



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)  
Banchina F - Val da Rio  
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925  
Fax +39 041 4967 914  
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna  
Via M. E. Lepido, 182/2  
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300  
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)  
Viale Belvedere, 8/10  
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711  
Fax +39 041 4355 933  
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano  
Via Caccialepori, 27

Tel. +39 02 8942 2685  
Fax +39 02 8942 5133  
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA  
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA  
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO  
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

**PROGETTO ESECUTIVO**

TITOLO

**N – DOCUMENTI DI SUPPORTO**

Riscontro prot. no. 35221 del 14/02/2018 del Genio Civile di Messina

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	24/03/18	1044_N004-1.doc	Riscontro Incontro del 12-03-2018	L.M.	T.T.
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

**N004**

DATA: 08 marzo 2018	SCALA: -	FILE: 1044_N004_0.doc	J.N. 1044
PROGETTO L. Masiero	DISEGNO L. Masiero	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA.....</b>	<b>3</b>
	TORRENTI FAROTA E CANNETO .....	3
	TORRENTE GUIDARI.....	4
	TORRENTE PALUMARA.....	4
	SISTEMAZIONI BACINI MONTANI.....	5
	PARAMETRI SISMICI DI INPUT.....	5
<b>3</b>	<b>DIFFORMITA' DELLE ARMATURE CANALE DI COLLEGAMENTO CANNETO-FAROTA .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>INPUT MENSOLE CANALE FAROTA .....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE FAROTA SOTTO LA SS 114.....</b>	<b>7</b>
	VERIFICHE LOCALI.....	7
<b>6</b>	<b>MANUFATTO DI ARRIVO – MICROPALI TIPO 1 .....</b>	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEI PALI TIPO 2 DEL TORRENTE GUIDARI.....</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>ALTEZZE FUORI TERRA DEI MICROPALI DEL TORRENTE GUIDARI.....</b>	<b>10</b>
<b>9</b>	<b>PALIFICATA TIPO 1 TORRENTE GUIDARI.....</b>	<b>12</b>
<b>10</b>	<b>SCATOLARI PREFABBRICATI.....</b>	<b>12</b>
<b>11</b>	<b>FIGURE PROFESSIONALI .....</b>	<b>12</b>
<b>12</b>	<b>ATTRAVERSAMENTI SS 114 DEL FAROTA E GUIDARI – AZIONI AGENTI E COMBINAZIONI....</b>	<b>12</b>
	TORRENTE FAROTA – SCATOLARE INTERRATO.....	13
	TORRENTE GUIDARI – NUOVO PONTE SULLA STATALE .....	14
	12.1.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO .....	14
	12.1.1.1 Azioni .....	14
	12.1.1.2 Temperatura.....	16
	12.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO .....	16
	12.1.2.1 Combinazioni di carico allo stato limite ultimo .....	16
	12.1.2.2 Combinazioni di carico agli stati limite di esercizio.....	17
	12.1.2.3 Combinazioni di carico nel modello di calcolo .....	18
	12.1.3 VERIFICA IMPALCATO .....	19
	12.1.3.1 Fase 0.....	19
	12.1.3.2 Verifica a flessione allo SLU e SLV.....	19
	12.1.3.3 Verifica a taglio allo SLU e SLV.....	21
	12.1.3.4 Verifica delle tensioni di esercizio agli SLE.....	24
	12.1.3.5 Verifica a fessurazione agli SLE.....	26
	12.1.3.6 Verifica a deformazione agli SLE.....	26
	12.1.3.7 Fase 1.....	27
	12.1.3.8 Verifica a flessione agli SLU.....	27
	12.1.3.9 Verifica a taglio .....	28
	12.1.3.10 Verifica delle tensioni agli SLE.....	31
	12.1.3.11 Verifica a deformazione agli SLE.....	33
<b>13</b>	<b>ALLEGATO 1 – RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE TORRENTE PALUMARA .....</b>	<b>34</b>
	GEOMETRIA SCATOLARE .....	35
	ANALISI DEI CARICHI .....	35
	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	36

VERIFICHE DI SEZIONE..... 40

## 1 PREMESSA

La presente relazione fornisce risposta alla richiesta di chiarimenti della Sezione Ufficio Genio Civile di Messina, prot. 35221 del 14.02.2018.

## 2 RELAZIONE GEOTECNICA INTEGRATIVA

*Richiesta: Necessita venga prodotta una relazione geotecnica integrativa che chiarisca inequivocabilmente le categorie di sottosuolo e topografica, relativi coefficienti, assunte alla base dei calcoli di verifica delle varie opere. La stessa relazione deve esplicitare i parametri geotecnici assunti per le verifiche delle opere con particolare riferimento alle briglie sulle aste dei torrenti Farota e Guidari, del muro di contenimento da ricostruire in ambito del torrente Farota e della palanco lata a valle del torrente Farota dove si rilevano delle incongruenze nel tabulato di calcolo (D001-A pag.68).*

Si riepilogano i parametri geotecnici assunti e le azioni agenti determinate ai sensi della normativa vigente (NTC'08 – 5.1.3.12) per l'analisi ed il calcolo delle opere idrauliche presenti lungo i torrenti Canneto, Farota, Guidari e Palumara.

In riferimento al paragrafo 7.1 della relazione sismica (elaborato A008) la categoria di sottosuolo adottata è la categoria C.

In riferimento alla tabella 3.2.IV delle NTC 2008, vista la morfologia del sito in cui sorgeranno le opere si assume una categoria topografica T1, con coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ ) pari a 1. Tali input di calcolo sono validi per tutti i manufatti idraulici relativi ai torrenti costituenti il progetto esecutivo.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni ed ai parametri assunti per il progetto sono conformi a quanto riportato nel paragrafo 8 della relazione geotecnica (elaborato A007).

All'interno degli elaborati D001 e D002 è inoltre riportato per ciascun torrente un paragrafo che illustra in sintesi i parametri assunti.

Per quanto attiene le incongruenze individuate nel tabulato di calcolo a pagina 68 della relazione D001-A, si tratta di un refuso; i valori dell'angolo di attrito assunti sono  $\Phi=30^\circ$  e  $\delta=20^\circ$ , in accordo con quanto indicato nell'immagine del modello a pag. 68 e al paragrafo 4.3 del medesimo elaborato. Si è provveduto in tal senso ad aggiornare l'elaborato D001-A.

A seguire, per ogni opera idraulica, si riportano gli input di progetto per l'analisi e la verifica strutturale, citando il documento di progetto a cui si riferisce.

### TORRENTI FAROTA E CANNETO

Sono presenti i seguenti manufatti:

- Manufatto di collegamento Canneto/Farota lungo l'autostrada
- Berlinese di micropali nel tratto tra l'Autostrada e la statale SS 114
- Scatolare di attraversamento lungo la statale SS 114
- Pozzi di spinta e arrivo, tubo spinto sotto al rilevato ferroviario

Per i tali opere si fa riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

STRATIGRAFIA	
sabbie con clasti e intercalazioni di ghiaia	$\phi_t = 30^\circ$

alternati a strati di ghiaia in matrice sabbiosa con ciottoli e conglomerati formati da ghiaia con ciottoli	$\gamma_v = 1950 \text{ daN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 1950 \text{ daN/m}^3$ $c = 0 \text{ daN/cm}^2$
<b>FALDA</b>	
coincidente con il livello del medio mare	

### TORRENTE GUIDARI

Sono presenti i seguenti manufatti:

- Berlinese di micropali nel tratto tra l'Autostrada e la statale SS 114
- Berlinese di pali nel tratto tra l'Autostrada e la statale SS 114, in prossimità del ponte sulla statale
- Ponte sulla statale SS114
- Berlinese di micropali nel tratto tra la statale SS 114 ed il rilevato ferroviario

Per i tali opere si fa riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

<b>STRATIGRAFIA</b>	
Sabbie fini con ciottoli e ghiaie in matrice sabbiosa	$\phi_t = 35^\circ$ $\gamma_v = 1950 \text{ daN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 1950 \text{ daN/m}^3$ $c = 0 \text{ daN/cm}^2$
<b>FALDA</b>	
coincidente con il livello del medio mare	

### TORRENTE PALUMARA

Per i manufatti lungo il torrente Palumara si fa riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

<b>STRATIGRAFIA</b>	
alternanze di sabbie ghiaiose / con ghiaia e ghiaie con sabbie / in matrice sabbiosa sono inoltre presenti blocchi di natura basaltica tra i 5 e i 10 m di profondità	$\phi_t = 33^\circ$ $\gamma_v = 1950 \text{ daN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 1950 \text{ daN/m}^3$ $c = 0 \text{ daN/cm}^2$
<b>FALDA</b>	
coincidente con il livello del medio mare	

## SISTEMAZIONI BACINI MONTANI

Sono presenti i seguenti manufatti:

- Briglia lungo l'asta del torrente Farota
- Briglia lungo l'asta del torrente Guidari

Per i tali opere, congruentemente al progetto definitivo approvato, si fa riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

STRATIGRAFIA	
Roccia frammentata a tratti compatta	$\phi_t = 38^\circ$ $\gamma_v = 1950 \text{ daN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 1950 \text{ daN/m}^3$ $c = 0 \text{ daN/cm}^2$
FALDA	
assente	

## PARAMETRI SISMICI DI INPUT

Per l'area oggetto d'intervento in sede di progettazione esecutiva è stato eseguito uno studio di microzonazione sismica (documento A013) mirato a determinare i parametri di input dell'azione sismica in combinazione SLV. Lo studio, oltre a fornire l'andamento dello spettro di risposta sitospecifico, ha fornito il valore del punto iniziale di aggancio dello spettro (per  $T=0$ ) corrispondente, secondo norma, al prodotto dell'accelerazione ( $a_g/g$ ) per il coefficiente stratigrafico ( $S_s$ ); nel caso in esame tale valore è pari a:

- $a_g \times S_s = 0.3 \text{ g}$

Per il calcolo delle opere di sostegno afferenti le aste torrentizie, eseguito mediante l'utilizzo del software di calcolo "PAC" (distribuito da Aztec Informatica), tale situazione è stata ricreata inserendo i seguenti parametri di input:

- $a_g = 0.3 \text{ g}$
- $S_s = 1$  invece che 1.25 come prescritto dalle NTC'08 per i suoli in Categoria del terreno C con  $T_v = 50$  anni e Classe d'Uso IV ( $\rightarrow$  Coefficiente  $C_u = 1.5$ )

dimodoché, nel software di calcolo, il prodotto  $a_g \times S_s$  sia pari a 0.3 come ricavato dallo studio di microzonazione sismica proprio dell'area di progetto.

Successivamente, tale valore prodotto ( $a_g \times S_s$ ) è stato moltiplicato per il coefficiente di amplificazione topografica ( $S_t$ ) pari a:

- 1 per le opere presenti nel tratto fra l'autostrada e la piattaforma portuale;
- 1.2 per le briglie a monte;

secondo la morfologia del terreno presente sul sito di costruzione delle opere.

## INPUT GRAFICI

*Richiesta: L'input grafico di calcolo di alcune opere non consente di verificare la rispondenza con le relative carpenterie.*

Per ciascuna opera si è sono inserite nelle relazioni di calcolo gli estratti dei disegni di carpenteria.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D001-A
- D001-B
- D002-A
- D002-B

## 3 DIFFORMITA' DELLE ARMATURE CANALE DI COLLEGAMENTO CANNETO-FAROTA

*Richiesta: Per il canale di collegamento dei torrenti Canneto-Farota si rilevano delle difformità nelle armature tra quelle di calcolo (D001-B pag. 72) e gli esecutivi (D208). Inoltre la tipologia di pali 1 devono essere rivisto il diametro del micropalo (calcolo 193,70 esecutivi 139,70).*

Per quanto riguarda il canale di collegamento Canneto – Farota l'armatura disposta è un'armatura diffusa costituita da  $\Phi 12$  passo 20 sia in fondazione che in elevazione, come indicato nella relazione D001 – B pag. 72. È pertanto presente un refuso nell'elaborato D208 che si riemette revisionato.

L'armatura del micropalo di tipo 1 è un tubolare in acciaio del diametro 193,70 mm come indicato a pagina 78 della relazione D001 – B.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D208

## 4 INPUT MENSOLE CANALE FAROTA

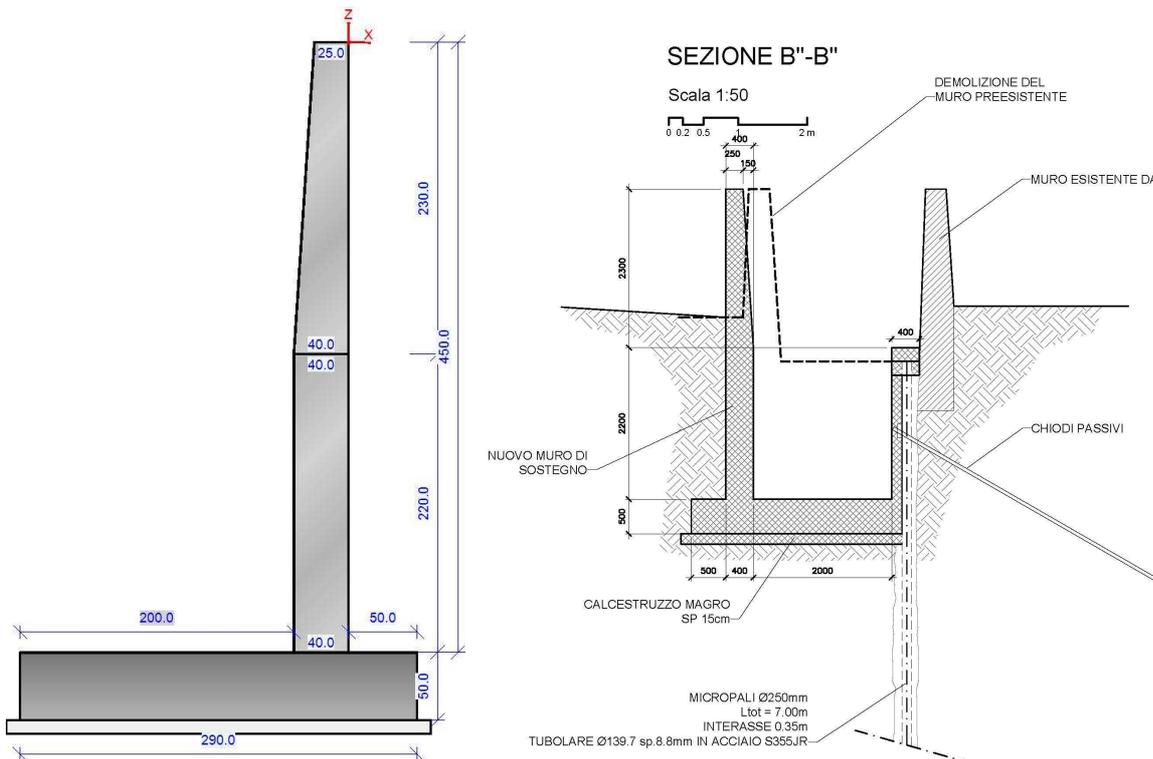
*Richiesta: Chiarire l'input delle mensole di monte e di valle della fondazione di cui al tabulato D001 a pag. 166 con lo schema statico pagg. 167-168.*

A pagina 166 dell'elaborato D001-B viene riportata un'immagine della struttura in c.a. del nuovo muro di contenimento previsto nella sistemazione di monte del Farota. La sezione è stata definita individuando quella più sfavorevole ai fini delle verifiche, riferendosi all'elaborato di progetto D122.

Si evidenzia un refuso a pag. 166 dell'elaborato D001-B in cui è scritto: “Lunghezza totale fondazione 2.50 m” anziché “Lunghezza totale fondazione 2.00 m”.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D001-B, nella quale sarà corretto l'errore



**Figura 1: schema del muro a mensola riportato a pag. 166 della relazione D.001 parte B e corrispondente sezione di cui all'elaborato grafico D.122**

Nelle pagine successive (167-168 della relazione D001-B) è invece illustrato il modello completo del terreno e dei sovraccarichi agenti; la sezione illustrata coincide con la sezione tipo B''-B'' riportata nell'elaborato D122. Da un punto di vista strutturale le due mensole costituiscono la fondazione, la mensola definita di monte funge anche da piano di scorrimento del torrente Farota.

