

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J84C19000370009

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA

NODO DI BRESCIA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 2/2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 M 1 1 D 2 6 C L I N 0 1 B 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva		Gennaio 2022	N.Carella <i>N.Carella</i>	Gennaio 2022	L.Barchi <i>L.Barchi</i>	Gennaio 2022	A.Perego Gennaio 2022



IN1M11D26CLIN01B0001A .DOCX

n. Elab.: 1

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2.1	Geometria.....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	Normative di riferimento.....	7
3.2	Elaborati progettuali.....	7
4	MATERIALI.....	7
4.1	Calcestruzzo per magrone	7
4.2	Calcestruzzo per fondazione ed elevazione	8
4.3	Acciaio B450C	8
4.4	Valori limiti tensionali allo SLE	8
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
5.1	Terreno di ricoprimento/rinterro.....	9
5.2	Interazione terreno-struttura.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI.....	10
6.1	Pesi propri.....	10
6.2	Azioni permanenti	10
6.2.1	Ricoprimento, ballast e armamento.....	10
6.2.2	Pavimentazione sottopasso.....	10
6.3	Spinta del terreno.....	10
6.4	Carichi ferroviari.....	11
6.4.1	Effetti dinamici.....	11
6.4.2	Distribuzione dei carichi ferroviari.....	11
6.4.3	Treno di carico LM71.....	12
6.4.4	Treno di carico SW.....	12
6.4.5	Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente	13
6.4.6	Posizione dei carichi ferroviari.....	14
6.4.7	Spinta del terreno indotta dai treni di carico.....	16
6.4.8	Avviamento e frenatura	17
6.4.9	Serpeggio e centrifuga	17
6.5	Carichi stradali	17
6.6	Ritiro differenziale della soletta di copertura.....	17
6.7	Azione Termica.....	20
6.8	Azione Sismica	20

6.8.1	Sovrappinta sismica	21
6.8.2	Azione sismica inerziale	21
7	COMBINAZIONI DI CARICO	22
7.1	Elenco combinazioni	25
8	MODELLO DI CALCOLO	28
8.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	28
8.2	Affidabilità del codice di calcolo	29
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	30
10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	34
10.1	Sezione 1	34
10.2	Sezione 2	38
10.3	Sezione 3	42
10.4	Sezione 4	47
10.5	Sezione 5	50
10.6	Sezione 6	54
11	ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE	59
12	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	60
13	VERIFICHE GEOTECNICHE	61



LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA

PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI
BRESCIA

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAGINE
IN1M	11	D 26CL	IN01B0001	A	4 di 61

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la verifica strutturale delle opere idrauliche di attraversamento IN02, nell'ambito della progettazione definitiva del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia. In particolare si considerano le verifiche strutturali del tombino al km 0+078.39 della linea A.V. /A.C. Milano – Verona.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il tombino verrà realizzato in opera al di sotto della linea viaria esistente.

La struttura è caratterizzata, lungo tutto il suo sviluppo al disotto del rilevato stradale, dalla sua sezione scatolare trasversale. Nelle analisi viene perciò presa in considerazione una striscia di sezione scatolare di lunghezza unitaria.

2.1 Geometria

La sezione trasversale retta del tombino ha una larghezza interna di $L_{int} = 3.50$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 2.22$ m; lo spessore della platea di fondazione è 0.60 cm, spessore dei piedritti e della soletta è di 0.40 m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e il piano viario, è pari ad 4.32 m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e il piano viario, è pari ad 4.32 m.

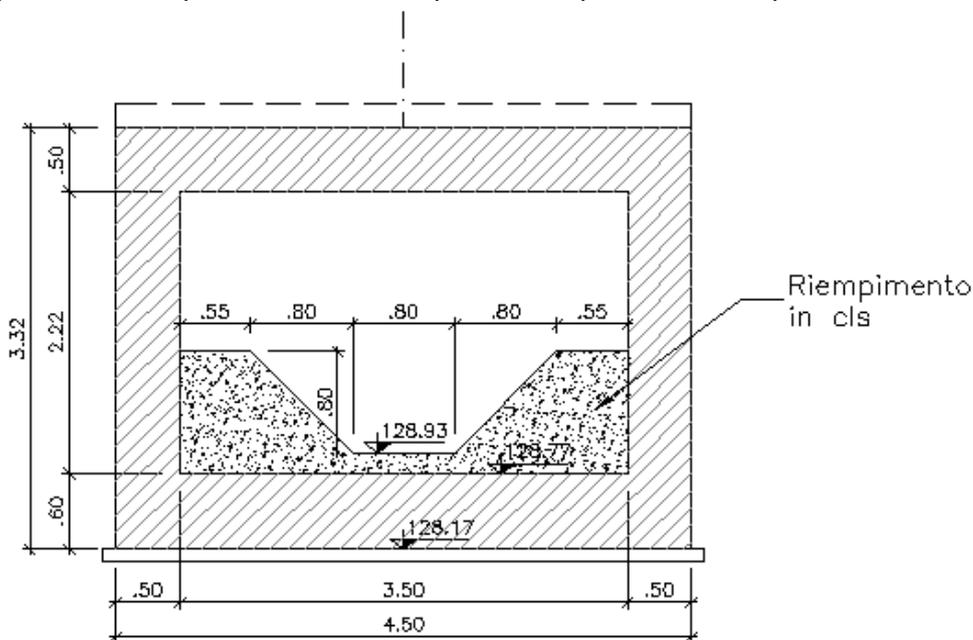


Figura 1 – sezione trasversale

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normative di riferimento

- [1]. L. n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2]. L. n. 64 del 2/2/1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [4]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [7]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [8]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [9]. UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [10]. UNI EN 1991-1-2 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali
- [11]. UNI EN 1997-1 (2005) - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [12]. UNI EN 1998-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [13]. UNI EN 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [14]. D.M. 31.07.2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.

3.2 Elaborati progettuali

- PIANTE E SEZIONI
- CAROENTERIA SOTTOPASSO SCATOLARE

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 (R_{ck} 15 MPa)

IN1M11D26CLIN01B0001A .docx

Classe di esposizione: X0
Classe di consistenza S3

4.2 Calcestruzzo per fondazione ed elevazione

Conglomerato classe di resistenza 32/40 (R_{ck} 40 MPa)

Classe di esposizione XC4
Dimensione max aggregati 32 mm
Classe di consistenza S4
Copriferro minimo (FS N°I/SC/PS-OM/2298) 50 mm

4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450$ MPa;
Tensione di progetto: $f_{yd} = 391.3$ MPa;
Modulo Elastico $E_s = 210'000$ MPa.

4.4 Valori limiti tensionali allo SLE

Limiti tensionali allo SLE, secondo "RFI DTC SI MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili".

Tensioni di compressione del calcestruzzo:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara) $0.55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico Quasi Permanente $0.40 f_{ck}$;

Nel seguito verrà presa in esame la sola combinazione di carico Caratteristica (Rara) con limite tensionale $0.40 f_{ck}$.

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara) $0.75 f_{yk}$.

Fessurazione:

- Per combinazione Caratteristica (Rara)
 - $w < w_1 = 0.20$ mm

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale.

5.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera è stato assunto un peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

5.2 Interazione terreno-struttura

Il terreno di rinfianco dell'opera è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici assunti costanti lungo l'altezza dello scatolare e conservativamente pari a quelli del terreno di fondazione:

$$\gamma = 20 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$c' = 0 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$$

Si tiene conto dell'interazione terreno – struttura in fondazione mediante l'introduzione di molle in grado di schematizzare il comportamento del terreno. Si assume, in modo conservativo rispetto a quanto indicato nella Relazione Geotecnica Generale, una costante di sottofondo (Winkler) pari a:

$$k_w = 9807 \text{ kN/m}^3$$

I valori delle molle vengono differenziati dal programma di calcolo in funzione della zona di appoggio (laterale, intermedia e centrale) secondo lo schema in figura.

<i>Interasse molle</i>	$i = \left(\frac{S_p}{2} + L_{int} + \frac{S_p}{2}\right)/10$	[m]
<i>Molle centrali</i>	$k_1 = k_w * i$	[kN/m]
<i>Molle intermedie</i>	$k_2 = 1,5 * k_w * i$	[kN/m]
<i>Molle laterali</i>	$k_3 = 2 * k_w * \left(\frac{i}{2} + \frac{S_p}{2}\right)$	[kN/m]

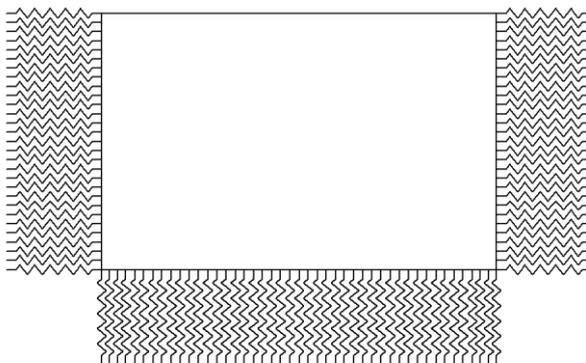


Figura 4 Modellazione letto di molle

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Pesi propri

Il peso proprio delle strutture è imputato direttamente dal programma di calcolo utilizzando per il calcestruzzo un peso specifico di 25 kN/m³.

6.2 Azioni permanenti

6.2.1 Ricoprimento, ballast e armamento

La determinazione del carico permanente portato dovuto al peso della massicciata, dell'armamento e dell'impermeabilizzazione potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente un peso di volume pari a 18.0 kN/m³, per un'altezza media fra piano del ferro ed estradosso della soletta pari a 0.80 m, che corrisponde ad un carico sulla soletta superiore pari a 14.4 kN/m:

$$G_{2ric} = 18.0 \times 0.80 \times 1.00 = 14.4 \text{ kN/m}$$

6.2.2 Pavimentazione sottopasso

Relativamente ai carichi interni al sottopasso, considerando una pavimentazione e riempimento di spessore massimo 0.70 m e un peso specifico medio di 22 kN/m³, si ottiene un carico permanente interno allo scatolare applicato sopra il traverso di fondazione pari a:

$$G_{2PAV} = \gamma_{PAV} \times 0.70 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 22 \times 0.70 \times 1.00 = 15.4 \text{ kN/m}$$

6.3 Spinta del terreno

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky):

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 38^\circ = 0.384$$

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Dove:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco;
- $H = 7.10 \text{ m}$ è l'altezza dell'opera in esame;
- p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza del solettone superiore pari a $G_{2,ric}$

6.4 Carichi ferroviari

I carichi ferroviari indicati al par. 5.2 del D.M. 17/01/2018 devono essere amplificati del fattore “ α ” definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 del MdP RFI 2019.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

6.4.1 Effetti dinamici

In accordo con la fig. 2.5.1.4.2.4-1 del MdP RFI 2019 non è richiesta l'analisi dinamica.

