



Comune di Bologna



Sostenibilità  
è Bologna



RTI Progettisti:



## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELLA PRIMA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (LINEA ROSSA)



Fondo per lo Sviluppo  
e la Coesione

Intervento finanziato con risorse  
FSC 2014-2020 - Piano operativo della Città  
metropolitana di Bologna  
Delibera CIPE n.75/2017



## Strutture Sottopasso stradale Ingresso Deposito Relazione Tecnica

COMUNE DI BOLOGNA  
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE

ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ING. BARBARA BARALDI

GEOM. AGNESE FERRO

RESPONSABILE DI COMMESSA

ING. PAOLO MARCHETTI

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. SANTI CAMINITI

Gruppo di Progettazione:

Ing. Alessandro Piazza (Coordinatore Tecnico)  
Ing. Santi Caminiti (Progetto sistemi tranviari)  
Ing. Andrea Spinosa (Studi Trasportistici)  
Arch. Sebastiano Fulci De Sarno (Prog. Architettonico e Inser. Urbanistico)  
Ing. Sergio Di Nicola (Sovrastruttura Tranviaria)  
Ing. Jeremie Weiss (Impianti Tecnologici)  
Ing. Maurizio Falzea (Progettazione Funzionale Depositi)  
Ing. Pietro Caminiti (Viabilità Interferente)  
Ing. Stefano Tortella (Opere Strutturali)  
Ing. Andrea Carlucci (Esperto Impianti Elettro-ferroviari)  
Ing. Domenico D'Apollonio (Impianti di Trazione Elettrica)  
Ing. Francesco Azzarone (Impianti Meccanici)  
Arch. Sergio Moscheo (Prime Disposizioni per la Sicurezza)  
Ing. Boris. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)  
Prof. Matteo Mattioli (Valutazione impatto ambientale e impatto acustico)

COMMESSA

B381

FASE

SF

DISCIPLINA

STR

TIPO/NUMERO

RT002

REV.

A

SCALA

—

NOME FILE

B381-SF-STR-RT002-A.doc

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	12-06-2019	EMISSIONE	TORTELLA	TORTELLA	S. CAMINITI
1					
2					

## Sommario

<b>1. GENERALITÀ</b> .....	3
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	5
2.1.1 <i>Opere in c.a. e strutture metalliche</i> .....	5
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	7
3.1.1 <i>Calcestruzzo per magrone</i> .....	7
3.1.2 <i>Calcestruzzo</i> .....	7
3.1.3 <i>Acciaio per cemento armato</i> .....	8
<b>4. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE</b> .....	9
4.1.1 <i>geometria della struttura</i> .....	9
<b>5. ANALISI STRUTTURALE</b> .....	10
5.1.1 <i>Verifiche di resistenza</i> .....	10
5.1.2 <i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i> .....	11
5.1.2.1 <i>Definizione degli stati limite di fessurazione</i> .....	11
5.1.2.2 <i>Condizioni ambientali</i> .....	11
5.1.2.3 <i>Sensibilità delle armature alla corrosione</i> .....	12
5.1.2.4 <i>Scelta degli stati limite di fessurazione</i> .....	12
5.1.2.5 <i>Verifiche per sollecitazioni che provocano tensioni normali</i> .....	13
5.1.2.6 <i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i> .....	14
4.1.1 <b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	15
4.1.2 <b>MODELLAZIONE STRUTTURALE</b> .....	16
4.1.3 <b>ANALISI TRASVERSALE</b> .....	18
5.1.3 <i>Analisi dei carichi</i> .....	18
<b>6. RISULTATI DELL'ANALISI</b> .....	27
<b>7. VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	30
7.1.1 <i>soletta superiore – CAMPATA</i> .....	30

---

7.1.2	<i>soletta superiore – INCASTRO LATERALE</i> .....	31
7.1.3	<i>soletta INFERIORE – CAMPATA</i> .....	32
7.1.4	<i>soletta INFERIORE – INCASTRO LATERALE</i> .....	33
7.1.5	<i>PIEDRITTO – INCASTRO SUPERIORE</i> .....	34
7.1.6	<i>PIEDRITTO – INCASTRO INFERIORE</i> .....	35
7.1.7	<i>soletta superiore – TAGLIO</i> .....	36
7.1.8	<i>soletta INFERIORE – TAGLIO</i> .....	37
7.1.9	<i>PIEDRITTO – TAGLIO</i> .....	38

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda lo scatolare previsto in corrispondenza dell'accesso al deposito dei mezzi di soccorso. Si riportano di seguito alcune immagini rappresentative dell'intervento.

