



## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	3
3	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	4
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.2	DOCUMENTI CORRELATI .....	5
4	MATERIALI .....	6
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA – 2.00 X 1.50 DOPPIO .....	7
5.1	MODELLO DI CALCOLO .....	7
5.2	ANALISI DEI CARICHI .....	10
5.2.1	<i>Peso proprio</i> .....	11
5.2.2	<i>Sovraccarico permanente</i> .....	11
5.2.3	<i>Spinta del ballast + spinta del terreno</i> .....	11
5.2.4	<i>Spinta orizzontale falda</i> .....	12
5.2.5	<i>Sottospinta idraulica su soletta inferiore</i> .....	12
5.2.6	<i>Carichi variabili</i> .....	12
5.2.7	<i>Azioni climatiche</i> .....	17
5.2.8	<i>Azioni sismiche</i> .....	19
5.3	CARICHI ELEMENTARI E LORO COMBINAZIONI .....	31
5.4	VERIFICHE .....	39
5.4.1	<i>Risultati analisi strutturale</i> .....	39
5.4.2	<i>Verifiche strutturali</i> .....	44
5.4.3	<i>Riepilogo verifiche a fessurazione</i> .....	88
5.5	INCIDENZA ARMATURA .....	88

## 1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S.Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione dei muri di recinzione della sede ferroviaria.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La relazione riguarda le opere scatolari a due canni di dimensioni nette interne:

- Scatolare 2.00 x 1.50 m – 2 Canne

	Attraversamento	Prog.km	tipologia	n canne	larghezza attraversamento/Diametro m	Altezza attraversamento/Diametro m	Pendenza minima di progetto	Quota intradosso manufatto m s.l.m.	PI-QUOTA INTRADOSSO m
IN01	Attraversamento tombao	0+746,825	scatolare/circolare					0	0
IN02	Ponticello ad arco	1+342,422	nessun intervento					237	2,24
IN03	Attraversamento tombao	1+438,328	CIRCOLARE	1	1,50	1,50	0,006	0	0
IN04	Ponticello ad arco	1+463,043	NESSUN INTERVENTO					236,86	1,47
IN05	Ponticello ad arco	1+701,953	SCATOLARE	2	2,00	1,50	0,010	235,17	1,23
IN06	Pognatura	2+363,609	CIRCOLARE	1	1,50	1,50	0,029	230,48	2,02
IN07	Ponticello ad arco	2+737,513	SCATOLARE	1	1,50	1,30	0,002	231,72	1,2
IN08	Ponticello ad arco	3+281,776	SCATOLARE	1	2,00	1,30	0,004	232,05	2,99
IN09	Ponte su Roggia Serio	3+335,391	Ponte a travi incorporate con luce 7m per scavalcare completamente la sezione tra		7,00	3,00	0,003		
IN10	Ponticello ad arco	3+721,206	scatolare	1	4,00	2,80	0,003	233,14	2,08
IN11	Scaricatore cascina Iuppo-	4+196,751	NESSUN INTERVENTO					0	0
IN12	NESSUN INTERVENTO	5+167,167	NESSUN INTERVENTO					0	0

### NOTA:

**In questa fase cautelativamente i tratti stradali degli scatolari vanno armati come i tratti sotto binario.**

**NOTA: L'interferenza con barriere antirumore e muri di recinzione è risolta con opportuni scavalchi, oggetto delle relazioni NB1R02D26CLRI0000 004, -005, -006.**

Il posizionamento in funzione della luce totale L (dato dalla dimensione estera del tombino) è il seguente:

Opera di scavalco per Barriere Antirumore:

- Luce:  $L \leq 2.90$  m → modulo BS125/450 con spalle fondate su micropali.
- Luce:  $2.90 < L \leq 5.30$  m → modulo BS125/750 con spalle fondate su micropali.

Opera di scavalco per Muro di recinzione:

- Luce:  $L \leq 2.26$  m → scavalco con una nicchia ricavata inferiormente, spalle fondate su pali
- Luce:  $L > 2.26$  m → scavalco con ancoraggio sulla copertura del sottoattraversamento, opportunamente ispessita.

Quest'ultima soluzione è stata prevista per il tombino IN04.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</b>					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A

### 3 RIFERIMENTI NORMATIVI

#### 3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17.01.2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- EN 1991-2:2003/AC:2010 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”.
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”.
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali”.
- UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 – “Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – “Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – “Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili”.
- UIC CODE 777-2R “Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone”
- Norme STI
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 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; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;

- Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell’Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l’inventario delle attività al fine di individuare le barriere all’accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l’allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l’attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

### 3.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati risultano:

7 OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO										
87	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 1/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	001 A
88	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 2/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	002 A
89	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento 3/3	-	1	NB1R	0 2	D 26	CL	ID	0 0 0 0	003 A
90	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 1/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	001 A
91	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 2/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	002 A
92	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 3/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	003 A
93	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 4/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	004 A
94	Carpenteria opere idrauliche di attraversamento Tav. 5/5	1:50	1	NB1R	0 2	D 26	BB	RI	0 0 0 3	005 A
95	Tipologico sistemazioni idrauliche	varie	1	NB1R	0 2	D 26	BZ	RI	0 0 0 3	001 A
96	Sezioni scatoriali e particolari	varie	1	NB1R	0 2	D 26	BZ	RI	0 0 0 3	002 A

#### 4 MATERIALI

Calcestruzzo C                    30 / 37

Resistenza cilindrica caratteristica:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione semplice:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$ ,

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m = 17.40 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_{cc} &= 0.85 \\ \gamma_m &= 1.5 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$\begin{aligned} f_{ctk} &= 2.01 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_m = 1.34 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Modulo elastico:

$$E_c = 33019 \text{ N/mm}^2$$

Densità di Massa:

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di Espansione Termica:

$$\alpha = 1.00 \text{E-}05 \text{ m/}^\circ\text{C}$$

**Acciaio da cemento armato normale:**    B450C

controllato in stabilimento.

tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  dove  $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità:  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERA – 2.00 X 1.50 DOPPIO

Le opere in esame sono costituite da manufatti scatolari doppio canna in conglomerato cementizio armato gettato in opera, di dimensioni interne nette 2 x (2.00 x 1.50) m.

Lo spessore della soletta superiore è di 40 cm, lo spessore dei piedritti è 40 cm e del solettone di fondo è di 50 cm, come illustrato in figura. Per i dettagli delle carpenterie dei manufatti si rimanda agli elaborati specifici.

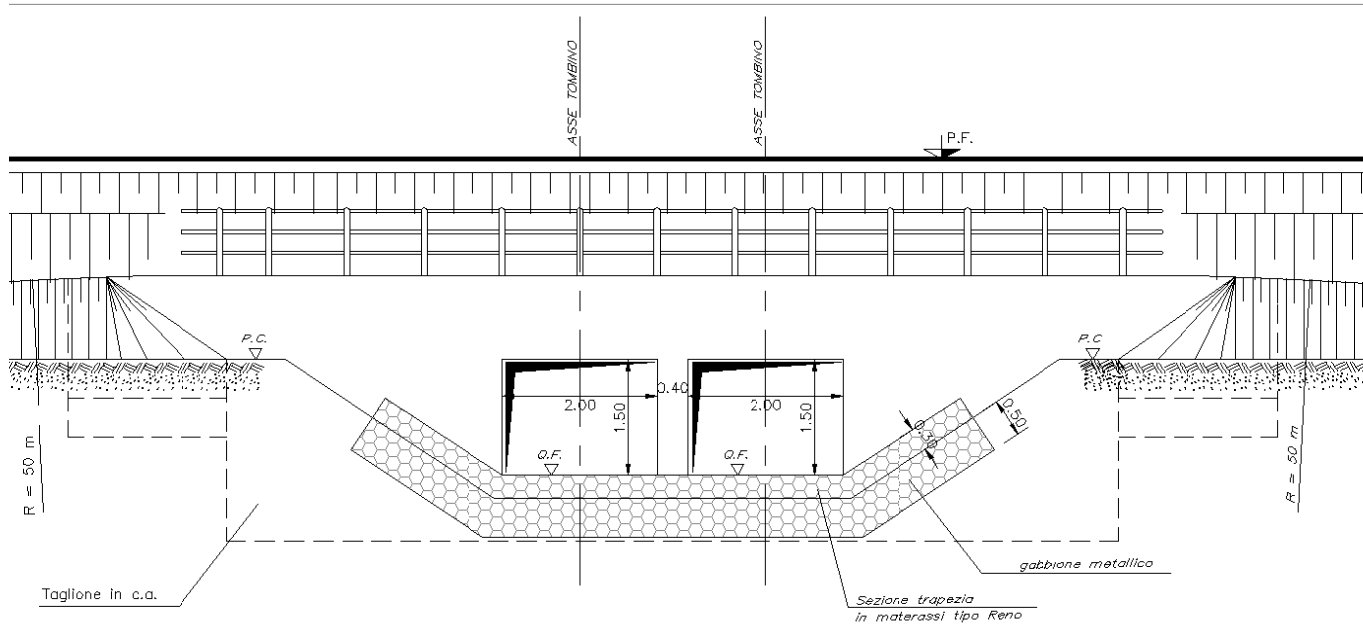


Figura 1 Sezione trasversale scstolare in c.a dimensione 2 x (2.00 x 1.50) m

### 5.1 MODELLO DI CALCOLO

Come modello di calcolo (si vedano le figure successive) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso analizzato attraverso un'analisi elastico-lineare attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.21 (Computers and Structures®).

La mesh (si vedano le figure seguenti) è composta da 27 beam elements e da 26 nodi. Tale telaio viene descritto attraverso le linee d'asse delle singole membrature e pertanto, le aste del modello avranno lunghezza pari alla dimensione netta interna maggiorate della metà degli spessori delle aste adiacenti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler:

$$K_v = 10\,000 \text{ kN/m}^3$$

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</b>					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$K_{\text{centrale}} = K_v * (L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 10000 * (0.40/2 + 2.40 + 0.40/2) / 10$$

$$K_{\text{centrale}} = 2800 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_3 = K_2 = K_5 = 2 * K_v * [(L_p/2 + L_{\text{int}} + L_p/2) / 10/2 + (L_p/2)]$$

$$K_3 = K_2 = K_5 = 2 * 10000 * [(0.40/2 + 2.40 + 0.40/2) / 10/2 + (0.40/2)]$$

$$K_3 = K_2 = K_5 = 6800$$

ed infine in valori delle molle nei nodi 5,6,12 e 13 come da letteratura si assumono:

$$K_{12} = K_{13} = K_{18} = K_{19} = K_7 = K_8 = K_{24} = K_{25} = 1.5 * K_{\text{centrale}}$$

$$K_{12} = K_{13} = K_{18} = K_{19} = K_7 = K_8 = K_{24} = K_{25} = 1.5 * 2800$$

$$K_{12} = K_{13} = K_{18} = K_{19} = K_7 = K_8 = K_{24} = K_{25} = 4200 \text{ kN/m}$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

-una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40 \text{ m}$  per la soletta superiore

-una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.50 \text{ m}$  per la soletta di fondazione

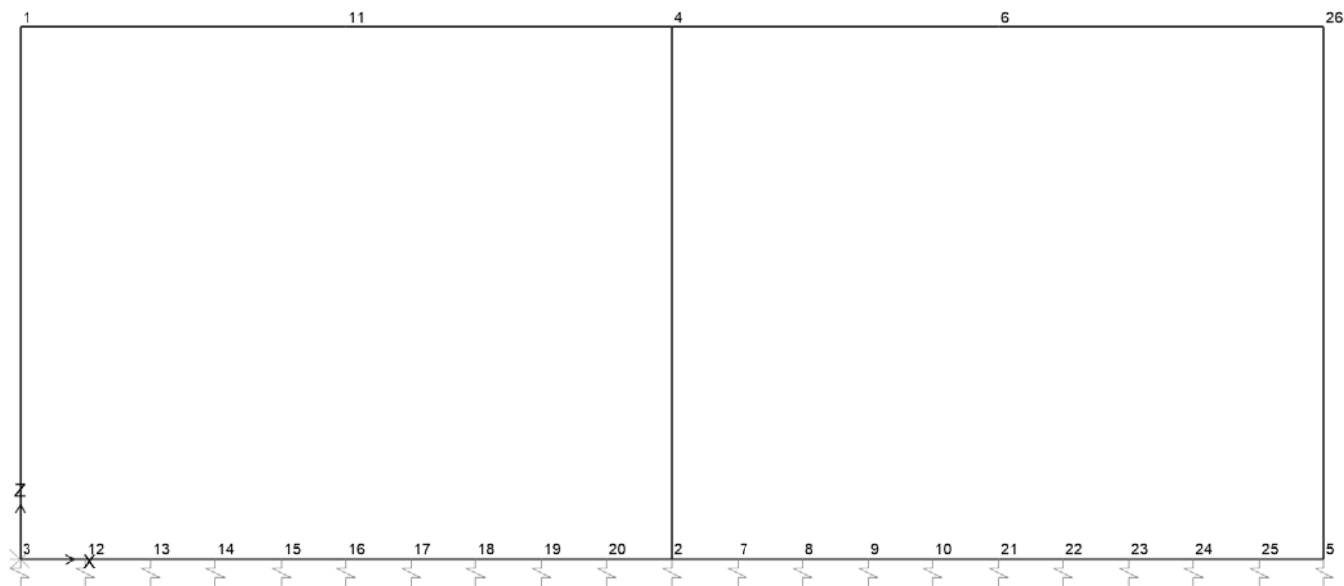
-una sezione rettangolare  $b \times h = 1.00 \times 0.40 \text{ m}$  per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

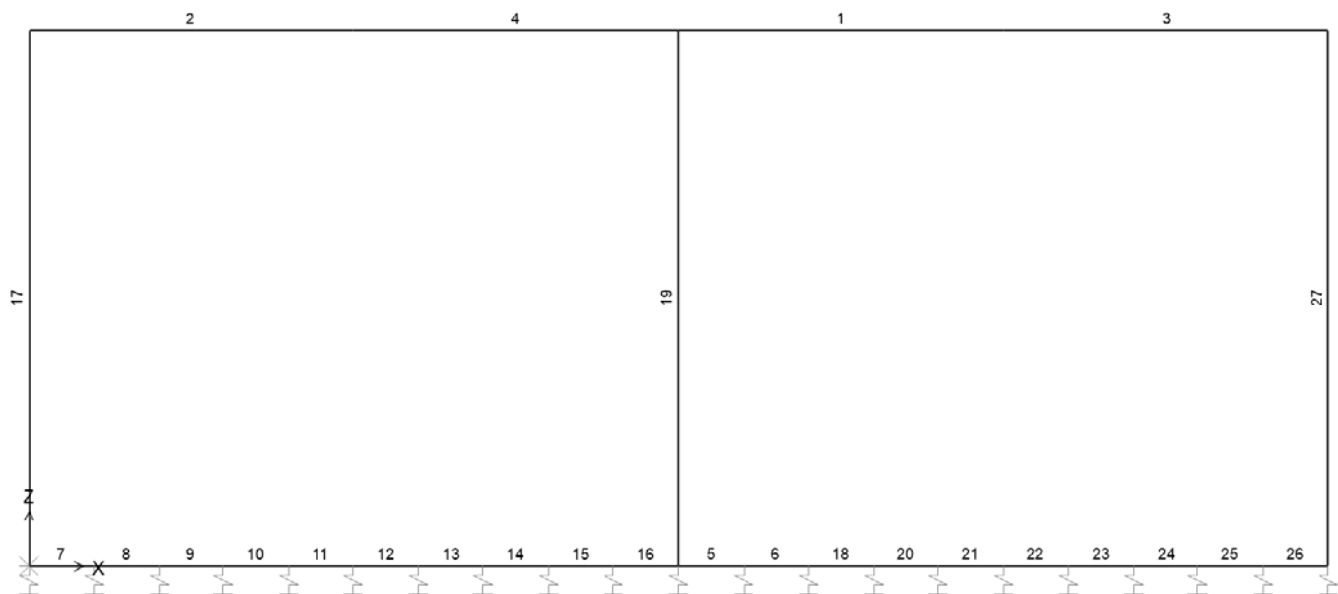
$$E_{\text{cm}} = 22000 \cdot [f_{\text{cm}}/10]^{0.3} = 33019 \text{ MPa} ; \text{ modulo elastico del cls } (R_{\text{ck}} = 37 \text{ N/mm}^2)$$

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 3, 4.





