.m)
Diagram maximum 3.13674E6 at Gauss point 1 of element 53
Diagram minimum -631.363E3 at Gauss point 11 of element 17
Diagram scale: 1: 3.18802E-6



Scale: 1: 312.143
Zoom: 325.657
Eye: (-0.87777, -0.477055, 0.0440164)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP
Results file: Colombo_5_sollevamento~Fase1.mys
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 2.712E6 at node 4 of element 1
Peak/value minimum -2.7165E6 at node 55 of element 53
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum 2.712E6 at Gauss point 1 of element 1
Diagram minimum -2.7165E6 at Gauss point 1 of element 53
Diagram scale: 1: 3.68121E-6



Verifica a flessione.

$$M_{el,Rd}=5862 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}/M_{el,Rd}=0.53 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$V_{c,Rd}= 3396 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}/V_{c,Rd}=0.79 < 1 \quad \text{Verificato}$$

5.11.2 Verifiche giunzioni bullonate

Viene di seguito effettuata la verifica delle giunzioni bullonate, così come descritte al par. 4.9.3, sottoposte allo stato di sollecitazione corrispondente alla fase di sollevamento.

Traverso di appoggio - pila

NEd [N]	VEd [N]	MEd [Nm]	NEd,anima [N]	VEd,anima [N]	MEd,anir [Nm]	NEd,ala [N]	VEd,ala [N]	MEd,ala [Nm]	NEd,piatt [N]	FvEd,ala [N/bullone]	FvEd,anima [N/bullone]
0	2712000	-2.854E-10	0.00	2 712 000....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	113 000.00
0	-1025000	603100	0.00	1 025 000....	78 4...	0.00	0.00	524 697.00	603 100.00	50 258.33	69 682.40
0	-49520	-599900	0.00	49 520.00	77 9...	0.00	0.00	521 913.00	599 900.00	49 991.67	29 035.34
0	-7014	-631400	0.00	7 014.00	82 0...	0.00	0.00	549 318.00	631 400.00	52 616.67	28 697.22
0	-1867	-626000	0.00	1 867.00	81 3...	0.00	0.00	544 620.00	626 000.00	52 166.67	28 241.85
0	1361	-625700	0.00	1 361.00	81 3...	0.00	0.00	544 359.00	625 700.00	52 141.67	28 207.48
0	5681	-630600	0.00	5 681.00	81 9...	0.00	0.00	548 622.00	630 600.00	52 550.00	28 606.21
0	46900	-594100	0.00	46 900.00	77 2...	0.00	0.00	516 867.00	594 100.00	49 508.33	28 666.15
0	1032000	632600	0.00	1 032 000....	82 2...	0.00	0.00	550 362.00	632 600.00	52 716.67	71 296.16
0	-2717000	9.9E-10	0.00	2 717 000....	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	113 208.33

Traverso di appoggio – spalla

NEd [N]	VEd [N]	MEd [Nm]	NEd,anima [N]	VEd,anima [N]	MEd,anir [Nm]	NEd,ala [N]	VEd,ala [N]	MEd,ala [Nm]	NEd,piatt [N]	FvEd,ala [N/bullone]	FvEd,anima [N/bullone]
0	786000	-5.813E-11	0.00	786 000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32 750.00
0	-304300	206200	0.00	304 300.00	26 8...	0.00	0.00	179 394.00	206 200.00	17 183.33	21 904.65
0	-13340	-159600	0.00	13 340.00	20 7...	0.00	0.00	138 852.00	159 600.00	13 300.00	7 731.53
0	-1757	-170100	0.00	1 757.00	22 1...	0.00	0.00	147 987.00	170 100.00	14 175.00	7 725.60
0	-113.2	-167100	0.00	113.20	21 7...	0.00	0.00	145 377.00	167 100.00	13 925.00	7 522.79
0	1096	-170300	0.00	1 096.00	22 1...	0.00	0.00	148 161.00	170 300.00	14 191.67	7 707.32
0	1668	-173200	0.00	1 668.00	22 5...	0.00	0.00	150 684.00	173 200.00	14 433.33	7 861.40
0	12290	-162300	0.00	12 290.00	21 0...	0.00	0.00	141 201.00	162 300.00	13 525.00	7 809.62
0	287200	184400	0.00	287 200.00	23 9...	0.00	0.00	160 428.00	184 400.00	15 366.67	20 215.76
0	-751500	-1.663E-10	0.00	751 500.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	31 312.50

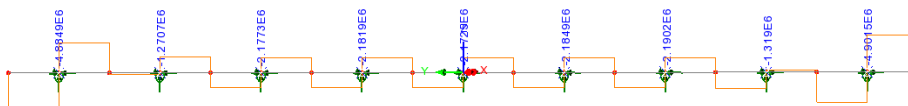
5.11.3 Verifica di stabilità flessio-torsionale del traverso

Viene verificata di seguito la stabilità flessio-torsionale del singolo elemento di traverso T1 soggetto alla reazione concentrata del martinetto in fase di sollevamento.

In figura sono rappresentati i valori di reazione dei martinetti nel caso del traverso di pila:

Scale: 1: 312.143
Zoom: 368.972
Eye: (-0.877771, -0.477055, 0.0440164)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Fase1
Loadcase: 2:PP
Results file: Colombo_5_sollevamento-Fase1.mys

Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4, JL46)
Peak/value component: Fz (Units: N)
Peak range(%): 100.0
Peak/value maximum: -1.27072E6 at node 45 of element 45
Peak/value minimum: -4.90148E6 at node 4 of element 3
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fz (Units: N)
Diagram maximum: 2.712E6 at Gauss point 1 of element 1
Diagram minimum: -2.7165E6 at Gauss point 1 of element 53
Diagram scale: 1: 3.68121E-6



Il valore massimo di reazione dei martinetti utilizzato per le verifiche è pari a $F = -4900$ kN.

Per le verifiche di stabilità flessio torsionali è stato utilizzato il software LTBeam. L'elemento di traverso viene verificato in entrambe le condizioni limite di vincolo, cerniera-cerniera ed incastro-incastro.

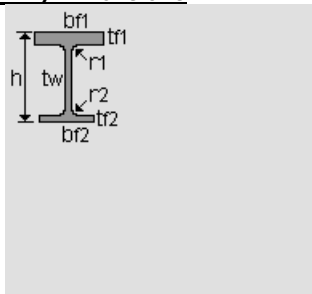
Beam

Total length	L	=	2.3	m
Number of elements	N	=	100	

Steel

Young modulus	E	=	210000	MPa
Poisson's coefficient	ν	=	0.3	
Shear modulus	G	=	80769	MPa

Section - By Dimensions



Total height	h	=	900	mm
Web thickness	tw	=	20	mm
Upper flange width	bf1	=	600	mm
Upper flange thickness	tf1	=	30	mm
Upper radius	r1	=	0	mm
Lower flange width	bf2	=	600	mm
Lower flange thickness	tf2	=	30	mm
Lower radius	r2	=	0	mm

Weak flexural inertia	Iz	=	108056	cm4
Torsional constant	It	=	1287.9	cm4
Warping constant	Iw	=	2.0447E=8	cm6
Wagner factor	β_z	=	0	mm
Shear centre position /G	zS	=	0	mm

5.11.3.1 Traverso incernierato

Lateral Restraints

Left End

Position of Restraint /S	z	=	0	mm
Lateral restraint	v	=	Fixed	
Torsional restraint	θ	=	Fixed	
Flexural restraint	v'	=	Fixed	
Warping restraint	θ'	=	Fixed	

Right End

Position of Restraint /S	z	=	0	mm
Lateral restraint	v	=	Fixed	
Torsional restraint	θ	=	Fixed	
Flexural restraint	v'	=	Fixed	
Warping restraint	θ'	=	Fixed	

No intermediate lateral restraint

Loading

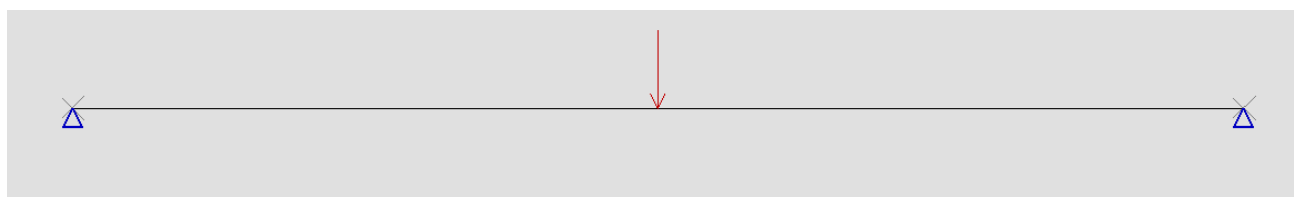
Supports at Ends in the Plane of Bending

Hinged at both ends

Point load

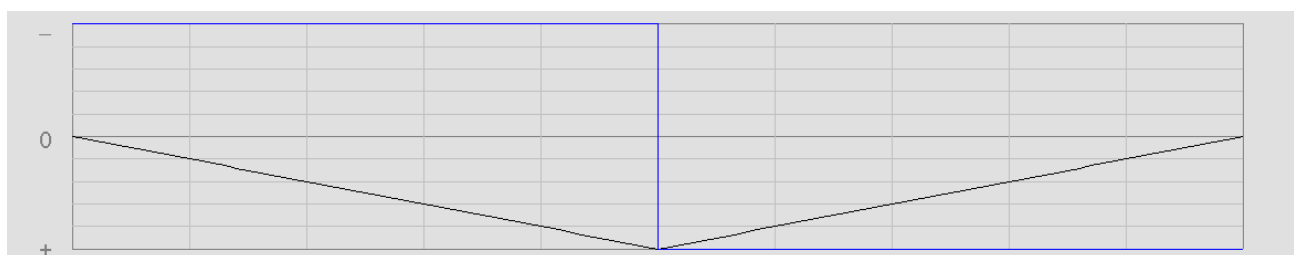
Value	F	=	-4900	kN
Abscissa/L	x_f	=	.5	
Position /S	z	=	0	mm

Sketch of applied forces and lateral restraint positions



Bending and shear diagrams

— M — V



Maximum moment	M_{max}	=	2817.5	kN.m
Abscissa/L	x_f	=	0.500	

Critical Moment

Eigenvalue solving

Dichotomic process on determinant

Convergence tolerance	ε	=	0.0001
Number of iterations performed	nit	=	20

Convergence achieved

Eigenvalue obtained	μ	=	279.51
---------------------	-------	---	--------

Critical Moment

Critical value of maximum moment	M_{cr}	=	787521	kN.m
Abscissa/L	x_f	=	0.500	

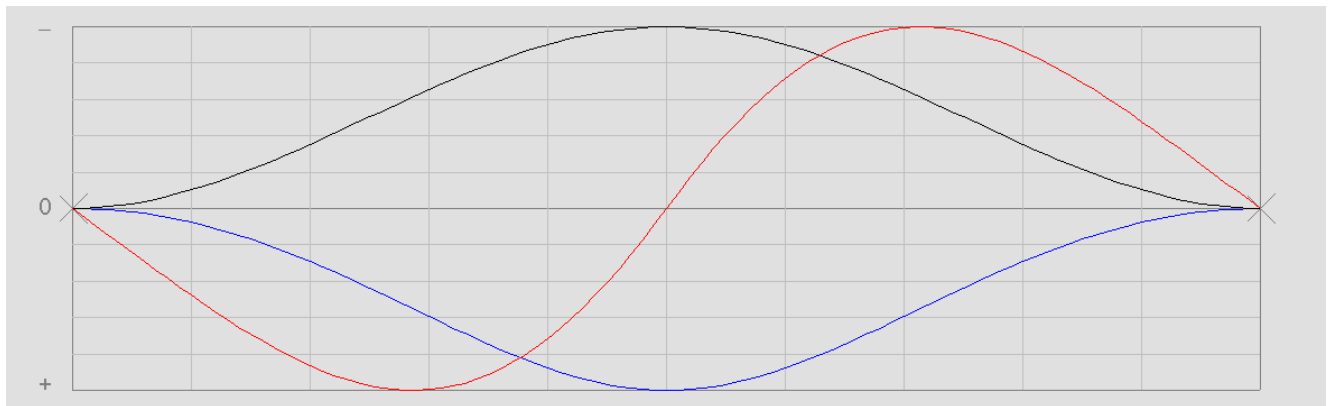
Eigenmode

— v

— θ

— v'

— θ'



5.11.3.2 Traverso incastrato

Lateral Restraints

Left End

Position of Restraint /S	z	=	0	mm
Lateral restraint	v	=	Fixed	
Torsional restraint	θ	=	Fixed	
Flexural restraint	v'	=	Fixed	
Warping restraint	θ'	=	Fixed	

Right End

Position of Restraint /S	z	=	0	mm
Lateral restraint	v	=	Fixed	
Torsional restraint	θ	=	Fixed	
Flexural restraint	v'	=	Fixed	
Warping restraint	θ'	=	Fixed	

No intermediate lateral restraint

Loading

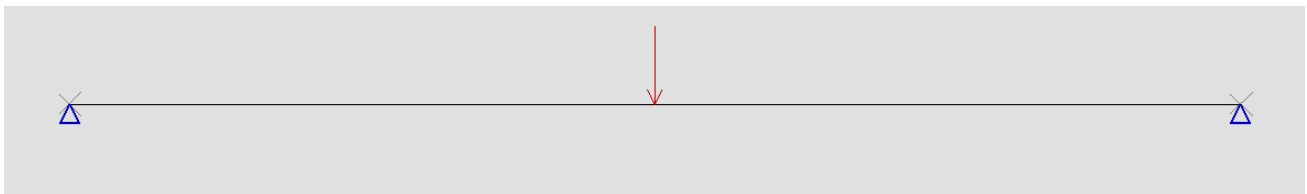
Supports at Ends in the Plane of Bending

Hinged at both ends

Point load

Value	F	=	-4900	kN
Abscissa/L	x_f	=	.5	
Position /S	z	=	0	mm

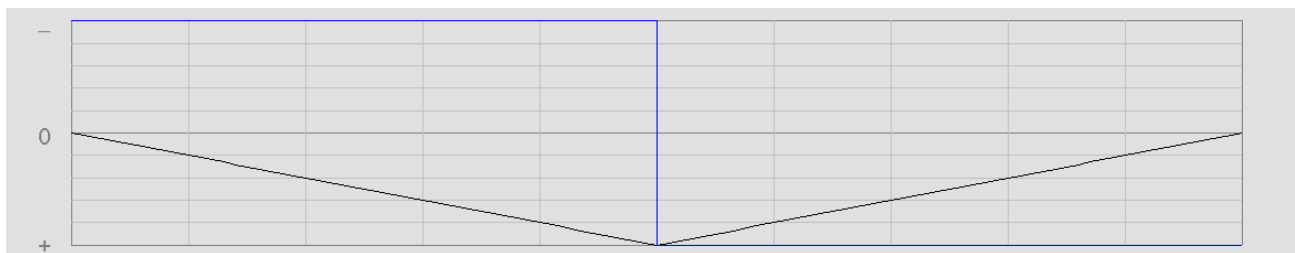
Sketch of applied forces and lateral restraint positions



Bending and shear diagrams

— M

— V



Maximum moment
Abscissa/L

Mmax = 2817.5 kN.m
xf = 0.500

Critical Moment

Eigenvalue solving

Dichotomic process on determinant

Convergence tolerance

ε = 0.0001

Number of iterations performed

nit = 20

Convergence achieved

Eigenvalue obtained

μ = 279.51

Critical Moment

Critical value of maximum moment

Mcr = 787521 kN.m

Abscissa/L

xf = 0.500

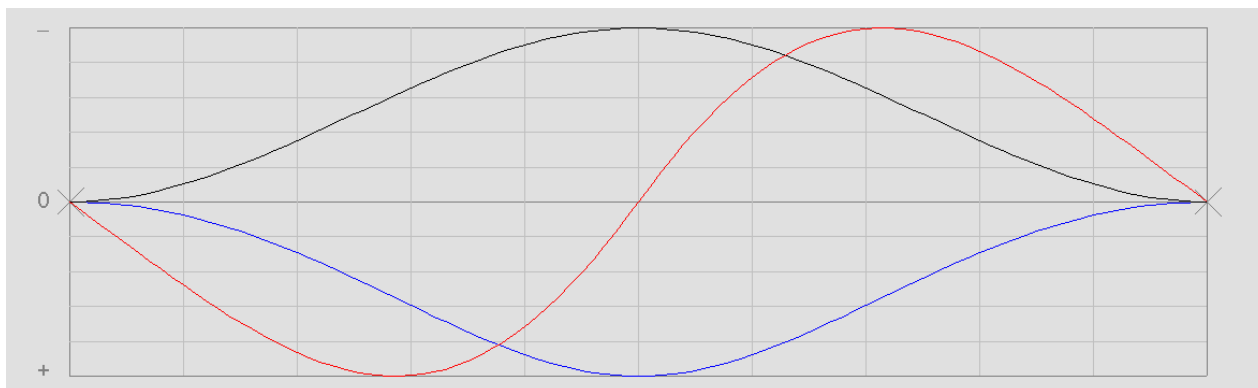
Eigenmode

— v

— θ

— v'

— θ'



6 SPALLE

6.1 GENERALITÀ

Le spalle sono fondate su un plinto sorretto da un sistema di pali. Le spalle A e B hanno la geometria riportata di seguito. Sono costituite da un plinto di dimensioni pari a 24.00x6.00x1.50 m, su cui poggia direttamente l'impalcato, da cui spicca un paraghiaia di spessore 0.50m ed altezza variabile tra 1.82m e 1.88m; l'intero sistema è sorretto da 34 pali per spalla.

