

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)**

**INTERFERENZE IDRAULICHE**

**IN74 - Tombino Scatolare 8X5 (pk 46+430,24)**

**Relazione di calcolo scatolare**

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 78 CL IN7400 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	A. Donnarumma <i>A. Donnarumma</i>	Gen-2020	A. Barreca <i>A. Barreca</i>	Gen-2020	D. Tiberti Gen-2020

ITA Tiberti S.p.A.  
Ufficio Tecnico  
Via S. Maria Maddalena, 140  
00187 Roma  
Dott. Alessandro Tiberti  
Ufficio degli Interferenti Prov. di Taranto n. 11229

INDICE

1. <b>PREMESSA</b> .....	3
2. <b>GEOMETRIA DELLA STRUTTURA</b> .....	4
3. <b>PROGETTO NUOVO TOMBINO</b> .....	5
3.1. <b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	5
3.2. <b>UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA</b> .....	6
3.3. <b>GEOMETRIA</b> .....	6
3.4. <b>MATERIALI</b> .....	7
3.5. <b>INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA</b> .....	8
3.6. <b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	9
3.7. <b>VERIFICA REQUISITI S.T.I.</b> .....	22
3.8. <b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	24
3.9. <b>CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI</b> .....	33
3.9.1. <b>INVILUPPO SLU-SLV</b> .....	33
3.9.2. <b>INVILUPPO SLE (RARA)</b> .....	37
3.10. <b>VERIFICHE</b> .....	40
3.11. <b>VERIFICHE DELLE SEZIONI</b> .....	41
- <b>VERIFICA PIEDRITTI</b> .....	41
- <b>VERIFICA SOLETTA DI FONDAZIONE</b> .....	44
- <b>VERIFICA SOLETTA SUPERIORE:</b> .....	47

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara –Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 46 + 430.00.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

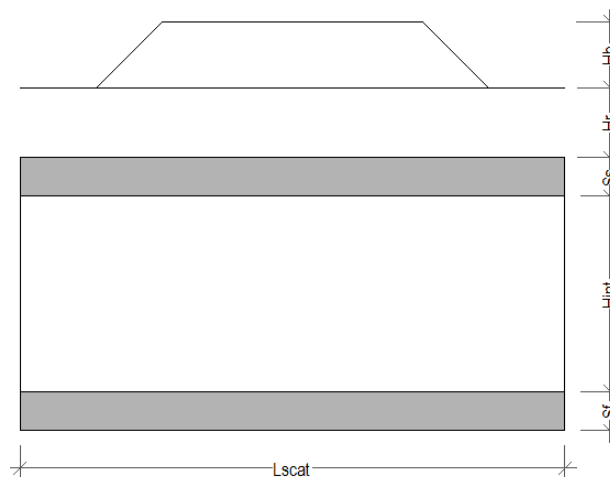


Figura 1. Sezione longitudinale dello scatolare

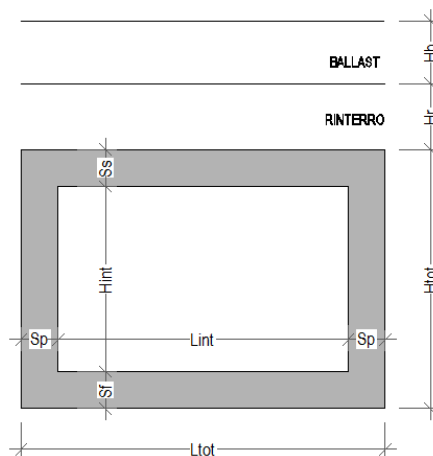
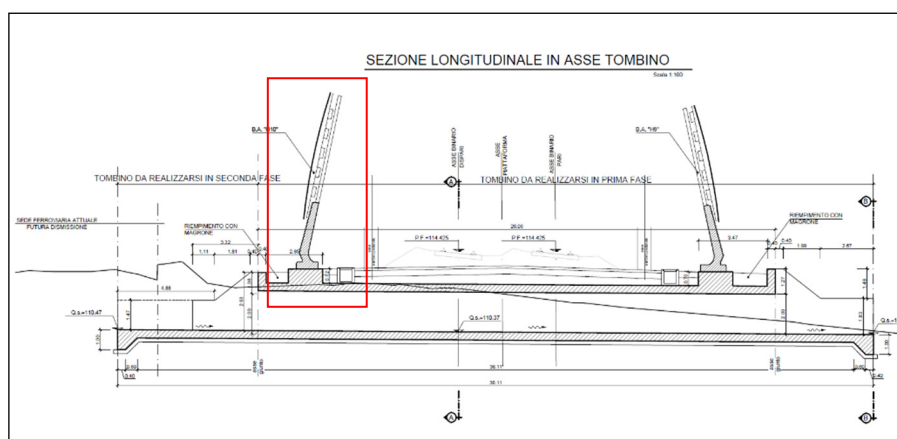


Figura 2. Sezione trasversale dello scatolare

## 2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad  $H_{ric}$ , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne 8.00×5.00 m, con piedritti e soletta superiore di spessore 0.90 m, soletta inferiore di spessore 1.00 m. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Il contributo dovuto all'azione del vento agente sulla barriera antirumore, del peso proprio e, in condizioni sismiche, dell'inerzia della barriera stessa, si traduce in un momento torcente sulla soletta superiore. In via cautelativa, nella sezione in oggetto, si è tenuto conto anche dell'azione variabile dovuta al traffico ferroviario.



Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Spessore medio del ballast + armamento	$H_b$	[m]
Spessore traversina + rotaie (35 cm)	$H_{cb}$	[m]
Larghezza traversina	$L_{cb}$	[m]
Spessore del rinterro	$H_r$	[m]
Larghezza totale del sottopasso	$L_{tot}$	[m]
Larghezza utile del sottopasso	$L_{int}$	[m]
Spessore della soletta	$S_s$	[m]
Spessore piedritti	$S_p$	[m]
Spessore fondazione	$S_f$	[m]
Altezza libera del sottopasso	$H_{int}$	[m]
Altezza totale del sottopasso	$H_{tot}$	[m]
Larghezza striscia di calcolo	$b$	[m]

### 3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione di un nuovo tombino nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

#### 3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento n. 7 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
- RFI DTC INC PO SP IFS Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario 001 A
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie A
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 Manuale di progettazione delle opere civili - Parte C II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 8.
- Regolamento (UE) Specifiche tecniche di interoperabilità per il N.1299/2014 del 18 novembre sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario 2014 della Commissione dell'Unione Europea. Europea

### 3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- |                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| - N (Newton)      | unità di forza     |
| - m (metro)       | unità di lunghezza |
| - kg (kilogrammo) | unità di massa     |
| - s (secondo)     | unità di tempo     |

Unità di misura derivate da N

- |                |          |
|----------------|----------|
| - (kiloNewton) | $10^3$ N |
|----------------|----------|

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m) -
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

### 3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	8.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	5.00 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.90 m	
Spessore soletta	Ss	0.90 m	
Spessore fondazione	Sf	1.00 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	0.40 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	1.20 m	<i>Hb+Hr</i>
Larghezza totale	Ltot	9.80 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	6.90 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

### 3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$ , dove:
  - $\alpha_{cc} = 0.85$  e  $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$ , dove :
  - $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$ .
- Modulo elastico:  $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$ .
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite:  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale B450C controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  dove
  - $\gamma_s = 1.15$  e  $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Allungamento  $D1 > 12\%$
- Modulo di elasticità:  $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
- Sovrapposizioni barre  $\geq 40\phi$

### 3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$   
dove:
  - $s$  = cedimento elastico totale;
  - $B$  = lato minore della fondazione;
  - $c_t$  = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 ( $L$  = lato maggiore della fondazione):
 

$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$	rettangolare con $L / B \leq 10$
$c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$	rettangolare con $L / B > 10$
  - $q$  = pressione media agente sul terreno;
  - $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
  - $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
  - $E$  = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo  $k_w$  è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

- $k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t]$

Il litotipo presente nella zona oggetto di intervento è il seguente :

- **TERRENO a2** alluvioni (argilla e argilla limosa)  $E=20$  MPa

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per  $E$  un valore medio.