*Figura 2– Numerazione nodi*



*Figura 3– Numerazione aste*

Il modello numerico è realizzato spezzando gli elementi frame dei piedritti e delle solette con dei nodi posti ad una distanza pari al semispessore delle solette per i piedritti e pari al semispessore dei piedritti per le due solette. Questo perché si andrà a leggere i valori del taglio e del momento in punti diversi del modello: il taglio nelle solette è infatti computato in corrispondenza delle facce interne dei piedritti al fine di considerare il reale spessore del nodo mentre il momento è computato in asse agli elementi convergenti, quindi in corrispondenza dei nodi tra gli elementi frame.

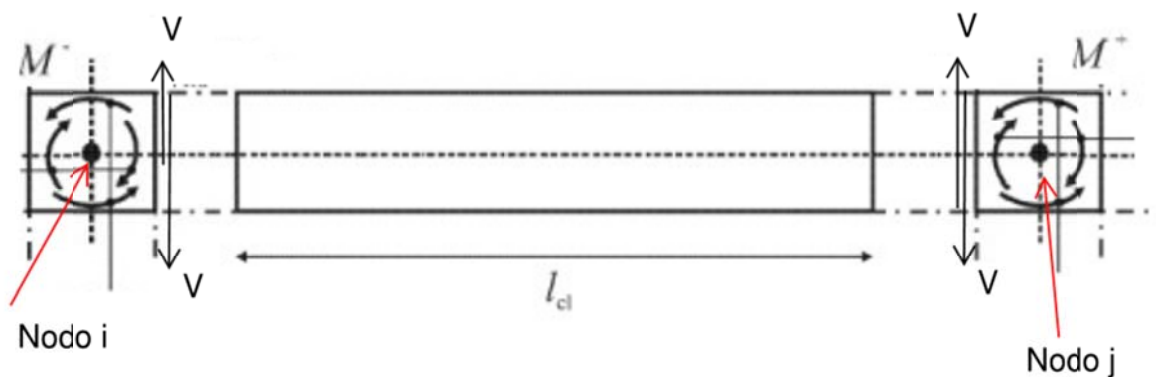


Figura 4 - Rappresentazione dei punti di calcolo delle sollecitazioni

## 5.2 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di carico impiegate nel modello di calcolo.

### Geometriche scatolare

Altezza (misura netta interna)	h	=	1.50
Larghezza (misura netta interna)	l	=	2.00
Lunghezza concio	L	=	1.00
Profondità della striscia di telaio	b	=	1.00
Spessore soletta inferiore	S <sub>i</sub>	=	0.50
Spessore dei ritti	S <sub>p</sub>	=	0.40
Spessore soletta superiore	S <sub>s</sub>	=	0.40

### Dati relativi al rilevato ferroviario

Ricoprimento (escluso il ballast)	sr	=	0.22
Peso per unità di volume ricop./ril.	$\gamma$	=	19.00
Spessore massetto pendenze	sm	=	0.05
Peso per unità di volume	$\gamma$	=	24.00
Peso ballast	$\gamma$	=	18.00
Spessore armamento(compresa traversina)	s	=	0.80
Larghezza della traversina	L <sub>tr</sub>	=	2.40
Lunghezza traversina	L <sub>long</sub>	=	0.25

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA</b> <b>LINIA DA CURNO A BERGAMO</b>					
OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A	FOGLIO 11 di 11

### 5.2.1 *Peso proprio*

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

### 5.2.2 *Sovraccarico permanente*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento (escluso il ballast) di 0.22m con  $\gamma_{\text{ric}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$  ed uno spessore del massetto delle pendenze  $s_b = 0.05 \text{ m}$  con peso per unità di volume  $\gamma_b = 24.00 \text{ kN/m}^3$

- Ballast e armamento:  $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$ ;
- Ricoprimento  $0.22 \text{ m} \times 19.00 \text{ kN/m}^3 = 4.18 \text{ kN/m}^2$ ;
- Massetto delle pendenze  $0.05 \text{ m} \times 24.00 \text{ kN/m}^3 = 1.20 \text{ kN/m}^2$ ;

### 5.2.3 *Spinta del ballast + spinta del terreno*

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast compresa la traversina pari a  $s_{\text{ball,min}} = 0.80 \text{ m}$  con peso di unità di volume  $\gamma_{\text{bal}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$ .

La spinta del terreno viene considerata in regime di spinta a riposo con:

#### **Terreno ai lati dello scatolare**

peso per unità di volume	$\gamma$	19.00
angolo d'attrito	$\phi$	35.00
$k_0$	$k_0$	0.4264

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

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

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

#### **Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)**

- $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) = 1 - \text{sen}(35) = 0.4264$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:  
 $P_1 = 0.4264 * (0.85 * 18.00 + 0.17 * 19 + 0.05 * 24) = 8.42 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:  
 $P_2 = P_1 + 0.4264 * (0.40/2 * 19.00) = 10.05 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:

$$P_3 = P_2 + 0.4264 * 19.00 * (0.40/2 + 1.50 + 0.50/2) = 25.85 \text{ kN/m}^2$$

- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:

$$P_4 = P_3 + 0.4264 * 0.50/2 * 19.00 = 27.88 \text{ kN/m}^2$$

- Spinta sul semispessore della soletta superiore:

$$F_1 = (P_1 + P_2) * (0.40/2) / 2 = 1.85 \text{ kN/m}$$

- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:

$$F_2 = (P_3 + P_4) * (0.50/2) / 2 = 6.72 \text{ kN/m}$$

Sui piedritti è stato applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semi-spessore della soletta superiore ed inferiore, pari a:

$$F_1 = (P_1 + P_2) \times sp/2 = 1.85 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = (P_3 + P_4) \times sp/2 = 6.72 \text{ kN/m}$$

#### 5.2.4 Spinta orizzontale falda

Assente.

#### 5.2.5 Sottospinta idraulica su soletta inferiore

Assente.

#### 5.2.6 Carichi variabili

##### 5.2.6.1 Coefficiente di incremento dinamico

Si considera il caso di portale a luce singola, per il quale vale la seguente espressione:

$$L_m = \frac{1}{n} \times (L_1 + L_2 + L_3)$$

in cui  $n=3$ .

Considerando le linee d'asse risulta:

$$L_1 = 1.95 \text{ m} \quad \text{altezza piedritto di sinistra}$$

$$L_2 = 4.80 \text{ m} \quad \text{lunghezza solettone}$$

$$L_3 = 1.95 \text{ m} \quad \text{altezza piedritto di destra}$$

$$L_{\square} = k \times L_m = 3.77 \text{ m con } k = 1.3.$$

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera  $\leq 5,0$  m e luce libera  $\leq 8,0$  m).  
Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del  $\Phi$  pari a 0,9, da applicare al coefficiente  $\Phi$

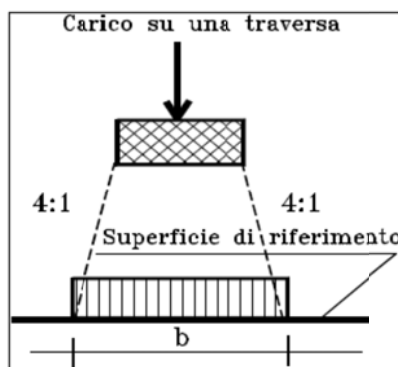
$$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$$

$$\Phi_3 = 0.9 \times \left( \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \right) = 1.78$$

essendo  $L < 8$  m ed  $h < 5$  m si assume invece il valore:

$$\Phi = 1.350$$

#### 5.2.6.2 Larghezza di diffusione trasversale



La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

$L_T$  = larghezza traversina = 2.40 m

h Ballast sotto la traversina = 0.50 m ( a favore della sicurezza si considera il ricoprimento minimo)

h soletta = 0.40 m

h massetto delle pendenze = 0.05 m

Larghezza di diffusione in direzione trasversale  $B_{tr}$ :

$$B_{tr} = L_T + 2x(h_{ballast}/4 + h_{massetto\ delle\ pendenze}/2 + h_{soletta}/2) = 2.40 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.40/2] = 3.10 \text{ m}$$

NOTA: Lo spessore del rilevato sopra il tombino ( $sp=0.22$  m) non sarà considerato nel calcolo della distribuzione trasversale dell'azione ferroviario, così risultando in un calcolo cautelativo.

### 5.2.6.3 Sovraccarichi mobili

#### 5.2.6.3.1 Treno di carico LM71

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

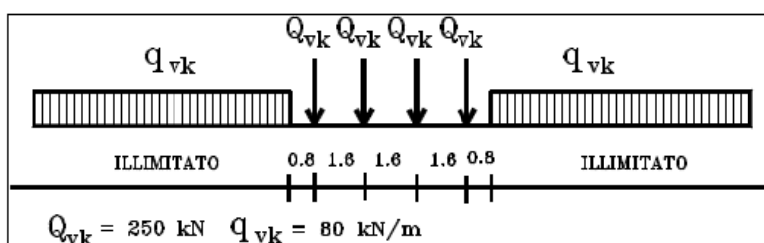


Figura 5 – Treno di carico LM71

#### Larghezza di diffusione in direzione longitudinale $b_2$ :

$$B_{long.} = 1.60 \times 3 + 2 \times [0.50/4 + 0.05/2 + 0.40/2] = 5.50 \text{ m}$$

Il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento  $a = 1.10$  e il coefficiente dinamico  $\phi_3 = 1.35$ ), risulta:

#### Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate:

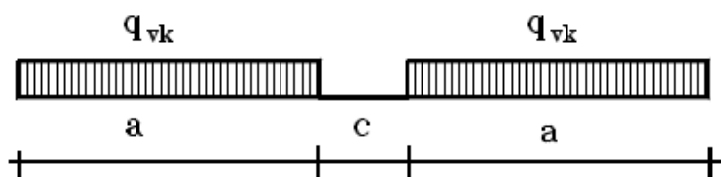
$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 4 \times 250 / (3.10 \times 5.50) \times 1.10 \times 1.35 = 87.10 \text{ kN/m}^2$$

#### Carico ripartito prodotto dal carico distribuito:

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 3.10 \times 1.10 \times 1.35 = 38.33 \text{ kN/m}^2$$

La pressione maggiore si ha in corrispondenza della porzione in cui sono applicate le forze concentrate.

#### 5.2.6.3.2 Treno di carico SW/2



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA</b> <b>LINEA DA CURNO A BERGAMO</b>					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A

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

Figura 6 – Treno di carico SW

$$q_{vk}=150.0 \text{ kN/m}$$

$\square = 1.0$  : coefficiente di adattamento

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 3.10 \times 1.00 \times 1.35 = 65.33 \text{ kN/m}^2$$

Nell'analisi condotta tale treno di carico non risulta dimensionante.

#### 5.2.6.4 Spinta del sovraccarico accidentale sul rilevato (SPACC)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

#### **Pressione del carico accidentale sui piedritti (Condizioni SPACCSX e SPACCDX):**

$$(Q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 4 \times 250 / (3.10 \times 5.50) \times 1.10 \times 0.4264 = 27.51 \text{ kN/m}^2$$

$$(q_{vk} \times \alpha) / (b_1 \times b_2) \times K_0 = 80 / 3.10 \times 1.10 \times 0.4264 = 12.11 \text{ kN/m}^2$$

Ai lati dello scatolare si ha un carico orizzontale uniformemente distribuito sui piedritti dovuto alla spinta del sovraccarico accidentale calcolato come  $k_0 q$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 9 e 10 (per la SPACCSX) e 3 e 7 (per la SPACCDX), la parte di sovraspinta dei carichi esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi concentrati LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,10} = 27.51 \times 0.40/2 = 5.51 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{1,3} = 27.51 \times 0.50/2 = 6.88 \text{ kN}$$

Carichi ripartiti LM71:

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,10} = 12.11 * 0.40/2 = 2.43 \text{ kN}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{1,3} = 12.11 * 0.50/2 = 3.03 \text{ kN}$$

#### 5.2.6.5 Frenatura e avviamento

Per il carico di frenatura e avviamento viene assunto quello dovuto all'avviamento del treno LM71, moltiplicato per il coefficiente di adattamento  $\alpha=1.1$ , per cui si ha:

$$Q_{avv} = A_{vv} * \alpha / B_{tr} = 33.00 * 1.1/3.10 = 11.71 \text{ kN/m}^2$$

Con:

$B_{tr}$  = lunghezza di ripartizione del carico in direzione trasversale



### 5.2.7 Azioni climatiche

#### 5.2.7.1 Azioni termiche uniformi

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.00^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

#### 5.2.7.2 Azioni termiche differenziali

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.00^{\circ}\text{C}$  sulla soletta superiore, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

### 5.2.7.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a  $\Delta T_{rit} = 9.01^\circ$ .

#### DATA

#### Coefficiente di viscosità

$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$	1.6260	creep coefficient
$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.6450	nominal creep coefficient
$\varphi_{RH}$	1.2358	per $f_{cm} > 35$ Mpa
$\varphi_{RH}$		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.4884	
h0	400 [mm]	
Ac	4000 [cm <sup>2</sup> ]	
u	200 [cm]	
$\beta_c(t, t_0)$	0.9885	
t	36500 [days]	
$t_0$	28 [days]	
t-t0	36472 [days]	
$\beta_H$	1127.69 TRUE	per $f_{cm} > 35$ Mpa
$\beta_H$		per $f_{cm} \leq 35$ Mpa
$\alpha_1$	0.9441	
$\alpha_2$	0.9837	
$\alpha_3$	0.9597	
$f_{cm}$	38.00 [MPa]	
$f_{ck}$	30.00 [MPa]	

**DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO**

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} =$	0.00023663	deformazione totale da ritiro
$\varepsilon_{cd} =$	0.00018663	deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{ca} =$	0.00005	deformazione da ritiro autogeno

**DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO**

$\varepsilon_{cd\infty} = k_h * \varepsilon_{cd0}$	0.00018827	
$\varepsilon_{cd0} =$	0.00026895	appendix B for $\varepsilon_{cd0}$
$\alpha_{ds1} =$	4 CLS class N	
$\alpha_{ds2} =$	0.12 CLS class N	
$\beta_{RH} =$	0.7564	
$RH_0 =$	100 [%]	
$f_{cm0} =$	10 [MPa]	
$\beta_{ds}(t, ts) =$	0.9913086	

t 36500

ts 2

**DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO**

$\beta_{as}(t) =$	1
t	36500
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.00005

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:

$$\Delta T_{rit} = \varepsilon_s / [(1 + \phi) \times \alpha_T] = 9.01 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

### 5.2.8 Azioni sismiche

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita

utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto §7.9.2. delle NTC, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato:

- la vita nominale (VN) dell'opera.
- la classe d'uso.
- il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso.