## 5 ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE FAROTA SOTTO LA SS 114

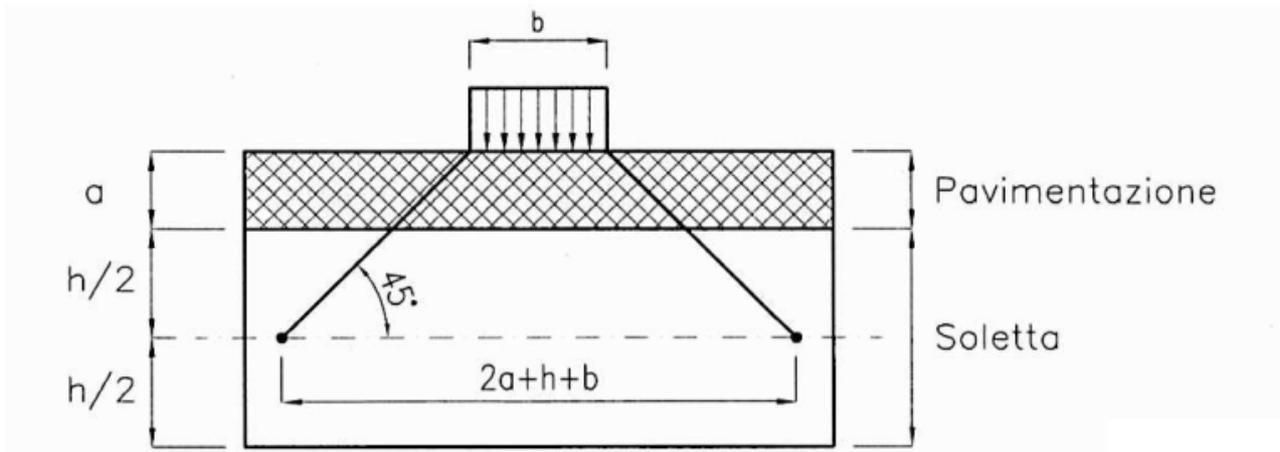
*Richiesta: Per lo scatolare in attraversamento del torrente Farota in corrispondenza della SS114 dovranno essere specificati i sovraccarichi stradali previsti agenti sul medesimo scatolare. Mancano le verifiche puntuali (locali).*

Per quanto riguarda il sovraccarico si considera un carico variabile dovuto alla presenza del pacchetto stradale pari a 1300 kg/mq e un carico variabile da traffico di prima categoria pari a 900 kg/mq, come riportato nell'elaborato D001 – B pagg. 261-262.

Per quanto riguarda le verifiche locali riportate in seguito è stato considerato lo schema di carico 1, secondo quanto indicato al par. 5.1.3.3.5 delle NTC 2008.

### VERIFICHE LOCALI

Si considera lo schema di carico 1: carico tandem (concentrato) pari a 300 kN. Il carico concentrato si assume uniformemente distribuito sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione del carico concentrato attraverso la pavimentazione e la soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta, secondo lo schema riportato di seguito.



Si assume spessore della pavimentazione minimo (a) pari a 30 cm e spessore della soletta 30 cm. L'impronta complessiva su cui si considera applicato il carico è pari a 1.30x1.30 m. Di seguito sono riportati i dati di input per la verifica a punzonamento.

$V_{ed}$	=	300000 [N]
$b_y$	=	1.3 [m]
$b_z$	=	1.3 [m]
spessore soletta = s	=	0.3 [m]
copriferro medio = c	=	0.050 [m]
altezza utile = d = s - c	=	0.250 [m]
[C35/45] $f_{ck}$	=	35 [N/mm <sup>2</sup> ]
[Fe B450C] $f_{yk}$	=	450 [N/mm <sup>2</sup> ]
$\gamma_c$	=	1.5
$\beta = 1 + 1,8((e_y/b_z)^2 + (e_z/b_y)^2)^{1/2}$	=	1

Poiché lo sforzo di sollecitazione è centrato rispetto l'impronta di carico si ha  $\beta = 1$ . Il perimetro  $u_0$  dell'impronta risulta:  $u_0 = 2 \cdot (b_y + b_z)$ . La tensione di punzonamento di progetto  $V_{0Ed}$  lungo il perimetro di verifica  $u_0$  risulta:

$u_0 = 2 \cdot B_y + 2 \cdot B_z$	=	5.2 [m]
$v_{0Ed} = \beta \cdot V_{ed} / (u_0 \cdot d)$	=	0.231 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	19.83 [N/mm <sup>2</sup> ]
$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{cd}$	=	4.958 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b><math>V_{rd,max} / V_{0ed} =</math></b>	<b>=</b>	<b>21.49 verificato</b>

Da cui la verifica risulta soddisfatta.

Il perimetro  $u_1$  dell'impronta (posto a distanza  $2 \cdot d$  dall'impronta) risulta:  $u_1 = 2 \cdot (b_y + b_z) + 2\pi \cdot 2d$

La tensione di punzonamento di progetto  $V_{1Ed}$  lungo il perimetro di verifica  $u_1$  risulta:

$u_1 = 2 \cdot B_y + 2 \cdot B_z + 2\pi \cdot 2d$	=	8.342 [m]
$v_{1Ed} = \beta \cdot V_{ed} / (u_1 \cdot d)$	=	0.144 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	19.83 [N/mm <sup>2</sup> ]
$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{cd}$	=	4.958 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b><math>V_{rd,max} / V_{1ed} =</math></b>	<b>=</b>	<b>34.47 verificato</b>

Da cui la verifica risulta soddisfatta.

La soletta è armata con doppio strato di armatura diffusa  $\Phi 16/20$ . Di seguito si riporta la verifica della sezione in assenza di specifica armatura a punzonamento.

$\varnothing y$	16 mm
$i_y$	0.2 m
$\varnothing z$	16 mm
$i_z$	0.2 m
$\rho_{ly} = \varnothing y \cdot \pi / (4 \cdot i_y \cdot d) =$	0.00402
$\rho_{lz} = \varnothing z \cdot \pi / (4 \cdot i_z \cdot d) =$	0.00402
$\rho_l = \min\{0,02; (\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}\} =$	0.00402
$Crd_c = 0,18/\gamma_c =$	0.12
$k = \min\{2; 1+(0,2/d)^{1/2}\} =$	1.894427191
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.540 [N/mm <sup>2</sup> ]
$v_1 = Crd_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} =$	0.549 [N/mm <sup>2</sup> ]
$v_{rd,c} = \max\{v_1; v_{min}\} =$	0.549 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b><math>V_{rd,c}/V_{ed} =</math></b>	<b>3.82 verificato</b>

La verifica risulta soddisfatta.

In conclusione, si evince che le verifiche locali risultano soddisfatte.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D001-B, nel quale saranno inserite le integrazioni sopra illustrate al paragrafo 5.14

## 6 MANUFATTO DI ARRIVO – MICROPALI TIPO 1

*Richiesta: Manufatto di arrivo - micropali tipo 1: nel calcolo viene previsto un puntone (D001B pag. 318), negli esecutivi due puntoni.*

Nel calcolo è stato previsto un puntone in testa alla berlinese (D001-B pag. 318). Nella sezione del disegno D215 c'è un refuso che si provvede a correggere rimettendo l'elaborato in revisione.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D215

## 7 DIMENSIONAMENTO DEI PALI TIPO 2 DEL TORRENTE GUIDARI

*Richiesta: In ambito del torrente Guidari si riscontrano refusi nel dimensionamento dei pali tipo 2 sbocco (D002A pag.24), per i pali tipo 3B sbocco necessita verificare la lunghezza della paratia prevista nei calcoli in 20,00 m e in 19,00 m negli esecutivi.*

Di seguito si riporta una sintesi delle geometrie dei pali previsti per il manufatto di sbocco.

Pali tipo 2

- |                                |       |     |                        |
|--------------------------------|-------|-----|------------------------|
| - Altezza fuori terra          | 6.00  | [m] | (incluso cordolo h=1m) |
| - Profondità di infissione     | 14.00 | [m] |                        |
| - Altezza totale della paratia | 20.00 | [m] | (incluso cordolo h=1m) |
| - Lunghezza paratia            | 5.00  | [m] |                        |

- Numero di file di pali 1
- Interasse fra i pali della fila 1.00 [m]
- Diametro dei pali 100.00 [cm] (a pag. 24 era scritto erroneamente 10.00 anziché 100.00, l'errore verrà corretto rimettendo l'elaborato D002-A in revisione)

#### Paratia con pali tipo 3A

- Altezza massima fuori terra 10.50 [m] (incluso muro superiore e cordolo)
- Altezza muro superiore 4.50 [m]
- Profondità di infissione palo 14.00 [m]
- Altezza totale della paratia 24.50 [m] (incluso muro superiore e cordolo)
- Numero di file di pali 1
- Interasse fra i pali della fila 1.00 [m]
- Diametro dei pali 100.00 [cm]

#### Paratia con pali tipo 3B

- Altezza fuori terra 13.25 [m] (incluso muro superiore e cordolo)
- Altezza muro superiore 1.25 [m]
- Profondità di infissione palo 9.00 [m]
- Altezza totale della paratia 22.25 [m] (incluso muro superiore)
- Numero di file di pali 1
- Interasse fra i pali della fila 1.00 [m]
- Diametro dei pali 100.00 [cm]

Ne segue che il manufatto di sbocco è costituito da tutti pali aventi la sommità del cordolo a quota +5,50 m, un cordolo di altezza 1 m e una struttura cilindrica di lunghezza 19 m.

Sopra i pali laterali (tipo 3) è previsto un muro di altezza variabile.

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D002-A, nel quale saranno inserite le precisazioni sopra riportate

## 8 ALTEZZE FUORI TERRA DEI MICROPALI DEL TORRENTE GUIDARI

*Richiesta: Necessita rivedere le altezze fuori terra e di infissione dei micropali in ambito del torrente Guidari in funzione dei calcoli e delle quote di cui alle carpenterie. Per il micropalo tipo 1 non si riscontra negli esecutivi il puntone previsto con tubo di diametro 139,70 sp 8 tipo S235JR.*

Si riassumono per chiarezza le altezze dei micropali sul torrente Guidari

MICROPALO	ALTEZZA MAX FUORI TERRA [m]	PROFONDITA' MIN INFISSIONE [m]
-----------	--------------------------------	-----------------------------------

	Relazione D002-A	Elaborato D206	Relazione D002-A	Elaborato D206
1	3.80	2.66	4.20	5.34
2	3.50	3.01	5.20	5.69
3	3.95	3.03	5.75	6.67
3 provvisionali	6.00***		3.70	
4	3.25	2.72	4.75	5.28

#### Micropalo tipo 1:

L'apparente difformità delle altezze fuori terra tra relazione (3,8 m) ed elaborato grafico (2,66 m) risiede nel fatto che nel calcolo è stata cautelativamente verificata la fase di scavo più sollecitante.

La quota di sommità della testa del cordolo è pari a 14,79 m slmm e la quota di massimo scavo necessaria per la posa della briglia è pari a 10,99 m slmm (elaborato D112), da cui si ottiene un'altezza massima fuori terra pari a 3,80 m.

#### Micropalo tipo 2:

Cautelativamente nel calcolo è stato considerato anche lo spessore della gabbionata di rivestimento del fondo canale pari a 50 cm, mentre nell'elaborato D206 viene indicata come quota di fondo scavo quella del canale a fine lavori.

#### Micropalo tipo 3:

La quota di sommità della testa del cordolo è pari a 12,76 m slmm e la quota di massimo scavo necessaria per la realizzazione della rampa di accesso è pari a 8,76 m slmm (elaborato D112), da cui si ottiene un'altezza massima fuori terra pari a 4,00 m.

Nonostante il calcolo sia stato condotto considerando un'altezza fuori terra di 3,95 m, i valori dei fattori di sicurezza ottenuti nelle verifiche sono tali da poter considerare irrilevante una variazione di 5 cm.

#### Micropalo tipo 3 fase provvisoria:

La quota di sommità della testa del cordolo è pari a 12,76 m slmm e la quota di massimo scavo necessaria per la posa della briglia è pari a 6,76 m slmm (elaborato D112), da cui si ottiene un'altezza massima fuori terra pari a 6,00 m.

#### Micropalo tipo 4:

Nel calcolo è stato considerato anche lo spessore della gabbionata di rivestimento del fondo canale pari a 50 cm, mentre nell'elaborato D206 viene indicata come quota di fondo scavo quella del canale a fine lavori.

\*\*\* Errata corrige: a pag. 69 dell'elaborato D002-B l'altezza fuori terra per il micropalo tipo 3 in fase provvisoria è 6,00 m (come illustrato nell'immagine) e non 3,00 m come erroneamente scritto. Si provvede a correggere il refuso.

Per il micropalo tipo 1 non è previsto nessun puntone.

## **9 PALIFICATA TIPO 1 TORRENTE GUIDARI**

*Richiesta: Per la palificata tipo 1 in c.a. del diametro di 60 cm, necessita rivedere il sovraccarico stradale in conformità a quello agente sui micropali.*

Il sovraccarico stradale applicato è pari a 900 kg/m<sup>2</sup>, come quello applicato ai micropali tipo 2 e tipo 3. All'interno della relazione D002-B pag. 86 è presente un refuso che si provvede a correggere.

## **10 SCATOLARI PREFABBRICATI**

*Richiesta: Per gli scatolari prefabbricati in ambito della piattaforma (torrente Palumara e Farota) non sono stati prodotte le verifiche.*

Lo scatolare 3.20x2.70 m sul torrente Farota sarà modificato a seguito delle richieste del Genio Civile di cui al "Verbale di presa d'atto" del 14.02.2018. Per quanto riguarda lo scatolare 2.00x2.00 m sul torrente Palumara si riporta in allegato la relazione di calcolo.

## **11 FIGURE PROFESSIONALI**

*Richiesta: Nella richiesta il RUP dovrà comunicare le figure professionali intervenute nella progettazione e relativi domicili ivi compreso quelle del direttore dei lavori, del collaudatore statico in corso d'opera e dell'impresa esecutiva.*

Si riportano le figure professionali intervenute per la progettazione esecutiva:

F&M Ingegneria SpA  
Via Belvedere 8/10  
30035 Mirano (VE)  
Tel 041 5785 711  
Mail [tremestieri@fm-ingegneria.com](mailto:tremestieri@fm-ingegneria.com)

Idrotec Srl  
Via Caccialepori, 27  
20148 Milano (MI)  
Tel 02 8942 2685  
Mail [mail@idrotec-ingegneria.it](mailto:mail@idrotec-ingegneria.it)

## **12 ATTRAVERSAMENTI SS 114 DEL FAROTA E GUIDARI – AZIONI AGENTI E COMBINAZIONI**

*Richiesta: Per gli attraversamenti della SS114 del Farota e del Guidari necessita relazionare sulle azioni agenti sulle strutture e relative combinazioni di cui al punto 5.1.3.12 del D.M. 14/01/2018*

A seguire si riportano le azioni agenti sulle strutture di attraversamento dei torrenti Farota e Guidari lungo la statale SS114.

### TORRENTE FAROTA – SCATOLARE INTERRATO

Per l'attraversamento della SS114 del Farota (completamente interrato), con riferimento alle pagg. 261 e 262 della relazione D001-B, i carichi applicati sono:

- Peso proprio (G1) (condizione di carico 1 pag 261)
- Spinta del terreno sulle strutture verticali (G2) (condizioni di carico 2-3 pag 261)
- Peso proprio pacchetto stradale (G2) (condizione di carico 7 pag 261)
- Carico variabile da traffico di 1° categoria (Q) (condizione di carico 8 pag 262)
- Azione sismica (E) (condizioni di carico 4-5 pag 261)

Le combinazioni di carico sono (pagg. 262-263 relazione D001-B):

- Combinazione SLU statica
- Combinazioni SLE: rara, frequente e quasi permanente
- Combinazioni con sisma: SLV e SLO

Le combinazioni allo stato limite ultimo, sia statiche sia sismiche, sono state valutate sia con l'approccio A1-M1 sia con l'approccio A2-M2.

I coefficienti sulle azioni applicati si riferiscono alle tabelle 5.1.V e 5.1.VI del D.M. 14/01/2008.