Infatti:

- Velocità massima della linea ≤ 200 km/h:
- Il ponte non è continuo trattandosi di un sottovia
- n_0 entro i limiti di fig.1.4.2.4.2

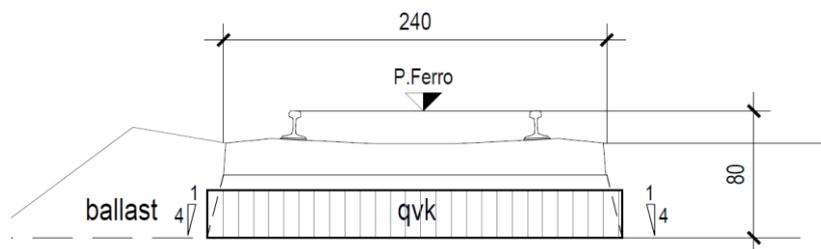
Gli effetti dinamici potranno essere tenuti in conto attraverso l'applicazione di un coefficiente dinamico Φ facendo riferimento al “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” nell'ipotesi di ridotto standard manutentivo:

$$L_{\Phi} = 1.3 \left[\frac{1}{2} (2H_{tot} + L_{tot}) \right] = 16.31$$

$$\Phi_3 = \left[\frac{2.16}{L_{\Phi}^{0.5} - 0.2} \right] + 0.73 = 1.28$$

6.4.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

Si assume che i sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscano, a partire dalla larghezza delle traversine (2.4 m), su una fascia di larghezza:



$$L_{trasv} = 2.40 + 2 \cdot [(H_{tot} - H_{traversina})/4 + H_{rsup} \tan(\varphi_{ricompimento}) + S_s/2]$$

Con

$H_{tot} = 0.80$ m	ricoprimento totale
$H_{traversina} = 0.40$ m	Spessore traversina
$H_{rsup} = 4.32$ m	Rinterro
$S_s = 0.80$ m	Spessore solettone

Si tenga conto che la diffusione al piano di imposta del ballast è pari a:

$$L_{trasv, ballast} = 2.40 + 2 \cdot [(H_{tot} - H_{traversina})/4] = 2.4 + 2 \cdot [(0.40/4)] = 2.60 \text{ m}$$

6.4.3 Treno di carico LM71

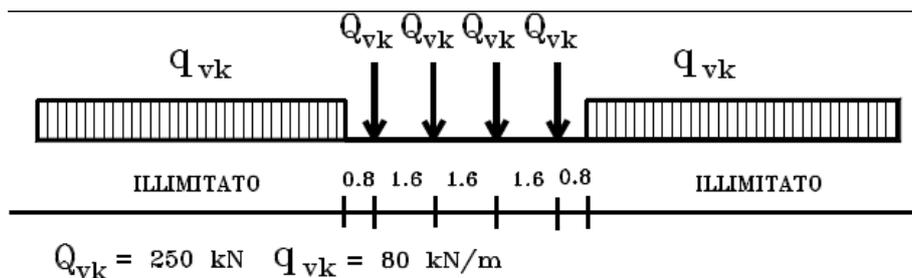


Figura 5: treno di carico LM71

Carichi ferroviari mobili LM71									
Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_{trasv}	q'_{vk}	α	Φ_3	q'_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.4	4	39.1	1.1	1.28	55.00
	Carico distribuito	-	80	-	4	20	1.1	1.28	28.16

Essendo:

L_{long} lunghezza di distribuzione longitudinale del carico

L_{trasv} larghezza di distribuzione trasversale del carico

q'_{vk} carico per unità di superficie $Q_{vk}/(L_{long} \cdot L_{trasv})$ ovvero q_{vk}/L_{trasv}

α coefficiente di amplificazione del carico

Φ_3 coefficiente di amplificazione dinamica

q'_{vd} carico di progetto per unità di lunghezza applicato al modello

6.4.4 Treno di carico SW

Trattandosi di scatolare con luce unica si prende in considerazione il solo schema SW/2

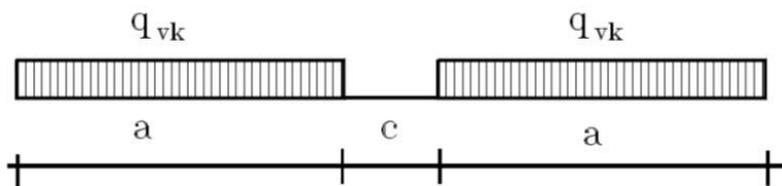


Figura 6 treno di carico SW

Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Carichi ferroviari mobili SW/2									
Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_d	q_{vk}	α	Φ_3	q_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
SW/2	Carico distribuito	-	150	-	4	37.5	1	1.28	48.00

6.4.5 Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente

Il modello di carico citato dalle S.T.I. e definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010 è lo schema LM71.

Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi dello schema LM71 per effetto delle traverse e del ballast

Assumendo, per la distribuzione trasversale, una larghezza convenzionale di 3.0 m (EN 1991 – 2:2003/AC:2010), il carico verticale equivalente agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a

$$q_a = \alpha \cdot 250 / (1,60 \cdot 3,00) = 52,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = \alpha \cdot 80 / 3,00 = 26,67 \text{ kN/m}^2$$

in cui $\alpha = 1$ per le categorie di traffico passeggeri P2-P4 e F1 di traffico merci.

Il valore del carico diffuso risulta minore di quello calcolato, nel precedente paragrafo, per una larghezza trasversale (a 80 cm dal P.F.) minore di 3.00 m:

$$L_t = 2.4 + 2 \cdot [(0.80 - 0.40) / 4] = 2.60 \text{ m} < 3,00 \text{ m}$$

$$q_{ad} = 55.00 \text{ kN/m}^2 > 52,08 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{bd} = 28.16 \text{ kN/m}^2 > 26,67 \text{ kN/m}^2$$

6.4.6 Posizione dei carichi ferroviari

Per i treni di carico sopra definiti, vengono considerate tre diverse posizioni di seguito rappresentate. Ad ogni posizione corrisponde una diversa condizione di carico individuata dall'indice di posizione (1, 2, 3).

