

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2°Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

David Carlaccini  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.**

Dott. Ing.  
Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carlaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Pionno
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. C. Sugarani
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



### OPERE MINORI ELABORATI GENERALI Relazione di calcolo tubi di rilancio

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO: <b>DPRM0190</b> LIV. PROG.: <b>D</b> N. PROG.: <b>20</b>	<b>T00-OM00-STR-RE03-A</b> CODICE ELAB.: <b>T00OM00STRRE03</b>	<b>A</b>	-
<b>A</b>	Emissione	17/01/2021	C. Consorti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

---

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

INDICE	
1	PREMESSA ..... 2
1.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO ..... 3
1.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ..... 4
1.3	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO ..... 5
2	RELAZIONE SUI MATERIALI ..... 7
2.1	CALCESTRUZZO ..... 7
2.2	ACCIAIO PER C.A. ORDINARIO ..... 9
2.3	COPRIFERRI PER STRUTTURE IN CA ..... 10
2.4	DURABILITÀ ..... 10
2.5	INDICAZIONI GENERALI DA RISPETTARE ..... 11
3	RELAZIONE DI CALCOLO ..... 12
3.1	PARAMETRI GEOTECNICI ..... 12
3.2	LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA ..... 12
3.3	CARICHI PERMANENTI ..... 12
3.4	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI ..... 13
3.5	FORZA DI FRENAMENTO ..... 13
3.6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI ..... 13
3.7	CRITERI DI VERIFICA ..... 15
3.8	VERIFICHE OPERA DI PROTEZIONE ATTRAVERSAMENTO ..... 16
3.8.1	Analisi dei carichi ..... 17
3.8.2	Schema statico e calcolo sollecitazioni ..... 18
3.8.3	Verifica sezione n°1 ..... 21
3.8.4	Verifica sezione n°2 ..... 23
4	CONCLUSIONI ..... 26

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo comprende l'analisi e le verifiche strutturali dell'opera di protezione degli attraversamenti idraulici realizzati mediante batterie di tubi, previste nell'ambito del progetto esecutivo di "S.S.4 Salaria – Variante di Monterotondo Scalo – 2° stralcio" riguardante gli interventi per la realizzazione della viabilità di variante all'abitato di Monterotondo scalo, tra i comuni di Roma e Monterotondo.

Più in dettaglio, per completare il sistema di smaltimento delle acque raccolte in caso di piena del Fiume Tevere nelle vasche che saranno realizzate in futuro, è stata prevista la realizzazione di 1 batteria di 10 tubi di diametro 1400 che attraversano il rilevato stradale, in corrispondenza dell'asse 1, tra le progressive 1+850 e 1+885 circa, per scaricare le acque dentro l'argine del fiume stesso.

Questa predisposizione si è resa necessaria per non dovere in futuro, quando verranno realizzate le vasche, demolire la pavimentazione stradale con la conseguente chiusura della strada per la posa dei tubi di attraversamento.

A protezione e contenimento di questo attraversamento è prevista un'opera in calcestruzzo armato, poggiate interamente sul corpo del rilevato.

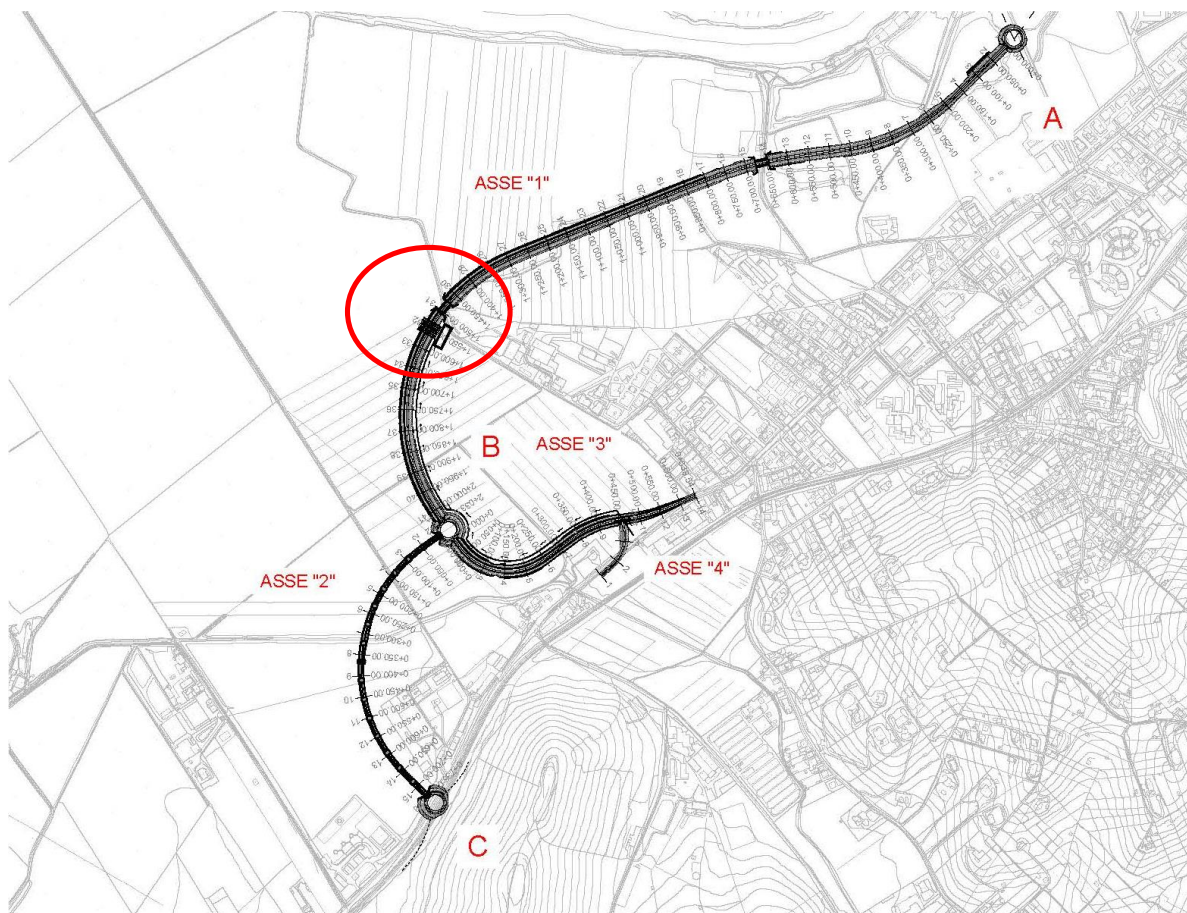


Figura 1. Ubicazione planimetrica del manufatto di attraversamento idraulico.

