



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS  
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

## **Análise e Dimensionamento de Galerias Retangulares Enterradas de Concreto Armado: uma Contribuição para a Normatização do Projeto Estrutural**

**Cláudio Wilson Nóbrega, M.Sc.**

Engenheiro da PETROBRAS / Professor do CEFET-RJ / cnobrega@petrobras.com.br

### **Resumo**

Este trabalho se fundamenta na análise e definição das cargas permanentes e móveis atuantes em galerias retangulares enterradas de concreto armado, além do estabelecimento de hipóteses envoltórias de carregamento e de metodologia de dimensionamento dessas estruturas. Obtendo-se os esforços solicitantes a partir da definição apurada das cargas atuantes e das hipóteses envoltórias de carregamento, torna-se possível um dimensionamento otimizado e confiável das lajes e paredes das galerias. O método de dimensionamento adotado visa a prescindir da utilização de armadura de cisalhamento nas lajes. Para carregamentos pesados, a adoção de lajes com inércia variável em mísulas torna-se interessante em termos econômicos. Já para carregamentos leves, o emprego de lajes com inércia constante mostra-se satisfatório. As principais variáveis envolvidas no projeto são as dimensões da seção transversal das galerias e as alturas de aterro sobre a laje superior. São propostas expressões para a determinação das cargas móveis nas lajes e paredes em função da altura de aterro. É empregada a Teoria de Marston para a quantificação da carga permanente devida ao aterro. Pretende-se, com o presente trabalho, apresentar subsídios para uma normatização técnica do projeto estrutural dessas obras de arte comuns, denominadas correntemente de galerias, bueiros ou condutos. O presente trabalho tem como origem a dissertação de mestrado do autor e é pautado na sua experiência pessoal e corporativa na área de projetos estruturais.

### **Palavras-chave**

galerias retangulares; concreto armado; projeto estrutural.

### **Introdução**

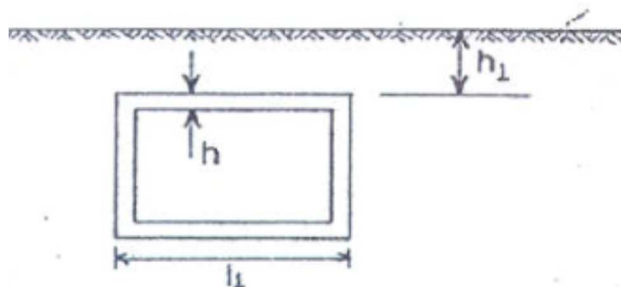
Nas considerações dos carregamentos atuantes sobre as galerias foram tomadas como base as galerias de macrodrenagem, não contaminada, podendo-se, contudo, com pequenas adaptações, aproveitar o presente trabalho para o projeto de obras com outros fins, como as galerias para passagem de tubovias ou pontilhões em pórtico.

### **Carga Permanente**

A carga permanente na laje superior é a soma do peso próprio com a carga devida ao aterro, conforme Equação 1.