Per l'opera in esame si ha:

$V_n$	50
$C_u$	1.0
$V_R$	50
$T_{R,SLO}$	30
$T_{R,SLD}$	50
$T_{R,SLV}$	475
$T_{R,SLC}$	975
cat.sott.	C
cat.topog.	T1

I valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$ ) per gli stati limite di normativa sono:

Coordinate geografiche del sito:

Latitudine = 45.69035°

Longitudine = 9.67515°

- $a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento:

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
30	0.030	2.438	0.197
50	0.038	2.479	0.215

475	0.110	2.418	0.271
975	0.145	2.462	0.276



Figura 7: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

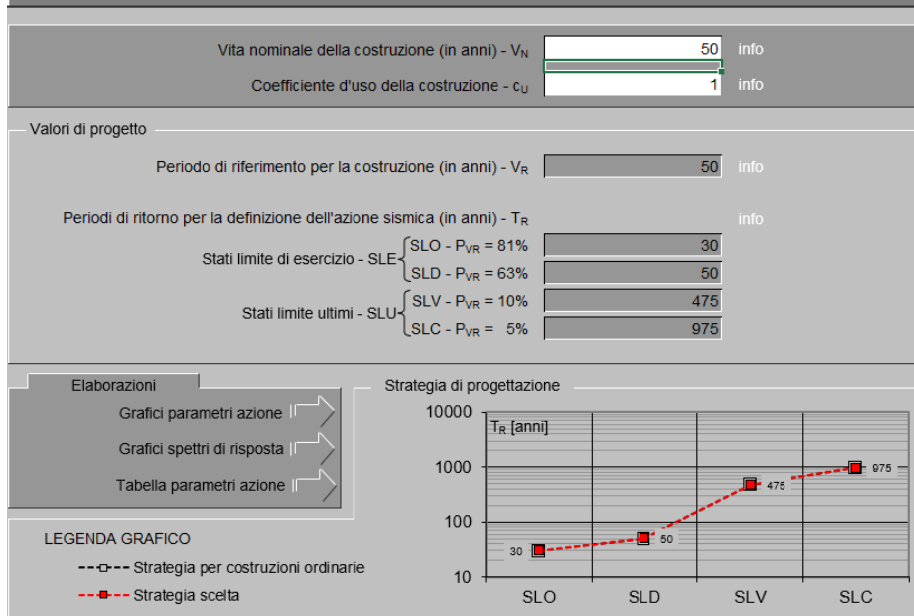


Figura 8: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.030	2.438	0.198
SLD	50	0.039	2.478	0.215
SLV	475	0.110	2.418	0.271
SLC	975	0.144	2.462	0.276

Figura 9: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.110 g
$F_0$	2.418
$T_C$	0.271 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.615
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.146 s
$T_C$	0.438 s
$T_D$	2.041 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.165
$T_B \leftarrow$	0.146	0.400
$T_C \leftarrow$	0.438	0.400
	0.514	0.341
	0.591	0.296
	0.667	0.263
	0.743	0.236
	0.820	0.214
	0.896	0.195
	0.972	0.180
	1.049	0.167
	1.125	0.156
	1.201	0.146
	1.278	0.137
	1.354	0.129
	1.430	0.122
	1.507	0.116
	1.583	0.111
	1.659	0.106
	1.736	0.101
	1.812	0.097
	1.888	0.093
	1.965	0.089
$T_D \leftarrow$	2.041	0.086
	2.134	0.078
	2.228	0.072
	2.321	0.066
	2.414	0.061
	2.507	0.057
	2.601	0.053
	2.694	0.049
	2.787	0.046
	2.881	0.043
	2.974	0.040
	3.067	0.038
	3.160	0.036
	3.254	0.034
	3.347	0.032
	3.440	0.030
	3.534	0.029
	3.627	0.027
	3.720	0.026
	3.813	0.025
	3.907	0.023
	4.000	0.022

Figura 10: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.039 g
$F_o$	2.478
$T_c$	0.215 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.744
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.125 s
$T_C$	0.375 s
$T_D$	1.754 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.058
$T_B$ ←	0.125	0.143
$T_C$ ←	0.375	0.143
	0.441	0.122
	0.506	0.106
	0.572	0.094
	0.638	0.084
	0.703	0.076
	0.769	0.070
	0.835	0.064
	0.900	0.060
	0.966	0.056
	1.032	0.052
	1.097	0.049
	1.163	0.046
	1.229	0.044
	1.294	0.042
	1.360	0.040
	1.426	0.038
	1.492	0.036
	1.557	0.035
	1.623	0.033
	1.689	0.032
$T_D$ ←	1.754	0.031
	1.861	0.027
	1.968	0.024
	2.075	0.022
	2.182	0.020
	2.289	0.018
	2.396	0.016
	2.503	0.015
	2.610	0.014
	2.717	0.013
	2.824	0.012
	2.931	0.011
	3.038	0.010
	3.144	0.010
	3.251	0.009
	3.358	0.008
	3.465	0.008
	3.572	0.007
	3.679	0.007
	3.786	0.007
	3.893	0.006
	4.000	0.006

Figura 11: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLD

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura  $q=1$ .

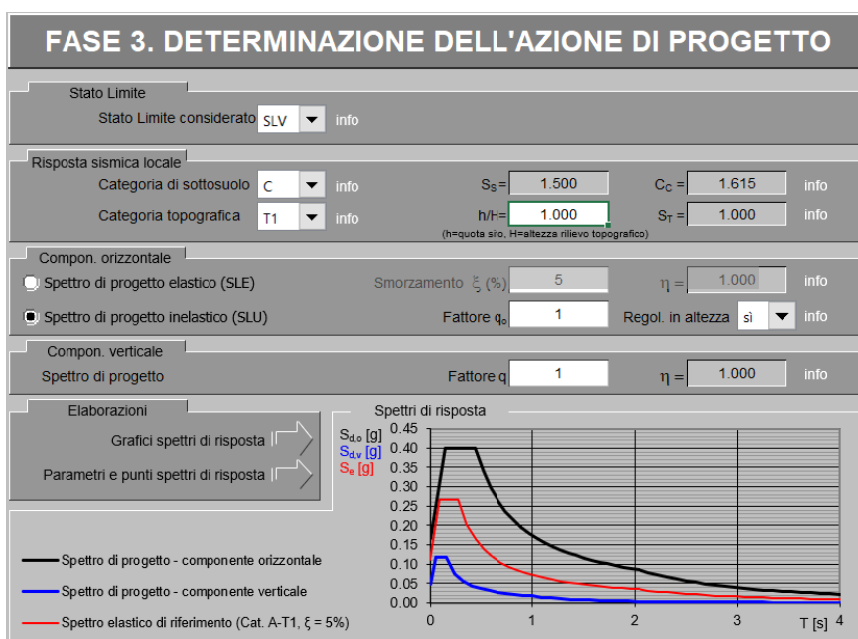
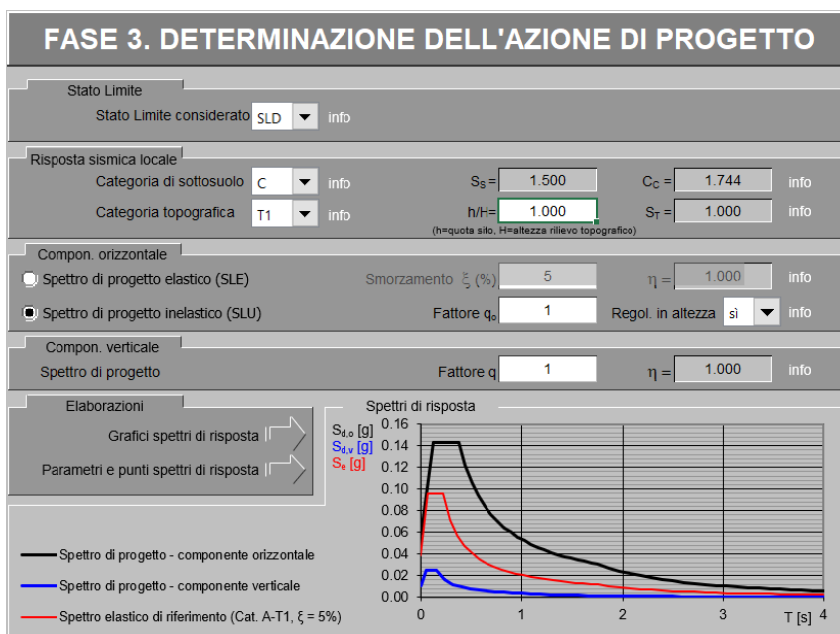


Figura 12: Determinazione dell'azione di progetto

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</b>					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A

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

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove

- $a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $\beta_m = 1.0$
- $g =$  accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

STATO LIMITE	$T_R$	$a_g$	$S_s \cdot S_t$	$a_{\max}/g$	$k_h$	$k_v$
SLO	30	0.030	1.50	0.0450	0.0450	0.0225
SLD	50	0.039	1.50	0.0585	0.0585	0.02925
SLV	475	0.110	1.50	0.1650	0.1650	0.0825
SLC	975	0.144	1.50	0.2160	0.2160	0.108

### 5.2.8.1 Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (par. 7.11.6.2.1 D.M. 17.01.18), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la trattazione di WOOD valida per pareti che accettano piccoli spostamenti:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{\text{tot}}^2$$

e va a sommarsi alle condizioni statiche valutate in condizioni di spinta a riposo.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{\text{scat}}/2$ , con “ $h_{\text{tot}}$ ” altezza dal piano di progetto (che si assume il livello superiore della traversina) alla fondazione dello scatolare e  $h_{\text{scat}}$  l'altezza dello scatolare.

Essendo “ $\Delta P_d$ ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

$$H = (147 - 40) + 240 = 347 \text{ cm}$$

$$\Delta p = (a_g/g) \cdot S_t \cdot S_s \cdot \gamma \cdot H = 3,86 \text{ kN/m}^2 \text{ SLD}$$

$$\Delta p = (a_g/g) * S_t * S_s * \gamma * H = 6,61 \text{ kN/m}^2 \text{ SLV}$$

Oltre ai carichi suddetti viene aggiunta, come carico concentrato nei nodi 9,6 e 3,4 la parte di sovraspinta esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Spinta semispessore sol. sup.

$$F_{9,6} = 0,85 \text{ kN SLD}$$

$$F_{9,6} = 1,46 \text{ kN SLV}$$

Spinta semispessore sol. inf.

$$F_{3,4} = 0,97 \text{ kN SLD}$$

$$F_{3,4} = 1,66 \text{ kN SLV}$$

#### 5.2.8.2 Sovraspinta orizzontale falda in condizioni sismiche

Assente.

#### 5.2.8.3 Forze sismiche orizzontali e verticali

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione ortogonale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20**.

#### **Sisma SLD orizzontale (Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLD	
Vita nominale	$V_N$		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1,0	
Periodo di riferimento	$V_R$		50	[anni]
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		0,039	
Amplificazione spettrale	$F_0$		2,478	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_S$		1,50	

Coeff. Amplificazione topografica	$S_T$		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,0585	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente $\beta_m$	$\beta_m$	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,0585	
Coeff. sismico verticale	$k_v$	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0293	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (3,10 \times 5,50)$	87,10	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 0,22 \times 19 + 0,05 \times 24$	19,73	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,40 \times 1,00$	10,00	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,40 \times 1,00$	10,00	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	$F_{HS1}$	$0,0585 \times (87,10 \times 0,20 + 25 \times 0,40 + (0,80 \times 18,00 + 0,22 \times 19 + 0,05 \times 24))$	2,76	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	$F_{HP1}$	$0,0585 \times (25 \times 0,40)$	0,585	[kN/m]

**Sisma SLD verticale  
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	$F_{VSI}$	$0,5 \times F_{HS1}$	1,38	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

**Spinta del terreno in fase sismica SLD (Condizione wood)**

Sovraspinta sismica	$\Delta P$	$= \gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,0585 \times 3,47^2 =$	13,39	[kN/m]
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$= \Delta P / H = 13,19 / 3,47$	3,86	kN/m <sup>2</sup>

**Sisma SLV orizzontale  
(Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLV	
Vita nominale	$V_N$		50	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1,0	
Periodo di riferimento	$V_R$		50	[anni]

Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		0,110	
Amplificazione spettrale	$F_0$		2,418	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_S$		1,50	
Coeff. Amplificazione topografica	$S_T$		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,50	
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,165	
Fattore di struttura	q		1	
Coefficiente $\beta_m$	$\beta_m$	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1	1,00	
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,165	
Coeff. sismico verticale	$k_v$	$\pm 0,5 \times k_h$	0,0825	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 1000 / (3,10 \times 5,50)$	87,10	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,80 \times 18,00 + 0,22 \times 19 + 0,05 \times 24$	19,73	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,40 \times 1,00$	10,00	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,40 \times 1,00$	10,00	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	$F_{HS1}$	$0,165 \times (87,10 \times 0,20 + 25 \times 0,40 + (0,80 \times 18,00 + 0,22 \times 19 + 0,05 \times 24))$	7,78	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	$F_{HP1}$	$0,165 \times (25 \times 0,40)$	1,65	[kN/m]