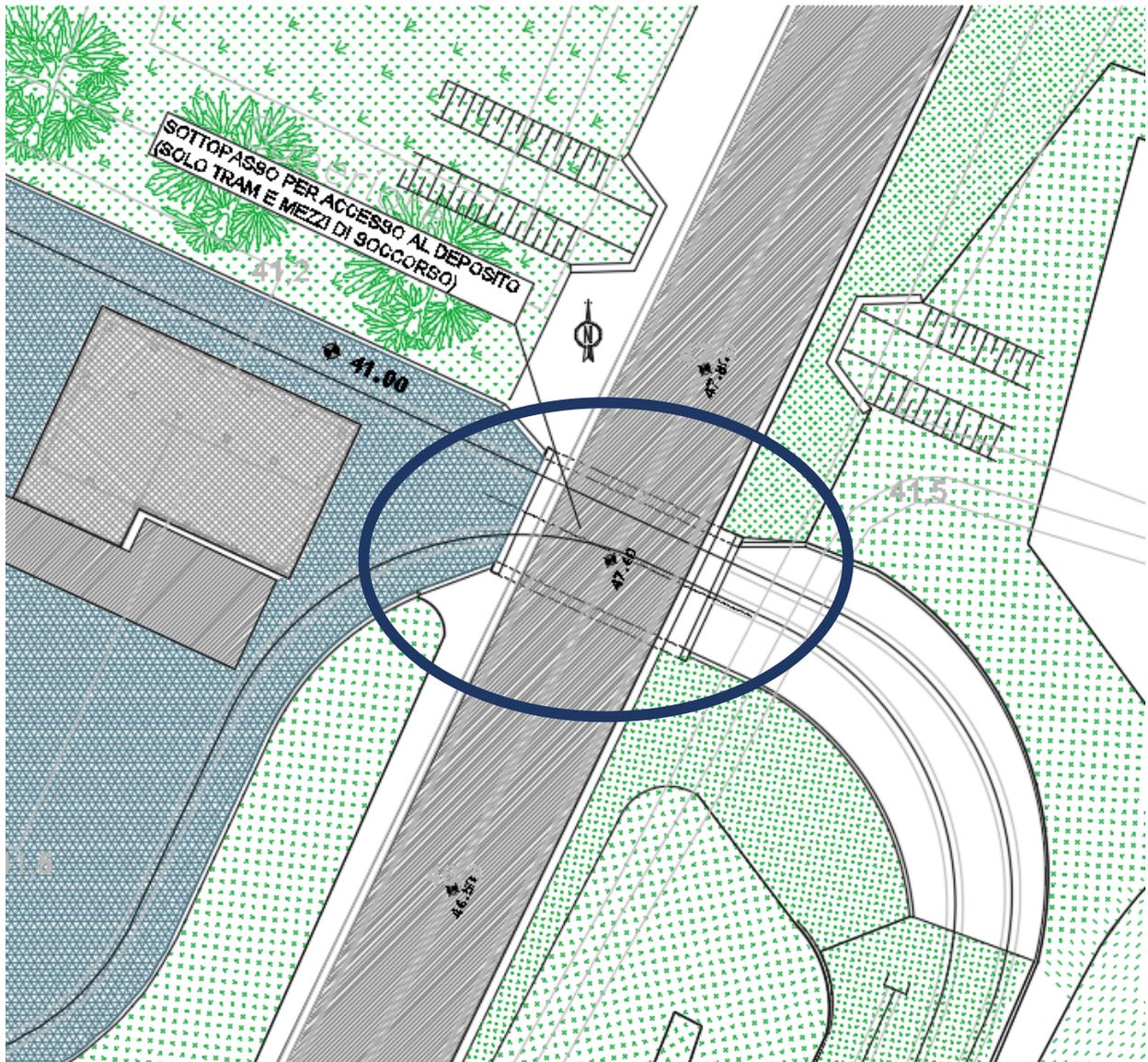


Figura 1 - Planimetria di inquadramento dell'opera



**SEZIONE TRASVERSALE 1:50**

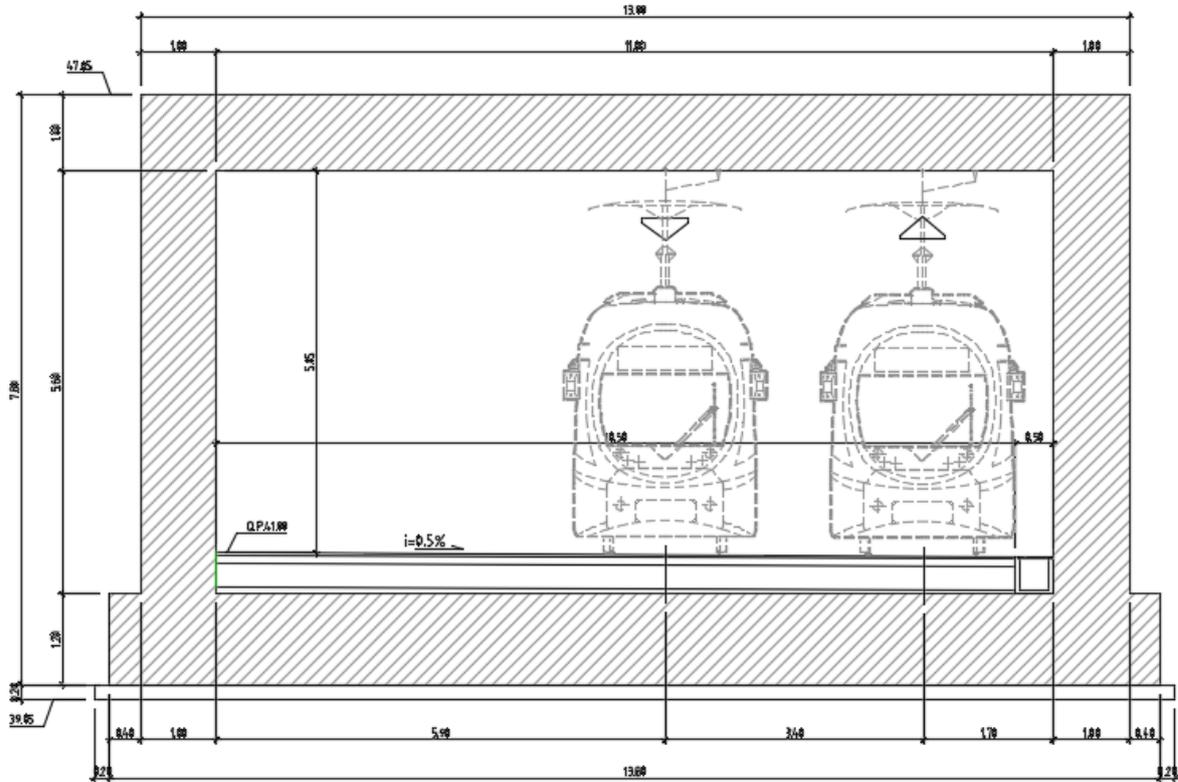


Figura 2 - Sezione trasversale

**SEZIONE LONGITUDINALE 1:100**

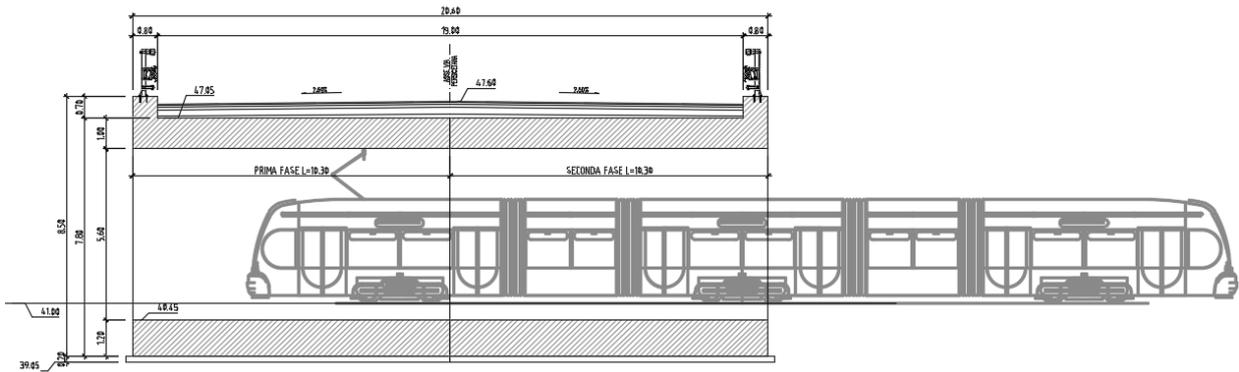


Figura 3 - - Sezione longitudinale

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

### 2.1.1 OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. Il. TT. 17 gennaio del 2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

- 
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
  - UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”
  - UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
  - UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 3.1.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

#### 3.1.2 CALCESTRUZZO

1) Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 35$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione 16.46 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm <sup>2</sup>

2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione 18.81 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ N/mm <sup>2</sup>

### 3.1.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/ f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

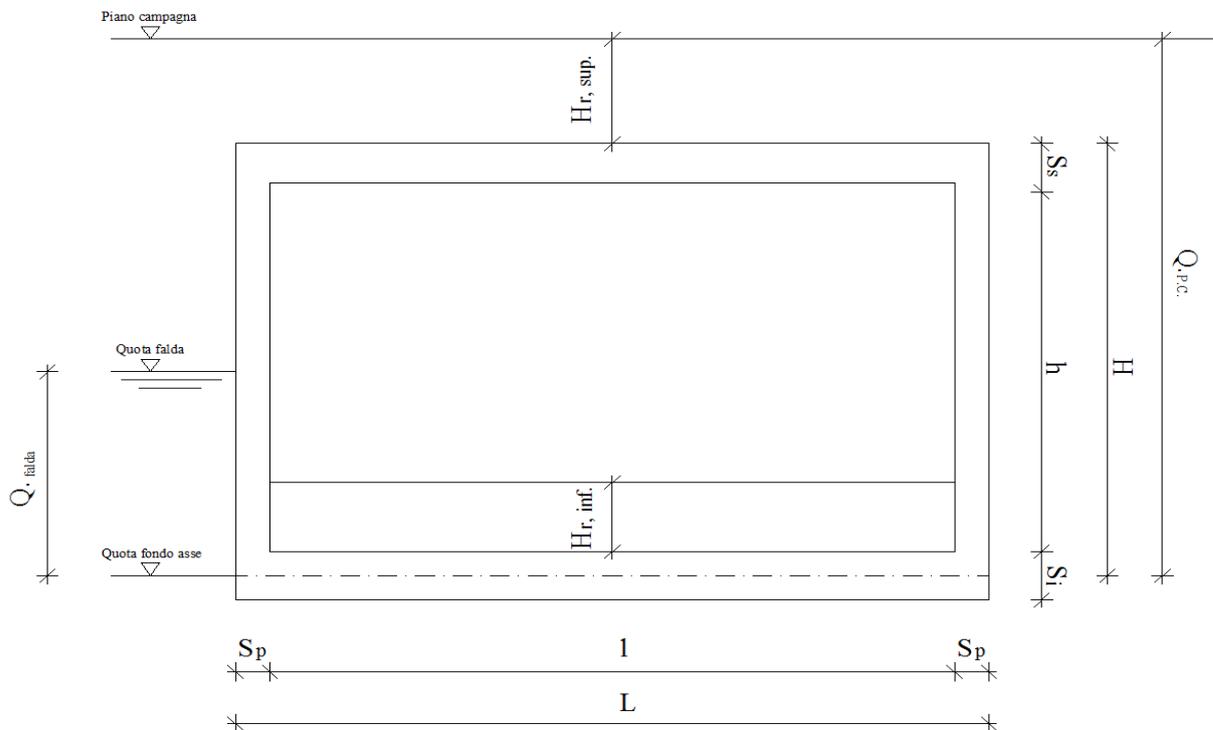
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per i valori relativi ai parametri geologici e geotecnici, fare riferimento al documento di riferimento specialistico.