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

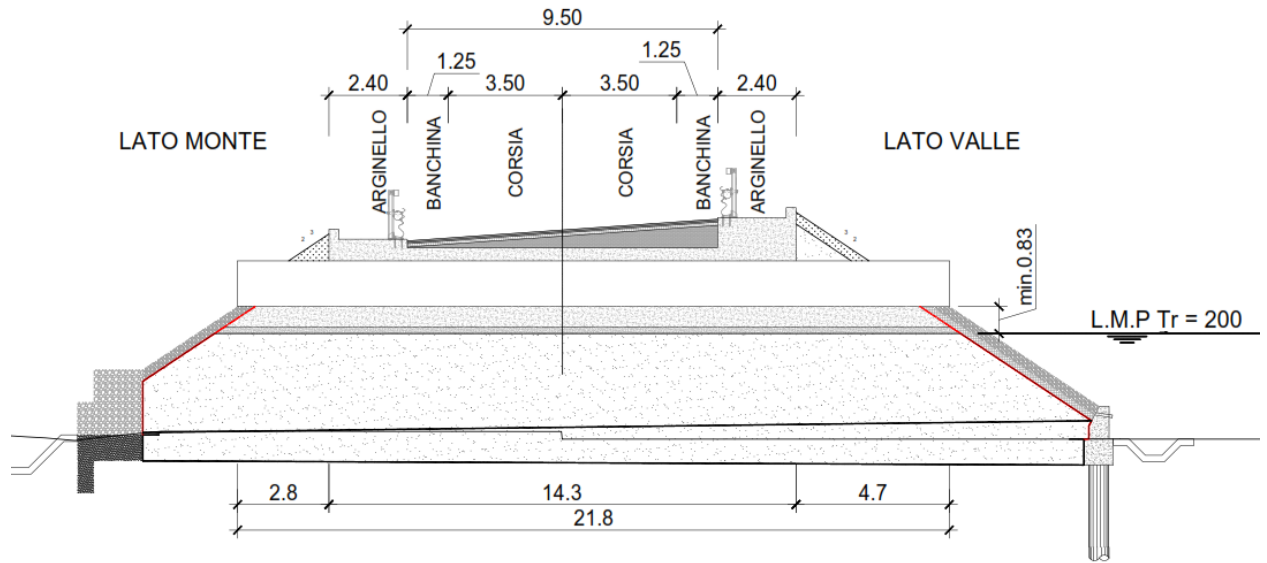


Figura 2. Sezione trasversale tipo del manufatto di attraversamento idraulico.

### 1.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per la progettazione strutturale si è fatto riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2018 classificando l'opera in oggetto come tipo di costruzione 2 e classe III del § 2.4.2 ed ottenendo i seguenti parametri di riferimento:

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

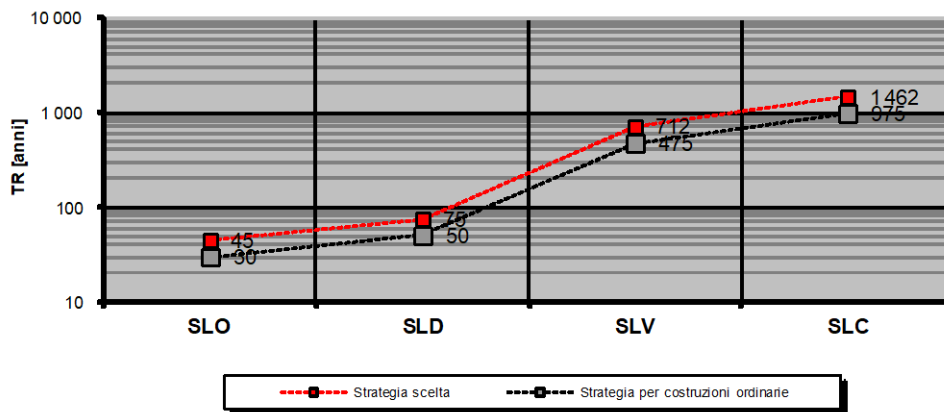
<b>Tipo di costruzione:</b>	<b>2</b>	<b>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</b>
<b>Vita nominale:</b>	$V_N = 50$	[anni]
<b>Classe d'uso:</b>	<b>III</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<b>Coefficiente:</b>	$C_U = 1,50$	
<b>Periodo di riferimento:</b>	$V_R = V_N \times C_U = 75$	[anni]

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica			
Stati Limite		$P_{VR}$	$T_R$ [anni]
Stati limite di esercizio	<b>SLO</b>	81%	45
	<b>SLD</b>	63%	75
Stati limite ultimi	<b>SLV</b>	10%	712
	<b>SLC</b>	5%	1 462

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

$$30 \leq T_R \leq 2475$$

Strategia di progettazione



## 1.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la verifica degli elementi strutturali si è adottato il metodo degli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza applicando quanto previsto al §2.3. del D.M. 14-01-2018. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

---

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

$$R_d \leq E_d$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Per le costruzioni in calcestruzzo armato i requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti.

### 1.3 NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Le verifiche vengono effettuate nello spirito del metodo semiprobabilistico agli stati limite applicando le seguenti normative.

- **Legge 05.11.1971, n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **Legge 02.02.1974, n. 64** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- • - **D.M. LL.PP. del 11/03/1988** - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- **D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”** (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018);
- **Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”** di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- **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”;

**Relazione di calcolo dei tubi di rilancio**

- **UNI EN 1992-1-1 2005** – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo  
– Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

## 2 RELAZIONE SUI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere di protezione degli attraversamenti è previsto l'utilizzo dei materiali aventi le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI D.M. 17.01.2018							
Tipo	Campi di impiego	Qualità	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$(f_t/f_y)_k$		$(f_y/f_{ynom})_k$	Allungamento $(A_{gt})_k$
ARM 1	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B 450 C	450	≥ 1,15	< 1,35	≤ 1,25	≥ 7,5 %
ARM 2		-	-	-	-	-	-

Tipo	Campi di impiego	UNI 11104 (prosp. 1)		UNI 11104 (prosp. 4)						
		Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza	$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rapporto (A/C) max	Contenuto minimo di cemento [kg/m <sup>3</sup> ]	Contenuto d'aria [%]	Classe di consistenza al getto	Tipo di cemento	
CLS 1	MAGRONI	XC0	C12/15	15	-	-	-	-	-	-
CLS 2	OPERE DI PROTEZIONE	XC2	C28/35	35	0,6	300	-	S4	-	-
CLS 3								S4	-	-
CLS 4								S4	-	-
CLS 5								S4	-	-

### 2.1 CALCESTRUZZO

Di seguito sono illustrate le caratteristiche tecnologiche del calcestruzzo.