Terreno:	<b>a2</b>
$E=$	<b>20000</b> kN/m <sup>2</sup>
$\nu=$	0.3
$B=$	<b>8</b> m
$L=$	<b>10</b> m
$L/B=$	1.25
$c_t=$	0.972
$K_w=$	<b>2826</b> kN/m <sup>3</sup>



### 3.6. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

#### Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

Peso specifico calcestruzzo armato	$\gamma_{ds}$	25	$\text{kN/m}^3$	
peso singolo piedritto	$P_p$	22.50	$\text{kN/m}$	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	$P_{ss}$	22.50	$\text{kN/m}$	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	$P_{sf}$	25.00	$\text{kN/m}$	$\gamma_{cls} \times S_f$

#### Peso proprio del ringrosso (DEAD\_RINGROSSO)

Si considera il peso proprio del ringrosso della soletta superiore pari a:

Peso specifico calcestruzzo armato	$\gamma_{ds}$	25	$\text{kN/m}^3$	
Altezza totale ringrosso	$H_{ring}$	0.40	m	
Peso proprio del ringrosso	$P_{ring}$	10.00	$\text{kN/m}$	$\gamma_{cls} \times H_{ring}$

#### Peso proprio barriera antirumore (DEAD\_BARRIERA)

Si considera, in favore di sicurezza, un carico relativo alla barriera antirumore H4 (altezza massima da piano ferro = 4.04 m) per la quale si ha a disposizione la relativa relazione di calcolo (RFI DTC ICI AM ST 01 2010). Considerando cautelativamente un'altezza massima di barriera da testa muro pari a 5.35 m, si ottiene un carico lineare di seguito definito (si noti come il modulo abbia lunghezza di 1.50 m):

Il peso proprio della barriera viene applicato in corrispondenza della soletta superiore.

Lunghezza modulo	$L_{mod}$	1.5	m	
Interasse montanti	$i$	3.0	m	
Numero di montanti su tombino	$n$	4		
Altezza base barriera sotto P.F.	$H_{bb1}$	1.31	m	
Altezza base barriera sopra P.F.	$H_{bb2}$	2.00	m	
Altezza pannello barriera	$H_{pb}$	2.04	m	
Altezza totale barriera	$H_{tb}$	5.35	m	Barriera H4
Inclinazione barriera	$\alpha$	12°		0.209 rad
Peso proprio base in cls	$P_{BM95}$	65.09	kN	
Peso proprio pannello bagnato	$P_{p,pann}$	9.5	kN	
Peso proprio totale	$P_{Ptot}$	74.59	kN	$P_{BM95} + P_{p,pann}$
Peso proprio per unità di lunghezza	$P_{tot}$	49.73	$\text{kN/m}$	$P_{Ptot}/L_{mod}$
Braccio momento torcente	$b$	0.43	m	
Momento torcente totale	$M_{ttot}$	32.15	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	$P_{tot} \cdot b$
Mom. Tor. per unità di lunghezza su soletta	$M_t$	21.43	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	$M_{ttot}/L_{mod}$

### Carichi permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	$\gamma_b$	18 kN/m <sup>3</sup>	
altezza ballast	H <sub>b</sub>	0.80 m	
peso ballast	P <sub>b</sub>	14.40 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	$\gamma_r$	19 kN/m <sup>3</sup>	
altezza rinterro	H <sub>r</sub>	0.40 m	
peso rinterro	P <sub>r</sub>	7.60 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
Permanente totale	G <sub>2p</sub>	22.00 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G <sub>2P</sub>	9.90 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

I carichi concentrati nei nodi 1 e 2 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), rappresentano il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

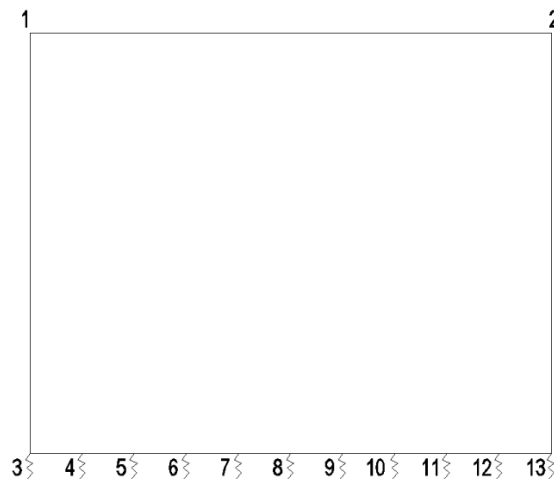


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

### Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, di seguito riportate, sono state determinate con indagini in sito SPT:

$\phi=38^\circ$	Angolo di attrito
$\gamma_r=19 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico rinterro
$C_u=0$	Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	$\varnothing'$	38 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva $k_a$	$k_a$	0.238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo $k_o$	$k_o$	<b>0.384</b>	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva $k_p$	$k_p$	4.204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	<b>8.46</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P2	<b>11.74</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	<b>55.19</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	<b>58.84</b> kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	<b>4.54</b> kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	<b>28.51</b> kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

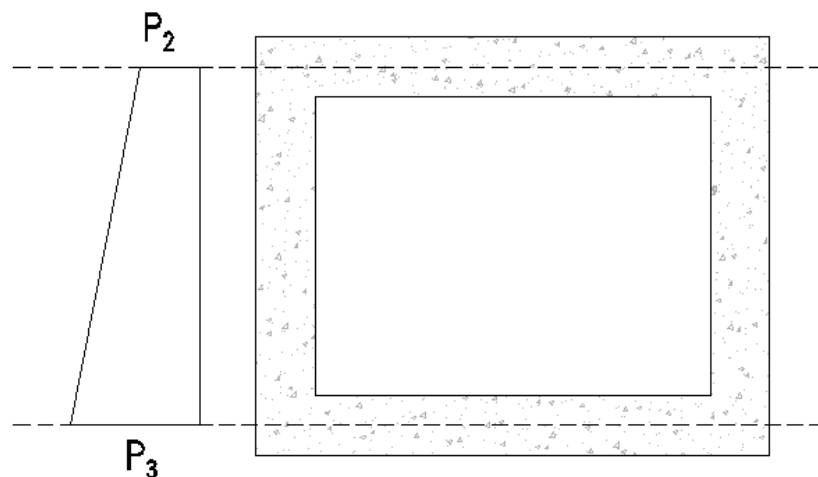


Figura 4. Spinte del terreno

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

### Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

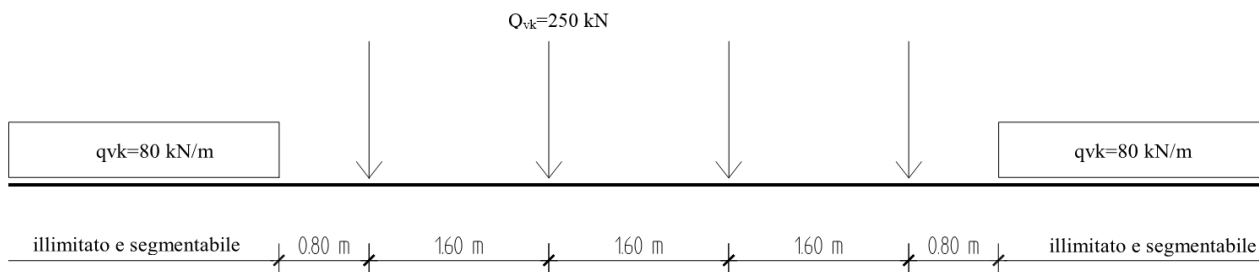


Figura 5. Treno LM71

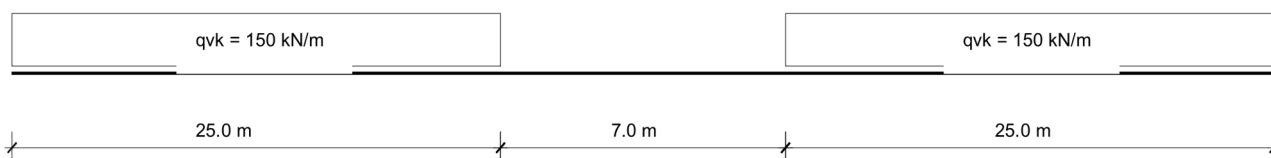


Figura 6. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$H_{int} < 5 \text{ m}$

$L_{int} < 8 \text{ m}$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo  $\Phi_3 = 1.35$ . In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura  $h > 1,0$  può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

dove  $h$ , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse [ $H_{ric}$ ]. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Si riporta di seguito una schematizzazione della diffusione dei carichi ferroviari (LM71 e SW2) rispettivamente attraverso ballast, rinterro e soletta.

