




Anas S.p.A. – Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane  
 Società con socio unico soggetta all'attività di direzione e  
 coordinamento di Ferrovie dello Stato Italiane S.p.A. e  
 concessionaria ai sensi del D.L. 138/2002 (convertito con  
 L. 178/2002)

Struttura Territoriale Emilia Romagna  
 Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970  
 Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir.

## PROGETTO DEFINITIVO

<b>PROGETTISTI:</b> <b>FRANCHETTI S.P.A.</b> Direttore Tecnico: <b>Ing. Paolo Franchetti</b>		<b>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</b>   BRIDGE DIAGNOSTICS AND PREDICTIVE MAINTENANCE  <b>Ing. Michele Frizzarin</b> <b>Ing. Francesco Zaccaro</b> <b>Ing. Matteo Nicolodi</b> <b>Ing. Antonio Sbordonì</b>	
<b>IL GEOLOGO</b> <b>Geol. Matteo Scalzotto</b>			
<b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b> <b>Ing. Paolo Franchetti</b>			
<b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b> <b>Ing. Francesco Pisani</b>			
<b>PROTOCOLLO</b>	<b>DATA</b>		

PONTE SU SCOLO LAMA INFERIORE PK 151+650  
 RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO DEL	N. PROG.	P00-VI02-STR-RE01			
<b>240117</b>	<b>8813</b>	<b>CODICE ELAB. P00VI02STRRE01</b>		<b>A</b>	-
<b>A</b>	EMISSIONE	Gennaio 2021	Ing. Nicolodi	Ing. Frizzarin	Ing. Franchetti
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>APPROVATO</b>



Comune di RAVENNA (RA)

Miglioramento del collegamento tra S.S. 16 e S.S. 309 dir

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16  
"Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea".

**RELAZIONE DI CALCOLO PONTE SU SCOLO LAMA  
INFERIORE PK 151+650**



<b>INDICE</b>	
<b>PARTE 1</b>	<b>6</b>
<b>PREMESSA</b>	<b>6</b>
<b>PARTE 2</b>	<b>8</b>
<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>8</b>
<b>PARTE 3</b>	<b>9</b>
<b>MATERIALI</b>	<b>9</b>
CALCESTRUZZO PALI: C25/30	9
CALCESTRUZZO ELEVAZIONE: C32/40	9
ACCIAIO DA C.A.: B450C	10
<b>PARTE 4</b>	<b>11</b>
<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b>	<b>11</b>
<b>PARTE 5</b>	<b>12</b>
<b>MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>12</b>
<b>PARTE 6</b>	<b>14</b>
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>14</b>
1 PESO PROPRIO (CONDIZIONE PP)	14
2 CARICHI PERMANENTI (CONDIZIONE PERM)	14
3 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SP-T-SX E SP-T-DX)	14
4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	14
5 URTO DI VEICOLO IN SVIO (CONDIZIONE AD)	16
6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONI TERM-UNIF E TERM-VAR)	17
7 RITIRO (CONDIZIONE RITIRO)	17
8 AZIONE SISMICA	17
8.1 FORZE D'INERZIA	17
8.2 SPINTA SISMICA TERRENO (CONDIZIONE EX-T-SX)	18
<b>PARTE 7</b>	<b>19</b>
<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>19</b>
<b>PARTE 7</b>	<b>27</b>
<b>CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>27</b>
9 VERIFICHE GEOTECNICHE	27
9.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI	27
9.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	28
10 VERIFICHE STRUTTURALI	31
10.1 VERIFICHE SLU	31
10.2 VERIFICHE SLE	33

<b>PARTE 8</b>	<b>35</b>
<b>VERIFICHE</b>	<b>35</b>
<b>1 PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>35</b>
1.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE	35
1.2 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE	37
1.3 VERIFICHE STRUTTURALI	39
<b>2 PIEDRITTI</b>	<b>42</b>
2.1 VERIFICHE SLU	42
2.2 VERIFICHE SLE	46
<b>3 TRAVI</b>	<b>50</b>
3.1 VERIFICHE SLU	50
3.2 VERIFICHE SLE	53
<b>4 TRASVERSI</b>	<b>55</b>
4.1 VERIFICHE SLU	55
4.2 VERIFICHE SLE	57
<b>5 CORDOLO E SOLETTA</b>	<b>59</b>
5.1 CORDOLO	59
5.2 SOLETTA	61



## PARTE 1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della progettazione definitiva dei lavori di miglioramento del collegamento tra la S.S. 16 "Adriatica" e la S.S. 309 dir "Romea", i quali hanno lo scopo di migliorare il livello di servizio dell'infrastruttura esistente, le condizioni di sicurezza e il *comfort* degli utenti. La presente relazione riguarda la progettazione strutturale del ponte su scolo lama inferiore al km 151+650.

L'opera in esame è costituita da un portale gettato in opera di larghezza e altezza interne pari rispettivamente a 9.0 m e 4.85 m. Lo spessore dei piedritti è pari a 120 cm mentre la soletta superiore, di spessore 25 cm, è sostenuta da tre travi 40x70 cm collegate tra loro da quattro trasversi 30x70 cm. L'opera è fondata su pali  $\phi 1000/120$  di lunghezza 18 m.

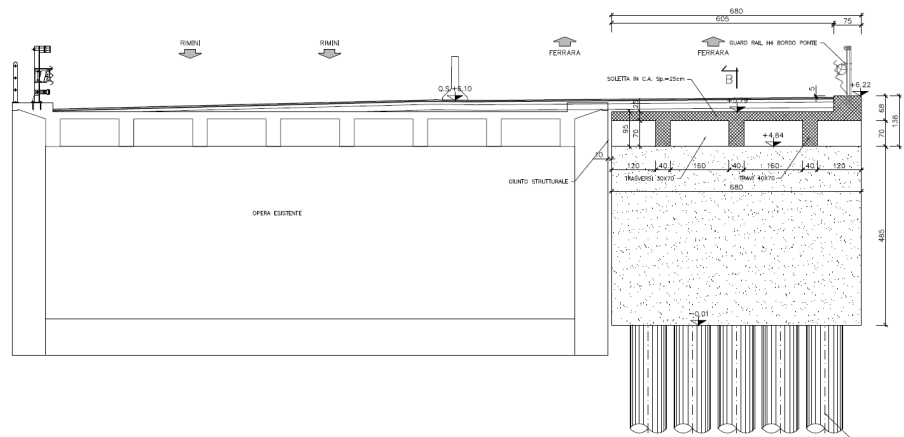


Figura 1: sezione longitudinale

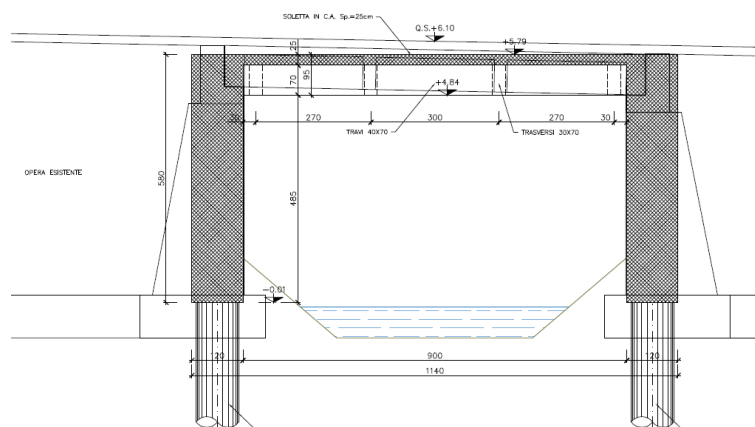


Figura 2: sezione trasversale

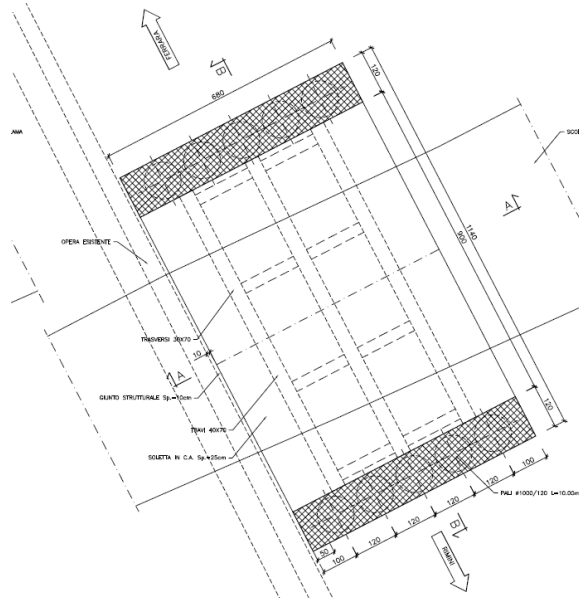


Figura 3: pianta



## PARTE 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le normative adottate per l'elaborazione del progetto sono le seguenti:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996 istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie;
- EC 7: Progettazione geotecnica;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003 "Normativa sismica";
- OPCM 3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- D.P.R. n. 327/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per pubblica utilità" come modificato dal D.Lgs. n. 302/2002;
- D.P.R. n. 207/10 art. 31;
- L.R. 29/12/2003 n. 67 "Ordinamento del sistema regionale della protezione civile e disciplina della relativa attività";
- Circolare n.7/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

## PARTE 3 MATERIALI

### CALCESTRUZZO PALI: C25/30

#### CONDIZIONI AMBIENTALI

- |  |  |
|--|--|
| • Condizioni ambientali:                       | ordinarie                              |
| • Classe di esposizione:                       | XC2                                    |
| • Armatura:                                    | lenta (poco sensibile alla corrosione) |
| • Apertura delle fessure SLE frequente:        | $\leq w_3 = 0.4\text{mm}$              |
| • Apertura delle fessure SLE quasi permanente: | $\leq w_2 = 0.3\text{mm}$              |
| • Copriferro minimo                            | 60 mm                                  |

#### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- |   |                 |                          |
|---|-----------------|--------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica a compressione     | $R_{ck}$        | 30 N/mm <sup>2</sup>     |
| • Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | $f_{ck}$        | 25 N/mm <sup>2</sup>     |
| • Resistenza caratteristica a trazione                | $f_{ctk,0.05}$  | 1,79 N/mm <sup>2</sup>   |
| • Modulo di elasticità secante                        | $E_{cm}$        | 31.447 N/mm <sup>2</sup> |
| • Resistenza a compressione di calcolo                | $f_{cd}$        | 14,11 N/mm <sup>2</sup>  |
| • Deformazione massima a rottura per flessione        | $\varepsilon_c$ | 0,35%                    |
| • Deformazione massima a rottura per compressione     | $\varepsilon_c$ | 0,20%                    |
| • Deformazione massima a rottura per trazione         | $\varepsilon_t$ | 0,015%                   |
| • Resistenza a trazione                               | $f_{ctd}$       | 1,19 N/mm <sup>2</sup>   |

### CALCESTRUZZO ELEVAZIONE: C32/40

#### CONDIZIONI AMBIENTALI

- |  |  |
|--|--|
| • Condizioni ambientali:                       | aggressive                             |
| • Classe di esposizione:                       | XC4                                    |
| • Armatura:                                    | lenta (poco sensibile alla corrosione) |
| • Apertura delle fessure SLE frequente:        | $\leq w_2 = 0.3\text{mm}$              |
| • Apertura delle fessure SLE quasi permanente: | $\leq w_1 = 0.2\text{mm}$              |
| • Copriferro minimo                            | 50 mm                                  |

#### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- |   |                |                        |
|---|----------------|------------------------|
| • Resistenza cubica caratteristica a compressione     | $R_{ck}$       | 40 N/mm <sup>2</sup>   |
| • Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | $f_{ck}$       | 32 N/mm <sup>2</sup>   |
| • Resistenza caratteristica a trazione                | $f_{ctk,0.05}$ | 2,17 N/mm <sup>2</sup> |

• Modulo di elasticità secante	$E_{cm}$	33.643 N/mm <sup>2</sup>
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd}$	18,81 N/mm <sup>2</sup>
• Deformazione massima a rottura per flessione	$\varepsilon_c$	0,35%
• Deformazione massima a rottura per compressione	$\varepsilon_c$	0,20%
• Deformazione massima a rottura per trazione	$\varepsilon_t$	0,015%
• Resistenza a trazione	$f_{ctd}$	1,45 N/mm <sup>2</sup>

#### ACCIAIO DA C.A.: B450C

##### BARRE DI ACCIAIO CONTROLLATE IN STABILIMENTO

• Tipo	B450C
• Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
• Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
• Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$
• Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ e $< 1,35$
• Rapporto $(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$
• Sovrapposizioni barre	$\geq 50$ diametri

##### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

• Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
• Tensione caratteristica di rottura convenzionale	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
• Modulo di elasticità	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$
• Deformazione massima a snervamento	$\varepsilon_{yd} = 0,2\%$
• Deformazione massima a rottura	$\varepsilon_{ys} = 1,0\%$

## PARTE 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I parametri geotecnici del terreno utilizzati nell'analisi derivano dalla Relazione geologica e geotecnica di progetto e sono di seguito riportati:

n° strato	Descrizione	da [m]	a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]
1	Terreni coesivi	0.0	12	18.0	18.8	16	8	50
2	Sabbie medio fini	12	30	19.5	19.6	30	3	-

La falda si colloca ad una profondità di 3.1 m dal piano campagna.