##### 4.1.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata in figura:



Con:

L	=	13.00 m
l	=	11.00 m
H	=	7.80 m
h	=	5.60 m
H <sub>r</sub>	=	1.20 m
S <sub>s</sub>	=	1.00 m
S <sub>p</sub>	=	1.00 m
S <sub>i</sub>	=	1.20 m

## 5. ANALISI STRUTTURALE

### 5.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera una famiglia di combinazioni (indicata come A1-M1) generate con le seguenti modalità:

- caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

M1	$\tan\phi'$	→	$\gamma_{\phi} = 1,00$	$c_u$	→	$\gamma_{c_u} = 1,00$
	$c'$	→	$\gamma_{c'} = 1,00$	$\gamma$	→	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato ai paragrafi 5.2.3.1.3. e 5.2.3.3. del *D.M.17/01/18*.

### 5.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 5.1.2.1 DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

#### 5.1.2.2 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le sollecitazioni escluse le successive
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

La tabella 4.1.III della N.T.C. raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Agressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto sggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie per quanto riguarda la soletta di fondo, XC2 ed a condzioni aggressive per quanto riguarda piedritti e soletta superiore, XC4-XD1-XF1.

#### 5.1.2.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili
- armature poco sensibili

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto).  
Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature dello scatolare, oggetto della relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

#### 5.1.2.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$W_d$	Stato limite	$W_d$
a	Ordinarie	frequente	ap fessure	$\leq W_2$	ap fessure	$\leq W_3$
		quasi permanente	ap fessure	$\leq W_1$	ap fessure	$\leq W_2$
b	Aggressive	frequente	ap fessure	$\leq W_1$	ap fessure	$\leq W_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap fessure	$\leq W_1$
c	Molto aggressive	frequente	formaz fessure	--	ap fessure	$\leq W_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap fessure	$\leq W_1$

Le armature dello scatolare, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali aggressive per quanto riguarda i piedritti e la soletta superiore e in condizioni ordinarie per quanto riguarda le solette di fondo.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento ai limiti di apertura delle fessure  $w_2$  e  $w_1$ , rispettivamente pari a 0.3 e 0.2 mm per le azioni frequenti e quasi permanenti in condizioni aggressive.

Si fa invece riferimento ai limiti di apertura delle fessure  $w_3$  e  $w_2$ , rispettivamente pari a 0.4 e 0.3 mm per le azioni frequenti e quasi permanenti in condizioni ordinarie.

#### 5.1.2.5 VERIFICHE PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI

##### Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

##### Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure ( $w_m$ ) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$  :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

#### 5.1.2.6 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c \leq 0.4 \cdot 5 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

#### Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

#### 4.1.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi per lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{k3} + \cdot$$

SLE RARA:  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_0 \cdot Q_{k2} + \Psi_0 \cdot Q_{k3} + \cdot$

SLE FREQUENTE:  $G_1 + G_2 + P + \Psi_1 \cdot Q_{k1} + \Psi_2 \cdot Q_{k2} + \Psi_2 \cdot Q_{k3} + \cdot$

SLE QUASI PERMANENTE:  $G_1 + G_2 + P + \Psi_2 \cdot Q_{k1} + \Psi_2 \cdot Q_{k2} + \Psi_2 \cdot Q_{k3} + \cdot$

SISMICA:  $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_2 \cdot Q_{k1} + \Psi_2 \cdot Q_{k2} + \cdot$

#### 4.1.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi trasversale della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Straus7) schematizzando i vari setti con elementi "beam" mutuamente incastrati e facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura che viene pertanto risolta come struttura piana.

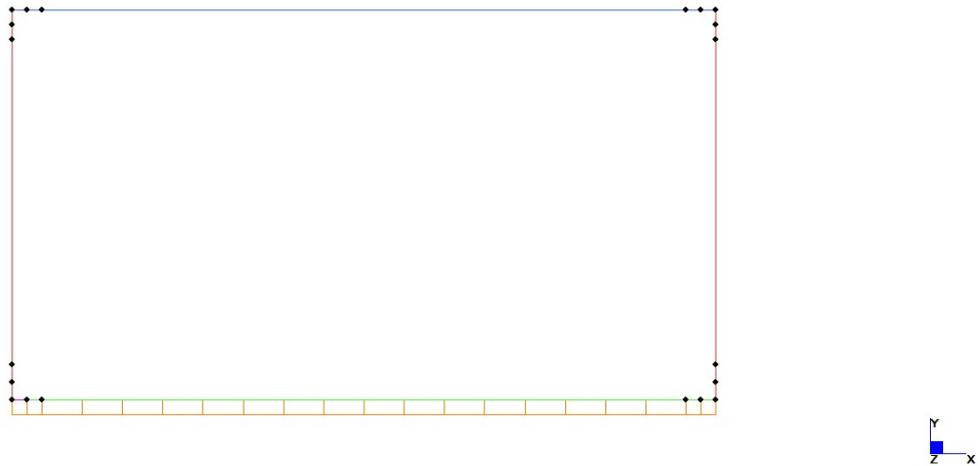


Figura 4 - Modello di Calcolo Utilizzato

L'interazione terreno-struttura viene schematizzata secondo il modello di Winkler, attraverso l'uso di un supporto elastico alla base della soletta inferiore.

Le condizioni di carico adottate, in accordo con le NTC e con quanto riportato nei precedenti capitoli, sono:

1. Peso proprio delle strutture
2. Carico permanente superiore
3. Carico permanente inferiore
4. Spinta delle terre a riposo su piedritto di SX nel caso A1M1
5. Spinta delle terre a riposo su piedritto di DX nel caso A1M1
6. Spinta delle terre in condizioni attiva su piedritto di DX nel caso A1M1
7. Spinta del sovraccarico su piedritto di SX nel caso A1M1
8. Carico mobile su soletta superiore
9. Frenatura su soletta superiore
10. Sisma orizzontale
11. Sisma verticale

#### 4.1.3 ANALISI TRASVERSALE

##### 5.1.3 ANALISI DEI CARICHI

###### **Peso proprio (1)**

*Soletta superiore:*

$$S_s = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

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

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

*Soletta inferiore:*

$$S_i = 1.20 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

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

$$PP = 1.2 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{30.00 \text{ kN/m}}$$

*Piedritti laterali:*

$$S_p = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

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

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

*Piedritto centrale:*

$$S_p = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

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

$$PP = 1.0 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{25.00 \text{ kN/m}}$$

###### **Carichi permanenti (2)**

Peso ricoprimento (superiore)	0.46 x 20.00	9.20 kN/m <sup>2</sup>
-------------------------------	--------------	------------------------