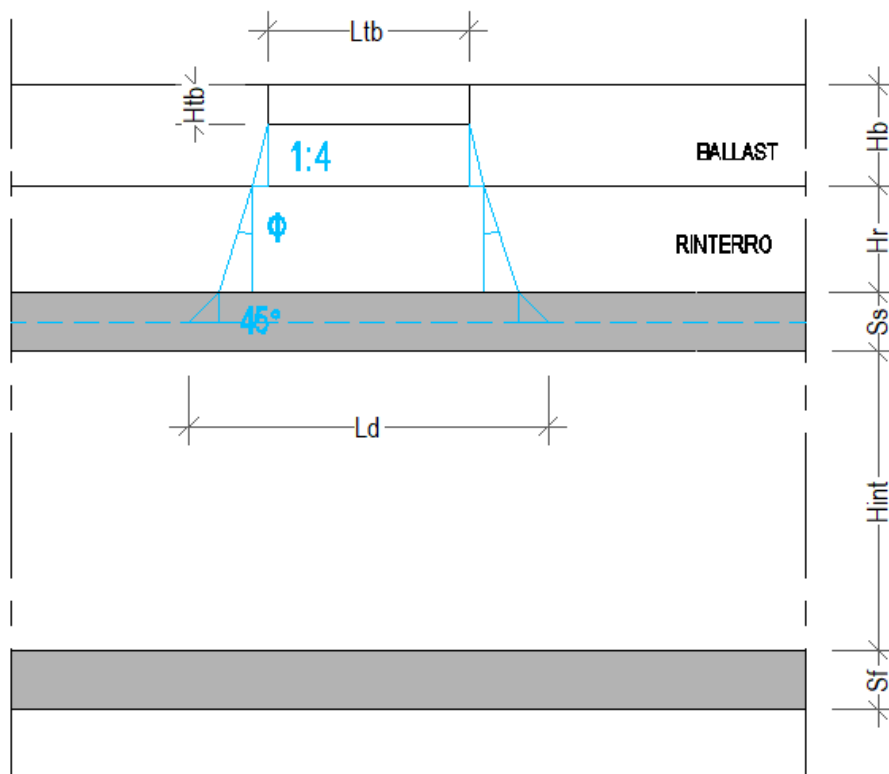


Figura 7. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

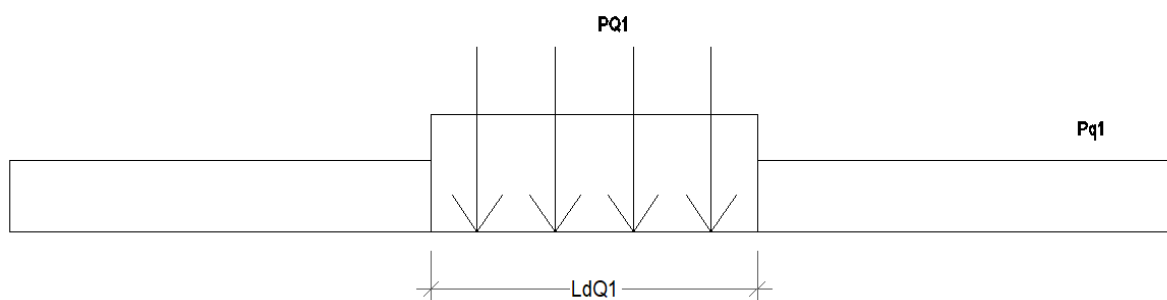


Figura 8. Carichi Treno LM71 su  $L_d$

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza  $L_{dQ1}$  del treno di carico.

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	<b>1.35</b>	<i>* valido per <math>H_{int} &lt; 5m</math>, <math>L_{int} &lt; 8m</math></i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	<b>1.33</b>	<i><math>\Phi 3 = 1</math> per <math>H_{ric} &gt; 2,5m</math></i>
Lunghezza caratteristica	$L\phi$	<b>8.00</b> m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Coefficiente di adattamento	$\alpha$	<b>1.10</b>	
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.20 m	<i>Diffusione 1:4 nel ballast</i>
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	0.63 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.90 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	<b>4.13</b> m	<i>Ldb + Ldr + Ldc</i>
Carico distribuito per treno LM71	q1	<b>80.00</b> kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	Q1	<b>250.00</b> kN	
N°. carichi concentrati per treno LM71	NQ1	<b>4</b>	
Larghezza applicazione carichi conc. Q1	LaQ1	<b>6.40</b> m	
Larghezza distribuzione carichi conc. Q1	LdQ1	<b>6.40</b> m	
Carico ripartito verticale per LM71 (q1)	Pq1	<b>28.37</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld</math></i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	<b>55.42</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>Q1 \times NQ1 \times \Phi 3 \times \alpha / (Ld \times LdQ1)</math></i>

### Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX)

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	<b>8.20</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko</math></i>
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	<b>16.01</b> kN/m <sup>2</sup>	<i><math>Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko</math></i>
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	<b>7.21</b> kN/m	<i><math>SPQ1 \times SPs / 2</math></i>
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	<b>8.01</b> kN/m	<i><math>SPQ1 \times SPi / 2</math></i>

### Frenatura e avviamento (condizione AVV)

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m, mentre quella di avviamento del modello LM71 è di 33 kN/m. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si avrà:

Avviamento e frenatura LM71	Av	<b>33.00</b> kN/m	
Avviamento e frenatura LM71 distribuiti	qAv	<b>8.00</b> kN/m	<i>Av / Ld</i>

## Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

$q_b$  - Pressione cinetica di riferimento

$c_e$  - Coefficiente di esposizione

$c_p$  - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

$c_d$  - Coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  in (N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

$\rho$  - Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r, z_0, z_{min}$ ).

Zona vento = 3 ( $v_{b,0} = 27$  m/s;  $a_0 = 500$  m;  $k_a = 0.020$  1/s);

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare	500m	750m			
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18.

Classe di rugosità del terreno: D - Aree prive di ostacoli o al più con ostacoli isolati.

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella per la determinazione dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  – cfr. NTC18.

Facciamo riferimento ad una barriera alta 5.35 m.

Categoria esposizione II

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$\begin{aligned} \text{per } z > z_{min} \quad c_e(z) &= k_r^2 c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_i \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \\ \text{per } z < z_{min} \quad c_e(z) &= c_e(z_{min}) \end{aligned}$$

L'azione del vento è stata valutata in accordo con quanto prescritto nel par. 3.3 della NTC2018.

Il vento agisce in direzione trasversale sulla barriera. Pertanto si genera una forza orizzontale pari a  $F_0 = p \times H$

Pressione cinetica di riferimento  $q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot V_b^2$

$q_b$  0.490 kN/m<sup>2</sup>

Densità dell'aria

$\rho$  1.25 kg/m<sup>3</sup>

Velocità del vento

$V_b$  28 m/s (regione Sicilia)

classe rugosità terreno (A, B, C, D)

D

NTC - (tab. 3.3.III)

categoria esposizione sito (I, II, III, IV, V)

II

NTC - (fig. 3.3.2)

**TAB. 3.3.II**

cat.	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
II	0.19	0.05	4.00

altezza sul suolo del punto considerato

$z$  5 m

coefficiente di topografia

$c_t$  1 NTC - (par. 3.3.7)

coefficiente di esposizione

$c_e$  1.97

coefficiente di pressione aerodinamica

$c_p$  1.2 NTC - (par. 3.3.8)

coefficiente dinamico

$c_d$  1 NTC - (par. 3.3.9)

pressione del vento

$p$  1.16 kN/m<sup>2</sup> (form. 3.3.4)



### Pressione del vento sulla barriera antirumore (condizione VENTO)

(Rif.to "IFIN.0.1.E.ZZ.CL.IN.03.0.0.001.B")

Pressione del vento	$p$	1.16 kN/m <sup>2</sup>	da foglio "Pressione del vento"
Altezza pannello barriera	$H_{pb}$	2.04 m	
Inclinazione barriera verso binario	$\alpha$	12.00 [°]	0.209 [rad]
Altezza basamento barriera	$H_{bb}$	3.31 m	rif.to Rel. Calc. "RFI DTC ICI AM ST 01 2010"
Lunghezza moduli	$L_{mod}$	1.5 m	* Il modulo con montante è soggetto a vento modulo su 1,5m
Interasse montanti	$i$	3.0 m	+ vento pannello su 3,0m
Mom. torc. Base barriera con montante	$M_t$	40.20 kN*m	$p^*_i * H_{bar} * (H_{BM95} + H_{bar} / 2) + p^* * L_{BM95} * H_{BM95} * H_{BM95} / 2$
Mom. torc. per unità di lunghezza sulla soletta sup	$M_{tt}$	26.80 kN*m/m	
Azione orizzontale sulla soletta superiore	$V_{vento}$	8.56 kN*m/m	$(p^*_i * H_{ban} + p^* * L_{BM95} * H_{BM95}) / L_{BM95}$ (Fuori piano)
Azione verticale sulla soletta superiore	$N_{vento}$	1.82 kN/m	$V_{vento} * \tan(\alpha)$

### Azioni termiche (condizione: TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a  $\Delta t = \pm 15^\circ C$  ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a  $\Delta t = \pm 5^\circ C$ .