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{E1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
5	0,0	0,0	0,0	
Vento $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

## TORRENTE GUIDARI – NUOVO PONTE SULLA STATALE

Si riportano a seguire:

- Le condizioni elementari di carico aggiuntive (vento e temperatura)
- Le combinazioni di carico aggiornate
- Le verifiche dell'impalcato aggiornate

Saranno emessi in revisione i seguenti elaborati:

- D002-B

### 12.1.1 Condizioni elementari di carico

#### 12.1.1.1 Azioni

#### 3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **4**  
 $a_s =$  **5** m                      altitudine sul livello del mare del sito  
 $T_R =$  **50** anni  
 $a_0 =$  500 m  
 $v_{b0} =$  28 m/s  
 $k_a =$  0.020 1/s

$v_b =$ <b>28.00</b> m/s
--------------------------



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti

ampiezza dell'intervallo  m

$q_b = 490.00 \text{ N/m}^2$  pressione cinetica di riferimento  
 $c_p = + 1.95$  (sopravento) coefficiente di forma (o aerodinamico)  
 $c_p = --$  (sottovento)  
 $c_d = 1$  coefficiente dinamico

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 4  
 $a_s = 5 \text{ m}$   
 $z = 4 \text{ m}$  (altezza dell'edificio considerato)

Distanza dalla costa: 1 km  Struttura Off-shore

Classe di rugosità:

Categoria di esposizione: II

$k_r = 0.19$   
 $z_0 = 0.05 \text{ m}$   
 $z_{min} = 4.00 \text{ m}$

$c_t = 1$

C 3.3.10 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento:

$c_p = + 1.95$  (elementi sopravento)  
 $c_p = --$  (elementi sottovento)

C 3.3.10.4 - Travi ad anima piena e reticolari

Travi isolate (C 3.3.10.4.1)

Travi multiple (C 3.3.10.4.2)

Calcola

$S = 25.00 \text{ m}^2$  Superficie delimitata dal contorno della trave  
 $S_p = 0.90 \text{ m}^2$  Superficie della parte piena della trave

$\varphi = 0.04$

$c_p = 1.95$  Per visualizzare i coefficienti ridotti espandere il gruppo delle colonne

n =	<b>6</b>	numero di travi
h =	<b>0.90</b> m	Altezza della trave
d =	<b>1.80</b> m	Distanza fra travi successive
$\mu$ =	0.9568	

z [m]	c <sub>e</sub> (z) Cat. II	+p(z) [N/m <sup>2</sup> ]
0.50	1.80	1722.18
1.00	1.80	1722.18
1.50	1.80	1722.18
2.00	1.80	1722.18
2.50	1.80	1722.18
3.00	1.80	1722.18
3.50	1.80	1722.18
4.00	1.80	1722.18
4.50	1.87	1786.77
5.00	1.93	1845.36
5.50	1.99	1899.02

**Figura 2 - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione**

### 12.1.1.2 Temperatura

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, per le opere in c.a. e c.a.p. esposte si applica un carico termico di  $\pm 15^\circ\text{C}$ .

### 12.1.2 Combinazioni di carico

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite. Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite di Danno (SLD).

#### 12.1.2.1 Combinazioni di carico allo stato limite ultimo

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli (i valori fanno riferimento alle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M. 14.01.2008):

- G<sub>k</sub>            valore caratteristico delle azioni permanenti
- P<sub>k</sub>            valore caratteristico della forza di precompressione
- Q<sub>ik</sub>          valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
- E              azione sismica
- $\gamma_g = 1,35$     per peso proprio e carico perm. (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_p = 1,00$	
$\gamma_Q = 1,35$	per carichi stradali (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_q = 1,50$	per carichi variabili (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0,75$	per carichi da traffico (carichi tandem)
$\psi_{0i} = 0,40$	per carichi da traffico (carichi distribuiti)
$\psi_{0i} = 0,80$	per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)
$\psi_{0i} = 0,80$	per carico vento in fase di esecuzione (0,6 per SLU e SLE)
$\psi_{0i} = 0,60$	per temperatura
$\psi_{1i} = 0,75$	per carichi da traffico (carichi tandem)
$\psi_{1i} = 0,40$	per carichi da traffico (carichi distribuiti)
$\psi_{1i} = 0,60$	per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)
$\psi_{1i} = 0,20$	per carico vento
$\psi_{1i} = 0,20$	per temperatura
$\psi_{2i} = 0,00$	per carichi da traffico (carichi tandem e distribuiti, vento e temperatura)
$\psi_{2i} = 0,50$	per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

#### 12.1.2.2 Combinazioni di carico agli stati limite di esercizio

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$F_d = G_k + P_k + \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$	per le combinazioni caratteristiche
$F_d = G_k + P_k + \left[ \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$	per le combinazioni frequenti
$F_d = G_k + P_k + \left[ \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$	per le combinazioni quasi permanenti

con il seguente significato dei simboli:

$G_k$	valore caratteristico delle azioni permanenti
$P_k$	valore caratteristico della forza di precompressione
$Q_{ik}$	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\psi_{0i} = 0,75$	per carichi da traffico (carichi tandem)
$\psi_{0i} = 0,40$	per carichi da traffico (carichi distribuiti)
$\psi_{0i} = 0,80$	per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)
$\psi_{0i} = 0,80$	per carico vento in fase di esecuzione (0,6 per SLU e SLE)
$\psi_{0i} = 0,60$	per temperatura
$\psi_{1i} = 0,75$	per carichi da traffico (carichi tandem)
$\psi_{1i} = 0,40$	per carichi da traffico (carichi distribuiti)

- $\psi_{1i} = 0,60$  per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)
- $\psi_{1i} = 0,20$  per carico vento
- $\psi_{1i} = 0,20$  per temperatura
- $\psi_{2i} = 0,00$  per carichi da traffico (carichi tandem e distribuiti, vento e temperatura)
- $\psi_{2i} = 0,50$  per carico neve in fase di esecuzione (0,0 per SLU e SLE)

**12.1.2.3 Combinazioni di carico nel modello di calcolo**

Si riportano di seguito le combinazioni di carico estratte dal modello di carico: ACC1 rappresenta la condizione elementare dei carichi stradali distribuiti, mentre ACC2 – ACC3 – ACC4 sono le condizioni per le diverse configurazioni dei carichi tandem in modo da massimizzare il momento ed il taglio a seconda del punto di applicazione.

No	Name	Active	Type	PP(ST)	SVP(ST)	ACC 1(ST)	ACC 2(ST)	ACC 3(ST)	ACC 4(ST)	NEVE(ST)	VENTO(ST)	TEMPERATURA(ST)	SLV V(RS)
1	SLU 1	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.0125			1.2000	0.6000		
2	SLU 2	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500		1.0125		1.2000	0.6000		
3	SLU 3	Activ	Add	1.3500	1.3500	1.3500			1.0125	1.2000	0.6000		
4	SLU 4	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400	1.3500			1.2000	0.6000		
5	SLU 5	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400		1.3500		1.2000	0.6000		
6	SLU 6	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400			1.3500	1.2000	0.6000		
7	SLU 7	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400	1.0125			1.2000	1.5000		
8	SLU 8	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400		1.0125		1.2000	1.5000		
9	SLU 9	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400			1.0125	1.2000	1.5000		
10	SLU 10	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400	1.0125			1.5000	0.6000		
11	SLU 11	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400		1.0125		1.5000	0.6000		
12	SLU 12	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400			1.0125	1.5000	0.6000		
13	SLU T1	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400	1.0125			0.8000	0.6000	1.5000	
14	SLU T2	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400		1.0125		0.8000	0.6000	1.5000	
15	SLU T3	Activ	Add	1.3500	1.3500	0.5400			1.0125	0.8000	0.6000	1.5000	
16	SLE 1	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.7500			0.8000	0.6000		
17	SLE 2	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.7500		0.8000	0.6000		
18	SLE 3	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000			0.7500	0.8000	0.6000		
19	SLE 4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000	1.0000			0.8000	0.6000		
20	SLE 5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000		1.0000		0.8000	0.6000		
21	SLE 6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.4000			1.0000	0.8000	0.6000		
22	SLE 7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400	0.7500			0.8000	1.0000		
23	SLE 8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400		0.7500		0.8000	1.0000		
24	SLE 9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400			0.7500	0.8000	1.0000		
25	SLE 10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400	0.7500			1.0000	0.6000		
26	SLE 11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400		0.7500		1.0000	0.6000		
27	SLE 12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5400			0.7500	1.0000	0.6000		
28	ACC 1	Activ	Add		1.3500	1.3500	1.0125			1.2000	0.6000		
29	ACC 2	Activ	Add		1.3500	1.3500		1.0125		1.2000	0.6000		
30	ACC 3	Activ	Add		1.3500	1.3500			1.0125	1.2000	0.6000		
31	ACC 4	Activ	Add		1.3500	0.5400	1.5000			1.2000	0.6000		
32	ACC 5	Activ	Add		1.3500	0.5400		1.5000		1.2000	0.6000		
33	ACC 6	Activ	Add		1.3500	0.5400			1.5000	1.2000	0.6000		
34	SLV V1	Activ	Add	1.0000	1.0000								1.0000
35	SLV V2	Activ	Add	1.0000	1.0000								-1.0000

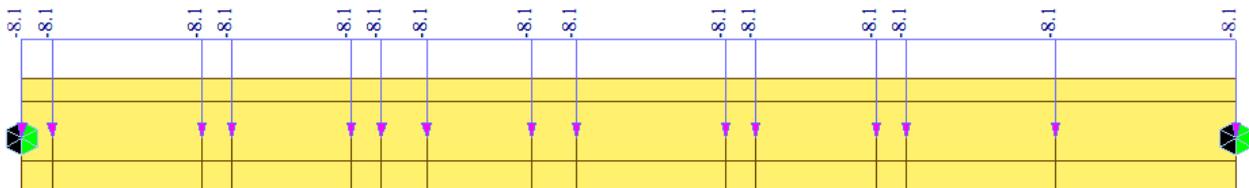


Figura 3 – ACC1: Carico da traffico distribuito [9 kN/m²]

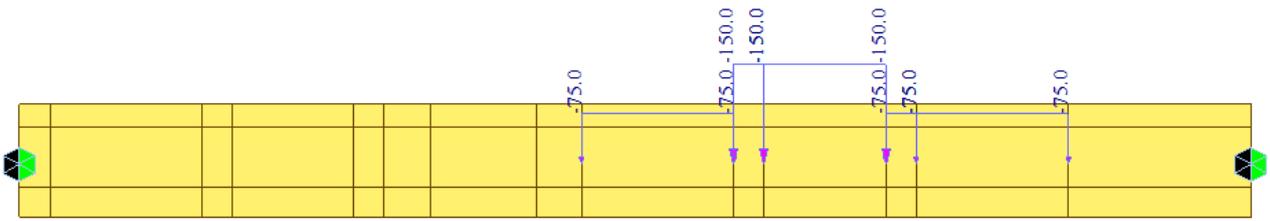


Figura 4 - ACC2: Carico tandem 1 (300 kN su 1.55x1.55m)

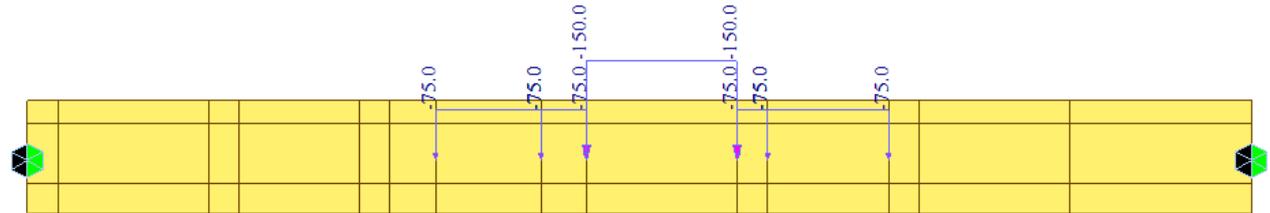


Figura 5 - ACC3: Carico tandem 2 (300 kN su 1.55x1.55m)

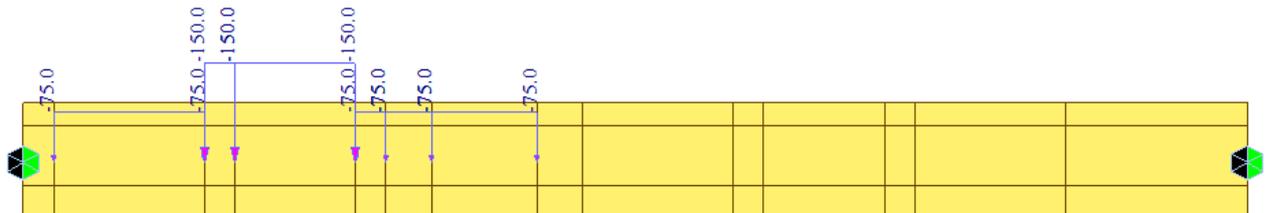


Figura 6 - ACC4: Carico tandem 3 (300 kN su 1.55x1.55m)

### 12.1.3 Verifica impalcato

#### 12.1.3.1 Fase 0

#### 12.1.3.2 Verifica a flessione allo SLU e SLV

Si riporta il confronto tra il momento flettente sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 157) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:

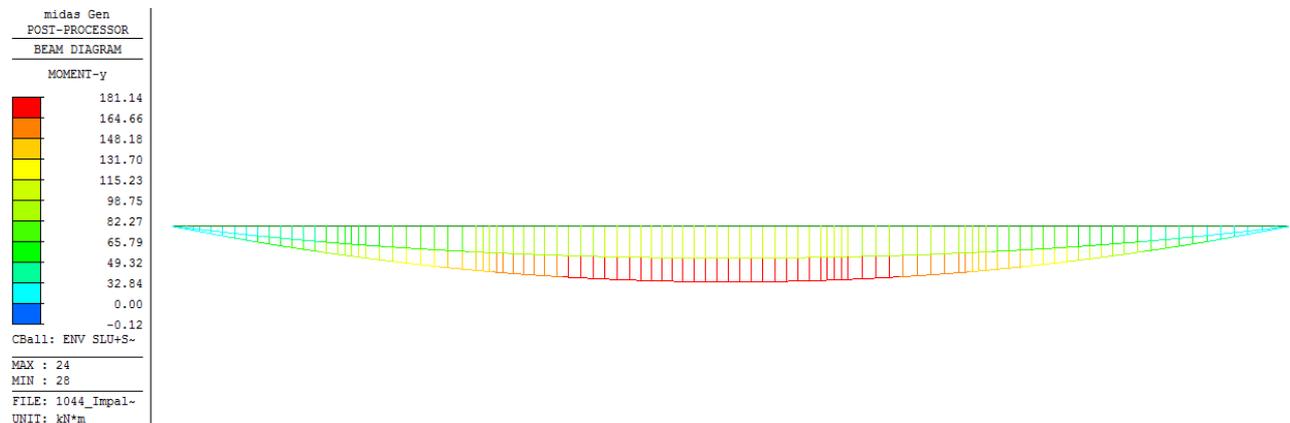
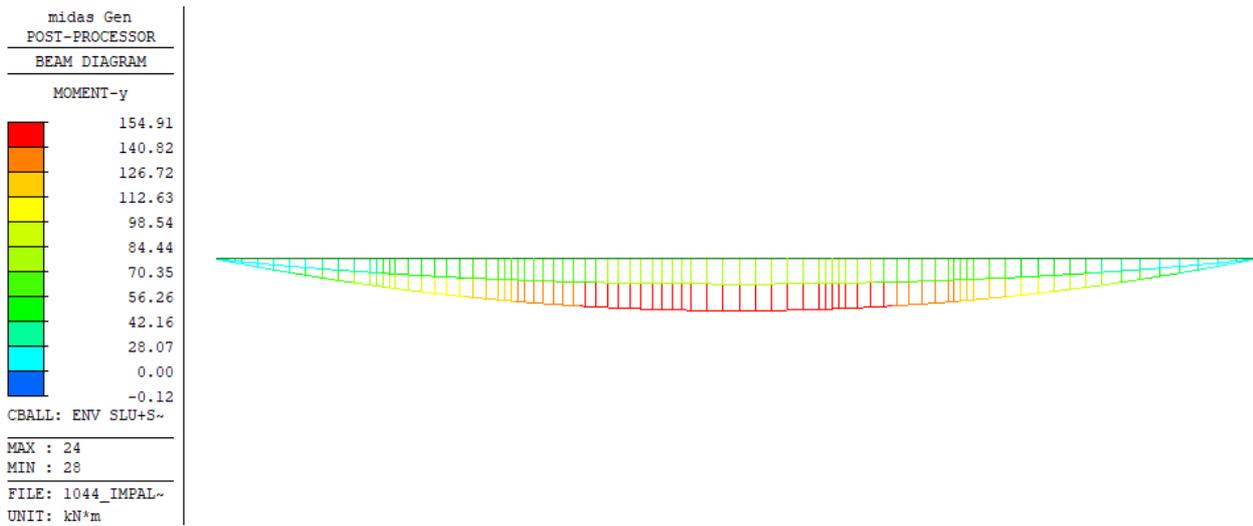