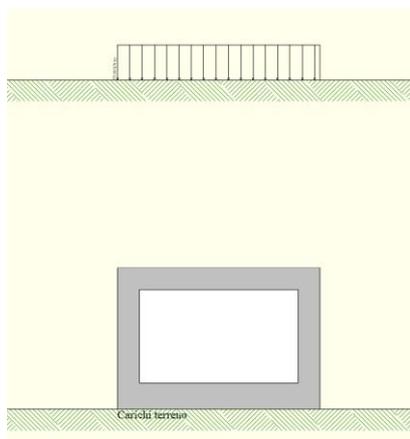


Figura 7 - Treno di carico LM71-Posizione 1

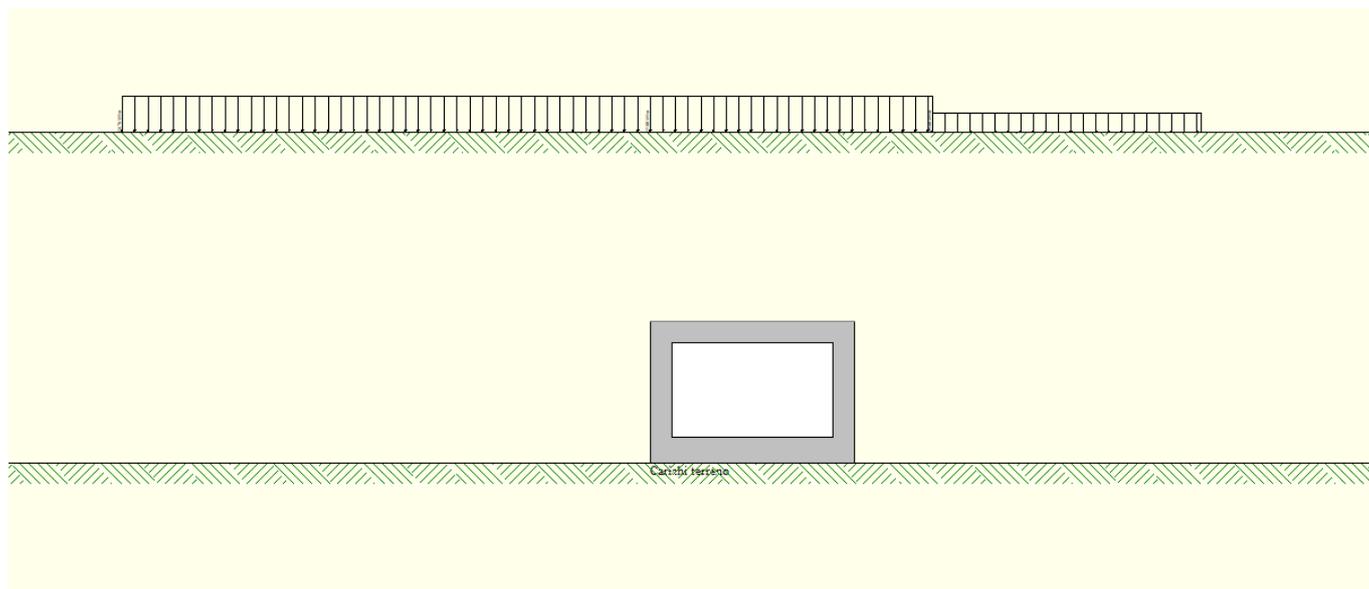


Figura 8 – treno di carico LM71 – Posizione 2

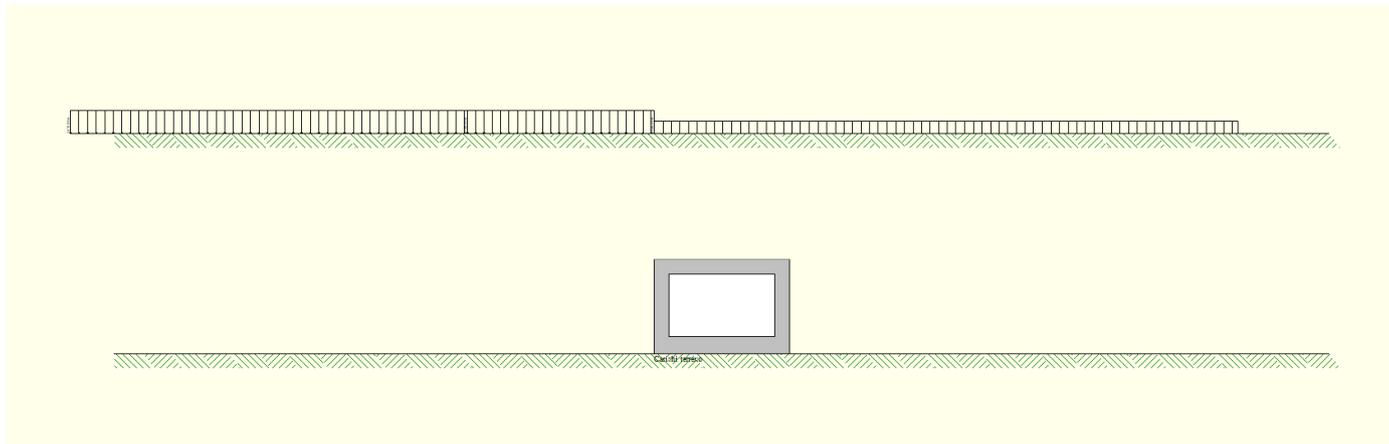


Figura 9 – treno di carico LM71 – Posizione 3

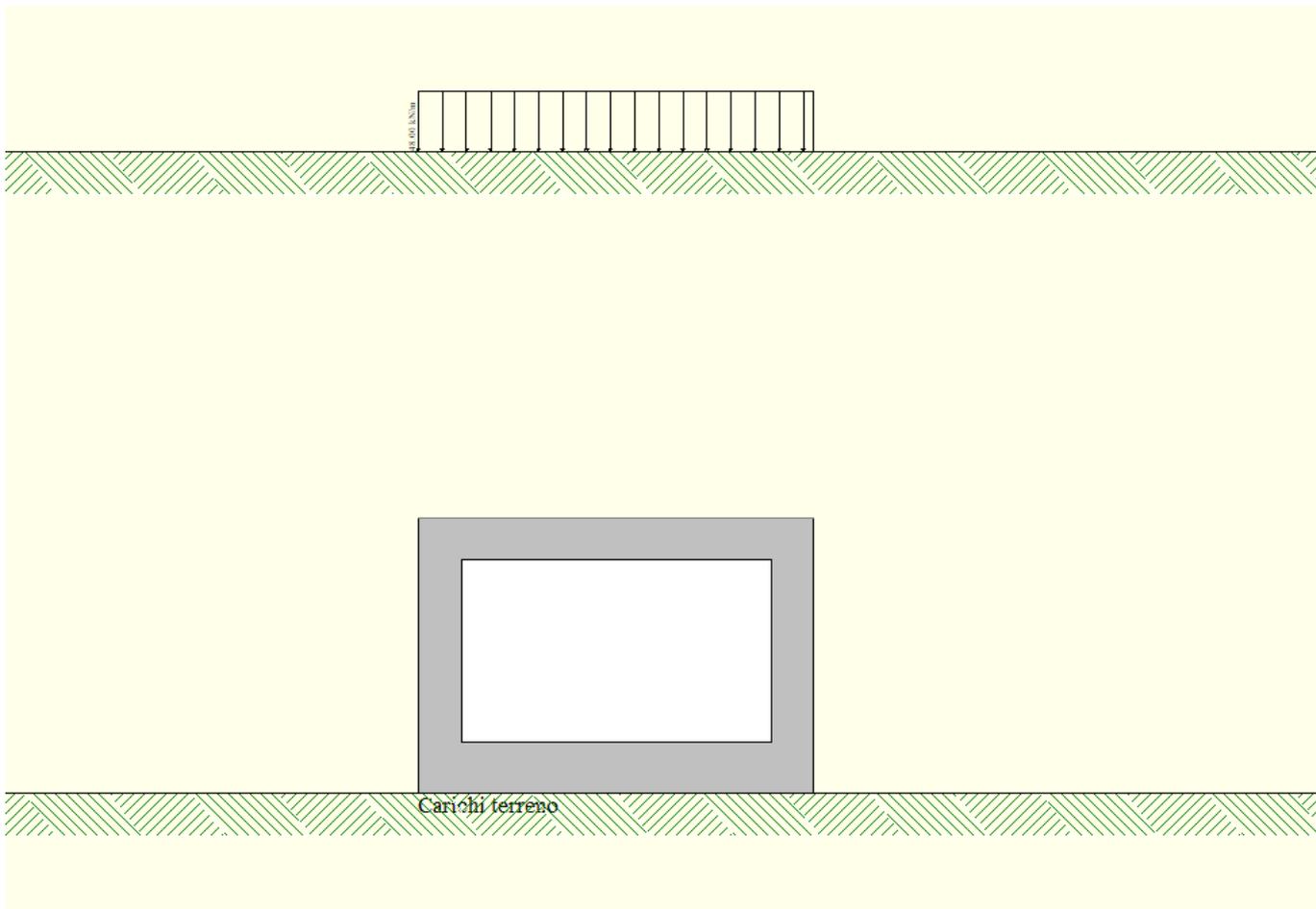


Figura 10 – treno di carico SW2 Posizione 1

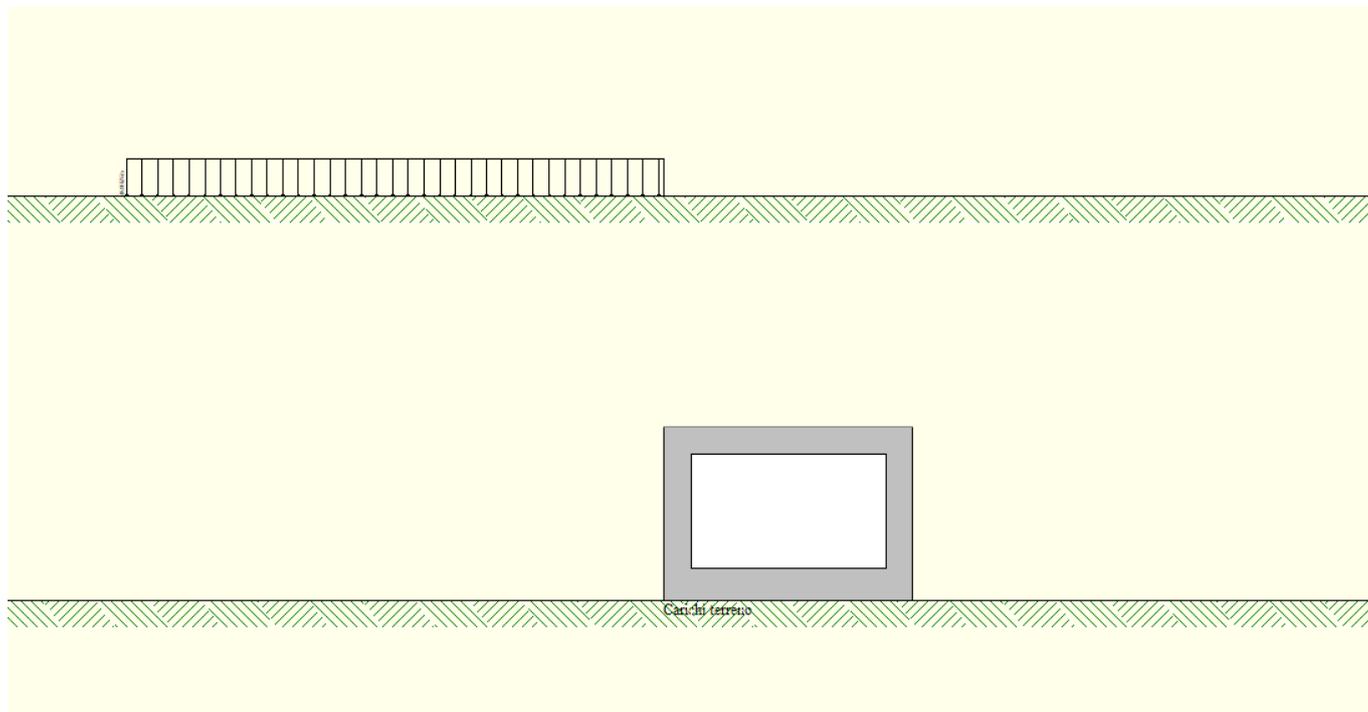


Figura 11 – treno di carico SW2 posizione 2

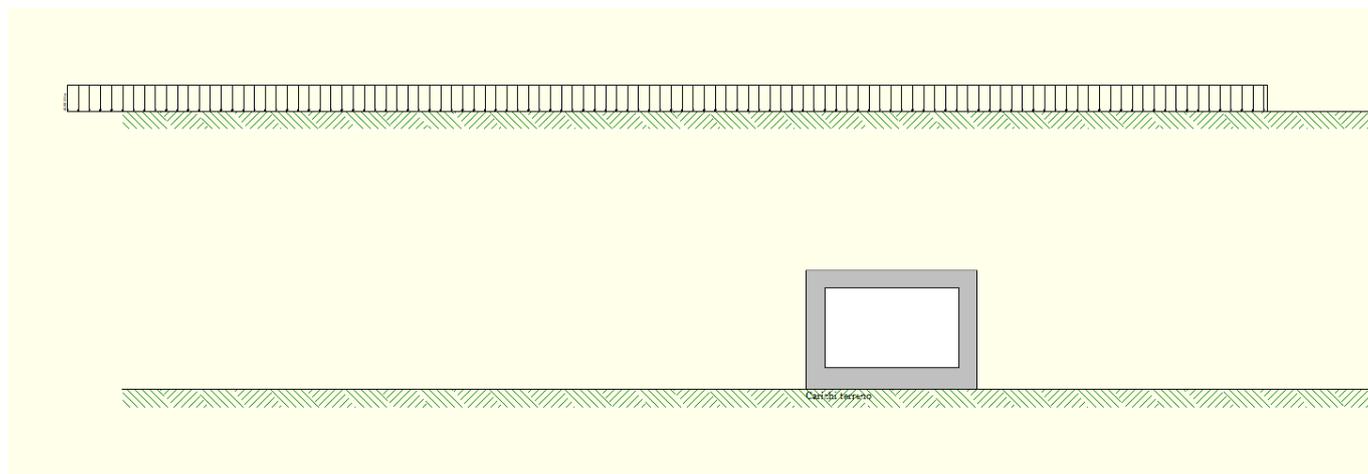


Figura 12 – treno di carico SW2 posizione 3

6.4.7 Spinta del terreno indotta dai treni di carico

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula $p = q * K_0$ con $K_0 = 0.384$, ove q è il carico equivalente sul rilevato.

6.4.8 Avviamento e frenatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento agenti a livello del P.F. ed in direzione longitudinale valgono secondo quanto indicato nella seguente tabella:

SOLLECITAZIONE	TRENO DI CARICO	CARICO [kN/m]
Avviamento	LM 71 – SW0 – SW2	33
Frenatura	LM 71 – SW0	20
Frenatura	SW2	35

Le azioni di avviamento e frenatura saranno combinate con i relativi carichi verticali ed applicate direttamente al solettone di copertura del sottopasso, amplificate del coefficiente α .

Carichi ferroviari mobili LM71							
Treno	Tipo	$Q_{la,k}$	$Q_{lb,k}$	L_{trasv}	α	$Q_{la,d}$	$Q_{lb,d}$
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[-]	[kN/m/m]	[kN/m/m]
LM71	Avviamento	33	-	4	1.1	9.08	-
	Frenatura	-	20	4	1.1	-	5.5
SW/2	Frenatura	-	35	4	1	-	8.75

Essendo

$$Q_{la,d} = \alpha \cdot Q_{la,k} / L_d$$

$$Q_{lb,d} = \alpha \cdot Q_{lb,k} / L_d$$

6.4.9 Serpeggio e centrifuga

Tali carichi vengono trascurati perché non determinanti per il dimensionamento trasversale dell'opera.