Per il terreno da rilevato si assumono le seguenti caratteristiche:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Per la valutazione della rigidezza palo-terreno, e quindi per il calcolo della rigidezza da assegnare alle molle dei pali di fondazioni, si è fatto riferimento alla teoria sviluppata da Matlock e Reese. La rigidezza viene valutata nel seguente modo:

$$k_h = n_h z/d$$

dove:

- $z$  è la profondità dello strato di interesse;
- $d$  è il diametro del palo;
- $n_h = 1.5 \text{ N/cm}^3$  (valore di letteratura per terreni coesivi, preso come riferimento per lo strato 1);
- $n_h = 5.0 \text{ N/cm}^3$  (valore di letteratura per terreni incoerenti, preso come riferimento per lo strato 2).

## PARTE 5 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi del comportamento globale dell'opera è stata effettuata con l'ausilio del software MIDAS. L'opera è stata modellata per mezzo di elementi finiti in grado di descrivere il comportamento di ciascun elemento. Al fine di determinare correttamente le sollecitazioni e le deformazioni indotte dai carichi il modello è così realizzato:

- i pali vengono schematizzati attraverso elementi *beam*, ai cui nodi sono state applicate molle, conformemente a quanto illustrato al capitolo precedente;
- le pareti, le travi e i trasversi vengono modellati tramite elementi *beam*.

Gli assi globali X, Y, Z sono orientati nel seguente modo:

- X: asse longitudinale (in direzione longitudinale alla S.S. 16);
- Y: asse trasversale (in direzione trasversale alla S.S. 16)
- Z: asse verticale

Nella figura seguente è riportata la vista del modello di calcolo.

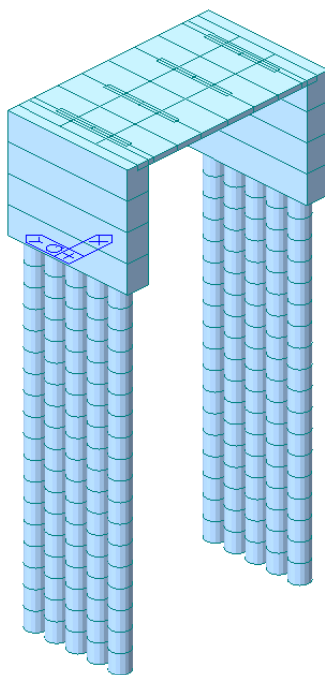


Figura 4: modello di calcolo globale

Di seguito si riportano i principali dati geometrici:

- luce di calcolo portale: 10.20 m;
- spessore pareti: 120 cm;
- travi: n° 3 travi 40x70 cm;
- trasversi: n° 4 trasversi 30x70 cm;

- spessore soletta: 25 cm
- diametro/interasse e lunghezza pali:  $\phi 1000/120$ , L=18 m.

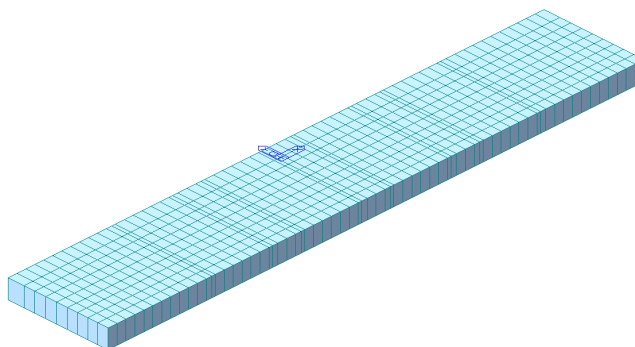
Per valutare gli effetti dell'urto di un veicolo in svio sul cordolo e sulla soletta è stato creato un modello ausiliario. È stata modellata la porzione di soletta dell'impalcato compresa tra il bordo e l'asse della trave più esterna per mezzo di elementi finiti piani (plate) con comportamento elastico lineare.

Gli assi globali X, Y, Z sono orientati nel seguente modo:

- X: asse orizzontale nella direzione dell'asse del ponte.
- Y: asse orizzontale trasversale, ortogonale ad X;
- Z: asse verticale.

I vincoli sono costituiti da incastri disposti in corrispondenza dell'asse della trave più esterna dell'impalcato.

Nella figura seguente è riportata una vista del modello di calcolo.



*Figura 5: modello di calcolo locale*

## PARTE 6 ANALISI DEI CARICHI

### 1 PESO PROPRIO (CONDIZIONE PP)

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 2 CARICHI PERMANENTI (CONDIZIONE PERM)

I pesi propri degli elementi non strutturali sono valutati in funzione del proprio peso specifico.

Il peso specifico di riferimento per il conglomerato bituminoso è  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , mentre per le barriere si considera un peso al metro lineare pari a  $1 \text{ kN/m}$ .

### 3 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SP-T-SX E SP-T-DX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula

$$k_0 = 1 - \sin\phi'$$

per cui si ottiene il valore  $k_0 = 0,426$ .

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$p(z) = \gamma * z * k_0$$

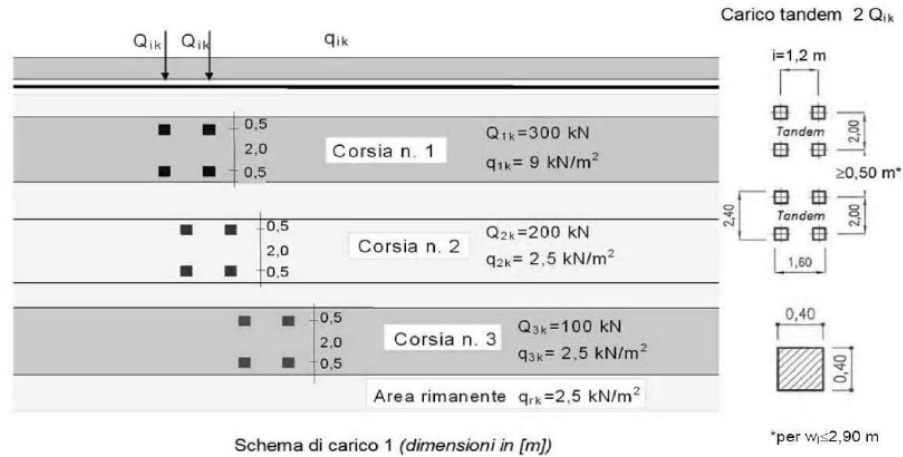
### 4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Per le azioni variabili da traffico, in accordo con le NTC2018, sono stati considerati i seguenti carichi:

- schema di carico 1 (condizioni SC1-Distr, SC1-Conc-Ap, SC1-Conc-Ca, Sp-Acc-sx e Sp-Acc-dx);
- schema di carico 5 (condizione SC5);
- azione longitudinale di frenamento o accelerazione (condizione Avv).

#### Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato  $0,40 \text{ m}$ , e da carichi uniformemente distribuiti.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])  
 Figura 6: schema di carico 1

Nel caso in esame sono state considerate n° 2 corsie; i carichi applicati al sottopasso sono quindi quelli relativi alla corsia n. 1 e n. 2.

Per i carichi concentrati  $Q_{1k}$  e  $Q_{2k}$  sono state considerate due disposizioni:

- carichi in corrispondenza del piedritto (condizione SC1-Conc-Ap), che massimizzano il taglio sulla soletta;
- carichi in corrispondenza della mezzeria (condizione SC1-Conc-Ca), che massimizzano il momento flettente sulla soletta.

I carichi concentrati sono stati diffusi fino all'asse della soletta secondo un angolo di 45°, come indicato al §5.1.3.3.6 delle NTC2018.

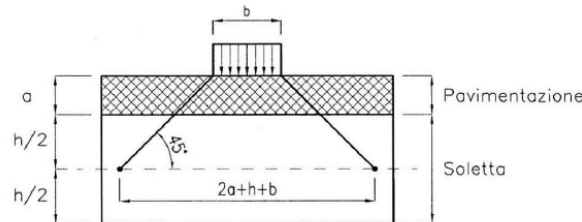


Figura 7: diffusione dei carichi concentrati nelle solette

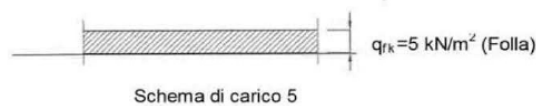
Inoltre, alle pareti del sottopasso è stata applicata la spinta del terreno dovuta ai carichi da traffico (condizioni Sp-Acc-sx e Sp-Acc-dx), calcolata come

$$p = q \cdot k_0$$

dove  $q$  è la pressione dovuta ai carichi dello schema di carico 1.

#### Schema di carico 5

Lo schema di carico 5 è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Tale carico è stato applicato in corrispondenza del marciapiede.



Schema di carico 5  
 Figura 8: schema di carico 5



Azione longitudinale di frenamento o accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame tale forza è pari a

$$0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 11,4 = 390,8 \text{ kN}$$

**5 URTO DI VEICOLO IN SVIO (CONDIZIONE AD)**

Ai sensi del §3.6.3.3.2 delle NTC2018 *"In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo."* Inoltre nel §5.1.3.10 delle NTC2018 è riportato: *"nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa"*.

Si considera quindi il seguente sistema di forze equivalenti:

- forze trasversali: si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50 kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100 kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato;
- carichi verticali: oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezzzeria della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.

Lo schema di carico equivalente sopra descritto può rappresentarsi come mostrato nella figura seguente.

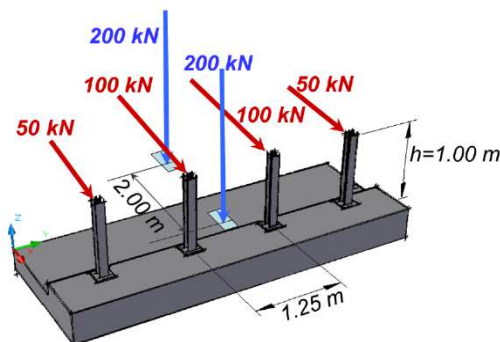


Figura 9: schema di carico azione eccezionale

## 6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONI TERM-UNIF E TERM-VAR)

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a  $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$  (Condizione Term-Unif) ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a  $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$  (Condizione Term-Var).