**Sisma SLV verticale  
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	$F_{VS1}$	$0,5 \times F_{hs1}$	3,90	[kN/m]
---	-----------	----------------------	------	--------

**Spinta del terreno in fase sismica SLV (Condizione wood)**

Sovraspinta sismica	$\Delta P$	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_{max}/g \times H_{tot}^2 = 19 \times 1 \times 1 \times 0,165 \times 3,47^2 =$	37,75	[kN/m]
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$= \Delta P / H = 37,75 / 3,47$	10,88	kN/m <sup>2</sup>

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b> <b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</b>					
	OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO RELAZIONE DI CALCOLO 2/3	COMMESSA <b>NB1R</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLID0000002	REV. A

### 5.3 Carichi elementari e loro combinazioni

#### 5.3.1.1 Condizioni di carico elementari

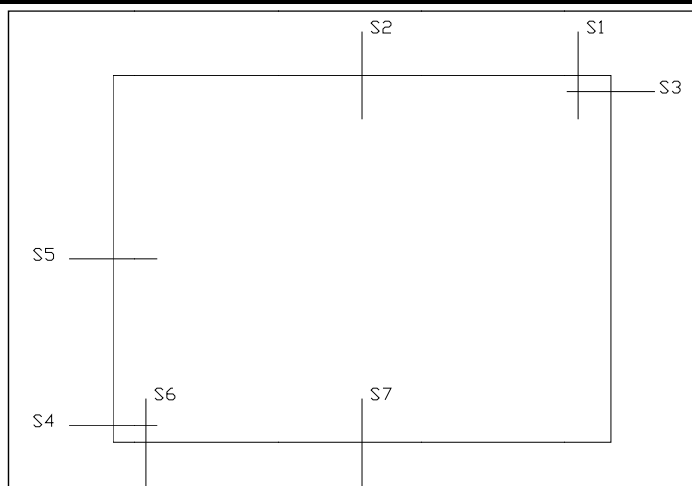
Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- g1: peso proprio elementi strutturali
- g2: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- QV: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- TERM: variazione termica
- RITIRO E VISCOSITA': deformazione totale da ritiro
- Fh: forza sismica orizzontale
- Fv: forza sismica verticale
- Wsx: spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro
- Wdx: spinta sismica del terreno sul piedritto destro

#### 5.3.1.2 Combinazioni di carico per sezioni di verifica

Si riportano di seguito i coefficienti parziali utilizzati nelle combinazioni agli SLU, SLE e SLUS relativamente ad ogni sezione di verifica scelta in accordo con le tabelle 5.2.IV, 5.2.V, 5.2.VI e 5.2.VII delle NTC2018.

Dall'analisi agli elementi finiti del modello di calcolo, in ogni sezione di verifica sono ricavate le sollecitazioni delle condizioni di carico elementari tutte valutate con coefficienti parziali unitari. Relativamente alla condizione sismica si valuta l'effetto del sisma nelle condizioni di SLD.



*Figura 13 – Sezioni di verifica*

Nell'ipotesi di analisi elatico-lineare carico sismico SLV sono stimate attraverso l'utilizzo dei coefficienti amplificativi:

$$a_{g,slv} = 0.110g$$

$$a_{g,sls} = 0.039g$$

$$SLV/SLD = a_{g,slv} / a_{g,sls} = 0.110 / 0.039 = 2.83$$

che corrispondono rispettivamente:

- al rapporto fra gli angoli d'attrito nella condizione M1;
- al rapporto fra spinta attiva e in quiete se si utilizza la spinta attiva in fase sismica (altrimenti =1);
- al rapporto fra le accelerazioni massime di sito reale nelle condizioni SLV ed SLD.

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

- combinazione fondamentale (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 sismica:

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



- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante  
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc.)  
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	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

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

**Approccio 2:**

A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 1: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{STR)} & \rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \\ \text{GEO-EQU)} & \rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 2	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 3	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 4	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 5	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 6	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 7	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 8	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 9	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned} \text{Rara)} & \rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Frequente)} & \rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Quasi permanente)} & \rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 2	1	1	1	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 3	1	1	1	1	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 4	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 5	1	1	1	0,6	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 6	1	1	1	0,6	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 7	1	1	0,6	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 8	1	1	0,6	1	1	1	0	1	0,6	1

SLE_rara 9	1	1	0,6	1	1	0	1	1	0,6	1
------------	---	---	-----	---	---	---	---	---	-----	---

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 2	1	1	1	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 3	1	1	1	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 4	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 5	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 6	1	1	1	0,6	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 7	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 8	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 9	1	1	0,6	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 3	1	1	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 4	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 5	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 6	1	1	1	0,6	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 7	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 8	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 9	1	1	0,6	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica  $\rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q <sub>V</sub> κ	SPACCS X	SPACCD X	AVV/FR E	TERM	RITIR O	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	0,3	1	0
E2_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	-0,3	1	0
E3_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	0,3	0	1
E4_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	-0,3	0	1
E5_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	1	0,3	0
E6_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	-1	0,3	0
E7_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	1	0	0,3
E8_SL D	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	-1	0	0,3

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q <sub>VK</sub>	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	0,3*2.83	1*2.83	0
E2 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1*2.83	-0,3*2.83	1*2.83	0
E3 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	0,3*2.83	0	1*2.83
E4 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1*2.83	-0,3*2.83	0	1*2.83
E5 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	1*2.83	0,3*2.83	0
E6 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3*2.83	-1*2.83	0,3*2.83	0
E7 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	1*2.83	0	0,3*2.83
E8 SLV	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3*2.83	-1*2.83	0	0,3*2.83







Shear Force 2-2 Diagram (INV SLU e Sisma\_SLV)

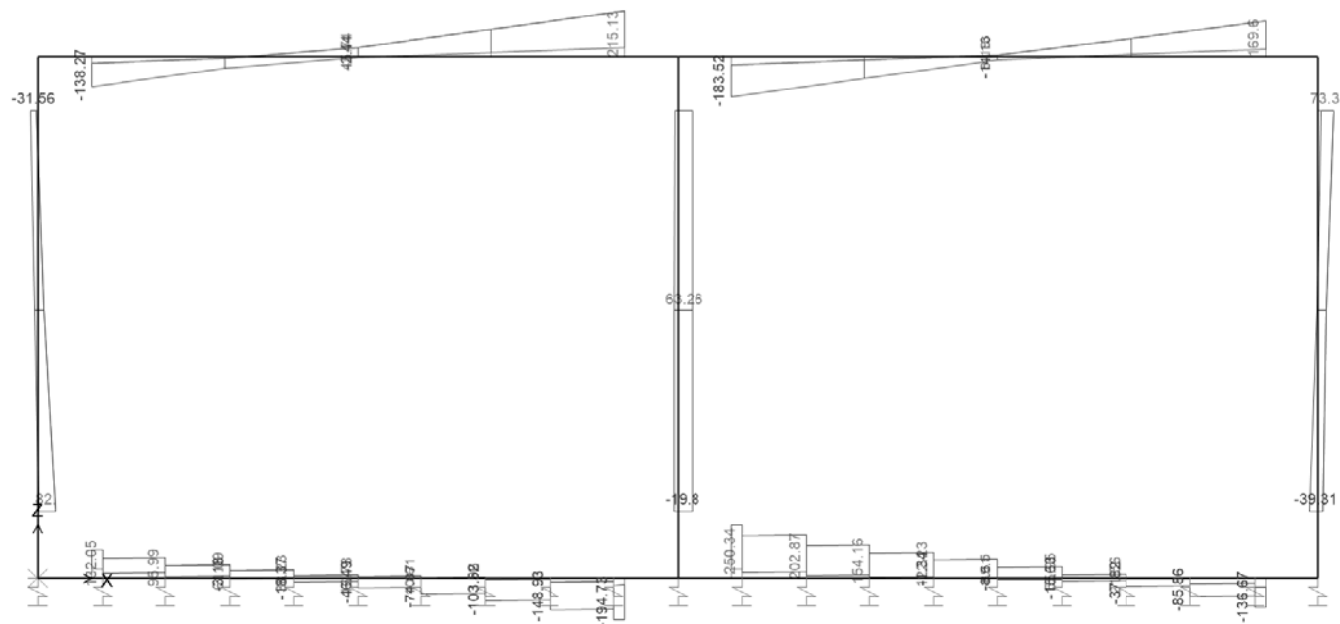


Figura 16 – Sollecitazione tagliante INV SLU, SLV

Axial Force Diagram (INV, SLE, RARE e SLD)

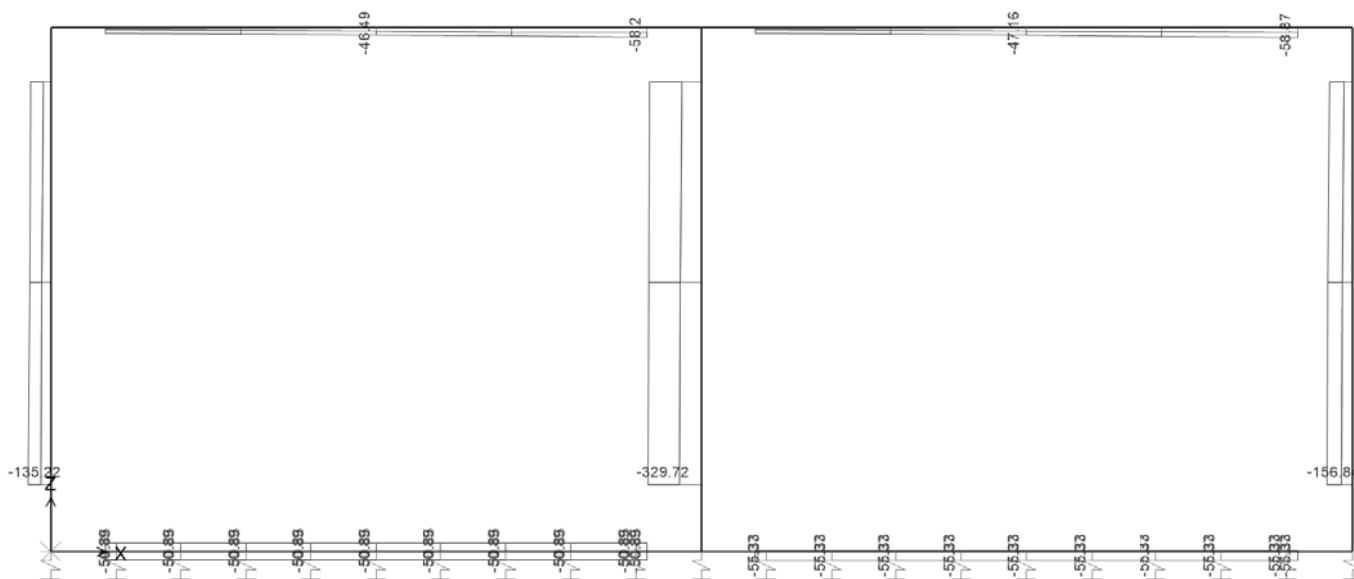


Figura 17 – Sforzo assiale INV SLE\_RARE,SLD

Moment 3-3 Diagram (INV\_SLE\_RARE e SLD)

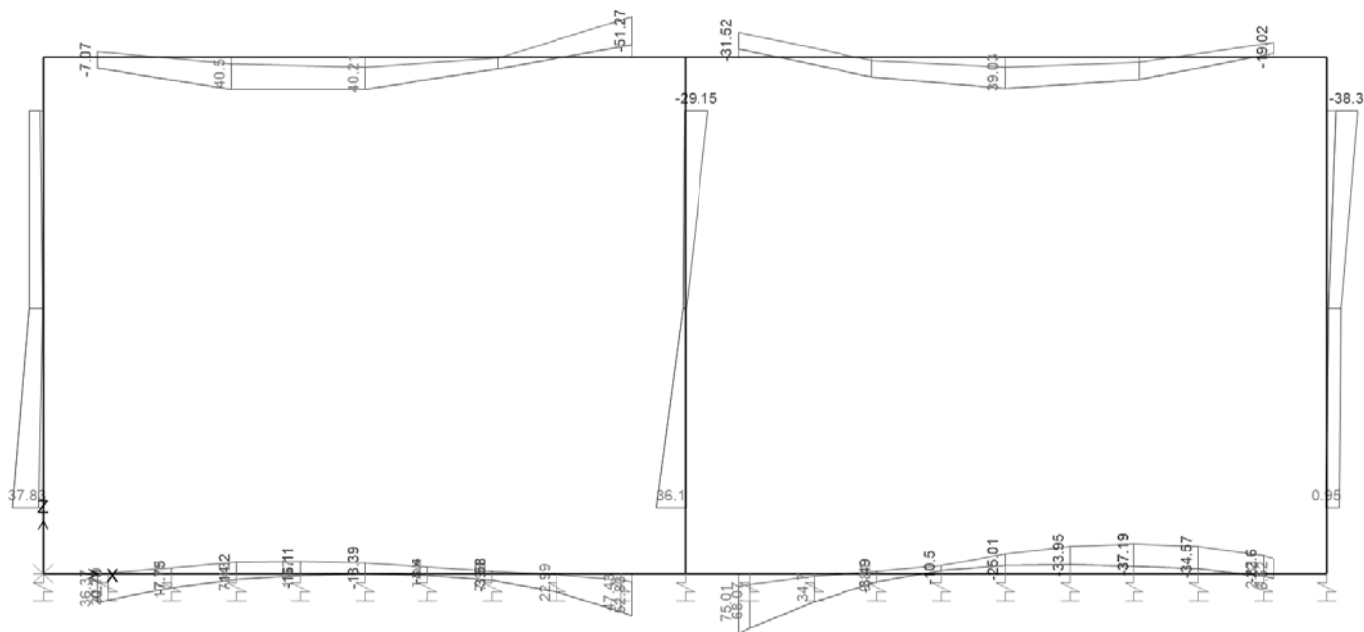


Figura 18 – Sollecitazione flessionale INV SLE\_RARE,SLD

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</b></p> <p><b>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</b></p>					
	<p>OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO 2/3</p>	<p>COMMESSA</p> <p><b>NB1R</b></p>	<p>LOTTO</p> <p>02</p>	<p>CODIFICA</p> <p>D 26</p>	<p>DOCUMENTO</p> <p>CLID0000002</p>	<p>REV.</p> <p>A</p>

#### 5.4.2 Verifiche strutturali

##### 5.4.2.1 Premessa

Nei paragrafi che seguono si riportano gli esiti delle verifiche strutturali svolte con il software RC SEC e fogli di calcolo excel che implementano le prescrizioni della Normativa vigente.