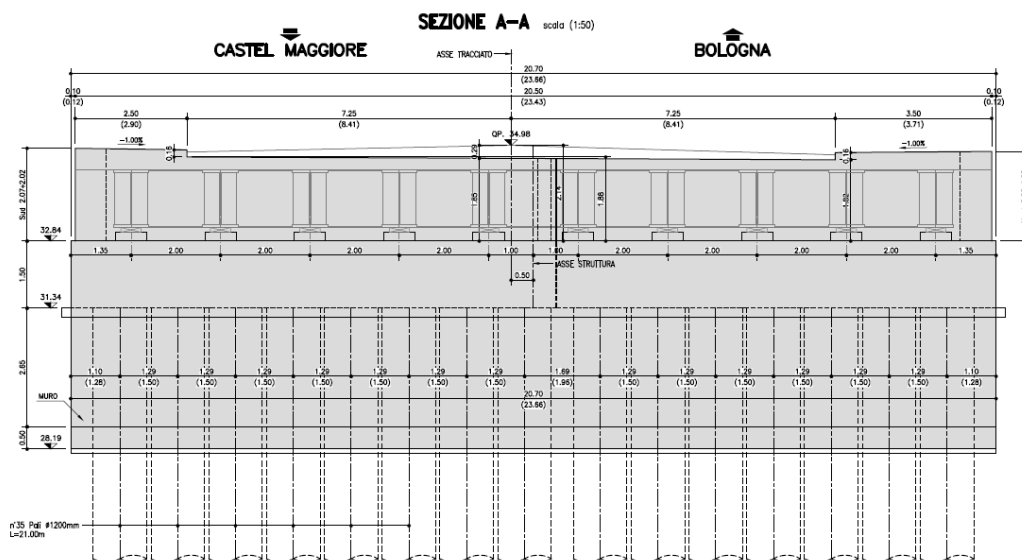


Figura 6-1 - Vista frontale della Spalla A

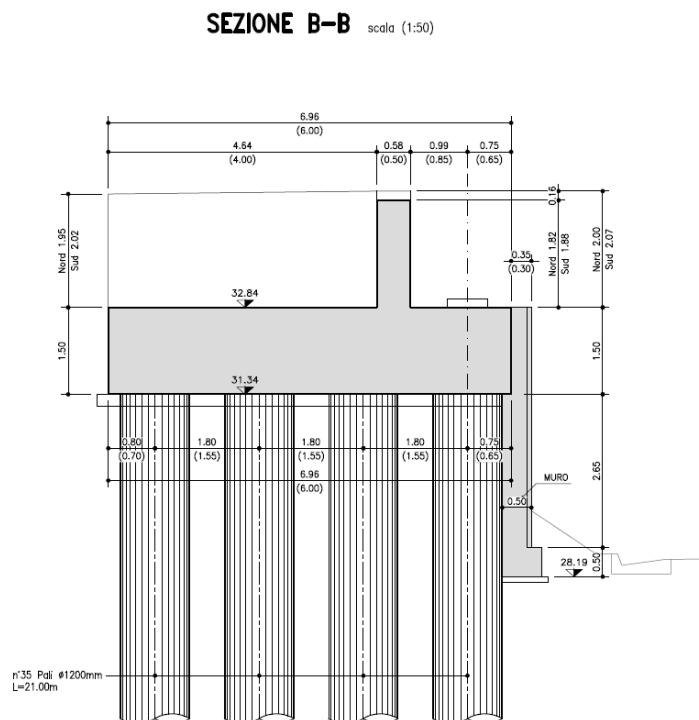


Figura 6-2 - Sezione trasversale della Spalla A

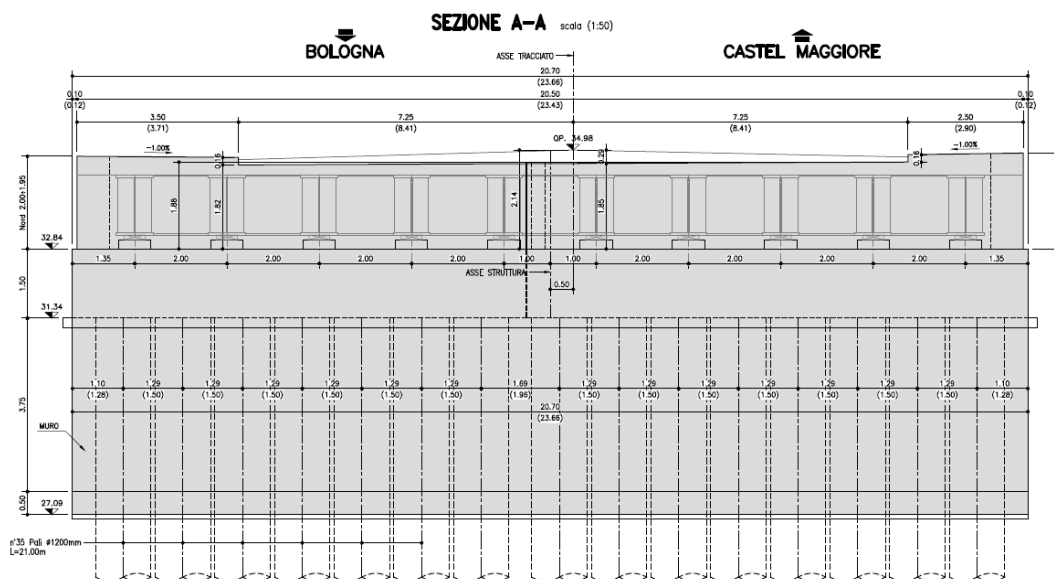


Figura 6-3 - Vista frontale della Spalla B

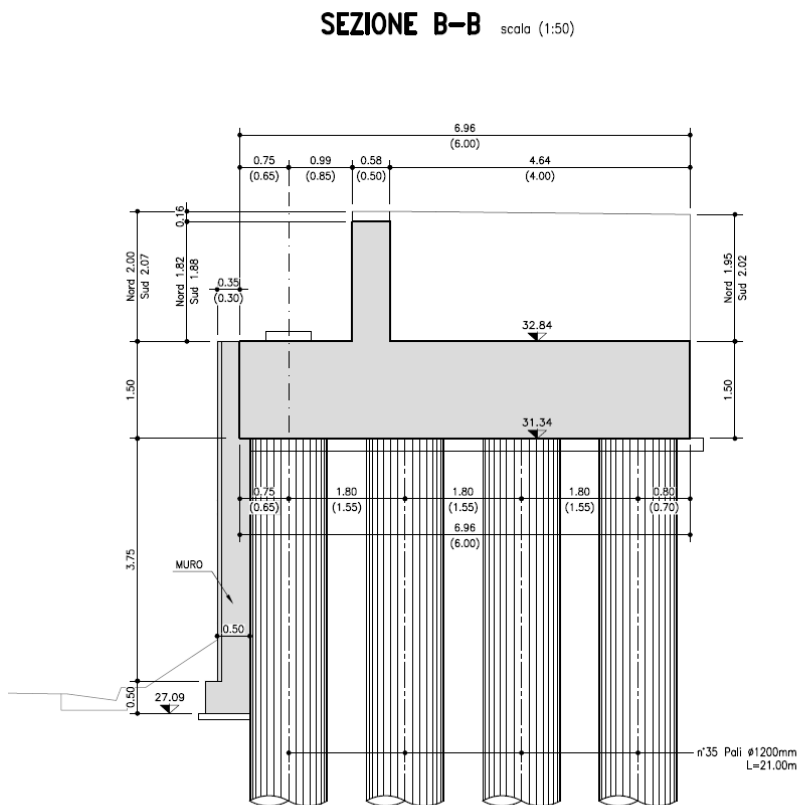


Figura 6-4 - Sezione trasversale della Spalla B

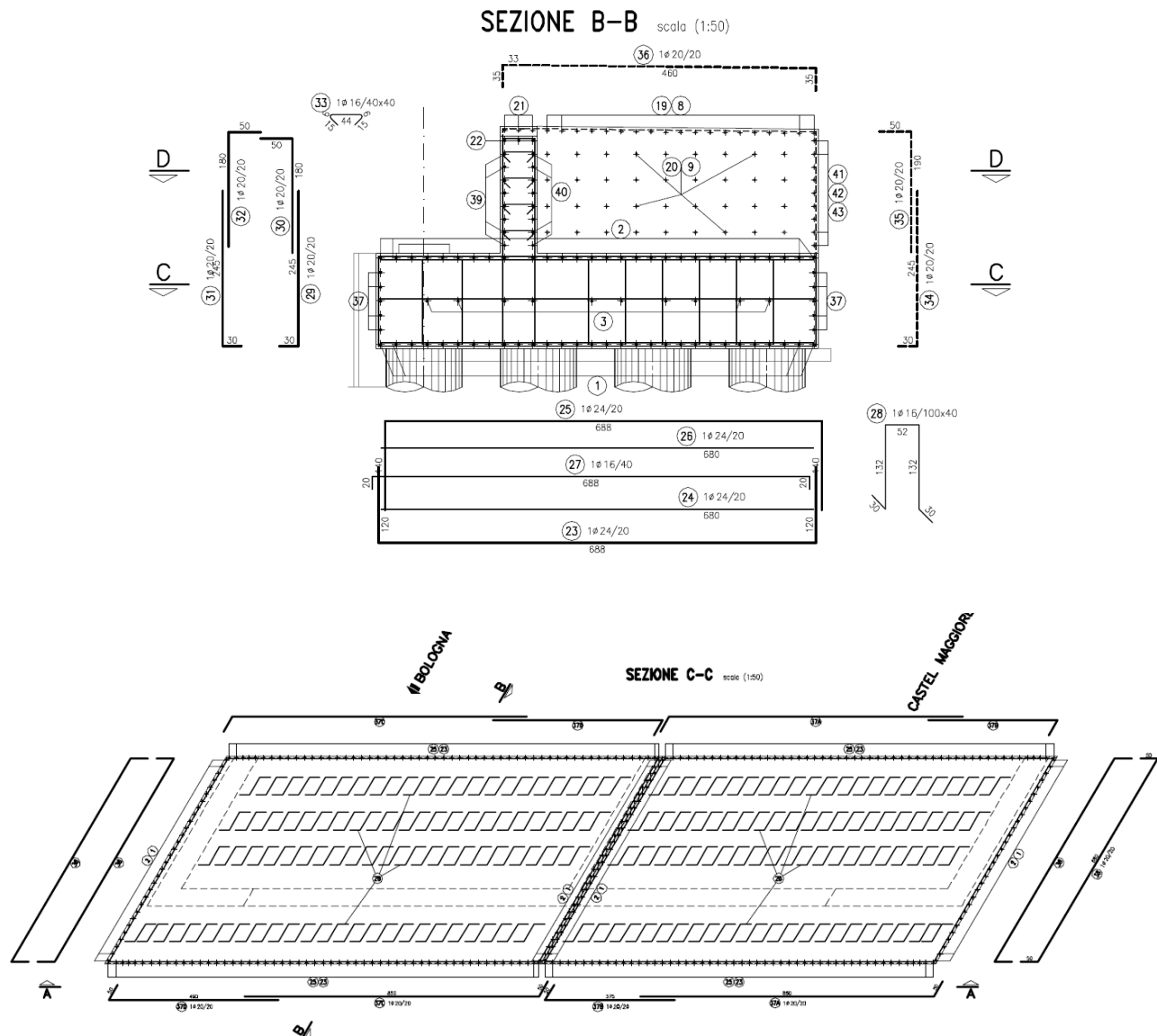


Figura 6-5 – Armatura spalle

6.2 ANALISI DEI CARICHI

6.2.1 Parametri di calcolo

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: $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$;
- 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 $a_g = 0.316 \text{ g}$
- Categoria di sottosuolo: C
- Condizione topografica: T1
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.235$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.1175$

Di seguito viene riportato un caso-esempio del foglio di calcolo utilizzato per la modellazione della spalla e per l'analisi dei carichi relativi.

Calcolo sollecitazioni Spalla - N _{min}									
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla					
Largh. spalla (b ₁)	24.00			G _k	6.60	kN/m ²			
	t ₁ /b ₁	h ₁	h ₁	Q _k	20.00	kN/m ²			
Paraghiaia (t ₁ , h ₁)	0.50	1.85		Muri andatori			L muro [m]	0.00	
Mensola parag. (t ₂ , h ₂ , h _{2'})	0.00	0.00	0.00	All'altezza del paraghiaia			All'altezza del paramento		
Paramento (t ₃ , h ₃)	0.50	0.00		Altezza (h ₁)	0.01		Altezza (h ₂)	0.01	
Fondazione (b ₄ , h ₄)	5.00	1.50		Larghezza (b ₁)	0.01		Larghezza (b ₂)	0.01	
Suola esterna (b ₅)	1.64	1.50		Sollecitazione da massimizzare		0	nn		
Suola interna (b ₆)	2.86	1.50							
Piano app. impalcato (b ₇)		0.50		Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.)					
h media baggioli (h ₈)		0.00		S.L.U. STR	V _x [kN]	V _y [kN]	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
dist. Ax appoggi da filo param.	-0.99			S.L.U. GEO	-165.10	-51.94	-9 964.00	-2 506.00	0.00
γ _{cls}	25.00	[kN/m³]		S.L.U. Rara	-138.20	-47.63	-8 174.00	-2 104.00	0.00
				S.L.E. Rara	-120.50	-29.36	-7 413.00	-1 871.00	0.00
				S.L.E. Freq	-66.86	34.88	-6 220.00	-676.20	0.00
				S.L.E. QP	-59.13	33.39	-4 792.00	157.10	0.00
				S.L.U. Sisma	-1 004.00	-891.70	-5 730.00	-1 500.00	0.00
				S.L.U. Str	V _x [kN/m]	V _y [kN/m]	N [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
				S.L.U. Str	-6.88	-2.16	-415.17	-104.42	0.00
				S.L.U. Geo	-5.76	-1.98	-340.58	-87.67	0.00
				S.L.U. Sisma	-41.83	-37.15	-238.75	-62.50	0.00
				S.L.E. Fond.	-5.02	-1.22	-308.88	-77.96	0.00
				S.L.E. Freq.	-2.79	1.45	-259.17	-28.18	0.00
				S.L.E. Q. Per.	-2.46	1.39	-199.67	6.55	0.00
Coefficienti di spinta				Caratterizzazione sismica					
θ _A 0.1238		θ _B 0.1102		a _{max} [g]	0.378	a _g [g]	0.210		
k _{0,statico} (M1) 0.4264	k _{0,statico} (M2) 0.5113			Cat. Suolo	D	Cat. Topog.	T1		
k _{a,statico} (M1) 0.2461	k _{a,statico} (M2) 0.3105			F ₀ [-]	2.426	T _c [s]	0.315		
k _{a,din.1} (M1) 0.3222	k _{a,din.1} (M2) 0.3972			S _s	1.800	S _T	1.000		
k _{a,din.2} (M1) 0.3127	k _{a,din.2} (M2) 0.3863			S	1.80				
				β _m	0.310	NTC-08 Table 7.11.II			
				k _h	0.117	NTC-08 §7.11.6			
				k _v	0.059	NTC-08 §7.11.7			
Statico (riposo = 0 - attiva = 1)				0					

6.2.2 Combinazioni carichi da impalcato

Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono state desunte tra le peggiori estratte dall'analisi dell'impalcato stesso.

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Vx,max					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	349.60	-56.59	-4 110.00	-603.10	0.00
S.L.U. GEO	290.50	-42.07	-4 177.00	-492.60	0.00
S.L.E. Rara	256.70	-51.00	-4 205.00	-390.50	0.00
S.L.E. Freq	71.83	-42.37	-4 388.00	161.00	0.00
S.L.E. QP	55.98	-33.24	-4 357.00	161.90	0.00
S.L.U. Sisma	2 259.00	1 816.00	-4 096.00	2 337.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Vx,min					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-423.60	96.58	-7 129.00	43.07	0.00
S.L.U. GEO	-357.00	78.06	-5 772.00	24.86	0.00
S.L.E. Rara	-319.10	84.71	-5 246.00	19.00	0.00
S.L.E. Freq	-126.60	71.87	-4 232.00	-108.50	0.00
S.L.E. QP	-112.40	63.72	-4 289.00	-110.30	0.00
S.L.U. Sisma	-2 317.00	-1 785.00	-4 712.00	-2 665.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Vy,max					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-287.60	303.10	-6 346.00	1 072.00	0.00
S.L.U. GEO	-239.30	257.00	-5 105.00	938.10	0.00
S.L.E. Rara	-227.30	222.50	-4 664.00	276.90	0.00
S.L.E. Freq	-99.02	86.50	-4 291.00	129.50	0.00
S.L.E. QP	-112.40	63.78	-4 292.00	172.60	0.00
S.L.U. Sisma	1 749.00	2 225.00	-4 169.00	2 640.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Vy,min					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	221.50	-263.90	-4 344.00	75.33	0.00
S.L.U. GEO	179.50	-221.70	-4 376.00	49.13	0.00
S.L.E. Rara	170.70	-189.40	-4 377.00	10.05	0.00
S.L.E. Freq	42.58	-56.02	-4 354.00	-78.07	0.00
S.L.E. QP	55.94	-33.30	-4 353.00	-120.90	0.00
S.L.U. Sisma	-1 806.00	-2 194.00	-4 558.00	-2 768.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - N,max					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	89.95	89.86	-2 969.00	224.10	0.00
S.L.U. GEO	70.62	81.93	-3 226.00	169.50	0.00
S.L.E. Rara	57.76	61.22	-3 253.00	152.20	0.00
S.L.E. Freq	-0.05	3.57	-3 641.00	268.80	0.00
S.L.E. QP	-5.58	1.82	-3 812.00	-104.10	0.00
S.L.U. Sisma	938.20	928.30	-3 323.00	1 248.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - N,min					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-165.10	-51.94	-9 964.00	-2 506.00	0.00
S.L.U. GEO	-138.20	-47.63	-8 174.00	-2 104.00	0.00
S.L.E. Rara	-120.50	-29.36	-7 413.00	-1 871.00	0.00
S.L.E. Freq	-66.86	34.88	-6 220.00	-676.20	0.00
S.L.E. QP	-59.13	33.39	-4 792.00	157.10	0.00
S.L.U. Sisma	-1 004.00	-891.70	-5 730.00	-1 500.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Mx,max					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-87.42	-98.03	-7 561.00	10 940.00	0.00
S.L.U. GEO	-78.63	-83.17	-6 750.00	9 303.00	0.00
S.L.E. Rara	-63.92	-63.20	-6 363.00	8 060.00	0.00
S.L.E. Freq	-17.30	5.33	-5 292.00	5 129.00	0.00
S.L.E. QP	-9.44	4.00	-3 870.00	181.50	0.00
S.L.U. Sisma	1 877.00	2 150.00	-4 178.00	4 264.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - Mx,min					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-32.86	146.10	-9 006.00	-10 710.00	0.00
S.L.U. GEO	-27.04	125.90	-7 736.00	-9 100.00	0.00
S.L.E. Rara	-36.40	105.00	-7 351.00	-7 876.00	0.00
S.L.E. Freq	-62.96	32.84	-6 165.00	-4 986.00	0.00
S.L.E. QP	-55.27	31.21	-4 734.00	-128.50	0.00
S.L.U. Sisma	-1 948.00	-2 113.00	-5 455.00	-4 161.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - My,max					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	27.58	110.10	-8 256.00	-10 670.00	0.00
S.L.U. GEO	26.49	94.13	-6 740.00	-9 069.00	0.00
S.L.E. Rara	17.12	73.17	-6 355.00	-7 845.00	0.00
S.L.E. Freq	-16.51	5.22	-5 288.00	-4 959.00	0.00
S.L.E. QP	-9.48	3.94	-3 866.00	-101.40	0.00
S.L.U. Sisma	1 877.00	2 150.00	-4 174.00	1 162.00	0.00

Azioni da impalcato (quota p. appoggio imp.) - My,min					
	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
S.L.U. STR	-147.10	-62.39	-8 300.00	10 900.00	0.00
S.L.U. GEO	-131.50	-51.72	-7 737.00	9 272.00	0.00
S.L.E. Rara	-116.80	-31.75	-7 350.00	8 029.00	0.00
S.L.E. Freq	-63.09	32.60	-6 160.00	5 101.00	0.00
S.L.E. QP	-55.88	31.63	-4 746.00	154.80	0.00
S.L.U. Sisma	-1 949.00	-2 113.00	-5 468.00	-1 058.00	0.00

6.3 SEZIONE DI SPICCATO PARAGHIAIA

In generale, per la verifica di paraghiaia e paramento, si considera la generica sezione longitudinale della spalla di larghezza unitaria.

6.3.1 Sollecitazioni agenti

Si riportano di seguito le sollecitazioni riscontrate nella sezione di base del paraghiaia della spalla, nelle combinazioni di esercizio (S.L.E.) e ultime (S.L.U. e SISMA). I valori riportati sono riferiti a metro lineare di spalla e sono espressi in KN/m e KNm/m.

Sezione 1 (spiccatto parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - Vx,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14	
S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27	
S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95	
S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51	
S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86	
S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92	

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - Vx,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - Vy,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - Vy,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - N,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

		Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)				
		Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica - N,min				
		Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica - Mx,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
	S.L.U. Sisma (θ ₁)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
	S.L.U. Sisma (θ ₂)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
	S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
	S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
	S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

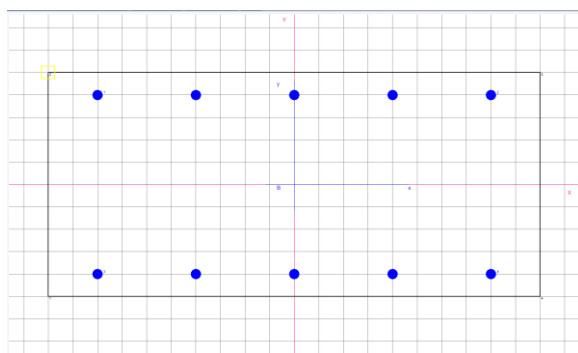
Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)					
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica - Mx,min					
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
totale (/m)					
S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
S.L.U. Sisma (θ_1)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
S.L.U. Sisma (θ_2)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)					
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica - My,max					
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
totale (/m)					
S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
S.L.U. Sisma (θ_1)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
S.L.U. Sisma (θ_2)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)					
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica - My,min					
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
totale (/m)					
S.L.U. STR	46.06	0.00	-49.17	0.00	37.14
S.L.U. Sisma (θ_1)	32.78	0.00	-26.43	0.00	26.27
S.L.U. Sisma (θ_2)	33.52	0.00	-26.43	0.00	26.95
S.L.E. car. rara	34.12	0.00	-36.43	0.00	27.51
S.L.E. freq.	30.17	0.00	-33.93	0.00	23.86
S.L.E. q.p.	18.34	0.00	-26.43	0.00	12.92

6.3.2 Verifiche statiche

La sezione di spiccato paraghiaia risulta caratterizzata da uno spessore di 0.50m. In fase di verifica si fa affidamento su un'armatura di forza costituita da $\varnothing 20/20$ ambo i lati.



Legenda barre		Dati sezione solo conglom.	
	10 $\varnothing 20$	ASSI X,Y Rifer. Sezione	
		Area = 5000 cm ²	
		X baric. = 0.000 cm	
		Y baric. = 0.000 cm	
		SX = 0 cm ³	
		SY = 0 cm ³	
		JX = 1041667 cm ⁴	
		JY = 4166667 cm ⁴	
		Aftot = 31.42	
		(0.63 %)	

Si riassumono di seguito i risultati ottenuti per combinazioni di verifica più severe:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

Apert.Fess.Limite :	Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	192.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
Sc Limite :	144.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO - Tipo: B450C	
Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50 daN/cm ²
Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	-25.00
2	-50.00	25.00
3	50.00	25.00
4	50.00	-25.00

DATI BARRE ISOLATE

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

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	-40.00	20.00	20
2	40.00	20.00	20
3	-40.00	-20.00	20
4	40.00	-20.00	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.
N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø, mm
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	4900	-3700	0	-4600	0
2	2600	-2600	0	-3300	0
3	2600	-2700	0	-3400	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	3600	-2800	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	3400	-2400	0

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

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

N.Comb.	N	Mx	My
1	2600	-1300	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	4900	-3700	0	4898	-27682	0	7.481
2	S	2600	-2600	0	2592	-27212	0	10.466
3	S	2600	-2700	0	2592	-27212	0	10.078

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01208	-50.0	-25.0	-0.00013	-40.0	-20.0	-0.02921	40.0	20.0
2	0.00350	-0.01226	-50.0	-25.0	-0.00018	-40.0	-20.0	-0.02959	40.0	20.0
3	0.00350	-0.01226	-50.0	-25.0	-0.00018	-40.0	-20.0	-0.02959	40.0	20.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000726892	-0.014672299		
2	0.000000000	-0.000735358	-0.014883962		
3	0.000000000	-0.000735358	-0.014883962		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 4.4 cm [Passo massimo di normativa = 4.5 cm]
N.Bracci staffe: 2
Numero Legature: 3 (Diametro = 8 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
(Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lunghezza legatura proiettata sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio)
OMst Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC (comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0.080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	4600	130110	144583	46.0	100.0	21.80°	1.005	1.1	35.7(0.0)	0.081
2	S	3300	129782	144583	46.0	100.0	21.80°	1.003	0.8	35.7(0.0)	0.081
3	S	3400	129782	144583	46.0	100.0	21.80°	1.003	0.8	35.7(0.0)	0.081

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	6.3	0.0	0.0	-58	20.0	20.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	5.5	50.0	-25.0	-49	20.0	20.0	0	0		0.000

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

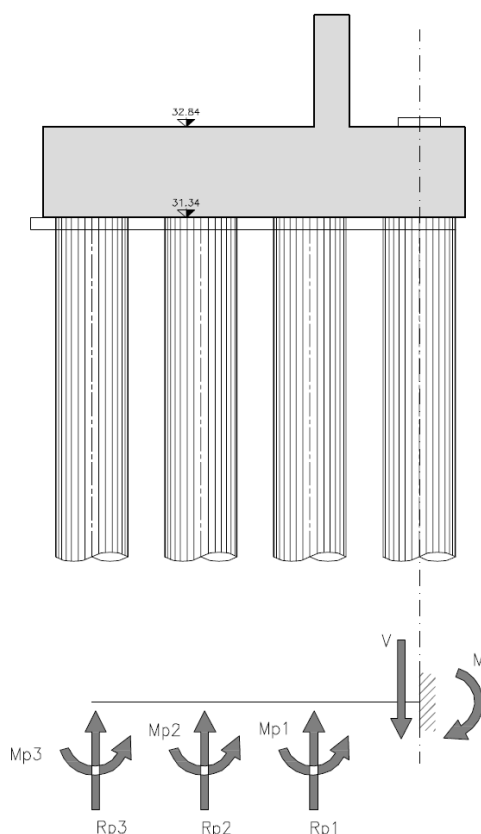
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	3.1	50.0	-25.0	-25	20.0	20.0	0	0		0.000

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte dal momento che le tensioni di esercizio dei materiali sono pienamente accettabili e che il coefficiente di sicurezza risulta superiore all'unità.