## 7 RITIRO (CONDIZIONE RITIRO)

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:  $\Delta T_{\text{ritiro}} = -10.0^\circ\text{C}$ .

## 8 AZIONE SISMICA

### 8.1 FORZE D'INERZIA

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

- forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$
- forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\text{max}}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo le NTC2018 si è assegnata all'opera una vita nominale  $V_N = 50$  anni ed una classe d'uso II ( $C_u = 1.0$ ), che danno luogo ad un periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni.

A seguito di tale assunzione si ha allo stato limite ultimo SLV, in funzione del sito in esame (Ravenna), della categoria di sottosuolo (cat. C) e della categoria topografica (cat. T1), i seguenti parametri sismici:

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.161 g
$F_0$	2.552
$T_c$	0.280 s
$S_s$	1.453
$C_c$	1.599
$S_T$	1.000
$q$	1.000

Figura 10: parametri sismici

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\text{max}} = S \cdot a = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.453 \cdot 1 \cdot 0.161 = 0.234 \text{ g}$$

ne deriva che:

$$k_h = a_{\text{max}}/g = 0.234$$

$$k_v = \pm 0,5 \quad k_h = 0.117$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove nel caso specifico si assumerà per i carichi da traffico  $\psi_{2j} = 0,0$ .

Pertanto avremo che:

#### Sisma H (Condizione Ex-sx)

- Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = (G_1 + G_2) k_h$$

- Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = G_1 k_h$$

#### Sisma V (Condizione Ez)

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = (G_1 + G_2) k_v$$

## 8.2 SPINTA SISMICA TERRENO (CONDIZIONE EX-T-SX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \gamma H^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

## PARTE 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dei carichi da traffico vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti adottando i gruppi di carico di cui alla Tabella 5.1.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata. Nelle tabelle successive sono riportati i coefficienti parziali delle azioni e i coefficienti  $\psi$ .

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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 della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	PP
Carichi permanenti	Perm
Spinta del terreno sulla parete sinistra	Sp-T-sx
Spinta del terreno sulla parete destra	Sp-T-dx
Carico da traffico (Schema di carico 1, distribuito)	SC1-Distr
Carico da traffico (Schema di carico 1, carichi tandem, appoggio)	SC1-Conc-Ap
Carico da traffico (Schema di carico 1, carichi tandem, campata)	SC1-Conc-Ca
Carico da traffico (Schema di carico 5, folla)	SC5
Spinta del carico da traffico sulla parete sx	Sp-Acc-sx
Spinta del carico da traffico sulla parete dx	Sp-Acc-dx
Avviamento e frenatura	Avv
Urto di veicolo in svio	Ad
Variazione termica uniforme sulla soletta superiore	Term-Unif
Variazione termica variabile sulla soletta superiore	Term-Var
Ritiro	Ritiro
Azione sismica orizzontale con sisma proveniente da sinistra	Ex-sx
Azione sismica verticale	Ez
Incremento sismico della spinta sul terreno	Ex-T-sx

Si riportano di seguito le combinazioni adottate.

SLU:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLU-01	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-02	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-03	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-04	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-05	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-06	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-07	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-08	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-09	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-10	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-11	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-12	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-13	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-14	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-15	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-16	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-17	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-18	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-19	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-20	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-21	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-22	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-23	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-24	1.35	1.50	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.68	1.35	1.35	0.00	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-25	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-26	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-27	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-28	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-29	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-30	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-31	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-32	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-33	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-34	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-35	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-36	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-37	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-38	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-39	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-40	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.00	1.01	1.01	1.35	0.00	-0.90	-0.90	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-41	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-42	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-43	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-44	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-45	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-46	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-47	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-48	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00

SLU-49	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-50	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-51	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-52	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	1.01	0.00	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-53	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-54	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-55	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU-56	1.35	1.50	1.35	1.35	0.54	0.00	1.01	0.27	1.01	1.01	0.00	0.00	-1.50	-1.50	1.20	0.00	0.00	0.00

SLV:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SIS-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	1.00	0.30	1.00
SIS-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	1.00	-0.30	1.00
SIS-13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.30	1.00	0.30
SIS-17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30
SIS-20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.30	-1.00	0.30

Combinazione eccezionale:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
ECC-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



SLE comb. caratteristica:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEr-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.00	0.75	0.75	1.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

SLEr-52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr-56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

SLE comb. frequente:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEf-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-11	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-12	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-13	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-14	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.75	0.00	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00	0.75	0.20	0.75	0.75	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf-28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60	1.00	0.00	0.00	0.00

SLE comb. quasi permanente:

Nome	PP	Perm	Sp-T-sx	Sp-T-dx	SC1-Distr	SC1-Conc-Ap	SC1-Conc-Ca	SC5	Sp-Acc-sx	Sp-Acc-dx	Avv	Ad	Term-Unif	Term-Var	Ritiro	Ex-sx	Ez	Ex-T-sx
SLEqp-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00

SLEqp-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50	-0.50	1.00	0.00	0.00	0.00

## PARTE 7 CRITERI DI VERIFICA

### 9 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 9.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

La capacità portante di un palo è valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- $Q_T$ , portanza totale del palo;
- $Q_P$ , portanza di base del palo;
- $Q_L$ , portanza per attrito laterale del palo;
- $W_P$ , peso proprio del palo.

#### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta è calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (cN_c + q_b N_q)$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q_b$  è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti  $N_c$  e  $N_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tenere conto degli effetti di profondità.  $N_c$  ed  $N_q$  dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno: angolo di attrito e coesione ( $\phi$  e  $c$ ).

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2) \operatorname{tg}(\phi)}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

#### Capacità portante per resistenza laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int_S \tau_a \, dS$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno, e  $\sigma_h$  è la tensione orizzontale alla generica profondità  $z$ . La tensione orizzontale  $\sigma_h$  è legata alla pressione verticale  $\sigma_v$  tramite un coefficiente di spinta  $K_s$ .

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

in definitiva, indicando con  $C$  il perimetro e con  $L$  la lunghezza del palo abbiamo:

$$Q_L = \int_0^L C(c_a + K_s \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz$$

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,calc}$  ( $R_{t,calc}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \operatorname{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \operatorname{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione permette di assumere in sede di calcolo dei fattori di correlazione pari a  $\xi_3 = 1.65$  e  $\xi_4 = 1.55$ .

## 9.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

Il carico orizzontale limite  $H_{lim}$  è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione

caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;

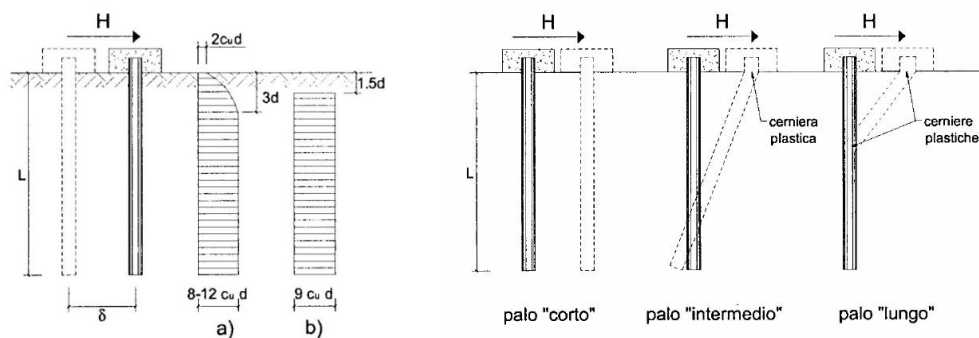
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in Figura (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 \varnothing$  e costante con valore  $9 \cdot c_u \cdot \varnothing$  per profondità maggiori.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H_{lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;
- $d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:  $p = 3 k_p \gamma z D$

essendo:

- $k_p$  il coefficiente di spinta passiva;
- $z$  la profondità da piano campagna;
- $\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D}\right)^2$	palo corto
$H_{lim} = \frac{1}{2}k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$	palo intermedio
$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4}\right)^2}$	palo lungo

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D}\right) = 0$$

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;
- $d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,calc}$  ( $R_{t,calc}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione permette di assumere in sede di calcolo dei fattori di correlazione pari a  $\xi_3 = 1.65$  e  $\xi_4 = 1.55$ .

## 10 VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti dal DM 17/01/2018.

### 10.1 VERIFICHE SLU

#### Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui alle NTC2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



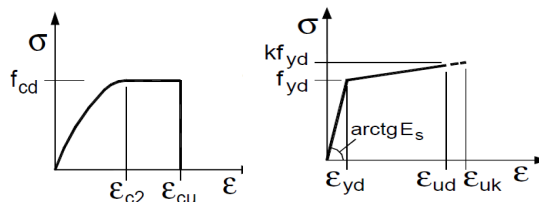


Figura 11: legami costitutivi calcestruzzo e acciaio

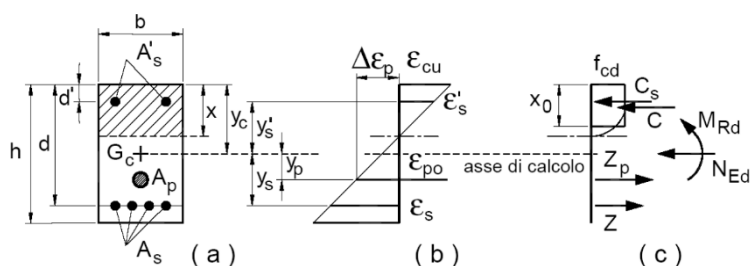


Figura 12: schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### Taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

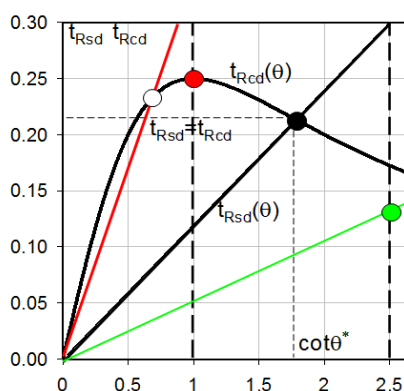
In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

con  $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$ .

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.  $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$   $45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$ .



- Se la  $\text{cot} \theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare la resistenza  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la  $\text{cot} \theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio dalle armature trasversali valutabile per una  $\text{cot} \theta = 2,5$ .
- Se la  $\text{cot} \theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sulle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\text{cot} \theta = 1,0$ .

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

con

- $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature;
- $v = f'_{cd} / f_{cd} = 0,5$ ;
- $f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- $f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_c$  = coefficiente maggiorativo che tiene conto dell'eventuale compressione del calcestruzzo;
- $\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

## 10.2 VERIFICHE SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle combinazioni di esercizio, il tasso di lavoro nei materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato.

### Verifica delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento quelli indicati nelle NTC2018, ovvero:

#### 4.1.2.2.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

### Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di esercizio i cui valori limite sono stabiliti nelle NTC2018.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure  $w$  dovrà rispettare i seguenti limiti:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

## PARTE 8 VERIFICHE

### 1 PALI DI FONDAZIONE

#### 1.1 VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE

Di seguito si riporta l'azione massima verticale agente sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente la valutazione della capacità portante.

