

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE
DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

DIREZIONE TECNICA – CENTRO DI PRODUZIONE MILANO

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO-GALLARATE
QUADRUPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

OPERE IDRAULICHE DI ATTRAVERSAMENTO

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
MDL1	12	D	26	CL	ID00000	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	AutORIZZATO
A	Emissione Esecutiva	D. Cassani	Nov. 2010		Nov. 2010	S. Borelli		

File: MDL112D26CLID0000001_A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.2	DOCUMENTI CORRELATI	8
3.3	DOCUMENTI ANNULLATI	8
4	ALLEGATI	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
6	PARAMETRI GEOTECNICI	10
7	ALGORITMO DI CALCOLO	11
7.1	SPINTA ATTIVA	12
7.2	SPINTA A RIPOSO	13
7.3	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	13
8	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	15
8.1	CONDIZIONI DI CARICO – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA A DIRETTO CONTATTO CON LO SCATOLARE	15
8.2	CONDIZIONI DI CARICO – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 1 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO	21
8.3	CONDIZIONI DI CARICO – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 2 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO	27
8.4	CONDIZIONI DI CARICO – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 3 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO	33
8.5	COMBINAZIONI DI CARICO	39
9	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	42
9.1	VERIFICHE – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA A DIRETTO CONTATTO CON LO SCATOLARE	44
9.2	VERIFICHE – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 1 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO	45
9.3	VERIFICHE – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 2 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO	46



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO ID 00 00 001	REV. A	ALLEGATO 1 3 di 49
--	------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-----------------------

9.4	VERIFICHE – SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA + 3 M DI TERRENO DI RICOPRIMENTO.....	47
10	CALCOLO DELL'INCIDENZA DI ARMATURA.....	48
11	CONCLUSIONI.....	49

1 PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto il calcolo dei tombini idraulici $\phi 1500$ da realizzare nell'ambito dei lavori relativi al quadruplicamento della tratta Rho-Parabiago, intervento inserito nell'ambito del Progetto Definitivo per appalto integrato del potenziamento della Linea ferroviaria Rho-Arona.

Nella seguente tabella sono indicate le progressive alle quali verranno collocate le opere in progetto.

<i>WBS</i>	<i>Pk</i>	<i>Dimensioni</i>
IN07	2+745.35	1500 mm
INK7	5+035.28	1500 mm

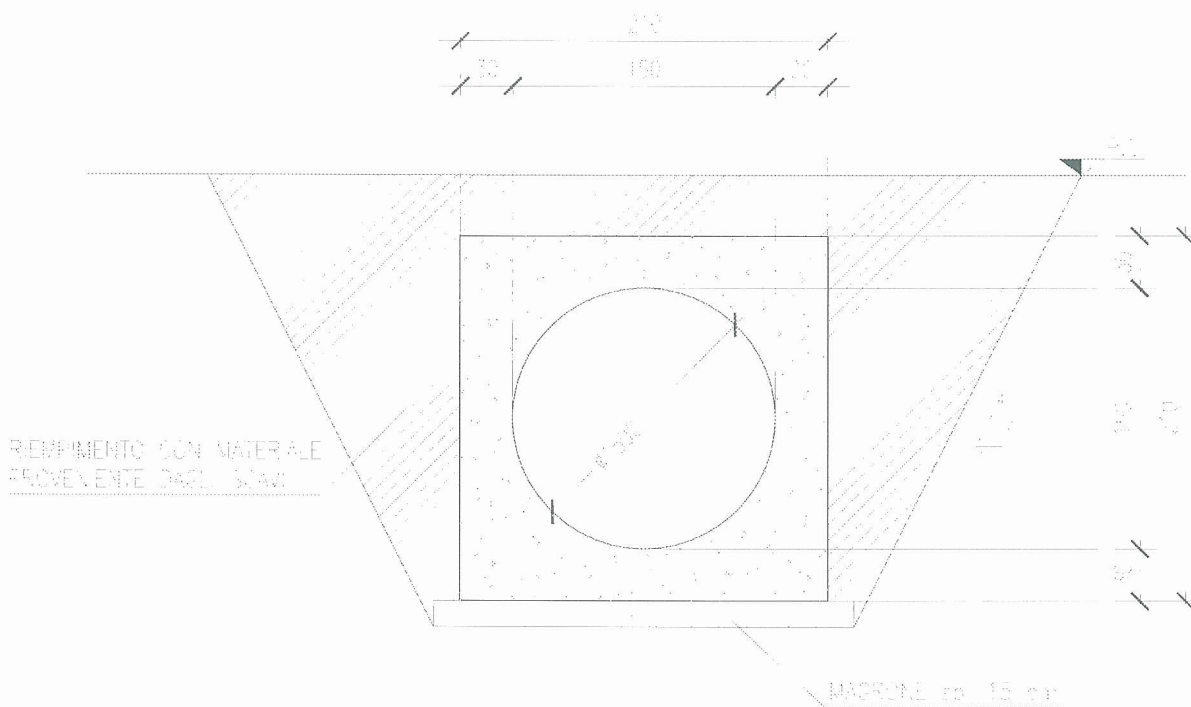


Figura 1 – Sezione tombino circolare $\phi 1500$

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	5 di 49

È stato condotto uno studio volto alla valutazione del comportamento di questo tombino sotto diverse condizioni di carico, per i seguenti ricoprimenti (casi nei quali rientrano i tombini analizzati nella presente relazione):

- Sovrastruttura ferroviaria a diretto contatto con lo scatolare
- Sovrastruttura ferroviaria + 1 m di terreno di ricoprimento
- Sovrastruttura ferroviaria + 2 m di terreno di ricoprimento
- Sovrastruttura ferroviaria + 3 m di terreno di ricoprimento.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di riportare i risultati relativi alle verifiche strutturali effettuate sulle opere in progetto.

Nei paragrafi successivi, dopo aver fornito una descrizione della tipologia di tombino sottoposto a verifica, si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati, i parametri geotecnici e le normative di riferimento; vengono illustrate, inoltre, le analisi delle strutture e vengono sviluppate le verifiche di resistenza e fessurazione.

Per il calcolo delle strutture è stato adoperato un grado di sismicità $S = 6$, ovvero un coefficiente di intensità sismica $c = 0.04$.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	7 di 49

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa di riferimento

Il dimensionamento e la verifica della struttura sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

Il dimensionamento e la verifica della struttura sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- Rif. [1] L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Rif. [2] D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [3] Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [4] D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Rif. [5] Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Rif. [6] D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Rif. [7] Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Rif. [8] L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Rif. [9] D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Rif. [10] Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 16/01/1996";
- Rif. [11] D.M. 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	8 di 49

Rif. [12] Circ. Min. 24/09/1988 n. 30483: "Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/03/1988";

Rif. [13] Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";

Rif. [14] Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";

Rif. [15] RFI - Divisione investimenti ingegneria civile: "Manuale di progettazione – Corpo stradale (RFI_DINIC_MA_CS_00_001_C)".

3.2 Documenti correlati

Alla presente relazione risultano correlati i seguenti documenti:

Rif. [16] MDL1_12_D_26_BZ_IN0000_001_A – "IN00 – Elaborati generali - Carpenteria tipo intervento".

3.3 Documenti annullati

Non sono presenti documenti annullati o superati.

4 ALLEGATI

Il documento non è corredato di allegati.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. ALLEGATO 1
 MDL1 12 D 26 CL ID 00 00 001 A 9 di 49

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche dei materiali impiegati.

TABELLA MATERIALI								
CALCESTRUZZI								
Tipo	Rapporto q/c max	Classe di lavorabilità	Tipo di cemento	Classe di resistenza minima $C_{fck}/f_{ck,lim}$	Classe di esposizione ambientale (senza EN 296)	Dimas inerti (mm)	Campi di Impiego	
B	3	0.55	S3-S4	CEM I+V	C28/35	XA1	---	- Canalette portacavi prefabbricate - Cunette prefabbricate - Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali
C	1	0.55	S4-S5	CEM I+V	C28/35	XC3	25	- Impalcati in c.a. ordinari - Solette in c.a. gettate in opera in elevazione - Predalle
	2	0.55	S3-S4	CEM I+V	C28/35	XC3	25	- Pile e spalle - Sacchioli e pulvini - Strutture in c.a. in elevazione
E	0.55	S3-S4	CEM III+V	C28/35	XA1	25	- Scatolari e tombini a sezione non circolare con luce ≤ 5 m - Tombini circolari	
G	1	0.55	S3-S4	CEM III+V	C28/35	XC3	25	- Muri di contropipa e sottoscarpa in c.a. (armatura ≥ 30 Kg/mc)
	2	0.60	S3-S4	CEM III+V	C25/30	XC2	25	- Muri contropipa/sottoscarpa debolmente armati (armatura < 30 Kg/mc) o non armati - Solette di fondo - Fondazioni armate - Rivestimenti di tubazioni
	4	0.60	S3-S4	CEM III+V	C25/30	XC2	---	- Curette gettate in opera, canalette e cordoli
H	1	0.60	S4-S5	CEM III+V	C25/30	XC2	32	- Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera
	2	0.60	S4-S5	CEM III+V	C25/30	XC2	32	- Pali di fondazione gettati in opera
I	---	---	CEM I+V	C12/15	XD	---	- Magrone di pulizia, riempimento o livellamento	
ACCIAIO								
ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTROSALDATE						FeB44k Controllato Saldabile $f_y/f_{yk} < 1.35$; (ft/f _y) medio > 1.13 Come da D.M. 9-1-96 dove f_y = Singolo valore tensione snerv. f_{yk} = Valore nominale di riferimento f_t = Singolo valore tensione rottura		
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA						FE 430 - FE 510		
ACCIAIO ARMONICO DI TIPO STABILIZZATO						f_{pk} 1855 MPa - $f_{p(1)k}$ 1640 MPa		
ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI ACCIAIO PER TRAVI DI RIPARTIZIONE						FE 430 FE 510		
BULLONI						VITE Classe 8.8; DADO Classe 8		
SALDATURE						Classe I; Elettrodi tipo E44/CL3		
PRESCRIZIONI								
COPRIFERRO NETTO								
- PALI DI FONDAZIONE E PARATIE		s=6.0 cm						
- STRUTTURE A CONTATTO CON IL TERRENO		s=4.0 cm						
- PILE E SPALLE		s=3.5 cm - per le superfici ispezionabili; s=4.0 cm - per i tratti a contatto con il terreno;						
- SETTI E SOLETTE IN ELEVAZIONE		s=3.5 cm						
- SOLETTE PER IMPALCATO DEI PONTI		s=3.5 cm - estradosso s=3.0 cm - intradosso						



Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	10 di 49

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Per i terreni interessati dall'opera (terreno di ricoprimento e di rinfiacco e terreno di fondazione) sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento alla relazione geotecnica generale ed al profilo geotecnico, per il terreno di fondazione si assumono i seguenti parametri cautelativi:

$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume naturale;
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata;
$\varphi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio;
$G_0 = 65 \text{ Mpa}$	modulo di taglio a piccole deformazioni
$\nu = 0,25$	modulo di Poisson.