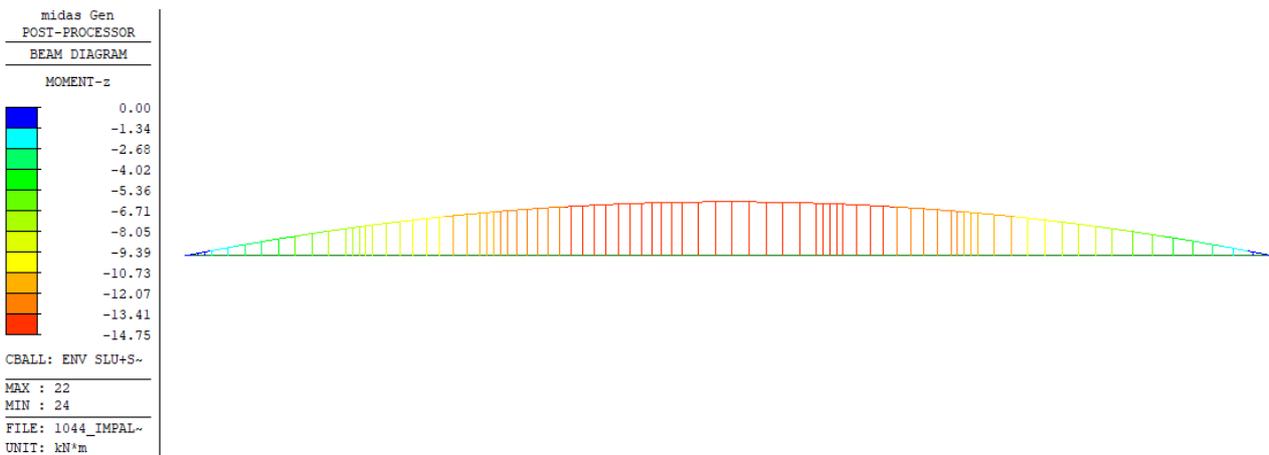
Figura 7 - Relazione D002: Momento flettente sollecitante (involuppo SLU e SLV)



**Figura 8 – Aggiornamento: Momento flettente sollecitante (involuppo SLU e SLV)**

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a 181.14 *kNm* è superiore a 154.91 *kNm* ottenuto con l’aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l’andamento delle sollecitazioni in direzione z, si ottiene:



**Figura 9 – Momento flettente sollecitante Mz (involuppo SLU e SLV)**

Si considera la trave con soletta armata inferiormente con 23 $\phi$ 24 e superiormente con 17 $\phi$ 24 e nervature con 3+3 $\phi$ 12. Di seguito si riportano il dominio di resistenza, il valore del momento resistente ed infine il coefficiente di sicurezza.

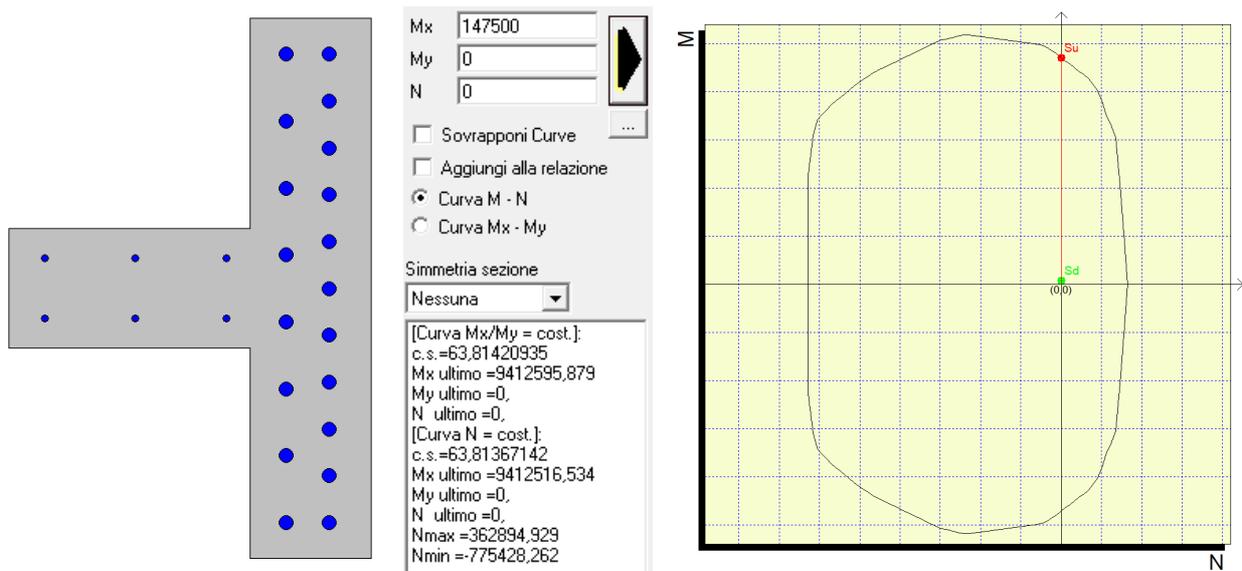


Figura 10 - Calcolo del momento Mz e del dominio resistenti

Il momento resistente è pari a  $941.26 \text{ kNm}$  ed il coefficiente di sicurezza vale  $63.8 > 1$ , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.3.3 Verifica a taglio allo SLU e SLV

Si riporta il confronto tra l'azione di taglio sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 158) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:

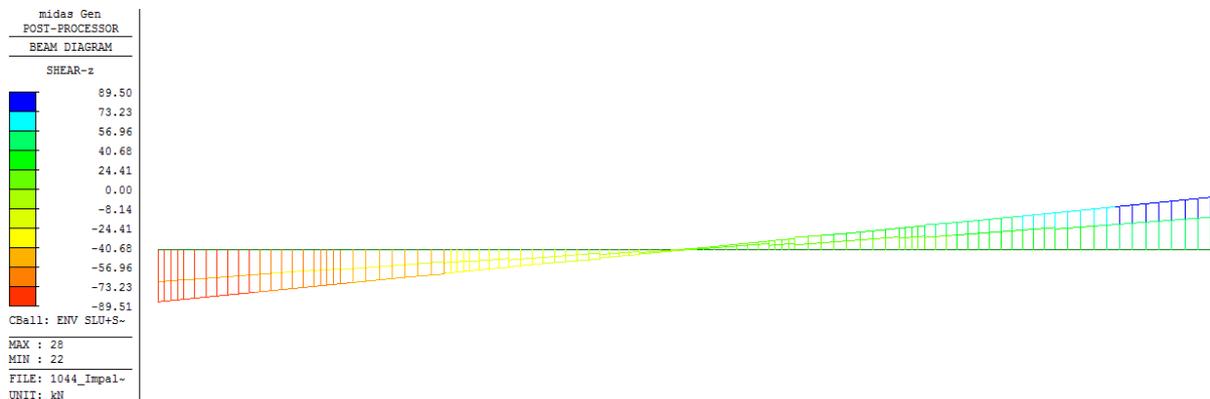


Figura 11 – Relazione D002: Taglio sollecitante (involuppo SLU e SLV)

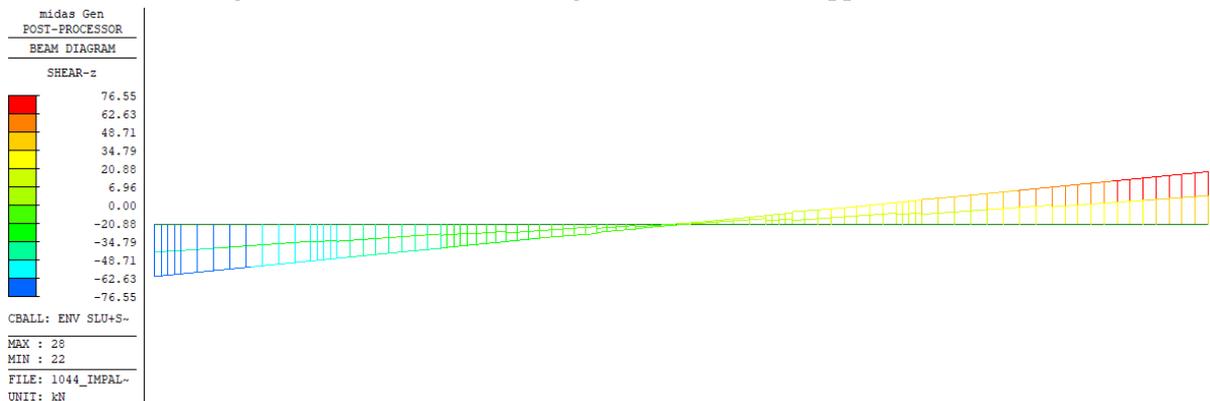


Figura 12 – Aggiornamento: Taglio sollecitante (involuppo SLU e SLV)

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a  $89.51 \text{ kN}$  è superiore a  $76.55 \text{ kN}$  ottenuto con l'aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l'andamento delle sollecitazioni in direzione  $y$ , si ottiene:

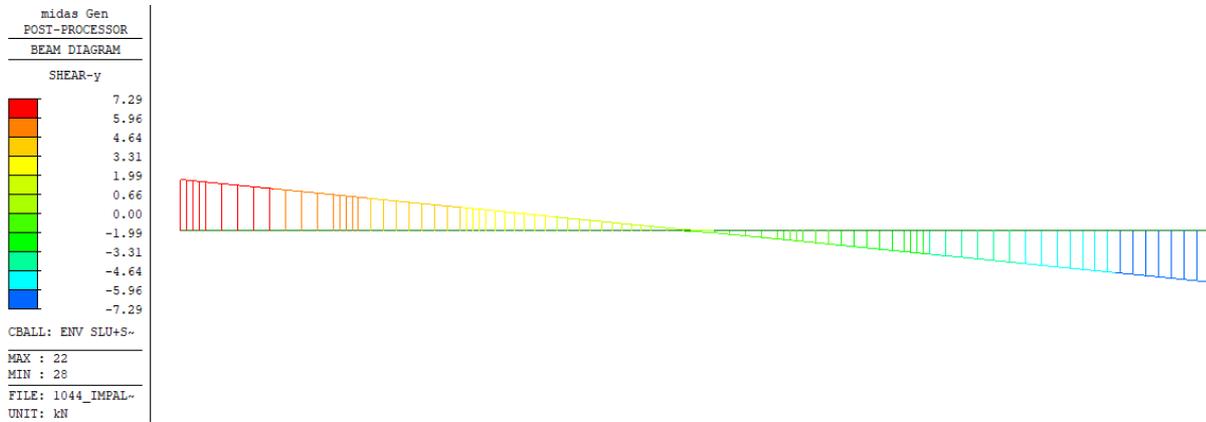


Figura 13 – Taglio sollecitante  $F_y$  (involuppo SLU e SLV)

La verifica a taglio viene svolta considerando resistente la sezione  $200 \times 900 \text{ mm}$ . Il massimo taglio sollecitante si produce nelle sezioni di estremità.

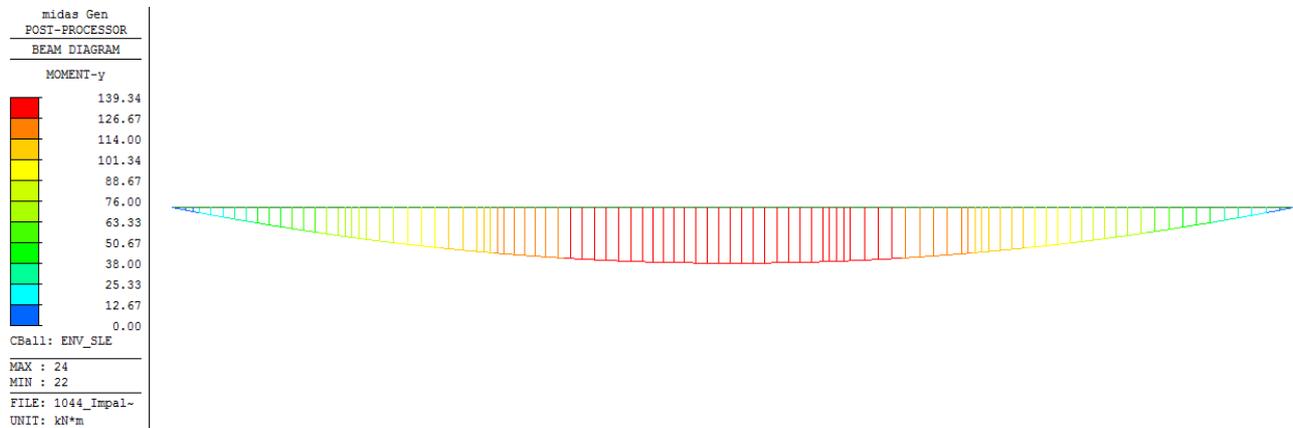
Si ottiene:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	900	mm	<b>Armatura longitudinale in zona tesa</b>
Altezza h =	200	mm	Diametro $\phi$ =
Coprifero $c_o$ =	50	mm	n. di ferri
Altezza utile d =	150	mm	$A_{sl}$ =
			904 mm <sup>2</sup>
			<b>Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)</b>
			Diametro $\phi$ =
			n. di braccia
			$A_{sw}$ =
			157 mm <sup>2</sup>
			passo s =
			100 mm
			<b>Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)</b>
			Diametro $\phi$ =
			n. di ferri
			$A_{sw,ferri}$ =
			0 mm <sup>2</sup>
			passo s =
			100 mm
			inclinazione ferri $\alpha$ =
			45 °
Sollecitazioni			
$V_{Ed}$ =	8	kN	
$N_{Ed}$ =	0	kN (>0 se di traz.)	
Verifica puntone compresso			
<b>Taglio max resistente</b>	<b>622 kN</b>		
Verifica senza armatura a taglio		Verifiche con staffe a 90°	
<i>Parametri</i>		<i>Parametri</i>	
k =	2.00	$v_1$ =	0.52
$k_1$ =	0.15	$\alpha_{cw}$ =	1.00
$C_{Rd,c}$ =	0.12	$\theta$ =	21.8 °
$\rho_l$ =	0.007	$\cot(\theta)$ =	2.5
$\sigma_{cp}$ =	0.000 Mpa	$V_{Rd,s}$ =	207 kN
$V_{min}$ =	0.586 Mpa	$V_{Rd,max}$ =	622 kN
<b>Taglio max <math>V_{Rd,c}</math> =</b>	<b>93 kN</b>	<b>Taglio max <math>V_{Rd,w}</math> =</b>	<b>207 kN</b>
<b>Verifica:</b>	<b>SODDISFATTA</b>	<b>Verifica:</b>	<b>SODDISFATTA</b>
<b>c.s. =</b>	<b>11.59</b>	<b>c.s. =</b>	<b>25.93</b>

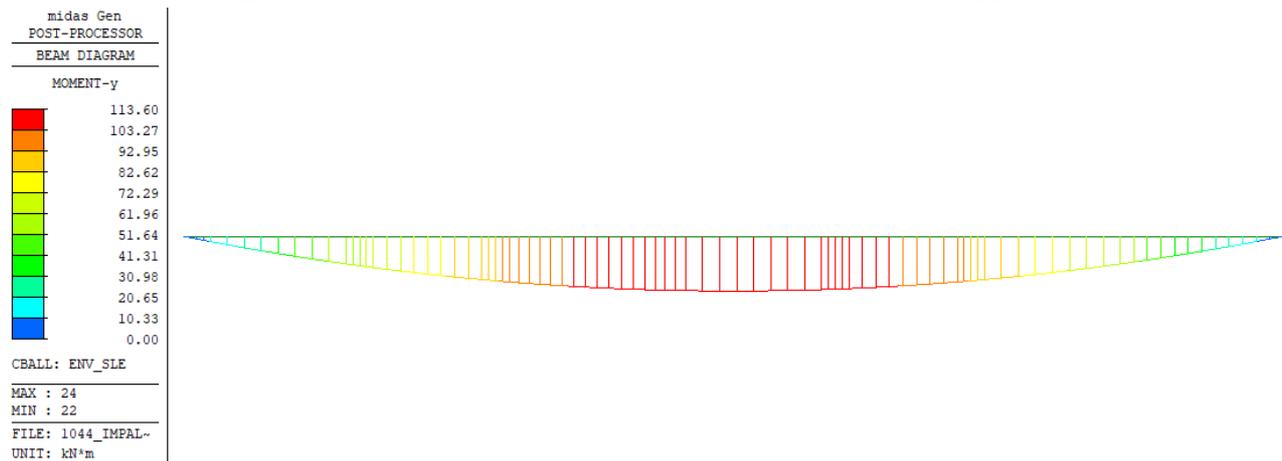
Il taglio resistente è pari a 415 kN > 7.3 kN, dunque la verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.3.4 Verifica delle tensioni di esercizio agli SLE