Variazione termica uniforme	$\Delta T_{unif}$	+15.00 [°]	Sulla soletta superiore
Variazione termica differenziale	$\Delta T_{diff}$	+5.00 [°]	Sulla soletta superiore
Gradiente		+5.56 [°/m]	$\Delta T_{diff} / S_s$

### Ritiro (condizione: RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\epsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variazione termica uniforme equivalente	$\Delta T_{ritiro}$	-12.26°	Sulla soletta superiore
---	---------------------	---------	-------------------------

## Azioni sismiche

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

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$

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

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

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 75$  anni ed una III classe d'uso  $C_U = 1,5$ ;

segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_U = 112,5$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad  $a_g$ , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

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

$$a_{\max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno del tipo ed in base al fattore di amplificazione del sito  $F_0$  si ottiene:

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per  $kh$  e  $kv$  ove:  $kh = \beta_M \times S \times ag/g$  e  $kv = kh / 2$ . Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno,  $\beta_M = 1$ .

vita nominale	$V_N$	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	$C_U$	1.50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	$V_R$	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{VR}$	10%
periodo di ritorno del sisma	$T_R$	1068 anni

**spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale**

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.096 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	$F_o$	2.661 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	$T^*c$	0.462
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	$S_T$	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	$\xi$	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	$\eta$	1.000

Tab.3.2.V	$S_s$	$C_c$	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00	1.50	1.35
B	1.20	1.28		
C	1.50	1.35		
D	1.80	1.84		
E	1.60	1.57		

coefficiente amplificazione stratigrafica	$S_s$	1.500
coefficiente di amplificazione	S	<b>1.500</b>
coefficiente categoria sottosuolo	$C_c$	1.355
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	$T_B$	0.209 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	$T_C$	0.626 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	$T_D$	1.984 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$	ago,max	<b>0.144 g</b>

**Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare**

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	$\beta$	<b>1.000</b>
$a_o = kh = a_{go,max} = S \times ag/g$	valore $PGA \times scatolare$	$a_o = kh$ <b>0.1440 g</b>
$a_v = kv = kh / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$a_v = kv$ <b>0.0720 g</b>

**Forze di inerzia (condizione SismaH)**

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F'h	8.00 kN/m	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times kb$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''h	3.24 kN/m <sup>2</sup>	$D_p \times kb$

**Forze di inerzia (condizione SismaV)**

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''v	4.00 kN/m <sup>2</sup>	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times kv$

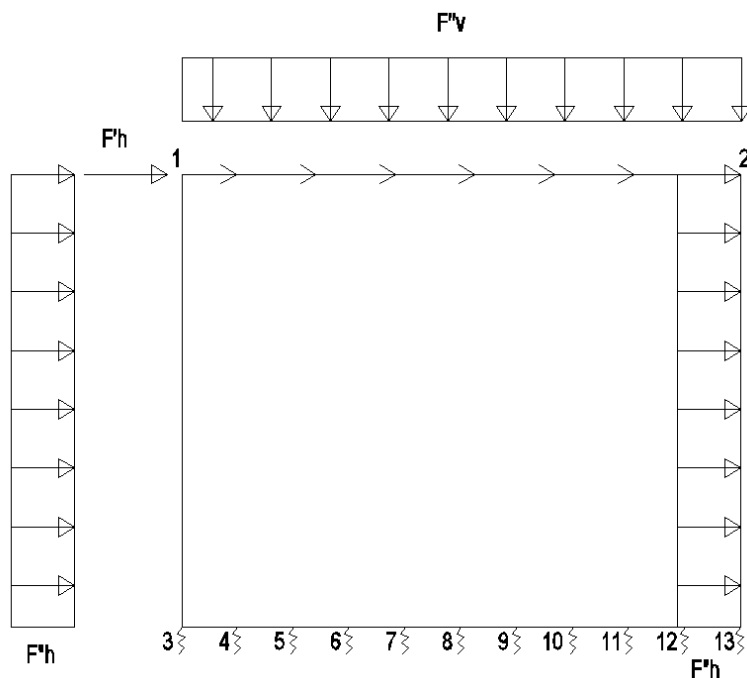


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

**Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)**

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	23.64 kN/m <sup>2</sup>	$(\%PQ1+G2p+\gamma_r \times Htot) \times (ago,max)$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QWsup	10.64 kN	$qW \times Ss / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QWinf	11.82 kN	$qW \times Sf / 2$

### Calcolo inerzia sismica sulla barriera

Per la valutazione della forza indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti. L'azione sismica sarà calcolata in base alla frequenza di vibrazione fornita dalla relazione di calcolo della barriera H7 già citata.

$$f_{1,PA} = 7.76 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/7.76 = 0.13 \text{ s};$$

$$f_{1,PB} = 4.55 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/4.55 = 0.22 \text{ s}.$$

Tenendo presente i parametri dello spettro di risposta elastica sopra riportati.

I valori delle ordinate dello spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura, rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati, sono pari:

$$S_e(T_{1,PA}) = 0.292 \text{ g}.$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0.383 \text{ g}.$$

La componente della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula presente nel D.M.2008:

$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g}$$

Prendiamo lo spettro che massimizza l'effetto sismico.

#### Forze di inerzia (condizione SismaH\_BARRIERA)

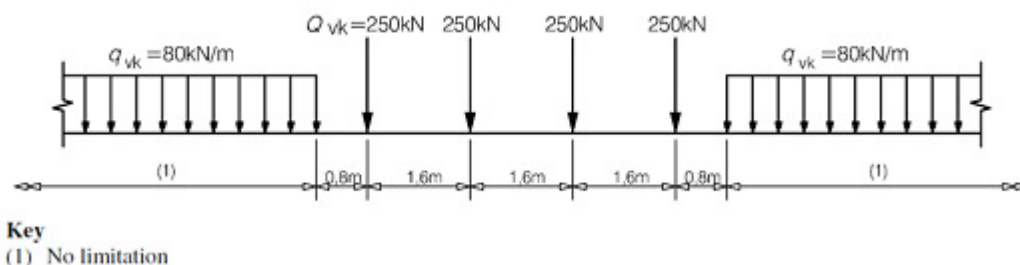
Frequenza pannello asciutto	f <sub>1,PA</sub>	7.760 Hz	
Frequenza pannello bagnato	f <sub>1,PB</sub>	4.550 Hz	
Periodo pannello asciutto	T <sub>1,PA</sub>	0.13 s	1/f <sub>1,PA</sub>
Periodo pannello bagnato	T <sub>1,PB</sub>	0.22 s	1/f <sub>1,PB</sub>
Spettro di risposta di progetto	S <sub>do</sub> (T)	0.383 g	da foglio SPETTRO_SCATOLARE
Peso basamento barriera	W <sub>i</sub>	65.09 kN	
Peso pannello barriera	W <sub>i</sub>	9.50 kN	
Coefficiente lambda	λ	1.00	
Forza orizzontale base sulla soletta superiore	F <sub>h</sub>	24.94 kN	
Forza orizzontale Pannello sulla soletta superiore	F <sub>h</sub>	3.64 kN	S <sub>do</sub> *W <sub>i</sub> *λ/g (Azione fuori piano)
Altezza basamento barriera	H <sub>bb</sub>	3.31 m	rif.to Rel. Calc. "RFI DTC ICI AM ST 01 2010"
Altezza pannello barriera	H <sub>pb</sub>	2.04 m	
Momento torcente sulla soletta superiore	M <sub>p</sub>	38.03 kN*m/m	(F <sub>b</sub> *H <sub>b</sub> + F <sub>p</sub> *H <sub>p</sub> ) / L <sub>mod</sub>

**Forze di inerzia (condizione SismaV\_BARRIERA)**

Frequenza pannello asciutto	$f_{1,PA}$	7.76 Hz	
Frequenza pannello bagnato	$f_{1,PB}$	4.55 Hz	
Periodo pannello asciutto	$T_{1,PA}$	0.13 s	
Periodo pannello bagnato	$T_{1,PB}$	0.22 s	<i>PLATEAU</i>
Spettro di risposta di progetto	$S_dv(T)$	0.107 g	
Peso totale barriera + basamento	$W_i$	9.50 kN	
Coefficiente lampda	$\lambda$	1.00	
Forza verticale sulla soletta superiore	$F_v$	1.02 kN/m	$S_dv * W_i * \lambda / g$
Momento torcente sulla soletta superiore	$M_p$	0.41 kN*m/m	
Momento torcente tot su soletta superiore	$M_{ptot}$	1.62 kN*m/m	$M_p * n$