#### Additivi

In caso di necessità dovranno essere impiegati additivi superfluidificanti di certificata efficacia allo scopo di aumentare la lavorabilità del calcestruzzo senza oltrepassare il massimo rapporto A/C = 0.6 per la classe XC2.

#### Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

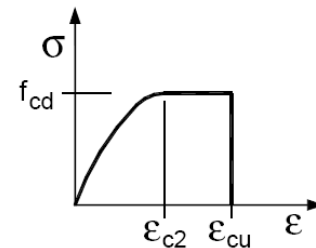


Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70 mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Per il calcestruzzo si adotta un diagramma tensione-deformazione parabola-rettangolo ponendo:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20 \%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$$



**# CLS 2 - CALCESTRUZZO PER OPERE DI PROTEZIONE**

Classe di resistenza		C28/35	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>			
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica a compressione cubica	<b>35</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	29,05	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>cm</sub>	Resistenza cilindrica media	= f <sub>ck</sub> +8	37,05 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctm</sub>	Resistenza media a trazione semplice	= 0,3 × f <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup>	2,83 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctm</sub>	Resistenza media a trazione per flessione	= 1,2 × f <sub>ctm</sub>	3,40 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctk</sub>	Resistenza caratteristica a trazione	= 0,7 × f <sub>ctm</sub>	1,98 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>tk</sub>	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza (ø < 32 mm)	= 2,2 × η × f <sub>ctk</sub>	4,47 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sup>*</sup> <sub>tk</sub>	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza in zona tesa	= f <sub>tk</sub> / 1,50	2,98 [N/mm <sup>2</sup> ]
E <sub>cm</sub>	Modulo elastico istantaneo	= 22000 × [f <sub>cm</sub> /10] <sup>0,3</sup>	32 308 [N/mm <sup>2</sup> ]
α	Coefficiente dilatazione termica	1,00E-05	[°C <sup>-1</sup> ]
<b>Resistenze di calcolo</b>			
α <sub>cc</sub>	Coefficiente riduttivo per le resistenze a lunga durata	0,85	
γ <sub>c</sub>	Coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1,50	
f <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione	= α <sub>cc</sub> × f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub>	16,46 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sup>*</sup> <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione elementi piani e con sp. < 50 mm	= 0,80 × f <sub>cd</sub>	13,17 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctd</sub>	Resistenza di calcolo a trazione allo SLU	= f <sub>ctk</sub> / γ <sub>c</sub>	1,32 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>td</sub>	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	= f <sub>tk</sub> / γ <sub>c</sub>	2,98 [N/mm <sup>2</sup> ]
f <sup>*</sup> <sub>td</sub>	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo in zona tesa	= f <sup>*</sup> <sub>tk</sub> / γ <sub>c</sub>	1,98 [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Tensione ammissibile per combinazione:</b>			
□ Elementi piani (solette, pareti ...) gettati in opera con cls ordinari e con spessori minori di 50 mm (riduzione 20% dei valori limite)		NO	
rara	σ <sub>c,adm</sub>	= 0,60 × f <sub>ck</sub>	17,43 [N/mm <sup>2</sup> ]
quasi permanente	σ <sub>c,adm</sub>	= 0,45 × f <sub>ck</sub>	13,07 [N/mm <sup>2</sup> ]

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

Classe di esposizione ambientale	Descrizione ambiente	Esempi informativi	Condizioni ambientali (tab. 4.111)	Tipologia di armatura e di elemento (tab. C4.11V)						
<b>XC2</b>	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo	Ordinarie	barre da c.a. - elementi a piastra						
<b>CALCOLO COPRIFERRO E DIAMETRO MASSIMO INERTI</b>										
Vita utile dell'opera: <b>50</b> anni										
tab. C4.11V C <sub>min,tab</sub> [mm]	ΔC <sub>dur,add</sub> [mm]	C <sub>min,dur</sub> [mm]	Ø <sub>max,arm</sub> [mm]	C <sub>min,b</sub> [mm]	max(C <sub>min,dur</sub> , C <sub>min,b</sub> ) C <sub>min</sub> [mm]	toleranza ΔC <sub>coll</sub> [mm]	copriferro C <sub>nom</sub> [mm]	interferro [mm]	sp. minimo struttura [mm]	Diametro inerti D <sub>max</sub> [mm]
20	0	20	20	20	20	±10	<b>30±10</b>	200	400	20
<b>CLASSE DI CONSISTENZA - Abbassamento al cono di Abrams</b>										
Classe di consistenza	Denominazione corrente	Abbassamento al cono (mm)	Applicazioni							
S4	Fluida	da 160 a 210	Plinti, Pilastri, Strutture verticali, Getti ciclopici, Pareti contro terra, Platee, Getti con pompa, Strutture faccia vista, Intercapedini							

## 2.2 ACCIAIO PER C.A. ORDINARIO

### # ARM 1 - ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

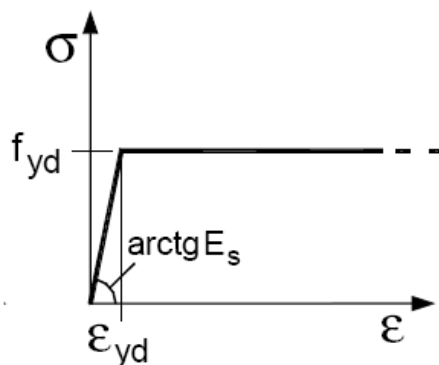
Tipo		<b>B 450 C</b>	
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>			
f <sub>yk</sub>	Tensione caratteristica di snervamento	450	[N/mm <sup>2</sup> ]
<i>Resistenze di calcolo</i>			
f <sub>tk</sub>	Tensione caratteristica di rottura	540	[N/mm <sup>2</sup> ]
γ <sub>s</sub>	Coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1,15	[-]
f <sub>yd</sub>	Resistenza di calcolo	= f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub> 391	[N/mm <sup>2</sup> ]
σ <sub>s,amm</sub>	Tensione ammissibile per combinazione rara	= 0,80 × f <sub>yk</sub> 360	[N/mm <sup>2</sup> ]
E <sub>s</sub>	Modulo elastico	206 000	[N/mm <sup>2</sup> ]

Diametro delle barre:  $6 \leq \phi \leq 40$  mm.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri  $\leq 16$  mm.