###### **Carichi permanenti (3)**

Peso ricoprimento (inferiore)	0.52 x 20.00	10.40 kN/m <sup>2</sup>
-------------------------------	--------------	-------------------------

### **Spinta a riposo del terreno nel caso A1M1 (4)(5)**

$$\gamma_{\text{terreno naturale}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 1 - \text{sen } (30^\circ) = 0.500$$

Pressione terreno in asse soletta superiore

$$P = \mathbf{9.60 \text{ kN/m}^2}$$

Pressione terreno in asse soletta inferiore

$$P = \mathbf{116.20 \text{ kN/m}^2}$$

### **Spinta attiva del terreno nel caso A1M1 (6)**

$$\gamma_{\text{terreno naturale}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = 0.333$$

Pressione terreno in asse soletta superiore

$$P = \mathbf{6.40 \text{ kN/m}^2}$$

Pressione falda in asse soletta inferiore

$$P = \mathbf{101.47 \text{ kN/m}^2}$$

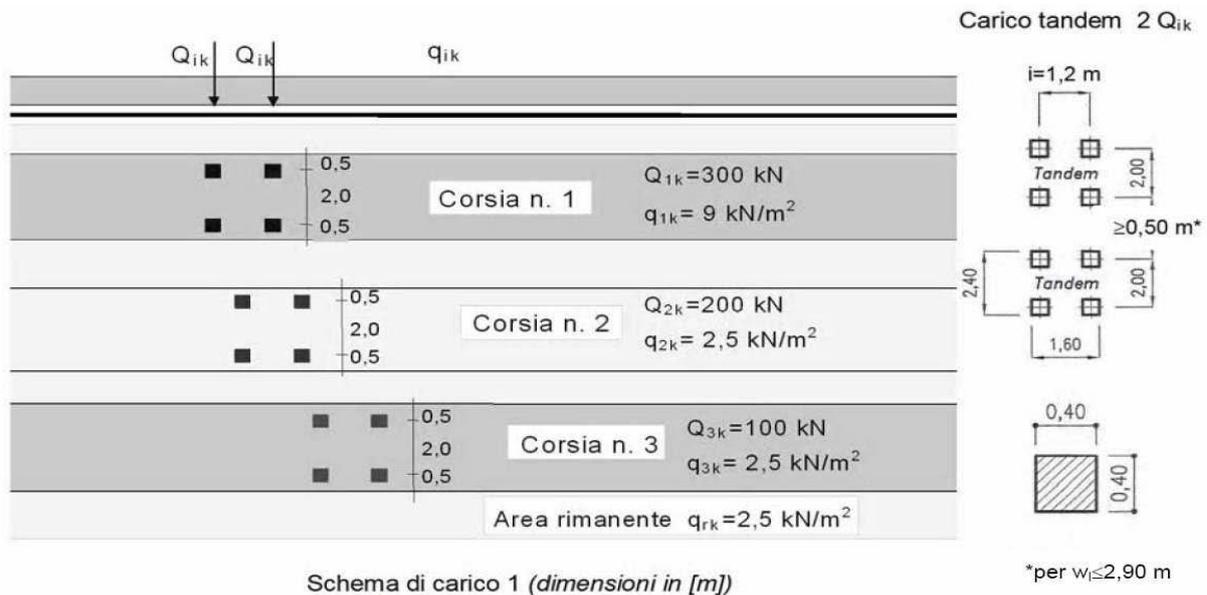
### **Spinta del sovraccarico (7)**

Sul rilevato si considera presente il sovraccarico LM71 in uscita dallo scatolare:

$$q_h = 20.00 \times k_0 = \mathbf{10.00 \text{ kN/m}^2}$$

### **Carichi mobili (8)**

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

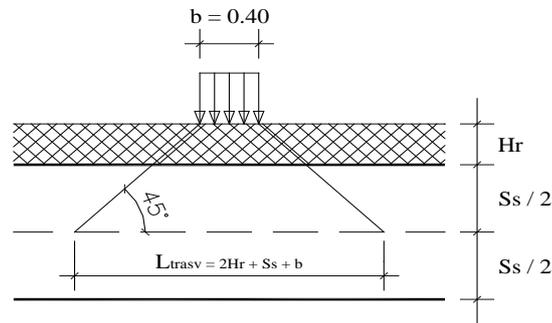


Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1<sup>a</sup> Categoria.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Il carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante, come mostrato in figura.



Considerando lo schema di carico 1, gli assi da 150 kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso la pavimentazione, il terreno e la soletta. Si calcola la larghezza di ripartizione in senso trasversale. Il ricoprimento medio è di circa 0.89 m.

$$L_{long} = 2 \times 0.46 \times \text{tg}30^\circ + 0.5 \times 1.00 = 1.43 \text{ m} > 1.20 \text{ m}$$

Poiché  $L_{long} > 1.20 \text{ m}$ , le impronte di carico si sovrappongono in senso longitudinale. Si assume quindi:

$$L^*_{long} = 2 \times 0.46 \times \text{tg}30^\circ + 0.5 \times 1.00 + 1.20 = 2.63 \text{ m}$$

In senso trasversale:

$$L_{trav} = 2 \times 0.46 \times \text{tg}30^\circ + 0.5 \times 1.00 = 1.43 \text{ m} < 1.20 \text{ m}$$

Sulla sezione trasversale insiste 1 corsia di carico e viene disposta trasversalmente al fine di massimizzare il momento flettente e l'azione tagliante.

$$Q_{1a} = 300 \text{ kN} / (2.63 \times 1.43) = \mathbf{79.67 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{1a} = \mathbf{9 \text{ kN/m}^2}$$

### **Frenatura (9)**

$$1 \quad k \leq q_3 N = 0.6 (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot \theta_1 \cdot L \leq 9 \quad k$$

$$F = \mathbf{10,98 \text{ kN/ml}}$$

## Sisma

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### *Vita nominale*

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2.

### *Classi d'uso*

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: "costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

### *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore unitario.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

### *Azioni di progetto*

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{1 - \ln P_V} = -\frac{2}{1 - \ln 0.1} \frac{0}{0.8} = 1 \text{ a}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la

Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale,  $T_c^*$  è espresso in secondi.

L'opera è ubicata in corrispondenza delle seguenti coordinate:

Latitudine = 45,5248 e Longitudine = 11,2610

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività	60	0.069	2.500	0.275
Danno	101	0.086	2.488	0.282
Salvaguardia Vita	949	0.210	2.411	0.308
Prevenzione Collasso	1950	0.264	2.434	0.313

### **Categoria di sottosuolo**

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria C

Da ciò si ricava il parametro  $S = S_s \times S_T$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

$$S_s = 1,396$$

$$S_t = 1$$

$$k_h = S \times a_g/g = 0.293$$

$$k_v = 0.5 \times k_h = 0.5 \times 0.293 = 0.147$$

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di spinta a riposo sia

in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative a manufatti scotolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Nel caso di opere con terrapieno in falda con permeabilità del terreno bassa ( $k < 5 \times 10^{-4}$  m/s) in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase, considerando un peso di volume medio  $\gamma_m$  del terreno:

Per il manufatto scotolare oggetto della presente relazione di calcolo si ottiene pertanto:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H = 50.72 \text{ kN/m}^2 \text{ (10)}$$

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica deve essere rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per il coefficiente sismico.

Le forze di inerzia così definite vengono applicate ai baricentri degli elementi a cui si riferiscono.

Si ottiene pertanto:

$$F_{h,i} = k_h \cdot W_i$$

$$F_{v,i} = k_v \cdot W_i$$

in cui  $i$  è l' $i$ -esimo elemento strutturale.