$$q = q_1 + q_2 \quad (1)$$

$$q_1 = h \cdot \gamma_{ca} \quad (2)$$

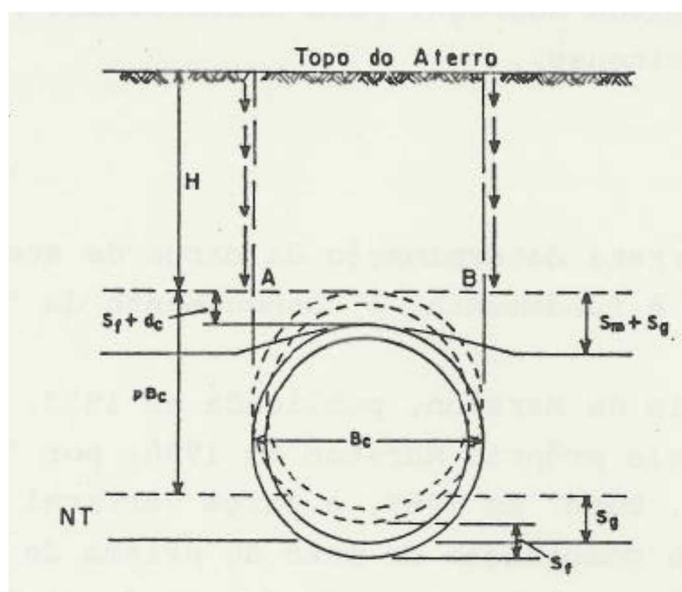


**Figura 1- Seção transversal da galeria**

Para a correta determinação da carga de aterro,  $q_2$ , atuante sobre a galeria, é fundamental o conhecimento da "Teoria de Anson Marston" (1930).

Por esta teoria, comprovada experimentalmente, a carga vertical de aterro é considerada como uma combinação do peso do prisma de aterro, que atua diretamente sobre a galeria, e de forças de atrito atuando para baixo ou para cima, devidas ao aterro adjacente.

Considerou Marston a distinção entre condutos rígidos e flexíveis, compreendendo os primeiros as galerias de seção retangular ou curva, de concreto simples ou armado, e os tubos de cerâmica. De acordo com a teoria, o aterro adjacente ao conduto rígido saliente (conduto implantado sobre um terreno que recebe aterro) recalcará mais do que a terra que repousa diretamente sobre o conduto. Assim sendo, as forças de cisalhamento, geradas ao longo de toda a extensão dos planos verticais tangentes ao conduto, tendem a arrastar para baixo o prisma interno de terra que repousa diretamente sobre ele, aumentando, desse modo, a pressão que esse mesmo prisma, sem essa causa, exerceria sobre o conduto; é a situação característica dos condutos rígidos salientes, em profundidade relativamente pequena, que por isso, em tais casos, são ditos em "condição de saliência completa", conforme Figura 2.



**Figura 2 - Conduto rígido em condição de saliência completa**

Fonte: Spangler, M. G.; Handy, R. L. (1973)



A carga de aterro, atuante na superfície da laje superior das galerias, devida ao aterro, será dada, então, pela Equação 3.

$$q_2 = C_c \cdot \gamma_{at} \cdot l_1 \quad (3)$$

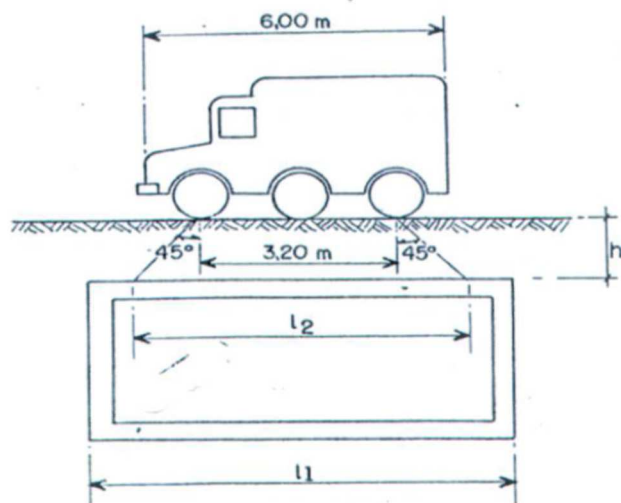
onde o coeficiente  $C_c$  é dado pelas equações ou ábacos de Marston.

### Carga Móvel

Para a determinação da carga móvel atuante na laje superior, utilizou-se a hipótese da distribuição uniforme do peso total do veículo-tipo, numa área equivalente à projeção de suas rodas sobre a superfície da laje de cobertura (Figura 3).