Per le verifiche a taglio ci si affida al contributo resistente sia del conglomerato sia della staffatura, composta da spilli $\varnothing 12$ poste a passo 40x40cm in prossimità della sezione di attacco alla fondazione.

6.4 SUOLA DI FONDAZIONE DI VALLE E DI MONTE

Il modello semplificato equivalente allo schema della soletta adottato per la valutazione delle sollecitazioni da verificare in corrispondenza della sezione ritenuta critica è indicato nella figura seguente.

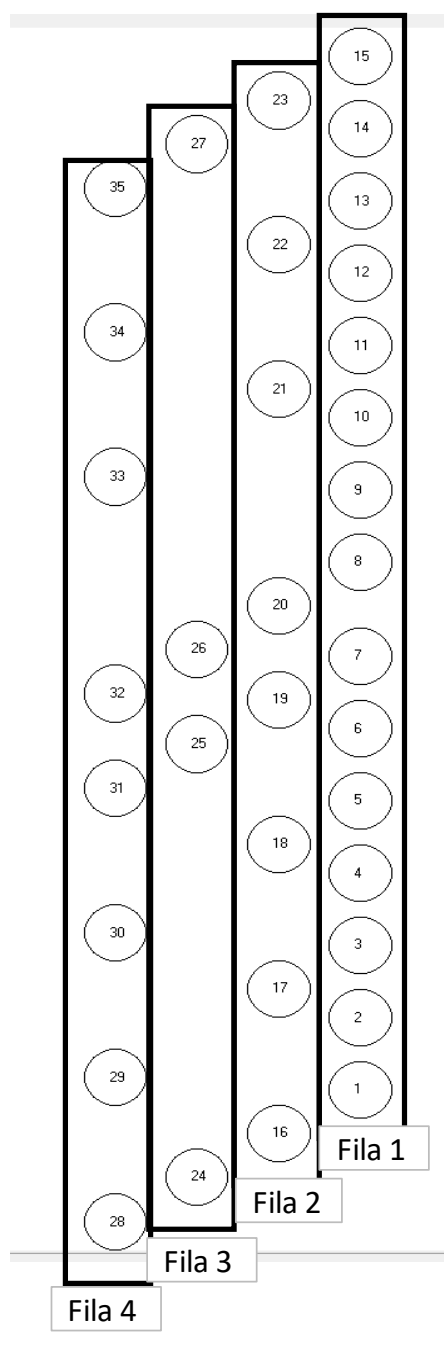


La verifica della suola di fondazione viene condotta, a favore di sicurezza, non considerando i carichi dovuti al terreno di riempimento e i carichi da peso proprio. La sezione di verifica di tale suola è quella di appoggio dell'impalcato considerata di dimensioni 1.00x1.50m, soggetta agli sforzi V ed M.

6.4.1 Sollecitazioni agenti

Le azioni provenienti dai pali di fondazione sono mediate lungo lo sviluppo longitudinale della spalla, e sono riportate brevemente nella tabella seguente sotto forma di valori medi per ogni combinazione

Np,medio					
Fila	STR [kN]	SISmax [kN]	SLErara [kN]	SLEqp [kN]	SISmin [kN]
1	883.6	1113.3	681.4	458.9	534.4
2	679.0	411.4	524.5	372.5	116.4
3	481.0	230.5	367.0	286.5	-275.5
4	298.3	68.9	224.4	207.0	-583.0



Si riportano di seguito le sollecitazioni risultanti agenti sulla sezione di verifica secondo lo schema statico adottato.

Combinazioni S.L.U. STR

S.L.U. STR		
Combinazione	V [kN]	M [kNm]
STR1	275	1143
STR2	362	1388
STR3	344	1340
STR4	286	1179
STR5	277	1171
STR6	382	1404
STR7	347	1327
STR8	361	1351
STR9	348	1318
STR10	360	1358

Combinazioni SISMICHE

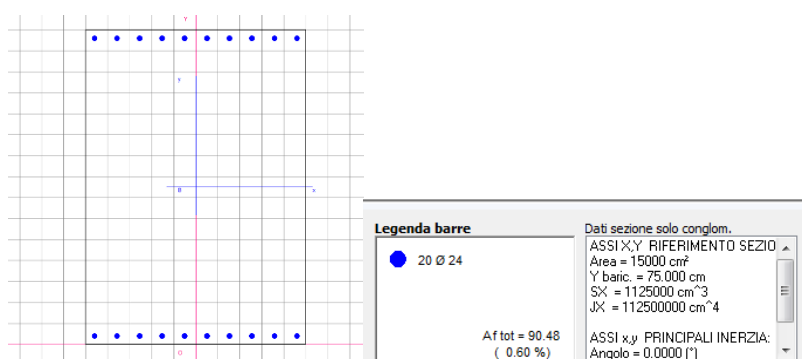
SISMICHE		
Combinazione	V [kN]	M [kNm]
SIS1	-195	-136
SIS2	-200	-154
SIS3	187	750
SIS4	183	735
SIS5	-152	28
SIS6	-157	11
SIS7	151	616
SIS8	147	602
SIS9	-89	114
SIS10	-95	98
SIS11	104	527
SIS12	99	513
SIS13	-163	-11
SIS14	-168	-27
SIS15	172	672
SIS16	168	658
SIS17	-163	-11
SIS18	-168	-28
SIS19	172	673
SIS20	168	659

Combinazioni S.L.E.

S.L.E.		
Combinazione	V [kN]	M [kNm]
SLER1	219	880
SLER2	269	1029
SLER3	256	997
SLER4	227	904
SLER5	220	898
SLER6	284	1043
SLER7	267	1004
SLER8	277	1023
SLER9	262	986
SLER10	283	1041
SLEP1	225	854
SLEP2	235	888
SLEP3	235	888
SLEP4	225	854
SLEP5	222	853
SLEP6	238	889
SLEP7	223	854
SLEP8	237	886
SLEP9	223	855
SLEP10	237	887

6.4.2 Verifiche statiche

Le verifiche condotte sono riportate di seguito per la sezione di monte della suola di fondazione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C28/35
Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	28.80 daN/cm ²

Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 168.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
Sc Limite : 126.00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm
Altezza: 150.0 cm
Barre inferiori : 10Ø24 (45.2 cm²)
Barre superiori : 10Ø24 (45.2 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 4.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 4.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	114330	27510	0
2	0	138800	36230	0
3	0	134030	34370	0
4	0	117890	28620	0
5	0	117070	27710	0
6	0	140410	38180	0
7	0	132700	34690	0
8	0	135060	36090	0
9	0	131810	34760	0
10	0	135850	36000	0
11	0	-13600	-19490	0
12	0	-15360	-20040	0
13	0	74990	18710	0
14	0	73500	18310	0
15	0	2800	-15200	0
16	0	1120	-15750	0
17	0	61580	15110	0
18	0	60180	14650	0
19	0	11370	-8920	0
20	0	9770	-9450	0
21	0	52740	10380	0
22	0	51270	9900	0
23	0	-1060	-16250	0
24	0	-2740	-16790	0
25	0	67190	17240	0
26	0	65790	16800	0
27	0	-1090	-16270	0
28	0	-2780	-16810	0
29	0	67280	17240	0
30	0	65890	16810	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N. Comb.	N	Mx
1	0	87960
2	0	102940
3	0	99660
4	0	90390
5	0	89830
6	0	104250
7	0	100410
8	0	102270
9	0	98570
10	0	104050

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

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N. Comb.	N	Mx
1	0	85380
2	0	88770
3	0	88750
4	0	85370
5	0	85270
6	0	88880
7	0	85450
8	0	88650
9	0	85510
10	0	88670

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 2.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm
Copriferro netto minimo staffe: 1.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 45.2 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 45.2 cm ²

N. Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	114330	13	252508	2.209	143.7	0.04	0.70
2	S	0	138800	13	252508	1.819	143.7	0.04	0.70
3	S	0	134030	13	252508	1.884	143.7	0.04	0.70
4	S	0	117890	13	252508	2.142	143.7	0.04	0.70
5	S	0	117070	13	252508	2.157	143.7	0.04	0.70
6	S	0	140410	13	252508	1.798	143.7	0.04	0.70
7	S	0	132700	13	252508	1.903	143.7	0.04	0.70
8	S	0	135060	13	252508	1.870	143.7	0.04	0.70
9	S	0	131810	13	252508	1.916	143.7	0.04	0.70
10	S	0	135850	13	252508	1.859	143.7	0.04	0.70
11	S	0	-13600	13	-252508	18.567	6.3	0.04	0.70
12	S	0	-15360	13	-252508	16.439	6.3	0.04	0.70
13	S	0	74990	13	252508	3.367	143.7	0.04	0.70
14	S	0	73500	13	252508	3.435	143.7	0.04	0.70
15	S	0	2800	13	252508	90.181	143.7	0.04	0.70
16	S	0	1120	13	252508	225.454	143.7	0.04	0.70
17	S	0	61580	13	252508	4.100	143.7	0.04	0.70
18	S	0	60180	13	252508	4.196	143.7	0.04	0.70
19	S	0	11370	13	252508	22.208	143.7	0.04	0.70
20	S	0	9770	13	252508	25.845	143.7	0.04	0.70

21	S	0	52740	13	252508	4.788	143.7	0.04	0.70
22	S	0	51270	13	252508	4.925	143.7	0.04	0.70
23	S	0	-1060	13	-252508	238.215	6.3	0.04	0.70
24	S	0	-2740	13	-252508	92.156	6.3	0.04	0.70
25	S	0	67190	13	252508	3.758	143.7	0.04	0.70
26	S	0	65790	13	252508	3.838	143.7	0.04	0.70
27	S	0	-1090	13	-252508	231.659	6.3	0.04	0.70
28	S	0	-2780	13	-252508	90.830	6.3	0.04	0.70
29	S	0	67280	13	252508	3.753	143.7	0.04	0.70
30	S	0	65890	13	252508	3.832	143.7	0.04	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
2	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
3	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
4	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
5	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
6	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
7	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
8	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
9	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
10	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
11	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
12	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
13	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
14	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
15	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
16	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
17	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
18	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
19	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
20	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
21	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
22	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
23	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
24	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
25	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
26	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
27	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
28	0.00303	-0.02802	0.0	0.00110	4.0	-0.06750	146.0
29	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0
30	0.00303	-0.02802	150.0	0.00110	146.0	-0.06750	4.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	20.0 cm	[Passo massimo di normativa = 22.6 cm]
N.Bracci staffe:	3	
Area staffe/m :	17.0 cm ² /m	[Area Staffe Minima normativa = 15.0 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallela all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
---------	-----	------	-----	-----	-----	----	------	-----	------

1	S	27510	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.1
2	S	36230	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.8
3	S	34370	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.7
4	S	28620	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.2
5	S	27710	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.2
6	S	38180	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	3.0
7	S	34690	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.7
8	S	36090	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.8
9	S	34760	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.7
10	S	36000	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	2.8
11	S	-19490	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.5
12	S	-20040	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.6
13	S	18710	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.5
14	S	18310	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.4
15	S	-15200	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.2
16	S	-15750	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.2
17	S	15110	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.2
18	S	14650	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.1
19	S	-8920	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	0.7
20	S	-9450	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	0.7
21	S	10380	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	0.8
22	S	9900	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	0.8
23	S	-16250	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
24	S	-16790	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
25	S	17240	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
26	S	16800	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
27	S	-16270	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
28	S	-16810	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
29	S	17240	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3
30	S	16810	43365	359312	218066	100.0	21.80	1.000	1.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [daN/cm²]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	18.9	150.0	-18.9	150.0	-268	146.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	22.1	150.0	-22.1	150.0	-314	146.0	0.0	0	0.0	0.0
3	S	21.4	150.0	-21.4	150.0	-304	146.0	0.0	0	0.0	0.0
4	S	19.4	150.0	-19.4	150.0	-275	146.0	0.0	0	0.0	0.0
5	S	19.3	150.0	-19.3	150.0	-274	146.0	0.0	0	0.0	0.0
6	S	22.4	150.0	-22.4	150.0	-318	146.0	0.0	0	0.0	0.0
7	S	21.5	150.0	-21.5	150.0	-306	146.0	0.0	0	0.0	0.0
8	S	21.9	150.0	-21.9	150.0	-311	146.0	0.0	0	0.0	0.0
9	S	21.1	150.0	-21.1	150.0	-300	146.0	0.0	0	0.0	0.0
10	S	22.3	150.0	-22.3	150.0	-317	146.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm	Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
2	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
3	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
4	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

5	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
6	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
7	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
8	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
9	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
10	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	18.3	150.0	-18.3	150.0	-260	146.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	19.0	150.0	-19.0	150.0	-270	146.0	0.0	0	0.0	0.0
3	S	19.0	150.0	-19.0	150.0	-270	146.0	0.0	0	0.0	0.0
4	S	18.3	150.0	-18.3	150.0	-260	146.0	0.0	0	0.0	0.0
5	S	18.3	150.0	-18.3	150.0	-260	146.0	0.0	0	0.0	0.0
6	S	19.1	150.0	-19.1	150.0	-271	146.0	0.0	0	0.0	0.0
7	S	18.3	150.0	-18.3	150.0	-260	146.0	0.0	0	0.0	0.0
8	S	19.0	150.0	-19.0	150.0	-270	146.0	0.0	0	0.0	0.0
9	S	18.3	150.0	-18.3	150.0	-260	146.0	0.0	0	0.0	0.0
10	S	19.0	150.0	-19.0	150.0	-270	146.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
2	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
3	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
4	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
5	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
6	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
7	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
8	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
9	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000
10	S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000000	0	0.000

Tutte le verifiche appaiono soddisfatte dal momento che si riscontrano valori tensionali di esercizio entro i limiti e coefficienti di sicurezza a rottura sempre superiori all'unità.

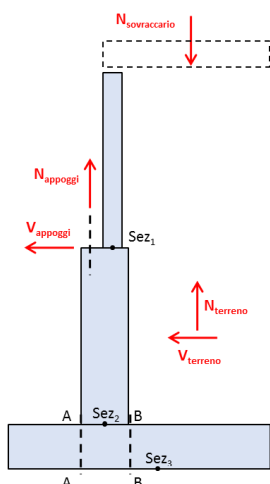
6.5 AZIONI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE ALLA QUOTA DEL PIANO DI POSA

La verifica della fondazione si effettua determinando le sollecitazioni nella sezione di intradosso plinto dell'intero corpo spalla.

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.

Le azioni sulle fondazioni profonde si determinano quali componenti agenti nei sei gradi di libertà nello spazio, riferite al baricentro della fondazione ed alla quota di posa della stessa.

Il sistema di riferimento assunto è il seguente:



Note riassuntive valide per entrambe le spalle:

- Azioni V positive se tendono a fare traslare la spalla verso valle
- Azioni N negative se premono sul terreno
- Azioni M positive se tendono a ribaltare la spalla verso valle

Le sollecitazioni in tabella sono calcolate per unità di lunghezza di sviluppo planimetrico della spalla

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m) - Vx,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
S.L.U. STR	124.06	-2.36	-686.95	-21.59	261.15	
S.L.U. Sisma (θ_1)	275.20	191.31	-495.47	145.53	596.27	
S.L.U. Sisma (θ_2)	277.79	191.31	-495.47	145.53	600.62	
S.L.U. GEO	101.78	-1.75	-573.20	-17.89	278.73	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	287.94	191.31	-495.47	145.53	612.83	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	286.66	191.31	-495.47	145.53	610.69	
S.L.E. car. rara	91.80	-2.13	-557.21	-13.08	282.77	
S.L.E. freq.	76.95	-1.77	-550.54	9.36	288.64	
S.L.E. q.p.	54.86	-1.39	-506.34	8.82	295.25	

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m) - Vx,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
S.L.U. STR	91.84	4.02	-812.75	-4.25	445.51	
S.L.U. Sisma (θ_1)	84.53	41.27	-521.14	162.33	357.56	
S.L.U. Sisma (θ_2)	87.12	41.27	-521.14	162.33	361.91	
S.L.U. GEO	74.80	3.25	-639.66	-3.85	361.18	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	97.27	41.27	-521.14	162.33	374.12	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	96.00	41.27	-521.14	162.33	371.98	
S.L.E. car. rara	67.81	3.53	-600.59	-4.51	327.00	
S.L.E. freq.	68.69	2.99	-544.04	-9.02	264.21	
S.L.E. q.p.	47.84	2.66	-503.51	-8.58	279.48	

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m) - Vy,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
S.L.U. STR	97.51	12.63	-780.12	25.71	393.66	
S.L.U. Sisma (θ_1)	253.95	208.35	-498.51	132.58	570.00	
S.L.U. Sisma (θ_2)	256.54	208.35	-498.51	132.58	574.35	
S.L.U. GEO	79.71	10.71	-611.87	23.01	317.12	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	266.69	208.35	-498.51	132.58	586.56	
S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	265.41	208.35	-498.51	132.58	584.42	
S.L.E. car. rara	71.63	9.27	-576.34	-2.38	287.88	
S.L.E. freq.	69.83	3.60	-546.49	-0.01	270.48	
S.L.E. q.p.	47.84	2.66	-503.64	3.20	279.71	

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m) - Vy,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	118.72	-11.00	-696.70	19.64	271.18
	S.L.U. Sisma (θ_1)	105.82	24.22	-514.72	183.62	377.65
	S.L.U. Sisma (θ_2)	108.42	24.22	-514.72	183.62	382.00
	S.L.U. GEO	97.16	-9.24	-581.50	15.91	287.12
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	118.56	24.22	-514.72	183.62	394.21
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	117.29	24.22	-514.72	183.62	392.07
	S.L.E. car. rara	88.22	-7.89	-564.38	12.26	290.65
	S.L.E. freq.	75.73	-2.33	-549.12	0.25	284.19
	S.L.E. q.p.	54.86	-1.39	-506.18	-2.95	294.94

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m) - N,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	113.24	3.74	-639.41	3.72	156.96
	S.L.U. Sisma (θ_1)	220.16	154.32	-463.26	155.68	454.08
	S.L.U. Sisma (θ_2)	222.76	154.32	-463.26	155.68	458.42
	S.L.U. GEO	92.62	3.41	-533.58	1.94	191.67
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	232.90	154.32	-463.26	155.68	470.64
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	231.63	154.32	-463.26	155.68	468.50
	S.L.E. car. rara	83.51	2.55	-517.54	2.51	196.94
	S.L.E. freq.	73.96	0.15	-519.41	10.98	226.56
	S.L.E. q.p.	52.29	0.08	-483.64	-4.45	249.39

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m) - N,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	102.61	-2.16	-930.87	-101.17	680.21
	S.L.U. Sisma (θ_1)	139.24	78.49	-563.55	155.00	518.15
	S.L.U. Sisma (θ_2)	141.83	78.49	-563.55	155.00	522.50
	S.L.U. GEO	83.92	-1.98	-739.75	-84.69	560.02
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	151.98	78.49	-563.55	155.00	534.71
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	150.71	78.49	-563.55	155.00	532.57
	S.L.E. car. rara	76.08	-1.22	-690.88	-76.12	506.46
	S.L.E. freq.	71.17	1.45	-626.87	-30.36	421.18
	S.L.E. q.p.	50.06	1.39	-524.47	4.46	321.58

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m) - Mx,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	105.85	-4.08	-830.75	461.96	499.84
	S.L.U. Sisma (θ_1)	259.28	205.22	-498.89	204.94	578.70
	S.L.U. Sisma (θ_2)	261.87	205.22	-498.89	204.94	583.04
	S.L.U. GEO	86.40	-3.47	-680.41	392.83	453.97
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	272.02	205.22	-498.89	204.94	595.26
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	270.75	205.22	-498.89	204.94	593.12
	S.L.E. car. rara	78.44	-2.63	-647.13	339.79	429.06
	S.L.E. freq.	73.24	0.22	-588.20	213.38	352.75
	S.L.E. q.p.	52.13	0.17	-486.05	7.31	253.62

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m) - Mx,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	108.12	6.09	-890.95	-455.39	614.64
	S.L.U. Sisma (θ_1)	99.91	27.60	-552.09	120.51	437.91
	S.L.U. Sisma (θ_2)	102.50	27.60	-552.09	120.51	442.26
	S.L.U. GEO	88.55	5.25	-721.50	-387.04	533.21
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	112.65	27.60	-552.09	120.51	454.47
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	111.37	27.60	-552.09	120.51	452.33
	S.L.E. car. rara	79.59	4.38	-688.29	-334.73	506.94
	S.L.E. freq.	71.34	1.37	-624.58	-209.80	417.19
	S.L.E. q.p.	50.22	1.30	-522.05	-7.31	317.35

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m) - My,max						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	110.64	4.59	-859.70	-451.47	560.60
	S.L.U. Sisma (θ_1)	259.28	205.22	-498.72	75.69	578.39
	S.L.U. Sisma (θ_2)	261.87	205.22	-498.72	75.69	582.74
	S.L.U. GEO	90.78	3.92	-680.00	-383.76	459.78
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	272.02	205.22	-498.72	75.69	594.95
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	270.75	205.22	-498.72	75.69	592.81
	S.L.E. car. rara	81.82	3.05	-646.79	-331.45	433.51
	S.L.E. freq.	73.27	0.22	-588.04	-206.95	352.49
	S.L.E. q.p.	52.13	0.16	-485.89	-4.47	253.31

Sezione 3 (spiccato fondazione)						
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m) - My,min						
	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]	
totale (/m)	S.L.U. STR	103.36	-2.60	-861.54	458.07	553.07
	S.L.U. Sisma (θ_1)	99.86	27.60	-552.64	249.80	438.85
	S.L.U. Sisma (θ_2)	102.46	27.60	-552.64	249.80	443.20
	S.L.U. GEO	84.20	-2.16	-721.54	389.57	526.75
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_1)	112.60	27.60	-552.64	249.80	455.41
	S.L.U. (Sisma) GEO (θ_2)	111.33	27.60	-552.64	249.80	453.27
	S.L.E. car. rara	76.24	-1.32	-688.25	336.53	501.83
	S.L.E. freq.	71.33	1.36	-624.37	210.50	416.79
	S.L.E. q.p.	50.20	1.32	-522.55	4.47	318.24

7 PILA

7.1 GENERALITÀ

Il sostegno intermedio del cavalcavia è realizzato da un setto in c.a. avente sezione rettangolare 22.80 x 0.80 m e altezza 5.70m, che spiccano da un plinto di fondazione di spessore pari a 1.00m e dimensioni planimetriche 3.75x24.50 m, fondato su 90 micropali.