6.5 Carichi stradali

All'interno dello scatolare viene considerato un carico di esercizio uniformemente distribuito di intensità 20,0 kN/m

6.6 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Gli effetti del ritiro vengono valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e

D.M.17-01-2018. I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro.

ClS a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	3	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	7	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	1000	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	500000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	80	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico EC_t a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 1.982$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 119.87 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.173 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.968 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.572 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 12.11 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u.3} = 0.984 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.922 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11281951 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000191 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000133 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952823$$

$$K_h = 0.7 \text{ parametro che dipende da } h_0 \text{ secondo il prospetto seguente}$$

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Valori di K_h intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000199$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.756400$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 3 \text{ coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.13 \text{ coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -6.41 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

6.8.1 Sovrappinta sismica

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S * \frac{a_g}{g} * \gamma * h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su h_{tot} .

6.8.2 Azione sismica inerziale

Anche per queste azioni si utilizza 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 $F_h = k_h * W$
- Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

Essendo W il peso del manufatto e k_h e k_v i coefficienti definiti al par. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, corretti in base alle indicazioni del cap. 3.10.3.1 del Manuale di Progettazione sez.III

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

$\beta_m = 1,0$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verranno eseguita mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018,

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

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

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

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

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E) = $\pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I valori dei coefficienti che tengono conto della non contemporaneità dei massimi valori delle azioni sono dati dalla Tab. 5.2.VI:

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in Tab. 5.2.V:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nel calcolo della struttura scatolare, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto. Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte. Le prime sei condizioni sono definite in automatico dal programma.

Le azioni di frenatura ed avviamento sono state inserite nelle condizioni dei carichi ferroviari verticali LM71 ed SW2 raggruppandoli come previsto in tab. 5.2.IV

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (LM71-1-GR1)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.25$ $V_{tf}= 5.25$

Condizione di carico n° 8 (LM71-2-GR1)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 6.40$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Terreno	$X_i= 6.40$	$X_i= 12.50$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.25$ $V_{tf}= 5.25$
Distr	Terreno	$X_i= -12.00$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 54.76$	$V_{ni}= 54.76$	

Condizione di carico n° 9 (LM71-3-GR1)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.25$ $V_{tf}= 5.25$
Distr	Terreno	$X_i= -6.40$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 20.00$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	
Distr	Terreno	$X_i= -20.00$	$X_i= -6.40$	$V_{ni}= 54.76$	$V_{ni}= 54.76$	

Condizione di carico n° 10 (SW2-1-GR1)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.05$ $V_{tf}= 5.05$

Condizione di carico n° 11 (SW2-2-GR1)

Distr	Terreno	$X_i= -10.00$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.05$ $V_{tf}= 5.05$

Condizione di carico n° 12 (SW2-3-GR1)

Distr	Terreno	$X_i= -20.00$	$X_i= 12.50$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 5.05$ $V_{tf}= 5.05$

Condizione di carico n° 13 (LM71-1-GR3)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.49$ $V_{tf}= 10.49$

Condizione di carico n° 14 (LM71-2-GR3)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 6.40$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Terreno	$X_i= 6.40$	$X_i= 12.50$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.49$ $V_{tf}= 10.49$
Distr	Terreno	$X_i= -12.00$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	

Condizione di carico n° 15 (LM71-3-GR3)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.49$ $V_{tf}= 10.49$
Distr	Terreno	$X_i= -6.40$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 55.00$	$V_{ni}= 55.00$	
Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 20.00$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	
Distr	Terreno	$X_i= -20.00$	$X_i= -6.40$	$V_{ni}= 29.00$	$V_{ni}= 29.00$	

Condizione di carico n° 16 (SW2-1-GR3)

Distr	Terreno	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.10$ $V_{tf}= 10.10$

Condizione di carico n° 17 (SW2-2-GR3)

Distr	Terreno	$X_i= -20.00$	$X_i= 0.00$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.10$ $V_{tf}= 10.10$

Condizione di carico n° 18 (SW2-3-GR3)

Distr	Terreno	$X_i= -20.00$	$X_i= 12.50$	$V_{ni}= 48.00$	$V_{ni}= 48.00$	
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_i= 4.63$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 10.10$ $V_{tf}= 10.10$

Condizione di carico n° 19 (PERMANENTE)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.50$	$X_i= 4.13$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$ $V_{tf}= 0.00$
-------	---------	-------------	-------------	----------------	----------------	-------------------------------

Condizione di carico n° 20 (STRADALE)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.50$	$X_i= 4.13$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ni}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$ $V_{tf}= 0.00$
-------	---------	-------------	-------------	----------------	----------------	-------------------------------

Condizione di carico n° 21 (RITIRO)

Term	Pied_S	D _{te} = -9.81	D _{ti} = -9.81
Term	Pied_D	D _{te} = -9.81	D _{ti} = -9.81
Term	Traverso	D _{te} = -9.81	D _{ti} = -9.81

Condizione di carico n° 22 (TERMICA UNIF)

Term	Traverso	D _{te} = -15.00	D _{ti} = -15.00
------	----------	--------------------------	--------------------------

Condizione di carico n° 23 (TERMICA FARE)

Term	Traverso	D _{te} = 5.00	D _{ti} = -5.00
------	----------	------------------------	-------------------------

Condizione di carico n° 24 (TERMICA UNIFORME (-))

Term	Traverso	D _{te} = 15.00	D _{ti} = 15.00
------	----------	-------------------------	-------------------------

Condizione di carico n° 25 (TERMICA FARFALLA (-))

Term	Traverso	D _{te} = -5.00	D _{ti} = 5.00
------	----------	-------------------------	------------------------

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

7.1 Elenco combinazioni

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative adottate nel calcolo. Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

COMBINAZIONI DI CALCOLO	SLU																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Peso proprio	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
spinta terre sx	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
spinta terre sdx	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
sisma Sinistra																											
spinta falda	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
LM71-1 - GR1		1.45	1.16	1.45	1.16																						
LM71-2 - GR1						1.45	1.16																				
LM71-3 - GR1								1.45	1.16																		
SW2-1 - GR1										1.45	1.16																
SW2-2 - GR1												1.45	1.16														
SW2-3 - GR1														1.45	1.16												
LM71-1 - GR3																1.45	1.16										
LM71-2 - GR3																		1.45	1.16								
LM71-3 - GR3																				1.45	1.16						
SW2-1 - GR3																					1.45	1.16					
SW2-2 - GR3																							1.45	1.16			
SW2-3 - GR3																									1.45	1.16	
PERMANENTE	1.5			1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
STRADALE				1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
RITIRO	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
TERMICA ±		0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5	0.9	1.5

COMBINAZIONI DI CALCOLO	SLV	
	1	2
Peso proprio	1	1
spinta terre sx	1	1
spinta terre sdx	1	1
sisma orizzontale	1	0.3
sisma Verticale	0.3	1
spinta falda	1	1
LM71-1 - GR1		
LM71-2 - GR1		
LM71-3 - GR1		
SW2-1 - GR1		
SW2-2 - GR1		
SW2-3 - GR1		
LM71-1 - GR3		
LM71-2 - GR3		
LM71-3 - GR3		
SW2-1 - GR3		
SW2-2 - GR3		
SW2-3 - GR3		
PERMANENTE	1	1
FOLLA		
RITIRO	1	1
TERMICA	0.5	0.5

COMBINAZIONI DI CALCOLO	SLE (RARA)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terre sx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terre sdx	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
sisma Sinistra												
spinta falda	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
LM71-1 - GR1												
LM71-2 - GR1												
LM71-3 - GR1												
SW2-1 - GR1												
SW2-2 - GR1												
SW2-3 - GR1												
LM71-1 - GR3	1						0.8					
LM71-2 - GR3		1						0.8				
LM71-3 - GR3			1						0.8			
SW2-1 - GR3				1						0.8		
SW2-2 - GR3					1						0.8	
SW2-3 - GR3						1						0.8
PERMANENTE	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
STRADALE												
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
TERMICA ±		0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6

	LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 2/2	COMMESSA IN1M	LOTTO 11	CODIFICA D 26CL	DOCUMENTO IN01B0001	REV. A

8 MODELLO DI CALCOLO

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler).

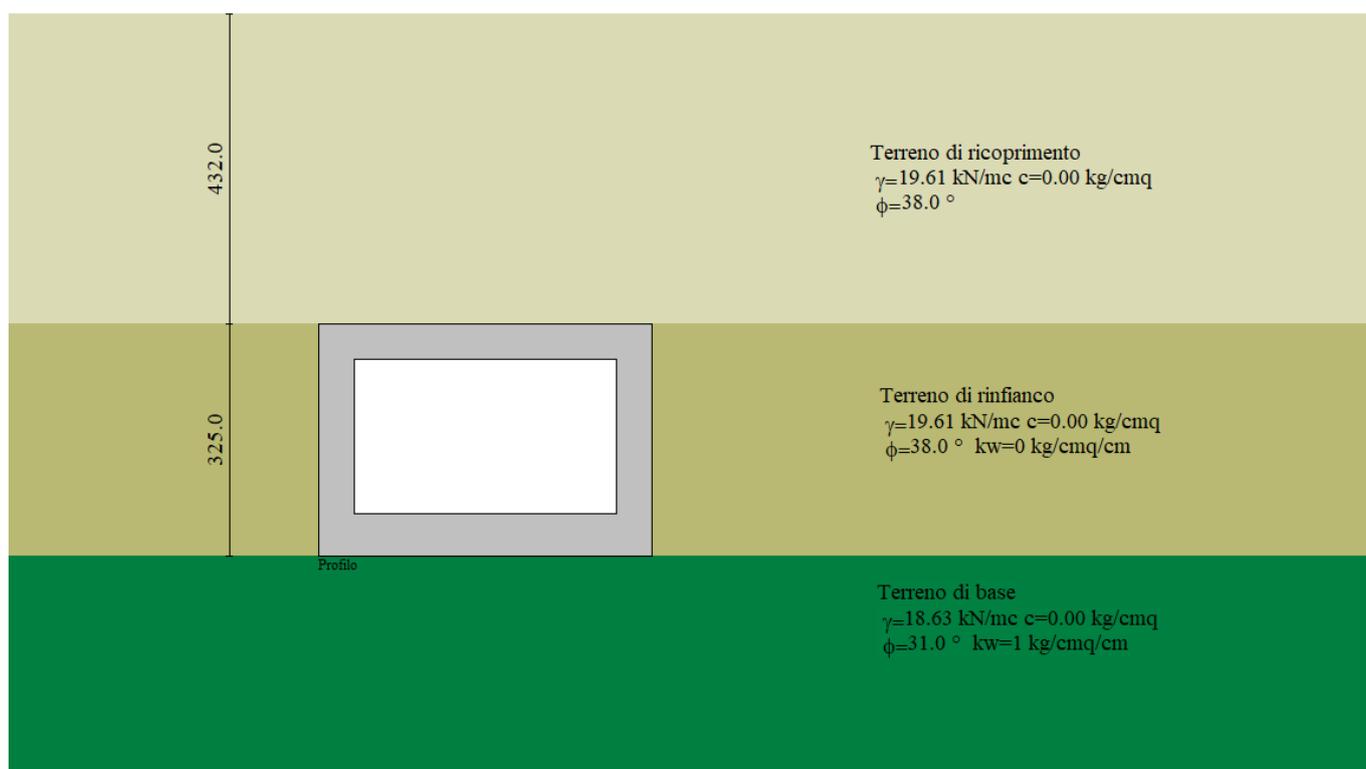


Figura 14 – Modello di calcolo scatolare

8.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per l'analisi delle strutture è stato utilizzato il software **SCAT** © versione **2014** della **Aztec Informatica**, numero di licenza **AIR0136G4**, distribuito da **Aztec Informatica** Corso Umberto 43 -87050 Casali del manco – Loc. Casole Bruzio (CS).