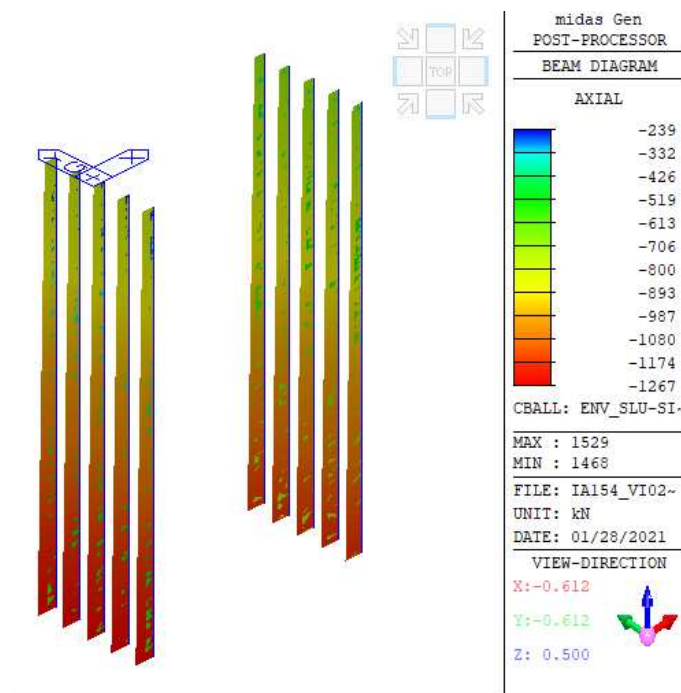


Figura 13: Inviluppo sforzo normale (SLU-SIS)

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

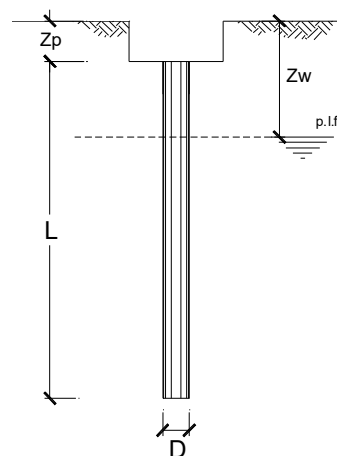
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **1.00** (m) Area del Palo (Ap): **0.785** (m<sup>2</sup>)  
Quota testa Palo dal p.c. (Zp): **1.00** (m) Quota falda dal p.c. (Zw): **3.00** (m)  
Carico Assiale Permanente (G): **1267** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
Numero di strati **2** Lpalo = **18.00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ traz}}$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.35</b>	<b>1.15</b>	<b>1.25</b>



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	<b>1.00</b>
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	<b>1.00</b>

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$C_{u\ med}$ (kPa)
1	11.00		18.80	8.0	16.0	
2	7.00		19.60	3.0	30.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
0.72	0.29	0.80	
0.50	0.58	0.80	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$C_{u\ min}$ (kPa)
1	11.00		18.80	8.0	16.0	
2	7.00		19.60	3.0	30.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
0.72	0.29	0.80	
0.50	0.58	0.80	

**RISULTATI**

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	11.00		834.0					834.0					
2	7.00		1126.9	16.75	27.28	3478.7	2732.2	1126.9	16.75	27.28	3478.7	2732.2	

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1267.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal \text{ med}} = 2732.2 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ med}} = 1960.9 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ med}} = 4693.1 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal \text{ min}} = 2732.2 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ min}} = 1960.9 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ min}} = 4693.1 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1655.9 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 1188.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 2844.3 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 2260.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.78$$

1.2 VERIFICA DI PORTANZA ORIZZONTALE

Di seguito si riporta l'azione massima orizzontale agente sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente la valutazione della capacità portante.

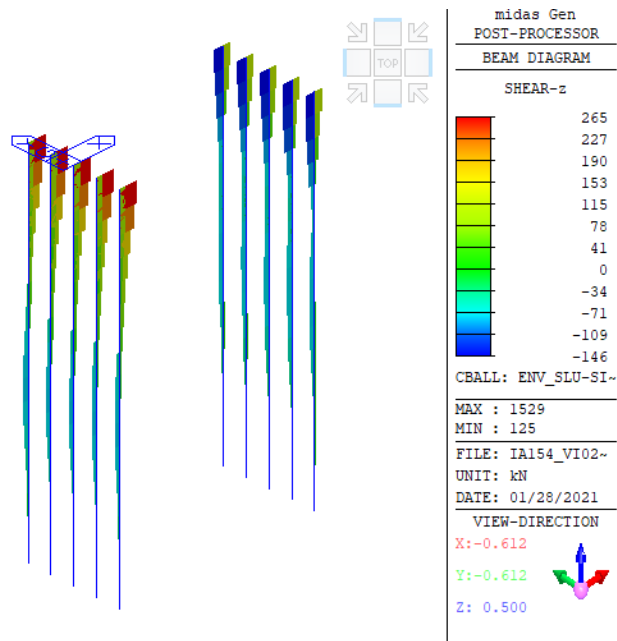


Figura 14: Involuppo taglio (SLU-SIS)

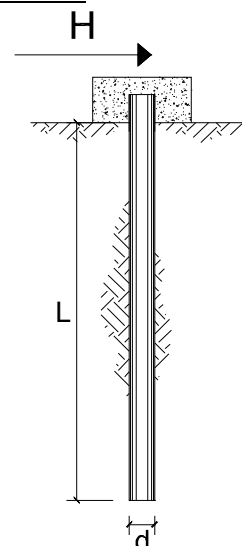
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	18.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	1417.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	16.00	(°)	$\phi'_{min} =$	16.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	16.00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	16.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$ )	$k_{p,med} =$	1.76	(-)	$k_{p,min} =$	1.76 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	18.80	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	265	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 16090.34 \text{ (kN)}$

$H1_{min} = 16090.34 \text{ (kN)}$

Palo intermedio:

$H2_{med} = 5442.17 \text{ (kN)}$

$H2_{min} = 5442.17 \text{ (kN)}$

Palo lungo:

$H3_{med} = 964.88 \text{ (kN)}$

$H3_{min} = 964.88 \text{ (kN)}$

$H_{med} = 964.88 \text{ (kN)}$  palo lungo

$H_{min} = 964.88 \text{ (kN)}$  palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 584.78 \text{ (kN)}$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 449.83 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 265.00 \text{ (kN)}$$

$$FS = H_d / F_d = 1.70$$

### 1.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente le verifiche strutturali.

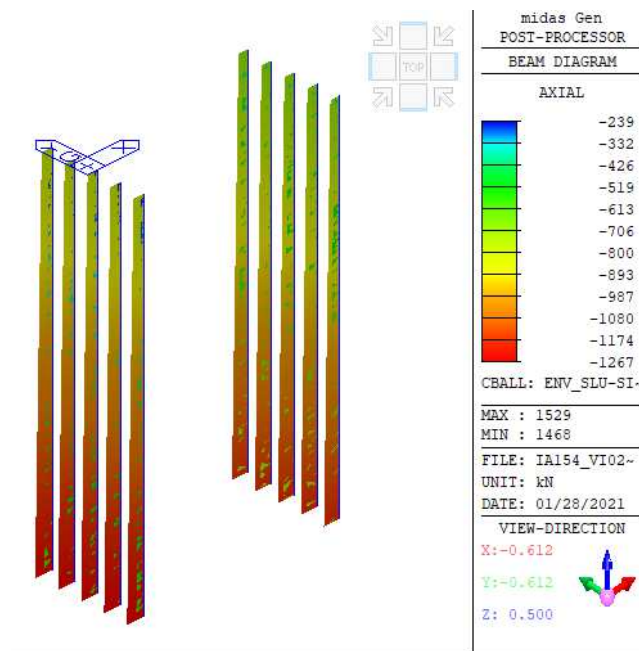


Figura 15: Involuppo sforzo normale (SLU-SIS)



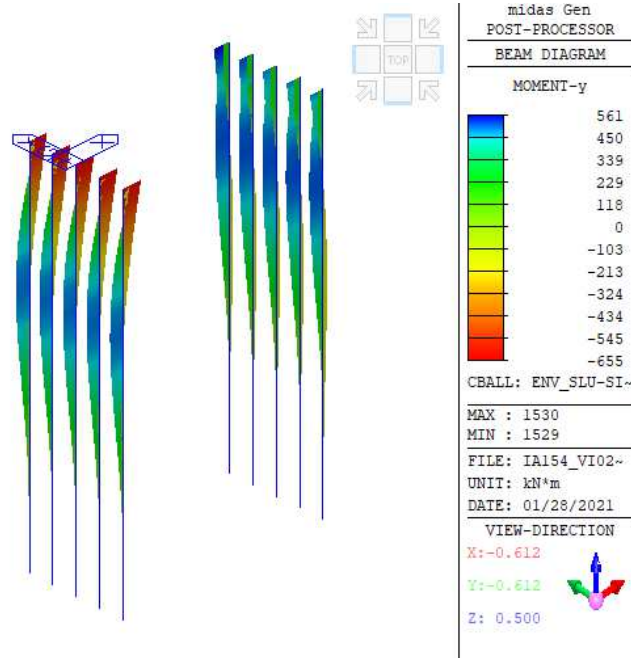


Figura 16: Involuppo momento flettente (SLU-SIS)

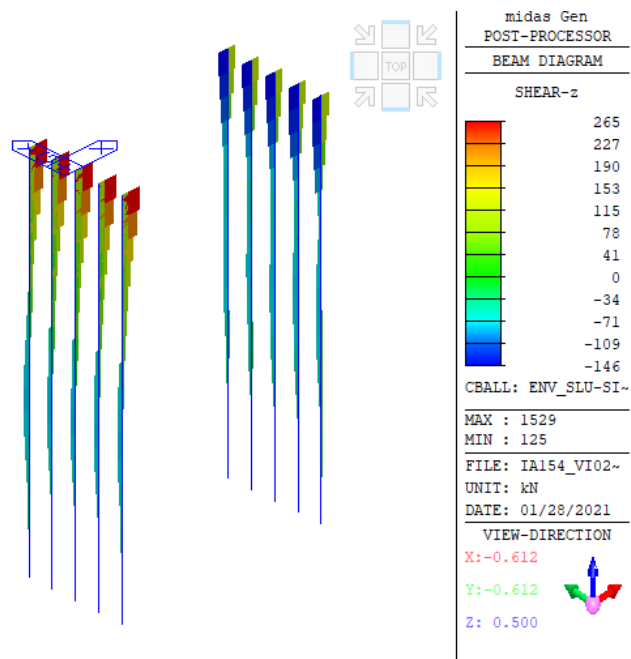


Figura 17: Involuppo taglio (SLU-SIS)

Di seguito sono riportate le verifiche a presso-flessione e taglio del palo di fondazione avente diametro pari a 100 cm. Il palo è armato con 12φ30; l'armatura trasversale è costituita da ferri φ12/20.