A área de laje abrangida por esta projeção também receberá, uniformemente redistribuída, a sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup> que ficar sobreposta dentro de seus limites, conforme Equação 4.

$$p_2 = \frac{450 + [(3,2 + 2h_1)(2,5 + 2h_1) - 18] \cdot 5}{(3,2 + 2h_1)(2,5 + 2h_1)} \text{ KN/m}^2 \quad (4)$$



**Figura 3 - Distribuição da carga móvel na laje superior**

Se o veículo-tipo puder ser posicionado adjacente a um bordo livre ou junta, os esforços solicitantes sofrerão acréscimo em relação ao posicionamento na faixa central. Para alturas de aterro inferiores a 0,65 m, passa a não mais haver interferência entre as projeções das rodas do veículo-tipo. Nestes casos, deve-se utilizar a Teoria das Placas ou processos simplificados, baseados nas superfícies de influência, para as cargas parcialmente distribuídas referentes às rodas, em substituição à Equação 4.



### Reações da Fundação Devidas à Carga Permanente

A reação na laje inferior é provocada pelos pesos do aterro, da laje superior e das paredes. O peso da laje inferior não deve ser levado em conta no cálculo estrutural, por se tratar de laje auto-equilibrada.

Considerando-se fundação em terra, obtém-se para valor da reação na laje inferior:

$$r_1 = q_1 + q_2 + g \quad (5)$$

onde  $g$  é a carga devida às paredes, distribuída na superfície da laje de fundo (Figura 4).

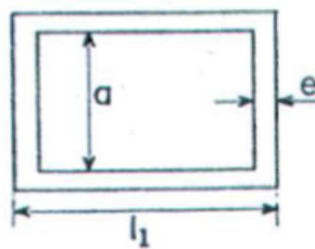


Figura 4 - Determinação da carga devida às paredes

$$g = \frac{2 \cdot e \cdot a \cdot \gamma_{ca}}{l_1} \quad (6)$$

### Reações da Fundação Devidas à Carga Móvel

Para o cálculo da reação do terreno de fundação na laje inferior, será suposto que a carga móvel distribui-se simetricamente ao eixo da estrutura.

Será suposto que a fração da carga do veículo-tipo, que atua sobre a laje superior, transmite-se para a fundação distribuindo-se uniformemente, ao longo de um trecho de paredes da galeria limitado pelas linhas de projeção que têm início no retângulo de 2,50 m por 3,20 m, ocupado pelas rodas do veículo-tipo, e fazem ângulo de 45° com a vertical (Figura 5); o trecho de fundação abrangido por estas linhas também receberá, uniformemente redistribuída, a sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup> que ficar sobreposta dentro de seus limites juntamente com o veículo-tipo.

Denominou-se por  $R$  a fração da carga do veículo-tipo que atua sobre a laje superior, e por  $l_4$  a dimensão longitudinal da galeria (ou a distância entre juntas transversais, se for o caso). Chegou-se, então, às expressões seguintes, através de considerações geométricas obtidas pela comparação das dimensões da galeria com as dimensões do veículo-tipo, e com as dimensões das projeções que partem do retângulo, ocupado pelas rodas, e vão até as superfícies das lajes superior e inferior. As ilustrações da Figura 5 são elucidativas.

I)  $l_2 > l_1$  e  $l_1 < 6$  m

Se  $l_0 < l_4$ :

$$R = 450 \frac{l_1}{l_2} \text{ KN} \quad (7)$$

Se  $l_0 > l_4$ :



$$R = 450 \frac{l_1 \cdot l_4}{l_2 \cdot l_0} \text{ KN} \quad (8)$$

A reação na laje inferior será:

$$r_3 = \frac{R + l_1 (l_3 - 3) 5}{l_1 \cdot l_3} \text{ KN/m}^2 \quad (9)$$

(situação em que a sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup> atua apenas nas laterais do veículo-tipo).

Se  $l_2 > l_1$  e  $l_1 > 6$  m

$$r_3 = \frac{R + [l_1 (l_3 - 3) + 3 (l_1 - 6)] 5}{l_1 \cdot l_3} \text{ KN/m}^2 \quad (10)$$

(situação em que a sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup> atua nas laterais, na frente e atrás do veículo-tipo).