Si ottiene quindi:

### Azioni orizzontali

Soletta superiore  $F_{h,1} = 7.33 \text{ kN/m}^2 \text{ (10)}$

Piedritti laterali  $F_{h,2} = 7.33 \text{ kN/m}^2 \text{ (10)}$

### Azioni Verticali

Soletta superiore  $F_{v,1} = 5.01 \text{ kN/m}^2$  (11)

Piedritti laterali  $F_{v,2} = 3.67 \text{ kN/m}^2$  (11)

## 6. RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano nelle seguenti figure i diagrammi di involucro delle sollecitazioni relative agli stati limite ultimi e stati limite di esercizio

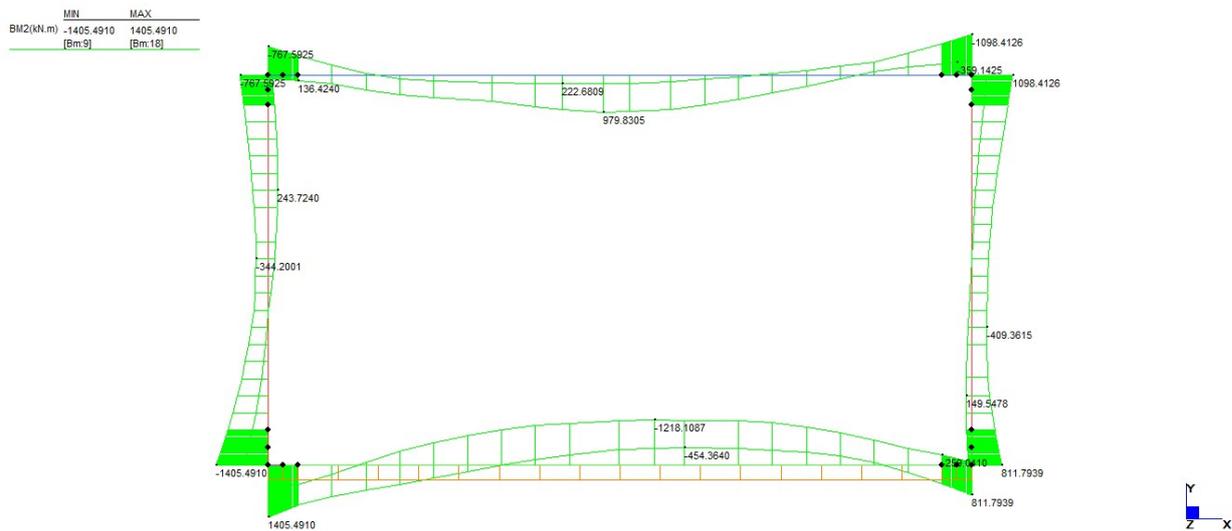


Figura 5 - Involucro SLU-SLV - Momento Flettente

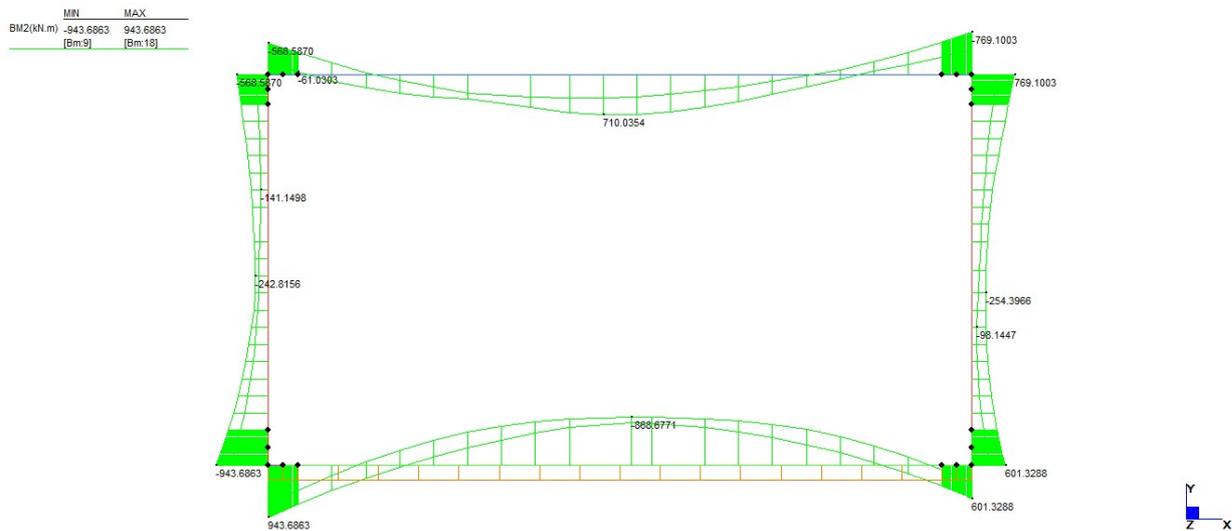


Figura 6 - Involucro SLE Rara - Momento Flettente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-791.3879	651.2954
	[Bm.20]	[Bm.18]

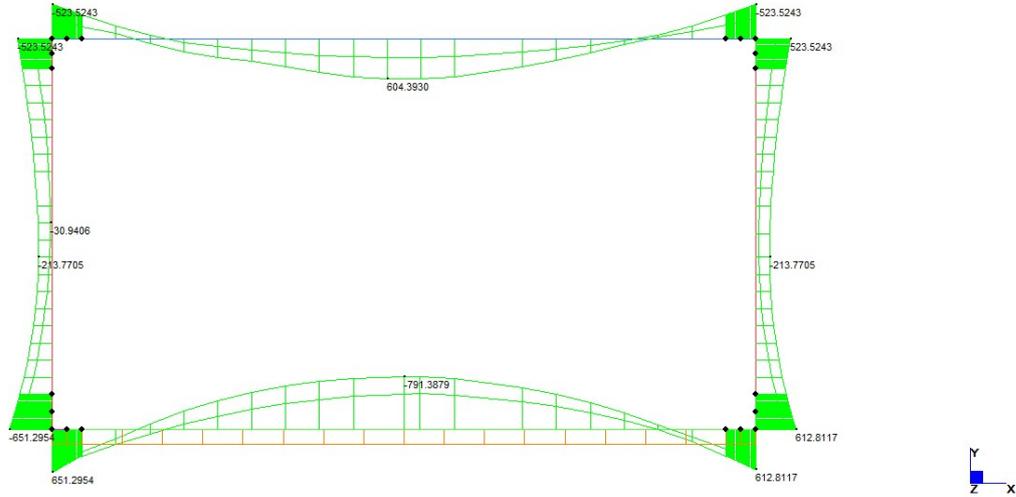


Figura 7 - Involuppo SLE Frequente - Momento Flettente

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-541.5587	510.0755
	[Bm.20]	[Bm.15]

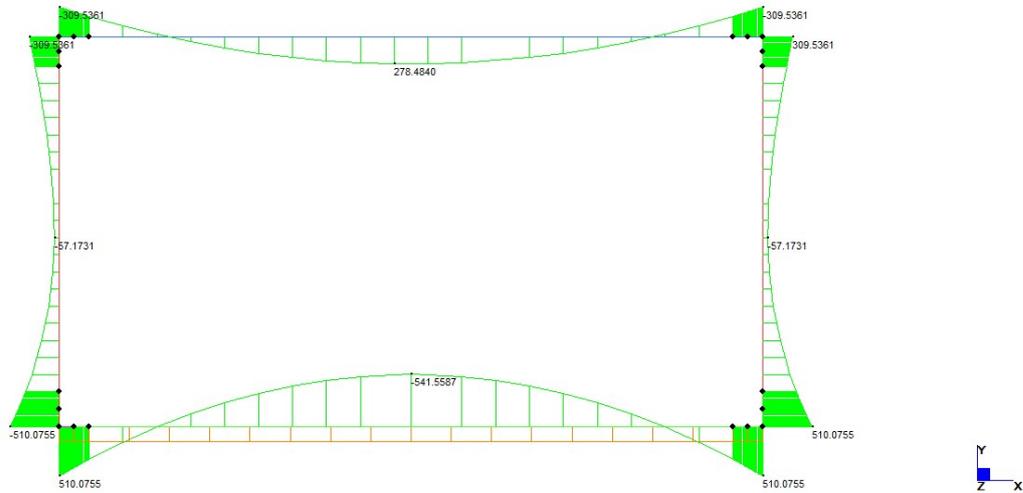


Figura 8 - Involuppo SLE Quasi Permanente - Momento Flettente

	MIN	MAX
SF2(MN)	-791.8468	712.9150
[Bm.18]	[Bm.15]	