Si riporta il confronto tra il momento flettente sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 159) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:



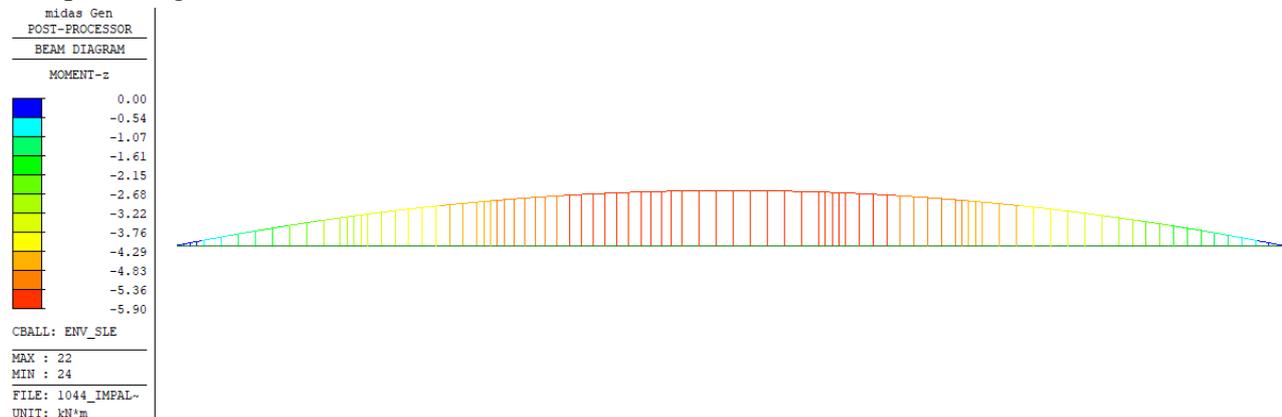
**Figura 14 – Relazione D002: Momento flettente sollecitante (involuppo SLE)**



**Figura 15 – Aggiornamento: Momento flettente sollecitante (involuppo SLE)**

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a  $139.34 \text{ kNm}$  è superiore a  $113.60 \text{ kNm}$  ottenuto con l'aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l'andamento delle sollecitazioni in direzione z, si ottiene:



**Figura 16 – Momento flettente sollecitante Mz (involuppo SLE)**

Si ottiene:

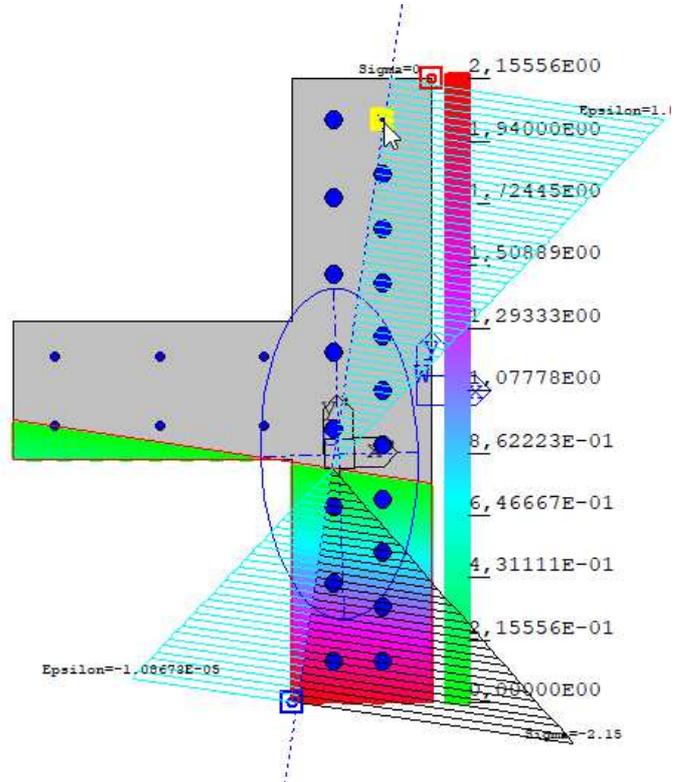
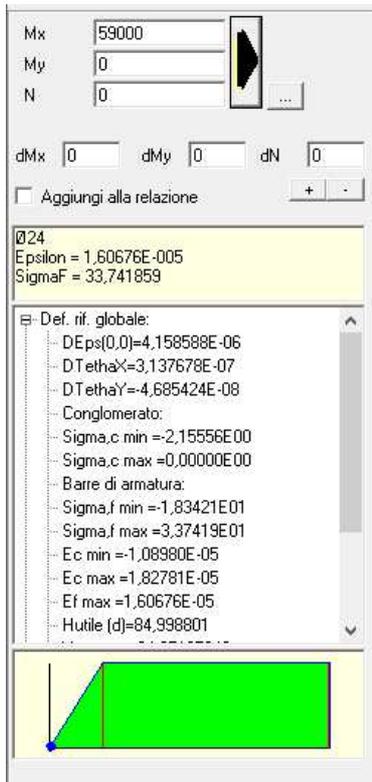


Figura 17 – Tensioni nell'acciaio:  $\sigma_{s,max} = 3.37 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$

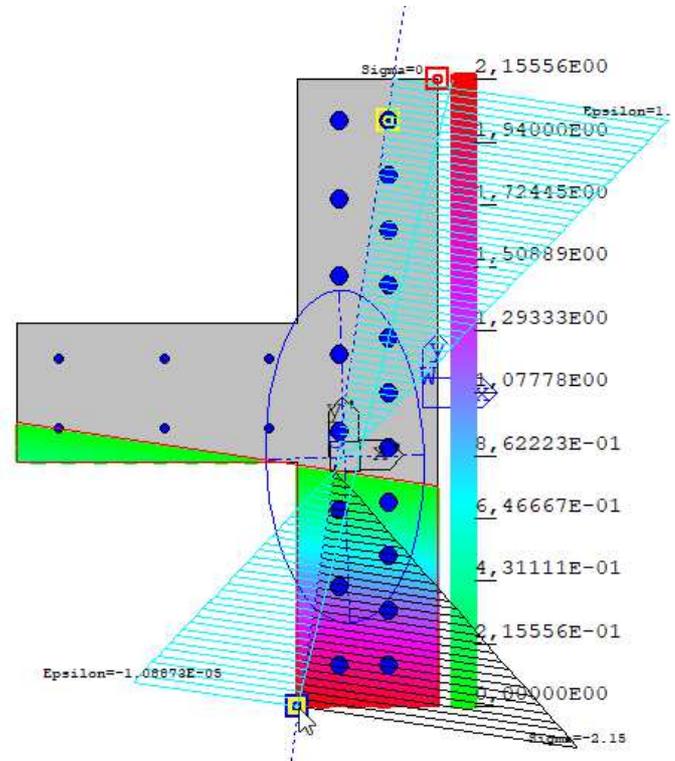
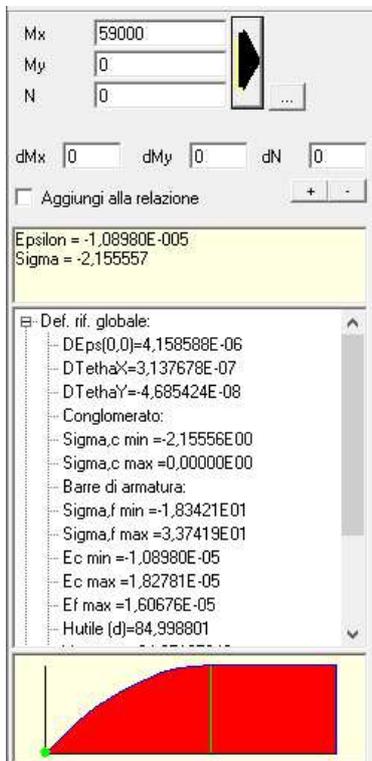


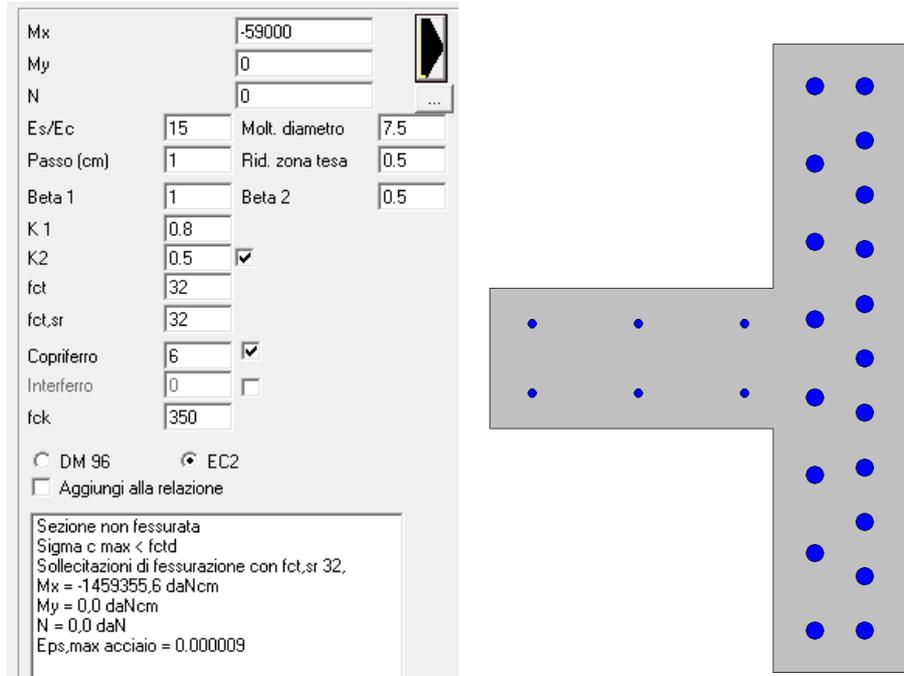
Figura 18 - Tensioni nel calcestruzzo:  $\sigma_{c,max} = 2.16 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$

La verifica è quindi soddisfatta.

### 12.1.3.5 Verifica a fessurazione agli SLE

Poiché i momenti flettenti sollecitanti contenuti nella relazione D002 sono superiori a quanto ottenuto a seguito dell'aggiornamento, la verifica a fessurazione si può considerare soddisfatta.

Per quanto riguarda la sollecitazione in direzione z, si ottiene:

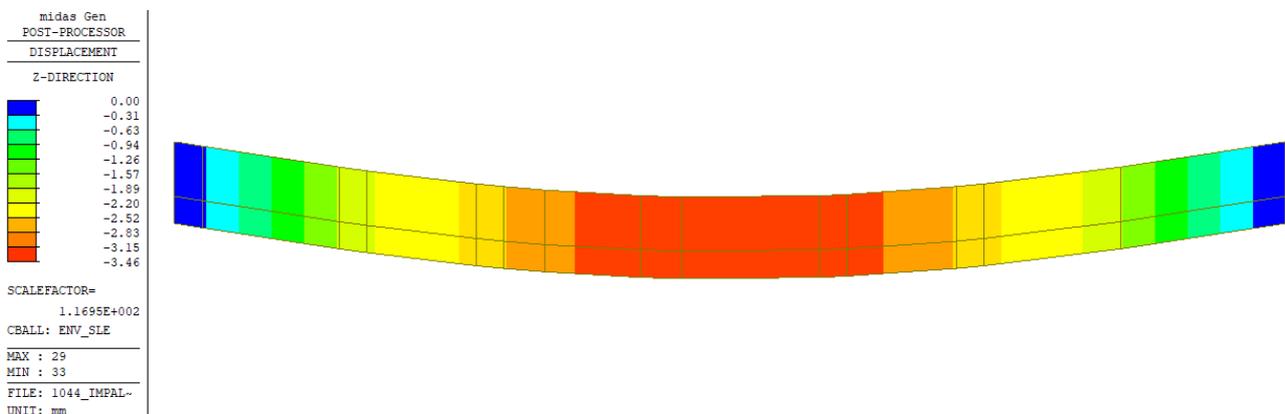


**Figura 19 - Calcolo della fessurazione in direzione z**

Poiché non si produce fessurazione, la verifica è soddisfatta.

### 12.1.3.6 Verifica a deformazione agli SLE

Si riporta l'andamento degli spostamenti in direzione verticale:



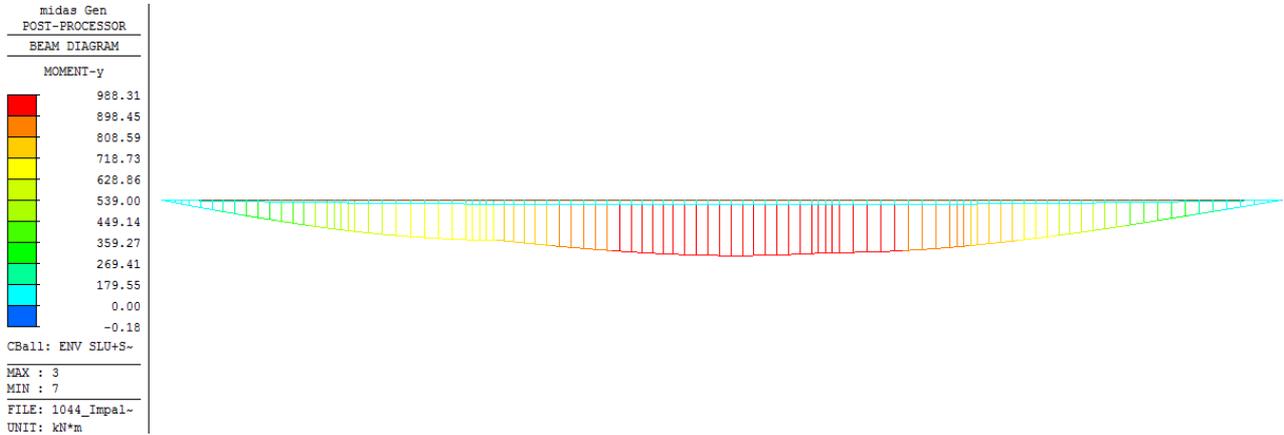
**Figura 20 – Aggiornamento: Deformata**

Poiché il rapporto  $L/f = 8100/3.46 = 2341 > 500$ , la verifica è soddisfatta.

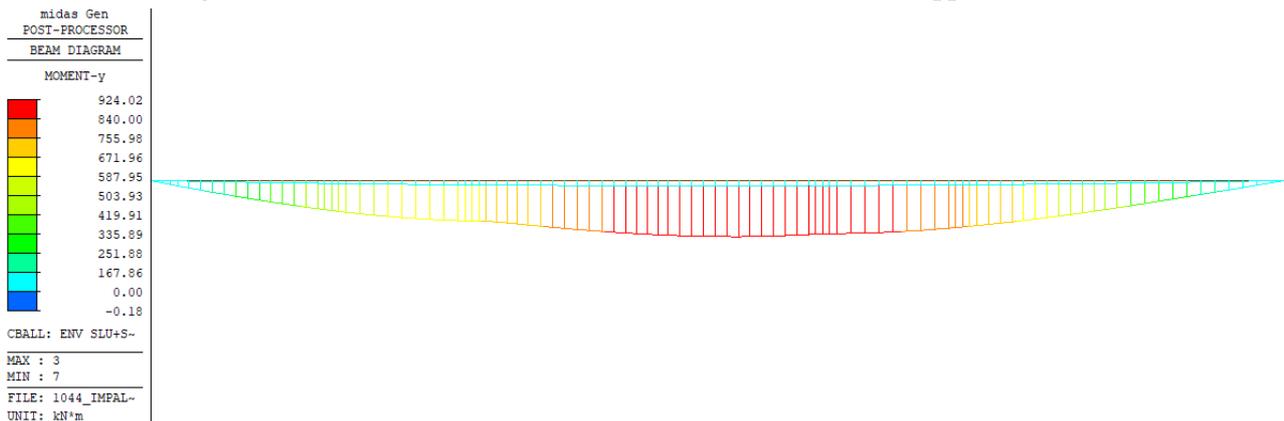
**12.1.3.7 Fase 1**

**12.1.3.8 Verifica a flessione agli SLU**

Si riporta il confronto tra il momento flettente sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 163) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:



**Figura 21 – Relazione D002: Momento flettente sollecitante (involuppo SLU e SLV)**



**Figura 22 – Aggiornamento: Momento flettente sollecitante (involuppo SLU e SLV)**

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a 988.31 *kNm* è superiore a 924.02 *kNm* ottenuto con l'aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l'andamento delle sollecitazioni in direzione z, si ottiene:



**Figura 23 – Momento flettente sollecitante Mz (involuppo SLU e SLV)**

Si considera la trave con soletta armata inferiormente con  $23\phi 24$  e superiormente con  $17\phi 24$  e nervature con  $3+3\phi 12$ . Di seguito si riportano il dominio di resistenza, il valore del momento resistente ed infine il coefficiente di sicurezza.