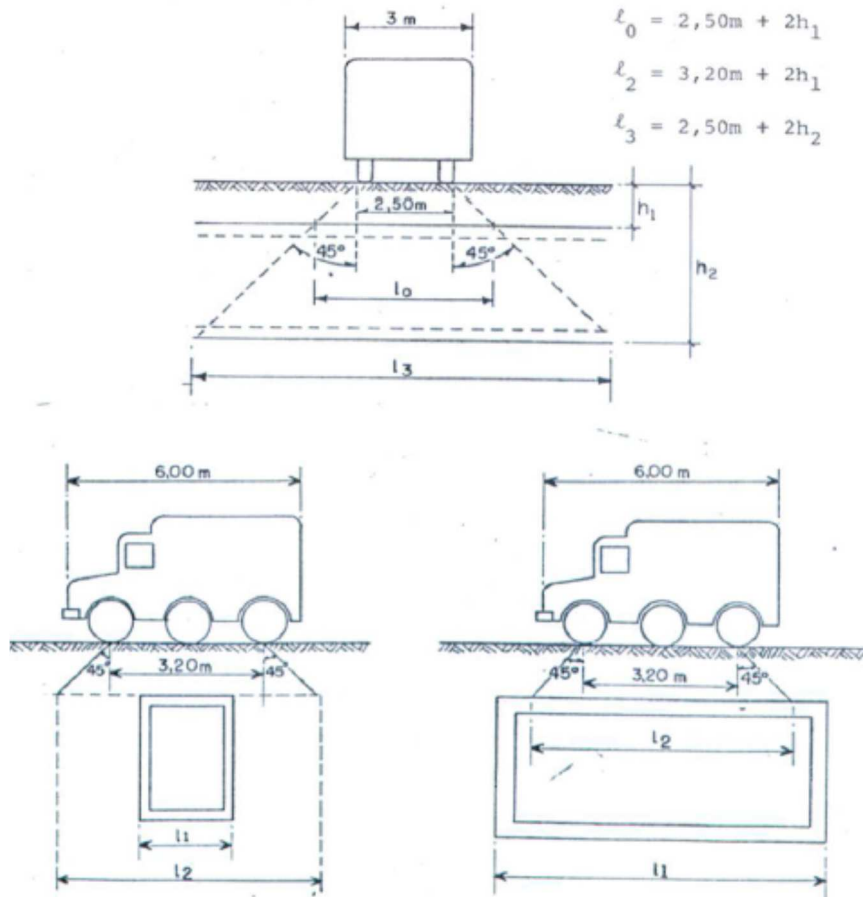


Figura 5 - Distribuição da carga móvel na laje inferior

II)  $l_2 < l_1$  e  $l_1 > 6$  m

Se  $l_0 < l_4$ :

$$R = 450 \text{ KN} \quad (11)$$



Se  $l_0 > l_4$ :

$$R = 450 \frac{l_4}{l_0} \text{ KN} \quad (12)$$

$$r_3 = \frac{R + [l_1 (l_3 - 3) + 3 (l_1 - 6)] 5}{l_1 \cdot l_3} \text{ KN/m}^2 \quad (13)$$

Se  $l_2 < l_1$  e  $l_1 < 6$  m

$$r_3 = \frac{R + l_1 (l_3 - 3) 5}{l_1 \cdot l_3} \text{ KN/m}^2 \quad (14)$$

### Empuxos Laterais Devido aos Aterros e ao Veículo-Tipo

O coeficiente no repouso é o mais adequado para se avaliar os empuxos de terraplenos sobre galerias, cujas paredes não podem deslocar-se de modo a garantir que o terrapleno adjacente passe a atuar como empuxo ativo. Será desprezado o eventual atrito entre o terreno e as paredes da galeria.