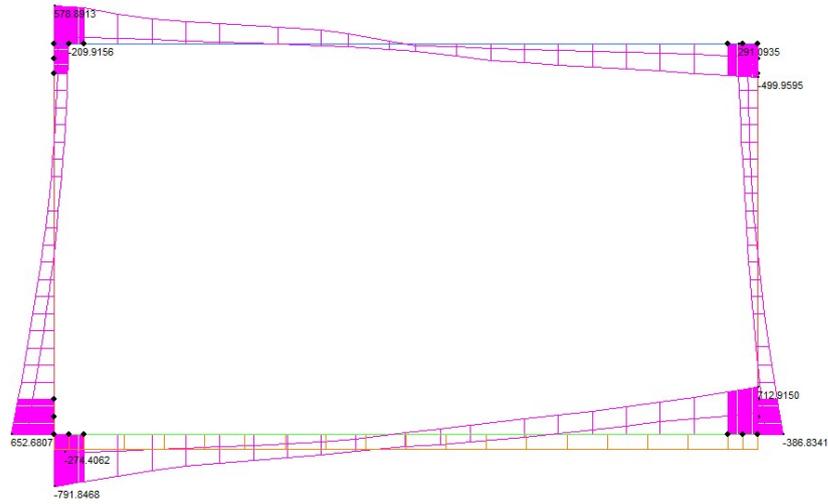


Figura 9 - Inviluppo SLU-SLV – Taglio

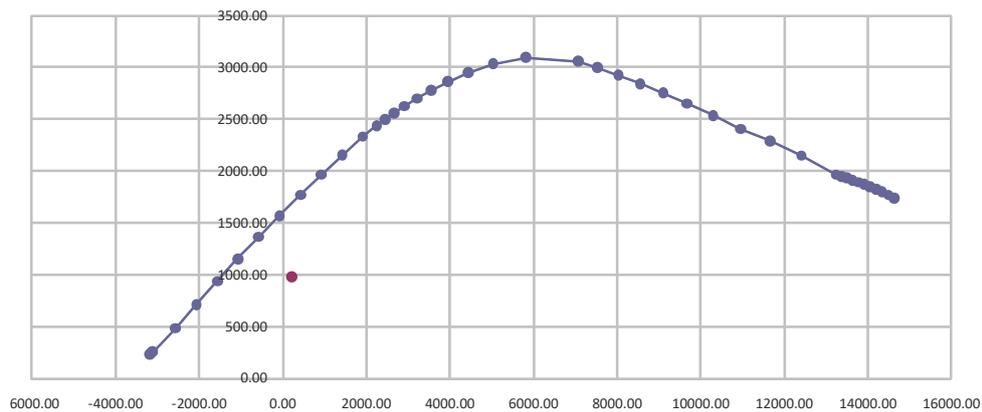
## 7. VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali degli elementi maggiormente sollecitati

### 7.1.1 SOLETTA SUPERIORE – CAMPATA

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			Area Foglio_1	Area Foglio_2	RIEPILOGO GEOMETRIA		RIEPILOGO MATERIALI			
M	N	n°	φ (mm)	y			B =	100	cm	fck	33.20	N/mm <sup>2</sup>
kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	100	cm	Rck	40.00	N/mm <sup>2</sup>
SLU/SLV	979.83	209.91								fcd =	18.81	N/mm <sup>2</sup>
RARA	710.03	0	6.67	24	8.6	30.17				fcm =	41.20	N/mm <sup>2</sup>
FREQUENTE	604.39	0	1	0	8.6	0.00				fctm =	3.10	N/mm <sup>2</sup>
QUASI PERMANENTE	278.48	0	6.67	20	86.6	20.95				Ecm =	33643	N/mm <sup>3</sup>
			6.67	24	91.4	30.17				c	4.00	cm
										fmax	24.00	mm
										i	14.99	cm
										i'	0	cm
										fyk	450	N/mm <sup>2</sup>

DIAGRAMMA M-N



VERIFICHE TENSIONALI RARA  
QUASI PERMANENTE

σ	σmax
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
5.19	19.92
2.04	

σ	σmax
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
178	360
70	360

VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

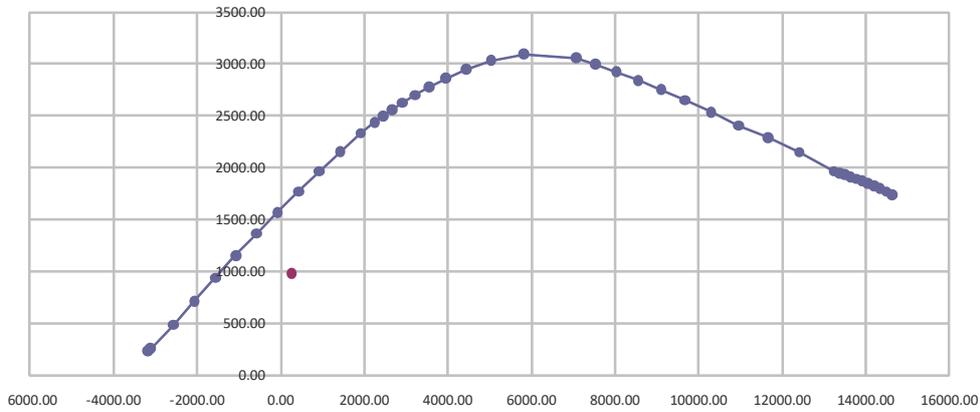
Wk	Mf	M	Wklim
mm	kNm	kNm	
0.044	654.57	549.84	0.2
0.098	654.57	549.84	0.3

*Ms < M1f*  
*Ms < M1f*

7.1.2 SOLETTA SUPERIORE – INCASTRO LATERALE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			Area Foglio_1 Area Foglio_2		RIEPILOGO GEOMETRIA		RIEPILOGO MATERIALI				
	M	N	n°	φ (mm)	y			B =	100	cm	fck	33.20	N/mm <sup>2</sup>
	kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	100	cm	Rck	40.00	N/mm <sup>2</sup>
SLU/SLV	976.65	253.55									fcd =	18.81	N/mm <sup>2</sup>
RARA	681.30	0	6.67	24	8.6	30.17	30.17				fcm =	41.20	N/mm <sup>2</sup>
FREQUENTE	445.80	0	1	0	8.6	0.00	0.00				fctm =	3.10	N/mm <sup>2</sup>
QUASI PERMANENTE	261.44	0	6.67	20	86.6	20.95	20.95				Ecm =	33643	N/mm <sup>3</sup>
			6.67	24	91.4	30.17	30.17				c	4.00	cm
											fmax	24.00	mm
											i	14.99	cm
											i'	0	cm
											fyk	450	N/mm <sup>2</sup>

DIAGRAMMA M-N



VERIFICHE TENSIONALI RARA  
QUASI PERMANENTE

σc	σcmax	σs	σsmax
N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
4.98	19.92	171	360
1.91		66	360