Il calcolo del valore da attribuire alla costante di sottofondo è stato il seguente:

- il modulo di Young a piccole deformazioni è stato calcolato come: $E=2G(1+\nu) = 162,5 \text{ MPa}$;
- il modulo di Young associato al livello di deformazioni raggiunto dal terreno nel caso di opere di sostegno e fondazioni è pari a $E_0 = E/3 = 54,2 \text{ MPa}$;
- il valore della costante di sottofondo sono stati calcolati come: $k_w = E / ((1-\nu^2) \cdot B \cdot I_s) = 25347$

con

$$B = 2,10$$

$$L_{\max}/B = 29,79/2,10 \approx 14$$

$$I_s = 1,06$$

Nei calcoli si è assunto un valore di $k_w = 20000 \text{ KN/m}^3$

TERRENO DI RINFIANCO

Anche in questo caso si è fatto riferimento alle indicazioni fornite nella relazione geotecnica generale:

$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume naturale;
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata;
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio;

Nell'area alle quote di interesse non vi è presenza di falda.

7 ALGORITMO DI CALCOLO

Le analisi delle strutture sono state condotte mediante modelli di calcolo agli elementi finiti implementati nel software SAP 2000.

Si è studiata una fascia di scatolare di larghezza pari ad 1.00 m.

Il modelli sono stati realizzati mediante un numero di elementi frame in grado di discretizzare in maniera sufficientemente accurata la struttura in esame. La geometria e la disposizione degli elementi utilizzati sono indicate nella seguente figura.

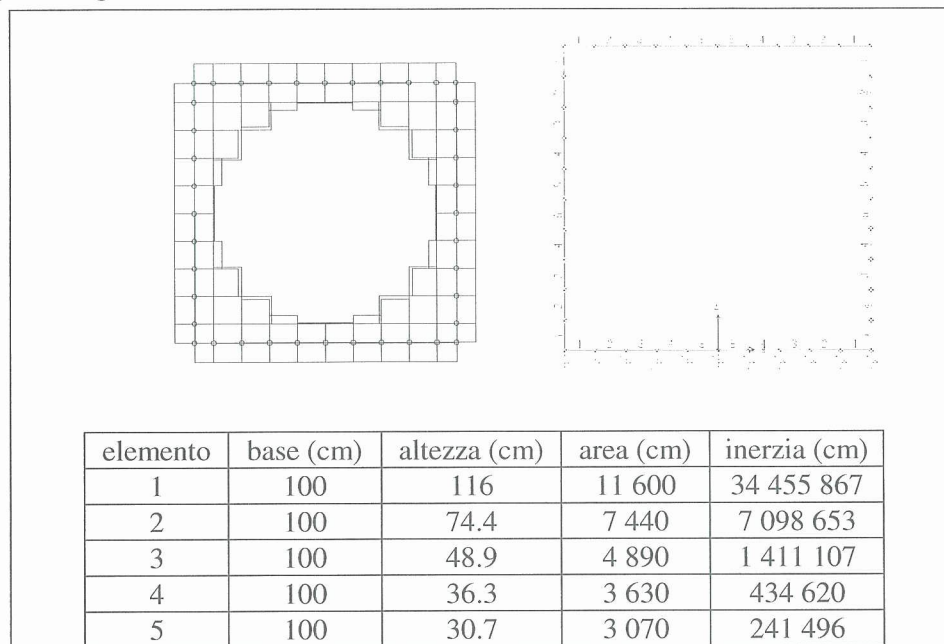



Figura 2 - Modello di calcolo

Il vincolo esercitato dal terreno di fondazione è stato modellato con delle molle di rigidezza pari a kw.

Le azioni rappresentate dalle spinte del terreno ai lati dei tombini sono state modellate come carichi applicati ai piedritti.

Di seguito si riportano le azioni considerate nei modelli.

	<p>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y</p>					
Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO ID 00 00 001	REV. A	ALLEGATO 1 12 di 49

7.1 Spinta attiva

Il calcolo del coefficiente di spinta attiva si è reso necessario per la determinazione delle sovra spinte sismiche da applicare al modello. In condizioni statiche, alla struttura sono state applicate delle spinte determinate utilizzando il coefficiente di spinta a riposo del terreno ai lati dello scatolare.

Per il calcolo della spinta attiva del terreno sui piedritti il modello di riferimento è quello di Coulomb.

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in esame il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_a = 0,27$$

mentre la pressione del terreno ad una generica profondità z vale

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	13 di 49

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

7.2 Spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Nel caso in esame questo vale:

$$K_0 = 0,43$$

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

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

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

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

7.3 Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S_i = A S' - S$$

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	14 di 49

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

8 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Nei paragrafi successivi si riportano, per il tombino in esame, le condizioni e combinazioni di carico utilizzate.

8.1 Condizioni di carico – Sovrastruttura ferroviaria a diretto contatto con lo scatolare

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per la verifica.

Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è calcolato, in automatico, dal programma di calcolo.

Elemento	Altezza (m)	γ (kN/m ³)	Peso elemento (kN/m)
1	1,16	25	29,00
2	0,74	25	18,60
3	0,49	25	12,23
4	0,36	25	9,08
5	0,31	25	7,68

Carichi permanenti portati

Il peso dei carichi permanenti è stato calcolato considerando un peso specifico mediato proporzionalmente agli spessori del ballast e del super compattato, ed attribuendo un $\gamma = 20$ kN/m³ al terreno di ricoprimento dello scatolare.

$$q_{pp} = h_b \gamma_b + h_r \gamma_r = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- h_b = spessore del ballast; (0.80 m)
- γ_b = peso specifico del ballast (18 kN/mc)
- h_r = spessore del terreno di ricoprimento; (0 m)
- γ_r = peso specifico del terreno di ricoprimento (20 kN/mc)

Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito, come indicato nella figura seguente, da:

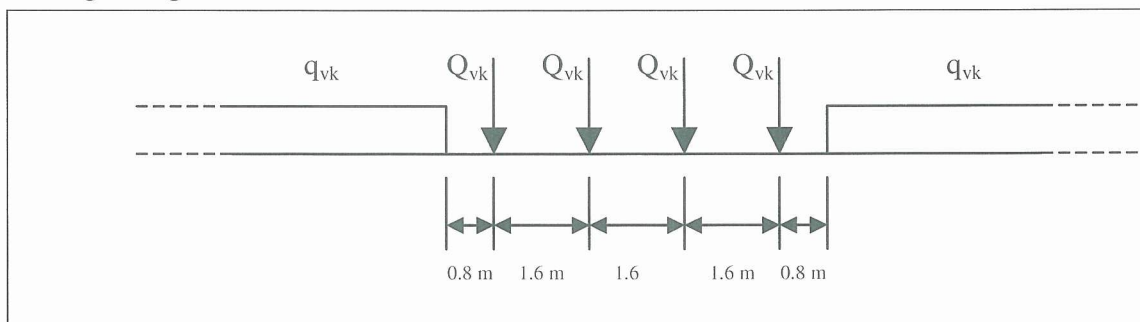


Figura 3 - Treno di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m ($Q_{vk} = 250 \text{ kN}$);
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata ($q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$).

In direzione longitudinale i carichi concentrati vengono considerati come carichi uniformemente ripartiti.

In direzione trasversale i carichi vengono ripartiti, a partire da una dimensione pari a 2.40 m, fino al piano medio del traverso di copertura dello scatolare, adottando una diffusione di 4:1 all'interno dello strato di ballast, di 3:2 nello strato di terreno di ricoprimento e di 1/1 nello spessore del traverso di copertura dello scatolare; per cui si avrà una larghezza, in direzione trasversale, sulla quale andranno distribuiti i carichi pari a:

$$\Delta L = 2.40 + 2(h_b/4 + 2h_r/3 + s_t/2) = 3,1 \text{ m}$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (sottotraversa);
- h_r = spessore del ricoprimento del tombino;
- s_t = spessore del traverso di copertura.

Lo scatolare è stato assimilato ad un ponte di categoria A, pertanto i carichi sopra descritti (valori caratteristici) devono essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.1$ (funzione del modello e della categoria del ponte).

Il carico ferroviario deve inoltre essere maggiorato attraverso un coefficiente di incremento dinamico che nel caso specifico è pari a $\phi_3 = 1.35$

Tenendo conto della ripartizione del carico Q_{vk} sulla propria superficie di influenza (1.60 m) e della ripartizione trasversale fino al piano medio del traverso di copertura (ΔL), il carico verticale a mq, uniformemente distribuito, da considerare sul traverso di copertura è pari a:

$$Q_{sf} = (\alpha * Q_{vk} * \phi) / (1.6 * \Delta L) = 74,8 \text{ kN/mq}$$

$$q_{sf} = (\alpha * q_{vk} * \phi) / (\Delta L) = 38,3 \text{ kN/mq}$$

Spinta a riposo del terreno sui piedritti

A ciascun piedritto è stato applicato il diagramma di spinta indicato in figura.