La documentazione fornita dal produttore e dal distributore del software circa l'affidabilità, la validazione ed i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione sono disponibili al sito del produttore.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

	<p>LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA</p>					
<p>Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 2/2</p>	<p>COMMESSA IN1M</p>	<p>LOTTO 11</p>	<p>CODIFICA D 26CL</p>	<p>DOCUMENTO IN01B0001</p>	<p>REV. A</p>	<p>PAGINE 29 di 61</p>

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

8.2 Affidabilità del codice di calcolo

Per quanto riguarda il software utilizzato per l'analisi strutturale, un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software SCAT 14.0 ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

9 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Nel seguito sono rappresentati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni allo SLU/SLV, in termini di momento flettente, taglio e sforzo normale su una striscia unitaria di sezione trasversale. Le sollecitazioni massime sulle diverse membrature sono riassunte nella tabella di Figura 18.

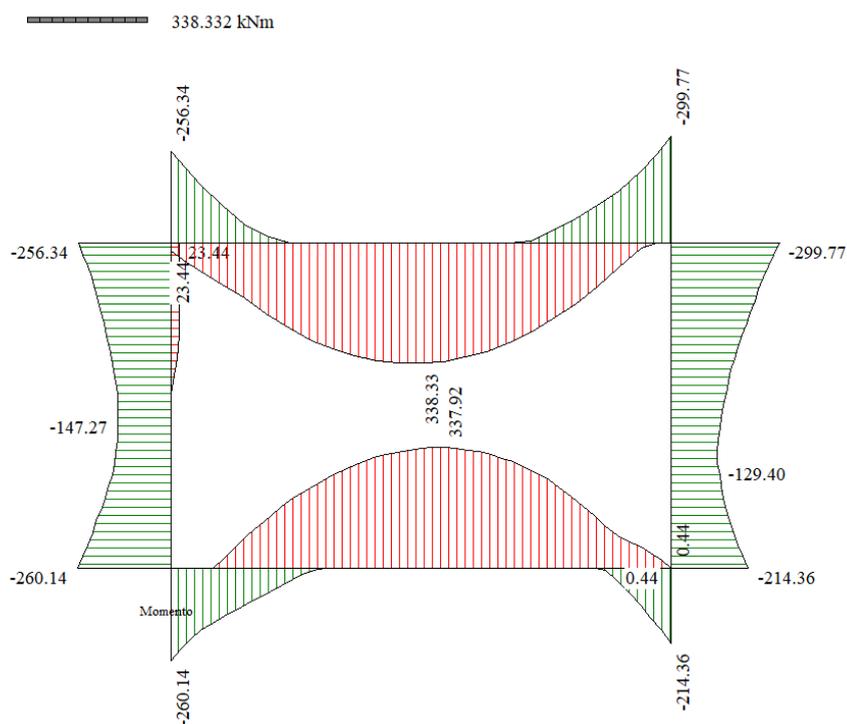


Figura 15 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU

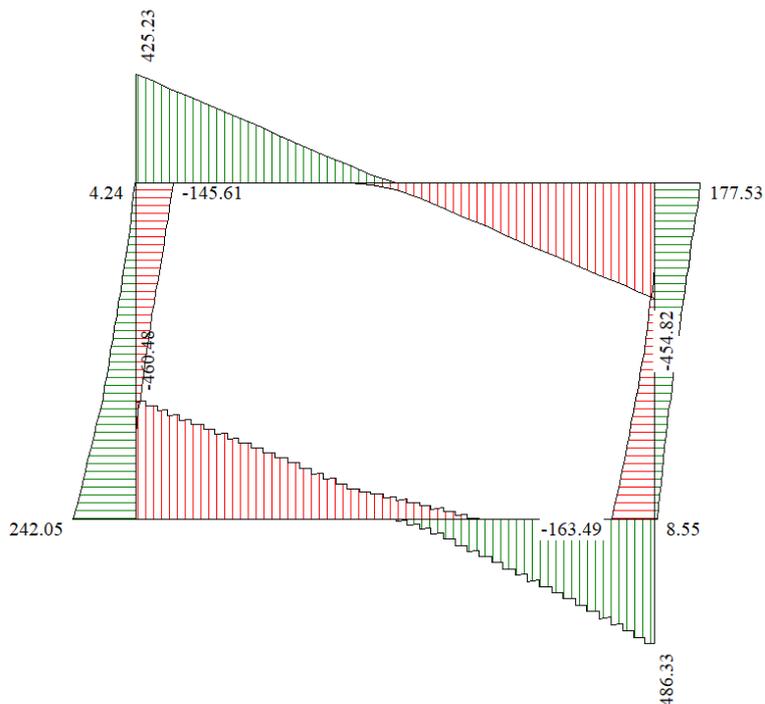


Figura 16 – Involuppo diagramma del taglio SLU

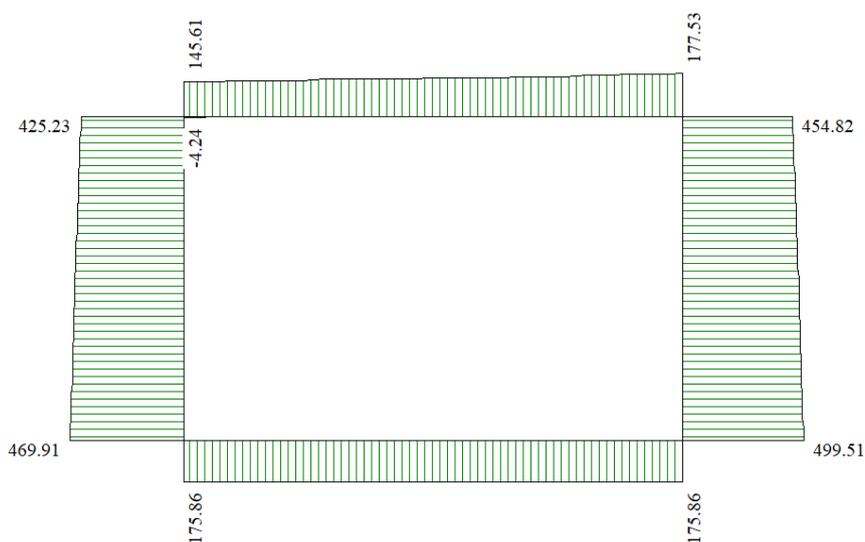


Figura 17 – involuppo diagramma sforzo normale SLU

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)						
Spinte e Pressioni	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	337.92	(38)	487.98	(14)	175.86	(5)
Piedritto sinistro	-260.14	(18)	242.05	(50)	469.91	(28)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-299.77	(39)	177.53	(49)	499.51	(38)
Traverso	338.33	(3)	-454.82	(14)	177.53	(49)