Verifica a pressoflessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 50 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 12  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 8.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 779 [kN]    0 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 655 [kNm]    0 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]    0 [kNm]

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN: 0    yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C25/30</b>
ε <sub>su</sub> : 67.5 ‰	ε <sub>c2</sub> : 2 ‰
f <sub>yd</sub> : 391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> : 3.5 ‰
E <sub>s</sub> : 200'000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> : 14.17
ε <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> : 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> : 0.8
ε <sub>syd</sub> : 1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> : 9.75
σ <sub>s,adm</sub> : 255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> : 0.6
	τ <sub>c1</sub> : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 1'417 [kNm]

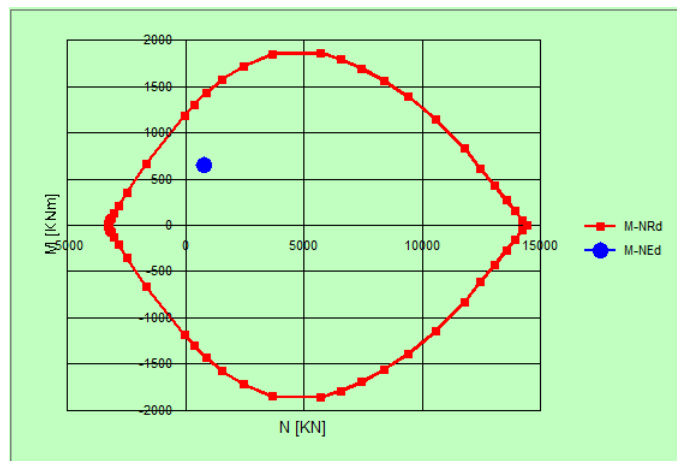
σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 7.656 ‰  
 d: 91.3 [cm]  
 x: 28.64    x/d: 0.3137  
 δ: 0.8321

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52    N° rett.: 100  
 Calcola MRd    Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 [cm]    Col. modello

Precompresso



$M_{Ed} = 655 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1417 \text{ kNm}$     Verifica soddisfatta

### Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si utilizza una procedura indicata nel Bollettino CEB nr. 137, allegato 5, studio di Paul Regan. Si analizza una sezione rettangolare equivalente con le seguenti caratteristiche:

$b_e = 0.9 D = 90 \text{ cm}$	base equivalente
$d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2) = 72.5 \text{ cm}$	altezza utile equivalente
$h_e = d_e/0.9 = 80.6 \text{ cm}$	altezza equivalente

Larghezza sezione	$b =$	90	cm
Altezza sezione	$h =$	80.6	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	6.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13	cm <sup>2</sup>
Numero bracci	$n_b =$	2	
$A_s \times n_b =$	$A_{sw} =$	2.26	cm <sup>2</sup>
Passo delle staffe	$p =$	20	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione $f(N_{ed})$	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	74.6	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	70.55	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	742.24	kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	9188.45	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>742.24</b>	kN

$$V_{Ed} = 265 \text{ kN} < V_{Rd} = 742 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

## 2 PIEDRITTI

### 2.1 VERIFICHE SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui piedritti nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente le verifiche strutturali.



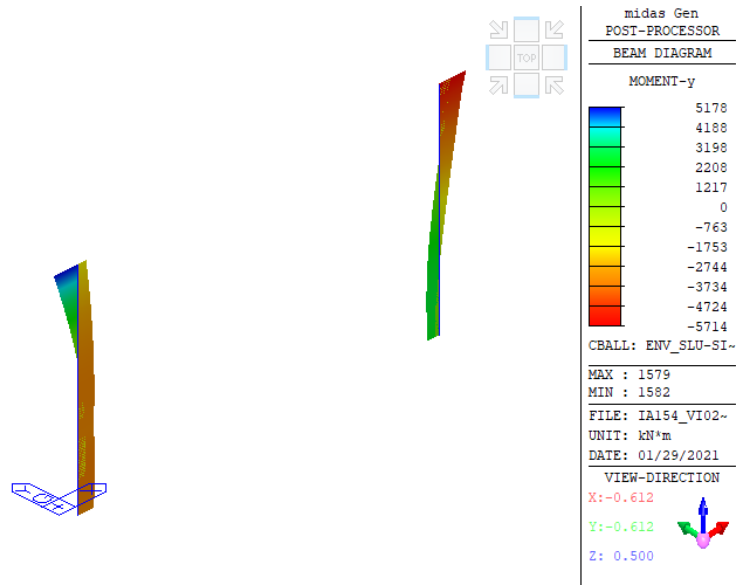


Figura 20: Involuppo momento flettente (SLU-SIS)

Le verifiche vengono effettuate considerando una sezione di larghezza unitaria; di conseguenza le sollecitazioni vengono divise per la larghezza dei piedritti ( $B=6.8$  m). I piedritti, aventi spessore 120 cm, sono armati con  $2\phi 24/20$  sia internamente che esternamente; l'armatura trasversale è costituita da ferri  $\phi 12/40 \times 40$ .

Verifica a flessione

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	5
2	45.24	115

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> 1'969 kNm  
 σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
 α<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 56.97 ‰  
 d 115 cm  
 x 6.656 x/d 0.05788  
 δ 0.7

Stato limite	Armatura	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	M <sub>Rd</sub> [kNm/m]	Verifica
SLU	ext: 2φ24/20 int: 2φ24/20	840	1969	ok

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	100	cm
Altezza sezione	h =	120	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	As =	1.13	cm <sup>2</sup>
Numero bracci	nb =	2.5	
As x nb =	A <sub>sw</sub> =	2.825	cm <sup>2</sup>
Passo delle staffe	p =	40	cm
Inclinazione del puntone compresso	θ =	21.8	°
Angolo inclinazione staffe	α =	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	N <sub>ed</sub> =	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	α <sub>c</sub> =	1.00	
Braccio delle armature	d =	115	cm
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub> =	94.07	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	σ <sub>cp</sub> =	0.00	daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza a taglio-trazione  $V_{Rsd} = 715.13$  kN  
 Resistenza a taglio-compressione  $V_{Rcd} = 20984.45$  kN  
 Resistenza a taglio della sezione  $V_{Rd} = 715.13$  kN

Stato limite	Armatura	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Rd}$ [kN/m]	Verifica
SLU	sp. $\phi 12/40 \times 40$	396	715	ok

## 2.2 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui piedritti nelle combinazioni SLE e successivamente le verifiche strutturali.

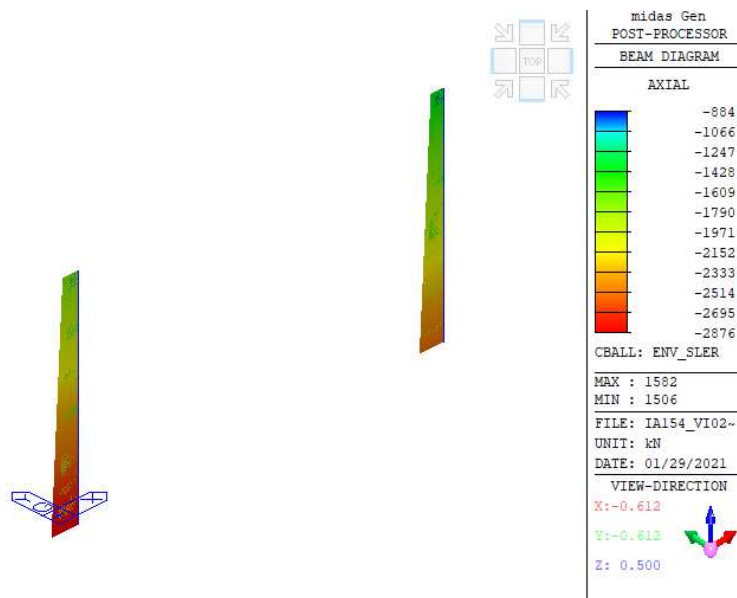


Figura 21: Involuppo sforzo normale (SLE rara)

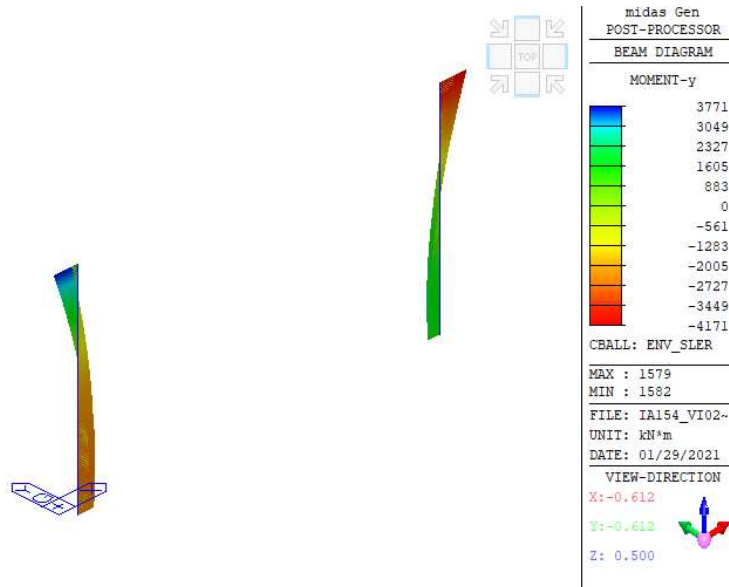


Figura 22: Involuppo momento flettente (SLE rara)

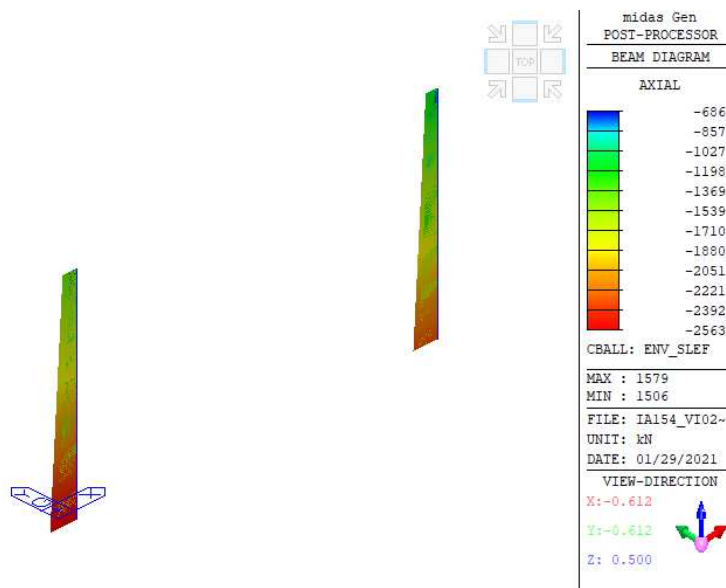


Figura 23: Involuppo sforzo normale (SLE frequente)



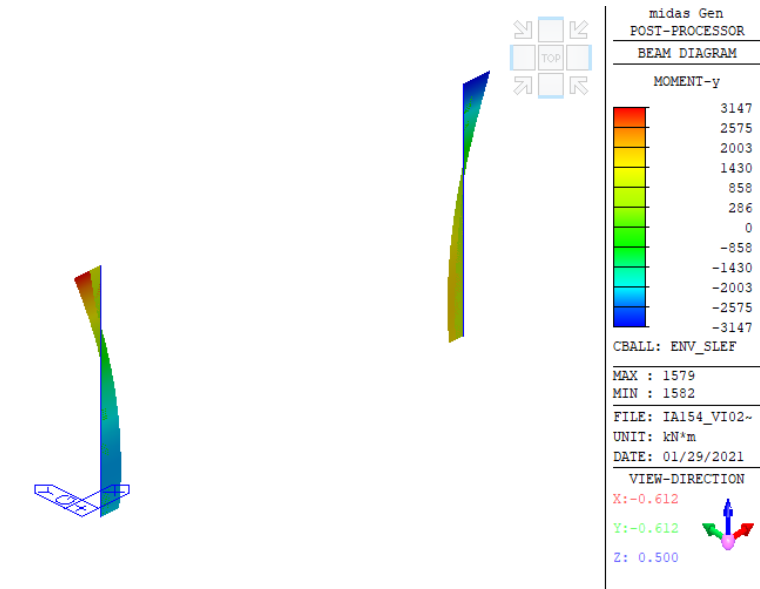


Figura 24: Involuppo momento flettente (SLE frequente)