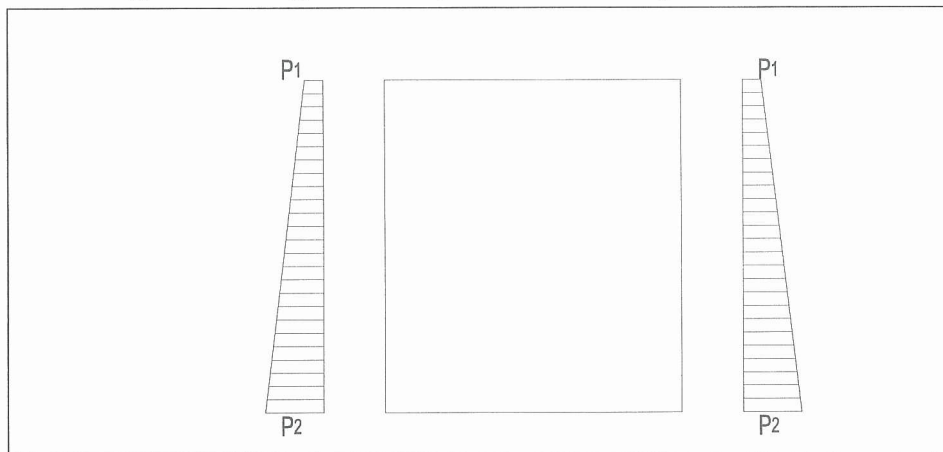


Figura 4 - Diagrammi delle spinte applicate ai piedritti

con


$$P1 = q_{pp} * K_0 + \gamma K_0 s/2 = 7,42 \text{ kN/m}$$

$$P2 = P1 + \gamma K_0 h = 22,77 \text{ KN/m}$$

Spinta a riposo da LM71 sul piedritto sinistro

Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisce diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_0 = K_0 * ((\alpha * Q_{vk}) / (1.6 * \Delta L)) = 23,64 \text{ kN/mq}$$

	<p>POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y</p>												
<p>Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>ALLEGATO 1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>MDL1</td> <td>12</td> <td>D 26 CL</td> <td>ID 00 00 001</td> <td>A</td> <td>18 di 49</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	18 di 49
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1								
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	18 di 49								

Avviamento treno LM71

Tra le azioni di avviamento e frenatura dei vari convogli di progetto, si considera quella relativa al convoglio LM71 per coerenza con il tipo di convoglio adottato per il calcolo delle spinte sul piedritto e delle azioni agenti sulla soletta di copertura.

La forza di avviamento per il convoglio in esame è pari a $Q_{lb,k} = 33 \text{ kN/m}$.

Tale azione, agisce in sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso e si trasferisce, attraverso opportuna distribuzione di seguito riportata, nella soletta superiore dello scatolare sotto forma di azione assiale.

$$q_{fsw2} = Q_{lb,k} / \Delta L = 10,65 \text{ kN/mq}$$

Variatione termica uniforme sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura.

Variatione termica a farfalla sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica a farfalla $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura.

Ritiro

La soletta superiore si considera soggetta ad un ritiro differenziale. Il ritiro finale viene posto pari a $\epsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3}$, valore di normativa nel caso $\alpha \geq 60 \text{ cm}$, $t_0 = 1-7 \text{ gg}$ umidità relativa pari al 55%. Ai fini del calcolo l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura; si ha:

$$\epsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = 0.31 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 10^{-5}) = 31^\circ\text{C}$$

nel rispetto della normativa FS vigente, trattandosi di un fenomeno lento, l'effetto del ritiro si determina considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari a $1/3E$. Pertanto, per comodità di calcolo, per utilizzare un unico valore del modulo di elasticità E , si considera un valore di ΔT equivalente pari a $1/3\Delta T = 10.33^\circ\text{C}$.

Incremento sismico della spinta del terreno

Tale incremento è calcolato a partire dai coefficienti di spinta attiva in condizione statica ($k_a = 0,27$) e sismica ($k_{as} = 0,29$).

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S_i = A S' - S$$

dove il coefficiente A si è posto pari ad 1,00.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza della parete, per tale motivo, ai piedritti sono stati applicati i diagrammi di spinta riportati in figura.

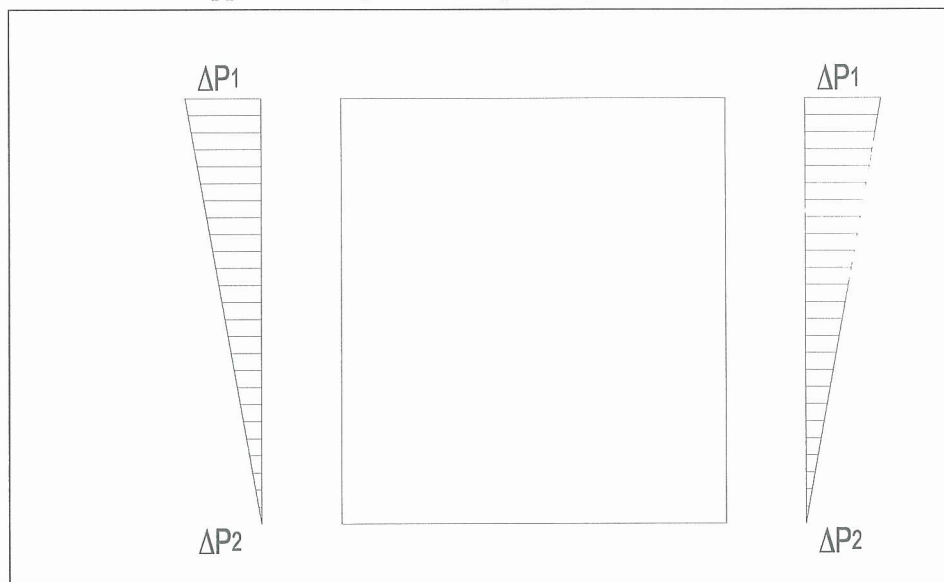


Figura 5 - Diagrammi delle sovraspinte sismiche applicate ai piedritti

Si ottiene:

$$P1_a = q_{pp}K_a + \gamma K_a s_t/2 = 4,70 \text{ kN/m}^2$$

$$P2_a = P1_a + \gamma K_a h = 14,42 \text{ kN/m}^2$$

$$S = (P1_a + P2_a)h/2 = 17,2 \text{ kN/m}$$

$$P'1 = q_{pp} * K_{as} + \gamma K_{as} s_{sol}/2 = 5,05 \text{ kN/m}^2$$

$$P'2 = P'1 + \gamma K_{as} h = 15,5 \text{ kN/m}^2$$

$$S' = (P'1 + P'2)h/2 = 18,48 \text{ kN/m}$$

$$\Delta S = S' - S = 1,27 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P1 = 2\Delta S/h = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

Treno sismico

Il treno supposto presente sulla traversa durante il sisma è schematizzato attraverso un carico verticale uniforme pari a $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$. Il treno sismico darà luogo ad un carico verticale uniformemente distribuito sul traverso di copertura pari a:

$$q_{\text{sismico}} = q_{vk} / \Delta L = 25,8 \text{ kN/mq}$$

Spinta da treno sismico sui piedritti

La spinta sui piedritti in presenza del treno sismico è stata valutata come somma della spinta attiva e dell'incremento di spinta dovuto al sisma. Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisca diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha:

$$\sigma_a = K_a * q_{\text{sismico}} = 6,97 \text{ kN/mq}$$

$$\Delta\sigma_{as} = \Delta K_{as} * q_{\text{sismico}} = 0,52 \text{ kN/mq}$$

$$\sigma_s = \sigma_a + \Delta\sigma_{as} = 7,48 \text{ kN/mq}$$

Sisma verticale

Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I (W_{\text{soletta}} + W_{\text{perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 4,58 \text{ kN/m}^2$$

Inerzie sismiche

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C (W_{\text{soletta}} + W_{\text{perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 1,91 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = W \cdot C \cdot 0.3 \text{ kN/m}^2$$

8.2 Condizioni di carico – Sovrastruttura ferroviaria + 1 m di terreno di ricoprimento

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per la verifica.

Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è calcolato, in automatico, dal programma di calcolo.

Elemento	Altezza (m)	γ (kN/m ³)	Peso elemento (kN/m)
1	1,16	25	29,00
2	0,74	25	18,60
3	0,49	25	12,23
4	0,36	25	9,08
5	0,31	25	7,68

Carichi permanenti portati

Il peso dei carichi permanenti è stato calcolato considerando un peso specifico mediato proporzionalmente agli spessori del ballast e del super compattato, ed attribuendo un $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ al terreno di ricoprimento dello scatolare.

$$q_{pp} = h_b \gamma_b + h_r \gamma_r = 34.4 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (0.80 m);
- γ_b = peso specifico del ballast (18 kN/mc);
- h_r = spessore del terreno di ricoprimento (1 m);
- γ_r = peso specifico del terreno di ricoprimento (20 kN/mc).

Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito, come indicato nella figura seguente, da:

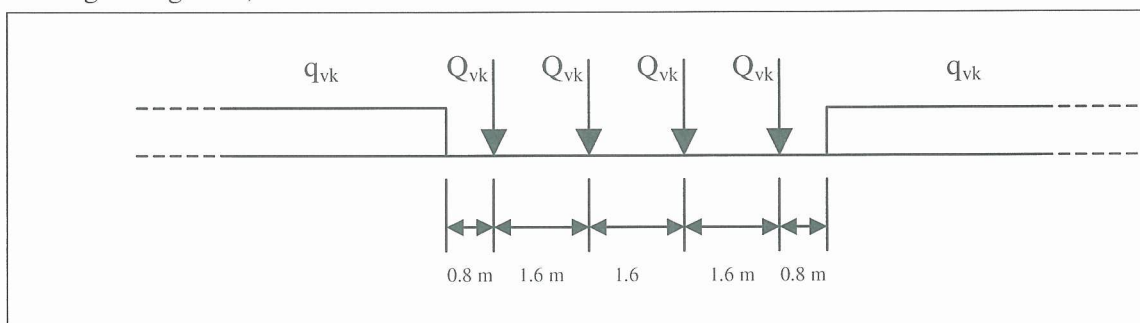


Figura 6 - Treno di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m ($Q_{vk} = 250$ kN);
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata ($q_{vk} = 80$ kN/m).

In direzione longitudinale i carichi concentrati vengono considerati come carichi uniformemente ripartiti.

In direzione trasversale i carichi vengono ripartiti, a partire da una dimensione pari a 2.40 m, fino al piano medio del traverso di copertura dello scatolare, adottando una diffusione di 4:1 all'interno dello strato di ballast, di 3:2 nel terreno di ricoprimento e di 1/1 nello spessore del traverso di copertura dello scatolare; per cui si avrà una larghezza, in direzione trasversale, sulla quale andranno distribuiti i carichi pari a:

$$\Delta L = 2.40 + 2(h_b/4 + 2h_r/3 + s_t/2) = 4.43 \text{ m.}$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (sottotraversa);
- h_r = spessore del ricoprimento del tombino;
- s_t = spessore del traverso di copertura.