**3.7. VERIFICA REQUISITI S.T.I.**

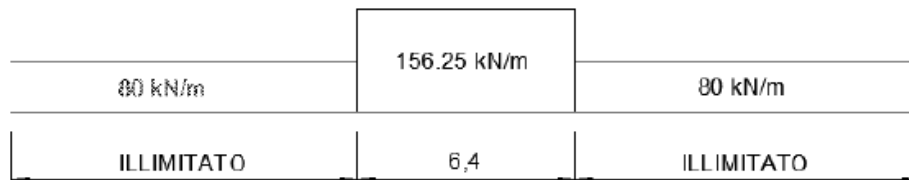
Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilita con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico. Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



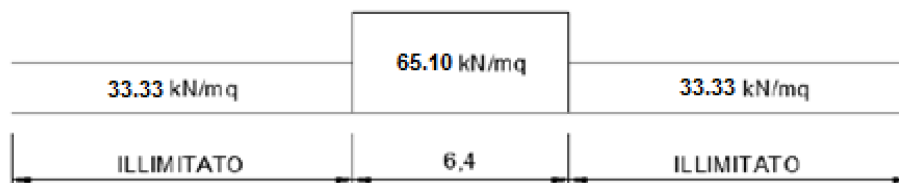
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2,40 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



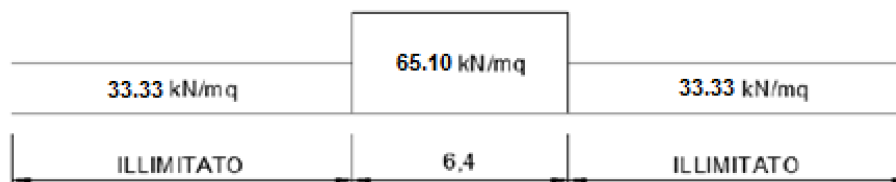
A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$Ld = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$Ld = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente  $\alpha$  pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 * 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

### 3.8. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.



**Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0)	-	1,0 (LM 71"++SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71"++SW/0)	0,75 (LM 71"++SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"++SW/0)	0,75 (LM 71"++SW/0)	1,0 (LM 71"++SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"++SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 "++ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

**Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico**

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

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

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

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Qki.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 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> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	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 SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 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.

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

Peso proprio	DEAD
Peso proprio barriera	DEAD_BARRIERA
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) Sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) Sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Vento	VENTO
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica orizz. Barriera	Sisma H_BARRIERA
Azione sismica Verticale	Sisma V
Azione sismica vert. Barriera	Sisma V_BARRIERA
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico:

$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^\circ$

$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^\circ$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV\_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza. Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)															
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu	14slu	15slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
DEAD_BARRIERA	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0	0	0
SPACCDX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.16	1.16	1.015
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	0	0	1.45
VENTO	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	0.9	0	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

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

E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	SH1	SH2	SH3	SH4	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
DEAD_BARRIERA	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma H_BARRIERA	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
Sisma V_BARRIERA	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di caricoSLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
PERM	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8
VENTO	1	0.6	0.6
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

### **Modellazione adottata**

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Asta 1 = Sezione 100 x 100 cmq (soletta inferiore)

Aste 2,4 = Sezione 100 x 90 cmq (piedritti)

Aste 3 = Sezione 100 x 90 cmq (soletta superiore)

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dalla relazione geotecnica:

#### **Rigidità molle nodali SAP**

ks		2826 kN/m <sup>3</sup>
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.890 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	2515 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.890 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	3773 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.895 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	5059 kN/m

#### **Nodi**

N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	8.90 m
Hinterasse	5.95 m

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 32 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

Nodo	X	Z
1	0.000	5.950
2	8.900	5.950
3	0.000	0.000
4	0.890	0.000
5	1.780	0.000
6	2.670	0.000
7	3.560	0.000
8	4.450	0.000
9	5.340	0.000
10	6.230	0.000
11	7.120	0.000
12	8.010	0.000
13	8.900	0.000

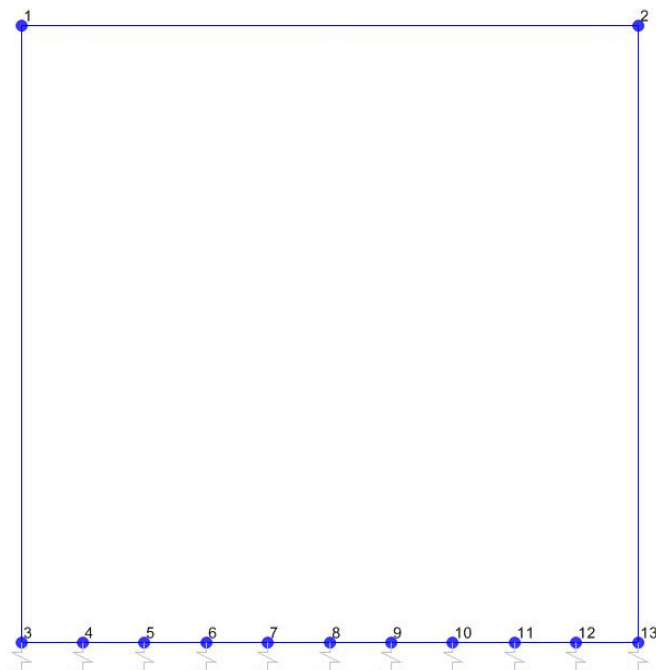


Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

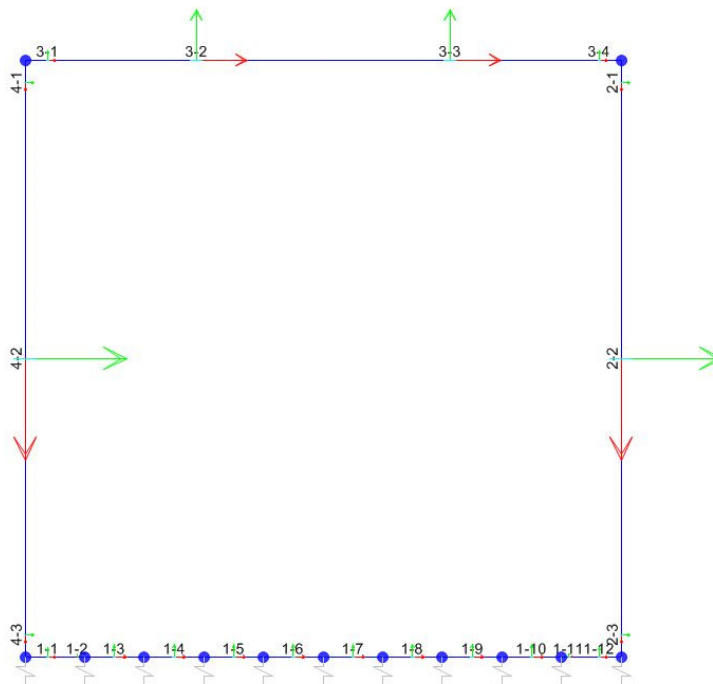


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP



### 3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

#### 3.9.1. Inviluppo SLU-SLV

Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fra	Stati	OutputCas	CaseType	tepT	P	V2	V	T	M	M3
1	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	860.79	0.00	0.00	0.00	679.00
1	0.871	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	874.99	0.00	0.00	0.00	358.51
1	1.292	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	640.60	0.00	0.00	0.00	201.50
1	1.713	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	654.81	0.00	0.00	0.00	42.25
1	2.134	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	417.40	0.00	0.00	0.00	-77.62
1	2.555	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	431.60	0.00	0.00	0.00	-193.66
1	2.976	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	275.86	0.00	0.00	0.00	-287.22
1	3.397	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	290.06	0.00	0.00	0.00	-375.13
1	3.818	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	131.96	0.00	0.00	0.00	-443.31
1	4.239	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	145.80	0.00	0.00	0.00	-500.72
1	4.661	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	52.92	0.00	0.00	0.00	-496.78
1	5.082	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	63.45	0.00	0.00	0.00	-453.97
1	5.503	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-31.43	0.00	0.00	0.00	-400.76
1	5.924	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-20.91	0.00	0.00	0.00	-328.45
1	6.345	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-122.61	0.00	0.00	0.00	-250.48
1	6.766	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-112.08	0.00	0.00	0.00	-150.04
1	7.187	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-280.86	0.00	0.00	0.00	-45.52
1	7.608	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-270.34	0.00	0.00	0.00	99.62
1	8.029	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-449.02	0.00	0.00	0.00	313.57
1	8.45	ENVELOPE SLU Combination	Max		0	-438.49	0.00	0.00	0.00	679.00
1	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	415.37	0.00	0.00	0.00	35.47
1	0.871	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	425.89	0.00	0.00	0.00	-196.25
1	1.292	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	267.06	0.00	0.00	0.00	-437.51
1	1.713	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	277.58	0.00	0.00	0.00	-679.15
1	2.134	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	126.34	0.00	0.00	0.00	-825.50
1	2.555	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	136.87	0.00	0.00	0.00	-958.71
1	2.976	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	44.33	0.00	0.00	0.00	-1041.30
1	3.397	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	54.85	0.00	0.00	0.00	-1108.66
1	3.818	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-33.30	0.00	0.00	0.00	-1153.79
1	4.239	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-22.78	0.00	0.00	0.00	-1179.90
1	4.661	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-145.80	0.00	0.00	0.00	-1175.10
1	5.082	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-131.59	0.00	0.00	0.00	-1156.18
1	5.503	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-290.06	0.00	0.00	0.00	-1124.54
1	5.924	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-275.86	0.00	0.00	0.00	-1052.51
1	6.345	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-431.60	0.00	0.00	0.00	-965.31
1	6.766	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-417.40	0.00	0.00	0.00	-827.62
1	7.187	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-654.81	0.00	0.00	0.00	-679.15
1	7.608	ENVELOPE SLU Combination	Min		0	-640.60	0.00	0.00	0.00	-437.51