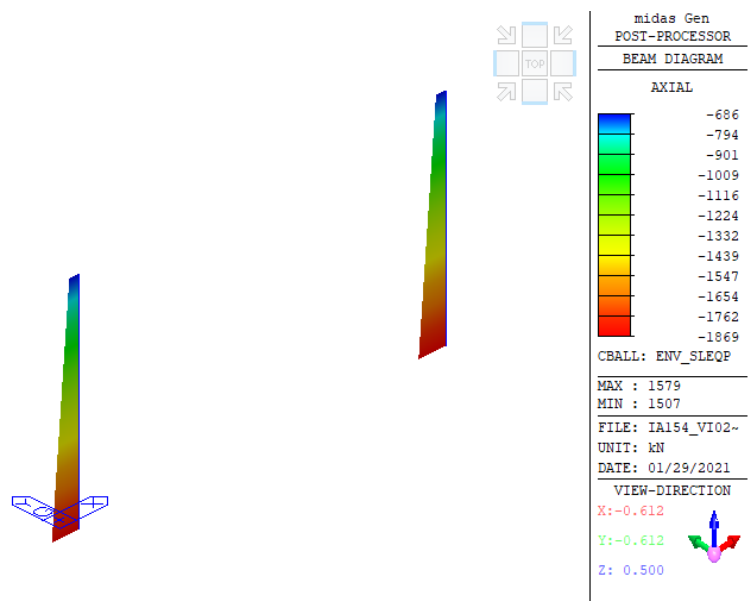


Figura 25: Involuppo sforzo normale (SLE quasi permanente)

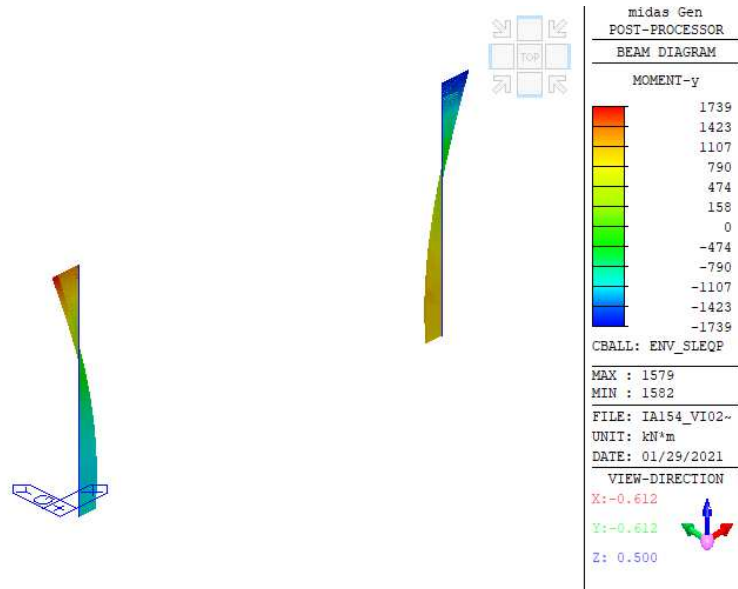


Figura 26: Involuppo momento flettente (SLE quasi permanente)

Anche per le verifiche SLE le verifiche vengono effettuate considerando una sezione di larghezza unitaria.

Stato limite	Armatura	$M_{Ed}$ [kNm/m]	Tensioni acciaio			Tensioni cls			Apertura fessure		
			$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	w [mm]	$w_{lim}$ [mm]	Verifica
SLE rara	ext: 2 $\phi$ 24/20 int: 2 $\phi$ 24/20	613	127	360	ok	-3.0	-19.2	ok	-	-	-
SLE freq.	ext: 2 $\phi$ 24/20 int: 2 $\phi$ 24/20	463	-	-	-	-	-	-	0.08	0.30	ok
SLE q. perm.	ext: 2 $\phi$ 24/20 int: 2 $\phi$ 24/20	256	-	-	-	-1.19	-14.4	ok	0.05	0.20	ok

### 3 TRAVI

#### 3.1 VERIFICHE SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sulle travi nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente le verifiche strutturali.

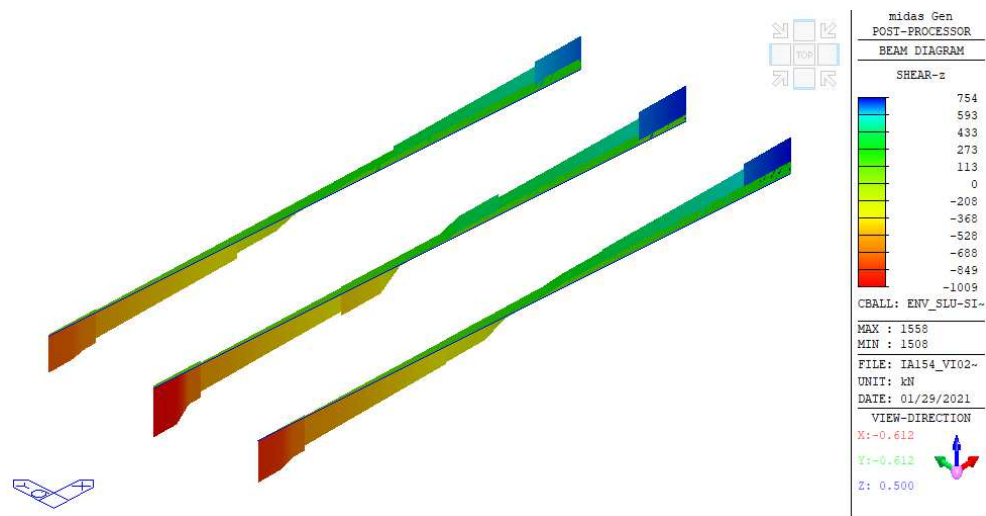


Figura 27: Involuppo taglio (SLU-SIS)

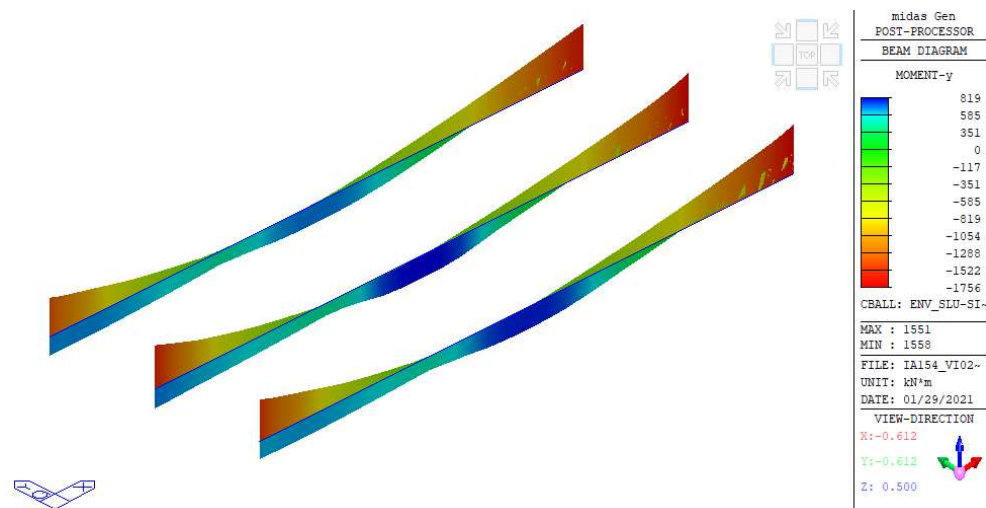


Figura 28: Involuppo momento flettente (SLU-SIS)

L'armatura inferiore delle travi è costituita da 4+4φ24 mentre l'armatura della soletta, inferiore e superiore, è costituita da ferri φ24/20. Come armatura trasversale si dispongono staffe a 2 br. φ12/10.

Verifica a flessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	25
2	40	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	5
2	45.24	20
3	18.1	87
4	18.1	90

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>

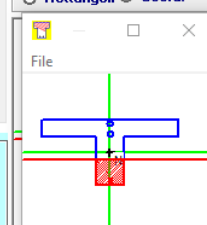
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso



**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	25
2	40	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	5
2	45.24	20
3	18.1	87
4	18.1	90

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>

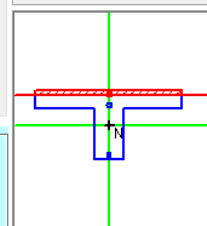
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso



Stato limite	Armatura	Armatura tesa	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{Rd}$ [kNm]	Verifica
SLU	sup: $\phi 24/20 + \phi 24/20$ inf: 4+4 $\phi 24$	superiore	1756	2509	ok
		inferiore	819	1490	ok

### Verifica a taglio

Larghezza sezione	$b =$	40	cm
Altezza sezione	$h =$	95	cm
Copriferro di calcolo	$c =$	5.0	cm
Area di una staffa	$A_s =$	1.13	cm <sup>2</sup>
Numero bracci	$nb =$	2	
$A_s \times nb =$	$A_{sw} =$	2.26	cm <sup>2</sup>
Passo delle staffe	$p =$	10	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	29.0	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90	°
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	90	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.1	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	1292.31	kN
Resistenza a taglio-compresione	$V_{Rcd} =$	4206.12	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>1292.31</b>	<b>kN</b>

Stato limite	Armatura	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	Verifica
SLU	st. $\phi 12/10$	1009	1292	ok

### 3.2 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sulle travi nelle combinazioni SLE e successivamente le verifiche strutturali.

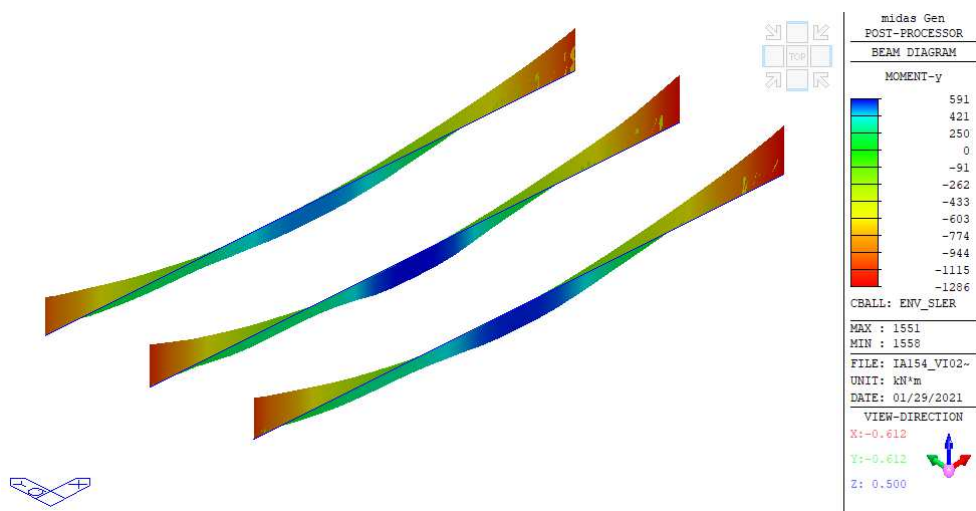


Figura 29: Inviluppo momento flettente (SLE rara)

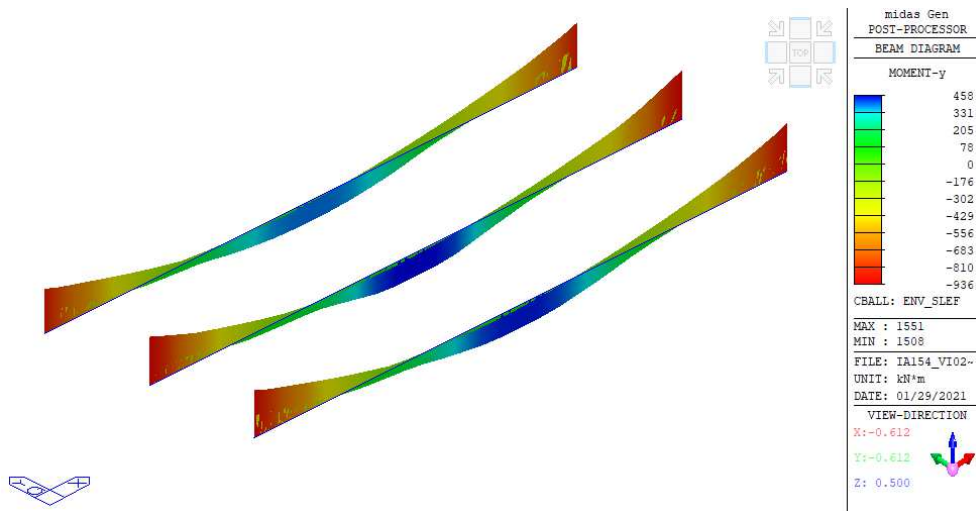


Figura 30: Inviluppo momento flettente (SLE frequente)