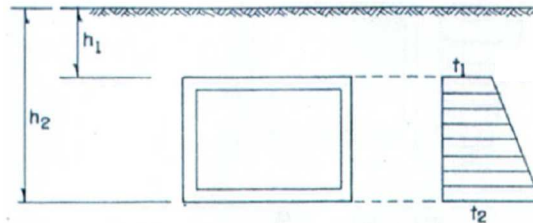


Figura 6 - Empuxos devidos aos aterros

$$t_1 = K \cdot \gamma_{at} \cdot h_1 \quad (15)$$

$$t_2 = K \cdot \gamma_{at} \cdot h_2 \quad (16)$$

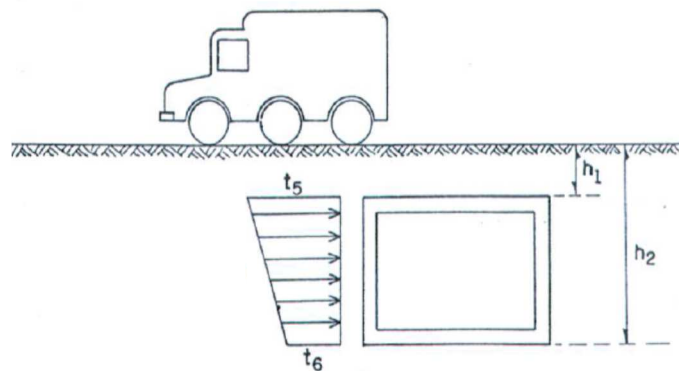


Figura 7 - Empuxos devidos ao veículo-tipo

$$t_5 = K \frac{450 + [(3,2 + 2h_1) (2,5 + 2h_1) - 18] 5}{(3,2 + 2h_1) (2,5 + 2h_1)} \text{ KN/m}^2 \quad (17)$$

$$t_6 = K \frac{450 + [(3,2 + 2h_2) (2,5 + 2h_2) - 18] 5}{(3,2 + 2h_2) (2,5 + 2h_2)} \text{ KN/m}^2 \quad (18)$$



### Caso de Carga 1

Atuam, sobre a estrutura, a totalidade das cargas verticais e respectivas reações; os empuxos laterais devidos aos aterros são tomados como nulos ou como uma fração dos máximos empuxos, não se tomando os empuxos devidos à carga móvel (Figura 8).

Observe-se que esta situação é a que provoca o máximo momento fletor positivo (tração interna) nas lajes superior e inferior.

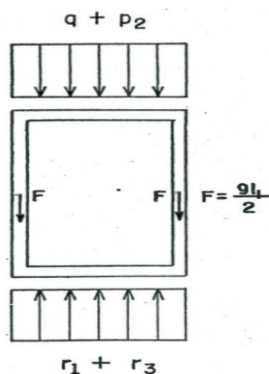


Figura 8 - Caso de carga 1

### Caso de Carga 2

Atuam, sobre a estrutura, as cargas e as reações do caso anterior mais os máximos empuxos laterais devidos aos aterros e à carga móvel (Figura 9).

Esta situação é a que conduz aos máximos momentos fletores negativos (tração externa) no pórtico.

### Caso de Carga 3

Atuam, sobre a estrutura, a carga permanente (peso próprio e aterro), as reações de fundação devidas à carga permanente, e os máximos empuxos laterais devidos aos aterros e à carga móvel (Figura 10).

Essa é a situação que corresponde ao máximo momento fletor positivo (ou negativo mínimo) nas paredes. Os empuxos devidos à carga móvel são mantidos, simplificadamente, como simétricos, o que é justificável, tendo em vista o modelo de quadro indeslocável e a simplificação dos cálculos.