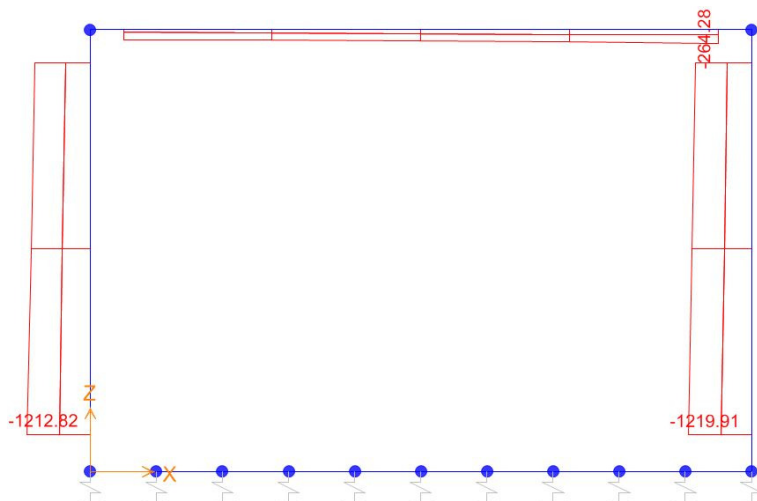
IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 34 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

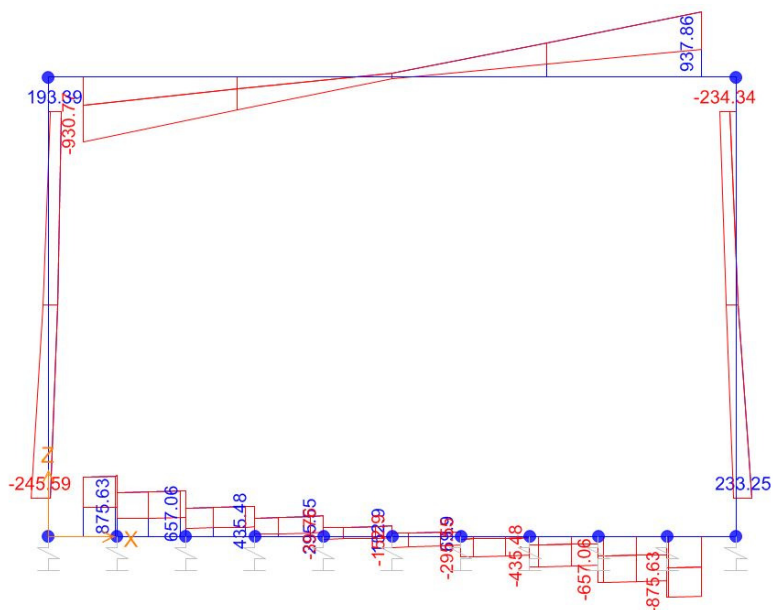
1	8.029	ENVELOPE SLU Combination	Min	0	-874.99	0.00	0.00	0.00	-278.97
1	8.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	0	-860.79	0.00	0.00	0.00	-90.23
2	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-464	-82.41	44.83	0.00	246.58	-341.12
2	2.95	ENVELOPE SLU Combination	Max	-521	32.07	44.83	0.00	134.50	-209.16
2	5.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-577	233.25	44.83	0.00	22.42	-112.92
2	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1068	-234.34	16.03	0.00	88.15	-1161.77
2	2.95	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1144	-135.38	16.03	0.00	48.08	-761.31
2	5.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1220	-29.45	16.03	0.00	8.01	-934.51
3	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-43.5	-404.66	0.00	239.78	0.00	-68.08
3	2.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-66.7	-177.06	0.00	119.89	0.00	978.70
3	4.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-89.9	50.54	0.00	0.00	0.00	1362.96
3	6.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-110	485.87	0.00	-42.86	0.00	944.64
3	8.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-110	937.86	0.00	-85.72	0.00	-208.99
3	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-208	-930.77	0.00	85.72	0.00	-795.18
3	2.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-208	-478.78	0.00	42.86	0.00	265.51
3	4.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-218	-26.78	0.00	0.00	0.00	506.72
3	6.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-241	184.95	0.00	-119.89	0.00	187.49
3	8.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-264	396.67	0.00	-239.78	0.00	-803.65
4	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-476	193.39	44.83	0.00	246.58	1149.61
4	2.95	ENVELOPE SLU Combination	Max	-532	130.47	44.83	0.00	134.50	764.45
4	5.45	ENVELOPE SLU Combination	Max	-588	24.44	44.83	0.00	22.42	934.51
4	0.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1061	27.75	16.03	0.00	88.15	232.72
4	2.95	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1137	-72.37	16.03	0.00	48.08	240.22
4	5.45	ENVELOPE SLU Combination	Min	-1213	-245.59	16.03	0.00	8.01	201.07

SEZIONE	P	V2	M3	T
01	0.0	875.0	679.0	0.0
02	0.0	0.0	1179.9	0.0
03	-464.3	245.6	1161.8	0.0
04	0.0	937.9	803.7	239.8
05	0.0	0.0	1363.0	239.8
06	-576.8	245.6	934.5	0.0

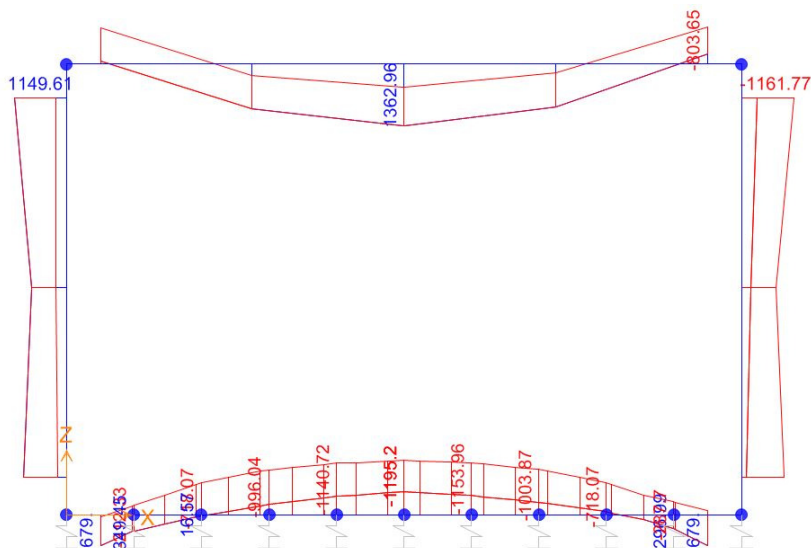
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