Segue una tabella di conversione per interpretare gli esiti delle verifiche RC SEC, riportati nei paragrafi che seguono in lingua Inglese.

#### MATERIALS DATA / DATI RELATIVI AI MATERIALI

##### CONCRETE - CALCESTRUZZO

Class / Classe

Design compressive strength / Resistenza a compressione  $f_{cd}$

Strain at max strength  $\epsilon_{c2}$  / deformazione per la resistenza massima  $\epsilon_{c2}$

Ultimate strain  $\epsilon_{cu}$  / Deformazione massima  $\epsilon_{cu}$

Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle

Diagramma sforzo deformazione a compressione: Parabola rettangolo

Mean elastic modulus  $E_{cm}$  / Modulo elastic  $E_{cm}$

Mean tensile strength  $f_{ctm}$  / Resistenza a trazione media  $f_{ctm}$

Es/Ec in SLS combination / Es/Ec in combinazione SLS

Stress limit Characteristic SLS / Massima tensione per combinazione caratteristica SLS

Stress limit Frequent SLS / Massima tensione per combinazione frequente SLS

wk lim = limit crack width Frequent SLS / Limite ampiezza fessure combinazione frequente SLS

Stress limit Quasi-Permanent SLS / Massima tensione combinazione SLS quasi permanente

wk lim = limit crack-width Quasi-Permanent SLS / limite di ampiezza delle fessure in combinazione SLS quasi permanente

##### STEEL - ACCIAIO

Longitudinal Bars and Stirrups / Barre longitudinali e staffe

Characteristic yield stress  $f_{yk}$  / tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$

Tensile strength  $f_{tk}$  / Resistenza a trazione  $f_{tk}$

Design yield stress  $f_{yd}$  / Sforzo di snervamento di progetto  $f_{yd}$

Design strength  $f_{td}$  / Resistenza di progetto  $f_{td}$

Design ultimate strain  $\epsilon_{su}$  / Deformazione ultima  $\epsilon_{su}$

Mean elastic modulus  $E_s$  / Modulo elastico medio  $E_s$

SLS Charact. - Ss Limit: / Combinazione SLS caratteristica limite  $\sigma_s$

#### GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA / DATI DI GEOMETRIA E DELLE ARMATURE

Width / Larghezza

Depth / Altezza

Bottom bars / Armature inferiori

Top bars / Armature superiori

Low Cover (from centroid of bar) / Copriferro inferiore (dal baricentro delle armature)

Top Cover (from centroid of bar): / Copriferro superiore (dal baricentro delle armature)

Web Cover (from centroid of bar) / Copriferro sull'anima (dal baricentro delle armature)

**ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION / STATI LIMITE ULTIMI – AZIONI INTERNE SOLLECITANTI DI PROGETTO PER OGNI COMBINAZIONE**

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section Momento sollecitante di progetto [kN m] attorno all'asse x con direzione positiva se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y Taglio sollecitante di progetto [kN] / in direzione parallela all'asse Y
T	Design torsional Moment [kN m] / Momento torcente sollecitante di progetto

**CHECKS RESULTS / RISULTATI DELLE VERIFICHE**

Checks of section OK for all assigned combinations / Verifica con esito positive per tutte le combinazioni

Min edge cover of longitudinal bars: / Minimo ricoprimento delle barre longitudinali  
Min edge distance between longitudinal bars / Minima distanza tra le barre longitudinali

**ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE / STATI LIMITE ULTIMI – VERIFICA A FLESSIONE E AZIONE ASSIALE**

Check/Verifica	Result of check / Esito della verifica
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive) Azione assiale sollecitante di progetto [kN] applicata nel baricentro della sezione di calcestruzzo (+ se in compressione)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference Momento flettente sollecitante di progetto [kN m] intorno all'asse X
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive) Azione assiale resistente di progetto della sezione [kN] (+ se di compressione)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference Momento flettente resistente di progetto [kN m] intorno all'asse X
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is $\geq 1.0$ Fattore di sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx). Contorllo positivo se tale rapporto $\geq 1.0$
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system Ordinata Y [cm] dell'asse neutron nel sistema di riferimento
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm] Momento flettente di servamento [kN m]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section Rapporto tra la posizione dell'asse neutron e l'altezza efficace della sezione
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2] Rapporto tra il momento redistribuito e il momento elastico della trave continua [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2] Area delle armature a trazione [cm <sup>2</sup> ] (trave) [tra parentesi is riporta l'area minima dall'equazione (9.1N) EC2]

**ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE / STATI LIMITE ULTIMI – DEFORMAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

ec max	Ultimate compressive strain in concrete Deformazione ultima a compressione
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed) Deformazione nella fibra di calcestruzzo nella posizione ec2/ecu (ec*>0 nel caso di sezione compressa)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max Ordinata in [cm] della fibra corrispondente a ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive) Massima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max Ordinata [cm] della barra corrispondente a es max

es min Min strain in steel bars (+ if compressive)  
**Minima deformazione nelle barre di acciaio (+ se in compressione)**  
 Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min  
**Ordinata [cm] della barra corrispondente a es min**

Comb.N. ec max ec \* Yc max es max Ys max es min Ys min

**COMBINATION OF RESISTANCE N. 1 : STRESS AND STRAIN AT ULTIMATE STATE / COMBINAZIONE RESISTENTE N.1: SFORZO E DEFORMAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

**Concrete vertices: /Vertici sezione calcestruzzo**

Vertex N. Assigned numbers to concrete vertices  
**Vertice N° Si assegnano numeri ai vertici della sezione in calcestruzzo**  
 Xc, Yc X-coordinate, Y-coordinate [cm] of vertices in the reference X,Y,O  
**Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O**  
 Sc Stress [Mpa] in each vertex (+ if compressive)  
**Sforzo [Mpa] in ciascun vertice (+ se in compressione)**  
 e c Strain in each vertex  
**Deformazione nei vertici**

Vertex N.	Xc	Yc	Sc	e c
Vertice N.	Xc	Yc	Sc	e c

**Longitudinal Bars: / Barre longitudinali**

Bar N. Number assigned to the bars  
**Numero assegnato alle barre**  
 Xs, Ys X-coordinate, Y-coordinate [cm] of single bar in the reference X,Y,O  
**Coordinate X e Y [cm] dei vertici nel riferimento X,Y,O**  
 Ss Stress [Mpa] in each bar (+ if compressive)  
**Sforzo [Mpa] in ciascuna barra (+ se in compressione)**  
 e s Strain in each bar  
**Deformazione in ciascuna barra**

Bar N.	Xs	Ys	Ss	e s
--------	----	----	----	-----

**5.4.2.2 Sezione S1 - Soletta superiore – nodo con piedritto**

**5.4.2.2.1 Stato Limite Ultimo**

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

**Sollecitazioni massimi in nodo:**

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 75.66 kNm

Valore di progetto del taglio agente VEd = 215.13 kN

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

**Sezione di calcolo**                    **1.00x0.40**

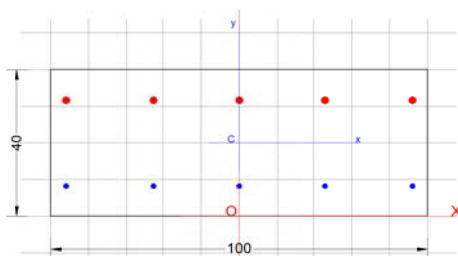
**Armatura superiore**                **5Ø20**

**Armatura inferiore**                **5Ø18**

**Armatura a taglio**                 **4 bracci Ø12 /20**

**Copriferro superiore/inferiore**   **5.0 cm**

**(netto)**



## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta\_di\_supr\_Nodo.secEC

Section description:  
Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex  
Exposure Class: XA1 - Chemical attack (slight aggressive)  
Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]  
Section type: Predefined section  
Cross-section shape: Rectangular  
Stress path: Constant axial force to achieve bending ULS  
Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa

Design ultimate strain esu:	0.068
Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

### GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	8.3	cm
Top Cover (from centroid of bar):	8.4	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	75.66	0.00	0.00
2	0.00	17.00	0.00	0.00

### CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	75.66	0.04	166.06	2.195	33.7	142.19	---	---	---
2	OK	0.00	17.00	0.04	166.06	9.768	33.7	142.19	---	---	---

### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE



ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00603	40.0	-0.00117	31.6	-0.01412	8.3
2	0.00350	-0.00603	40.0	-0.00117	31.6	-0.01412	8.3

### Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

##### • Caratteristiche della sezione

b <sub>w</sub> = 1000	mm	larghezza	f <sub>yk</sub> = 450	MPa	resist. caratteristica
h = 400	mm	altezza	γ <sub>s</sub> = 1.15		coeff. sicurezza
c = 84	mm	copriferro	f <sub>yd</sub> = 3	MPa	resist. di calcolo
f <sub>ck</sub> = 30	a	resist. caratteristica			
γ <sub>c</sub> = 1.50		coeff. sicurezza			
α <sub>cc</sub> = 0.85		coeff. riduttivo			
d = 316	mm	altezza utile			
f <sub>cd</sub> = 17.00	a	resist. di calcolo			

Armadura longitudinale tesa:

A <sub>sl,1</sub> = 5	Ø	20	=	15.71	cm <sup>2</sup>
A <sub>sl,2</sub> = 0	Ø	0	=	0.00	cm <sup>2</sup>
A <sub>sl,3</sub> = 0	Ø	0	=	0.00	cm <sup>2</sup>
				15.71	cm <sup>2</sup>

##### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

N <sub>ed</sub> = 0.0	kN	V <sub>ed</sub> = 216.0	kN
-----------------------	----	-------------------------	----

##### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

k = 1+(200/d) <sup>1/2</sup> <2	k = 1.796	<2
v <sub>min</sub> = 0,035 k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>	v <sub>min</sub> = 0.461	
ρ <sub>1</sub> = A <sub>sl</sub> /(b <sub>w</sub> ×d) <0.02	ρ <sub>1</sub> = 0.005	<0.02
σ <sub>cp</sub> = N <sub>Ed</sub> /A <sub>c</sub> <0.2f <sub>cd</sub>	σ <sub>cp</sub> = 0.00	MPa

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

V <sub>Rd</sub> = 167.6	kN;	(con (v <sub>min</sub> +0,15×σ <sub>cp</sub> )×b <sub>w</sub> ×d =	145.	8	kN)
-------------------------	-----	--	------	---	-----

V<sub>Rd</sub> = 167.6 kN valore di calcolo

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

##### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

θ = 45.0	°	inclinaz. bielle cls	angolo ammissibile
α = 90.0	°	inclinaz. staffe	

Armadura a taglio:

A <sub>sw</sub> /s = staffe Ø 12	mm con n° bracci (trasv)	4	passo	20	c	m	=	0.226	cm <sup>2</sup> /cm
V <sub>Rsd</sub> = 0.90×d×(A <sub>sw</sub> /s)×f <sub>yd</sub> ×(cotgα+cotgθ)×senα			V <sub>Rsd</sub>	251.7	k				

= N

$f_{cd} = 8.50$  MP a resist. di calcolo ridotta  
 $\alpha_c = 1.000$  coeff. maggiorativo

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$$

$$V_{Rcd} = \frac{1208.}{8} \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 251.7 > 216.0 \text{ N}$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

c.s.= 1.2

#### 5.4.2.2.2 Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nodo:

##### *SLE Rara e SLD*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 52.00 \text{ kNm}$

##### *SLE Frequente*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 42.30 \text{ kNm}$

##### *SLE Quasi permanente*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 15.41 \text{ kNm}$

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N	Mx	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
			Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	-52.00		

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N	Mx	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
			Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	-42.30		

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N	Mx	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
			Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	-15.41		

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.56	0.0	0.00	9.8	-118.1	8.3	10.1	1006	15.7	20.9

### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
sr max	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00082	0	0.500	20 7.4	0.016	0.000354 (0.00035)	469	0.166	-86.09

### SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.89	0.0	0.00	9.8	-96.1	8.3	10.1	1006	15.7	20.9

### SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00067	0	0.500	20 7.4	0.016	0.000288 (0.00029)	469	0.135 (0.30)	-86.09

### SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.07	0.0	0.00	10.0	-35.0	8.3	10.1	1006	15.7	20.9

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\sigma_c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00024	0	0.500	20 7.4	0.016	0.000105 (0.00010)	469	0.049 (0.20)	-86.09

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-288.00	15.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-288.00	15.7	3.7

**5.4.2.3 Sezione S2 - Soletta superiore – mezzeria**

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

**5.4.2.3.1 Stato Limite Ultimo**

**Sollecitazioni massimi in mezzeria:**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 56.47 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

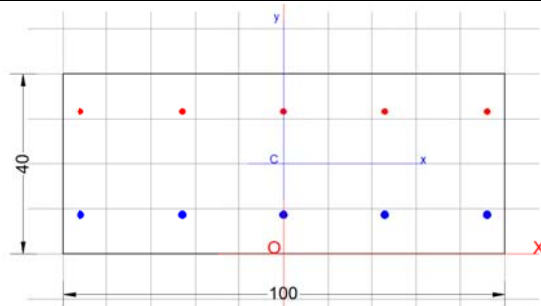
**Sezione di calcolo 1.00x0.40**

**Armatura superiore 5Ø20**

**Armatura inferiore 5Ø18**

**Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm**

**(netto)**



## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta\_di\_supr\_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

## GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø18	(12.7 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	8.3	cm

Top Cover (from centroid of bar): 8.4 cm  
Web Cover (from centroid of bar): 4.0 cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

	N	Mx	Vy	MT
N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	56.47	0.00	0.00

### CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 3.0 cm  
Min edge distance between longitudinal bars: 21.0 cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	56.47	0.04	166.06	2.941	33.7	142.19	---	---	---

### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

	ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
ec max	Ultimate compressive strain in concrete						
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)						
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max						
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max						
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min						

Comb.N.	ec max	ec*	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00603	40.0	-0.00117	31.6	-0.01412	8.3

#### 5.4.2.3.2 Stato Limite di Esercizio

##### Sollecitazioni massimi in mezzzeria:

##### *SLE Rara e SLD*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 40.50 \text{ kNm}$

##### *SLE Frequente*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 35.22 \text{ kNm}$

##### *SLE Quasi permanente*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 20.27 \text{ kNm}$

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	40.50		

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	35.22		

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N		Mx	
	N	Mx	N	Mx
1	0.00	20.27		

#### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.01	40.0	0.00	30.9	-111.9	31.6	10.3	1030	12.7	20.9

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $As\ eff / Ac\ eff$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6\ Smax / Es$
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max * (e\ sm - e\ cm) / [eq.(7.8)]$ . Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00076	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000336 (0.00034)	499	0.168	85.13

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.61	40.0	0.00	30.9	-97.3	31.6	10.3	1030	12.7	20.9

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00067	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000292 (0.00029)	499	0.146 (0.30)	85.13

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.50	40.0	0.00	30.9	-56.0	31.6	10.3	1030	12.7	20.9

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00038	0	0.500	18 7.4	0.012	0.000168 (0.00017)	499	0.084 (0.20)	85.13

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]



Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.27	12.7	3.7
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.40	2000	---	---	---	-291.27	12.7	3.7

#### 5.4.2.4 Sezione S3, S4 - Piedritto – nodo con soletta superiore/ inferiore

NOTA: E' svolta solo una verifica strutturale dei piedritti, considerata valide sia per la sezione ai nodi superiori sia per quelli inferiori a causa delle sollecitazioni essendo quasi uguali.