Figura 18 – Involuppo sollecitazioni massime

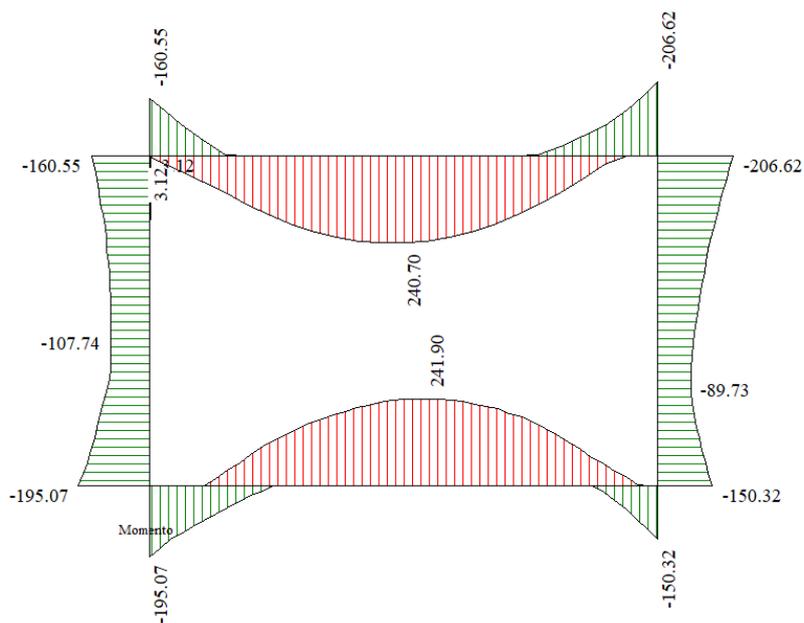


Figura 19- Involuppo momenti flettenti SLE

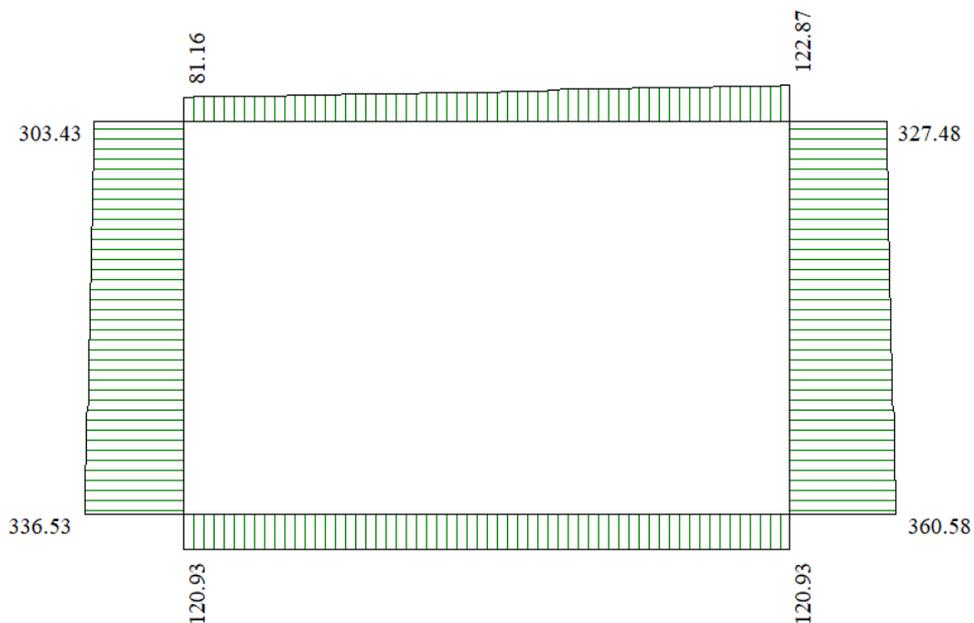
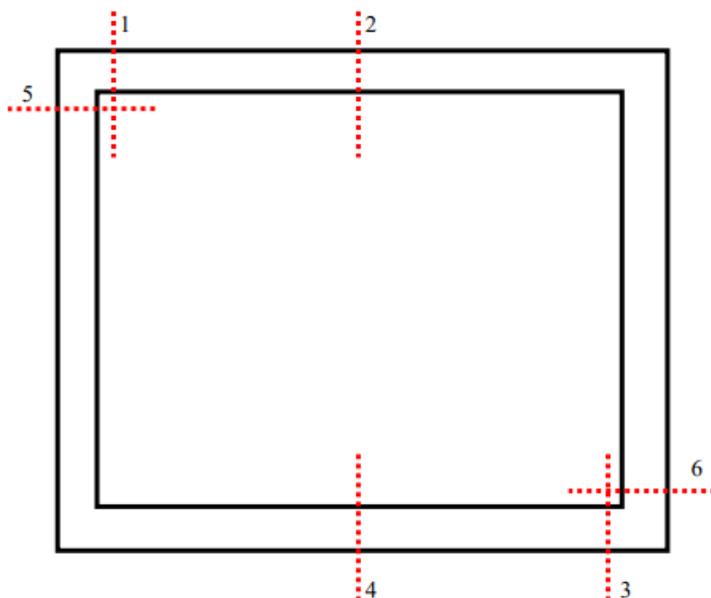


Figura 20 – Involuppo diagramma sforzo normale SLE

10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

Le sezioni in cui vengono eseguite le verifiche sono quelle di figura seguente:



10.1 Sezione 1

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 50 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = -299.77 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 177.53 \text{ kN}$

$V_{Ed,SLV} = 454 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = -206.60 \text{ kNm}$

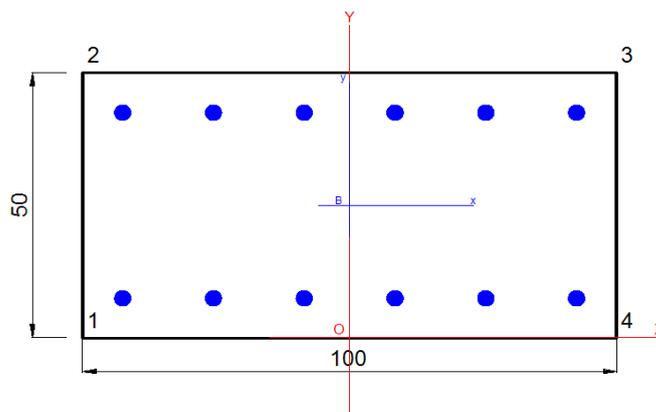
$N_{Ed,SLE} = 122.8 \text{ kNm}$

$A_s = 6\text{Ø}26$

$A'_s = 6\text{Ø}26$

Armatura a taglio $\text{Ø}10/20$

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-42.5	7.5	26
2	-42.5	42.5	26
3	42.5	42.5	26

4 42.5 7.5 26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	4	26
2	1	4	4	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	177.53	299.77	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	122.80	206.60	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	177.53	299.77	177.69	518.35	1.73	31.9(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.192	-50.0	50.0	0.00029	-42.5	42.5	-0.01472	-42.5	7.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000428628	-0.017931395	0.192	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.04	-50.0	50.0	-156.3	-42.5	7.5	1150	31.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00100	0.00000	0.500	26.0	62	0.00047 (0.00047)	370	0.174 (0.20)	174.77	0.00

Verifica a taglio:

DATI

V_{Ed}	[kN]	454.00		
N_{Ed}	[kN]	0.00		
$1 \leq \text{ctg } q \leq 2,5 \rightarrow 21.80^\circ \leq q \leq 45^\circ$				
1) $V_{Rsd} = 0,9 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) * \text{sen } \alpha$			eguagliando 1) e 2) si ottiene:	
2) $V_{Rcd} = 0,9 * d * b_w * a_c * f_{cd} * (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$			$\text{ctg } \theta = ([b_w * a_c * f_{cd} * s / (A_{sw} * f_{yd} * \text{sen } \alpha)] - 1)^{1/2}$	
$V_{rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$				
b_w	[cm]	100.00		
d	[cm]	42.00		
A_c	[cm ²]	4200.00		
classe calcestruzzo		C32/40	f_{ck}	[N/mm ²] 33.20
γ_c		1.50	f_{cd}	[N/mm ²] 18.81
classe acciaio		B450C	f_{yd}	[N/mm ²] 391.30
verif. Carico in prossimità di appoggi ?		NO		
a_v	[cm]	0.00	$V_{Ed,rid} = V_{Ed} * a_v / (2 * d)$ [kN] 454.00	

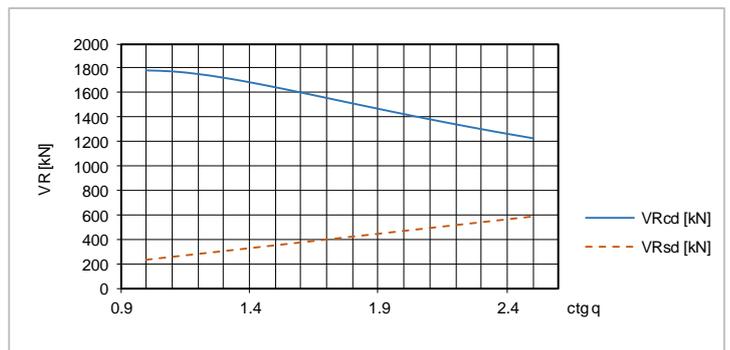
VERIFICA LIMITAZIONE SU V_{Ed}

$V_{Ed} \leq 0,5 * b_w * d * u * f_{cd}$ [kN] 1975.40 > Vsdu verifica soddisfatta: sezione idonea

VERIFICA STAFFE

$s_{\max} = \min(50; 17.5 ; 8)$	[cm]	25.00		
$A_{st,\max} = 1,5 * b_w$	[mm ² /m]	1500.00	$\Rightarrow A_{sw,\max} = A_{st,\max} * 100/s$	[mm ²] 7500.00
α	°	90		
ϕ	[mm]	10		
s	[cm]	20		
n_{bracci}		4		
A_{sw}	[mm ²]	314.16		
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c$	[N/mm ²]	0.00		
α_c		1.00		
$f_{cd} = 0,5 * f_{cd}$	[N/mm ²]	9.41		
$\text{ctg } \theta$		3.78		
θ	°	14.81		
$\text{ctg } \theta$: valore di calcolo		2.50		
$\text{ctg } \alpha$		0.00		
V_{Rsd}	[kN]	580.85		
V_{Rcd}	[kN]	1226.11		
V_{Rd}	[kN]	580.85		

α_c	α_c	α_{cp}	$0.25 * f_{cd}$
$1 + \alpha_{cp} / f_{cd}$	1.00	$0 \leq \alpha_{cp} < 0,25 * f_{cd}$	4.70
1.25	1.25	$0,25 * f_{cd} \leq \alpha_{cp} < 0,5 * f_{cd}$	$0.5 * f_{cd}$
$2,5 * (1 - \alpha_{cp} / f_{cd})$	2.50	$0,5 * f_{cd} \leq \alpha_{cp} < f_{cd}$	9.41



$V_{Rd} / V_{Ed,rid}$ 1.28 > 1 : verifica soddisfatta tipo di rottura: lato acciaio

10.2 Sezione 2

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 50 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = -338.00 \text{ kNm}$

$$N_{Ed,SLV} = 300.00 \text{ kN}$$

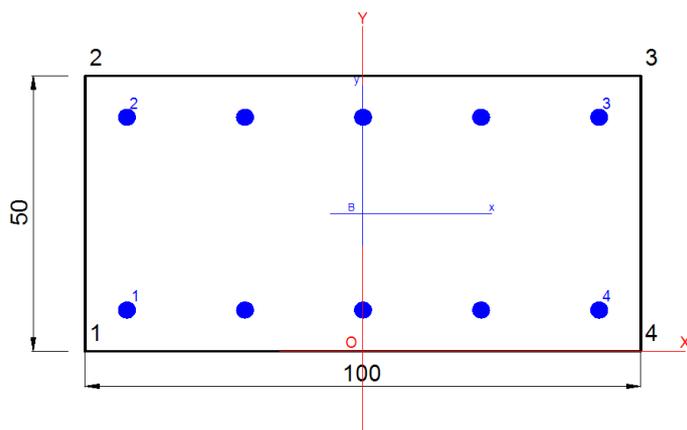
$$M_{Ed,SLE} = -240.00 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 122.00 \text{ kNm}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

$$A'_s = 5\varnothing 26$$

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	26
2	-42.0	42.0	26
3	42.0	42.0	26
4	42.0	8.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	300.00	-338.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	122.00	-240.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	300.00	-338.00	300.01	-461.64	1.37	26.5(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.198	-50.0	0.0	0.00014	-42.0	8.0	-0.01416	42.0	42.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000420473	0.003500000	0.198	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.87	-50.0	0.0	-222.9	21.0	42.0	1200	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00144	0.00000	0.500	26.0	67	0.00067 (0.00067)	428	0.286 (0.30)	-165.07	0.00