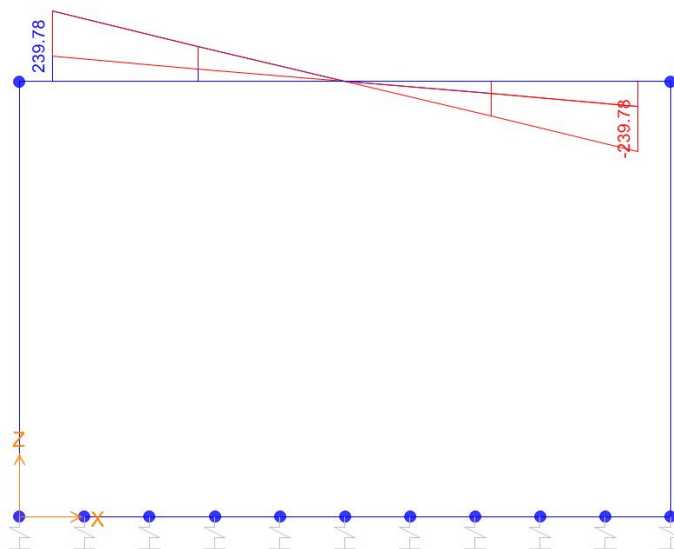
Sforzo normale



Taglio



Momento Flettente



Momento Torcente

I valori V, M e T dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

### 3.9.2. Involuppo SLE (rara)

Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Fra	Stati	OutputCas	CaseType	tepT	P	V2	V	T	M	M3
1	0.45	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	574.13	0.00	0.00	0.00	420.13
1	0.871	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	584.66	0.00	0.00	0.00	176.18
1	1.292	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	425.67	0.00	0.00	0.00	-4.05
1	1.713	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	436.19	0.00	0.00	0.00	-185.49
1	2.134	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	275.23	0.00	0.00	0.00	-310.63
1	2.555	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	285.76	0.00	0.00	0.00	-428.73
1	2.976	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	180.49	0.00	0.00	0.00	-515.79
1	3.397	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	191.01	0.00	0.00	0.00	-594.00
1	3.818	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	83.90	0.00	0.00	0.00	-646.25
1	4.239	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	94.42	0.00	0.00	0.00	-668.41
1	4.661	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-14.81	0.00	0.00	0.00	-649.38
1	5.082	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-4.29	0.00	0.00	0.00	-609.50
1	5.503	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-116.19	0.00	0.00	0.00	-554.96
1	5.924	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-105.67	0.00	0.00	0.00	-474.52
1	6.345	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-221.03	0.00	0.00	0.00	-385.30
1	6.766	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-210.51	0.00	0.00	0.00	-265.23
1	7.187	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-394.77	0.00	0.00	0.00	-138.25
1	7.608	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-384.25	0.00	0.00	0.00	44.44
1	8.029	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-575.03	0.00	0.00	0.00	225.88
1	8.45	ENV. SLERARA	Combination	Max	0.00	-564.50	0.00	0.00	0.00	470.07
1	0.45	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	564.56	0.00	0.00	0.00	121.06
1	0.871	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	575.08	0.00	0.00	0.00	-118.86
1	1.292	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	382.04	0.00	0.00	0.00	-281.36
1	1.713	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	392.56	0.00	0.00	0.00	-444.44
1	2.134	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	206.50	0.00	0.00	0.00	-542.31
1	2.555	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	217.02	0.00	0.00	0.00	-631.47
1	2.976	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	100.79	0.00	0.00	0.00	-686.24
1	3.397	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	111.32	0.00	0.00	0.00	-740.43
1	3.818	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-1.11	0.00	0.00	0.00	-768.51
1	4.239	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	9.41	0.00	0.00	0.00	-781.23
1	4.661	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-99.97	0.00	0.00	0.00	-782.05
1	5.082	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-89.45	0.00	0.00	0.00	-778.03
1	5.503	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-196.32	0.00	0.00	0.00	-758.53
1	5.924	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-185.80	0.00	0.00	0.00	-711.82
1	6.345	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-290.41	0.00	0.00	0.00	-655.10
1	6.766	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-279.88	0.00	0.00	0.00	-564.25
1	7.187	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-439.17	0.00	0.00	0.00	-464.81
1	7.608	ENV. SLERARA	Combination	Min	0.00	-428.65	0.00	0.00	0.00	-300.81

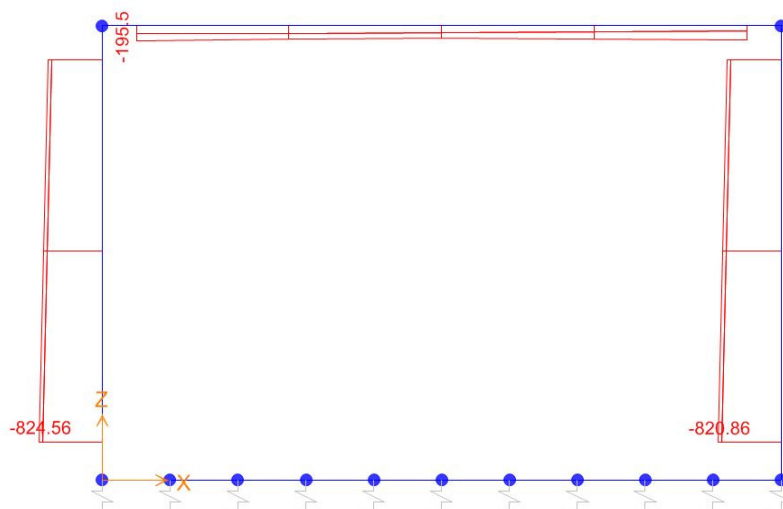
IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 38 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

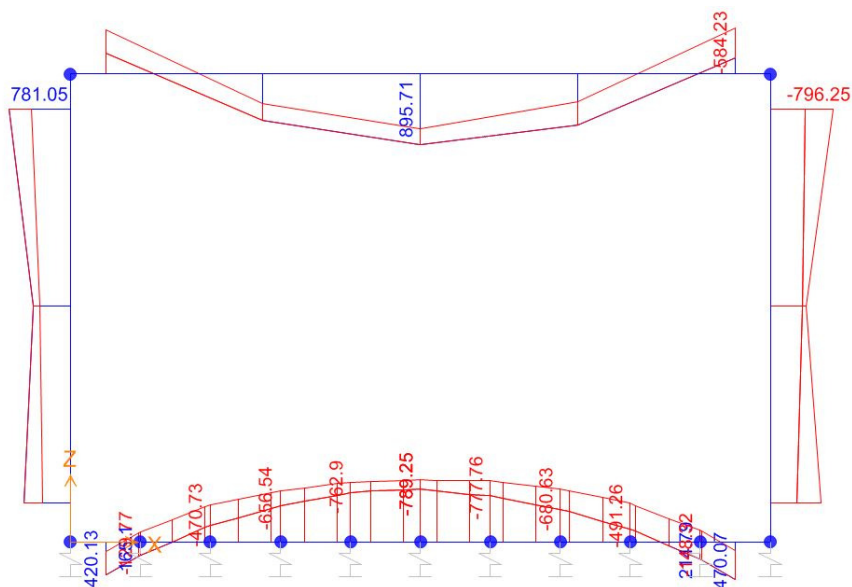
1	8.029 ENV. SLERARA Combination	Min	0.00	-585.23	0.00	0.00	0.00	-137.42
1	8.45 ENV. SLERARA Combination	Min	0.00	-574.70	0.00	0.00	0.00	102.48
2	0.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-659.85	-46.85	16.03	0.00	88.15	-446.27
2	2.95 ENV. SLERARA Combination	Max	-716.08	33.48	16.03	0.00	48.08	-405.19
2	5.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-772.32	150.33	16.03	0.00	8.01	-337.59
2	0.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-708.39	-178.15	16.03	0.00	88.15	-796.25
2	2.95 ENV. SLERARA Combination	Min	-764.62	-97.82	16.03	0.00	48.08	-460.46
2	5.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-820.86	19.02	16.03	0.00	8.01	-644.12
3	0.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-104.87	-576.19	0.00	85.72	0.00	-256.11
3	2.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-108.11	-276.88	0.00	42.86	0.00	596.96
3	4.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-95.31	22.42	0.00	0.00	0.00	895.71
3	6.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-82.51	321.72	0.00	-42.86	0.00	648.65
3	8.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-69.71	621.02	0.00	-85.72	0.00	-197.01
3	0.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-195.50	-624.73	0.00	85.72	0.00	-556.24
3	2.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-182.70	-325.43	0.00	42.86	0.00	375.94
3	4.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-169.90	-26.12	0.00	0.00	0.00	702.65
3	6.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-182.45	273.18	0.00	-42.86	0.00	358.51
3	8.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-195.25	572.48	0.00	-85.72	0.00	-584.23
4	0.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-663.55	176.29	16.03	0.00	88.15	781.05
4	2.95 ENV. SLERARA Combination	Max	-719.79	92.02	16.03	0.00	48.08	471.32
4	5.45 ENV. SLERARA Combination	Max	-776.02	-14.01	16.03	0.00	8.01	592.49
4	0.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-712.09	79.89	16.03	0.00	88.15	491.89
4	2.95 ENV. SLERARA Combination	Min	-768.33	-12.51	16.03	0.00	48.08	392.85
4	5.45 ENV. SLERARA Combination	Min	-824.56	-150.56	16.03	0.00	8.01	358.98

SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	585.2	470.1
02	0.0	0.0	782.1
03	-659.8	178.1	796.3
04	0.0	624.7	584.2
05	0.0	0.0	895.7
06	-772.3	178.1	644.1

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

### 3.10. VERIFICHE

#### Il tombino ha:

- **Pareti di spessore pari a 90 cm** dotate di armatura principale **Ø24/10**
- **Soletta superiore di spessore pari a 90 cm** dotata di armatura principale **Ø26/10**
- **Soletta inferiore di spessore pari a 100 cm** dotata di armatura principale **Ø26/10**

La soletta superiore e la soletta inferiore hanno **armatura a taglio 1Ø12/15(long)/50(trasv)** (2 braccia per larghezza unitaria).