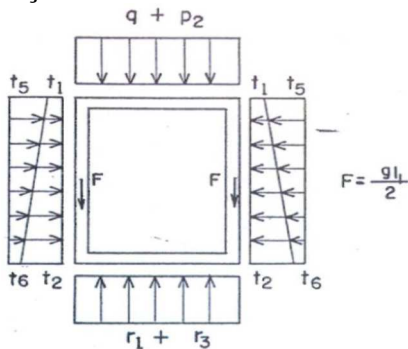


Figura 9 - Caso de carga 2

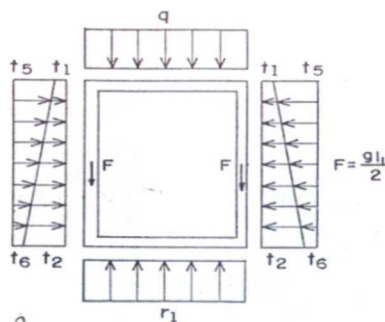


Figura 10 - Caso de carga 3



Observação: para as galerias de drenagem de águas contaminadas, os casos de carga deverão considerar, também, o *carregamento interno* provocado pela situação de galeria cheia, tendo em vista que estas obras devem ter estanqueidade e não permitem a utilização de drenos. Os drenos limitam a valores muito baixos as diferenças entre as pressões hidrostática externa e interna, não sendo estas diferenças, por isso, levadas em conta no presente trabalho.

### Esforços Solicitantes

As galerias são calculadas como pórticos, nos quais as lajes podem ter inércia constante ou variável. Nas situações de carregamentos leves, o emprego de lajes com inércia constante pode ser satisfatório, dependendo do comprimento do vão de cálculo. Quando os carregamentos são pesados, especialmente nos casos de grandes alturas de aterro, pode ser indicada a adoção de inércia variável nas lajes, através de mísulas, cuja importância será tanto maior quanto maior for a necessidade de acréscimo de seção provocada pelo esforço cortante.

Devido à simetria de carregamentos, em relação ao eixo vertical do pórtico, sua resolução é simplificada. As fórmulas de Kleinlögel (1952) são particularmente úteis para a determinação dos momentos fletores hiperestáticos, à inércia constante, e prestam-se muito bem para programação.

### Dimensionamento

As paredes das galerias são solicitadas, no caso mais geral, por flexão composta normal com grande excentricidade (domínios 2, 3 e 4), onde há predominância do esforço de flexão em relação ao de compressão. Nesta situação, elas devem ser consideradas como lajes verticais, no que se refere ao dimensionamento e às disposições construtivas. Nos casos de pequena excentricidade da carga de compressão, em que o esforço de compressão é predominante (domínios 4-a e 5), as paredes devem ser consideradas como paredes estruturais. Esta situação pode ocorrer quando a espessura das paredes for suficientemente menor que a das lajes, e nas paredes intermediárias das galerias multicelulares.

Especialmente no dimensionamento das lajes das galerias, o cisalhamento é relevante, sobretudo quando se deseja prescindir de armadura específica para combatê-lo (barras dobradas ou estribos).

Segundo a NBR 6118:2014, as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal, para resistir aos esforços oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (19)$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (20)$$

onde

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}, \text{ não maior que } |0,02| \quad (21)$$





$A_{s1}$  é a área da armadura de tração que se estende até não menos que  $d + l_{b,nec}$  além da seção considerada.

#### *Armadura mínima de tração para combate ao cisalhamento*

Igualando-se a força cortante de cálculo à força cortante resistente, obtém-se a expressão da *armadura mínima de tração* que dispensa armadura específica de combate ao cisalhamento, conforme se demonstra abaixo:

$$V_{sd} = V_{Rd1} \quad (22)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (23)$$