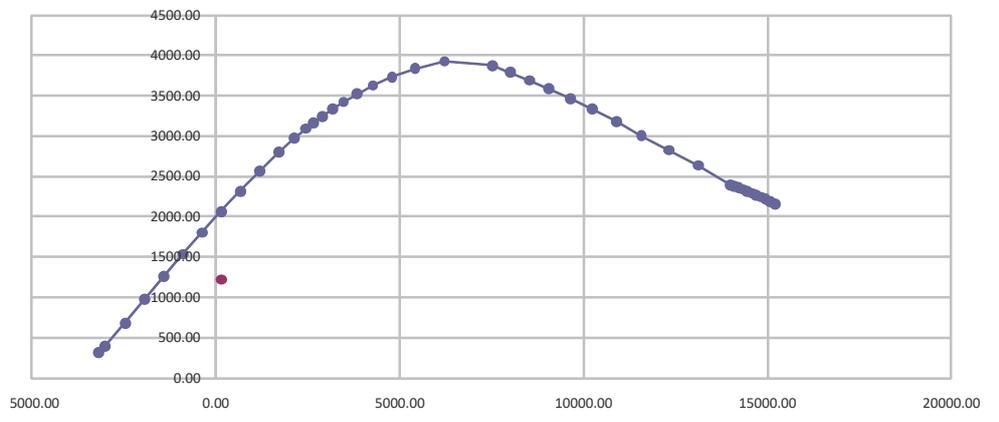
VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

Wk	Mf	M	Wklim	
mm	kNm	kNm		
0.041	654.57	549.84	0.2	Ms < M1f
0.070	654.57	549.84	0.3	Ms < M1f

7.1.3 SOLETTA INFERIORE – CAMPATA

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI			RIEPILOGO ARMATURE			Area Foglio_1		Area Foglio_2		RIEPILOGO GEOMETRIA			RIEPILOGO MATERIALI		
	M	N	n°	φ (mm)	y			B =	100	cm	fck	29.05	N/mm <sup>2</sup>		
	kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	120	cm	Rck	35.0	N/mm <sup>2</sup>		
SLU/SLV	1218.11	141.31									fcd =	16.5	N/mm <sup>2</sup>		
RARA	868.68	0	6.67	24	8.6	30.17	30.17				fcm =	37.1	N/mm <sup>2</sup>		
FREQUENTE	791.39	0	1	0	8	0.00	0.00				fctm =	2.8	N/mm <sup>2</sup>		
QUASI PERMANENTE	541.56	0	6.67	20	106.6	20.95	20.95				Ecm =	32588	N/mm <sup>2</sup>		
			6.67	24	111.4	30.17	30.17				c	4.0	cm		
											fmax	24	mm		
											i	17.99	cm		
											i'	0	cm		
											fyk	450	N/mm <sup>2</sup>		

DIAGRAMMA M-N



VERIFICHE TENSIONALI

RARA  
QUASI PERMANENTE

σc	σcmax
N/mm2	N/mm2
4.60	17.43
2.87	

σs	σsmax
N/mm2	N/mm2
175	360
109	360

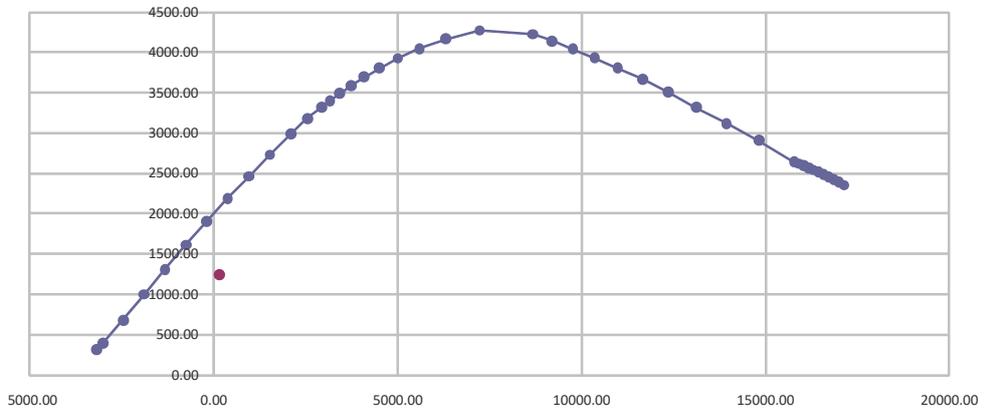
VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

Wk	Mf	M	Wklim
mm	kNm	kNm	
0.072	845.48	710.21	0.2
0.113	845.48	710.21	0.3
			<i>Ms &lt; M1f</i>
			<i>Ms &lt; M1f</i>

7.1.4 SOLETTA INFERIORE – INCASTRO LATERALE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			Area Foglio_1 Area Foglio_2		RIEPILOGO GEOMETRIA		RIEPILOGO MATERIALI			
M	N	n°	φ (mm)	y			B =	100	cm	fck	33.2	N/mm <sup>2</sup>
kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	120	cm	Rck	40.0	N/mm <sup>2</sup>
SLU/SLV	1244.81	141.31								fcd =	18.8	N/mm <sup>2</sup>
RARA	822.72	0	6.67	24	8.6	30.17	30.17			fcm =	41.2	N/mm <sup>2</sup>
FREQUENTE	521.62	0	1	0	8	0.00	0.00			fctm =	3.1	N/mm <sup>2</sup>
QUASI PERMANENTE	423.43	0	6.67	20	106.6	20.95	20.95			Ecm =	33643	N/mm <sup>2</sup>
			6.67	24	111.4	30.17	30.17			c	4.0	cm
										fmax	24	mm
										i	17.99	cm
										i'	0	cm
										fyk	450	N/mm <sup>2</sup>

DIAGRAMMA M-M



VERIFICHE TENSIONALI RARA  
QUASI PERMANENTE

σc	σcmax	σs	σsmax
N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
4.35	19.92	166	360
2.24		85	360

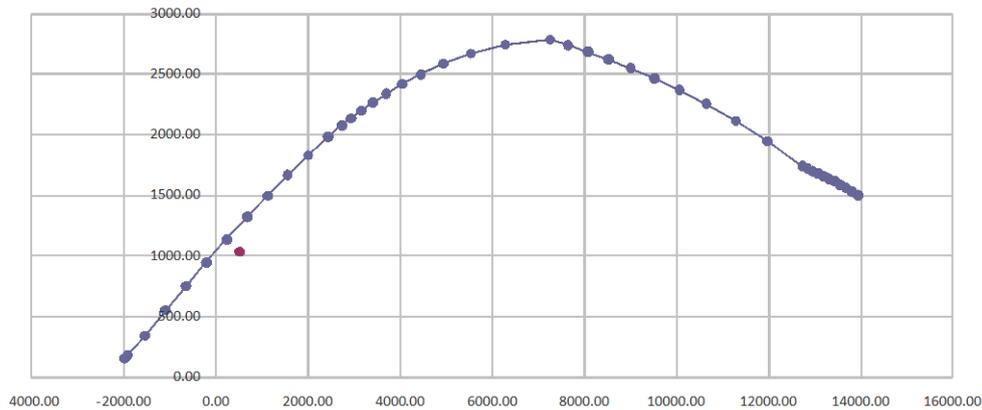
VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

Wk	Mf	M	Wklim	
mm	kNm	kNm		
0.056	924.20	776.33	0.2	<b>Ms &lt; M1f</b>
0.069	924.20	776.33	0.3	<b>Ms &lt; M1f</b>