Qualora il costruttore adottasse giunzioni delle barre in opera o fuori opera o assemblaggi delle gabbie di armatura mediante saldatura, si prescrive l'uso di acciaio saldabile.

Per l'acciaio si adotta un diagramma tensione-deformazione elastico-perfettamente plastico indefinito.



### 2.3 COPRIFERRI PER STRUTTURE IN CA

Il copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco viene determinato applicando quanto previsto dalla tab. C4.1.IV delle NTC2018 nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC.

I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

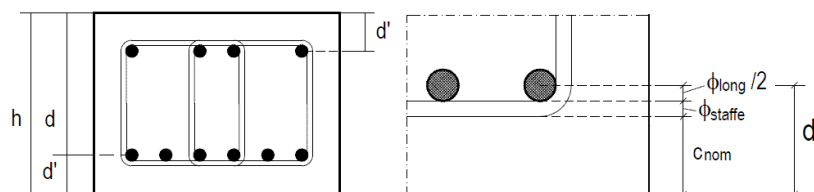
I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm.

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c;$$

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45	45	50	50	50

$$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b} \quad n_b \text{ numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola } n_b = 1.$$



Altezze d e d'

### 2.4 DURABILITÀ

La classe di esposizione ambientale del calcestruzzo che costituisce le strutture secondo i requisiti previsti dalla UNI 11104 e UNI EN 206-1, sarà:

TIPOLOGIA	Classe esposizione UNI 11104 UNI EN 206 – 1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Condizioni ambientali
OPERE DI PROTEZIONE	XC2	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo	Bagnato, raramente asciutto.	0,50	C28/35	Ordinarie

Per garantire la durabilità della struttura sono stati presi in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Le verifiche a fessurazione delle sezioni in calcestruzzo sono condotte secondo il § 4.1.2.2.4. del D.M. 14-01-2018 e si considera che le strutture siano collocate in ambiente con Condizioni Ambientali **ordinarie** corrispondente ad un Gruppo di Esigenza **a** (tab. 4.1.IV D.M. 14-01-2008).

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Le armature saranno del tipo **"poco sensibile"** alla corrosione.

Da tali impostazioni ne discende un valore limite di aperture della fessure riportato in tabella

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura	
			Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	Frequente	apertura fessure	$\leq w_3 = 0,40$ mm
		Quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_2 = 0,30$ mm

## 2.5 INDICAZIONI GENERALI DA RISPETTARE

Nel seguente elenco si riportano ulteriori indicazioni sui materiali.

- Sovrapporre i ferri nelle riprese per almeno 60 diametri ;
- Impiegare distanziatori in plastica o pasta di cemento per garantire un copriferro (misurato dall'esterno ferro e non dal baricentro ferro) di almeno cm 2,5 per le travi e cm 3 per i pilastri (a meno di prescrizioni superiori per esigenze di REI) ;
- Sovrapporre le reti di cui sopra per almeno cm 20 ;
- Nella giunzione per sovrapposizione dei ferri, non legare i due ferri fra loro, ma tenerli distanziati di almeno cm 2 (interferro).

### 3 RELAZIONE DI CALCOLO

#### 3.1 PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito sono riportati i parametri geotecnici di riferimento delle unità geotecniche utilizzati per il dimensionamento delle opere in oggetto. Nello specifico, come unità geotecniche coinvolte dall'opera sono state considerate l'unità **Aoc**, che rappresenta il terreno di fondazione del rilevato fino alla profondità di circa 15 m dal piano campagna, e l'unità **R**, che rappresenta il materiale costituente il rilevato di progetto.

##### *Terreno di Fondazione (unità Aoc)*

peso di volume naturale	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\phi' = 28^\circ$
coesione drenata	$c' = 20 \text{ kPa}$
coesione non drenata	$c_u = 75 \text{ kPa}$

##### *Rilevato*

peso di volume naturale	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\phi' = 35^\circ$
coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$

La modellazione del terreno è stata condotta secondo lo schema alla Winkler; nello specifico le molle di fondazione presentano una rigidità pari a:

$$W = 5,00 \text{ kg/cm}^2/\text{cm} = 50000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

#### 3.2 LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA

Le azioni agenti sulla struttura allo Stato Limite Ultimo ( $F_d$ ) sono fornite dalla seguente relazione fondamentale:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per gli stati limite di esercizio (SLE) si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con  $\gamma_g = \gamma_q = 1$  e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ .

#### 3.3 CARICHI PERMANENTI

##### Peso proprio elementi strutturali:

I pesi degli elementi strutturali sono dedotti in base al peso specifico del materiale calcestruzzo.

Peso proprio calcestruzzo armato	25,00 kN/m <sup>3</sup>
----------------------------------	-------------------------

##### Carichi Permanenti agenti

Peso Specifico del Terreno	$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
----------------------------	----------------------------------

Angolo attrito interno Terreno	$\phi = 35^\circ$
Altezza media eventuale riempimento alle estremità	$h = 1,50 \text{ m}$
Peso Pavimentazione Stradale	$22,00 \text{ kN/m}^3$
Spessore medio pavimentazione	$h = 0,50 \text{ m}$
Peso tubazione in acciaio diam. 1400 mm	$3,43 \text{ kN/ml}$
Peso riempimento acqua $A = 437 \text{ cm}^2; \gamma = 10 \text{ kN/m}^3 =$	$0,44 \text{ kN/ml}$
<b>Totale</b>	<b><math>4,00 \text{ kN/ml}</math></b>

Per quanto riguarda i carichi permanenti dovuti alla pavimentazione stradale è stata tenuto in conto anche la variazione in campata per considerare l'effetto della simmetria del carico.

### 3.4 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Si considera un carico accidentale uniformemente distribuito (eventuale viabilità stradale o di cantiere), pari a:

$$q_a = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ sovraccarico accidentale in condizioni statiche.}$$

### 3.5 FORZA DI FRENAMENTO

L'azione del frenamento risulta trascurabile per le strutture in esame in quanto si considera che venga adeguatamente diffusa nel ricoprimento ed inoltre, qualora venisse considerata, dovrebbe essere combinata con i valori frequenti dei carichi variabili verticali (gruppo di azioni 2a tab. 5.1.IV NTC2008) determinando una condizione di carico non dimensionante.