Considerando o valor de  $\rho_1$  dado em (21) e denominando-se a armação obtida por  $A_{s,cis}$ , chega-se a

$$A_{s,cis} = \frac{V_{sd}}{1,5 f_{ck}^{2/3} k} - 0,03 b_w d \geq 0 \quad (24)$$

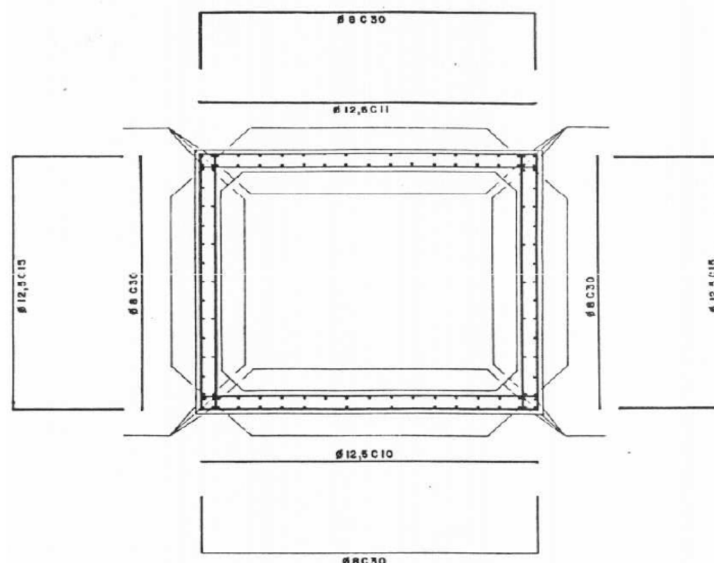
onde  $A_{s,cis}$  é a *armadura mínima de tração* necessária ao combate ao cisalhamento, obtida em função da força cortante de cálculo  $V_{sd}$ , devendo ser respeitada a condição  $A_{s,cis} \leq 0,02 b_w d$ . Para o caso de alturas de aterro, sobre a laje superior da galeria, maior ou igual a 0,65 m, onde a carga móvel do veículo-tipo passa a ser distribuída, a expressão de  $A_{s,cis}$  passa a ser ( $A_{s,cis} \leq 0,02 b_w d$ ):

$$A_{s,cis} = \frac{V_{sd}}{1,5 f_{ck}^{2/3} k} - 3 d \geq 0 \quad (25)$$

pois  $b_w$  é tomado igual a 100 cm.

#### **Detalhamento da Armação**

A seguir, apresenta-se um tipo de detalhamento para a armação da galeria.



**Figura 11 – Armação**

## Conclusões

Com o estudo das cargas atuantes e esforços envoltórios, acredita-se que se disponha de um bom padrão de precisão para o projeto de galerias enterradas. Nas situações de maiores alturas de aterro, nas quais o cisalhamento é relevante, é desejável prescindir de armadura específica para combatê-lo. É primordial, para tanto, que se efetue um dimensionamento à flexão e ao cisalhamento simultaneamente. Espera-se, assim, que, por seu aspecto prático, o presente trabalho contribua para um bom desenvolvimento e uma maior uniformização e otimização dos projetos estruturais de galeias de concreto armado. Adicionalmente, deseja-se que o trabalho em pauta sirva como subsídio a uma necessária normatização técnica do projeto estrutural dessas obras de arte comuns.

## Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, 2014.
- BUREAU OF RECLAMATION. Design of Small Dams. United States Department of the Interior, USA, 1974.
- DEEN, R. C. Performance at a Reinforced Concrete Pipe Culvert under Rock Embankment. Highway Research Board Rec, 1969.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS DE SANEAMENTO (DNOS). Instruções para Projeto Estrutural de Galerias de Concreto Armado para Macrodrenagem. Rio de Janeiro, 1988.
- FUSCO, P. B. Estruturas de Concreto – Solicitações Normais. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.
- KLEINLÖGEL, A.. Rigid Frame Formulas. Frederick Ungar, New York, 1952.
- MARSTON, A.. The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Bul. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 1930.
- NÓBREGA, C. W. Análise e Dimensionamento de Galerias Enterradas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense (UFF), Niterói, 1987.
- SPANGLER, M. G.; HANDY, R. L.. Soil Engineering. Intext Educational Publishers, New York and London, 1973.