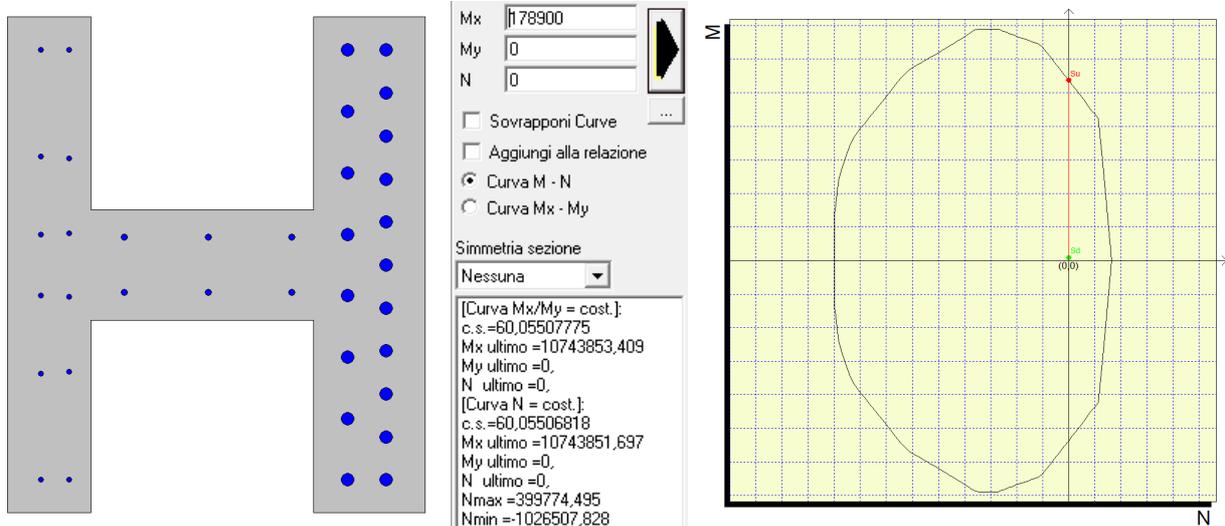


Figura 24 - Calcolo del momento  $M_z$  e del dominio resistenti

Il momento resistente è pari a  $1074.39 \text{ kNm}$  ed il coefficiente di sicurezza vale  $60.1 > 1$ , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.3.9 Verifica a taglio

Si riporta il confronto tra l'azione di taglio sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 164) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:

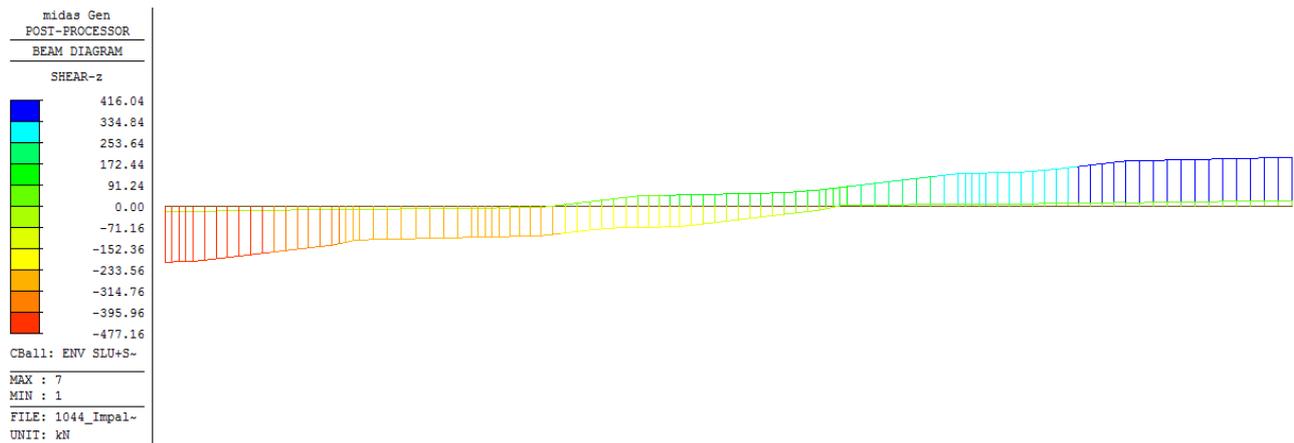
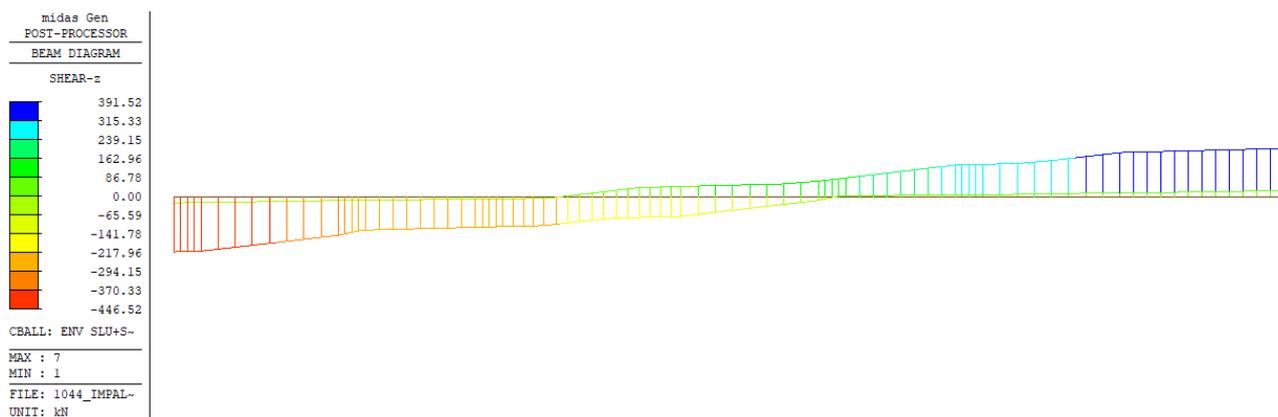


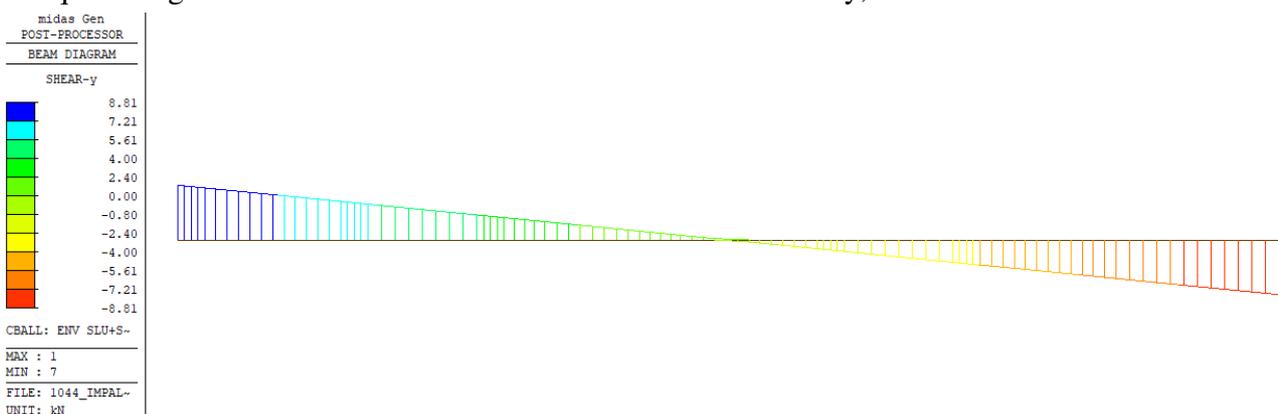
Figura 25 – Relazione D002: Taglio sollecitante (involuppo SLU e SLV)



**Figura 26 – Aggiornamento: Taglio sollecitante (involuppo SLU e SLV)**

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a  $477.16 \text{ kN}$  è superiore a  $446.52 \text{ kN}$  ottenuto con l'aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l'andamento delle sollecitazioni in direzione y, si ottiene:



**Figura 27 – Taglio sollecitante Fy (involuppo SLU e SLV)**

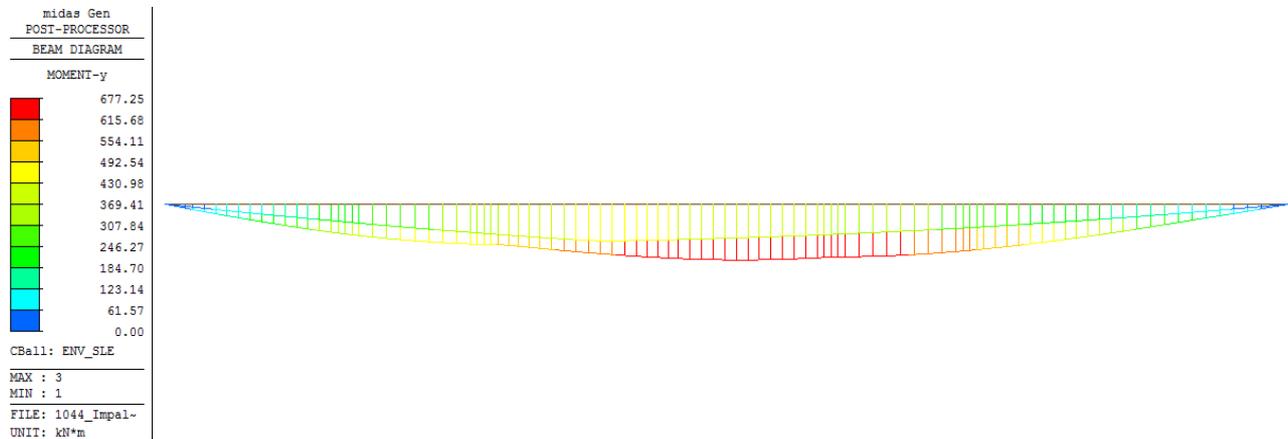
La verifica a taglio viene svolta considerando resistente una sezione globale  $350 \times 900 \text{ mm}$ . Il massimo taglio sollecitante si produce nelle sezioni di estremità. Si ottiene:

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO EC2 1992-1-1:2005			
Caratteristiche geometriche			
Base b =	900	mm	<b>Armatura longitudinale in zona tesa</b>
Altezza h =	350	mm	Diametro $\phi$ =
Coprifero $c_o$ =	50	mm	n. di ferri
Altezza utile d =	300	mm	$A_{sI}$ =
			1809 mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			<b>Armatura trasversale a taglio (staffe a 90°)</b>
$f_{ck}$ =	35.00	Mpa	Diametro $\phi$ =
$f_{cd}$ =	19.83	Mpa	n. di braccia
$f_{ctk}$ =	2.25	Mpa	$A_{sw}$ =
$f_{ctd}$ =	1.50	Mpa	passo s =
$f_{yk}$ =	450	Mpa	100 mm
$f_{ywd}$ =	391.30	Mpa	<b>Armatura trasversale a taglio (ferri piegati)</b>
$\gamma_c$ =	1.50		Diametro $\phi$ =
$\gamma_s$ =	1.15		n. di ferri
			$A_{sw,ferri}$ =
			passo s =
			100 mm
			inclinazione ferri $\alpha$ =
			45 °
Sollecitazioni			
$V_{Ed}$ =	9	kN	
$N_{Ed}$ =	0	kN (>0 se di traz.)	
Verifica puntone compresso			
<b>Taglio max resistente</b>	<b>1243 kN</b>		
Verifica senza armatura a taglio	Verifiche con staffe a 90°		
<i>Parametri</i>			<i>Parametri</i>
k =	1.82		$v_1$ =
$k_1$ =	0.15		$\alpha_{cw}$ =
$C_{Rd,c}$ =	0.12		$\theta$ =
$\rho_l$ =	0.007		$\cot(\theta)$ =
$\sigma_{cp}$ =	0.000	Mpa	$V_{Rd,s}$ =
$v_{min}$ =	0.507	Mpa	$V_{Rd,max}$ =
<b>Taglio max <math>V_{Rd,c}</math> =</b>	<b>168 kN</b>		830 kN
<b>Verifica:</b>	<b>SODDISFATTA</b>		<b>SODDISFATTA</b>
<b>c.s. =</b>	<b>18.72</b>		<b>92.21</b>

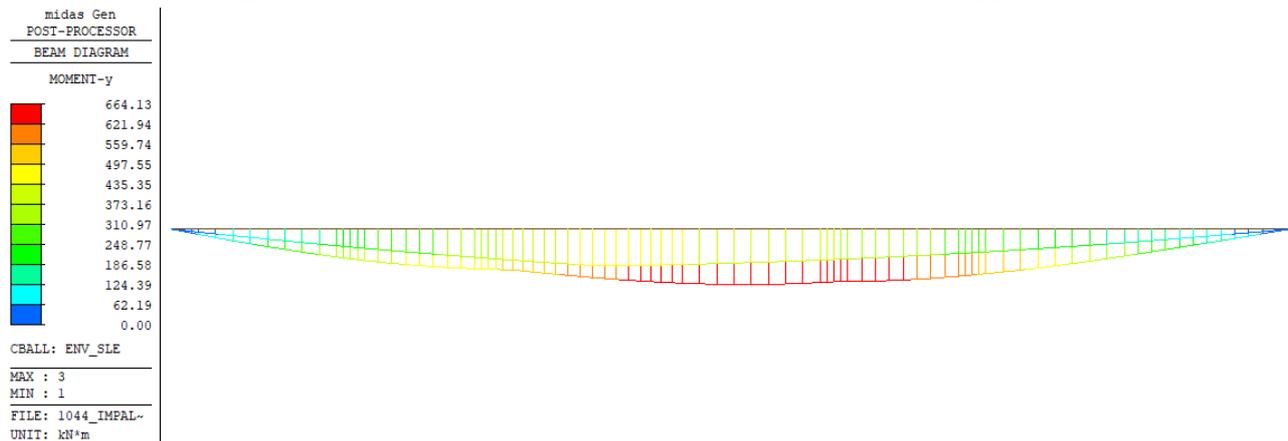
Il taglio resistente è pari a 830 kN > 8.8 kN, dunque la verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.3.10 Verifica delle tensioni agli SLE

Si riporta il confronto tra il momento flettente sollecitante contenuto nella relazione D002 (pag. 166) e le nuove sollecitazioni dovute all'aggiornamento dei coefficienti (Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI del D.M.14.01.2008) e delle condizioni di carico:



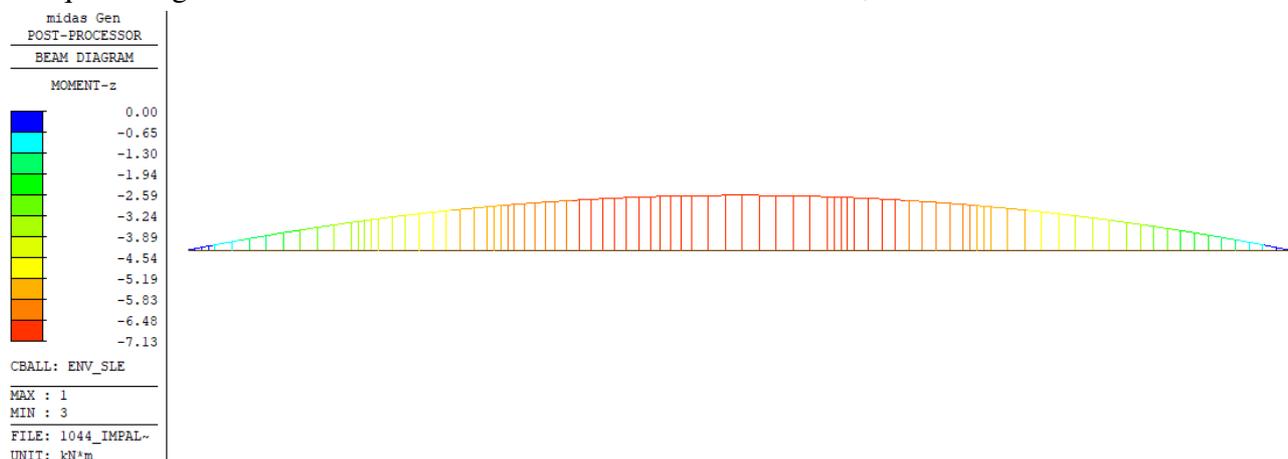
**Figura 28 – Relazione D002: Momento flettente sollecitante (inviluppo SLE)**