I fusti presentano altezza di 3.5÷2.5m.

Gli schemi seguenti riportano la configurazione tipica delle pile. Per la pianta palificata, riportata in forma indicativa, si rimanda agli specifici elaborati.

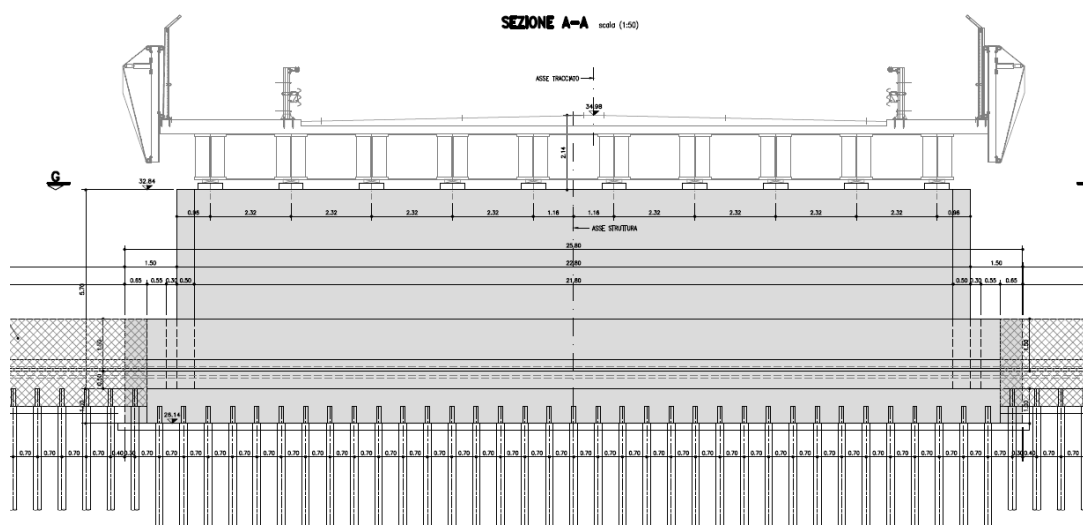


Figura 7-1 – Vista frontale della pila

SEZIONE B-B scala (1:50)

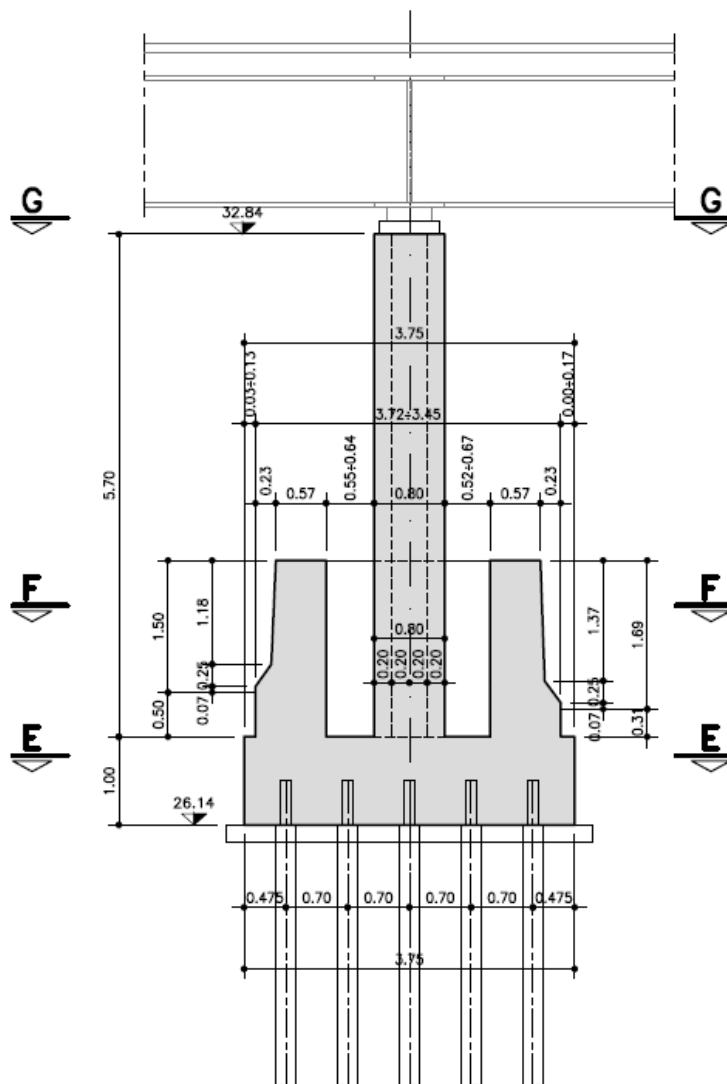


Figura 7-2 – Sezione trasversale della pila

Di seguito si riporta la sezione trasversale effettuata rispettivamente allo spiccato dal plinto, ed alla sezione di spiccato del setto.

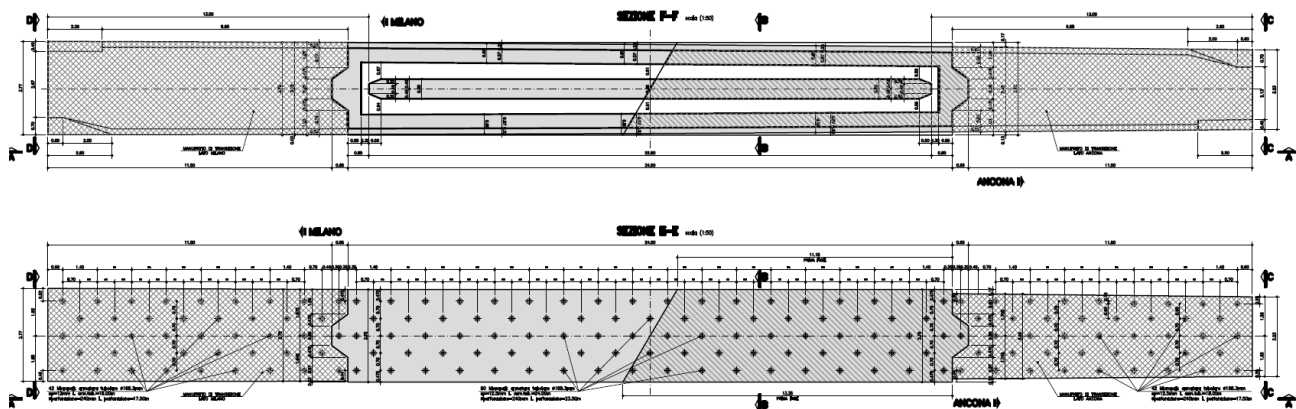


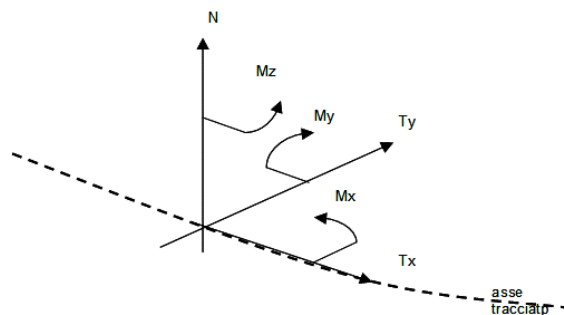
Figura 7-3 – Pianta fondazioni della pila

Nei capitoli seguenti si riportano le sollecitazioni rilevate in corrispondenza di tutti i sostegni, e le principali verifiche, effettuate per gli elementi più sollecitati, con riferimento rispettivamente alla sezione di spiccato del fusto dalla fondazione (denominata sezione 1) e per la sezione di sommità del fusto singolo (sezione 2).

Le sollecitazioni sono ricavate dagli involuipi per:

- max/min N azione assiale
- max/min M_x momento flettente trasversale
- max/min M_y momento flettente longitudinale

Di seguito lo schema indicativo delle convenzioni.



Essendo il setto caratterizzato da snellezza contenuta si considerano trascurabili gli effetti del secondo ordine.

7.2 FUSTO PILA

7.2.1 Sollecitazioni di verifica

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni di verifica allo spiccatto e in cima alle elevazioni con riferimento alle combinazioni di S.L.U. e S.L.E.:

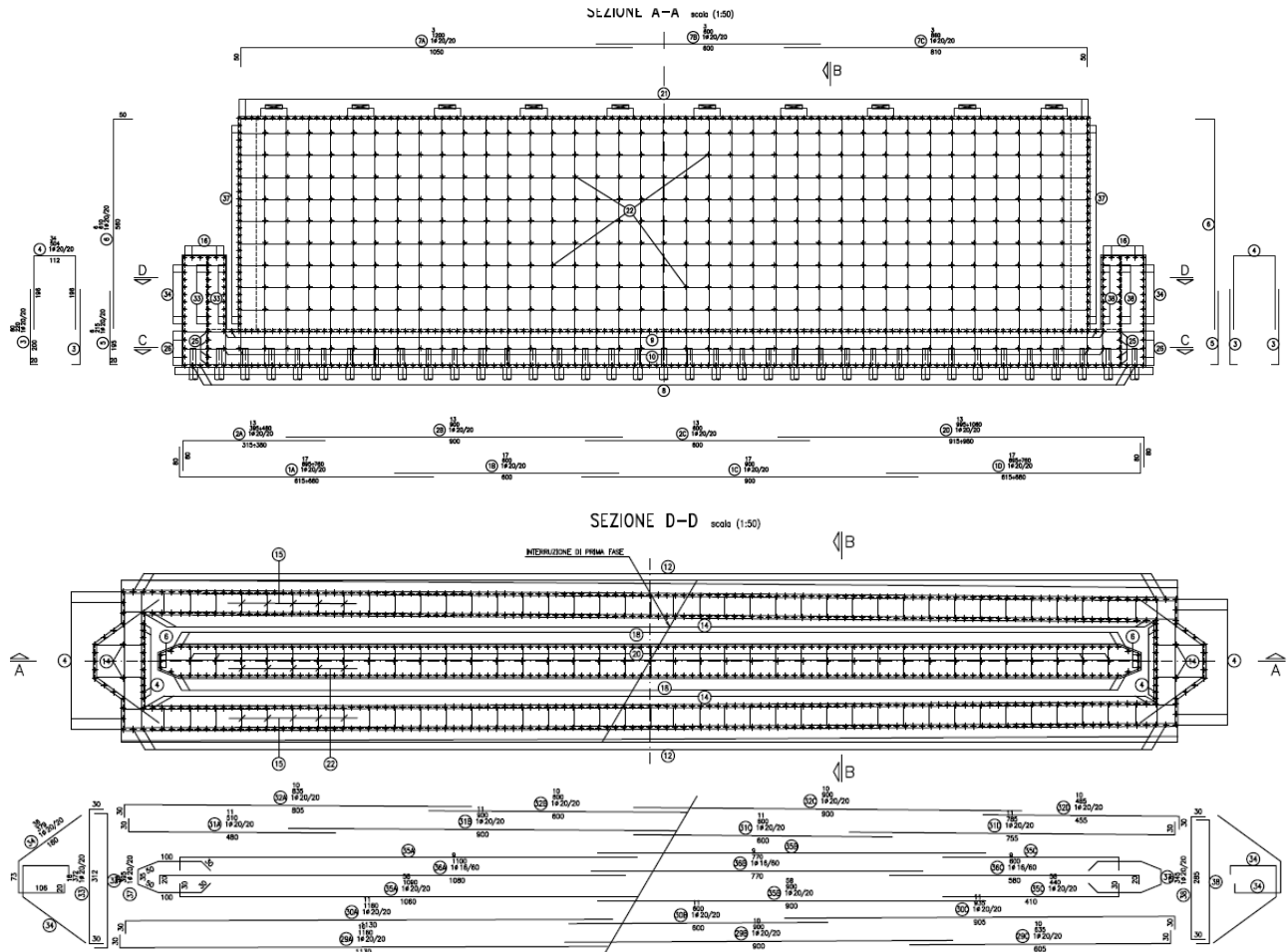
Legenda:

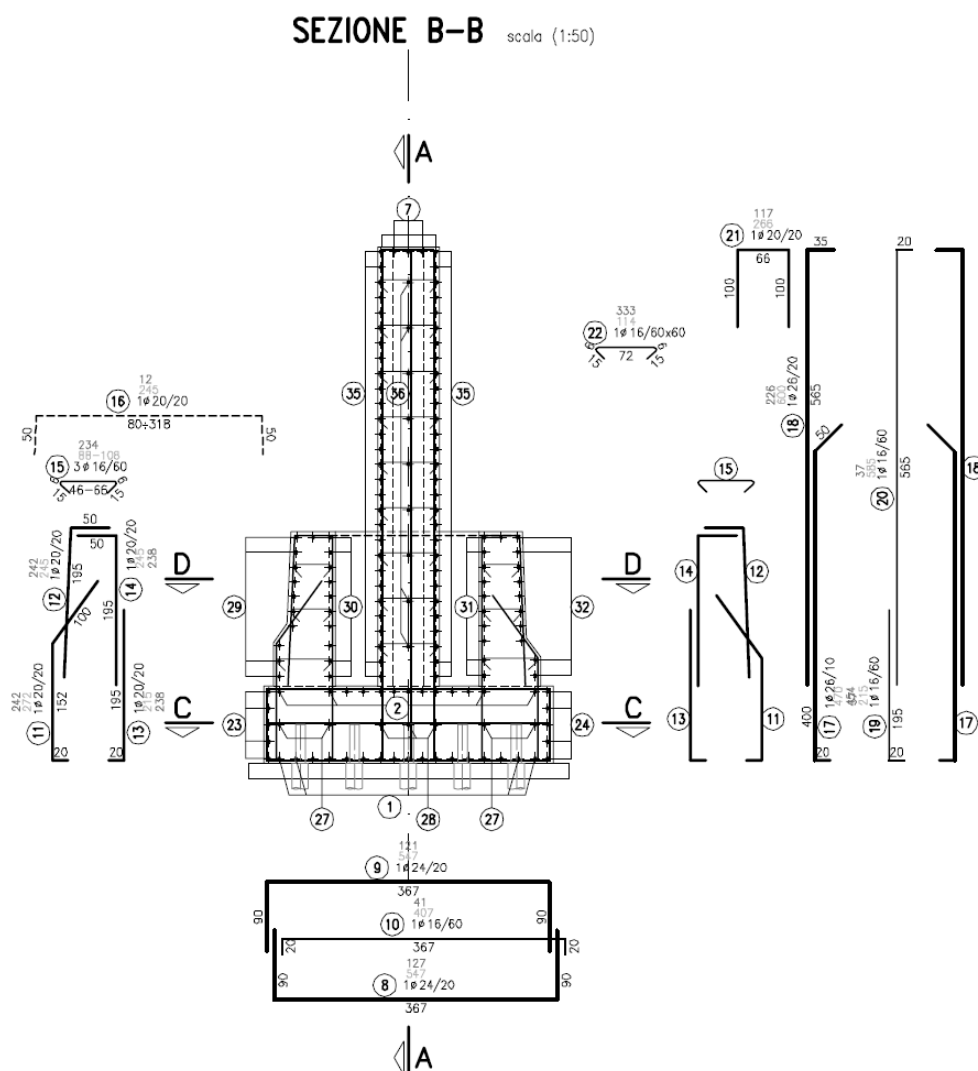
F_x	Azione verticale negativa se di compressione
F_y	Azione di taglio in direzione trasversale all'impalcato
F_z	Azione di taglio in direzione longitudinale all'impalcato
M_x	Momento torcente
M_y	Momento flettente longitudinale (rotazione intorno asse trasversale all'impalcato)
M_z	Momento flettente trasversale (rotazione intorno asse longitudinale all'impalcato)

			Element	Node	X	Y	Z	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
			[]	[]	[m]	[m]	[m]	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
SLU STR	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-15 810 000	105 200	-185 600	17 500	836 900	-440 100
SLU STR	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-32 370 000	-190 000	213 700	73 560	5 974 000	-11 370 000
SLU STR	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-23 530 000	477 500	3 265	62 200	-3 875 000	3 951 000
SLU STR	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 660 000	-477 000	-3 249	92 880	3 807 000	-3 834 000
SLU STR	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-26 130 000	196 500	409 300	11 510	357 600	-5 773 000
SLU STR	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 330 000	-195 200	-409 600	-12 260	-441 400	5 914 000
SLU STR	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-29 140 000	-102 000	199 200	164 100	-776 500	-33 420
SLU STR	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 900 000	91 420	-195 800	-60 410	1 648 000	-1 450 000
SLU STR	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-23 670 000	14 170	-158 500	46 370	8 446 000	-13 150 000
SLU STR	My	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-32 360 000	-10 800	157 500	81 320	-8 744 000	13 660 000
SLU STR	Mz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-29 870 000	-10 790	157 500	48 550	-8 744 000	13 660 000
SLU STR	Mz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-26 160 000	14 170	-158 500	79 140	8 446 000	-13 150 000
SLE RARA	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-16 000 000	70 790	-124 000	19 190	501 000	-196 400
SLE RARA	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 160 000	-133 100	144 600	56 640	4 514 000	-8 482 000
SLE RARA	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 080 000	346 000	16 130	48 630	-2 959 000	2 989 000
SLE RARA	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 230 000	-345 200	-16 270	75 110	2 864 000	-2 827 000
SLE RARA	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 580 000	153 700	289 300	12 800	309 100	-4 263 000
SLE RARA	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 450 000	-152 200	-289 700	-4 499	-415 300	4 442 000
SLE RARA	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 750 000	-67 890	133 900	124 100	-486 800	-86 560
SLE RARA	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 930 000	60 600	-131 500	-38 490	1 088 000	-937 700
SLE RARA	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 970 000	3 375	-103 800	41 070	6 124 000	-9 606 000
SLE RARA	My	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 150 000	-354	103 000	62 380	-6 389 000	10 060 000
SLE RARA	Mz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-22 070 000	-351	103 000	35 070	-6 389 000	10 060 000
SLE RARA	Mz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 040 000	3 372	-103 800	68 380	6 124 000	-9 606 000
SLE FREQ	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-16 340 000	2 008	-597	23 670	-170 700	291 000
SLE FREQ	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 300 000	-35 870	11 920	48 740	2 957 000	-5 035 000
SLE FREQ	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 170 000	39 260	-2 599	49 830	-2 907 000	4 838 000
SLE FREQ	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 070 000	-38 410	2 457	73 040	2 812 000	-4 676 000
SLE FREQ	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 810 000	-20 920	40 530	45 010	-435 100	474 400
SLE FREQ	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 850 000	24 940	-41 720	24 730	94 950	103 600
SLE FREQ	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 200 000	-9 865	3 118	92 970	811 900	-1 381 000
SLE FREQ	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 520 000	-8 905	3 062	-15 520	738 800	-1 259 000
SLE FREQ	My	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-19 570 000	-36 700	10 620	43 510	2 983 000	-5 080 000
SLE FREQ	My	min	3	4	0.000	0.000	-6.125	-20 230 000	37 520	-10 760	43 870	-3 064 000	5 218 000
SLE FREQ	Mz	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-19 030 000	37 520	-10 770	28 640	-3 064 000	5 218 000
SLE FREQ	Mz	min	3	4	0.000	0.000	-6.125	-20 770 000	-36 700	10 620	58 740	2 983 000	-5 080 000
SLU GEO	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-16 000 000	91 430	-161 000	19 160	702 500	-342 700
SLU GEO	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-26 150 000	-163 100	184 700	60 570	5 046 000	-9 628 000
SLU GEO	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 640 000	408 600	-49	54 830	-3 309 000	3 397 000
SLU GEO	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 570 000	-407 600	-115	79 350	3 200 000	-3 211 000
SLU GEO	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 830 000	166 100	351 300	7 699	261 800	-4 863 000
SLU GEO	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 910 000	-164 500	-351 800	-6 275	-383 900	5 069 000
SLU GEO	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-23 400 000	-88 090	172 400	137 600	-704 600	27 240
SLU GEO	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 380 000	79 700	-169 600	-47 210	1 397 000	-1 205 000
SLU GEO	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-22 740 000	13 900	-137 800	43 660	7 187 000	-11 170 000
SLU GEO	My	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-26 140 000	-10 420	136 800	67 180	-7 492 000	11 690 000
SLU GEO	Mz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 060 000	-10 420	136 800	39 880	-7 492 000	11 690 000
SLU GEO	Mz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-24 820 000	13 890	-137 800	70 960	7 187 000	-11 170 000
SLEQP	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-16 430 000	2 008	-597	24 760	-170 700	291 000
SLEQP	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 810 000	2 005	-592	44 980	-170 100	289 000
SLEQP	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 850 000	2 008	-597	24 760	-170 100	289 000
SLEQP	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 810 000	2 005	-592	44 980	-170 100	289 000
SLEQP	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 810 000	2 005	-592	44 980	-170 100	289 000
SLEQP	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 850 000	2 008	-597	24 760	-170 100	289 000
SLEQP	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 700 000	2 005	-592	49 080	-170 100	289 000
SLEQP	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 960 000	2 008	-597	20 660	-170 100	289 000
SLEQP	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 860 000	2 008	-597	24 820	-170 100	289 000
SLEQP	My	min	3	4	0.000	0.000	-6.125	-17 730 000	2 006	-594	35 890	-170 700	291 000
SLEQP	Mz	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-16 540 000	2 008	-597	20 660	-170 700	291 000
SLEQP	Mz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 700 000	2 005	-592	49 080	-170 100	289 000
SISMA SLC	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-14 810 000	1 755 000	1 840 000	27 530	9 632 000	10 080 000
SISMA SLC	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-21 460 000	-1 812 000	-1 865 000	44 130	-10 600 000	-12 920 000
SISMA SLC	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 830 000	3 998 000	4 033 000	31 400	23 840 000	25 810 000
SISMA SLC	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 750 000	-3 995 000	-4 034 000	48 970	-24 130 000	-25 320 000
SISMA SLC	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 650 000	3 908 000	4 125 000	39 540	25 300 000	23 570 000
SISMA SLC	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 680 000	-3 904 000	-4 126 000	17 740	-25 600 000	-23 070 000
SISMA SLC	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 660 000	1 802 000	1 870 000	66 440	11 450 000	11 450 000
SISMA SLC	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 190 000	-1 801 000	-1 871 000	6 307	-11 600 000	-11 190 000
SISMA SLC	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 410 000	3 850 000	4 096 000	29 720	26 150 000	22 720 000
SISMA SLC	My	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 330 000	-3 846 000	-4 097 000	46 590	-26 470 000	-22 170 000
SISMA SLC	Mz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 520 000	3 956 000	4 001 000	25 360	23 470 000	27 010 000
SISMA SLC	Mz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 220 000	-3 952 000	-4 002 000	50 950	-23 790 000	-26 450 000
SISMA SLV	Fx	MAX	3	4	0.000	0.000	-6.125	-15 280 000	1 564 000	1 641 000	26 810	8 603 000	9 065 000
SISMA SLV	Fx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 990 000	-1 621 000	-1 666 000	44 850	-9 372 000	-11 720 000
SISMA SLV	Fy	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-16 970 000	3 581 000	3 606 000	31 120	21 200 000	23 180 000
SISMA SLV	Fy	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-19 600 000	-3 579 000	-3 607 000	49 250	-21 490 000	-22 690 000
SISMA SLV	Fz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 790 000	3 499 000	3 689 000	39 280	22 620 000	21 000 000
SISMA SLV	Fz	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 530 000	-3 485 000	-3 690 000	18 010	-22 910 000	-20 500 000
SISMA SLV	Mx	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 130 000	1 612 000	1 671 000	65 730	10 220 000	10 250 000
SISMA SLV	Mx	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-18 720 000	-1 610 000	-1 672 000	7 024	-10 370 000	-9 993 000
SISMA SLV	My	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 550 000	3 441 000	3 680 000	29 460	23 460 000	20 150 000
SISMA SLV	My	min	3	3	0.000	0.000	-7.125	-20 190 000	-3 437 000	-3 661 000	46 860	-23 790 000	-19 600 000
SISMA SLV	Mz	MAX	3	3	0.000	0.000	-7.125	-17 660 000	3 539 000	3 574 000	25 080	20 840 000	24 380 000
SISMA SLV	Mz	min	3</										