##### 5.4.2.4.1 Stato Limite Ultimo

###### Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del sforzo assiale	NEd = - 45.80 kN
Valore di progetto del momento flettente agente	MEd = -57.63 kNm
Valore di progetto del taglio agente	VEd = 82.00 kN

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

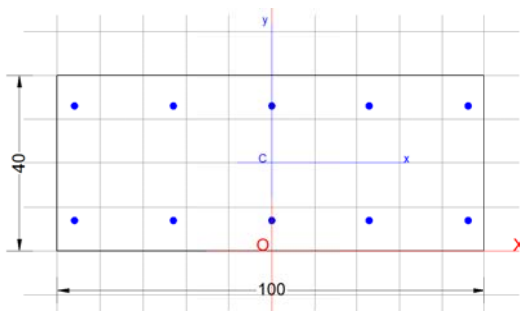
**Sezione di calcolo 1.00x0.40**

**Armatura superiore 5Ø16**

**Armatura inferiore 5Ø16**

**Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm**

**(netto)**



### Section Name: Piedritti\_Nodo.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

### GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Φ16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5Φ16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	45.80	-57.63	0.00	0.00

## CHECKS RESULTS

### Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 3.2 cm  
Min edge distance between longitudinal bars: 21.4 cm

## ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check										
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)										
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference										
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)										
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference										
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0										
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system										
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]										
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section										
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										

	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yneutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	45.80	-57.63	121.75	-153.19	2.658	5.3	140.54	---	---	---

## ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

	Ultimate compressive strain in concrete						
ec max	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)						
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)						
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max						
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max						
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)						
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min						

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00774	0.0	-0.00109	7.0	-0.01814	33.0

## Verifica a taglio

### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w =$	1000	mm	larghezza	$f_{yk} =$	450	MPa	resist. caratteristica
$h =$	400	mm	altezza	$\gamma_s =$	1.15		coeff. sicurezza
$c =$	70	mm	copriferro	$f_{yd} =$	391.3	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} =$	30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:			



1 95.00 33.38

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Comb.N.	N Mx
1	46.00 20.02

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.86	40.0	0.00	30.1	-100.4	33.0	10.0	1004	10.1	21.5

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Φ   c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φ   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00065	0	0.500	16 6.2	0.0100.000301	(0.00030)	483	0.145	93.31

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.41	40.0	0.00	28.1	-63.8	33.0	9.4	935	10.1	21.5

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φ   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
---------	-------	----	----	----	-------	-------	-------------	--------	----	---------

1 OK -0.00043 0 0.500 16|6.2 0.0110.000191 (0.00019) 464 0.089 (0.30) 104.90

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.47	40.0	0.00	28.9	-43.4	33.0	9.6	963	10.1	21.5

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Φ   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00029	0	0.500	16 6.2	0.0100.000130 (0.00013)	471	0.061 (0.20)	100.27	

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)**

N.Comb. SLS combination number  
 Comb.Type Frequent or Quasi-Permanent  
 Region Part of concrete section under consideration (Web/Flange)  
 k Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]  
 kc Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]  
 Ac eff Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]  
 Ned SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]  
 Sc =Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]  
 Fcr Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]  
 k1 Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]  
 As reg Area [cm<sup>2</sup>] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration  
 As min Minimum Area [cm<sup>2</sup>] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.34	1600	---	---	---	-233.64	10.1	2.5
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.35	1700	---	---	---	-244.43	10.1	2.8

**5.4.2.5 Sezione S5 - Piedritto – mezzeria**

**5.4.2.5.1 Stato Limite Ultimo**

Sollecitazioni massimi in mezzeria:

Valore di progetto del sforzo assiale NEd = - 47.00 kNm

Valore di progetto del momento flettente agente MEd = 25 kNm

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

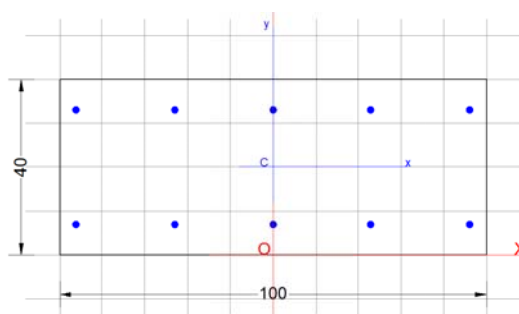
**Sezione di calcolo 1.00x0.40**

**Armatura superiore 5Ø16**

**Armatura inferiore 5Ø16**

**Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm**

(netto)



## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Piedritti\_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant axial force to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength $f_{cd}$ :	17.0 MPa
	Strain at max strength $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Ultimate strain $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus $E_{cm}$ :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength $f_{ctm}$ :	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	wk lim = limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa
	wk lim = limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress $f_{yk}$ :	450.0 MPa
	Tensile strength $f_{tk}$ :	540.0 MPa
	Design yield stress $f_{yd}$ :	391.3 MPa
	Design strength $f_{td}$ :	391.3 MPa
	Design ultimate strain $\epsilon_{su}$ :	0.068
	Mean elastic modulus $E_s$ :	200000.0 MPa
	SLS Charact. - $S_s$ Limit:	360.00 MPa

## GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	40.0	cm
Bottom bars:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

#### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	47.00	25.00	0.00	0.00

#### CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.4	cm

#### ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	47.00	25.00	47.24	142.66	5.706	34.9	125.65	---	---	---

#### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
---------	--------	------	--------	--------	--------	--------	--------



1      0.00350      -0.00826      40.0      -0.00130      33.0      -0.01914      7.0

### Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

##### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 70$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$ Ø	$16 = 20.11$ cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm <sup>2</sup>
$d = 330$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$ Ø	$0 = 0.00$ cm <sup>2</sup>
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		$20.11$ cm <sup>2</sup>

##### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$  kN       $V_{ed} = 120.0$  kN

##### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$        $k = 1.778$        $< 2$   
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$        $v_{min} = 0.455$   
 $\rho_l = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$        $\rho_l = 0.006$        $< 0.02$   
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$        $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa       $< 0.2$   
 fcd

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$   
 $V_{Rd} = 185.5$  kN;      (con  $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 150.0$  kN)  
 $V_{Rd} = 185.5$  kN      valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

#### 5.4.2.5.2 Stato Limite di Esercizio

##### Sollecitazioni massimi in mezzera:

##### **SLE Rara e SLD**

Valore di progetto del momento flettente agente      MEd = 18.00 kNm

##### **SLE Frequente**

Valore di progetto del momento flettente agente      MEd = 15.00 kNm

##### **SLE Quasi permanente**

Valore di progetto del momento flettente agente      MEd = 7.00 kNm

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Comb.N.	N      Mx
1	54.00      18.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	100.00	15.00

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

Comb.N.	Assigned Internal Forces	
	N	Mx
1	54.00	7.00

N: Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)  
Mx: Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.30	40.0	0.00	27.8	-33.1	33.0	9.3	927	10.1	21.5

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)/[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00022	0	0.500	16 6.2	0.011	0.000099 (0.00010)	462	0.046	106.27

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.93	40.0	0.00	18.9	-7.8	33.0	6.3	629	10.1	21.5

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00006	0	0.500	16 6.2	0.016	0.000024 (0.00002)	381	0.009 (0.30)	154.64

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.42	40.0	0.00	15.4	-2.2	33.0	5.2	518	10.1	21.5

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00002	0	0.500	16 6.2	0.019	0.000007 (0.00001)	351	0.002 (0.20)	177.75

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.72	0.18	1100	---	---	---	-158.50	10.1	0.9
1	Quasi-perm.	Web	0.72	0.11	950	---	---	---	-137.89	10.1	0.5

**5.4.2.6 Sezione S6 - Soletta inferiore – nodo con piedritto**

**5.4.2.6.1 Stato Limite Ultimo**

NOTA: Le forze normali sono trascurati a favore di sicurezza.

Sollecitazioni massimi in nodo:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 105.21 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente  $V_{Ed} = 71.57 \text{ kN}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

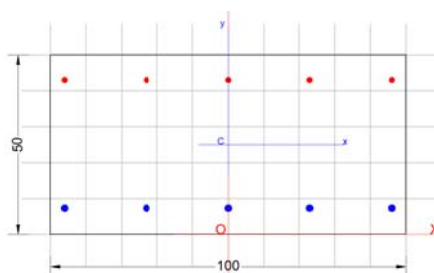
**Sezione di calcolo 1.00x0.50**

**Armatura superiore 5Ø16**

**Armatura inferiore 5Ø20**

**Copriferro superiore/inferiore 5.0 cm**

**(netto)**



## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione\_Nodo.secEC

Section description:

Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37	
	Design compressive strength $f_{cd}$ :	17.0 MPa	
	Strain at max strength $\epsilon_{c2}$ :	0.0020	
	Ultimate strain $\epsilon_{cu}$ :	0.0035	
	Compression diagram stress-strain: Parabola-Rectangle		
	Mean elastic modulus $E_{cm}$ :	32836.6 MPa	
	Mean tensile strength $f_{ctm}$ :	2.9 MPa	
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa	
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa	
	wk lim =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm	
	Coeff. k3:	3.4000 § 7.3.4(3) EC2	
	Coeff. k4:	0.4250 § 7.3.4(3) EC2	
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa	
	wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS:	0.200 mm	
	STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C

Characteristic yield stress $f_{yk}$ :	450.0	MPa
Tensile strength $f_{tk}$ :	540.0	MPa
Design yield stress $f_{yd}$ :	391.3	MPa
Design strength $f_{td}$ :	391.3	MPa
Design ultimate strain $\epsilon_{su}$ :	0.068	
Mean elastic modulus $E_s$ :	200000.0	MPa
SLS Charact. - $S_s$ Limit:	360.00	MPa

### GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	50.0	cm
Bottom bars:	5 $\Phi$ 20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5 $\Phi$ 16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	7.3	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
M <sub>x</sub>	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
V <sub>Y</sub>	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	M <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	MT
1	0.00	105.21	0.00	0.00
2	0.00	-31.00	0.00	0.00

### CHECKS RESULTS

#### Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check										
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)										
M <sub>x</sub>	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference										
N <sub>ult</sub>	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)										
M <sub>x</sub> ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference										
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N <sub>ult</sub> , M <sub>x</sub> ult) to (N, M <sub>x</sub> ). Check OK if such ratio is $\geq 1.0$										
Y <sub>neutral</sub>	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system										
M <sub>x</sub> sn.	Yielding bending moment [kNm]										
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section										
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										

	Check	N	M <sub>x</sub>	N <sub>ult</sub>	M <sub>x</sub> ult	S.F.	Y <sub>neutral</sub>	M <sub>x</sub> sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	105.21	0.01	255.63	2.430	44.3	231.41	---	---	---
2	OK	0.00	-31.00	0.28	-178.38	5.754	5.5	-151.12	---	---	---

### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00973	50.0	-0.00082	43.0	-0.02286	7.3
2	0.00350	-0.01016	0.0	-0.00115	7.3	-0.02392	43.0

### Verifica a taglio

#### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

##### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 70$ mm	copriferro	391.	
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	$f_{yd} = 3$ MPa	resist. di calcolo
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	Armadura longitudinale tesa:	
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 2$	$= 15.71 \text{ cm}^2$
$d = 430$ mm	altezza utile	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
			$15.71 \text{ cm}^2$

##### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN	$V_{ed} = 72.0$ kN
-------------------	--------------------

##### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.682$	$< 2$
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.418$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.004$	$< 0.02$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa	$< 0.2 f_{cd}$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$179.$   
 $8 \text{ kN}$

$V_{Rd} = 192.8 \text{ kN};$  (con  $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 8 \text{ kN}$ )

$V_{Rd} = 192.8 \text{ kN}$  valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 5.4.2.6.2 Stato Limite di Esercizio

#### Sollecitazioni massimi in nodo:

#### *SLE Rara e SLD*

Valore di progetto del momento flettente agente

$M_{Ed} = 75.01 \text{ kNm}$

**SLE Frequente**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 65.28 \text{ kNm}$

**SLE Quasi permanente**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 36.12 \text{ kNm}$

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

Comb.N.	N	Mx
	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive) Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	75.01
2	0.00	-20.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

Comb.N.	N	Mx
	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive) Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	65.28
2	0.00	-13.00

**SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION**

Comb.N.	N	Mx
	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive) Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
1	0.00	36.12

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Check	Result of Check										
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)										
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]										
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)										
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]										
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)										
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars										
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)										
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)										
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)										
Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.06	50.0	0.00	38.5	-123.8	43.0	12.8	1282	15.7	21.4
2	OK	0.96	0.0	0.00	9.5	-50.5	7.3	13.5	1349	10.1	21.4

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]

k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
$\Phi   c$	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio $A_s \text{ eff} / A_c \text{ eff}$ [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\Phi   c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00076	0	0.500	20 6.3	0.0120.000372	(0.00037)	492	0.183	136.33
2	OK	-0.00031	0	0.500	16 6.2	0.0070.000151	(0.00015)	576	0.087	-133.41

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	2.66	50.0	0.00	38.5	-107.8	43.0	12.8	1282	15.7	21.4
2	OK	0.62	0.0	0.00	9.5	-32.8	7.3	13.5	1349	10.1	21.4

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\Phi   c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00067	0	0.500	20 6.3	0.0120.000323	(0.00032)	492	0.159 (0.30)	136.33
2	OK	-0.00020	0	0.500	16 6.2	0.0070.000098	(0.00010)	576	0.057 (0.30)	-133.41

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.47	50.0	0.00	38.5	-59.6	43.0	12.8	1282	15.7	21.4

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	$\Phi   c$	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00037	0	0.500	20 6.3	0.0120.000179	(0.00018)	492	0.088 (0.20)	136.33

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. which take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. which take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As min
1	Frequent	Web	0.79	0.40	2450	---	---	---	-358.11	15.7	4.9
2	Frequent	Web	0.79	0.41	2550	---	---	---	-365.94	10.1	5.3
1	Quasi-perm.	Web	0.79	0.40	2450	---	---	---	-358.11	15.7	4.9