**Figura 29 – Aggiornamento: Momento flettente sollecitante (inviluppo SLE)**

Poiché il momento sollecitante contenuto nella relazione D002 pari a  $677325 \text{ kNm}$  è superiore a  $664.13 \text{ kNm}$  ottenuto con l'aggiornamento, la verifica risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda l'andamento delle sollecitazioni in direzione z, si ottiene:



**Figura 30 – Momento flettente sollecitante Mz (inviluppo SLE)**

Si ottiene:

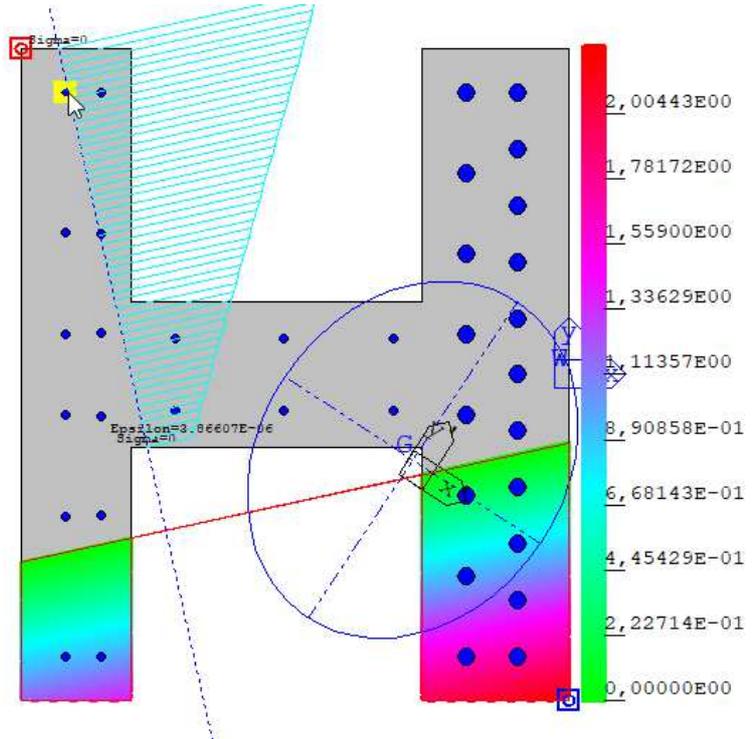


Figura 31 – Tensioni nell'acciaio:  $\sigma_{s,max} = 4.24 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$

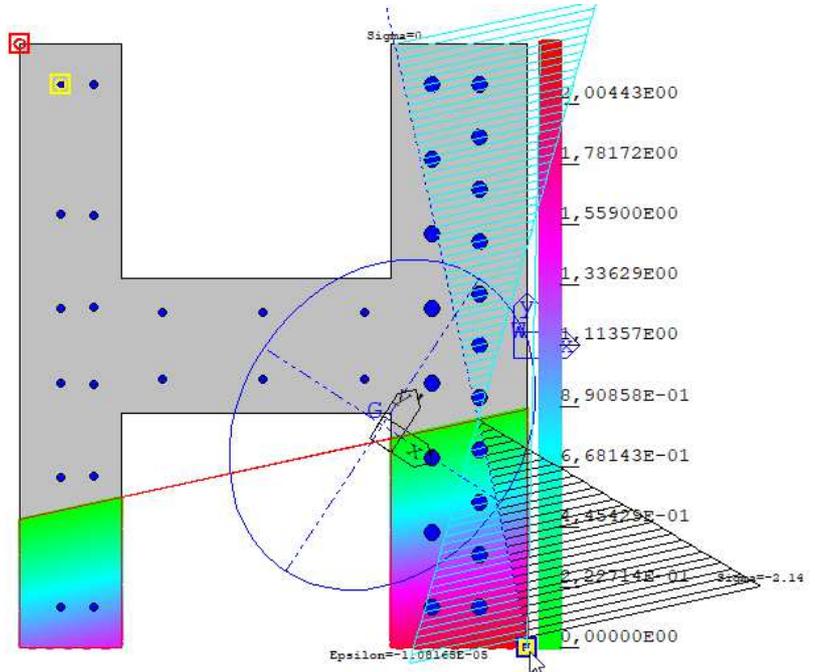


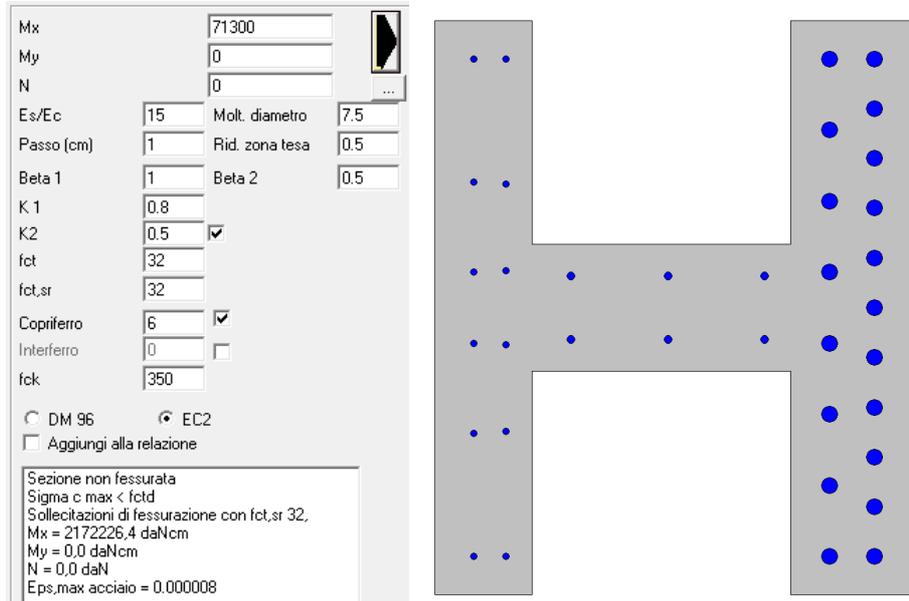
Figura 32 - Tensioni nel calcestruzzo:  $\sigma_{c,max} = 2.23 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa}$

La verifica è quindi soddisfatta.

**Verifica a fessurazione agli SLE**

Poiché i momenti flettenti sollecitanti contenuti nella relazione D002 sono superiori a quanto ottenuto a seguito dell'aggiornamento, la verifica a fessurazione si può considerare soddisfatta.

Per quanto riguarda la sollecitazione in direzione z, si ottiene:

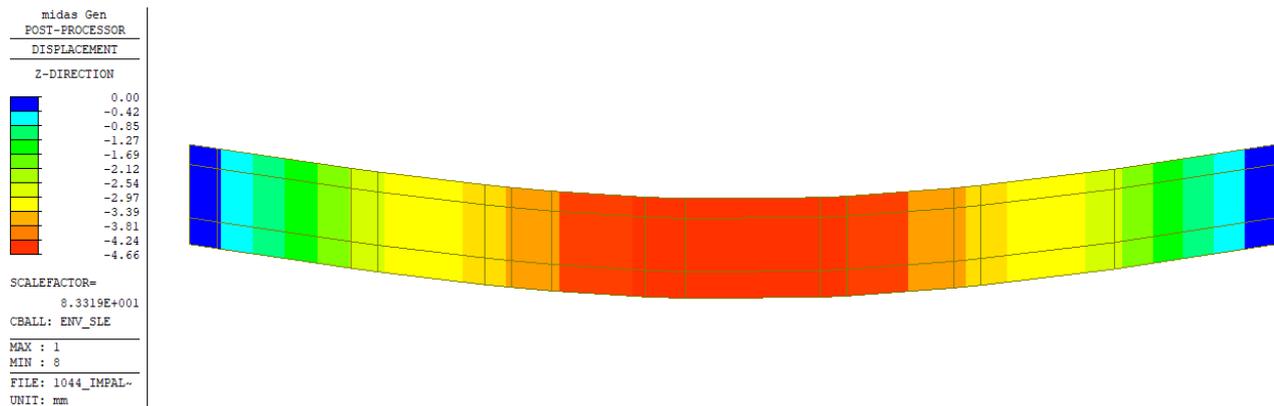


**Figura 33 - Calcolo della fessurazione in direzione z**

Poiché non si produce fessurazione, la verifica è soddisfatta.

**12.1.3.11 Verifica a deformazione agli SLE**

Si riporta l'andamento degli spostamenti in direzione verticale:



**Figura 34 - Deformata**

Poiché il rapporto  $L/f = 8100/4.66 = 1738 > 250$ , la verifica è soddisfatta.

Includendo gli effetti della viscosità si ottiene la freccia a tempo infinito:

$$f_{tot,\infty} = 3.3f_{tot} = 15.38 \text{ mm} \rightarrow L/f = 526 > 250$$

La verifica è soddisfatta.



## GEOMETRIA SCATOLARE

Nell'analisi strutturale lo scatolare è stato schematizzato con elementi SHELL. Il terreno è stato definito con comportamento lineare mediante una costante di Winkler  $K_w = 5000 \text{ t/m}^3$ .

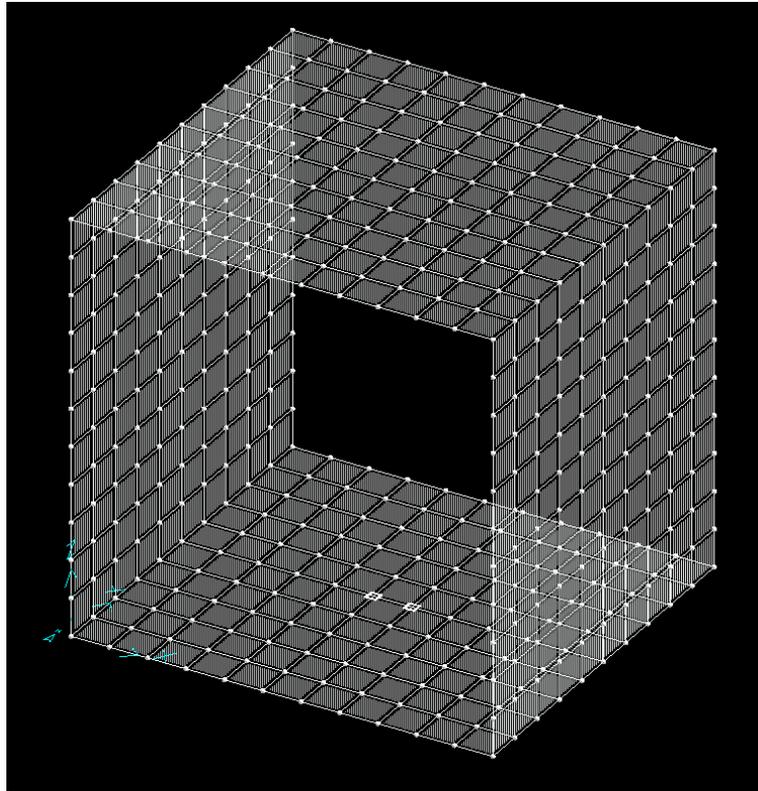


Figura 37: Modello ad elementi finiti utilizzato per l'analisi strutturale

## ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati sono i seguenti:

- Peso proprio strutturale con riferimento ad una densità del materiale pari a  $2.50 \text{ t/m}^3$ ;
- Ricoprimento: valutato con riferimento ad uno spessore del terreno pari a  $0.95 \text{ m}$  e una soletta di ripartizione di  $0.20 \text{ m}$  per un carico complessivo di  $p = 0.95 * 1.95 + 0.20 * 2.50 = 2.40 \text{ t/m}^2$ ;
- Carichi mobili: è stata considerata una pressione al di sopra dello scatolare di  $4.00 \text{ t/m}^2$ ;
- Pressioni laterali: valutate con riferimento a
  - $\gamma = 1.95 \text{ t/m}^3$  densità del terreno
  - $\phi = 33^\circ$  angolo d'attrito interno del terreno
  - $c = 0.00 \text{ t/m}^2$  coesione
  - $k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.455$  coefficiente di spinta a riposo

## DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni per le combinazioni allo SLU e allo SLE (combinazione frequente).