Lo scatolare è stato assimilato ad un ponte di categoria A, pertanto i carichi sopra descritti (valori caratteristici) devono essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.1$ (funzione del modello e della categoria del ponte).

Il carico ferroviario deve inoltre essere maggiorato attraverso un coefficiente di incremento dinamico che nel caso specifico è pari a $\phi_3 = 1.35$

Tenendo conto della ripartizione del carico Q_{vk} sulla propria superficie di influenza (1.60 m) e della ripartizione trasversale fino al piano medio del traverso di copertura (ΔL), il carico verticale a mq, uniformemente distribuito, da considerare sul traverso di copertura è pari a:

$$Q_{sf} = (\alpha * Q_{vk} * \phi) / (1.6 * \Delta L) = 52,3 \text{ kN/mq}$$

$$q_{sf} = (\alpha * q_{vk} * \phi) / (\Delta L) = 26,8 \text{ kN/mq}$$

Spinta a riposo del terreno sui piedritti

A ciascun piedritto è stato applicato il diagramma di spinta indicato in figura.

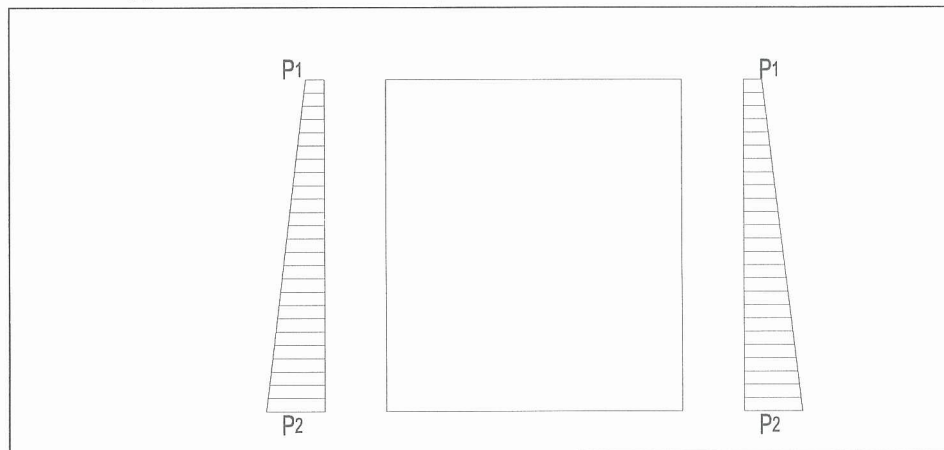


Figura 7 - Diagrammi delle spinte applicate ai piedritti

con

$$P1 = q_{pp} * K_0 + \gamma K_0 s_{sol} / 2 = 15,95 \text{ kN/m}$$

$$P2 = P1 + \gamma K_0 h = 31,3 \text{ kN/m}$$


Spinta a riposo da LM71 sul piedritto sinistro

Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisce diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_0 = K_0 * ((\alpha * Q_{vk}) / (1.6 * \Delta L)) = 16,53 \text{ kN/mq}$$

Avviamento treno LM71

Tra le azioni di avviamento e frenatura dei vari convogli di progetto, si considera quella relativa al convoglio LM71 per coerenza con il tipo di convoglio adottato per il calcolo delle spinte sul piedritto e delle azioni agenti sulla soletta di copertura.

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y					
	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO ID 00 00 001	REV. A

La forza di avviamento per il convoglio in esame è pari a $Q_{lb,k} = 33 \text{ kN/m}$.

Tale azione, agisce in sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso e si trasferisce, attraverso opportuna distribuzione di seguito riportata, nella soletta superiore dello scatolare sotto forma di azione assiale.

$$q_{fsw2} = Q_{lb,k} / \Delta L = 7,44 \text{ kN/mq}$$

Variazione termica uniforme sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura.

Variazione termica a farfalla sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica a farfalla $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura

Ritiro

La soletta superiore si considera soggetta ad un ritiro differenziale. Il ritiro finale viene posto pari a $\epsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3}$, valore di normativa nel caso $\alpha \geq 60 \text{ cm}$, $t_0 = 1-7$ gg umidità relativa pari al 55%. Ai fini del calcolo l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura; si ha:

$$\epsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = 0.31 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 10^{-5}) = 31^\circ\text{C}$$

nel rispetto della normativa FS vigente, trattandosi di un fenomeno lento, l'effetto del ritiro si determina considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari a $1/3E$. Pertanto, per comodità di calcolo, per utilizzare un unico valore del modulo di elasticità E , si considera un valore di ΔT equivalente pari a $1/3\Delta T = 10.33^\circ\text{C}$.

Incremento sismico della spinta del terreno

Tale incremento è calcolato a partire dai coefficienti di spinta attiva in condizione statica ($k_a = 0,27$) e sismica ($k_{as} = 0,29$).

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	25 di 49

$$\Delta S = A S' - S$$

dove il coefficiente A si è posto pari ad 1,00.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza della parete, per tale motivo, ai piedritti sono stati applicati i diagrammi di spinta riportati in figura.

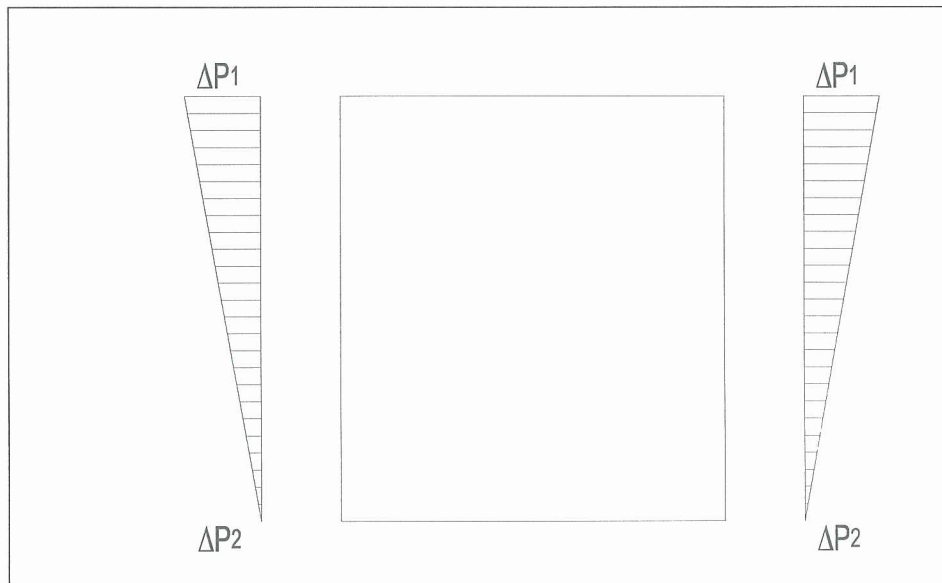


Figura 8 - Diagrammi delle sovraspinte sismiche applicate ai piedritti

Con

$$S = (P1_a + P2_a)h/2 = 26,92 \text{ KN/m}$$

$$S' = (P'1 + P'2)h/2 = 28,92 \text{ KN/m}$$

$$P1_a = q_{pp} * K_a + \gamma K_a s_{sol}/2 = 10,1 \text{ KN/m}^2$$

$$P2_a = P1_a + \gamma K_a h = 19,8 \text{ KN/m}^2$$

$$P'1 = q_{pp} * K_{as} + \gamma K_{as} s_{sol}/2 = 10,8 \text{ KN/m}^2$$

$$P'2 = P'1 + \gamma K_{as} h = 21,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta S = S' - S = 1,99 \text{ KN/m}$$

$$\Delta P1 = 2 * \Delta S/h = 2,22 \text{ KN/m}^2$$

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	26 di 49

Treno sismico

Il treno supposto presente sulla traversa durante il sisma è schematizzato attraverso un carico verticale uniforme pari a $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$. Il treno sismico darà luogo ad un carico verticale uniformemente distribuito sul traverso di copertura pari a:

$$q_{\text{sismico}} = q_{vk} / \Delta L = 18,05 \text{ kN/mq}$$

Spinta da treno sismico sui piedritti

La spinta sui piedritti in presenza del treno sismico è stata valutata come somma della spinta attiva e dell'incremento di spinta dovuto al sisma. Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisca diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_a = K_a * q_{\text{sismico}} = 4,87 \text{ kN/mq}$$

$$\Delta\sigma_{as} = \Delta K_{as} * q_{\text{sismico}} = 0,36 \text{ kN/mq}$$

$$\sigma_s = \sigma_a + \Delta\sigma_{as} = 5,23 \text{ kN/mq}$$

Sisma verticale

Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I (W_{\text{soletta}} + W_{\text{p.perm.}} + W_{\text{tr.sism}}) = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

Inerzie sismiche

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C (W_{\text{sol.}} + W_{\text{perm.}} + W_{\text{tr.sism}}) = 2,40 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = W \cdot C \cdot 0,3 \text{ kN/m}^2$$

8.3 Condizioni di carico – Sovrastruttura ferroviaria + 2 m di terreno di ricoprimento

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per la verifica.

Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è calcolato, in automatico, dal programma di calcolo.

Elemento	Altezza (m)	γ (kN/m ³)	Peso elemento (kN/m)
1	1,16	25	29,00
2	0,74	25	18,60
3	0,49	25	12,23
4	0,36	25	9,08
5	0,31	25	7,68

Carichi permanenti portati

Il peso dei carichi permanenti è stato calcolato considerando un peso specifico mediato proporzionalmente agli spessori del ballast e del super compattato, ed attribuendo un $\gamma = 20$ KN/m³ al terreno di ricoprimento dello scatolare.

$$q_{pp} = h_b \gamma_b + h_r \gamma_r = 54.4 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (0.80 m);
- γ_b = peso specifico del ballast (18 kN/mc);
- h_r = spessore del terreno di ricoprimento (2 m);
- γ_r = peso specifico del terreno di ricoprimento (20 kN/mc).

Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito, come indicato nella figura seguente, da:

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	28 di 49

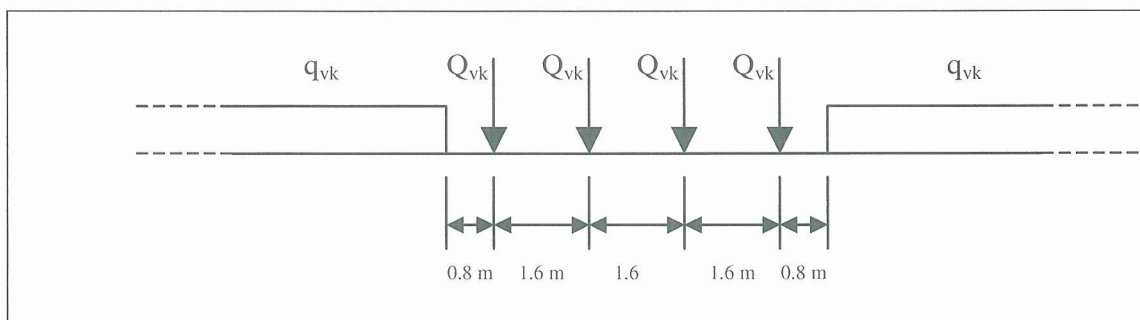


Figura 9 - Treno di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m ($Q_{vk} = 250$ kN);
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata ($q_{vk} = 80$ kN/m).

In direzione longitudinale i carichi concentrati vengono considerati come carichi uniformemente ripartiti.

In direzione trasversale i carichi vengono ripartiti, a partire da una dimensione pari a 2.30 m, fino al piano medio del traverso di copertura dello scatolare, adottando una diffusione di 4:1 all'interno dello strato di ballast e di 1/1 nello spessore del traverso di copertura dello scatolare; per cui si avrà una larghezza, in direzione trasversale, sulla quale andranno distribuiti i carichi pari a:

$$\Delta L = 2.40 + 2x(h_b/4 + 2h_r/3 s_t/2) = 5,77 \text{ m.}$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (sottotraversa);
- h_r = spessore del ricoprimento del tombino;
- s_t = spessore del traverso di copertura.

Lo scatolare è stato assimilato ad un ponte di categoria A, pertanto i carichi sopra descritti (valori caratteristici) devono essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.1$ (funzione del modello e della categoria del ponte).

Il carico ferroviario deve inoltre essere maggiorato attraverso un coefficiente di incremento dinamico che nel caso specifico è pari a $\phi_3 = 1.35$

Tenendo conto della ripartizione del carico Q_{vk} sulla propria superficie di influenza (1.60 m) e della ripartizione trasversale fino al piano medio del traverso di copertura (ΔL), il carico verticale a mq, uniformemente distribuito, da considerare sul traverso di copertura è pari a:

$$Q_{sf} = (\alpha * Q_{vk} * \phi) / (1.6 * \Delta L) = 40,2 \text{ kN/mq}$$

$$q_{sf} = (\alpha * q_{vk} * \phi) / (\Delta L) = 20,6 \text{ kN/mq}$$

Spinta a riposo del terreno sui piedritti

A ciascun piedritto è stato applicato il diagramma di spinta indicato in figura.

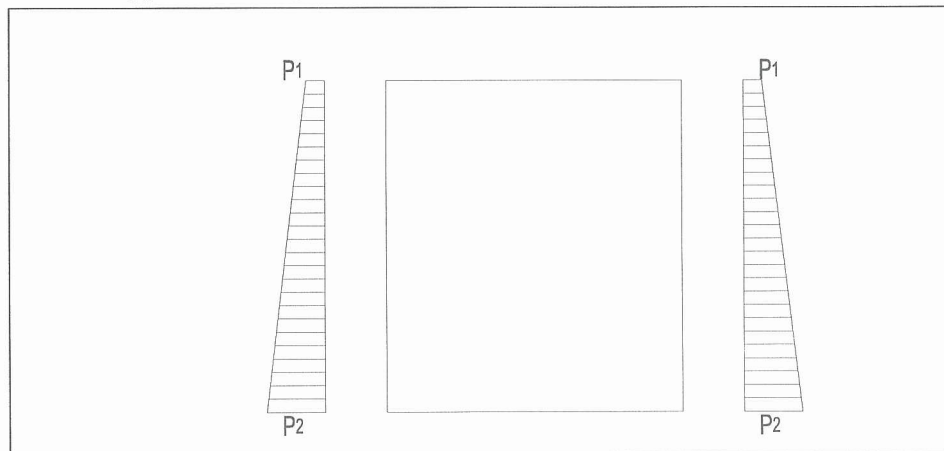


Figura 10 - Diagrammi delle spinte applicate ai piedritti

con

$$P1 = q_{pp} * K_0 + \gamma K_0 s_{sol}/2 = 24,5 \text{ KN/m}$$

$$P2 = P1 + \gamma K_0 h = 39,8 \text{ KN/m}$$


Spinta a riposo da LM71 sul piedritto sinistro

Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisce diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_0 = K_0 * ((\alpha * Q_{vk}) / (1.6 * \Delta L)) = 12,71 \text{ kN/mq}$$

Avviamento treno LM71

Tra le azioni di avviamento e frenatura dei vari convogli di progetto, si considera quella relativa al convoglio LM71 per coerenza con il tipo di convoglio adottato per il calcolo delle spinte sul piedritto e delle azioni agenti sulla soletta di copertura.

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y					
	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO ID 00 00 001	REV. A

La forza di avviamento per il convoglio in esame è pari a $Q_{lb,k} = 33 \text{ kN/m}$.

Tale azione, agisce in sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso e si trasferisce, attraverso opportuna distribuzione di seguito riportata, nella soletta superiore dello scatolare sotto forma di azione assiale.

$$q_{fsw2} = Q_{lb,k} / \Delta L = 10,65 \text{ kN/mq}$$

Variatione termica uniforme sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura.

Variatione termica a farfalla sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica a farfalla $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura

Ritiro

La soletta superiore si considera soggetta ad un ritiro differenziale. Il ritiro finale viene posto pari a $\epsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3}$, valore di normativa nel caso $\alpha \geq 60 \text{ cm}$, $t_0 = 1-7 \text{ gg}$ umidità relativa pari al 55%. Ai fini del calcolo l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura; si ha:

$$\epsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = 0.31 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 10^{-5}) = 31^\circ\text{C}$$

nel rispetto della normativa FS vigente, trattandosi di un fenomeno lento, l'effetto del ritiro si determina considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari a $1/3E$. Pertanto, per comodità di calcolo, per utilizzare un unico valore del modulo di elasticità E , si considera un valore di ΔT equivalente pari a $1/3\Delta T = 10.33^\circ\text{C}$.

Incremento sismico della spinta del terreno

Tale incremento è calcolato a partire dai coefficienti di spinta attiva in condizione statica ($k_a = 0,27$) e sismica ($k_{as} = 0,29$).

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S_i = A S' - S$$

dove il coefficiente A si è posto pari ad 1,00.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza della parete, per tale motivo, ai piedritti sono stati applicati i diagrammi di spinta riportati in figura.

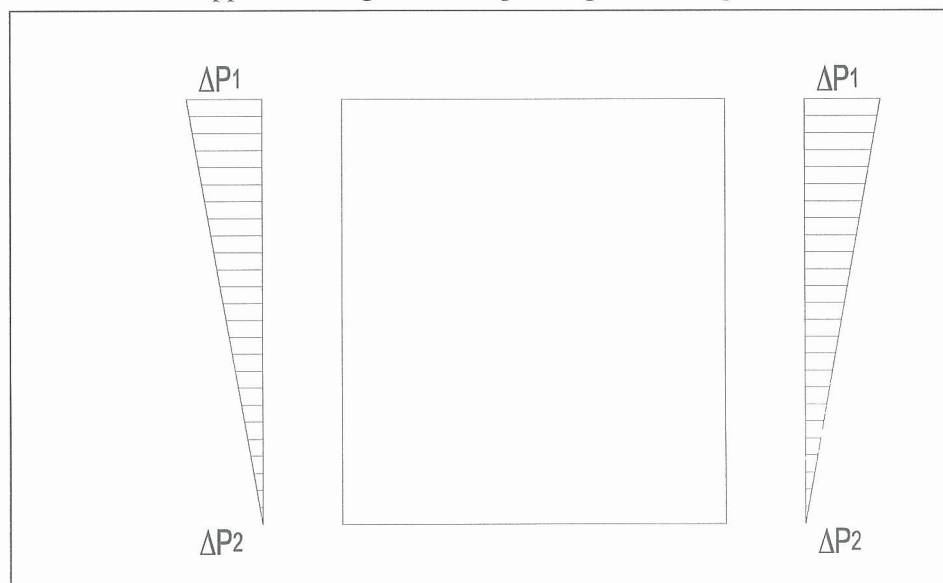


Figura 11 - Diagrammi delle sovraspinte sismiche applicate ai piedritti

Con

$$S = (P1_a + P2_a)h/2 = 36,64 \text{ kN/m}$$

$$S' = (P'1 + P'2)h/2 = 39,36 \text{ kN/m}$$

$$P1_a = q_{pp} * K_a + \gamma K_a s_{sol}/2 = 15,5 \text{ kN/m}^2$$

$$P2_a = P1_a + \gamma K_a h = 25,2 \text{ kN/m}^2$$

$$P'1 = q_{pp} * K_{as} + \gamma K_{as} s_{sol}/2 = 16,6 \text{ kN/m}^2$$

$$P'2 = P'1 + \gamma K_{as} h = 27,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta S = S' - S = 2,71 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P1 = 2 * \Delta S/h = 3,02 \text{ kN/m}^2$$

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	32 di 49

Treno sismico

Il treno supposto presente sulla traversa durante il sisma è schematizzato attraverso un carico verticale uniforme pari a $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$. Il treno sismico darà luogo ad un carico verticale uniformemente distribuito sul traverso di copertura pari a:

$$q_{\text{sismico}} = q_{vk} / \Delta L = 13,8 \text{ kN/mq}$$

Spinta da treno sismico sui piedritti

La spinta sui piedritti in presenza del treno sismico è stata valutata come somma della spinta attiva e dell'incremento di spinta dovuto al sisma. Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisca diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_a = K_a * q_{\text{sismico}} = 3,75 \text{ kN/mq}$$

$$\Delta\sigma_{as} = \Delta K_{as} * q_{\text{sismico}} = 0,28 \text{ kN/mq}$$

$$\sigma_s = \sigma_a + \Delta\sigma_{as} = 4,02 \text{ kN/mq}$$

Sisma verticale

Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot (W_{\text{soletta}} + W_{\text{p.perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

Inerzie sismiche

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C \cdot (W_{\text{soletta}} + W_{\text{perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 3,03 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = W \cdot C = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

8.4 Condizioni di carico – Sovrastruttura ferroviaria + 3 m di terreno di ricoprimento

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per la verifica.

Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura è calcolato, in automatico, dal programma di calcolo.

Elemento	Altezza (m)	γ (kN/m ³)	Peso elemento (kN/m)
1	1,16	25	29,00
2	0,74	25	18,60
3	0,49	25	12,23
4	0,36	25	9,08
5	0,31	25	7,68

Carichi permanenti portati

Il peso dei carichi permanenti è stato calcolato considerando un peso specifico mediato proporzionalmente agli spessori del ballast e del super compattato, ed attribuendo un $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ al terreno di ricoprimento dello scatolare.

$$q_{pp} = h_b \gamma_b + h_r \gamma_r = 74.4 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (0.80 m);
- γ_b = peso specifico del ballast (18 kN/mc);
- h_r = spessore del terreno di ricoprimento (3 m);
- γ_r = peso specifico del terreno di ricoprimento (20 kN/mc).

Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito, come indicato nella figura seguente, da:

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	34 di 49

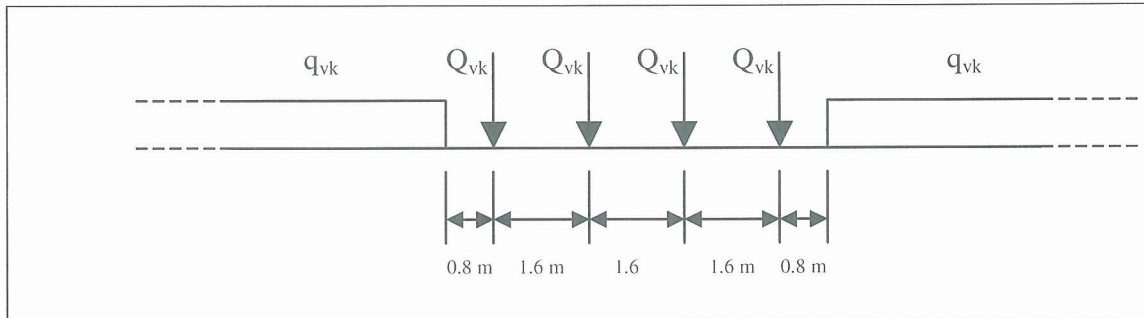


Figura 12 - Treno di carico LM71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m ($Q_{vk} = 250$ kN);
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata ($q_{vk} = 80$ kN/m).

In direzione longitudinale i carichi concentrati vengono considerati come carichi uniformemente ripartiti.

In direzione trasversale i carichi vengono ripartiti, a partire da una dimensione pari a 2.40 m, fino al piano medio del traverso di copertura dello scatolare, adottando una diffusione di 4:1 all'interno dello strato di ballast e di 1/1 nello spessore del traverso di copertura dello scatolare; per cui si avrà una larghezza, in direzione trasversale, sulla quale andranno distribuiti i carichi pari a:

$$\Delta L = 2.40 + 2(h_b/4 + 2h_r/3 s_t/2) = 7,1 \text{ m.}$$

dove:

- h_b = spessore del ballast (sottotraversa);
- h_r = spessore del ricoprimento del tombino;
- s_t = spessore del traverso di copertura.

Lo scatolare è stato assimilato ad un ponte di categoria A, pertanto i carichi sopra descritti (valori caratteristici) devono essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento $\alpha = 1.1$ (funzione del modello e della categoria del ponte).

Il carico ferroviario deve inoltre essere maggiorato attraverso un coefficiente di incremento dinamico che nel caso specifico è pari a $\phi_3 = 1.35$

Tenendo conto della ripartizione del carico Q_{vk} sulla propria superficie di influenza (1.60 m) e della ripartizione trasversale fino al piano medio del traverso di copertura (ΔL), il carico verticale a mq, uniformemente distribuito, da considerare sul traverso di copertura è pari a:

$$Q_{sf} = (\alpha * Q_{vk} * \phi) / (1.6 * \Delta L) = 32,7 \text{ kN/mq}$$

$$q_{sf} = (\alpha * q_{vk} * \phi) / (\Delta L) = 16,7 \text{ kN/mq}$$

Spinta a riposo del terreno sui piedritti

A ciascun piedritto è stato applicato il diagramma di spinta indicato in figura.

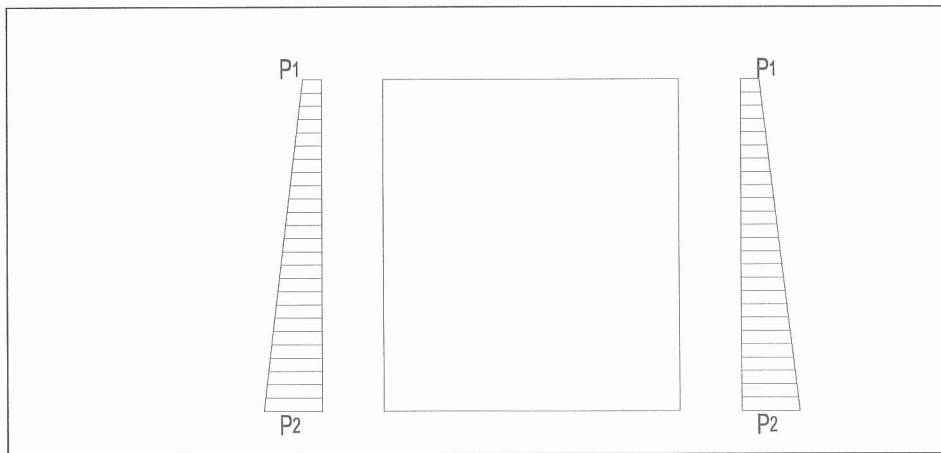


Figura 13 - Diagrammi delle spinte applicate ai piedritti

con

$$P1 = q_{pp} * K_0 + \gamma K_0 s / 2 = 33,0 \text{ kN/m}$$

$$P2 = P1 + \gamma K_0 h = 48,4 \text{ kN/m}$$

Spinta a riposo da LM71 sul piedritto sinistro

Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisce diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_0 = K_0 * ((\alpha * Q_{vk}) / (1.6 * \Delta L)) = 10,32 \text{ kN/mq}$$

Avviamento treno LM71

Tra le azioni di avviamento e frenatura dei vari convogli di progetto, si considera quella relativa al convoglio LM71 per coerenza con il tipo di convoglio adottato per il calcolo delle spinte sul piedritto e delle azioni agenti sulla soletta di copertura.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	36 di 49

La forza di avviamento per il convoglio in esame è pari a $Q_{lb,k} = 33 \text{ kN/m}$.

Tale azione, agisce in sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso e si trasferisce, attraverso opportuna distribuzione di seguito riportata, nella soletta superiore dello scatolare sotto forma di azione assiale.

$$q_{ISW2} = Q_{lb,k} / \Delta L = 4,65 \text{ kN/mq}$$

Variatione termica uniforme sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura.

Variatione termica a farfalla sul traverso di copertura

L'effetto delle azioni climatiche viene schematizzato attraverso l'applicazione di una variazione termica a farfalla $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ sul traverso di copertura

Ritiro

La soletta superiore si considera soggetta ad un ritiro differenziale. Il ritiro finale viene posto pari a $\epsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3}$, valore di normativa nel caso $\alpha \geq 60 \text{ cm}$, $t_0 = 1-7 \text{ gg}$ umidità relativa pari al 55%. Ai fini del calcolo l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura; si ha:

$$\epsilon_{cs} = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = 0.31 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 10^{-5}) = 31^\circ\text{C}$$

nel rispetto della normativa FS vigente, trattandosi di un fenomeno lento, l'effetto del ritiro si determina considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari a $1/3E$. Pertanto, per comodità di calcolo, per utilizzare un unico valore del modulo di elasticità E , si considera un valore di ΔT equivalente pari a $1/3\Delta T = 10.33^\circ\text{C}$.

Incremento sismico della spinta del terreno

Tale incremento è calcolato a partire dai coefficienti di spinta attiva in condizione statica ($k_a = 0,27$) e sismica ($k_{as} = 0,29$).

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	37 di 49

$$\Delta S = A S' - S$$

dove il coefficiente A si è posto pari ad 1,00.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza della parete, per tale motivo, ai piedritti sono stati applicati i diagrammi di spinta riportati in figura.

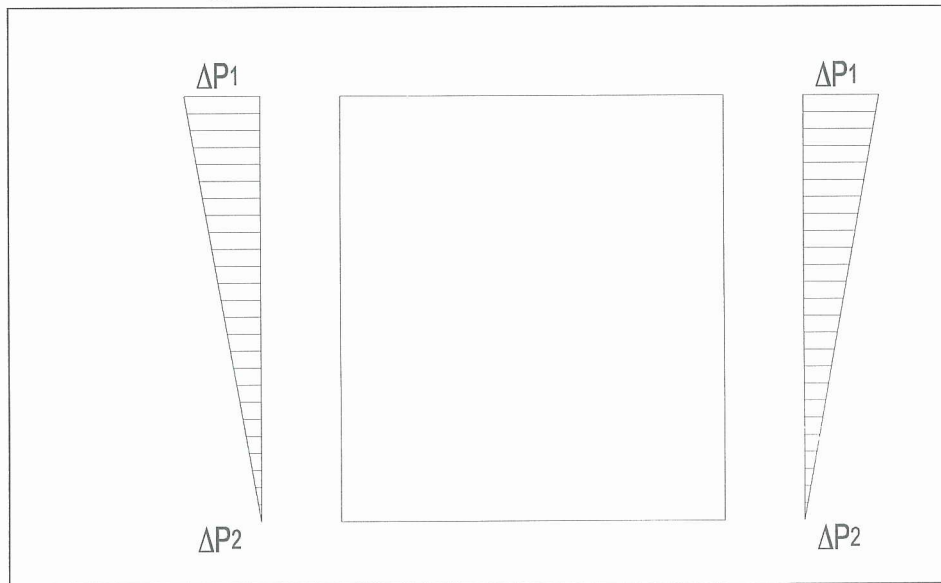


Figura 14 - Diagrammi delle sovraspinte sismiche applicate ai piedritti

Con

$$\Delta P1 = 2 * \Delta S / h = 3,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta S = S' - S = 3,43 \text{ kN/m}$$

$$S = (P1_a + P2_a) h / 2 = 46,36 \text{ kN/m}$$


$$S' = (P'1 + P'2) h / 2 = 49,89 \text{ kN/m}$$

$$P1_a = q_{pp} * K_a + \gamma K_a s_{sol} / 2 = 20,9 \text{ kN/m}^2$$

$$P2_a = P1_a + \gamma K_a h = 30,6 \text{ kN/m}^2$$

$$P'1 = q_{pp} * K_{as} + \gamma K_{as} s_{sol} / 2 = 22,4 \text{ kN/m}^2$$

$$P'2 = P'1 + \gamma K_{as} h = 32,9 \text{ kN/m}^2$$

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y					
	Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA MDL1	LOTTO 12	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO ID 00 00 001	REV. A