**5.4.2.7 Sezione S7 - Soletta inferiore - mezzeria**

**5.4.2.7.1 Stato Limite Ultimo**

Sollecitazioni massimi in mezzeria:



Valore di progetto del momento flettente agente

$M_{Ed} = -56.98 \text{ kNm}$

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

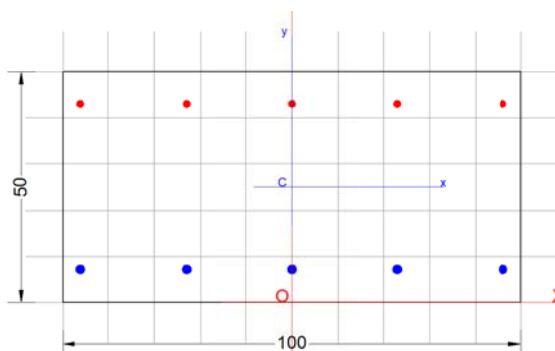
**Sezione di calcolo**                      **1.00x0.50**

**Armatura superiore**                      **5Ø16**

**Armatura inferiore**                      **5Ø20**

**Copriferro superiore/inferiore**      **5.0 cm**

**(netto)**



## GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: Solleta di fondazione\_Campata.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Structural member of belonging:	Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia

## MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength $f_{cd}$ :	17.0 MPa
	Strain at max strength $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Ultimate strain $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus $E_{cm}$ :	32836.6 MPa
	Mean tensile strength $f_{ctm}$ :	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	18.0 MPa
	Stress limit Frequent SLS:	18.0 MPa
	$w_{k \text{ lim}}$ =limit crack width Frequent SLS:	0.300 mm
	Coeff. $k_3$ :	3.4000 § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. $k_4$ :	0.4250 § 7.3.4(3) EC2
	Stress limit Quasi-Permanent SLS:	13.5 MPa

wk lim =limit crack-width Quasi-Permanent SLS: 0.200 mm

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.0 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

### GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	100.0	cm
Depth:	50.0	cm
Bottom bars:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	7.2	cm
Top Cover (from centroid of bar):	7.0	cm
Web Cover (from centroid of bar):	4.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-56.98	0.00	0.00

### CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	3.0	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	21.0	cm

### ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm<sup>2</sup>] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Y neutral	Mx sn.	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	-56.98	0.25	-177.83	3.121	5.4	125.65	---	---	---

### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01029	0.0	-0.00113	7.2	-0.02417	43.0

#### 5.4.2.7.2 Stato Limite di Esercizio

##### Sollecitazioni massimi in mezzeria:

##### **SLE Rara e SLD**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = -37.19$  kNm

##### **SLE Frequente**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = -29.06$  kNm

##### **SLE Quasi permanente**

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = -4.70$  kNm

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Comb.N.	N      Mx
1	0.00      -37.19

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Comb.N.	N      Mx
1	0.00      -29.06

#### SERVICEABILITY LIMIT STATE - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
Comb.N.	N      Mx
1	0.00      -4.70

#### SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)

hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm <sup>2</sup> ] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm <sup>2</sup> ] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.78	0.0	0.00	9.5	-93.9	7.2	13.5	1350	10.1	21.4

**SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø   c	Equivalent bar diameter [mm]   cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack	First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00057	0	0.500	16 6.2	0.007	0.000282 (0.00028)	576	0.162	-133.48

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	1.39	0.0	0.00	9.5	-73.4	7.2	13.5	1350	10.1	21.4

**SLS FREQUENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00044	0	0.500	16 6.2	0.007	0.000220 (0.00022)	576	0.127 (0.30)	-133.48

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]**

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.24	0.0	0.00	13.6	-11.6	7.2	13.3	1334	10.1	21.4

**SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø   c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00007	0	0.500	16 6.2	0.008	0.000035 (0.00003)	572	0.020 (0.20)	-133.48

**SLS - MINIMUM REINFORCEMENT AREAS FOR CRACK CONTROL ( § 7.3.2 EC2)**

N.Comb.	SLS combination number
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent
Region	Part of concrete section under consideration (Web/Flange)
k	Coeff. wich take account of self-equilibrating stresses [see eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich take account of stress distribution at cracking[see eq.(7.1) EC2]
Ac eff	Area of concrete within tensile zone of the region under consideration just before cracking [(7.1)]
Ned	SLS axial force (+ if compressive) acting on the region under consideration [kN]
Sc	=Ned/Ac mean stress in the region of area Ac (web or rectangular section) [eq.(7.1)]
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange at cracking due to the cracking moment [eq.(7.3)]
k1	Coeff. considering the effect of axial forces on the stress (web or rectangular section) [eq.(7.2)]
As reg	Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration
As min	Minimum Area [cm <sup>2</sup> ] of reinforcing steel within the tensile zone of region under consideration required by eq. (7.1)

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Ac eff	Ned	Sc	k1	Frc	As reg	As min
---------	-----------	--------	---	----	--------	-----	----	----	-----	--------	--------

1	Frequent	Web	0.79	0.41	2550	---	---	---	-366.01	10.1	5.3
1	Quasi-perm.	Web	0.79	0.41	2550	---	---	---	-366.01	10.1	5.3

#### 5.4.2.8 Verifiche muri di recinzione

##### 3.6.3.4 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

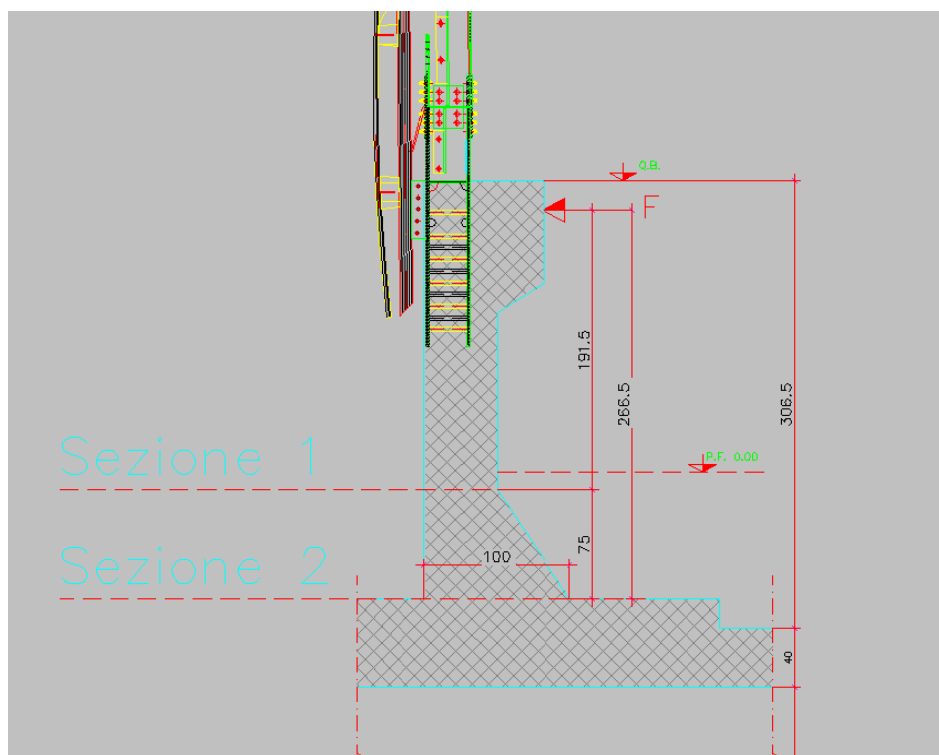
Al verificarsi di un deragliamento può esservi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) oppure di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.). Queste azioni non si applicano sui sostegni di tettoie o di pensiline di impianti ferroviari.

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per  $d \leq 5$  m:
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $5 \text{ m} < d \leq 15$  m:
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $d > 15$  m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.



Ai fini della valutazione delle sollecitazioni alla interfaccia muro - tombino occorre considerare la diffusione del carico trasversale di 1500 kN. La lunghezza di diffusione può essere valutata considerando che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF.

L'altezza totale del punto di applicazione dell'urto fino alla quota estradosso soletta del tombino è pari a circa 2.67m; ipotizzando una diffusione a 45° all'interno del muro, si ottiene una lunghezza di diffusione di 2.67 m.

#### 5.4.2.8.1 Verifiche Sezione 1

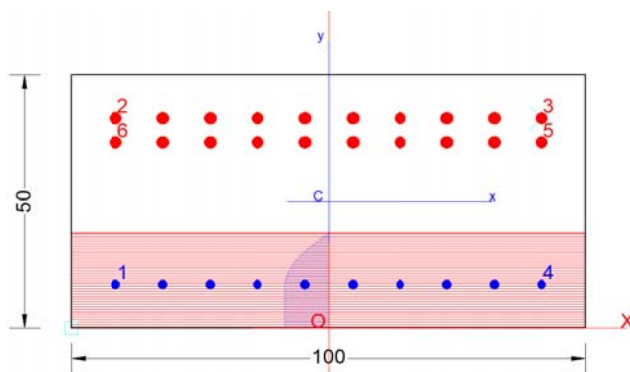
La forza di impatto a metro lineare è pertanto pari a  $1500 \text{ kN} * 1.92 / 2.67 = 1079 \text{ kN} * \text{m} / \text{m}$ .

Valore di progetto del momento flettente agente – Sezione 1  $M_{Ed} = 1079 \text{ kN} * \text{m} / \text{m}$

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

<b>Sezione di calcolo</b>	<b>1.00x0.50</b>
<b>Armatura interno</b>	<b>2 x 10Ø24</b>
<b>Armatura esterno</b>	<b>10Ø18</b>
<b>Armatura a taglio</b>	<b>6 bracci Ø16 /10</b>
<b>Copriferro superiore/inferiore</b>	<b>5.0 cm</b>

(netto)



#### GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Muro\_Sez.1.secEC

Section description:	
Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

#### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa

Shear reduced compressive strenght  $v_1 \cdot f_{cd}$ : 8.5 MPa (6.9)EC2  
 Strain at max strength  $\epsilon_{c2}$ : 0.0020  
 Ultimate strain  $\epsilon_{cu}$ : 0.0035  
 Compression diagram stress-strain: Parabola-Rettangle  
 Mean Elastic Modulus  $E_{cm}$ : 32836.6 MPa  
 Mean tensile strength  $f_{ctm}$ : 2.9 MPa

STEEL - Longitudinal Bars and Stirrups: B450C  
 Characteristic yield stress  $f_{yk}$ : 450.00 MPa  
 Tensile strength  $f_{tk}$ : 540.0 MPa  
 Design yield stress  $f_{yd}$ : 391.3 MPa  
 Design strength  $f_{td}$ : 391.3 MPa  
 Design ultimate strain  $\epsilon_{su}$ : 0.068  
 Mean elastic modulus  $E_s$ : 200000.0 MPa

### GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal  
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

### DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	Diam $\Phi$ [mm]
1	-41.4	8.6	18
2	-41.4	41.4	24
3	41.4	41.4	24
4	41.4	8.6	18
5	41.4	36.6	24
6	-41.4	36.6	24

### DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation  
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)  
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)  
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation  
 $\Phi$  Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	$\Phi$
1	2	3	8	24
2	1	4	8	18
3	6	5	8	24

### ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system  
 VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	-1079.00	0.00



**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO PONTE S.PIETRO – BERGAMO – MONTELLO  
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA  
LINEA DA CURNO A BERGAMO**

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO  
RELAZIONE DI CALCOLO 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000002	A	80 di 80

**CHECKS RESULTS**

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: 7.4 cm  
Min distance between longitudinal bars: 2.4 cm

**ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS**

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cmq] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-1079.00	0.00	-1097.19	1.017	90.5(6.9)

**ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES**

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00050	-50.0	0.0	0.00189	-41.4	8.6	-0.00424	41.4	41.4

**ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION**

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000186867	0.003500000	0.452	1.000

1) x/d > 0.450 = max allowed value x/d for redistribution of bending in eq.(5.10)EC2 (D=1)

**Verifica a taglio**

**VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5**

• Caratteristiche della sezione

b <sub>w</sub> = 1000	mm	larghezza	f <sub>yk</sub> = 450	MPa	resist. caratteristica
h = 500	mm	altezza	γ <sub>s</sub> = 1.15		coeff. sicurezza
c = 90	mm	copriferro	f <sub>yd</sub> = 391.3	MPa	resist. di calcolo
f <sub>ck</sub> = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
γ <sub>c</sub> = 1.50		coeff. sicurezza	A <sub>sl,1</sub> = 10	Ø 24	= 45.24 cm <sup>2</sup>



$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 10 \quad \emptyset \quad 24 = 45.24$	$cm^2$
$d = 410$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \quad \emptyset \quad 0 = 0.00$	$cm^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo		$90.48 \quad cm^2$

• **Sollecitazioni** (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$  kN       $V_{ed} = 1500.0$  kN

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.698$	$< 2$
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.424$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.020$	$< 0.02$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa $f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$   
 $V_{Rd} = 327.1$  kN;      (con  $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 174.0$  kN)

$V_{Rd} = 327.1$  kN      valore di calcolo

*la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio*

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$\theta = 45.0$  °      inclinaz. bielle cls      angolo ammissibile  
 $\alpha = 90.0$  °      inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$  staffe  $\emptyset 16$  mm con n° bracci (trasv)      6      passo 10 cm = 1.206  $cm^2/cm$

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{vd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times sen \alpha$   
 $V_{Rsd} = 1742.0$  kN

$f_{cd} = 8.50$  MPa resist. di calcolo ridotta  
 $\alpha_c = 1.000$  coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$   
 $V_{Rcd} = 1568.3$  kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$        $V_{Rd} = 1568.3 > 1500.0$  kN      c.s. = 1.0

*la sezione armata a taglio risulta verificata.*

#### 5.4.2.8.2 Verifiche Sezione 2

La forza di impatto a metro lineare è pertanto pari a  $1500 \text{ kN} \times 2.67 / 2.67 = 1500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ .

Valore di progetto del momento flettente agente – Sezione 1  $M_{Ed} = 1500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC, con la verifica tagliante stata condotta non considerando armatura a taglio.