10.3 Sezione 3

B = 100 cm H = 60cm

$M_{Ed,SLV} = -260.00$ kNm

$N_{Ed,SLV} = 175.00$ kN

$V_{Ed,SLV} = 486.00$ kN

$M_{Ed,SLE} = -195.00$ kNm

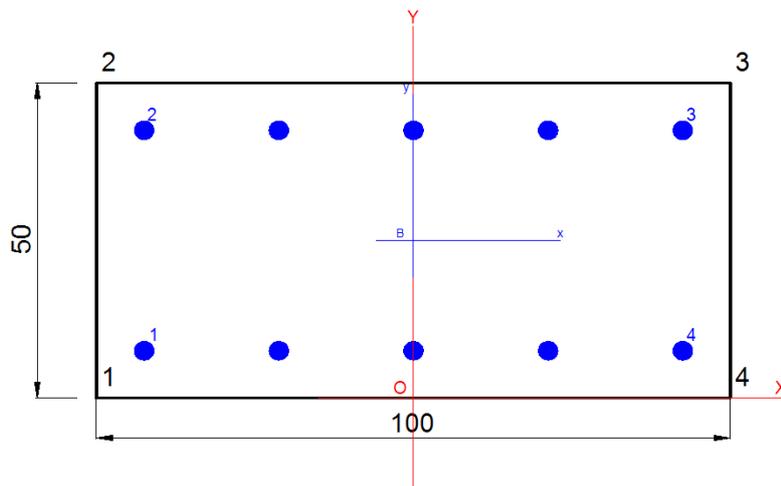
$N_{Ed,SLE} = 120.00$ kNm

$A_s = 5\text{Ø}26$

$A'_s = 5\text{Ø}26$

Armatura a taglio Ø10/20

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE



LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA

PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI
BRESCIA

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAGINE
IN1M	11	D 26CL	IN01B0001	A	44 di 61

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	26
2	-42.0	52.0	26
3	42.0	52.0	26
4	42.0	8.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	175.00	260.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	120.00	195.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)						
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)						
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000						
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]						
N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa

1	N	175.00	260.00	175.05	552.41	2.12	26.5
---	---	--------	--------	--------	--------	------	------

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.154	-50.0	60.0	-0.00001	-42.0	52.0	-0.01928	-42.0	8.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000438147	-0.022788835	0.154	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.51	-50.0	60.0	-136.8	-42.0	8.0	1450	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00084	0.00000	0.500	26.0	67	0.00041 (0.00041)	469	0.193 (0.20)	241.78	0.00

Verifica a taglio:

DATI

V_{Ed}	[kN]	486.00
N_{Ed}	[kN]	0.00

$$1 \leq \text{ctg } q \leq 2,5 \rightarrow 21.80^\circ \leq q \leq 45^\circ$$

- $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \text{sen } \alpha$
 - $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg } \theta^2)$
- $$V_{rid} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

eguagliando 1) e 2) si ottiene:

$$\text{ctg } \theta = \left(\frac{[b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} \cdot s / (A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen } \alpha)] - 1}{1} \right)^{1/2}$$

b_w	[cm]	100.00
d	[cm]	52.00
A_c	[cm ²]	5200.00
classe calcestruzzo		C32/40
γ_c		1.50
classe acciaio		B450C
verif. Carico in prossimità di appoggi ?		NO
a_v	[cm]	0.00

f_{ck}	[N/mm ²]	33.20
f_{cd}	[N/mm ²]	18.81
f_{yd}	[N/mm ²]	391.30

$$V_{Ed,rid} = V_{Ed} \cdot a_v / (2 \cdot d) \quad [kN] \quad \mathbf{486.00}$$

VERIFICA LIMITAZIONE SU V_{Ed}

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot U \cdot f_{cd} \quad [kN] \quad \mathbf{2445.73} > \text{Vsdu verifica soddisfatta: sezione idonea}$$

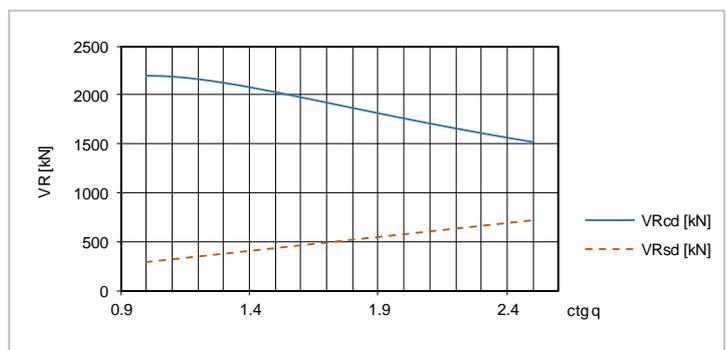
VERIFICA STAFFE

$$s_{max} = \min(50; 17,5 \cdot \rho) \quad [cm] \quad \mathbf{25.00}$$

$$A_{st,max} = 1,5 \cdot b_w \quad [mm^2/m] \quad \mathbf{1500.00} \Rightarrow A_{sw,max} = A_{st,max} \cdot 100/s \quad [mm^2] \quad \mathbf{7500.00}$$

α	°	90
ϕ	[mm]	10
s	[cm]	20
n_{bracci}		4
A_{sw}	[mm ²]	314.16
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c$	[N/mm ²]	0.00
α_c		1.00
$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$	[N/mm ²]	9.41
$\text{ctg } \theta$		3.78
θ	°	14.81
$\text{ctg } \theta$: valore di calcolo		2.50
$\text{ctg } \alpha$		0.00

α_c	α_c	α_{cp}	$0,25 \cdot f_{cd}$
$1 + \alpha_{cp} / f_{cd}$	1.00	$0 \leq \alpha_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$	4.70
1.25	1.25	$0,25 \cdot f_{cd} \leq \alpha_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$	$0,5 \cdot f_{cd}$
$2,5 \cdot (1 - \alpha_{cp} / f_{cd})$	2.50	$0,5 \cdot f_{cd} \leq \alpha_{cp} < f_{cd}$	9.41



$$V_{Rd} / V_{Ed,rid} \quad \mathbf{1.48} > 1 \quad : \text{verifica soddisfatta} \quad \text{tipo di rottura: lato acciaio}$$

10.4 Sezione 4

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 60 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = -337.92 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 175.00 \text{ kN}$

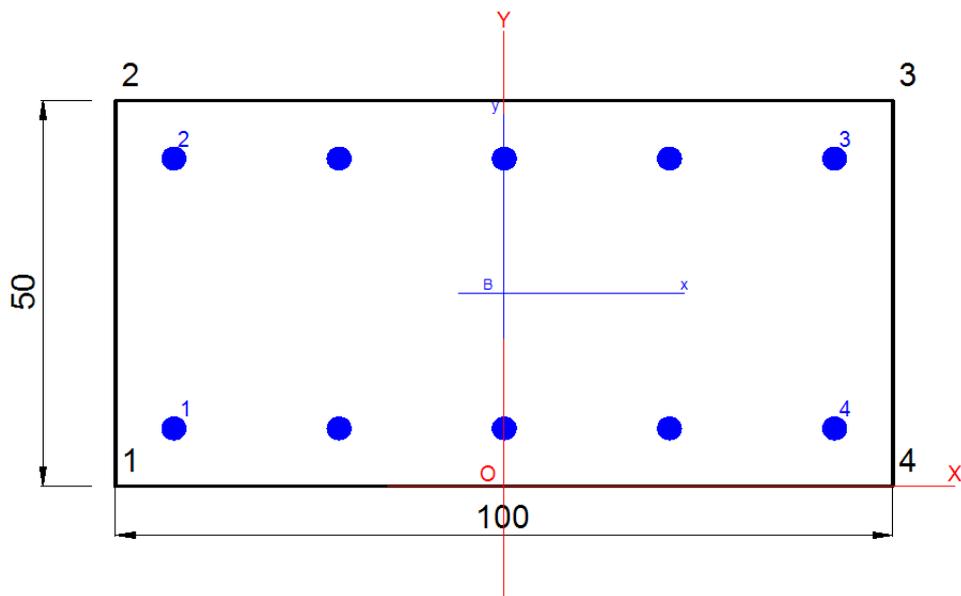
$M_{Ed,SLE} = -241.00 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 120.00 \text{ kNm}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa

Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	26
2	-42.0	52.0	26
3	42.0	52.0	26
4	42.0	8.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	175.00	-337.92	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione



LINEA A.V./A.C.MILANO-VERONA

PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI
BRESCIA

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAGINE
IN1M	11	D 26CL	IN01B0001	A	49 di 61

N°Comb.	N	Mx	My
1	120.00	-241.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	175.00	-337.92	175.05	-552.41	1.63	26.5

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.154	-50.0	0.0	-0.00001	-42.0	8.0	-0.01928	42.0	52.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000438147	0.003500000	0.154	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 5.55 -50.0 0.0 -174.2 21.0 52.0 1450 26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace A_c eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00107	0.00000	0.500	26.0	67	0.00052 (0.00052)	469	0.245 (0.30)	-238.56	0.00

10.5 Sezione 5

B = 100 cm H = 50 cm

$M_{Ed,SLV} = -299.00$ kNm

$N_{Ed,SLV} = 454.00$ kN

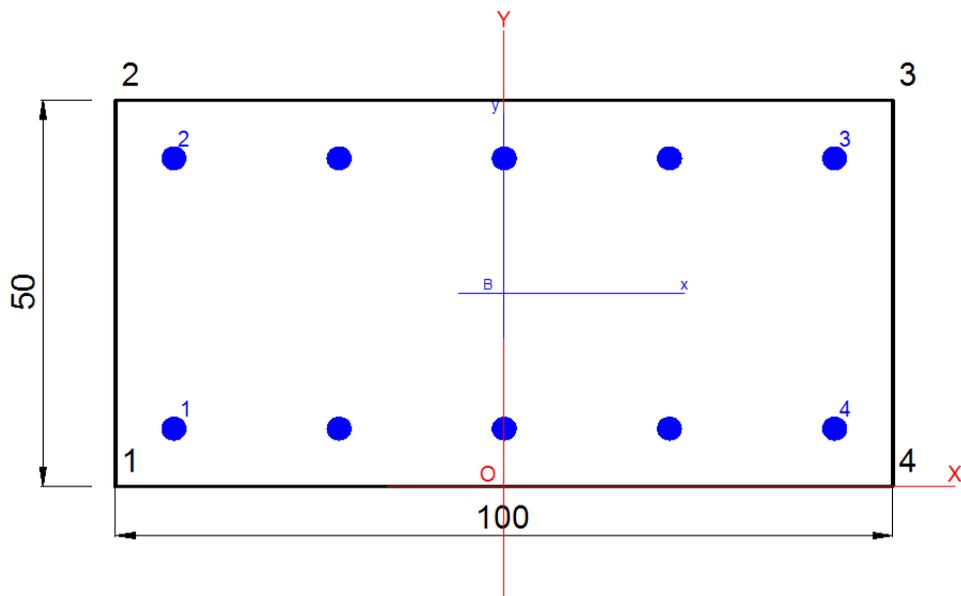
$M_{Ed,SLE} = -206.00$ kNm

$N_{Ed,SLE} = 327.00$ kNm

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

IN1M11D26CLIN01B0001A .docx

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.5	7.5	26
2	-42.5	42.5	26
3	42.5	42.5	26
4	42.5	7.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	454.00	299.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	327.00	206.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	454.00	299.00	453.98	494.23	1.65	26.5(9.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.199	-50.0	50.0	0.00039	-42.5	42.5	-0.01412	-42.5	7.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000414609	-0.017230453	0.199	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.70	-50.0	50.0	-149.0	-42.5	7.5	1100	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0.00000	0.500	26.0	62	0.00045 (0.00045)	394	0.176 (0.20)	185.54	0.00