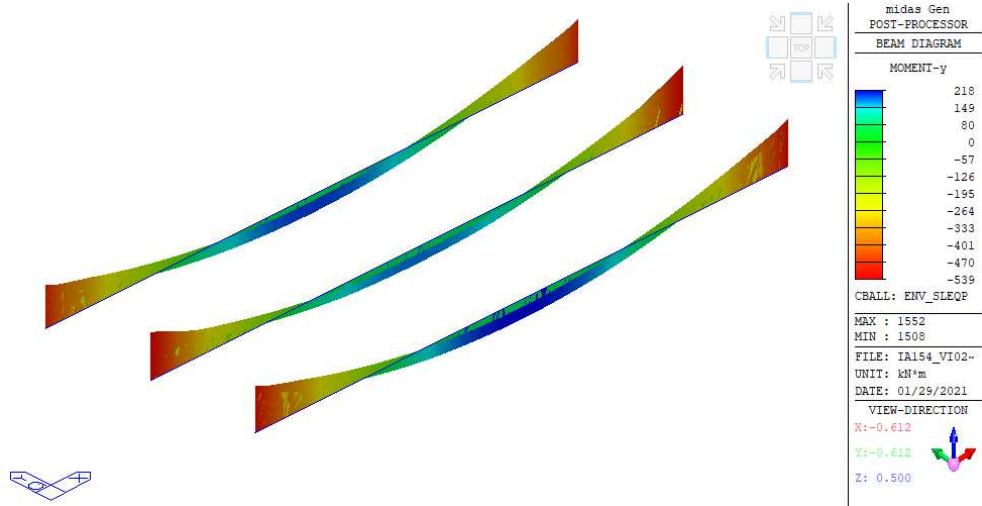


Figura 31: Involuppo momento flettente (SLE quasi permanente)

Stato limite	Armatura	Armatura tesa	M <sub>Ed</sub> [kNm]	Tensioni acciaio			Tensioni cls			Apertura fessure		
				σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>s,lim</sub> [MPa]	Verifica	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>c,lim</sub> [MPa]	Verifica	w [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	Verifica
SLE rara	sup: φ24/20 + φ24/20 inf: 4+4φ24	sup.	1286	232	360	ok	-13.62	-19.2	ok	-	-	-
		inf.	591	200	360	ok	-3.27	-19.2	ok	-	-	-
SLE freq.	sup: φ24/20 + φ24/20 inf: 4+4φ24	sup.	936	-	-	-	-	-	-	0.15	0.30	ok
		inf.	458	-	-	-	-	-	-	0.15	0.30	ok
SLE q. perm.	sup: φ24/20 + φ24/20 inf: 4+4φ24	sup.	539	-	-	-	-5.71	-14.4	ok	0.08	0.20	ok
		inf.	218	-	-	-	-1.21	-14.4	ok	0.06	0.20	ok

#### 4 TRASVERSI

##### 4.1 VERIFICHE SLU

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui trasversi nelle combinazioni SLU-SIS e successivamente le verifiche strutturali.

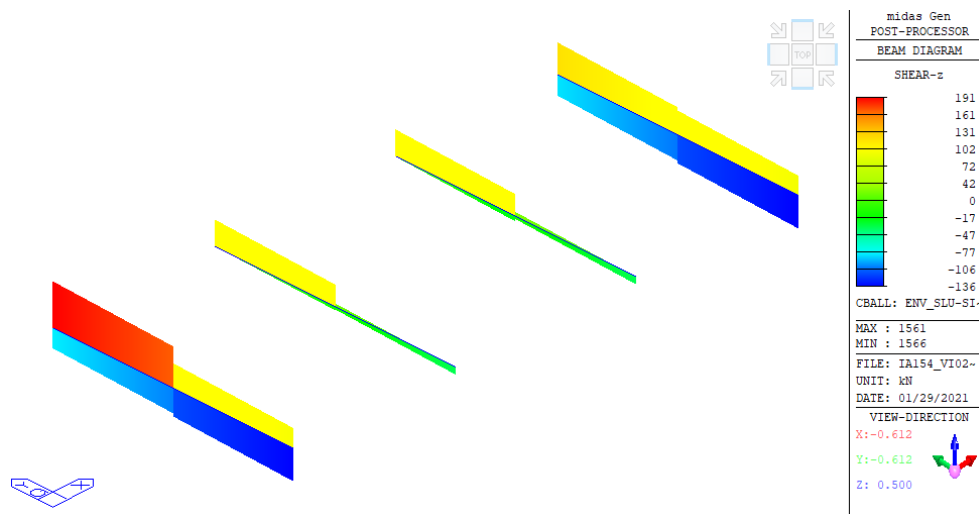


Figura 32: Involuppo taglio (SLU-SIS)

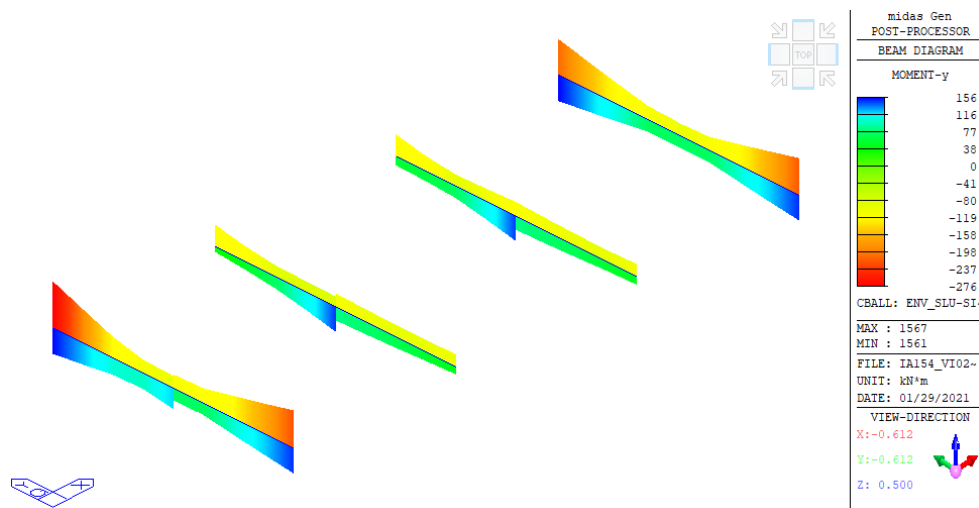
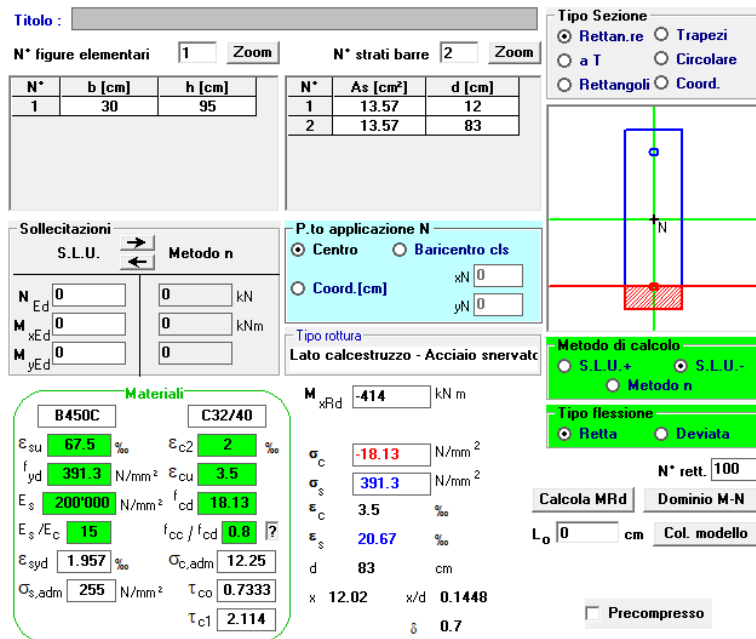


Figura 33: Involuppo momento flettente (SLU-SIS)



L'armatura dei trasversi è costituita, sia inferiormente che superiormente, da 3 $\phi$ 24. Come armatura trasversale si dispongono staffe a 2 br.  $\phi$ 12/20.

Verifica a flessione



Stato limite	Armatura	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	Verifica
SLU	sup: 3 $\phi$ 24 inf: 3 $\phi$ 24	276	414	ok

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	30	cm
Altezza sezione	h =	95	cm
Copri ferro di calcolo	c =	5.0	cm
Area di una staffa	A <sub>s</sub> =	1.13	cm <sup>2</sup>
Numero bracci	nb =	2	
As x nb =	A <sub>sw</sub> =	2.26	cm <sup>2</sup>
Passo delle staffe	p =	20	cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta$ =	23.3	°
Angolo inclinazione staffe	$\alpha$ =	90	°

Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0	kN
Coefficiente di maggiorazione f(Ned)	$\alpha_c =$	1.00	
Braccio delle armature	$d =$	90	cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	94.1	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	830.91	kN
Resistenza a taglio-compresione	$V_{Rcd} =$	4472.05	kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>830.91</b>	<b>kN</b>

Stato limite	Armatura	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	Verifica
SLU	st. $\phi 12/20$	191	830	ok

#### 4.2 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime agenti sui trasversi nelle combinazioni SLE e successivamente le verifiche strutturali.