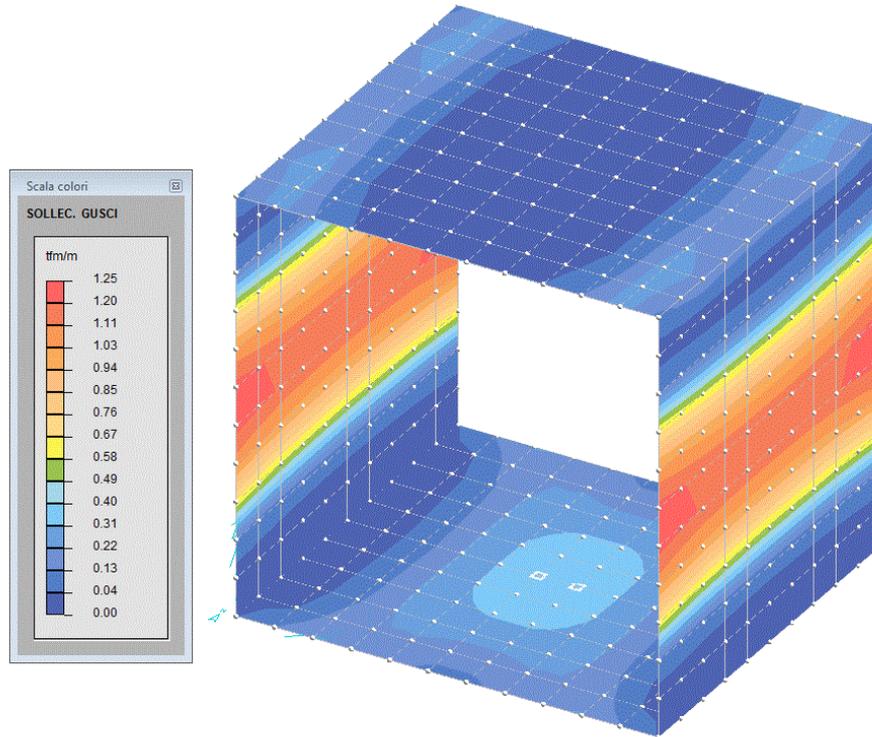


Figura 38: Modello ad elementi: SLU – Mxx,inf

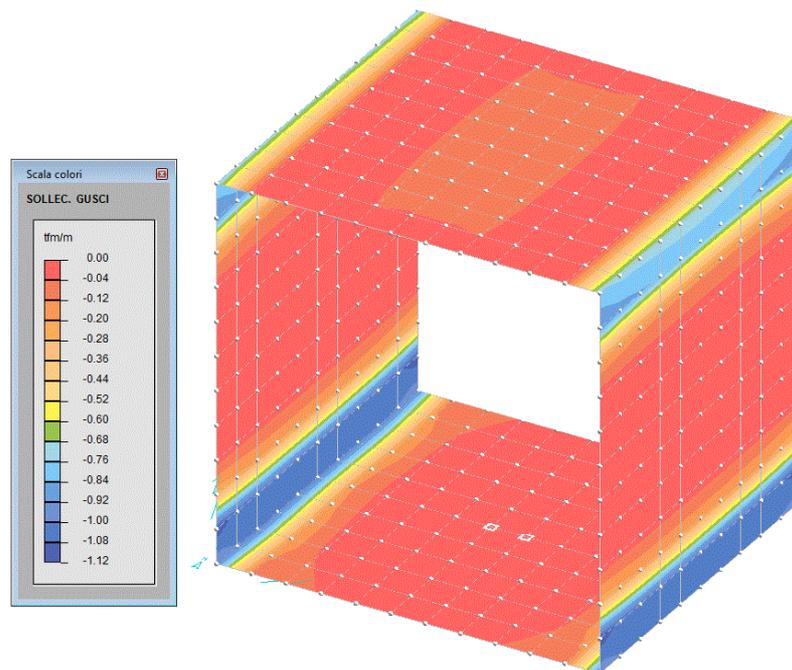


Figura 39: Modello ad elementi: SLU – Mxx,sup

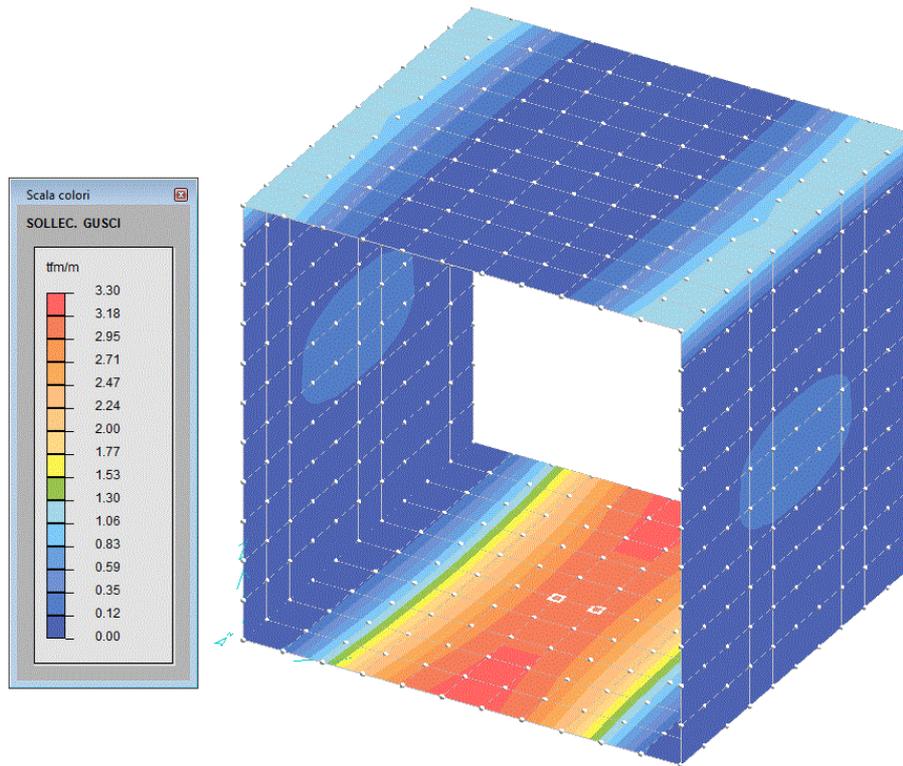


Figura 40: Modello ad elementi: SLU – Myy,inf

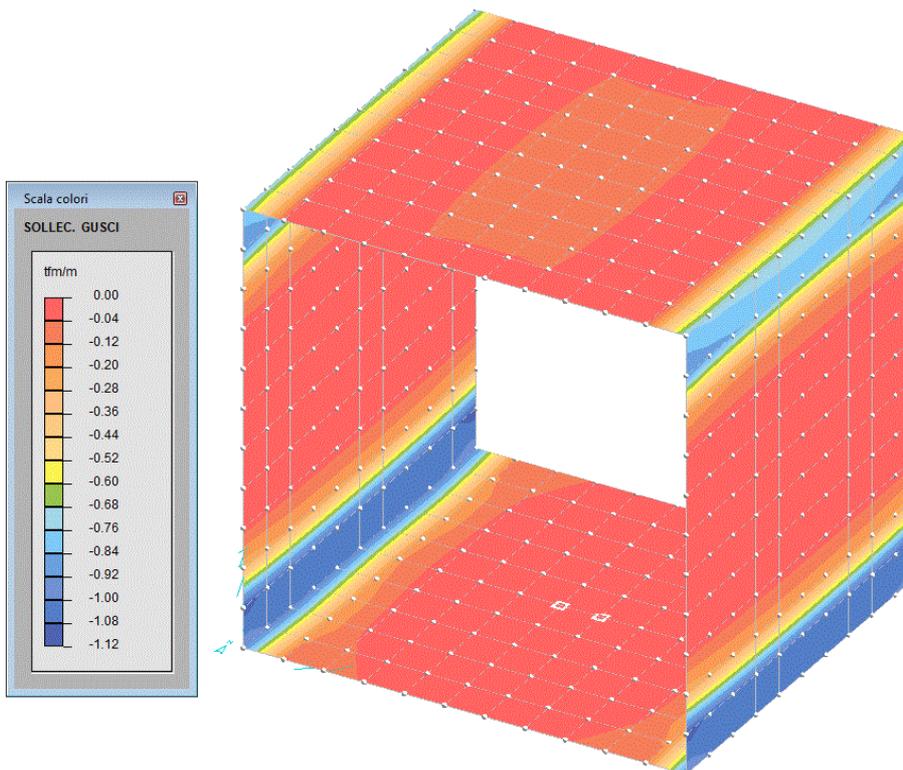


Figura 41: Modello ad elementi: SLU – Myy,sup

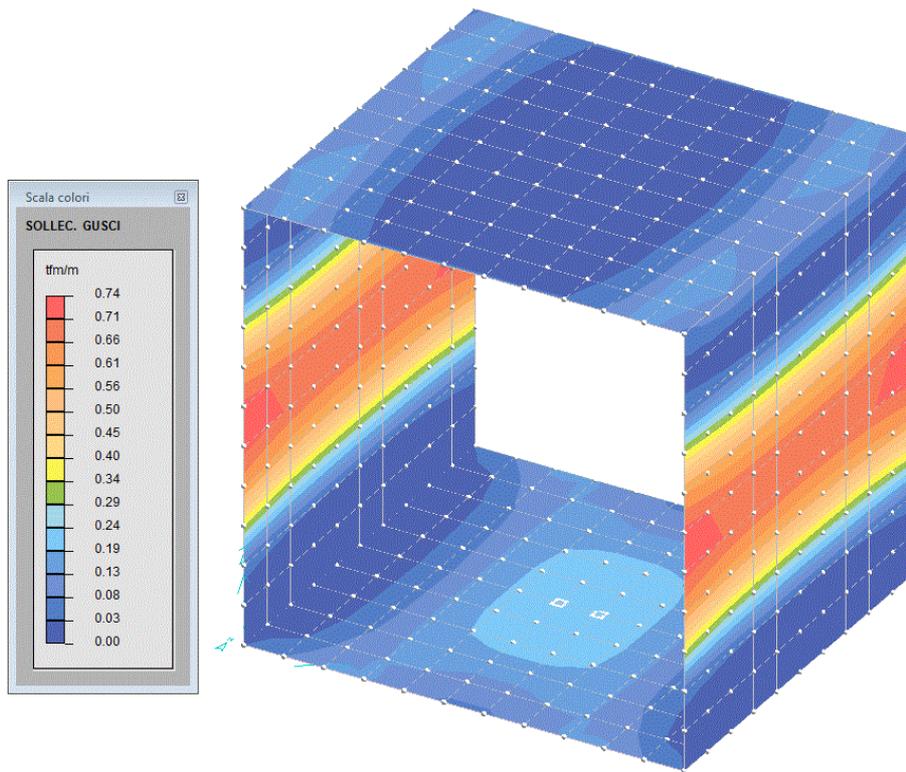


Figura 42: Modello ad elementi: SLE – Mxx,inf

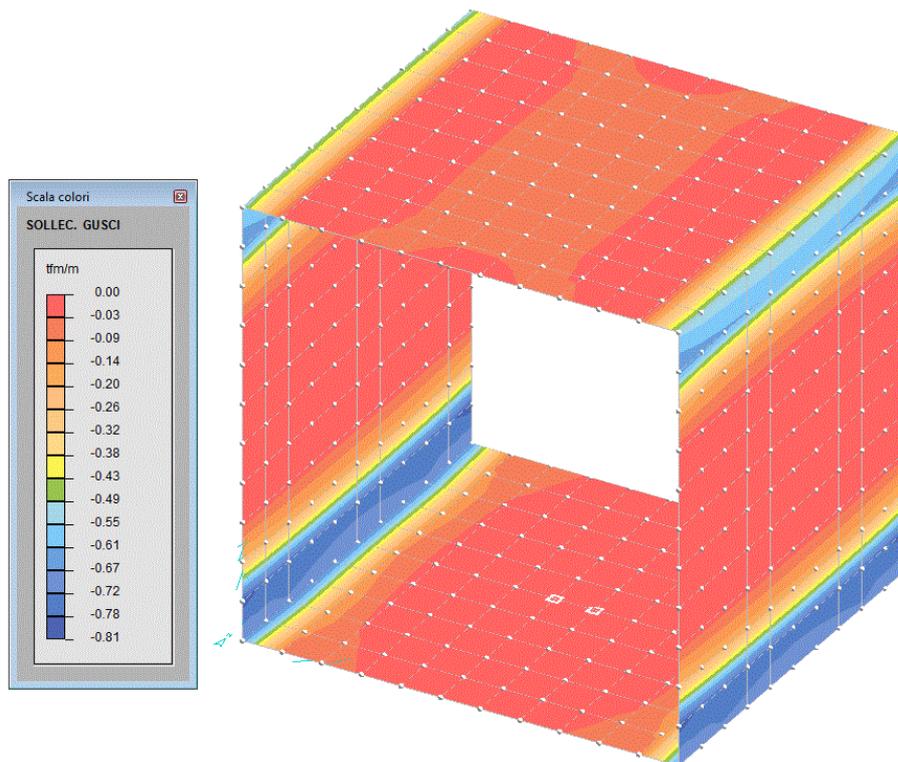


Figura 43: Modello ad elementi: SLE – Mxx,sup

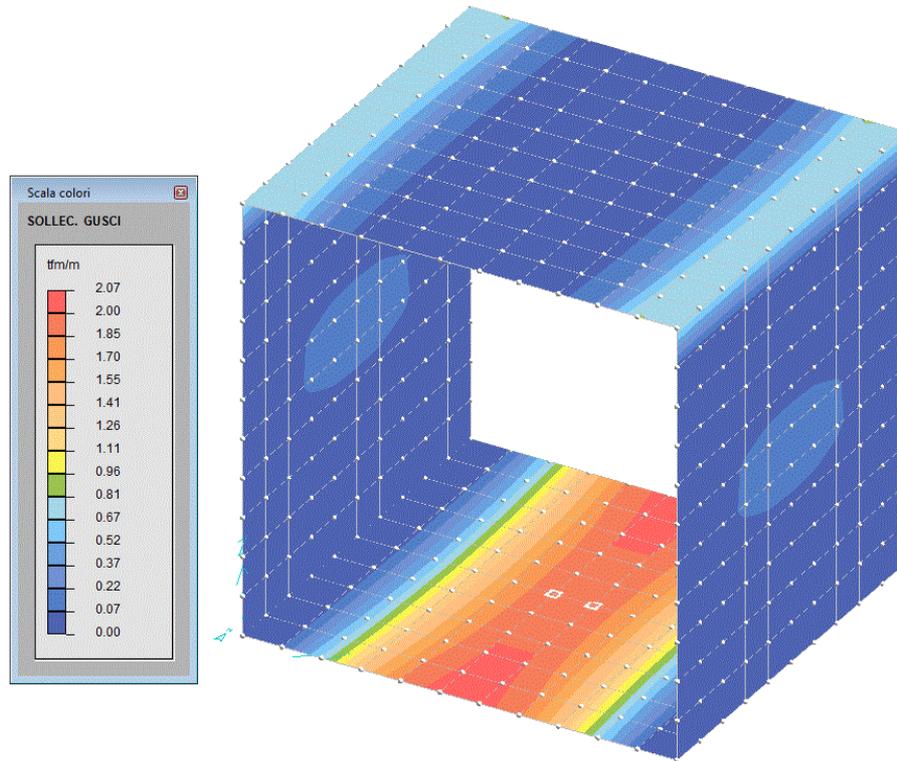


Figura 44: Modello ad elementi: SLE – Myy,inf

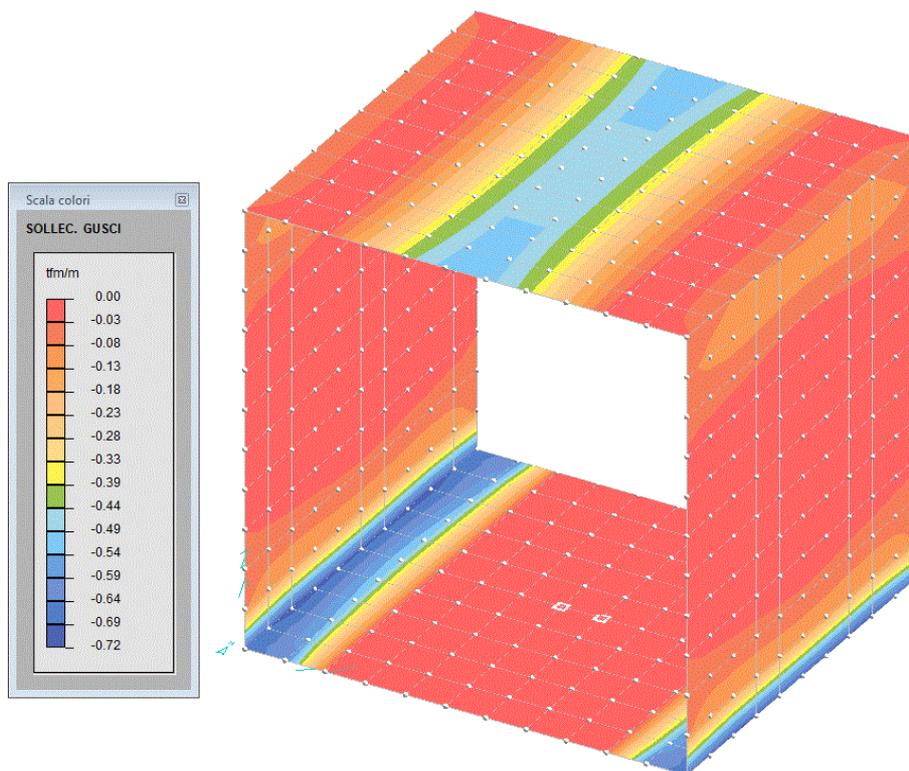


Figura 45: Modello ad elementi: SLE – Myy,sup

### VERIFICHE DI SEZIONE

Si riportano nel seguito le verifiche per le sezioni maggiormente sollecitate. Per quanto concerne le verifiche a fessurazione queste verranno condotte con riferimento ad una classe di esposizione ambientale XS3 (ambiente molto aggressivo – strutture esposte alle onde oppure alla marea), che prevedere un'apertura delle fessure < 0.20 mm.

#### Verifiche soletta superiore - SLU

Sezione	M <sub>SLU</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	η
Appoggio	2.60	1φ12/10	1φ12/10	2.24
Campata	3.40	1φ12/10	1φ12/10	1.72

#### Verifiche soletta superiore - SLE

Sezione	M <sub>SLE</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	w <sub>d</sub> [mm]
Appoggio	1.67	1φ12/10	1φ12/10	0.000
Campata	2.10	1φ12/10	1φ12/10	0.098

#### Verifiche parete laterale - SLU

Sezione	M <sub>SLU</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	η
Appoggio superiore	2.74	1φ12/10	1φ12/10	2.14
Campata	1.31	1φ12/10	1φ12/10	4.47
Appoggio inferiore	2.97	1φ12/10	1φ12/10	1.97

#### Verifiche parete laterale - SLE

Sezione	M <sub>SLE</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	w <sub>d</sub> [mm]
Appoggio superiore	1.74	1φ12/10	1φ12/10	0.072
Campata	0.74	1φ12/10	1φ12/10	0.000
Appoggio inferiore	1.93	1φ12/10	1φ12/10	0.093

#### Verifiche soletta di fondazione - SLU

Sezione	M <sub>SLU</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	η
Appoggio	2.81	1φ12/10	1φ12/10	2.08
Campata	3.45	1φ12/10	1φ12/10	1.70

#### Verifiche soletta di fondazione - SLE

Sezione	M <sub>SLE</sub> [tm]	A <sub>t</sub>	A <sub>c</sub>	w <sub>d</sub> [mm]
Appoggio	1.83	1φ12/10	1φ12/10	0.082
Campata	2.17	1φ12/10	1φ12/10	0.105

Verifica a taglio per la soletta superiore

$$V_{Ed} = 10.17 \text{ t}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] * b_w * d = 10.39 \text{ t}$$

$$k = 1 + (200/d)^{(1/2)} = 2.22 \quad \Rightarrow > 2.00$$

$$d = 18.0 - 4.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$A_{sl} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) = 8.433E-3$$

$$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50$$

Verifica a taglio per la soletta inferiore

$$V_{Ed} = 8.90 \text{ t}$$

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] * b_w * d = 10.39 \text{ t}$$

$$k = 1 + (200/d)^{(1/2)} = 2.22 \quad \Rightarrow > 2.00$$

$$d = 18.0 - 4.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$A_{sl} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) = 8.433E-3$$

$$f_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50$$