### 3.6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Effettuando il calcolo tramite le NTC2008 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze. I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

#### Simbologia adottata

$\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali

$\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali

$\gamma_Q$  Coefficiente parziale sulle azioni variabili

$\gamma_{\tan\phi}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

- $\gamma_c$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata  
 $\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata  
 $\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

**Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,35	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,35	1,15
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace		$\gamma_c$	1,00	1,25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qifav}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qisfav}$	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{efav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{esfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniaassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1,00	1,00

I coefficienti di combinazione  $\psi$  per le azioni variabili sono ricavati dalla tab- 5.1.VI delle NTC2018.

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

### 3.7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi strutturali che compongono lo scatolare, sono state eseguite mediante il metodo degli Stati Limite.

Verifica materiali:

#### Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83



Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

### Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	$0.60 f_{ck}$
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	$0.45 f_{ck}$
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	$0.80 f_{yk}$

Copriferro sezioni 4,00 [cm]

### 3.8 VERIFICHE OPERA DI PROTEZIONE ATTRAVERSAMENTO

Lo schema statico utilizzato per la verifica della struttura è quello di trave continua su suolo elastico costituito dal sottostante rilevato; pertanto, il comportamento che si prende in esame è quello del piano di inflessione illustrato nella sezione trasversale in Figura 2 ovvero di una trave di lunghezza 21.80 m.

La sezione di verifica corrente è pertanto costituita da una sezione equivalente a doppio T di larghezza 2,00 m, soletta superiore spessore 0,40 m e soletta inferiore spessore 0,60 m (Figura 3). Alle estremità dell'elemento, rispettivamente di estensione 2,80 m lato monte e 4,70 m lato valle, la sezione resistente è costituita dalla soletta inferiore di larghezza 2,00 m e spessore 0,60m.

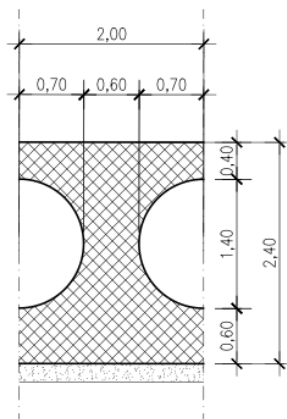


Figura 3. Sezione di verifica.

Al fine di applicare le differenti condizioni di carico, ai fini del calcolo, la trave è stata suddivisa in diverse campate come da schema riportato nella seguente immagine.

La costante di Winkler attribuita alle molle è stata valutata considerando una area di influenza di ciascuna di esse pari a 2,00 m e applicando a favore di sicurezza una riduzione del 30%:

$$k_w = 0,70 \times 50000 \text{ kN/m}^2/\text{m} \times 2,00 \text{ m} = 70000 \text{ kN/m/m}$$

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

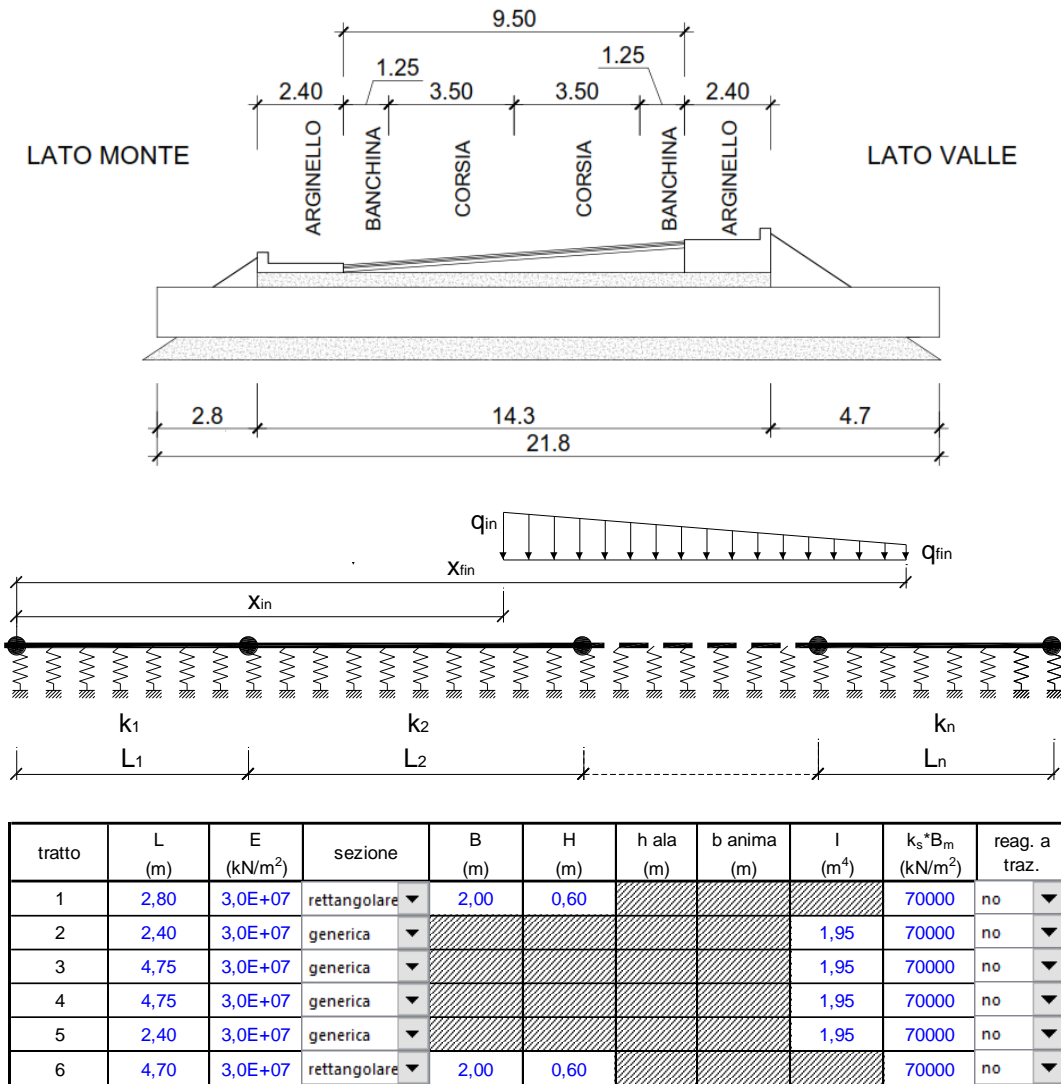


Figura 4. Sezione schematica e schema statico.