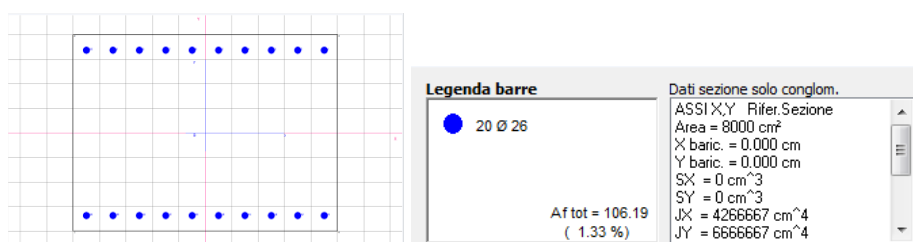
7.2.2 Verifiche statiche

Ai fini delle verifiche si considerano la sezione di spiccato e la sezione di sommità caratterizzate da armatura passante formata da $\varnothing 26/10$ perimetrali per un primo tratto di altezza 3 m.





Di seguito si riporta la configurazione della sezione resistente di spiccato della pila verificata al metro lineare.



Di seguito i risultati delle verifiche per la sezione 1 di spiccato:

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO	-	Classe: C28/35	
		Resis. compr. di calcolo fcd :	158.60 daN/cm ²
		Resis. compr. ridotta fcd' :	79.30 daN/cm ²
		Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
		Def.unit. ultima ecu :	0.0035
		Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
		Modulo Elastico Normale Ec :	323080 daN/cm ²
		Coeff. di Poisson :	0.20
		Resis. media a trazione fctm :	28.80 daN/cm ²
		Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
		Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	Non prevista
		Combinazioni Frequenti in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	168.00 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	0.400 mm
		Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio (Tens.Limite):	
		Sc Limite :	126.00 daN/cm ²
		Apert.Fess.Limite :	0.300 mm
ACCIAIO	-	Tipo: B450C	
		Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0 daN/cm ²
		Resist. caratt. rottura ftk :	4500.0 daN/cm ²
		Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0 daN/cm ²
		Resist. ultima di calcolo ftd :	3913.0 daN/cm ²
		Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068
		Modulo Elastico Ef :	200000 daN/cm ²
		Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
		Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00 daN/cm ²
		Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50 daN/cm ²
		Comb.Rare Sf Limite :	3600.0 daN/cm ²

ACCIAIO -	Tipo: B450C		
	Resist. caratt. snervam. fyk :	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk :	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd :	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd :	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu :	0.068	
	Modulo Elastico Ef :	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza ist. β1*β2 :	1.00	daN/cm ²
	Coeff. Aderenza diff. β1*β2 :	0.50	daN/cm ²
	Comb.Rare Sf Limite :	3600.0	daN/cm ²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO

DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C28/35

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	-40.00
2	-50.00	40.00
3	50.00	40.00
4	50.00	-40.00

DATI BARRE ISOLATE

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

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø, mm
1	45.00	33.70	26
2	35.00	33.70	26
3	25.00	33.70	26
4	15.00	33.70	26
5	5.00	33.70	26
6	-5.00	33.70	26
7	-15.00	33.70	26
8	-25.00	33.70	26
9	-35.00	33.70	26
10	-45.00	33.70	26
11	45.00	-33.70	26
12	35.00	-33.70	26
13	25.00	-33.70	26
14	15.00	-33.70	26
15	5.00	-33.70	26
16	-5.00	-33.70	26
17	-15.00	-33.70	26
18	-25.00	-33.70	26

19	-35.00	-33.70	26
20	-45.00	-33.70	26

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN nell'origine O del sist. di rif. X,Y,O
MX	Coppia concentrata in daNm intorno all'asse X del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
MY	Coppia concentrata in daNm intorno all'asse Y del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
VY	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse Y del rif. X,Y,O
VX	Componente del Taglio [daN] parall. all'asse X del rif. X,Y,O

N.Comb.	N	MX	MY	VY	VX
1	72523	-2019	3839	483	-851
2	148486	-52156	27404	-872	980
3	107936	18124	-17775	2190	15
4	113119	-17587	17463	-2188	-15
5	119862	-26482	1640	901	1878
6	93257	27128	-2025	-895	-1879
7	133670	-153	-3562	-468	914
8	95872	-6651	7560	419	-898
9	108578	-60321	38743	65	-727
10	148440	62661	-40110	-50	722
11	137018	62661	-40110	-49	722
12	120000	-60321	38743	65	-727
13	67936	46239	44183	8050	8440
14	98440	-59266	-48624	-8312	-8555
15	77202	118394	109358	18339	18500
16	90596	-116147	-110688	-18326	-18505
17	85550	108119	116055	17927	18922
18	81101	-105826	-117431	-17908	-18927
19	81009	52523	52523	8266	8578
20	88028	-51330	-53211	-8261	-8583
21	79862	104220	119954	17661	18789
22	93257	-101697	-121422	-17642	-18794
23	80367	123899	107661	18147	18353
24	92752	-121330	-109128	-18128	-18358

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

N	Sforzo normale in daN applicato nell'origine O del rif. X,Y,O
MX	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
MY	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	MX	MY
1	73394	-901	2298
2	110826	-38908	20706
3	87523	13711	-13573
4	97385	-12968	13138
5	94404	-19555	1418
6	84633	20376	-1905
7	99771	-397	-2233
8	91422	-4301	4991
9	100780	-44064	28092
10	110780	46147	-29307
11	101239	46147	-29307
12	110275	-44064	28092

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

N	Sforzo normale in daN applicato nell'origine O del rif. X,Y,O
MX	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
MY	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	MX	MY
1	74954	1335	-783
2	97706	-23096	13564
3	87936	22193	-13335
4	96651	-21450	12899
5	86284	2176	-1996

6	77294	475	436
7	92661	-6335	3724
8	84954	-5775	3389
9	89771	-23303	13683
10	92798	23936	-14055
11	87294	23936	-14055
12	95275	-23303	13683

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

N Sforzo normale in daN applicato nell'origine O del rif. X,Y,O
MX Coppia concentrata in daNm applicata all'asse X del rif. X,Y,O
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
MY Coppia concentrata in daNm applicata all'asse Y del rif. X,Y,O
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	MX	MY
1	75367	1335	-783
2	86284	1326	-780
3	77294	1326	-780
4	86284	1326	-780
5	86284	1326	-780
6	77294	1326	-780
7	85780	1326	-780
8	77798	1326	-780
9	77339	1326	-780
10	81330	1335	-783
11	75872	1335	-783
12	85780	1326	-780

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 2.1 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	72523	-2019	3839	72546	-80962	153118	39.931
2	S	148486	-52156	27404	148484	-167852	88287	3.219
3	S	107936	18124	-17775	107916	127113	-124763	7.016
4	S	113119	-17587	17463	113105	-126807	126220	7.219
5	S	119862	-26482	1640	119852	-182075	11150	6.875
6	S	93257	27128	-2025	93267	173522	-12594	6.395
7	S	133670	-153	-3562	133647	-7537	-195848	54.973
8	S	95872	-6651	7560	95859	-116828	131835	17.494
9	S	108578	-60321	38743	108592	-151582	98299	2.520
10	S	148440	62661	-40110	148463	157668	-101373	2.519
11	S	137018	62661	-40110	137035	156000	-100443	2.494
12	S	120000	-60321	38743	120008	-153291	99261	2.547
13	S	67936	46239	44183	67947	124320	118554	2.686
14	S	98440	-59266	-48624	98453	-137156	-112441	2.314
15	S	77202	118394	109358	77175	127792	117146	1.076
16	S	90596	-116147	-110688	90600	-127172	-120820	1.093
17	S	85550	108119	116055	85564	118379	128063	1.099
18	S	81101	-105826	-117431	81102	-115700	-129366	1.098
19	S	81009	52523	52523	81030	122654	123202	2.340
20	S	88028	-51330	-53211	88021	-120961	-126362	2.366
21	S	79862	104220	119954	79845	113093	131347	1.091
22	S	93257	-101697	-121422	93236	-113209	-134372	1.109
23	S	80367	123899	107661	80373	131015	114579	1.060
24	S	92752	-121330	-109128	92779	-130800	-117642	1.078

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00082	50.0	-40.0	0.00291	45.0	-33.7	-0.00600	-45.0	33.7
2	0.00350	-0.00049	50.0	-40.0	0.00288	45.0	-33.7	-0.00519	-45.0	33.7
3	0.00350	-0.00051	-50.0	40.0	0.00291	-45.0	33.7	-0.00526	45.0	-33.7
4	0.00350	-0.00048	50.0	-40.0	0.00292	45.0	-33.7	-0.00521	-45.0	33.7
5	0.00350	-0.00515	50.0	-40.0	0.00193	45.0	-33.7	-0.01511	-45.0	33.7
6	0.00350	-0.00564	-50.0	40.0	0.00185	-45.0	33.7	-0.01618	45.0	-33.7
7	0.00350	-0.00142	-50.0	-40.0	0.00291	-45.0	-33.7	-0.00740	45.0	33.7
8	0.00350	-0.00056	50.0	-40.0	0.00291	45.0	-33.7	-0.00539	-45.0	33.7
9	0.00350	-0.00059	50.0	-40.0	0.00287	45.0	-33.7	-0.00542	-45.0	33.7
10	0.00350	-0.00040	-50.0	40.0	0.00290	-45.0	33.7	-0.00501	45.0	-33.7
11	0.00350	-0.00046	-50.0	40.0	0.00290	-45.0	33.7	-0.00512	45.0	-33.7
12	0.00350	-0.00054	50.0	-40.0	0.00288	45.0	-33.7	-0.00530	-45.0	33.7
13	0.00350	-0.00069	50.0	40.0	0.00288	45.0	33.7	-0.00566	-45.0	-33.7
14	0.00350	-0.00057	-50.0	-40.0	0.00289	-45.0	-33.7	-0.00539	45.0	33.7
15	0.00350	-0.00065	50.0	40.0	0.00289	45.0	33.7	-0.00557	-45.0	-33.7
16	0.00350	-0.00059	-50.0	-40.0	0.00290	-45.0	-33.7	-0.00544	45.0	33.7
17	0.00350	-0.00061	50.0	40.0	0.00290	45.0	33.7	-0.00549	-45.0	-33.7
18	0.00350	-0.00063	-50.0	-40.0	0.00290	-45.0	-33.7	-0.00554	45.0	33.7
19	0.00350	-0.00063	50.0	40.0	0.00290	45.0	33.7	-0.00552	-45.0	-33.7
20	0.00350	-0.00059	-50.0	-40.0	0.00290	-45.0	-33.7	-0.00545	45.0	33.7
21	0.00350	-0.00064	50.0	40.0	0.00290	45.0	33.7	-0.00556	-45.0	-33.7
22	0.00350	-0.00058	-50.0	-40.0	0.00291	-45.0	-33.7	-0.00543	45.0	33.7
23	0.00350	-0.00064	50.0	40.0	0.00289	45.0	33.7	-0.00555	-45.0	-33.7
24	0.00350	-0.00058	-50.0	-40.0	0.00290	-45.0	-33.7	-0.00542	45.0	33.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000070514	-0.000037973	-0.001544620		
2	0.000038473	-0.000068262	-0.001154131		
3	-0.000051958	0.000051948	-0.001175850		
4	0.000051939	-0.000051290	-0.001148553		
5	0.000007856	-0.000242408	-0.006589112		
6	-0.000009003	0.000255385	-0.007165552		
7	-0.000111085	-0.000004771	-0.002245090		
8	0.000055606	-0.000048920	-0.001237064		
9	0.000044043	-0.000064325	-0.001275168		
10	-0.000041914	0.000061418	-0.001052405		
11	-0.000042487	0.000062257	-0.001114613		
12	0.000043434	-0.000063435	-0.001209091		
13	0.000053692	0.000055097	-0.001388461		
14	-0.000049028	-0.000057422	-0.001248275		
15	0.000052385	0.000055608	-0.001343533		
16	-0.000052306	-0.000053818	-0.001268048		
17	0.000055358	0.000050566	-0.001290549		
18	-0.000056454	-0.000049879	-0.001317845		
19	0.000053943	0.000052894	-0.001312918		
20	-0.000054362	-0.000051419	-0.001274853		
21	0.000057435	0.000048920	-0.001328534		
22	-0.000056967	-0.000047713	-0.001256844		
23	0.000051288	0.000056735	-0.001333795		
24	-0.000051122	-0.000055182	-0.001263412		

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 18.8 cm]
N.Bracci staffe: 2
Numero Legature: 1 (Diametro = 16 mm)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro.
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A_Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
(Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)
OMst Rapporto meccanico di armatura nella direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC
(comprende staffe e legat. efficaci e deve risultare superiore a 0.080)

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	978	181789	240023	88.9	78.6	21.80°	1.057	0.1	30.7(3.9)	0.101
2	S	1241	200988	231618	76.4	95.8	21.80°	1.117	0.2	34.5(7.6)	0.092
3	S	1538	188264	239307	83.5	84.4	21.80°	1.085	0.2	32.5(5.7)	0.100
4	S	1527	189419	238943	83.5	84.6	21.80°	1.089	0.2	32.5(5.7)	0.099
5	S	840	203219	264164	75.7	99.7	21.80°	1.094	0.1	39.7(12.8)	0.102
6	S	828	199332	263532	75.6	99.8	21.80°	1.074	0.1	39.6(12.8)	0.102
7	S	893	206124	217199	95.0	79.8	21.80°	1.105	0.1	26.0(0.0)	0.087
8	S	951	186603	240132	84.9	83.1	21.80°	1.076	0.1	32.1(5.3)	0.100
9	S	464	190288	235696	79.2	90.0	21.80°	1.086	0.1	33.8(7.0)	0.097
10	S	448	199028	233144	78.3	92.5	21.80°	1.117	0.1	33.8(7.0)	0.094
11	S	447	196645	233768	78.5	91.9	21.80°	1.108	0.1	33.8(7.0)	0.095
12	S	464	192743	235028	79.0	90.6	21.80°	1.095	0.1	33.8(7.0)	0.096
13	S	11656	179411	155361	84.1	82.3	21.80°	1.054	1.6	21.0(5.8)	0.103
14	S	11876	186208	148247	82.0	85.7	21.80°	1.078	1.6	20.5(6.3)	0.100
15	S	26034	181450	153561	83.6	83.2	21.80°	1.061	3.5	20.9(5.9)	0.102
16	S	26039	184177	154401	83.6	83.5	21.80°	1.071	3.5	21.0(5.8)	0.101
17	S	26061	183488	159765	84.9	82.2	21.80°	1.067	3.5	21.4(5.4)	0.101
18	S	26041	183049	161126	85.2	82.0	21.80°	1.064	3.5	21.5(5.3)	0.101
19	S	11912	181815	157106	84.4	82.2	21.80°	1.064	1.6	21.1(5.7)	0.102
20	S	11912	183324	158451	84.7	82.2	21.80°	1.069	1.6	21.3(5.6)	0.102
21	S	25755	183260	162535	85.5	81.9	21.80°	1.063	3.4	21.6(5.2)	0.101
22	S	25736	185385	163079	85.6	82.0	21.80°	1.074	3.4	21.6(5.2)	0.101
23	S	25769	181722	151696	83.1	83.6	21.80°	1.063	3.5	20.7(6.1)	0.102
24	S	25774	185211	151974	82.9	84.6	21.80°	1.073	3.5	20.8(6.0)	0.100

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.7	50.0	-40.0	88	-45.0	33.7	0	0		0.000
2	S	61.1	50.0	-40.0	-639	-45.0	33.7	865	151	0.167	0.033
3	S	28.0	-50.0	40.0	-122	45.0	-33.7	304	136	0.140	0.006
4	S	27.6	50.0	-40.0	-81	-45.0	33.7	190	141	0.125	0.004
5	S	24.0	50.0	-40.0	-39	-45.0	33.7	147	130	0.125	0.002
6	S	24.4	-50.0	40.0	-83	45.0	-33.7	577	118	0.125	0.003
7	S	12.1	0.0	0.0	134	45.0	33.7	0	0		0.000
8	S	15.5	50.0	-40.0	65	-45.0	33.7	0	0		0.000

9	S	75.0	50.0	-40.0	-990	-45.0	33.7	972	161	0.177	0.054
10	S	78.2	-50.0	40.0	-995	45.0	-33.7	947	159	0.176	0.054
11	S	78.6	-50.0	40.0	-1068	45.0	-33.7	993	163	0.178	0.064
12	S	74.6	50.0	-40.0	-919	-45.0	33.7	924	157	0.175	0.049

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.2	-50.0	40.0	99	45.0	-33.7	0	0		0.000
2	S	37.3	50.0	-40.0	-238	-45.0	33.7	506	144	0.150	0.012
3	S	36.1	-50.0	40.0	-259	45.0	-33.7	576	138	0.155	0.012
4	S	35.0	50.0	-40.0	-203	-45.0	33.7	454	137	0.146	0.009
5	S	11.7	-50.0	40.0	100	45.0	-33.7	0	0		0.000
6	S	8.6	50.0	40.0	113	-45.0	-33.7	0	0		0.000
7	S	16.2	50.0	-40.0	61	-45.0	33.7	0	0		0.000
8	S	14.8	50.0	-40.0	56	-45.0	33.7	0	0		0.000
9	S	37.6	50.0	-40.0	-278	-45.0	33.7	600	140	0.156	0.013
10	S	38.6	-50.0	40.0	-283	45.0	-33.7	594	139	0.156	0.013
11	S	38.6	-50.0	40.0	-309	45.0	-33.7	652	145	0.159	0.015
12	S	37.6	50.0	-40.0	-254	-45.0	33.7	537	147	0.152	0.013

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

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.2	-50.0	40.0	100	45.0	-33.7	0	0		0.000
2	S	10.4	-50.0	40.0	117	45.0	-33.7	0	0		0.000
3	S	9.4	-50.0	40.0	103	45.0	-33.7	0	0		0.000
4	S	10.4	-50.0	40.0	117	45.0	-33.7	0	0		0.000
5	S	10.4	-50.0	40.0	117	45.0	-33.7	0	0		0.000
6	S	9.4	-50.0	40.0	103	45.0	-33.7	0	0		0.000
7	S	10.3	-50.0	40.0	117	45.0	-33.7	0	0		0.000
8	S	9.5	-50.0	40.0	104	45.0	-33.7	0	0		0.000
9	S	9.4	-50.0	40.0	103	45.0	-33.7	0	0		0.000
10	S	9.8	-50.0	40.0	109	45.0	-33.7	0	0		0.000
11	S	9.3	-50.0	40.0	101	45.0	-33.7	0	0		0.000
12	S	10.3	-50.0	40.0	117	45.0	-33.7	0	0		0.000

7.3 FONDAZIONI PILA

7.3.1 Sollecitazioni intradosso fondazioni

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni rilevate all'intradosso fondazioni per i vari S.L. considerati.