La soletta superiore ha armatura a torsione **10 Ø16**

Tutti gli elementi hanno **ferri di ripartizione** nella direzione secondaria **Ø14/20**



### 3.11. VERIFICHE DELLE SEZIONI

#### -VERIFICA PIEDRITTI

#### **DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.**

##### **NOME SEZIONE: VERIFICHE PIEDRITTI**

(Percorso File: F:\01\_SOCIETA\03\_CORSO\019012\_SINTAGMA\_Tombini Caltanissetta\019012\_FILES ORIGINE\019012\_TOMBINI FERROVIARI\019012\_LOTTO 3BIS\019011\_INXX\_PROVA BARRIERA\VERIFICHE PIEDRITTI.sez)

Descrizione Sezione:	SOLETTA SUPERIORE_km.46+430
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Pilastro
Forma della sezione:	Rettagonolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### **CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

#### **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	90.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø24	(45.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.5	cm

#### **CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA  
 RS3T

 LOTTO  
 3 0 D 78

 CODIFICA  
 CL

 DOCUMENTO  
 IN.74.0.0.001

 REV.  
 A

 FOGLIO  
 42 di 50

MT				
Momento torcente [kN m]				
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	464.30	1161.80	245.60	0.00
2	576.80	934.50	245.60	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	796.30
2	0.00	644.10

**RISULTATI DEL CALCOLO**
**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.7	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	81.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.5	cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	464.30	1161.80	464.21	1636.47	1.409	82.7	---	90.5 (27.0)	
2	S	576.80	934.50	576.68	1681.34	1.799	82.4	---	90.5 (27.0)	

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	90.0	0.00135	85.5	-0.03728	4.5
2	0.00350	90.0	0.00143	85.5	-0.03575	4.5

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 43 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	22.6	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	AST
1	S	245.60	2493.45	815.24	100.0	82.6	2.500	1.030
2	S	245.60	2507.77	814.11	100.0	82.5	2.500	1.038

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.80	90.0	0.00	66.1	-223.9	85.5	11.3	1125	45.2	10.1
2	S	4.69	90.0	0.00	66.1	-181.1	85.5	11.3	1125	45.2	10.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00120	0.00043	0.50	0.60	0.000850 (0.000672)	214	0.182 (0.2)	534.96
2	S	-0.00097	0.00035	0.50	0.60	0.000636 (0.000543)	214	0.136 (0.2)	534.96

### -VERIFICA SOLETTA DI FONDAZIONE

### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

#### NOME SEZIONE: VERIFICHE SOLETTA INF

(Percorso File: F:\01\_SOCIETA\S03\_CORSO\S019012\_SINTAGMA\_Tombini Caltanissetta\S019012\_FILES ORIGINE\S019012\_TOMBINI FERROVIARI\S019012\_LOTTO 3B\S019011\_INXX\_PROVA BARRIERA\VERIFICHE SOLETTA SUP.sez)

Descrizione Sezione:	SOLETTA SUPERIORE_km.46+430
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	100.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.5	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.      N                      Mx                      Vy                      MT

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 45 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

1	0.00	1179.90	875.00	0.00
2	0.00	679.00	875.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	782.00
2	0.00	470.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

La Sezione risulta verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.4	cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.
1 S	0.00	1179.90	0.08	1906.53	1.616	93.4	0.07	0.70	53.1 (16.0)
2 S	0.00	679.00	0.08	1906.53	2.808	93.4	0.07	0.70	53.1 (16.0)

**VERIFICA A TAGLIO**

ELEMENTO	fck	fyk	B	H	c1	d	As,sup	As,inf	Ved	Area	passo	Asw	cotteta	Vrd	C.S.V	ESITO
SOLETTA INFERIORE	30	450	1000	1000	70	930	5310	5310	875	226	150	1506.7	2.0	987	89%	OK

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	100.0	0.00110	95.5	-0.04735	4.5
2	0.00350	100.0	0.00110	95.5	-0.04735	4.5

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.41	100.0	0.00	73.0	-167.4	95.5	11.3	1125	53.1	10.1
2	S	2.65	100.0	0.00	73.0	-100.6	95.5	11.3	1125	53.1	10.1

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00089	0.00033	0.50	0.60	0.000600 (0.000502)	202	0.121 (0.2)	674.59
2	S	-0.00054	0.00020	0.50	0.60	0.000302 (0.000302)	202	0.061 (0.2)	674.59

**- VERIFICA SOLETTA SUPERIORE:**
**DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.**
**NOME SEZIONE: VERIFICHE SOLETTA SUP**

(Percorso File: F:\01\_SOCIETA\03\_CORSO\019012\_SINTAGMA\_Tombini Caltanissetta\019012\_FILES ORIGINE\019012\_TOMBINI FERROVIARI\019012\_LOTTO 3\019011\_INXX\_PROVA BARRIERA\VERIFICHE SOLETTA SUP.sez)

Descrizione Sezione:	SOLETTA SUPERIORE_km.46+430
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	90.0	cm
Barre inferiori:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.5	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.      N                      Mx                      Vy                      MT

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 48 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

1	0.00	1363.00	937.90	239.78
2	0.00	803.70	937.90	239.78

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	895.70
2	0.00	584.20

**RISULTATI DEL CALCOLO**
**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.2	cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
 Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione) = 44.9 cm<sup>2</sup>  
 Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione) = 44.9 cm<sup>2</sup>

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	1363.00	-0.16	1439.76	1.056	83.7	0.07	0.70	53.1 (14.3)
2	S	0.00	803.70	-0.16	1439.76	1.791	83.7	0.07	0.70	53.1 (14.3)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	90.0	0.00099	85.5	-0.04410	4.5
2	0.00350	90.0	0.00099	85.5	-0.04410	4.5



IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 49 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 15 cm [Passo massimo di normativa = 10.5 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 22.6 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm<sup>2</sup>/m]  
 Barre long. tors.: 10Ø16 (20.1 cm<sup>2</sup>)

**VERIFICHE A TAGLIO**

ELEMENTO	fck	fyk	B	H	c1	d	As,sup	As,inf	Ved	Area	passo	Asw	cotteta	Vrd	C.S.V	ESITO
SOLETTA SUPERIORE	30	450	1000	900	70	830	5310	5310	937.9	226	150	1506.7	2.5	1101	85%	OK

**VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE**

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]  
 Trdu Momento torcente resistente ultimo [kNm] (lato conglomerato)  
 Mis.Sic. Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1  
 bw/d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Ctg	Acw	AST
1	S	937.90	403.53	2616.31	949.24	239.78	815.08	0.653100.0	85.5	2.000	1.000	15.6
2	S	937.90	403.53	2616.31	949.24	239.78	815.08	0.653100.0	85.5	2.000	1.000	15.6

**RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE**

Area Nucl. Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm<sup>2</sup>]  
 Per.Nucl. Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]  
 Sp.Nucl. Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]  
 Ast Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm<sup>2</sup>/m]  
 As long. Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm<sup>2</sup>]  
 Tsdu Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]  
 Trsd Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [kNm]  
 Trld Momento torc. resist. reso da apposite barre longitudinali(compresa una aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione)

N°Comb	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Ast	As long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	5061	285	23.7	3.0	34.5	239.78	239.78	253.16
2	5061	285	23.7	3.0	34.5	239.78	239.78	253.16

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

IN74 - Tombino Scatolare 8x5 (pk 46+430): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.74.0.0.001	REV. A	FOGLIO 50 di 50
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

D barre      Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la  $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$ )

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.97	90.0	0.00	64.9	-215.1	85.5	11.3	1125	53.1	10.1
2	S	3.90	90.0	0.00	64.9	-140.3	85.5	11.3	1125	53.1	10.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver      Esito verifica  
 e1      Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2      Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 K2      = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
 Kt      fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm      Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm      Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk      Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess.      Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00116	0.00045	0.50	0.60	0.000838 (0.000645)	202	0.170 (0.2)	559.87
2	S	-0.00075	0.00029	0.50	0.60	0.000464 (0.000421)	202	0.094 (0.2)	559.87