### 3.8.1 Analisi dei carichi

Campate laterali

- Peso proprio:  $0,6 \cdot 2 \cdot 25 = 30$  kN/m
- Peso tubazione: 4 kN/m

Campata centrale – Arginello 1

- Peso proprio:  $3,26[\text{mq}] \cdot 25 = 81,5$  kN/m
- Peso tubazione: 4 kN/m
- Incr. Peso cordolo:  $0,72 \cdot 25 \cdot 2 = 36$  kN/m

Campata centrale – Corsia+Banchina (lato monte)

- Peso proprio:  $3,26[\text{mq}] \cdot 25 = 81,5$  kN/m
- Peso tubazione: 4 kN/m
- Pavimentazione (caso 1):  $22 \cdot 0,5 \cdot 2 = 22$  kN/m
- Accidentale (caso 1):  $20 \cdot 2 = 40$  kN/m

- Pavimentazione (caso 2,  $h_1=0,2m \div h_2=0,55m$ ): 8,8 ÷ 24,2 kN/m
- Accidentale (caso 2): 0 0 kN/m

Campata centrale – Corsia+Banchina (lato valle)

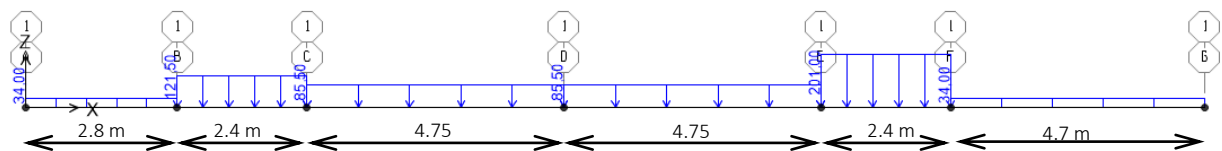
- Peso proprio: 3,26[mq]\*25= 81,5 kN/m
- Peso tubazione: 4 kN/m
- Pavimentazione (caso 1): 22\*0,5\*2 22 kN/m
- Accidentale (caso 1): 20\*2 40 kN/m
- Pavimentazione (caso 2,  $h_1=0,55m \div h_2=1,1m$ ): 24,2 ÷ 48,4 kN/m
- Accidentale (caso 2): 20\*2 40 kN/m

Campata centrale – Arginello 2

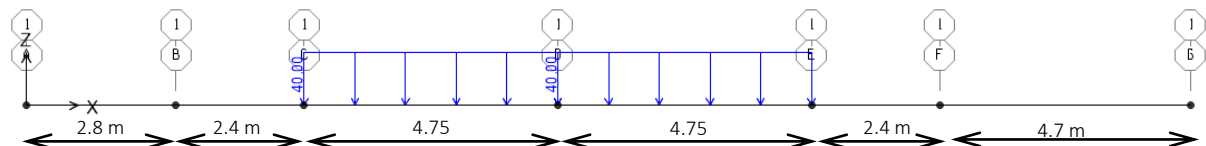
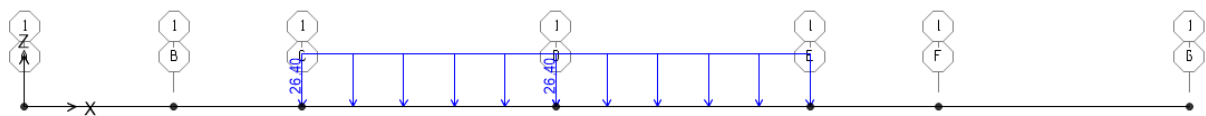
- Peso proprio: 3,26[mq]\*25= 81,5 kN/m
- Peso tubazione: 4 kN/m
- Incr. Peso cordolo: 2,31\*25\*2= 115,5 kN/m

### 3.8.2 Schema statico e calcolo sollecitazioni

Pesi propri



Pesi portati + Accidentali (caso 1)



Pesi portati + Accidentali (caso 2)

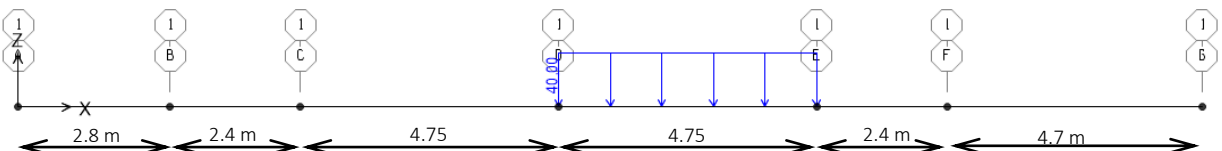
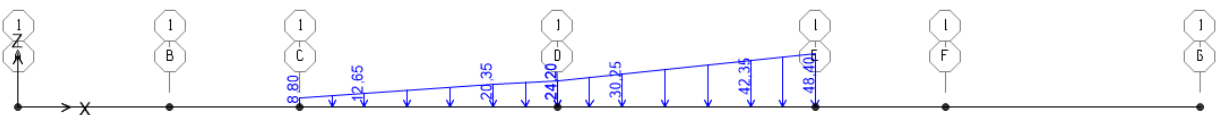


Figura 5. Schema statico e disposizione carichi.