**Sezione di calcolo**      **1.00x1.00**

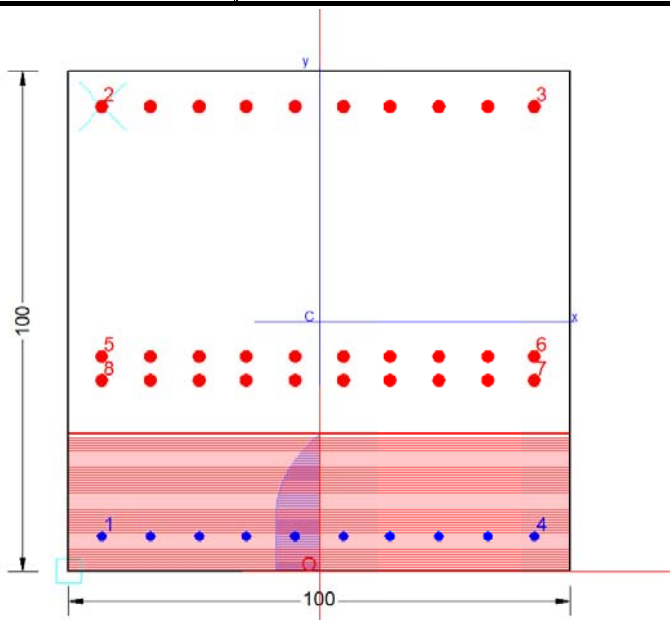
**Armatura interno**      **2 x 10Ø24**

**Armatura esterno**      **10Ø18**

**Copriferro superiore/inferiore**      **5.0 cm**

**Armatura a taglio**      **5 bracci Ø16 /20**

**(netto)**



#### GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Muro\_Seiz.2.secEC

Section description:	
Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XA1 - Chemical attack (slight aggressive)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

#### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strength $v1 \cdot fcd$ :	8.5 MPa (6.9)EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa

#### GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region:	Polygonal
Concrete Class:	C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

#### DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamΦ[mm]
1	-43.0	7.0	18
2	-43.0	93.0	24
3	43.0	93.0	24
4	43.0	7.0	18
5	-43.0	43.0	24
6	43.0	43.0	24
7	43.0	38.2	24
8	-43.0	38.2	24

#### DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen.	Number of generated bars of the current linear generation			
N.Initial Bar	Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)			
N.Final Bar	Order number of final bar (between the isolated bars just defined)			
N. Bars	Number of bars generated equidistant in the current generation			
Φ	Diameter [mm] of generated bars			
Gen.N.	Initial Bar	Final Bar N.	Bars	Φ
1	5	6	8	24
2	8	7	8	24
3	1	4	8	18
4	2	3	8	24

#### ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system		
VY d	Design shear component [kN] parallel to Y reference axis		
Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	0.00	-1500.00	0.00

#### CHECKS RESULTS

##### Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.8 cm
Min distance between longitudinal bars:	2.4 cm

#### ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check					
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)					
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia					
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)					
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia					
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00					
As Tension	Area [cm <sup>2</sup> ] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]					

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	0.00	-1500.00	0.00	-2377.89	1.585	135.7(15.6)

**ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES**

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00196	-50.0	0.0	0.00261	-43.0	7.0	-0.00835	-43.0	93.0

**ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION**

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000127400	0.003500000	0.295	0.809

**Verifica a taglio**

**VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5**

**• Caratteristiche della sezione**

b <sub>w</sub> = 1000	mm	larghezza	f <sub>yk</sub> = 450	MPa	resist. caratteristica
h = 1000	mm	altezza	γ <sub>s</sub> = 1.15		coeff. sicurezza
c = 90	mm	copriferro	391.		
f <sub>ck</sub> = 30	MPa	resist. caratteristica	f <sub>vd</sub> = 3	MPa	resist. di calcolo
γ <sub>c</sub> = 1.50		coeff. sicurezza	Armatura longitudinale tesa:		
α <sub>cc</sub> = 0.85		coeff. riduttivo	A <sub>sl,1</sub> = 10	Ø 24	= 45.24 cm <sup>2</sup>
d = 910	mm	altezza utile	A <sub>sl,2</sub> = 0	Ø 0	= 0.00 cm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub> = 17.00	MPa	resist. di calcolo	A <sub>sl,3</sub> = 0	Ø 0	= 0.00 cm <sup>2</sup>
					45.24 cm <sup>2</sup>

**• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)**

N <sub>ed</sub> = 0.0	kN	V <sub>ed</sub> = 1500.0	kN
-----------------------	----	--------------------------	----

**• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

k = 1+(200/d) <sup>1/2</sup> <2	k = 1.469	<2
v <sub>min</sub> = 0,035 k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>	v <sub>min</sub> = 0.341	
ρ <sub>l</sub> = A <sub>sl</sub> /(b <sub>w</sub> ×d) <0.02	ρ <sub>l</sub> = 0.005	<0.02
σ <sub>cp</sub> = N <sub>Ed</sub> /A <sub>c</sub> <0.2f <sub>cd</sub>	σ <sub>cp</sub> = 0.00	MPa fcd

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 394.8 \text{ kN}; \quad (con (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 310.5 \text{ kN})$$

$V_{Rd} = 394.8$  kN valore di calcolo

*la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio*

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$  ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

$\alpha = 90.0$  ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio:

$A_{sw}/s =$  staffe  $\emptyset$  16 mm con n° bracci (trasv) 5 passo 20 m = 0.503 cm<sup>2</sup>/cm  
 $V_{Rsd} = 1611.0$  kN

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times \text{sen}\alpha$$

$f_{cd} = 8.50$  a resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$  coeff. maggiorativo

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$$

$V_{Rcd} = 3480.9$  kN

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

$$V_{Rd} =$$

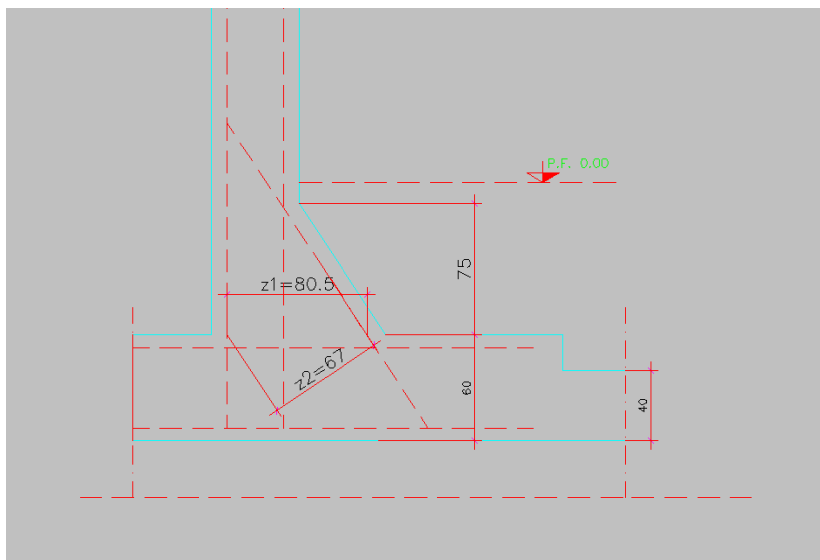
1611.0

> 1500.0 kN

c.s. = 1.1

la sezione armata a taglio risulta verificata.

#### 5.4.2.8.3 Verifiche soletta superiore tombini



##### 5.4.2.8.3.1 Verifiche taglio

$$V_{Ed} = M_{Ed} / z_1$$

$$V_{Ed} = 1500 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \cdot / 0.805 \text{ m} = 1864 \text{ kN}/\text{m}$$

**VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5**

**• Caratteristiche della sezione**

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 600$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 72$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 12$	$= 5.65 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 528$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		$5.65 \text{ cm}^2$

**• Sollecitazioni** (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 1864.0 \text{ kN}$$

**• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.615 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.394$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.001 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$(con (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 207.8 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 151.0 \text{ kN};$$

$$V_{Rd} = 207.8 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

**• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a

taglio:

$$A_{sw}/s \text{ staffe} = \emptyset \quad 16 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \quad \text{passo} \quad 10 \text{ cm} = 1.005 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 1869.5 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$$

$$V_{Rcd} = 2019.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1869.5 > 1864.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.0$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

**5.4.2.8.3.2 Verifiche flessionale – armature longitudinale**

$$z_2 = 0.67 \text{ m}$$

$$A_{S1} = (M_{Ed} / z_2) / f_{yd}$$

$$A_{s1} = (1500\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m} / 0.67\text{m}) / 391300$$

$$A_{s1} = 0.00573 \text{ m}^2 = 57.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 28 / \text{m}$$

#### 5.4.2.8.4 Incidenza armatura

##### Muri di recinzione 0.50m

H <sub>sez1</sub>	0.5	m
B <sub>sez</sub>	1	m
L <sub>sez1</sub>	1	m
Vol. per m di muro	0.5	m <sup>3</sup>

##### Muri di recinzione 0.50m

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m
Lati interni, arm. verticale	24	0.000452	10	35.513
Lato esterni arm. verticale	18	0.000254	10	19.976
Lato interni arm. Verticale strato 2	24	0.000452	10	35.513
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	10	8.878
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	10	8.878
Uncini	16	0.000201	10	39.774
Incidenza paramento	<b>361.62</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

##### Muri di recinzione 1.00m

H <sub>sez1</sub>	1	m
B <sub>sez</sub>	1	m
L <sub>sez1</sub>	1	m
Vol. per m di muro	1	m <sup>3</sup>

##### Muri di recinzione 1.00m

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m
Lati interni, arm. verticale	24	0.000452	10	35.513
Lati interni, arm. verticale	24	0.000452	10	35.513
Lato esterni arm. verticale	18	0.000254	10	19.976
Lato interni arm. Verticale strato 2	24	0.000452	10	35.513
Lato interni, arm. orizzontale	12	0.000113	10	8.878
Lato esterni arm. Orizzontale	12	0.000113	10	8.878
Uncini	16	0.000201	10	72.603

Incidenza paramento

**269.40 kg/m<sup>3</sup>**

**Incidenza media per 1m lunghezza muro= 320 kg/m<sup>3</sup>**

### 5.4.3 Riepilogo verifiche a fessurazione

**Verifiche a fessurazione - Comb. Rara.**

Condizioni ambientali aggressive

Limite ap. fessure = w1 = 0.2 mm

	Arm. tesa		Arm. comp.		M [kNm/m]	wk [mm]
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato		
S2 - Soletta superiore - Mezzeria	10 Ø20	-	5 Ø18	-	<b>40.50</b>	0.166
S1 - Soletta superiore - Nodo	10 Ø20	-	5 Ø18	-	<b>-52.00</b>	0.168
S3,S4 - Piedritto - Nodo	10 Ø16	-	10 Ø16	-	<b>-38.30</b>	0.145
S5 - Piedritto - Mezzeria	10 Ø16	-	10 Ø16	-	<b>18.00</b>	0.046
S6 - Soletta inferiore - Nodo	10 Ø20	-	5 Ø16	-	<b>75.01</b>	0.183
S7 - Soletta inferiore - Mezzeria	10 Ø20	-	5 Ø16	-	<b>-37.19</b>	0.162

### 5.5 Incidenza armatura

La struttura scatolare presenta un' incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Soletta di copertura Nodo = 130 (235 kg/m<sup>3</sup> – per sezione 0.60) kg/m<sup>3</sup>;
- Soletta di copertura Mezzeria = 110 (230 - kg/m<sup>3</sup> – per sezione 0.60) kg/m<sup>3</sup>;
- Piedritti Nodo = 95 kg/m<sup>3</sup>;
- Piedritti Mezzeria = 95 kg/m<sup>3</sup>;
- Soletta di fondazione Nodo = 105 kg/m<sup>3</sup>
- Soletta di fondazione Mezzeria = 90 kg/m<sup>3</sup>

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Pertanto nel calcolo è stata considerata un'armatura longitudinale diffusa  $\phi 12/10$  ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa, anche, l'incidenza dell'armatura con 20kg/m<sup>3</sup> per tener conto dei distanziatori.

**Geometria scatolare**

**Piedritti Appoggio 0.40m**

H <sub>sez1</sub>	0.4 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez1</sub>	1 m
Vol. per m di muro	0.4 m <sup>3</sup>



**Piedritti Campata 0.40m**

H <sub>sez</sub>	0.4 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez</sub>	1 m
Vol. per m di muro	0.4 m <sup>3</sup>

**Soletta di copertura Appoggio 0.40m**

H <sub>sez</sub>	0.4 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez</sub>	1 m
Vol. per m di muro	0.4 m <sup>3</sup>
Peso acciaio	7850 kg/m <sup>3</sup>
Idennità di legature	0.15

**Soletta di copertura Campata 0.40m**

H <sub>sez</sub>	0.4 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez</sub>	1 m
Vol. per m di muro	0.4 m <sup>3</sup>

**Piedritti Appoggio 0.40m (per m di tombino)**

	φ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Lati interni, arm. verticale		16	0.000201	5	7.892
Lato esterni arm. verticale		16	0.000201	5	7.892
Lato interni, arm. orizzontale		12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza paramento		<b>90.90</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

**Piedritti Campata 0.40m (per m di tombino)**

	φ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Lati interni, arm. verticale		16	0.000201	5	7.892
Lato esterni arm. verticale		16	0.000201	5	7.892
Lato interni, arm. orizzontale		12	0.000113	5	4.439
Lato esterni arm. Orizzontale		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di cop.		<b>90.90</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

**Soletta di copertura Appoggio 0.40m (per m di tombino)**

	$\phi$ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		20	0.000314	5	12.331
Armatura inferiore, dir. Principale		18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		12	0.000113	5	5.682
Incidenza Soletta di fond.		<b>126.03</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

**Soletta di copertura Campata 0.40m (per m di tombino)**

	$\phi$ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		20	0.000314	5	12.331
Armatura inferiore, dir. Principale		18	0.000254	5	9.988
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza Soletta di fond.		<b>109.69</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

**Soletta di fondazione Appoggio 0.50m**

H <sub>sez1</sub>	0.5	m
B <sub>sez</sub>	1	m
L <sub>sez1</sub>	1	m
Vol. per m di muro	0.5	m <sup>3</sup>

**Soletta di fondazione Appoggio 0.50m**

	$\phi$ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		16	0.000201	5	7.892
Armatura inferiore, dir. Principale		20	0.000314	5	12.331
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		12	0.000113	5	7.458
Incidenza paramento		<b>104.08</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

**Soletta di fondazione Campata 0.50m**

H <sub>sez1</sub>	0.5	m
B <sub>sez</sub>	1	m
L <sub>sez1</sub>	1	m
Vol. per m di muro	0.5	m <sup>3</sup>

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO  
RELAZIONE DI CALCOLO 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLID0000002	A	91 di 91

**Soletta di fondazione Campata 0.50m**

	$\phi$ mm	A m <sup>2</sup>	n° barre -	peso kg/m	
Armatura superiore, dir. Principale		16	0.000201	5	7.892
Armatura inferiore, dir. Principale		20	0.000314	5	12.331
Armatura superiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Armatura inferiore, dir. Secondaria		12	0.000113	5	4.439
Uncini		0	0	0	0.000
Incidenza paramento		<b>86.93</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>		

INCIDENZA MEDIA: **105(145 kg/m<sup>3</sup> – per sezione 0.60) kg/m<sup>3</sup>**