10.6 Sezione 6

B = 100 cm H = 50 cm

$M_{Ed,SLV} = -260.00$ kNm

$N_{Ed,SLV} = 499.00$ kN

$V_{Ed,SLV} = 242$ kN

$M_{Ed,SLE} = 360.00$ kNm

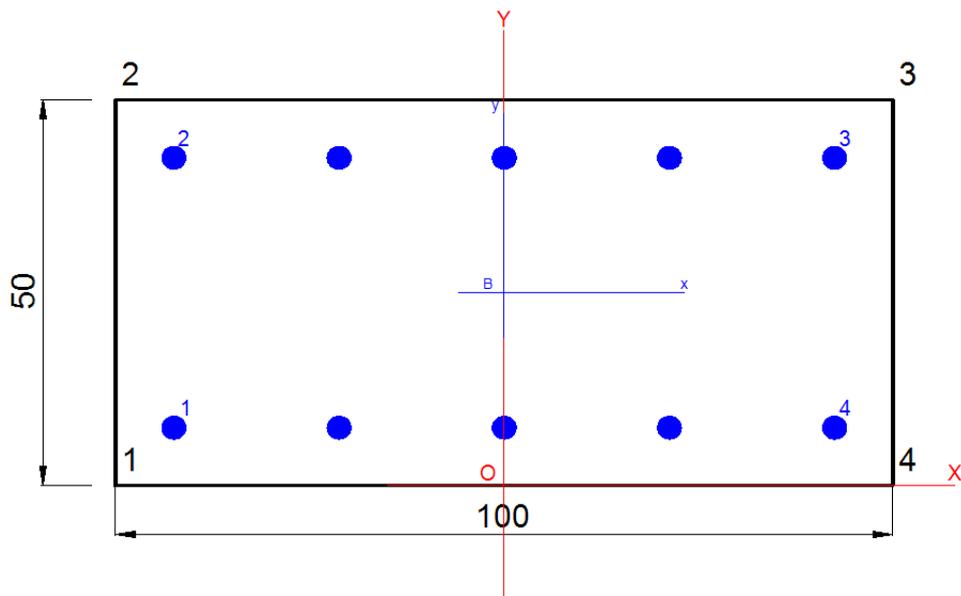
$N_{Ed,SLE} = 195.00$ kN

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$

Armatura a taglio $\varnothing 8/20$

Verifica a pressoflessione:



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:

C32/40

Resis. compr. di progetto fcd:

18.8 MPa

Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	12.8 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	26
2	-42.0	42.0	26
3	42.0	42.0	26
4	42.0	8.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	26
2	1	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	499.00	-260.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	360.00	195.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	499.00	-260.00	498.87	-496.16	1.91	53.1(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00035	-42.0	8.0	-0.01304	42.0	42.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000393917	0.003500000	----	----

DATI

V_{Ed} [kN] **242.00**
 N_{Ed} [kN] **0.00**

$1 \leq \text{ctg } q \leq 2,5 \rightarrow 21.80^\circ \leq q \leq 45^\circ$

- 1) $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \text{sen } \alpha$
2) $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$
 $V_{rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

eguagliando 1) e 2) si ottiene:

$$\text{ctg } \theta = ((b_w \cdot a_c \cdot f'_{cd} \cdot s) / (A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen } \alpha)) - 1)^{1/2}$$

b_w [cm] **100.00**
 d [cm] **42.00**
 A_c [cm²] **4200.00**
classe calcestruzzo **C32/40**
 γ_c **1.50**
classe acciaio **B450C**
verif. Carico in prossimità di appoggi ? **NO**
 a_v [cm] **0.00**

f_{ck} [N/mm²] **33.20**
 f_{cd} [N/mm²] **18.81**
 f_{yd} [N/mm²] **391.30**

$V_{Ed,rid} = V_{Ed} \cdot a_v / (2 \cdot d)$ [kN] **242.00**

VERIFICA LIMITAZIONE SU V_{Ed}

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot u \cdot f_{cd}$ [kN] **1975.40** > **Vsdu verifica soddisfatta: sezione idonea**

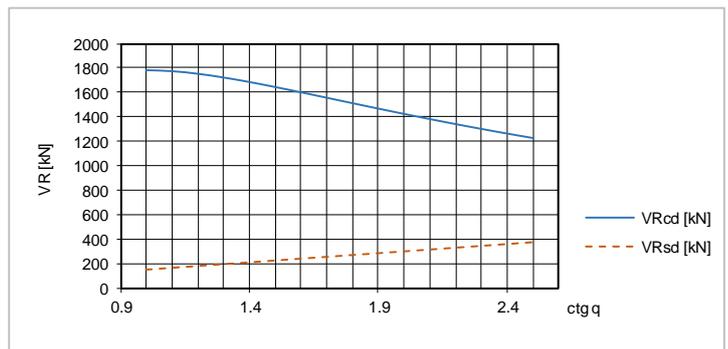
VERIFICA STAFFE

$s_{max} = \min(50; 17,5 \cdot \phi; 6,4)$ [cm] **25.00**
 $A_{st,max} = 1,5 \cdot b_w$ [mm²/m] **1500.00** $\rightarrow A_{sw,max} = A_{st,max} \cdot 100/s$ [mm²] **7500.00**

α_c	α_c	α_{cp}	$0,25 \cdot f_{cd}$
$1 + \alpha_{cp} / f_{cd}$	1.00	$0 \leq \alpha_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$	4.70
1.25	1.25	$0,25 \cdot f_{cd} \leq \alpha_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$	$0,5 \cdot f_{cd}$
$2,5 \cdot (1 - \alpha_{cp} / f_{cd})$	2.50	$0,5 \cdot f_{cd} \leq \alpha_{cp} < f_{cd}$	9.41

α ° **90**
 ϕ [mm] **8**
 s [cm] **20**
 n_{bracci} **4**
 A_{sw} [mm²] **201.06**
 $\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [N/mm²] **0.00**
 α_c **1.00**
 $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ [N/mm²] **9.41**
 $\text{ctg } \theta$ **4.79**
 θ ° **11.80**
 $\text{ctg } \theta$: valore di calcolo **2.50**
 $\text{ctg } \alpha$ **0.00**

V_{Rsd} [kN] **371.75**
 V_{Rcd} [kN] **1226.11**
 V_{Rd} [kN] **371.75**



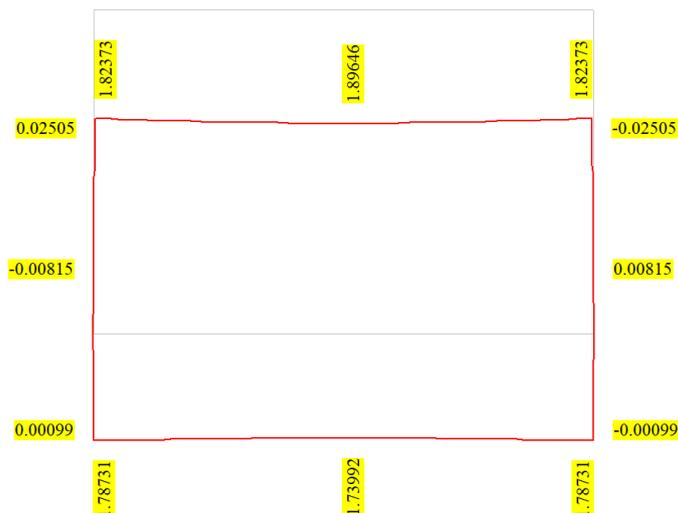
$V_{Rd} / V_{Ed,rid}$ **1.54 > 1** : **verifica soddisfatta** **tipo di rottura: lato acciaio**

11 ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare (direzione y) viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) come da indicazione da Eurocodice 2 al paragrafo 9.3.1 (Piastrine piene – armatura di flessione): "...Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere una armatura trasversale secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale...". L'opera in oggetto prevede ripartitori $\phi 16/20$ sia nelle solette sia nei piedritti.

12 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Di seguito si riportano i risultati della verifica di deformabilità allo stato limite di comfort (paragrafo 5.2.3.3.2.1 MdP RFI) per la quale è necessario rispettare il rapporto $\delta/L < 1/1000$ per effetto dei carichi ferroviari LM71.



Per lo scatolare in esame ($L=4.63$ m) il valore della freccia è calcolato come segue:

- Dz all'estremità della soletta – 1.82cm
- Freccia – mezzera della soletta – 1.90 cm

$$f = 1.90 - 1.82 = 0.08 \text{ cm} < 3630/1000 = 3.63 \text{ cm} ;$$

A seguire viene riportata la verifica dello sghembo.

Senza procedere al calcolo diretto, si adottano le seguenti considerazioni cautelative.

Anche assumendo che una rotaia abbia la freccia massima, mentre la seconda rotaia rimanga indeformata, lo sghembo vale $t = f/(L/2) = 0.8 \text{ mm}/1.75\text{m} = 0.45 \text{ mm/m}$

Il valore limite di confronto è (MdP Ponti e strutture - §5.2.3.2.2.1):

$$t = 3,00 \text{ mm}/3,00 \text{ m} = 1,0\text{mm/m per } 120 < V \leq 200 \text{ km/h}$$

la verifica risulta perciò soddisfatta.

13 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche al collasso non risultano necessarie. A questo riguardo si rileva che:

- le sollecitazioni trasmesse sul piano di posa in seguito alla realizzazione del tombino saranno minori di quelle preesistenti;
- il tombino è disposto trasversalmente alla linea ferroviaria; uno SLU per raggiungimento del carico limite del complesso fondazione-terreni di imposta nella direzione parallela alla linea è impossibile, per la presenza del rilevato ferroviario ai lati del monolite e per la presenza dei terreni a tergo dei muri di accesso al monolite;
- il tombino è strutturalmente connesso ai muri di accesso; di conseguenza un analogo SLU per raggiungimento del carico limite fondazione-terreni nella direzione perpendicolare alla linea è impossibile per la presenza della soletta di base lato Nord e lato Sud, connessa ai muri di accesso allo scatolare; si fa rilevare, inoltre, che la quota del piano di campagna agli imbocchi è maggiore di quella di imposta del monolite;

Analogamente, non è stato eseguito alcun calcolo dei cedimenti; al riguardo si rileva che:

- in considerazione delle caratteristiche dell'opera, in particolare dei volumi di terreno e del corpo del rilevato ferroviario che saranno asportati, la realizzazione del tombino si configura, nei riguardi dell'interazione con i terreni di fondazione, come uno scarico;
- per le modalità costruttive non si prevedono cedimenti indotti da fasi di scarico e successivo ricarico, peraltro cedimenti elastici e di ridotta entità;
- si esclude la possibilità del sollevamento del monolite per l'attrito al contatto tra le pareti laterali ed i terreni, in particolare in corrispondenza del contatto con i rilevati ferroviari.