7.1.5 PIEDRITTO – INCASTRO SUPERIORE

	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			Area		RIEPILOGO GEOMETRIA		RIEPILOGO MATERIALI			
	M	N	n°	φ (mm)	y	Foglio_1	Foglio_2	B =	100	cm	fck	33.2	N/mm <sup>2</sup>
	kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	100	cm	Rck	40.0	N/mm <sup>2</sup>
SLU/SLV	1034.34	501.85									fcd =	18.8	N/mm <sup>2</sup>
RARA	715.54	0	6.67	20	8	20.95	20.95				fctm =	41.2	N/mm <sup>2</sup>
FREQUENTE	489.40	0	1	0	8	0.00	0.00				fctm =	3.1	N/mm <sup>2</sup>
QUASI PERMANENTE	279.56	0	1	0	90	0.00	0.00				Ecm =	33643	N/mm <sup>2</sup>
			6.67	24	92	30.17	30.17				c	4.0	cm
											fmax	24	mm
											i	14.99	cm
											i'	0	cm
											fyk	450	N/mm <sup>2</sup>

DIAGRAMMA M-N



VERIFICHE TENSIONALI RARA  
QUASI PERMANENTE

oc	ocmax	os	osmax
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
6.26	19.92	281	360
2.45		110	360

**ok!**

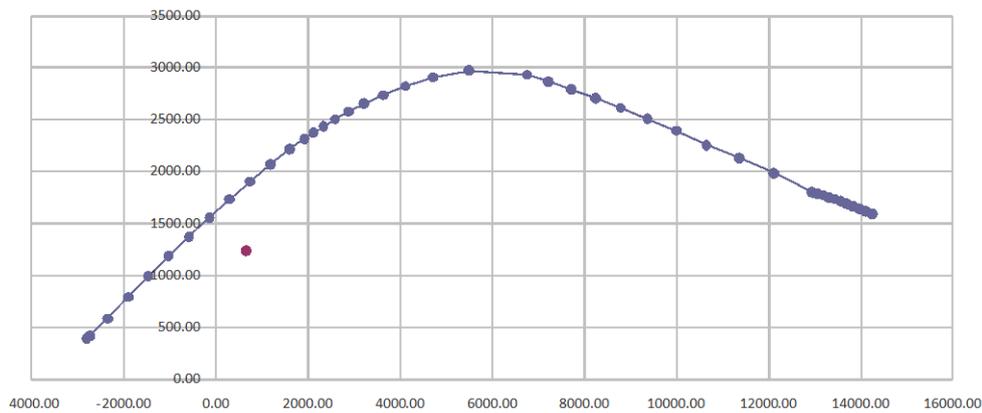
VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

Vk	M	M	Wlim
mm	kNm	kNm	
0.089	612.09	514.16	0.2 <i>Ms &lt; Mff</i>
0.157	612.09	514.16	0.3 <i>Ms &lt; Mff</i>

7.1.6 PIEDRITTO – INCASTRO INFERIORE

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI		RIEPILOGO ARMATURE			Area Foglio_1 Area Foglio_2		RIEPILOGO GEOMETRIA		RIEPILOGO MATERIALI			
M	N	n°	φ (mm)	y			B =	100	cm	fck	33.2	N/mm <sup>2</sup>
kNm	kN		(mm)	(cm)			H =	100	cm	Rck	40.0	N/mm <sup>2</sup>
SLU/SLV	1239.59	641.76								fcd =	18.8	N/mm <sup>2</sup>
RARA	828.31	0	6.67	20	8	20.95	20.95			fctm =	41.2	N/mm <sup>2</sup>
FREQUENTE	566.86	0	1	0	8	0.00	0.00			fctm =	3.1	N/mm <sup>2</sup>
QUASI PERMANENTE	425.18	0	6.67	20	87	20.95	20.95			Ecan =	33643	N/mm <sup>2</sup>
			6.67	24	92	30.17	30.17			c	4.0	cm
										fmax	24	mm
										i	14.99	cm
										ī	0	cm
										fyk	450	N/mm <sup>2</sup>

DIAGRAMMA M-N



VERIFICHE TENSIONALI RARA  
QUASI PERMANENTE

σc	σcmax	σs	σsmax
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
6.21	19.92	ok!	207
3.19			360

VERIFICHE A FESSURAZIONE QUASI PERMANENTE  
FREQUENTE

Wk	M	M	Wlim
mm	kNm	kNm	
0.066	649.11	545.25	0.2 Ms < Mff
0.089	649.11	545.25	0.3 Ms < Mff

### 7.1.7 SOLETTA SUPERIORE – TAGLIO

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$g_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 40$	mm copriferro	$f_{yd} = 391$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 33$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$g_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 6.67$	$\emptyset 20$	= 20.95 cm <sup>2</sup>
$a_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 6.67$	$\emptyset 24$	= 30.17 cm <sup>2</sup>
$d = 960$	mm altezza utile	$A_{s1,3} = 1$	$\emptyset 0$	= 0.00 cm <sup>2</sup>
$f_{cd} = 18.81$	MPa resist. di calcolo			51.13 cm <sup>2</sup>

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

$N_{ed} = 0.0$  kN                       $V_{ed} = 564.80$  kN

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

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$                        $k = 1.456 < 2$   
 $n_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$                        $n_{min} = 0.354$   
 $r_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02$                        $r_1 = 0.005 < 0.02$   
 $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$                        $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa < 0.2 fcd

$(0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 437.1$  kN

$(n_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 340.3$  kN

$V_{Rd} = 437.1$  kN

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

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

$q = 22.0$  ° inclinaz. bielle cls                      angolo ammissibile  
 $a = 90.0$  ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{sw}/s =$  staffe  $\emptyset 14$  mm con n° bracci (trasv)                      2                      passo 15 cm                      = 0.205 cm<sup>2</sup>/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot g \alpha + \cot g \eta) \times s_{ena}$                        $V_{Rsd} = 1717.5$  kN

$f'_{cd} = 9.41$  MPa resist. di calcolo ridotta

$a_c = 1.000$  coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times a_c \times f'_{cd} \times (\cot g \alpha + \cot g \eta) / (1 + \cot g^2 \alpha)$                        $V_{Rcd} = 2822.9$  kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$                        $V_{Rd} = 1717.5 > 564.8$  kN                      c.s. = 3.04

la sezione armata a taglio risulta verificata.



### 7.1.9 PIEDRITTO – TAGLIO

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$	mm altezza	$g_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 40$	mm copriferro	$f_{yd} = 391$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 33$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$g_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{s1,1} = 6.67$	∅ 20	= 20.95 cm <sup>2</sup>
$a_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 6.67$	∅ 24	= 30.17 cm <sup>2</sup>
$d = 960$	mm altezza utile	$A_{s1,3} = 1$	∅ 0	= 0.00 cm <sup>2</sup>
$f_{cd} = 18.81$	MPa resist. di calcolo			51.13 cm <sup>2</sup>

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 601.12 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.456 < 2$$

$$n_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad n_{min} = 0.354$$

$$r_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02 \quad r_1 = 0.005 < 0.02$$

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

$$(0,18 \times k \times (100 \times r_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 437.1 \text{ kN}$$

$$(n_{min} + 0,15 \times s_{cp}) \times b_w \times d = 340.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 437.1 \text{ kN}$$

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

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

$$q = 22.0 \text{ °} \text{ inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$a = 90.0 \text{ °} \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 14 \text{ mm con n° bracci (trasv)} \quad 2 \text{ passo } 15 \text{ cm} = 0.205 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot g \alpha + \cot g \eta) \times s_{ena} \quad V_{Rsd} = 1717.5 \text{ kN}$$

$$f'_{cd} = 9.41 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$a_c = 1.000 \text{ coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times a_c \times f'_{cd} \times (\cot g \alpha + \cot g \eta) / (1 + \cot g^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 2822.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1717.5 > 601.1 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 2.86$$

**la sezione armata a taglio risulta verificata.**