Legenda:

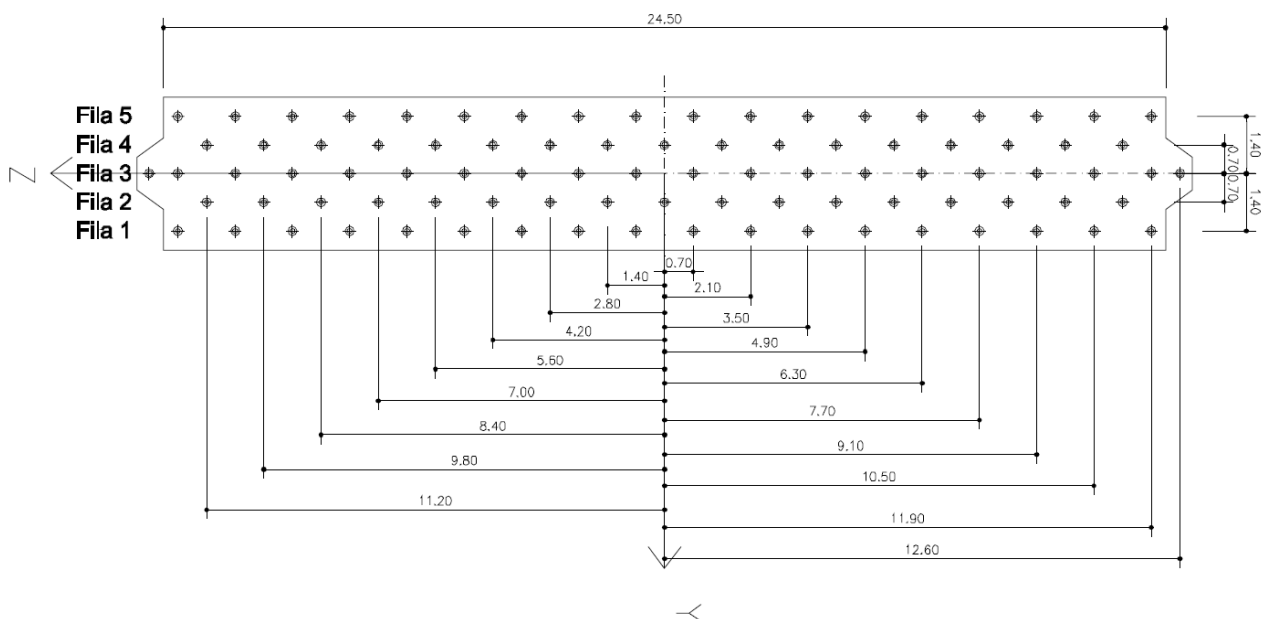
F_x	Azione verticale negativa se di compressione
F_y	Azione di taglio in direzione trasversale all'impalcato
F_z	Azione di taglio in direzione longitudinale all'impalcato
M_x	Momento torcente
M_y	Momento flettente longitudinale (rotazione intorno asse trasversale all'impalcato)
M_z	Momento flettente trasversale (rotazione intorno asse longitudinale all'impalcato)

Per le caratteristiche di dettaglio, calcolo e la verifica delle palificate, si rimanda alla specifica relazione geotecnica.

			Element	Node	X	Y	Z	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
					[m]	[m]	[m]	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
SLU STR	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	397 500	-204 800	-30 240 000	-3 579 000	-190 400	-83 080
SLU STR	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-397 500	205 300	-24 920 000	3 385 000	79 980	-104 500
SLU STR	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	18 570	370 000	-29 560 000	-6 545 000	-2 232 000	-94 660
SLU STR	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-18 550	-369 800	-25 640 000	2 694 000	9 045	-31 950
SLU STR	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 927	-214 200	-20 190 000	1 407 000	1 749	-17 500
SLU STR	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 987	214 200	-37 700 000	12 240 000	7 875 000	-73 510
SLU STR	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-473	-215 700	-28 390 000	15 850 000	8 316 000	-57 160
SLU STR	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	400	216 000	-36 920 000	-16 410 000	-8 641 000	-70 540
SLU STR	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 861	-214 400	-35 560 000	15 810 000	8 317 000	-75 230
SLU STR	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	400	216 000	-29 760 000	-16 410 000	-8 641 000	-41 870
SLU STR	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-10 230	-221 100	-24 850 000	2 532 000	543 300	60 410
SLU STR	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	10 220	221 000	-34 470 000	-817 000	446 500	-164 100
SLE RARA	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	294 300	-135 800	-22 350 000	-2 779 000	-154 900	-61 250
SLE RARA	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-294 300	136 200	-24 130 000	2 551 000	24 840	-86 430
SLE RARA	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	14 000	247 600	-24 390 000	-4 634 000	-1 630 000	-74 290
SLE RARA	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-13 980	-247 500	-22 140 000	1 698 000	-64 890	-28 370
SLE RARA	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 286	-142 800	-20 380 000	830 000	-61 000	-19 200
SLE RARA	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 329	142 800	-28 110 000	9 193 000	5 847 000	-56 600
SLE RARA	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-492	-143 900	-26 560 000	11 530 000	6 098 000	-50 060
SLE RARA	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	439	144 100	-27 450 000	-12 030 000	-6 387 000	-53 390
SLE RARA	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 237	-142 900	-28 000 000	11 500 000	6 098 000	-60 490
SLE RARA	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	439	144 100	-26 020 000	-12 030 000	-6 387 000	-35 120
SLE RARA	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-7 721	-147 900	-23 880 000	1 664 000	340 100	38 490
SLE RARA	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	7 712	147 800	-25 700 000	-477 000	344 700	-124 100
SLE FREQ	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	16 140	9 521	-22 420 000	-3 953 000	-2 137 000	-62 160
SLE FREQ	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-16 150	-9 108	-24 020 000	3 725 000	2 007 000	-84 870
SLE FREQ	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-425	47 690	-22 760 000	-708 000	-228 300	-45 020
SLE FREQ	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	430	-47 550	-20 810 000	61 020	-144 700	-24 730
SLE FREQ	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	66	-20 720 000	-323 500	-186 500	-23 670
SLE FREQ	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-25	46	-25 260 000	5 767 000	3 330 000	-48 720
SLE FREQ	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 322	-709	-23 950 000	5 786 000	3 329 000	-43 490
SLE FREQ	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 282	878	-24 600 000	-5 929 000	-3 411 000	-43 900
SLE FREQ	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-25	46	-25 150 000	5 767 000	3 330 000	-52 830
SLE FREQ	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 282	875	-23 410 000	-5 929 000	-3 411 000	-28 670
SLE FREQ	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	88	28	-22 480 000	1 447 000	836 100	15 520
SLE FREQ	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-104	-123	-24 150 000	1 588 000	915 500	-92 970
SLU GEO	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	338 600	-177 600	-24 300 000	-3 072 000	-187 300	-69 180
SLU GEO	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-338 600	178 100	-24 350 000	2 810 000	37 710	-92 730
SLU GEO	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	15 770	320 500	-26 340 000	-5 666 000	-1 934 000	-80 880
SLU GEO	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-15 760	-320 300	-22 350 000	2 289 000	-15 280	-29 040
SLU GEO	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 671	-185 600	-20 380 000	1 176 000	-23 350	-19 160
SLU GEO	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 721	185 700	-30 610 000	10 350 000	6 678 000	-60 530
SLU GEO	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-374	-186 900	-27 340 000	13 480 000	7 059 000	-52 640
SLU GEO	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	313	187 200	-29 960 000	-14 050 000	-7 391 000	-58 210
SLU GEO	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 615	-185 800	-28 780 000	13 450 000	7 060 000	-61 890
SLU GEO	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	313	187 200	-28 530 000	-14 050 000	-7 391 000	-39 930
SLU GEO	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-8 687	-191 500	-24 340 000	2 135 000	437 900	47 210
SLU GEO	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	8 676	191 500	-27 860 000	-770 100	349 600	-137 600
SLE QP	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	67	-20 940 000	-323 500	-186 500	-25 560
SLE QP	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	71	-22 540 000	-323 500	-186 500	-43 110
SLE QP	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	72	-22 760 000	-323 500	-186 500	-44 980
SLE QP	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	66	-20 810 000	-323 500	-186 500	-24 770
SLE QP	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	66	-20 810 000	-323 500	-186 500	-24 770
SLE QP	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	72	-22 760 000	-323 500	-186 500	-44 980
SLE QP	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	69	-21 460 000	-323 500	-186 500	-33 860
SLE QP	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	70	-22 110 000	-323 500	-186 500	-35 890
SLE QP	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	72	-22 650 000	-323 500	-186 500	-49 090
SLE QP	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	67	-20 910 000	-323 500	-186 500	-20 660
SLE QP	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3	67	-20 910 000	-323 500	-186 500	-20 660
SLE QP	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3	72	-22 650 000	-323 500	-186 500	-49 090
SISMA SLC	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-5 025 000	3 739 000	-21 000 000	29 090 000	27 460 000	-32 100
SISMA SLC	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	5 025 000	-3 739 000	-23 070 000	-29 660 000	-27 790 000	-52 240
SISMA SLC	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3 722 000	4 962 000	-22 610 000	29 810 000	26 120 000	-52 120
SISMA SLC	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	3 722 000	-4 962 000	-22 100 000	-31 120 000	-26 880 000	-27 190
SISMA SLC	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	2 062 000	2 122 000	-18 360 000	13 680 000	12 030 000	-22 240
SISMA SLC	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-2 118 000	-2 121 000	-26 240 000	-12 200 000	-11 550 000	-49 420
SISMA SLC	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	4 211 000	3 307 000	-22 260 000	33 450 000	27 940 000	-36 550
SISMA SLC	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-4 211 000	-3 307 000	-23 380 000	-34 070 000	-28 290 000	-39 760
SISMA SLC	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	4 966 000	3 737 000	-23 450 000	31 950 000	28 710 000	-50 220
SISMA SLC	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-4 966 000	-3 737 000	-22 190 000	-32 570 000	-29 070 000	-24 530
SISMA SLC	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	2 116 000	2 120 000	-19 080 000	13 850 000	12 480 000	-6 545
SISMA SLC	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-2 116 000	-2 120 000	-25 670 000	-14 130 000	-12 650 000	-66 210
SISMA SLV	Fx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-4 518 000	3 338 000	-21 120 000	25 890 000	24 540 000	-32 320
SISMA SLV	Fx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	4 518 000	-3 338 000	-22 950 000	-26 460 000	-24 870 000	-52 020
SISMA SLV	Fy	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3 324 000	4 452 000	-22 780 000	26 520 000	23 290 000	-52 340
SISMA SLV	Fy	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	3 324 000	-4 452 000	-21 930 000	-27 830 000	-24 050 000	-26 970
SISMA SLV	Fz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 844 000	1 901 000	-18 900 000	12 190 000	10 700 000	-22 960
SISMA SLV	Fz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 899 000	-1 901 000	-25 700 000	-10 710 000	-10 210 000	-48 700
SISMA SLV	Mx	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	3 770 000	2 940 000	-22 380 000	30 100 000	25 090 000	-36 770
SISMA SLV	Mx	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-3 770 000	-2 940 000	-23 270 000	-30 720 000	-25 450 000	-39 540
SISMA SLV	My	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	4 459 000	3 336 000	-23 570 000	28 750 000	25 790 000	-50 440
SISMA SLV	My	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-4 459 000	-3 336 000	-22 070 000	-29 370 000	-26 150 000	-24 310
SISMA SLV	Mz	MAX	1	2	0.000	0.000	-8.125	1 897 000	1 900 000	-19 620 000	12 360 000	11 150 000	-7 266
SISMA SLV	Mz	min	1	2	0.000	0.000	-8.125	-1 897 000	-1 900 000	-25 130 000	-12 640 000	-11 320 000	-65 490
SISMA													

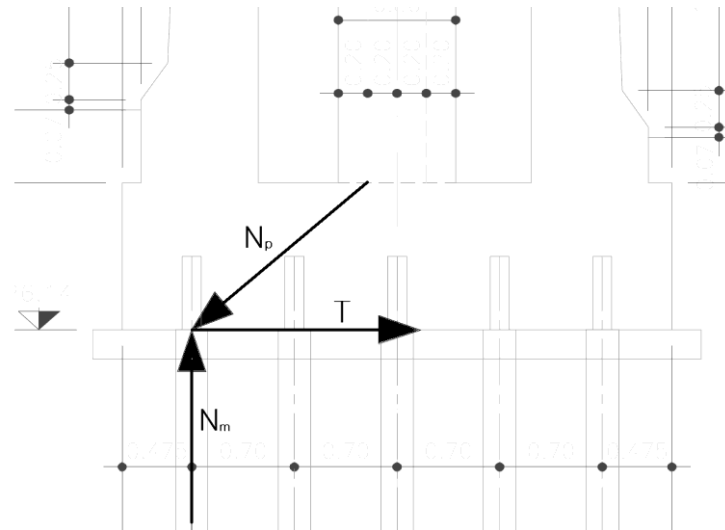
Nella seguente tabella viene riportato lo sforzo assiale massimo dei micropali per ogni fila costituenti la palificata, lo sforzi viene poi distribuito al metro lineare in funzione dell'interasse dei micropali.

Fila	SLU		SLE		SISM			
	Np,max [kN]	Np/m [kN/m]	Np,max [kN]	Np/m [kN/m]	Np,max [kN]	Np/m [kN/m]	Np,min [kN]	Np/m [kN/m]
1	422.9	302.1	317.7	226.9	717.0	512.1	-256.2	-183.0
2	427.9	305.6	318.8	227.7	498.8	356.3	-2.3	-1.6
3	437.3	312.3	325.7	232.6	317.7	226.9	205.0	146.4
4	443.3	316.6	329.5	235.4	541.1	386.5	-50.4	-36.0
5	444.6	317.6	330.4	236.0	737.3	526.6	-278.1	-198.6



7.3.2 Sollecitazioni di verifica della fondazione

Per la verifica della fondazione si considera il modello di calcolo tirante-puntone e le azioni derivanti dalle massime azioni assiali dei pali di fondazione.



Sulla base della geometria e della massima azione assiale N caratteristica del palo più esterno si deducono le seguenti grandezze:

$$N_p = \frac{N_{max}}{\sin \alpha}$$

$$T = \frac{N_{max}}{\cos \alpha}$$

Le azioni ricavate vengono poi riferite al metro lineare al fine di poter ricavare l'armatura minima da disporre al lembo inferiore in entrambe le direzioni.

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}}$$

7.3.3 Verifiche statiche

Ai fini delle verifiche, si considera la limitata diffusione delle azioni trasmesse dai fusti isolati all'interno del setto.

Per semplicità si considera, ai fini delle verifiche, l'armatura in direzione trasversale indicata nell'immagine seguente composta da:

- Singolo strato di $\varnothing 24/20$ ad estradosso della fondazione.
- Doppio strato di $\varnothing 24/20$ a intradosso della fondazione

L'armatura in direzione longitudinale è invece composta da:

- Singolo strato di $\varnothing 24/20$ ad estradosso della fondazione.
- Singolo strato di $\varnothing 24/20$ a intradosso della fondazione

Di seguito si riporta la configurazione della sezione resistente.

S.L.U.
Metodo tirante-puntone

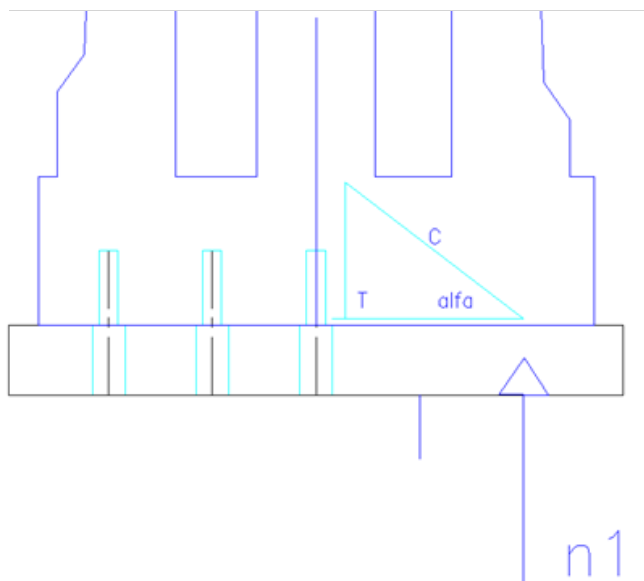
h traliccio 0.92 m
f_{yk} 450 MPa
γ_s 1.15
f_{yd} 391 MPa

pos	n [kN/m]	d [m]	alfa [grad]	T [kN/m]
1	317.6	1.2	37.5	414
2	316.6	0.5	61.5	172
				586 kN

T_{tot} 586 kN
A_{s,min} 1499 mm²

Armatura
Ø 24 mm
passo 100 mm
A_{s,eff} 4524 mm

Verifica OK % sfruttamento armatura -33%



S.L.E.
Metodo tirante-puntone

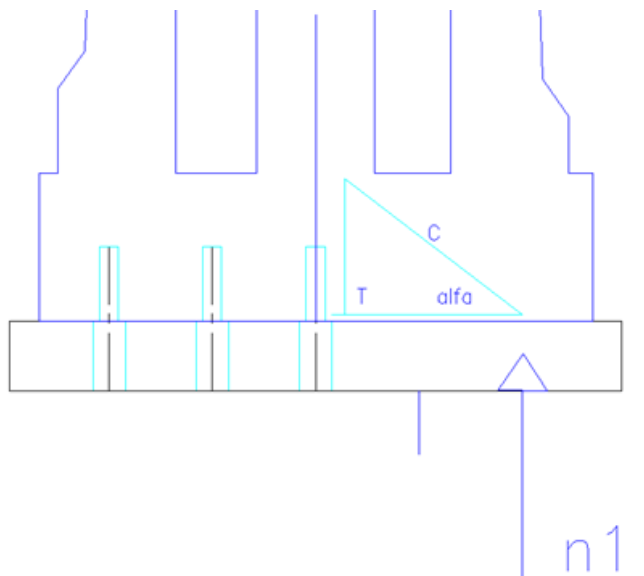
h traliccio 0.92 m
f_{yk} 450 MPa
γ_s 1.15
f_{yd} 391 MPa

pos	n [kN/m]	d [m]	alfa [grad]	T [kN/m]
1	235.9	1.2	37.5	308
2	235.3	0.5	61.5	128
				436 kN

T_{tot} 436 kN
A_{s,min} 1114 mm²

Armatura
Ø 24 mm
passo 100 mm
A_{s,eff} 4524 mm

Verifica OK % sfruttamento armatura -25%



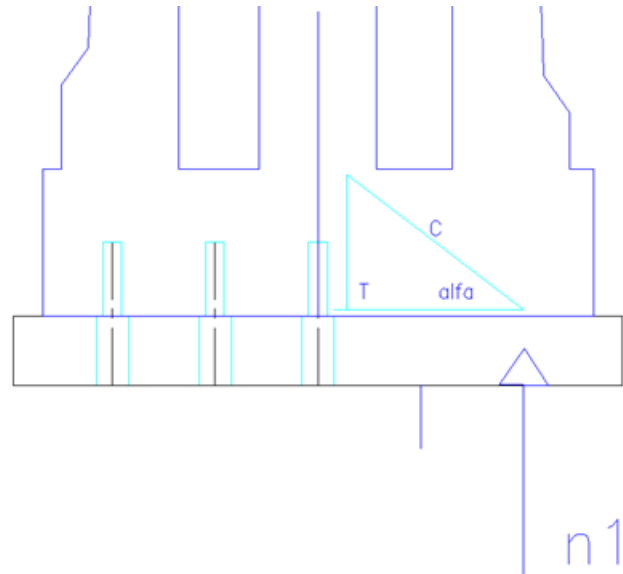
SISMA +
Metodo tirante-puntone

h traliccio	0.92 m			
f_{yk}	450 MPa			
γ_s	1.15			
f_{yd}	391 MPa			
pos	n [kN/m]	d [m]	alfa [grad]	T [kN/m]
	1	526.6	1.2	37.5
	2	386.5	0.5	61.5
				897 kN

T tot 897 kN
A_{s,min} 2294 mm²

Armatura	
Ø	24 mm
passo	100 mm
A_{s,eff}	4524 mm ²

Verifica OK % sfruttamento armatura -51%



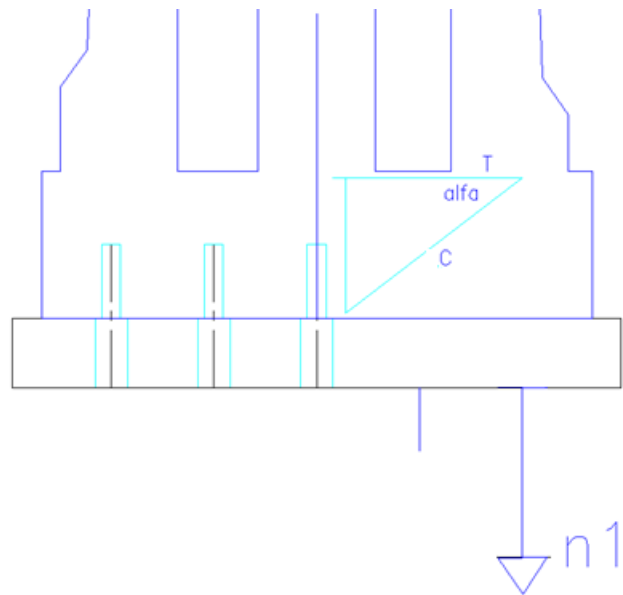
SISMA -
Metodo tirante-puntone

h traliccio	0.92 m			
f_{yk}	450 MPa			
γ_s	1.15			
f_{yd}	391 MPa			
pos	n [kN/m]	d [m]	alfa [grad]	T [kN/m]
	1	-198.8	1.2	37.5
	2	-36.0	0.5	61.5
				239 kN

T tot 239 kN
A_{s,min} 612 mm²

Armatura	
Ø	24 mm
passo	200 mm
A_{s,eff}	2262 mm ²

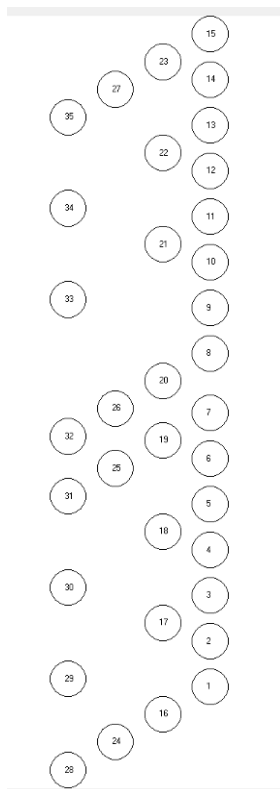
Verifica OK % sfruttamento armatura 14%



8 PALI

8.1 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Le azioni nei pali vengono calcolate con un apposito programma in grado di tenere conto dell'interazione plinto-palo-terreno. Per ulteriori dettagli in merito si rimanda alla specifica relazione geotecnica.