Treno sismico

Il treno supposto presente sulla traversa durante il sisma è schematizzato attraverso un carico verticale uniforme pari a $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$. Il treno sismico darà luogo ad un carico verticale uniformemente distribuito sul traverso di copertura pari a:

$$q_{\text{sismico}} = q_{vk} / \Delta L = 11,27 \text{ kN/mq}$$

Spinta da treno sismico sui piedritti

La spinta sui piedritti in presenza del treno sismico è stata valutata come somma della spinta attiva e dell'incremento di spinta dovuto al sisma. Nell'ipotesi che la spinta sui piedritti generata dai convogli non subisca diffusione, generando quindi un diagramma di spinta rettangolare, si ha :

$$\sigma_a = K_a * q_{\text{sismico}} = 3,04 \text{ kN/mq}$$

$$\Delta\sigma_{as} = \Delta K_{as} * q_{\text{sismico}} = 0,23 \text{ kN/mq}$$

$$\sigma_s = \sigma_a + \Delta\sigma_{as} = 3,27 \text{ kN/mq}$$

Sisma verticale

Le azioni sismiche verticali, si considerano agenti esclusivamente sul solettone di copertura attraverso un carico uniformemente ripartito pari a:

$$F_v = m \cdot C \cdot I (W_{\text{soletta}} + W_{\text{p.perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 8,94 \text{ kN/m}^2$$

Inerzie sismiche

La forza sismica distribuita da applicare alla soletta di copertura è pari a:

$$F_{hs} = C (W_{\text{soletta}} + W_{\text{perm}} + W_{\text{tr.sism}}) = 3,73 \text{ kN/m}^2$$

La forza sismica distribuita da applicare ai piedritti è pari a:

$$F_{hp} = W \cdot C = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

8.5 Combinazioni di carico

Le condizioni di carico considerate sono riassunte nella seguente tabella.

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Ritiro	Ritiro
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	Term
Carico accidentale rappresentato dal treno sismico	ACCE
Incremento sismico della spinta sul terreno parete sinistra	SPSSX
Incremento sismico della spinta sul terreno parete destra	SPSDX
Spinta sui piedritti dovuta al treno sismico parete sinistra	SPACCESX
Spinta sui piedritti dovuta al treno sismico parete destra	SPACCEDX
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica verticale	Sisma V

Le combinazioni di carico sono state definite coerentemente alle prescrizioni contenute nell' *Istruzione FF.SS. n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995* (Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo").

I valori riportati in tabella costituiscono i fattori di partecipazione del carico nella specifica combinazione di carico.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. ALLEGATO 1
 MDL1 12 D 26 CL ID 00 00 001 A 40 di 49

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Combo TA1						Combo TA2					Combo TA3			
Condizioni di carico	TA1 gr1 ₁	TA1 gr1 ₂	TA1 gr3 ₁	TA1 gr3 ₂	TA1 gr3 ₃	TA1 gr3 ₄	TA2 gr1 ₁	TA2 gr3 ₁	TA2 gr3 ₂	TA2 gr3 ₃	TA2 gr3 ₄	TA3 1	TA3 2	TA3 3	TA3 4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	0,6	1	1	0,6	0,6
SPTDX	1	0,6	0,6	0,6	0,6	1	1	0,6	0,6	0,6	0,6	1	0,6	0,6	0,6
Ritiro	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	1	1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-	-	-
SPACCSX	1	1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-	-	-
SPACCDX	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AVV	0,5	0,5	1	1	1	1	0,4	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-	-	-
Term	0,6	-0,6	-0,6	0,6	0,6	-0,6	1	-1	1	-1	1	0,6	-0,6	-0,6	0,6
ACCE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SPSSX	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SPSDX	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SPACCESX	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SPACCEDX	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sisma H	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sisma V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

	16	17	18	19	20	21
	Fessurazione				Sisma Or.	Sisma Or. + Vert.
Condizioni di carico	TA5 gr6 ₁	TA5 gr6 ₂	TA5 gr6 ₃	TA5 gr6 ₄		
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
SPTSX	0,6	1	0,6	1	1	1
SPTDX	0,6	1	0,6	1	1	1
Ritiro	1	1	1	1	1	1
ACCM	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-
SPACCSX	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-
SPACCDX	-	-	-	-	-	-
AVV	0,8	0,8	0,8	0,8	-	-
Term	-0,6	0,6	0,6	-0,6	-	-
ACCE	-	-	-	-	1	1
SPSSX	-	-	-	-	1	1
SPSDX	-	-	-	-	1	1
SPACCESX	-	-	-	-	1	1
SPACCEDX	-	-	-	-	1	1
Sisma H	-	-	-	-	1	1
Sisma V	-	-	-	-	-	1



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y

Relazione di calcolo opere idrauliche di
attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	41 di 49

Si precisa che le combinazioni di carico considerate, oltre ad essere quelle che massimizzano le sollecitazioni nelle sezioni maggiormente significative, sono pienamente congruenti con quanto specificato nella istruzione N°I/SC/PS-OM/2298 e nella istruzione 44b.

9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione, taglio e fessurazione dei tombini esaminati. Tali verifiche sono state condotte in corrispondenza delle 6 sezioni indicate nella figura seguente.

Nel calcolo si è tenuto conto solo dell'armatura minima, ossia delle armature longitudinali presenti in prossimità dei lembi maggiormente tesi e compresso, pari ad $1\phi 10/10$.

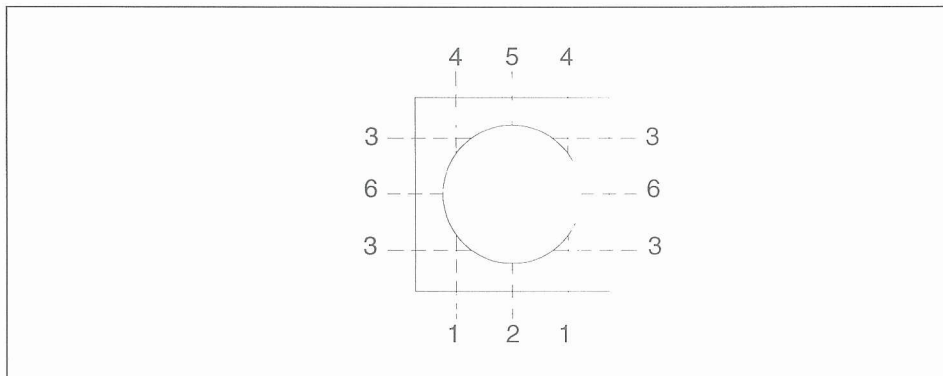


Figura 15 - Sezioni verificate

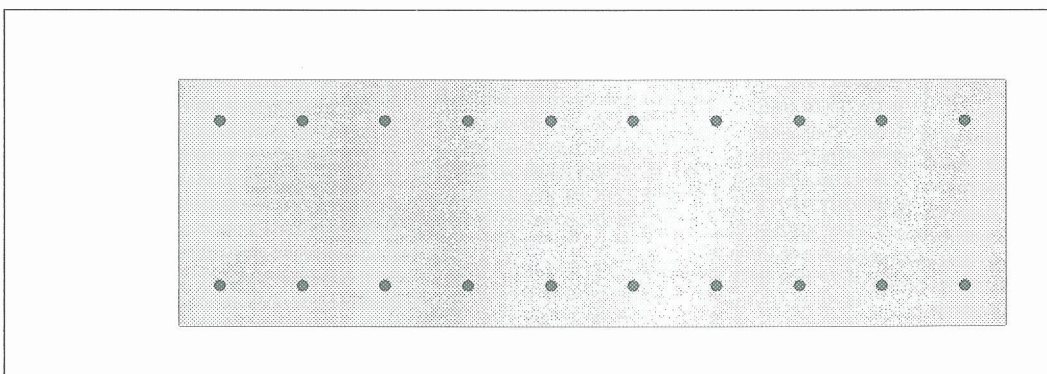


Figura 16 - Sezioni 2 - 5 - 6; h = 0,30 m

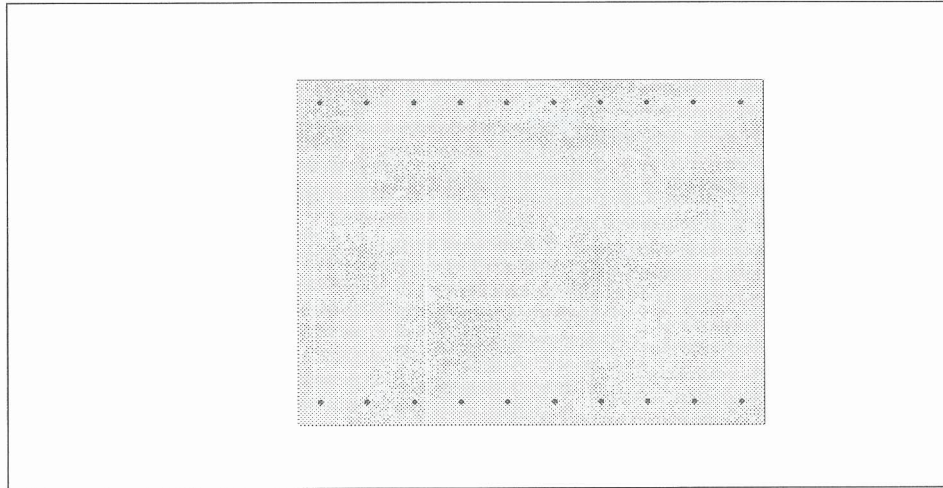


Figura 17 - Sezioni 1 – 3 – 4; h = 0,74 m

Le verifiche sono state condotte secondo il metodo delle tensioni ammissibili, i cui valori in funzione dei materiali utilizzati (si veda paragrafo 5) sono di seguito riportati:

- Calcestruzzo: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $\sigma_{c \text{ amm}} = 11.0 \text{ MPa}$, $\tau_{c0} = 0.67 \text{ MPa}$, $\tau_{c1} = 1.97 \text{ MPa}$;
- Acciaio: Fe B 44 k, $\sigma_{s \text{ amm}} = 255 \text{ MPa}$.