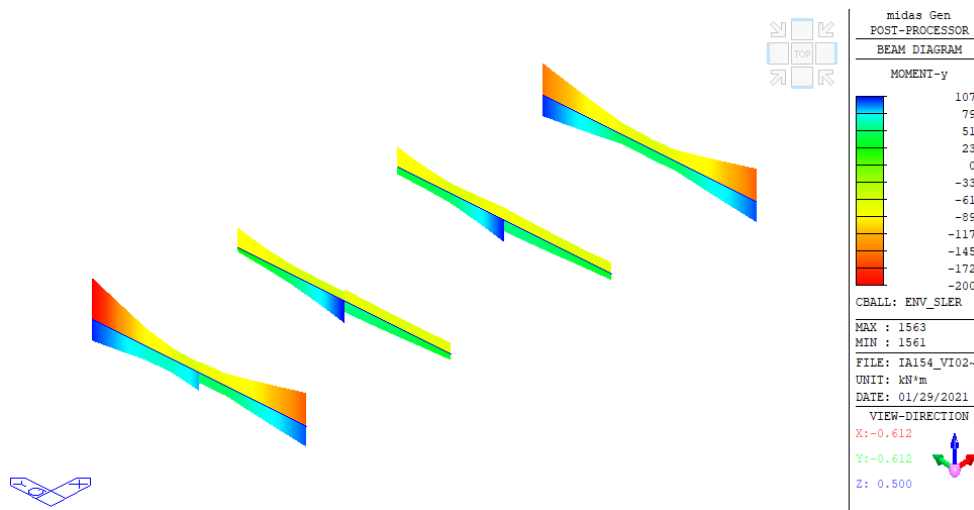


Figura 34: Inviluppo momento flettente (SLE rara)

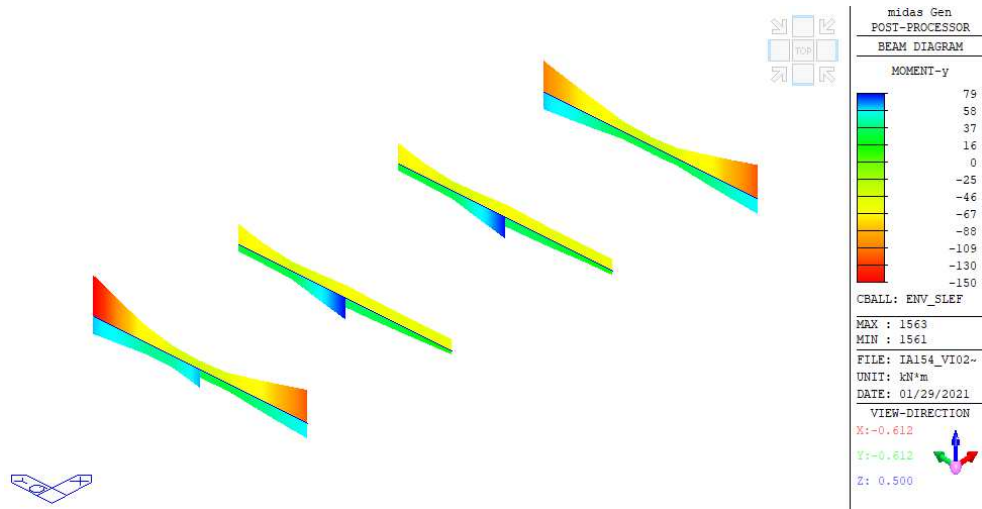


Figura 35: Involuppo momento flettente (SLE frequente)

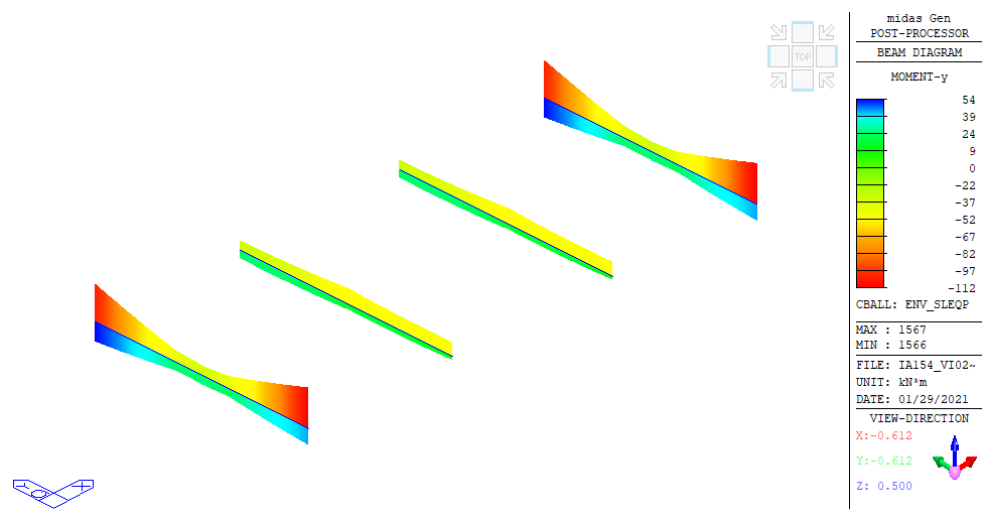


Figura 36: Involuppo momento flettente (SLE quasi permanente)

Stato limite	Armatura	M <sub>Ed</sub> [kNm]	Tensioni acciaio			Tensioni cls			Apertura fessure		
			$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]	Verifica	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	Verifica	w [mm]	w <sub>lim</sub> [mm]	Verifica
SLE rara	sup: 3 $\phi$ 24 inf: 3 $\phi$ 24	200	199	360	ok	-6.00	-19.2	ok	-	-	-
SLE freq.	sup: 3 $\phi$ 24 inf: 3 $\phi$ 24	150	-	-	-	-	-	-	0.24	0.30	ok
SLE q. perm.	sup: 3 $\phi$ 24 inf: 3 $\phi$ 24	112	-	-	-	-2.97	-14.4	ok	0.18	0.20	ok

## 5 CORDOLO E SOLETTA

Nel presente capitolo si riportano le verifiche strutturali del cordolo e della soletta effettuate in combinazione eccezionale, ovvero quella che prevede la presenza dell'urto di un veicolo in svio.

### 5.1 CORDOLO

La verifica del cordolo è condotta in corrispondenza della sezione di base A-A.

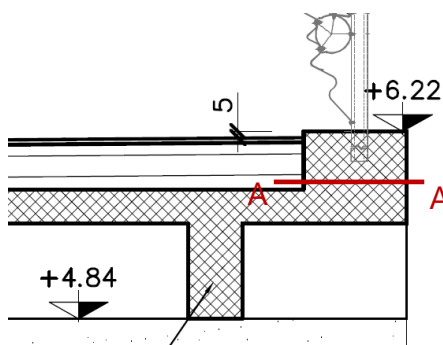


Figura 37: sezione di verifica

La sezione di verifica, ottenuta diffondendo la forza dovuta all'urto lungo la verticale con un angolo di 45°, è pari a:

- $B = 0.25 + 2 \cdot 0.43 = 1.11 \text{ m}$
- $H = 0.75 \text{ m}$

Le sollecitazioni in corrispondenza della sezione sono pari a:

- $V_{Ed} = 100 \text{ kN}$
- $M_{Ed} = 100 \cdot (1.00 + 0.38) = 138 \text{ kNm}$

Nel cordolo si dispongono staffe  $\phi 16/20$ .

Verifica a flessione

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	111	75	1	10.05	5
			2	10.05	70

Sollecitazioni: S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N:  Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN     yN

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kNm

Materiali: **B450C**    **C32/40**

E <sub>su</sub> <b>67.5</b> ‰	E <sub>c2</sub> <b>2</b> ‰
f <sub>yd</sub> <b>450</b> N/mm²	E <sub>cu</sub> <b>3.5</b>
E <sub>s</sub> <b>200000</b> N/mm²	f <sub>cd</sub> <b>27.2</b>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <b>15</b>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <b>0.8</b> ?
E <sub>syd</sub> <b>2.25</b> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <b>12.25</b>
σ <sub>s,adm</sub> <b>255</b> N/mm²	τ <sub>co</sub> <b>0.7333</b>
	τ <sub>c1</sub> <b>2.114</b>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub> **3.329** ‰  
 ε<sub>s</sub> **67.5** ‰  
 d **70** cm  
 x **3.29**    x/d **0.047**  
 δ **0.7**

Tipo Sezione:  Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione:  Retta     Deviata

N° rett.

Calcola MRd    Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm    Col. modello

Precompresso

M<sub>Ed</sub> = 138 kNm < M<sub>Rd</sub> = 322 kNm      Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

Larghezza sezione	b =	111.0	cm
Altezza sezione	h =	75.0	cm
Copriferro di calcolo	c =	5.0	cm
Braccio delle armature	d =	70.0	cm
Armatura longitudinale	A <sub>s1</sub> =	10.1	cm <sup>2</sup>
Sforzo di compressione agente (+)	N <sub>ed</sub> =	0.00	kN
Rapporto geometrico arm. longitudinale	ρ <sub>l</sub> =	0.001	
	k =	1.53	
Resistenza cilindrica caratteristica	f <sub>ck</sub> =	332.0	daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	σ <sub>cp</sub> =	0.0	daN/cm <sup>2</sup>
	v <sub>min</sub> =	3.83	daN/cm <sup>2</sup>
		<b>297.8</b>	
Resistenza a taglio della sezione	V <sub>Rd</sub> =	<b>6</b>	<b>kN</b>

V<sub>Ed</sub> = 100 kN < V<sub>Rd</sub> = 297 kN      Verifica soddisfatta

## 5.2 SOLETTA

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per metro lineare di soletta in combinazione eccezionale.

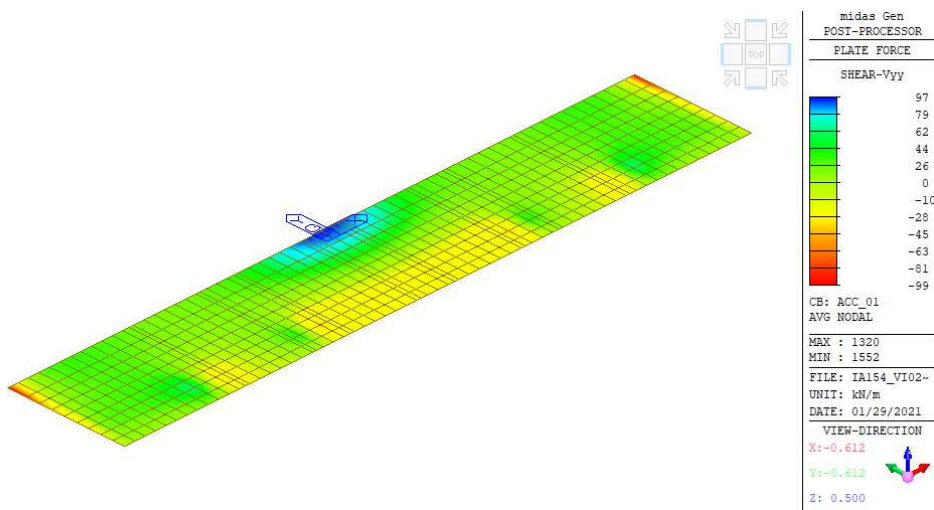


Figura 38: Taglio (Comb. eccezionale)

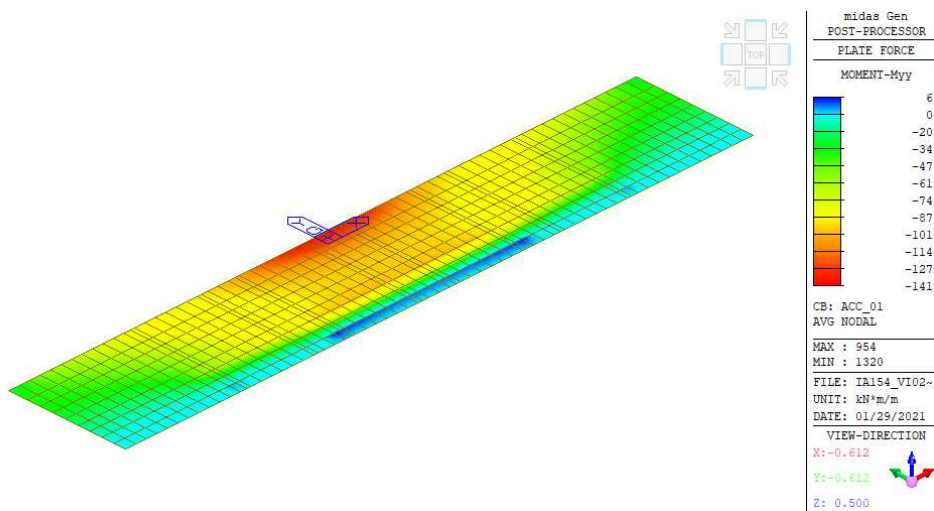


Figura 39: Momento flettente (Comb. eccezionale)

Nella soletta si dispongono armature  $\phi 16/10$  superiormente e  $\phi 16/20$  inferiormente.



$$V_{Ed} = 99 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 154 \text{ kN/m}$$

Verifica soddisfatta