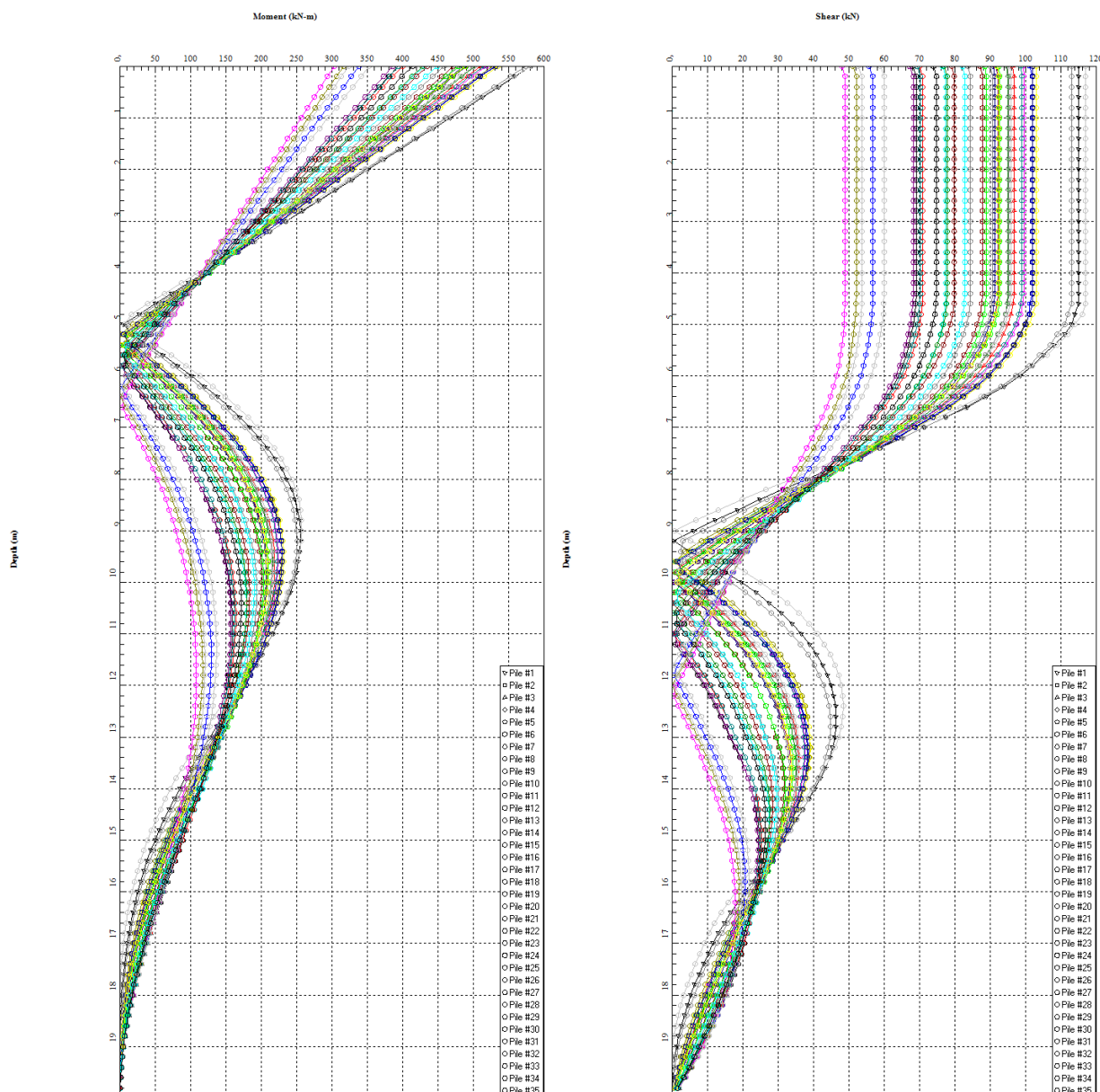


Di seguito si riassumono le sollecitazioni massime riscontrate nei pali per le singole combinazioni. Si ricorda che valori positivi di N corrispondono a compressione.

	Nmax [kN]	Mmax [kN m]	Vmax [kN]
S.L.U. STR	962	582	117
SISMA S.L.V.	1170	1903	361
S.L.E. Rara	772	426	87
S.L.E. QP	503	252	52

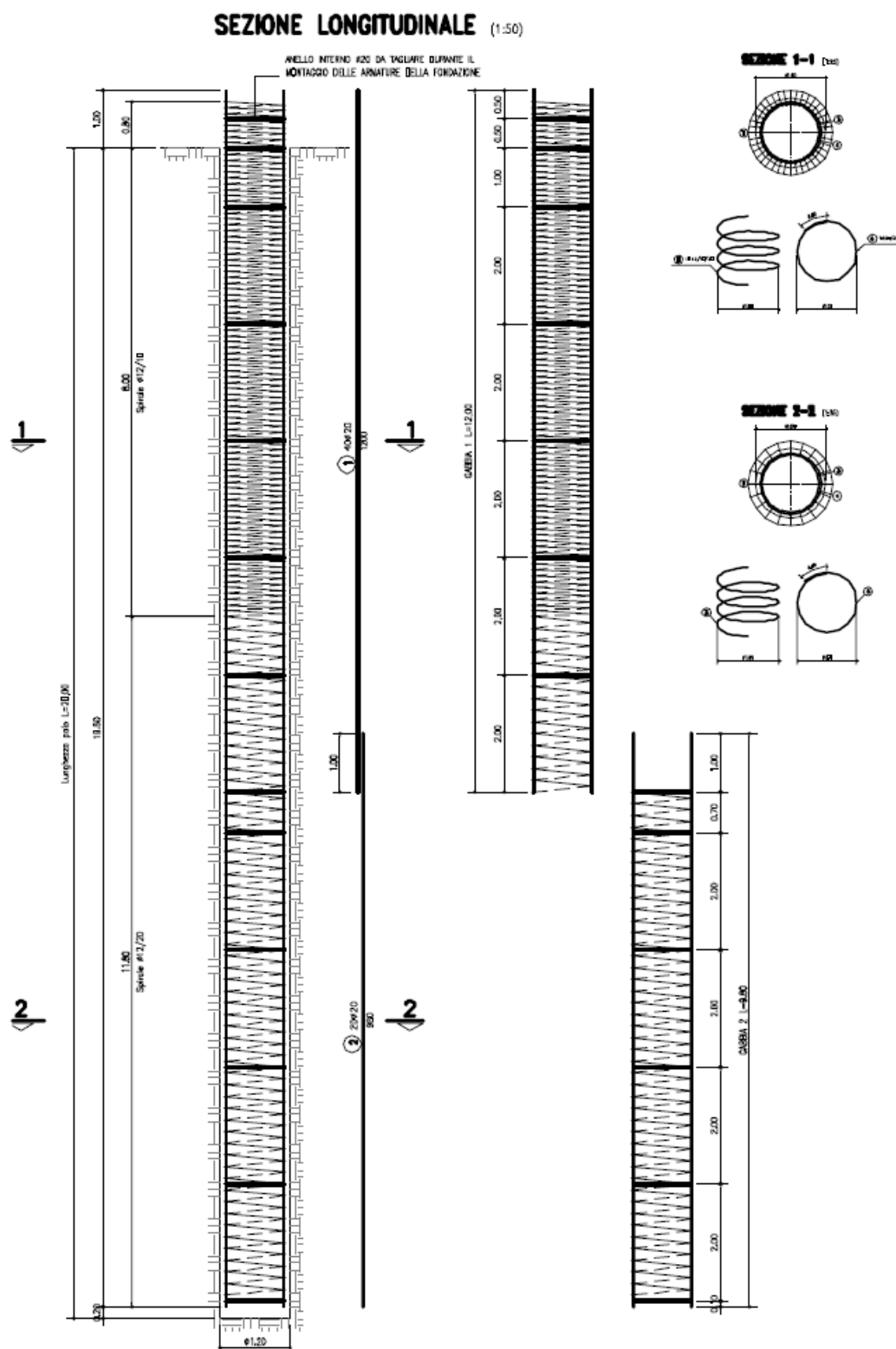
Tali sollecitazioni massime derivano da diagrammi di azioni interne che si smorzano velocemente con lo sviluppo del palo.

Si riporta l'andamento delle sollecitazioni riferita alla combinazione più gravosa:



Dopo i primi 8m tali valori massimi sono più che dimezzati, pertanto si considera, per la verifica del palo, una gabbia di armatura estesa per i primi 9m di infissione dei pali stessi. La lunghezza adottata per questi pali è di 20m per i pali in corrispondenza delle spalle.

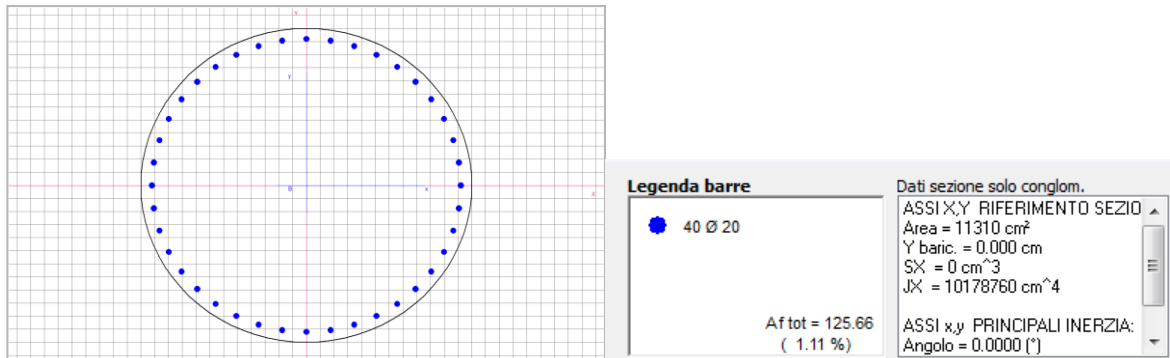
8.2 VERIFICHE DEI PALI DI SPALLA



I pali delle spalle hanno diametro esterno di $\varnothing 1200\text{mm}$. Ai fini delle verifiche si considera il calcestruzzo C28/35 e una sezione resistente circolare composta da:

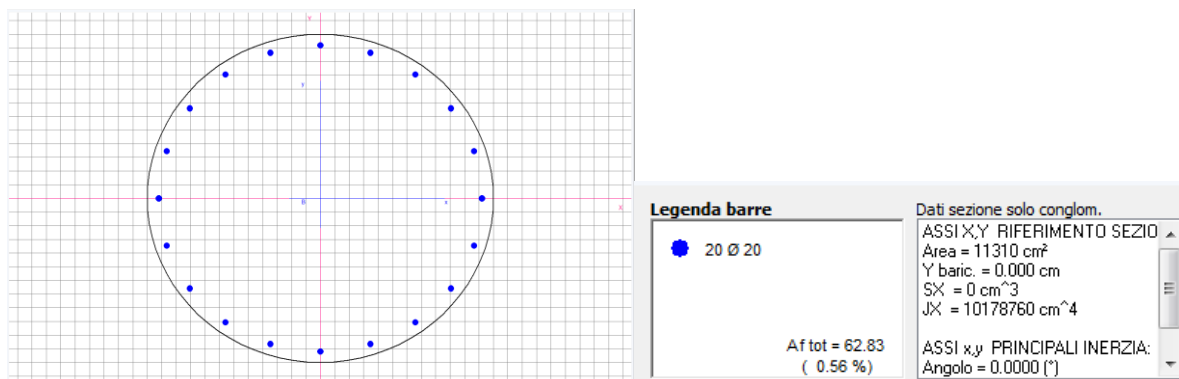
- Prima gabbia di armatura (L = 11.0m) con 40 \varnothing 20 racchiusi da una spirale \varnothing 12/10 per i primi 8m e \varnothing 12/20 per i successivi metri.

Sezione di verifica 1



- Seconda gabbia di armatura (L = 9.00) con 20 \varnothing 20 racchiusi da una spirale \varnothing 12/20.

Sezione di verifica 2



La verifica viene condotta considerando la sola azione flettente e trascurando, a favore di sicurezza, l'azione N di compressione. Di seguito si riportano le verifiche condotte per le massime sollecitazioni interne rilevate.

8.2.1 Sezione di verifica 1

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C25/30	
	Resis. compr. di calcolo fcd :	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione fctm :	26.00 daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio		
	Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
	Apert.Fess.Limite :	Non prevista

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio

Sc Limite : 112.50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0.300 mm

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
Barre circonfer.: 40Ø20 (125.7 cm²)
Copriferro (dal baric. barre): 4.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	190300	36100	0
2	0	58200	11700	0

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	42600

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

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	25200

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
Copriferro netto minimo staffe: 1.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)

Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione) = 125.7 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d
C.Rid.								
1	S	0	190300	-25	231337	1.216	32.9	0.23
0.73								
2	S	0	58200	-25	231337	3.975	32.9	0.23
0.73								

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00314	60.0	0.00298	56.0	-0.01147	-56.0
2	0.00350	-0.00314	60.0	0.00298	56.0	-0.01147	-56.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 15.4 cm]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 22.6 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 14.7 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	36100	30362	220121	203757	97.9	21.80	1.000	4.0
2	S	11700	30362	220121	203757	97.9	21.80	1.000	1.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²])
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²]

Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.
Dbarre

1 S 19.5 -60.0 -19.5 -60.0 -272 56.0 0.0 0 0.0
0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²]
Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²]
K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
Srm Distanza media in mm tra le fessure
Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb. Ver ScImax ScImin Sc Eff K3 Beta12 Eps Srm
Ap.Fess.

1 S 0.0 0.0 0.0 0.0 0.000000 0
0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb. Ver Sc max Yc max Sc min Yc min Sf min Yf min Dw Eff. Ac eff. Af eff.
Dbarre

1 S 11.5 -60.0 -11.5 -60.0 -161 56.0 0.0 0 0.0
0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1 S 0.0 0.0 0.0 0.0 0.000000 0
0.000

8.2.2 Sezione di verifica 2

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C25/30	
	Resis. compr. di calcolo f_{cd} :	141.60 daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	70.80 daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec_2 :	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	314750 daN/cm ²
	Coeff. di Poisson :	0.20
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	26.00 daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo: B450C	
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	4500.0 daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo f_{yd} :	3913.0 daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo f_{td} :	3913.0 daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	200000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm):	120.0 cm
Barre circonfer.: Copriferro (dal baric. barre):	20Ø20 (62.8 cm ²) 4.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	25000	5000	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.5 cm
Copriferro netto minimo staffe: 1.8 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 62.8 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d
1	S	0	25000	4	123077	4.923	40.2	0.17
0.70								

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione						
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)						
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)						
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)						
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00561	60.0	0.00279	56.0	-0.01705	-56.0

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								
N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	5000	28098	204833	104360	88.9	21.80	1.000	0.5

9 APPARECCHIATURE DI APPOGGIO E GIUNTO

9.1 GENERALITÀ

Lo schema appoggi prevede la presenza di apparecchiature di appoggio metalliche a disco elastomerico confinato:

La tipologia degli appoggi adottati è indicata nella seguente figura:

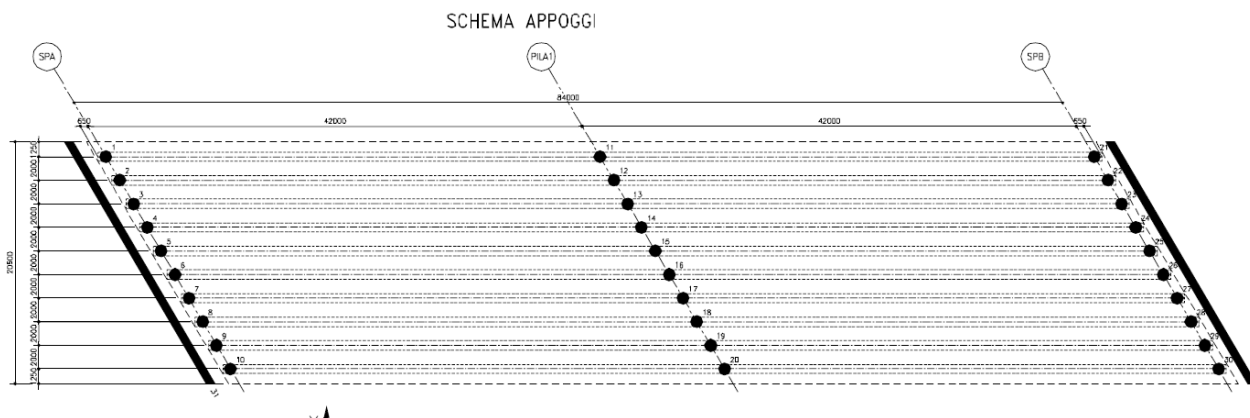


Figura 9-1 – Pianta appoggi

Sulle spalle sono previste apparecchiature HDRB / H Ø450 X 275, sulla pila sono previsti appoggi HDRB / H Ø550 X 275.

9.2 PORTATE APPOGGI

La seguente tabella restituisce le portate appoggi valutate in condizioni di esercizio e ultime, sisma compreso. I valori sono espressi in kN.

PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI (kN) - FASE DI ESERCIZIO													
Sostegno	Pos.	S.L.U.			S.L.E. Rara			S.L.E. Freq.			S.L.E. Q. P.		
		max Fh	max Fz	Min Fz	max Fh	max Fz	Min Fz	max Fh	max Fz	Min Fz	max Fh	max Fz	Min Fz
SP A-B	1+10 - 21+30	50	1350	350	35	1000	390	20	790	440	15	580	480
Pila	11+20	50	3650	1580	35	2720	1610	10	2280	1670	5	1900	1700

PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI (kN) - FASE SISMICA										
Sostegno	Pos.	SISMA S.L.D.			SISMA S.L.V.			SISMA S.L.C.		
		Fh max	Fz max	Fz min	Fh max	Fz max	Fz min	Fh max	Fz max	Fz min
SP A-B	1+10 - 21+30	150	730	390	310	830	310	340	850	300
Pila	11+20	240	2180	1570	510	2340	1410	570	2380	1370

Mentre le massime portate in condizioni SLE e SLU sono figlie delle analisi descritte nei precedenti capitoli della presente relazione, la valutazione delle portate in condizioni sismiche è stata effettuata combinando, secondo quanto previsto dalla normativa vigente, gli effetti statici concomitanti all'evento sismico, tipiche della condizione di esercizio quasi permanente (pesi propri, permanenti e azioni termiche ridotte al 50%), con quelle desunte da un'analisi modale.

9.3 ESCURSIONI APPOGGI E GIUNTI

Di seguito si riportano in forma tabellare gli spostamenti subiti dagli appoggi per effetto dei contributi di carico più significativi.

DEFORMAZIONI DI PROGETTO DISPOSITIVI ELASTOMERICI (mm) +/-

		S.L.U.	S.L.E. Rara	S.L.E. Freq.	S.L.E. Q.P.	SISMA S.L.D.	SISMA S.L.V.	SISMA - S.L.C.
Sostegno	Pos.	dh max	dh max	dh max	dh max	dh max	dh max	dh max
SP A-B	1+10 - 21+30	45	35	15	15	130	270	300
Pila	11+20	25	20	5	1	120	260	300

ROTAZIONI APPOGGI (rad)

		costr. (*)	S.L.U.	S.L.E. Rara
Sostegno	Pos.	qy max	qy max	qy max
SP A-B	1+10 - 21+30	+0.0079	-0.0159	-0.012
Pila	11+20	0	-3.31E-03	-2.455E-03

(*) Rotazione teorica per contromonta

Le escursioni dei giunti sono le seguenti:

ESCURSIONE COMPLESSIVA GIUNTI [mm]

		S.L.E. Rara		SISMA S.L.D.	
Sostegno	Pos.	dx +/-	dy +/-	dx +/-	dy +/-
SP A-B	31+32	35	20	105	90

Si precisa che l'escursione dei giunti di dilatazione è dichiarata solamente per SLD. Per stati limite sismici più impegnativi, si ammette il danneggiamento locale dell'apparecchiatura.

In conclusione si dimensiona il varco da garantire tra il paraghiaia e la struttura dell'impalcato, pari a $\Delta_{VARCO}=300$ mm (combinazione S.L.C.).