Si precisa che, al fine di limitare gli effetti della fessurazione, i diametri e le distanze tra le barre di acciaio ad aderenza migliorata devono soddisfare le condizioni previste dalla seguente tabella:

Tensione ss dell'acciaio [Mpa]	Massimo diametro delle barre [mm]	Massimo interasse delle barre [mm]
≤ 160	30	300
≤ 190	24	250
≤ 220	20	200

9.1 Verifiche – sovrastruttura ferroviaria a diretto contatto con lo scatolare

I risultati delle verifiche sono i seguenti.

Verifiche a pressoflessione								
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	As _{sup} -	As _{inf} -	σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²
1	60,1	-55,9	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,5	84,0
2	-21,7	-18,8	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-2,8	110,0
3	60,4	-115,2	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,4	52,0
4	-21,9	-12,5	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-0,6	35,0
5	34,9	10,6	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-4,5	203,0
6	15,5	-88,8	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,8	34,0

I valori delle tensioni di compressione e di trazione si mantengono entro i valori ammissibili per i materiali utilizzati.

Verifiche a taglio				
Sezione	Tmax KN	b cm	h cm	τ N/mm ²
1	100,5	100	74	0,15
2	34	100	30	0,13
3	68,1	100	74	0,10
4	101,2	100	74	0,15
5	7,1	100	30	0,03
6	33,9	100	30	0,13

La τ massima è inferiore alla τ_{c0} , e per tale motivo non è necessario predisporre armatura a taglio nello scatolare.

Verifiche a fessurazione							
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	As _{sup} -	As _{inf} -	w mm
1	54,2	-53,6	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
2	-16,7	-23,3	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
3	54,5	-102,6	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
4	-18,1	-13,1	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
5	31,9	6	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
6	14,5	-88,8	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00

L'ampiezza massima delle fessure si mantiene al di sotto del limite consentito dalla normativa.

9.2 Verifiche – sovrastruttura ferroviaria + 1 m di terreno di ricoprimento

I risultati delle verifiche sono i seguenti.

Verifiche a pressoflessione								
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	A _{Ssup} -	A _{Sinf} -	σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²
1	59,1	-55,3	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,5	82,0
2	-21,8	-21,3	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-2,8	109,0
3	59,6	-106,4	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,4	55,0
4	-20,0	-4,3	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-0,5	36,0
5	35,0	8,5	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-4,5	202,0
6	21,8	-93,6	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-2,7	64,0

I valori delle tensioni di compressione e di trazione si mantengono entro i valori ammissibili per i materiali utilizzati.

Verifiche a taglio				
Sezione	Tmax KN	b cm	h cm	τ N/mm ²
1	98,2	100	74	0,15
2	29,1	100	30	0,11
3	-70,3	100	74	-0,11
4	96,7	100	74	0,15
5	4,9	100	30	0,02
6	-39,2	100	30	-0,15

La τ massima è inferiore alla τ_{c0} , e per tale motivo non è necessario predisporre armatura a taglio nello scatolare.

Verifiche a fessurazione							
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	A _{Ssup} -	A _{Sinf} -	w mm
1	52,7	-52,2	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
2	-16,8	-25,8	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
3	53,2	-106	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
4	-17,9	-8,7	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
5	31,9	4,9	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
6	14,6	-92,2	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00

L'ampiezza massima delle fessure si mantiene al di sotto del limite consentito dalla normativa.

9.3 Verifiche – sovrastruttura ferroviaria + 2 m di terreno di ricoprimento

I risultati delle verifiche sono i seguenti.

Verifiche a pressoflessione								
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	A _{Ssup} -	A _{Sinf} -	σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²
1	61,1	-61,9	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,5	82,0
2	-23,3	-25,2	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-3,0	114,0
3	61,2	-116,6	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	1,4	52,0
4	-22,1	-20,0	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-0,6	31,0
5	36,6	5,4	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-4,7	209,0
6	16,7	-102,5	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-2,0	33,0

I valori delle tensioni di compressione e di trazione si mantengono entro i valori ammissibili per i materiali utilizzati.

Verifiche a taglio				
Sezione	Tmax KN	b cm	h cm	τ N/mm ²
1	104,1	100	74	0,16
2	27,9	100	30	0,10
3	-71,5	100	74	-0,11
4	102,8	100	74	0,15
5	3,8	100	30	0,01
6	-31,1	100	30	-0,12

La τ massima è inferiore alla τ_{c0} , e per tale motivo non è necessario predisporre armatura a taglio nello scatolare.

Verifiche a fessurazione							
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	A _{Ssup} -	A _{Sinf} -	w mm
1	54,1	-60,3	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
2	18,34	-29,7	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
3	53,9	-116,2	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
4	-20,4	-16,2	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
5	33,5	1,7	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,10
6	15,7	-102,5	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00

L'ampiezza massima delle fessure si mantiene al di sotto del limite consentito dalla normativa.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	47 di 49

9.4 Verifiche – sovrastruttura ferroviaria + 3 m di terreno di ricoprimento

I risultati delle verifiche sono i seguenti.

Verifiche a pressoflessione								
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	As _{sup} -	As _{inf} -	σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²
1	64,3	-65,6	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,6	86,0
2	-25,5	-28,8	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-3,3	125,0
3	64,3	-129,8	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-1,5	51,0
4	-25,6	-24,6	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-6,4	35,0
5	38,9	2,6	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-5,0	220,0
6	24,2	-117,0	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	-2,9	64,0

I valori delle tensioni di compressione e di trazione si mantengono entro i valori ammissibili per i materiali utilizzati.

Verifiche a taglio				
Sezione	Tmax KN	b cm	h cm	τ N/mm ²
1	113,5	100	74	0,17
2	28,3	100	30	0,10
3	-78,2	100	74	-0,12
4	113,1	100	74	0,17
5	3,1	100	30	0,01
6	-4	100	30	-0,01

La τ massima è inferiore alla τ_{c0} , e per tale motivo non è necessario predisporre armatura a taglio nello scatolare.

Verifiche a fessurazione							
Sezione	Mmax KNm	Ncorrisp KN	b cm	h cm	As _{sup} -	As _{inf} -	w mm
1	56,5	-129,4	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
2	-20,5	-33,5	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
3	56,7	-129,4	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
4	-23,6	-21,2	100	74	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00
5	35,8	-2	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,10
6	17,3	-115,6	100	30	1 ϕ 10/10	1 ϕ 10/10	0,00

L'ampiezza massima delle fessure si mantiene al di sotto del limite consentito dalla normativa.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	48 di 49

10 CALCOLO DELL'INCIDENZA DI ARMATURA

Per il calcolo dell'incidenza di armatura, in aggiunta alla armatura minima considerata nelle verifiche, si tiene conto di barre longitudinali (nel senso di scorrimento del tombino), di diametro 10 mm e disposte ad interasse di 20 cm, su doppia fila ai quattro lati dello scatolare.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo.

CALCOLO INCIDENZA ARMATURA				
DATI				
Calcestruzzo	Acls	2.64	m ^q	Area calcestruzzo
Barre Longitudinali	N long1	4*2*11		N° barre longitudinali - strato 1
	D long1	10	mm	diametro barre longitudinali - strato 1
Barre Trasversali	N trasv1	4*2*10		N° barre trasversali - strato 1
	D trasv1	10	mm	diametro barre trasversali - strato 1
	L trasv1	2.30	m	lunghezza barre trasversali - strato 1
CALCOLO				
Calcolo	A long1	0.006912	m ^q	Area barre longitudinali - strato 1
	I long1	20.55	kg/mc	Incidenza armatura long - strato 1
	A trasv1	0.006283	m ^q	Area barre trasversali - strato 1
	I trasv1	42.97	kg/mc	Incidenza armatura trasv - strato 1
RISULTATI				
Risultati	I long tot	20.55	kg/mc	Incidenza armatura long - tot
	I trasv tot	42.97	kg/mc	Incidenza armatura trasv - tot
	I tot	63.52	kg/mc	Incidenza armatura - Totale
Risultati incrementati	incr. %	15	%	Incremento %
	I tot incr.	73.05	kg/mc	Incidenza armatura - Totale increm.

Dall'analisi dei risultati ottenuti si può pertanto assumere per il tombino in esame un valore di incidenza di armatura pari a **75 kg/mc**.

Relazione di calcolo opere idrauliche di attraversamento	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	ALLEGATO 1
	MDL1	12	D 26 CL	ID 00 00 001	A	49 di 49

CONCLUSIONI

Nel presente documento sono riportate le analisi effettuate per i tombini $\phi 1500$ da realizzare nell'ambito dei lavori relativi al quadruplicamento della tratta Rho-Parabiago, intervento inserito nell'ambito del Progetto Definitivo per appalto integrato del potenziamento della Linea ferroviaria Rho-Arona.

Le analisi sono state effettuate considerando una fascia di larghezza pari ad 1 m.

Le strutture sono state analizzate sia in condizioni statiche, che sismiche.

Si è effettuato uno studio volto alla valutazione del comportamento di questo tombino sotto diverse condizioni di carico e per differenti altezze di ricoprimento.

I risultati delle verifiche dimostrano che le strutture, armate con almeno $1\phi 10/10$ all'intradosso ed all'estradosso, sono in grado di resistere ai valori massimi delle sollecitazioni mantenendo un cimento dei materiali al di sotto di quello ritenuto ammissibile; inoltre, si riscontrano aperture di fessure inferiori ai limiti di normativa e, in ultimo, le strutture non necessitano di essere armate a taglio.