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

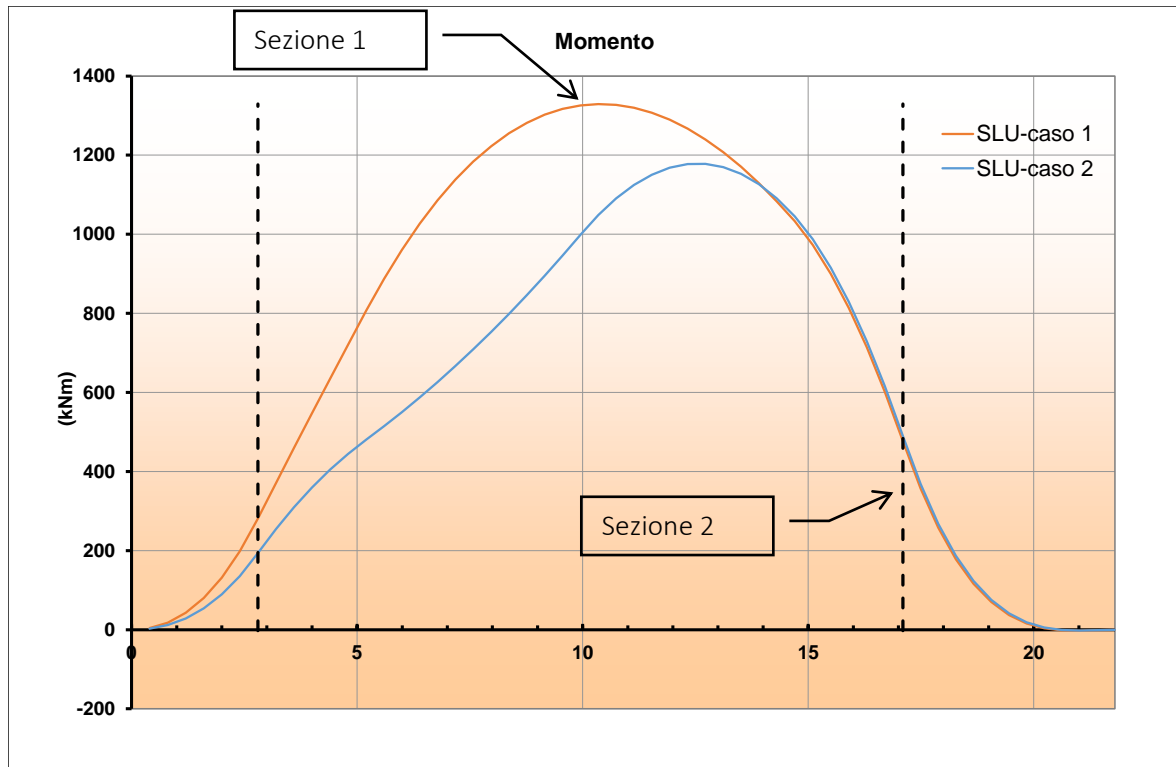


Diagramma momento flettente

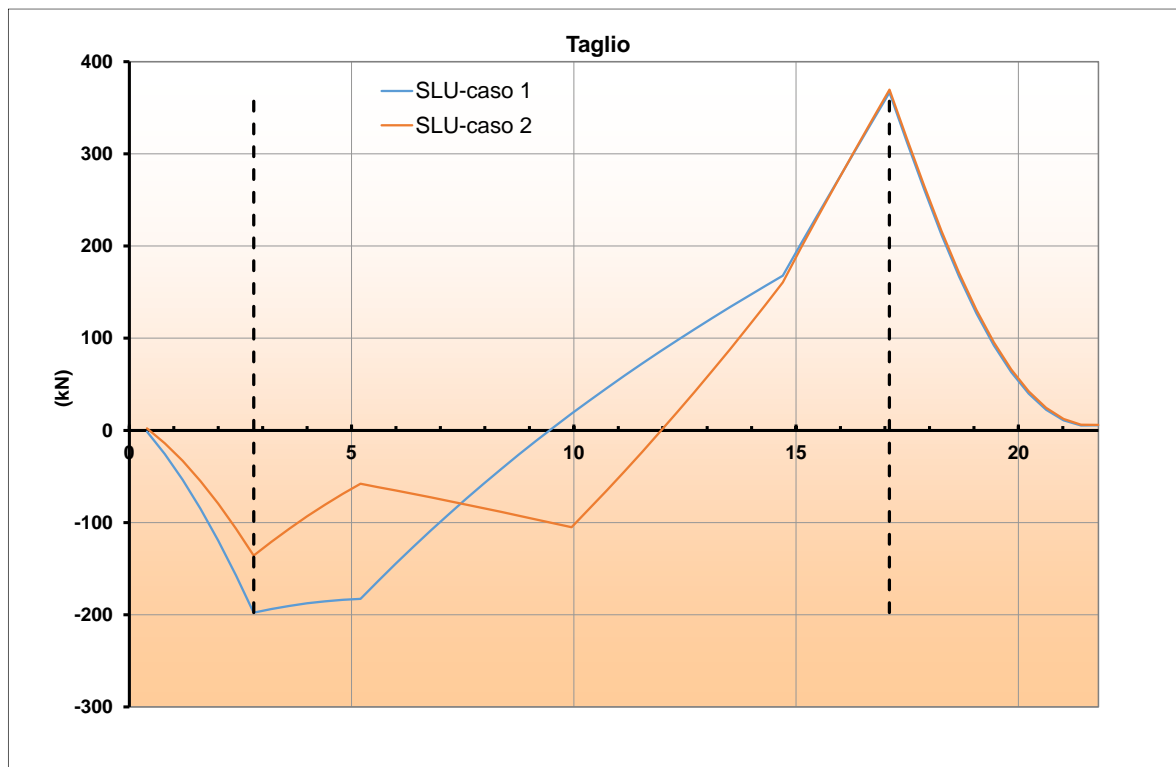


Diagramma del taglio

Figura 6. Sollecitazioni (SLU).

---

Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

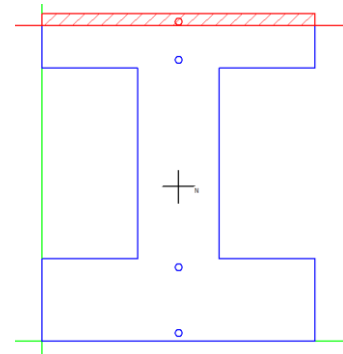
Nella seguente tabella sono illustrati i valori delle sollecitazioni.

Sezione n°	MEd [kNm]	VEd [kN]	Mq.perm	Tipo sezione	Armatura sup. al ml	Armatura inf. al ml
1	1329,2	366,6	593,5	Doppio T	5 ø16	5 ø16
2	488,8	366,6	311,5	Rettangolare	5 ø16	5 ø20

### 3.8.3 Verifica sezione n°1

#### • VERIFICA S.L.U

Materiali		M	
<b>B450C</b>	<b>C28/35</b>	$M_{xRd}$	<b>3.482</b> kN m
$\epsilon_{su}$ <b>67,5</b> ‰	$\epsilon_{c2}$ <b>2</b> ‰	$\sigma_c$	<b>-15,87</b> N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ <b>391,3</b> N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ <b>3,5</b> ‰	$\sigma_s$	<b>391,3</b> N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ <b>200.000</b> N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ <b>15,87</b>	$\epsilon_c$	<b>2,58</b> ‰
$E_s/E_c$ <b>15</b>	$f_{cc}/f_{cd}$ <b>0,8</b> ?	$\epsilon_s$	<b>67,5</b> ‰
$\epsilon_{syd}$ <b>1,957</b> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <b>11</b>	d	<b>234</b> cm
$\sigma_{s,adm}$ <b>255</b> N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ <b>0,6667</b>	x	<b>8,614</b> x/d <b>0,03681</b>
	$\tau_{c1}$ <b>1,971</b>	$\delta$	<b>0,7</b>



$M_{Ed} = 1329,2 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3482 \text{ kNm}$