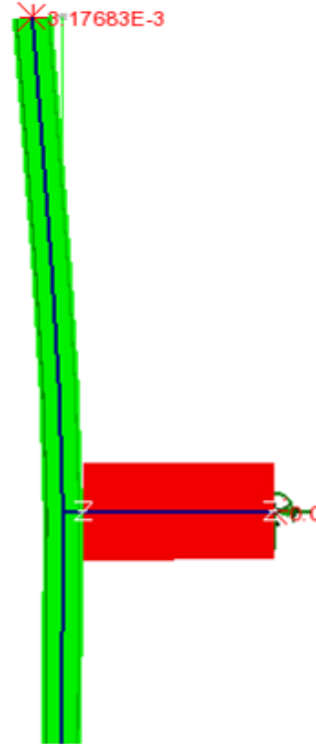
10 VERIFICA RETE ARCHITETTONICA

10.1 DEFORMABILITÀ

10.1.1 Spostamento orizzontale massimo

Scale: 1: 22.6937
Zoom: 56.3992
Eye: (-1.0, 0.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DY
SLE Rara (Max)
Maximum displacement 3.1772E-3 at node 12
Deformation exaggeration: 42.8562

Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DY (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 3.17683E-3 at node 12
Peak/value minimum 0.0 at node 4



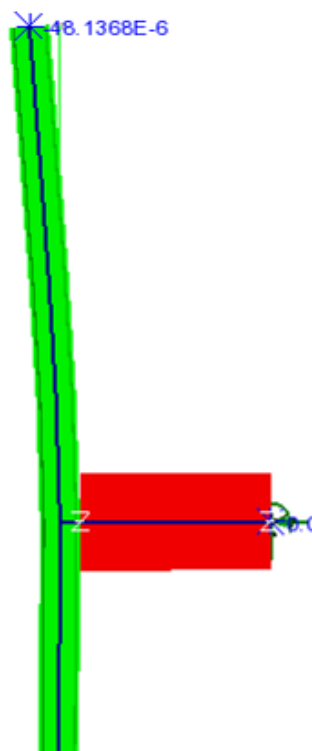
DY,max 3.2 mm

DY/H = 3.2 mm / 2 050 mm = 1/640 -

10.1.2 Spostamento verticale massimo

Scale: 1: 22.6937
Zoom: 56.3992
Eye: (-1.0, 0.0, 0.0)
Linear/dynamic analysis
Combining on: DZ
SLE Rara (Min)
Maximum displacement 3.1772E-3 at node 12
Deformation exaggeration: 42.8562

Peak/value entity: Displacement
Peak/value component: DZ (Units: m)
Peak range(%): 0.0
Peak/value maximum 0.0 at node 4
Peak/value minimum -48.1368E-6 at node 12



DZ,max 0.05 mm

10.2 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determinano le classi dei montanti in oggetto:

Acciaio S355

ε 0.81 -

Sezione			Anima									
	f_y	ε	h	t_f	r_1	t_w	c_w	$c/(t \cdot \epsilon_{ps})$	classe	classe		
	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	FLEX	COMPR		
HE 180 B	355	0.81	180	14	15	8.5	122	17.64	1	1		

Sezione			Instabilità anima			Flangia esterna					
	f_y	ε	h_w / t	$72 \times \epsilon / \eta$	verifica	b	c_b	$c/(t \cdot \epsilon_{ps})$	classe		
	[MPa]	[-]	[-]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	COMPR		
HE 180 B	355	0.81	21.2	59.39	No instab. Anima	180	70.75	6.21	1		

Si conducono comunque le verifiche elastiche.

10.3 MONTANTE

10.3.1 Sollecitazioni

			Assiale	Taglio	Flettente
			F_x	F_z	M_y
			[N]	[N]	[Nm]
SLU-STR	F_x	MAX	4 852	0	0
SLU-STR	F_x	min	-21 804	22 277	-28 132
SLU-STR	F_z	MAX	-21 804	22 277	-28 132
SLU-STR	F_z	min	-16 772	-22 277	28 132
SLU-STR	M_y	MAX	-17 163	-22 277	28 132
SLU-STR	M_y	min	-21 413	22 277	-28 132
SLE Rara	F_x	MAX	3 733	0	0
SLE Rara	F_x	min	-16 772	8 911	-11 253
SLE Rara	F_z	MAX	-16 772	14 851	-18 755
SLE Rara	F_z	min	-16 772	-14 851	18 755
SLE Rara	M_y	MAX	-16 772	-14 851	18 755
SLE Rara	M_y	min	-16 772	14 851	-18 755

10.3.2 Verifica

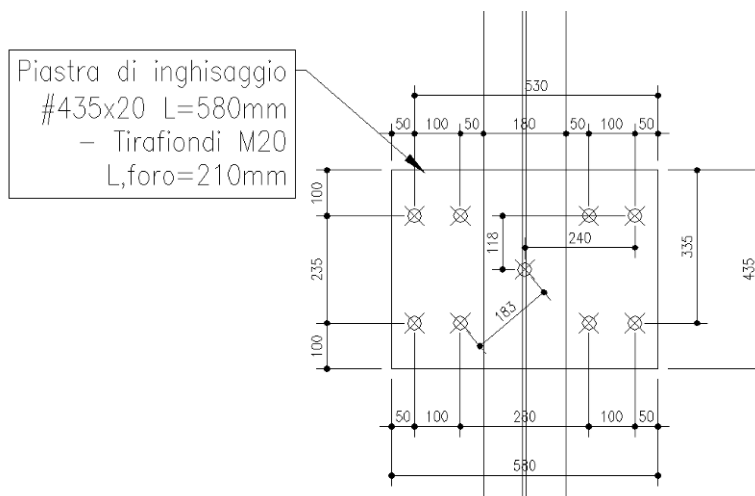
M_{Sd} 28.13 kNm

$M_{el,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M,0} = 425\,700 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 =$ 143.92 kNm

V_{Sd} 22.27 kN

$V_{c,Rd} = (A_v \times f_{yk}) / (3^{0.5} \times \gamma_{M,0}) = ((180 \text{ mm} \times 8.5 \text{ mm}) \times 355 \text{ MPa}) / (3^{0.5} \times 1.05) =$ 298.66 kN

10.4 PIASTRA METALLICA DI ANCORAGGIO SU CORDOLO



10.4.1 Sollecitazioni

			Assiale	Verticale	Flettente
			Fy	Fz	Mx
			[N]	[N]	[Nm]
SLU-STR	Fy	MAX	37 440	-30 881	-24 682
SLU-STR	Fy	min	-37 440	-23 755	19 765
SLU-STR	Fz	MAX	0	-23 755	-2 138
SLU-STR	Fz	min	0	-30 881	-2 779
SLU-STR	Mx	MAX	-37 440	-23 755	19 765
SLU-STR	Mx	min	37 440	-30 881	-24 682
SLE Rara	Fy	MAX	24 960	-23 755	-16 740
SLE Rara	Fy	min	-24 960	-23 755	12 464
SLE Rara	Fz	MAX	0	-23 755	-2 138
SLE Rara	Fz	min	0	-23 755	-2 138
SLE Rara	Mx	MAX	-24 960	-23 755	12 464
SLE Rara	Mx	min	24 960	-23 755	-16 740

10.4.2 Verifica piastra e tirafondo

Combo	V,vert	V,orizz	Assiale	M,vert	M,orizz	M,torc
	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
Fy,MAX	-30 881	0	37 440	-24 682	0	0
Fy,min	-23 755	0	-37 440	19 765	0	0
Fz,MAX	-23 755	0	0	-2 138	0	0
Fz,min	-30 881	0	0	-2 779	0	0
Mx,MAX	-23 755	0	-37 440	19 765	0	0
Mx,min	-30 881	0	37 440	-24 682	0	0

AZIONI TAGLIANTI								AZIONI ASSIALI	
	n°b_taglio	sup. taglio	r,max	Σr²	β			Ø	A,res
	[-]	[-]	[mm]	[mm²]	[rad]	[°]		[mm]	[mm²]
	8	1	267	420 052	1.11	63.8		20	245
Combo	Th	Tv	S,max	S,max H	S,max V	R,max	Fv,Ed	σs	Ft,Ed
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[MPa]	[N]
Fy,MAX	0	3 860	0	0	0	3 860	3 860	102.64	25 146
Fy,min	0	2 969	0	0	0	2 969	2 969	47.79	11 708
Fz,MAX	0	2 969	0	0	0	2 969	2 969	7.24	1 773
Fz,min	0	3 860	0	0	0	3 860	3 860	9.41	2 305
Mx,MAX	0	2 969	0	0	0	2 969	2 969	47.79	11 708
Mx,min	0	3 860	0	0	0	3 860	3 860	102.64	25 146
						MAX	3 860	MAX	25 146

VERIFICHE														
			Classe	ftb					ftk,acciaio	d0	t			
			[-]	[MPa]					[MPa]	[mm]	[mm]			
			8.8	800					510	22	20.0			
Combo	Fv,Ed	Ft,Ed	Fv,Rd	Ft,Rd	Ver V	Ver. N	Ver comb V+N	e1	p1	e2	p2	α	k	Fbd,Rd Ver.Rif
	[N]	[N]	[N]	[N]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[N] [-]
Fy,MAX	3 860	25 146	94 080	141 120	0.04	0.18	0.17	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
Fy,min	2 969	11 708	94 080	141 120	0.03	0.08	0.09	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
Fz,MAX	2 969	1 773	94 080	141 120	0.03	0.01	0.04	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
Fz,min	3 860	2 305	94 080	141 120	0.04	0.02	0.05	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
Mx,MAX	2 969	11 708	94 080	141 120	0.03	0.08	0.09	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
Mx,min	3 860	25 146	94 080	141 120	0.04	0.18	0.17	75	200	40	170	1.00	2.50	408 000 0.01
				MAX	0.04	0.18	0.17							MAX 0.01

10.5 VERIFICA ANCORAGGIO SU NUOVO CORDOLO

10.5.1 Dati di input

Acciaio ancoranti		
f _{yk} [MPa]	640	: resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (valore nominale)
f _{uk} [MPa]	800	: resistenza caratteristica allo stato limite ultimo dell'acciaio (valore nominale)
Calcestruzzo		
f _{ck} [MPa]	35.0	: resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
f _{ck,cubo} [MPa]	45.0	: resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo misurata su cubi di lato 150 mm (valore della classe di resistenza del calcestruzzo secondo EN 206-8)
Fessurazione	no	: sì = fessurato / no = non fessurato
Ancorante chimico		
	HIT-RE 500-SD + HIT-V	

Geometria		
Acciaio		
d _{nom} [mm]	20	: diametro esterno dell'ancorante
A _s [mm ²]	245	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
Calcestruzzo		
B [mm]	435	: Profondità (// c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L [mm]	4 000	: Larghezza (// s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H [mm]	850	: Altezza (// h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n,c [mm]	2	: numero "righe" (//c) di tirafondi
n,s [mm]	4	: numero "colonne" (//s) di tirafondi
c1 [mm]	100	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c,interno [mm]	235	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c1bis [mm]	100	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s1 [mm]	885	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s,interno [mm]	160	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s1bis [mm]	2 635	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
hef [mm]	300	: profondità effettiva di ancoraggio
e1 [mm]	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo

CASO	Sollecitazione	Montante	NSd	VSd		TRAZIONE		TAGLIO	
						n	NhSd	n	VhSd
			[kN]	[kN]		[-]	[kN]	[-]	[kN]
			: azione assiale di sfilamento (massima)	: taglio (massimo) sul singolo ancorante		: numero di ancoranti tesi del gruppo	: azione assiale di sfilamento del gruppo	: numero di ancoranti resistenti a taglio	: taglio sul gruppo di ancoranti
13	SLU	CV Colombo	25.15	3.86	STR	4	100.58	8	30.88
14	SLU	CV Colombo	11.71	2.97	STR	4	46.83	8	23.75
15	SLU	CV Colombo	1.77	2.97	STR	4	7.09	8	23.75
16	SLU	CV Colombo	2.30	3.86	STR	4	9.22	8	30.88
17	SLU	CV Colombo	11.71	2.97	STR	4	46.83	8	23.75
18	SLU	CV Colombo	25.15	3.86	STR	4	100.58	8	30.88

10.5.2 Riassunto verifiche

Riepilogo scenari						
	13	14	15	16	17	18
Celle variabili:						
Caso	13	14	15	16	17	18
Celle risultato:						
H	850	850	850	850	850	850
hef	300	300	300	300	300	300
betaN_acciaio	0.19	0.09	0.01	0.02	0.09	0.19
betaN_Np	0.45	0.21	0.03	0.04	0.21	0.45
betaN_cono_cls	0.75	0.35	0.05	0.07	0.35	0.75
betaN_sp	0.32	0.15	0.02	0.03	0.15	0.32
betaN_max	0.75	0.35	0.05	0.07	0.35	0.75
betaV_acciaio	0.05	0.04	0.04	0.05	0.04	0.05
betaV_pryout	0.12	0.09	0.09	0.12	0.09	0.12
betaV_bordo_cls	0.44	0.34	0.34	0.44	0.34	0.44
betaV_max	0.44	0.34	0.34	0.44	0.34	0.44
beta_combo_1	1.19	0.69	0.39	0.50	0.69	1.19
beta_combo_2	0.94	0.40	0.21	0.31	0.40	0.94

10.5.3 Verifiche estese

Si riportano le verifiche estese del caso più gravoso: Caso 18.

Sollecitazioni	
Stato limite	STR
Singolo ancorante	
N ^h Sd [kN]	25.15 : azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^h Sd [kN]	3.86 : taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti	
N ^e Sd [kN]	100.58 : azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^e Sd [kN]	30.88 : taglio sul gruppo di ancoranti

Resistenza a carichi di trazione		
Rottura dell'acciaio		
$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$ [kN]	196.00	: resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ_{Ms}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ [kN]	130.67	: resistenza di progetto del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N_{Sd} [kN]	25.15	: azione assiale di sfilamento (massima) del SINGOLO ancorante
β_N [-]	0.19	
Rottura combinata "pull-out" e "concrete cone failure"		
[cfr. NTC'08 § 4.1.2.1.1.4 - EN 1992.1.1 § 8.4]		
η [-]	1.00	: coefficiente per resistenza tangenziale
τ_{rk} base [MPa]	15.00	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25 (cr o ucr)
ψ_c [-]	1.06	: coefficiente correttivo funzione della resistenza del CLS impiegato
τ_{rk} [MPa]	15.89	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA
$N_{ORk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{rk}$ [kN]	299.56	: valore iniziale della resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante
$\tau_{rk,ucr}$ [MPa]	15.00	: resistenza tangenziale di aderenza CARATTERISTICA per C20/25_NON FESSURATO
$s_{cr,Np}$ [mm]	565.69	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,Np}$ [mm]	282.84	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{Op,N}$ [mm ²]	320 000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
c_{1bis} [mm]	100.0	
$A_{p,N}$ [mm ²]	400 333	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,Np}$ [-]	0.81	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
n [-]	4	: numero di ancoranti tesi del gruppo considerato (cfr. con Ac,N)
k [-]	3.20	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$\psi_{Og,Np}$ [-]	1.21	
$\psi_{g,Np}$ [-]	1.10	: fattore che tiene in conto della superficie di rottura degli ancoranti in gruppo
$\psi_{ec,Np}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$\psi_{re,Np}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$N_{Rk,p}$ [kN]	331.72	: resistenza caratteristica in caso di <u>rottura del cono di calcestruzzo</u> combinata con <u>pull-out</u>
γ_{Mp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$ [kN]	221.15	: resistenza di progetto di ...
N_{gSd} [kN]	100.58	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N [-]	0.45	

Rottura del cono di calcestruzzo		
k_1 [-]	10.10	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{eff}^{1.5}$	352.05	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,N}$ [mm]	900	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,N}$ [mm]	450	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	810 000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	600 300	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$ [-]	0.77	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,c}$ [kN]	200.03	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Mp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mp}$ [kN]	133.35	: resistenza di progetto ...
N_{gsd} [kN]	100.58	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	0.75	
Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")		
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{eff}^{1.5}$	352.05	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,sp}$ [mm]	600	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$c_{cr,sp}$ [mm]	300	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	360 000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	432 000	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\psi_{s,N}$ [-]	0.77	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min} [mm]	340	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H [mm]	850	: spessore elemento in cls
$\psi_{h,sp}$ [-]	1.46	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{Rk,sp}$ [kN]	472.98	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Msp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,sp} = N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$ [kN]	315.32	: resistenza di progetto ...
N_{sd} [kN]	100.58	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	0.32	
$\beta_{N,max}$ [-]	0.75	

Resistenza a carichi di taglio		
Rottura dell'acciaio		
$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$ [kN]	98.00	: resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	1.25	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ [kN]	78.40	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{Sd} [kN]	3.86	: taglio (massimo) agente sul SINGOLO ancorante
$\beta_V = V_{Sd} / V_{Rd,s}$ [-]	0.05	
Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo		
k_p [-]	2.00	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,cp} = \min(k_p \cdot N_{Rk,p}; k_p \cdot N_R)$	400.06	: resistenza caratteristica per pryout/scalzanemto
γ_{Mp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mp}$ [kN]	266.71	: resistenza di progetto per pryout/scalzanemto
V_{Sd} [kN]	30.88	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
β_V [-]	0.12	
Rottura del bordo di calcestruzzo		
k_1 [-]	2.40	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
α [-]	0.17	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β [-]	0.07	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{eff}^\beta \cdot (v_{f_{ck,cub}})$	40.90	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n [-]	8	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,v}^0$ [mm ²]	45 000	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
n_{c} [-]	2	
c_1 [mm]	100.0	
$c_{interno}$ [mm]	235.0	
c_{1bis} [mm]	100.0	
$A_{c,v}$ [mm ²]	117 000	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{h,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,v}/A_{0c,v}$
α_v [°]	0.0	: angolo tra il carico applicato V_{Sd} e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{\alpha,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Arm. di bordo rettil.	x	
Staffe con int. risretto	0	
$\psi_{re,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^B$ [kN]	106.33	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,c}^B = V_{Rk,c}^B / \gamma_{Mp}$ [kN]	70.89	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{Sd}^B [kN]	30.88	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$\beta_V = V_{Sd}^B / V_{Rd,c}^B$ [-]	0.44	
$\beta_{V,max}$ [-]	0.44	

Verifiche combinate		
$\beta N + \beta V (\leq 1.20)$	1.19	
$\alpha N [-]$	1.50	
$\alpha V [-]$	1.50	
$(\beta N)^\alpha + (\beta V)^\alpha (\leq 1.00)$	0.94	
Riassunto verifiche		
	Caso 18	
	0.00	
N_acciaio	0.19	SFORZO NORMALE
N_"pull-out"+"c.c.f."	0.45	
N_cono	0.75	
N_"splitting"	0.32	
V_acciaio	0.05	TAGLIO
V_pryout	0.12	
V_bordo	0.44	
Combinata_1	1.19	COMBINATE
Combinata_2	0.94	

11 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO

Calcolo manuale delle massime azioni verticali

I calcoli vengono effettuati con riferimento alla pila 1, assumendo che sulla pila gravi una porzione di impalcato di lunghezza pari a 33 m, sviluppando in maniera indipendente tutti i passaggi

Pesi propri

$G_{k1-1} = 2921/93 \times 33 = 1036 \text{ kN}$	peso proprio struttura in acciaio
$G_{k1-2} = 0.26 \times 14.1 \times 25 \times 33 = 3024 \text{ kN}$	peso soletta
$G_{k1-3} = ((4.35 \times (1.5+2)/2) \times 2 + 2.4 \times 2) \times 2.4 \times 25 = 1201 \text{ kN}$	peso pulvino
$G_{k1-4} = 25 \times 2^2 \times 3.14 / 4 \times 2.5 = 196 \text{ kN}$	peso fusto
$G_{k1-5} = 5.4 \times 9.2 \times 1.6 \times 25 = 1987 \text{ kN}$	peso fondazione

Pesi permanenti

$G_{k2-1} = 22 \times 0.175 \times 7.0 \times 33 = 889 \text{ kN}$	peso manto
$G_{k2-2} = 2 \times 1.5 \times 33 = 99 \text{ kN}$	peso barriere
$G_{k2-3} = 2 \times 1.0 \times 33 = 66 \text{ kN}$	peso ringhiere
$G_{k2-4} = 2 \times 0.16 \times 6 \times 25 \times 33 = 1584 \text{ kN}$	peso marciapiedi
$G_{k2-5} = 2 \times 1.5 \times 33 = 99 \text{ kN}$	peso velette

Carichi mobili (posizione TS in testa pila):

$Q_k = 600 + 400 + 33 \times (27 + 2.5 \times 1) = 1973 \text{ kN}$	peso complessivo LM1
---	----------------------

Massima azione verticale (stimata) per pesi propri e perm.: $N_{Ed,QP} = 1750 \text{ kN}$

Totale verticale pesi permanenti intradosso plinto: $G_{k-tot} = 10377 \text{ kN}$

Totale verticale pesi permanenti e mobili intradosso plinto: $G_{k-tot} = 12350 \text{ kN}$

Si confrontano i risultati ottenuti con:

Portata appoggi, combinazione S.L.E. q.p. (cfr. cap. 14.2) = 2000 kN	OK
Azione verticale intradosso plinto S.L.E. q.p. (cfr. cap. 12.1) = 10619	OK
Azione verticale intradosso plinto S.L.E. rara (cfr. cap. 12.1) = 13550	OK

I calcoli manuali rispecchiano in maniera sufficientemente fedele quanto dedotto dalla modellazione E.F.

Calcolo manuale periodo principale della sovrastruttura

Si calcola il periodo di vibrazione della sola sovrastruttura, adottando le formule semplificate dell'oscillatore semplice, vincolato a terra mediante il complesso delle molle degli isolatori.

Si ha:

$$M_{tot} = 292 + 869 + 485 = 1645 \text{ t}$$

$K_{l,tot} = 12 \times 4e6 = 4.8e7 \text{ N/m}$ rigidezza del sistema in direzione longitudinale

$K_{t,tot} = 8 \times 2e6 + 12 \times 4e6 = 6.4e7 \text{ N/m}$ rigidezza del sistema in direzione trasversale

$T = 2 \pi (M/k)^{0.5} = 2 \times \pi \times (1645000/4.8e7)^{0.5} = 1.2 \text{ s}$ $T = 1/0.655\text{Hz} = 1.52\text{s}$ cfr. cap. 3.3.1