#### • VERIFICA A TAGLIO

Gk	0	x1,00=	<b>0 kN</b>
Pk	0	x1,00=	<b>0 kN</b>
Qk	0	x1,00=	<b>0 kN</b>
Aed	366,2	x1,00=	<b>366 kN</b>
			<b><math>V_{Ed} = 366 \text{ kN}</math></b>

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	0,600	m	larghezza (6.16)
h =	2,400	m	altezza totale
c =	0,050	m	copriferro
d =	2,350	m	altezza utile
Ac =	1,44	m <sup>2</sup>	area

$C_{Rd}$	0,12	MPa	=0.18/ $\gamma_c$
k	1,29		$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ with d in mm
$k_1$	0,15		
$\rho_l$	0,003		=Asl/(bw d)

#### Armatura longitudinale tesa

n  $\phi$  [mm] area

10,00 16 20,11

10,00 16 20,11

Asl =  $\frac{0,00}{40,21}$  cm<sup>2</sup>

$\sigma_{cp}$	0,00	=Nsd/Ac < 0.2fcd =	<b>2,83 MPa</b>
$v_{min}$	0,26	=0.035*k <sup>3/2</sup> *fck <sup>1/2</sup>	

Resistenza a taglio

$V_{Rd,c} = 420,7$  kN con:

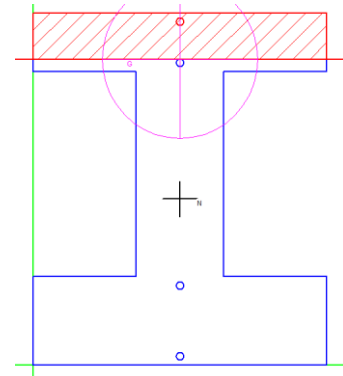
$$V_{Rd,c}(\min) = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) * bw * d = 362,3$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 420,7$$

$V_{Ed} = 366,2$  minore o uguale di  $V_{Rd,c} = 420,7$  verifica soddisfatta

• VERIFICA S.L.E.

Materiali			
B450C	C28/35		
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -1,386 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰	$\sigma_s$ 132,6 N/mm <sup>2</sup>	
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 15,87	$\epsilon_s$ 0,6631 ‰	
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8 ?	$d$ 234 cm	
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	$x$ 31,7 x/d 0,1355	
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6667	$\delta$ 0,7	
	$\tau_{c1}$ 1,971		



• VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto così come previsto al § 4.1.2.2.4.6 della DM 14-01-2018, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella C4.1.IV NTC).

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	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	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per la sezione in esame si ha:

Valore limite di apertura della fessura:  $w_2 = 0,30$  mm

Diametro barre armatura impiegate 16 mm  $\leq$  Diametro massimo delle barre: 16 mm

Spaziatura delle barre impiegate 200 mm  $\leq$  Spaziatura massima s delle barre: 200 mm

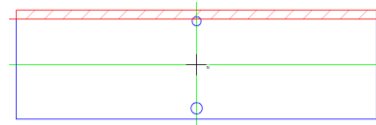
Tensione nell'acciaio: 132 MPa  $\leq$  Tensione limite acciaio: 240 MPa

VERIFICA SODDISFATTA

### 3.8.4 Verifica sezione n°2

#### • VERIFICA S.L.U.

Materiali		M <sub>xRd</sub> 649,3 kN m	
B450C	C28/35	$\sigma_c$ -18,67 N/mm <sup>2</sup>	
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_s$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰	$\epsilon_c$ 3,5 ‰	
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18,67	$\epsilon_s$ 34,35 ‰	
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8	d 54 cm	
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	x 4,994	x/d 0,09248
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6667	$\delta$ 0,7	
	$\tau_{c1}$ 1,971		



$M_{Ed} = 488,8$  kNm  $<$   $M_{Rd} = 649,3$  kNm

#### • VERIFICA A TAGLIO

G<sub>k</sub> 0 x1,00= 0 kN  
P<sub>k</sub> 0 x1,00= 0 kN  
Q<sub>k</sub> 0 x1,00= 0 kN  
A<sub>ed</sub> 366,2 x1,00= 366 kN  
**V<sub>Ed</sub> = 366 kN**

N<sub>sd</sub>= 0 KN sforzo normale

bw = 2,000 m larghezza (6.16)  
h = 0,600 m altezza totale  
c = 0,050 m copriferro  
d = 0,550 m altezza utile  
Ac = 1,20 mq area



Relazione di calcolo dei tubi di rilancio

$C_{Rd}$	= 0,12	MPa	= $0.18/\gamma_c$	<b>Armatura longitudinale tesa</b>		
$k$	= 1,60		$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ with $d$ in mm	$n$	$\phi$ [mm]	area
$k_1$	= 0,15			10,00	16	20,11
$\rho_l$	= 0,002		= $As_l/(b_w d)$			0,00
				$As_l =$	$\frac{0,00}{20,11}$	cmq
$\sigma_{cp}$	= 0,00		= $N_{sd}/A_c < 0.2f_{cd} =$	2,83 MPa		
$V_{min}$	= 0,36		= $0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$			

Resistenza a taglio

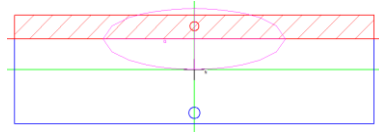
$$V_{Rd,c} = 390,7 \text{ kN} \quad \text{con:} \quad \begin{cases} V_{Rd,c}(\min) = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) * b_w * d = 390,7 \\ V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 351,1 \end{cases}$$

$V_{Ed} = 366,2$  minore o uguale di  $V_{Rd,c} = 390,7$  verifica soddisfatta

• VERIFICA S.L.E.

Materiali	
<b>B450C</b>	<b>C28/35</b>
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18,67
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6667
	$\tau_{c1}$ 1,971

$\sigma_c$	-4,27	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	200,1	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_s$	1,001	‰
$d$	54	cm
$x$	13,09	x/d 0,2424
	$\delta$	0,7431



• VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto così come previsto al § 4.1.2.2.4.6 della DM 14-01-2018, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella C4.1.IV NTC).

**Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione**

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione**

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	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>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per la sezione in esame si ha:

Valore limite di apertura della fessura:  $w_2 = 0,30$  mm

Diametro barre armatura impiegate 16 mm  $\leq$  Diametro massimo delle barre: 16 mm

Spaziatura delle barre impiegate 200 mm  $\leq$  Spaziatura massima  $s$  delle barre: 200 mm

Tensione nell'acciaio: 200 MPa  $\leq$  Tensione limite acciaio: 222 MPa

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 4 CONCLUSIONI

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.