

Capítulo 187

***Uplift* em canal de concreto**

Karl von Tersaghi é o pai da mecânica dos solos

Capítulo 187 – *Uplift* em canal de concreto

187.1 Introdução

O objetivo deste texto é verificar a força de levantamento (*uplift*) do fundo de um canal de concreto, conforme Figuras (187.1) e (187.2). O canal pode ser somente de concreto armado ou com colchão reno revestido com concreto.

Supomos que o solo dos dois lados do canal está cheio de água e há um abaixamento rápido do escoamento.

Não iremos considerar a vazão base e levaremos em consideração que o canal está praticamente vazio com água até o nível do topo da base de concreto.

Usaremos dois métodos: Método dos Fragmentos e Método dos Canais de Fluxo.

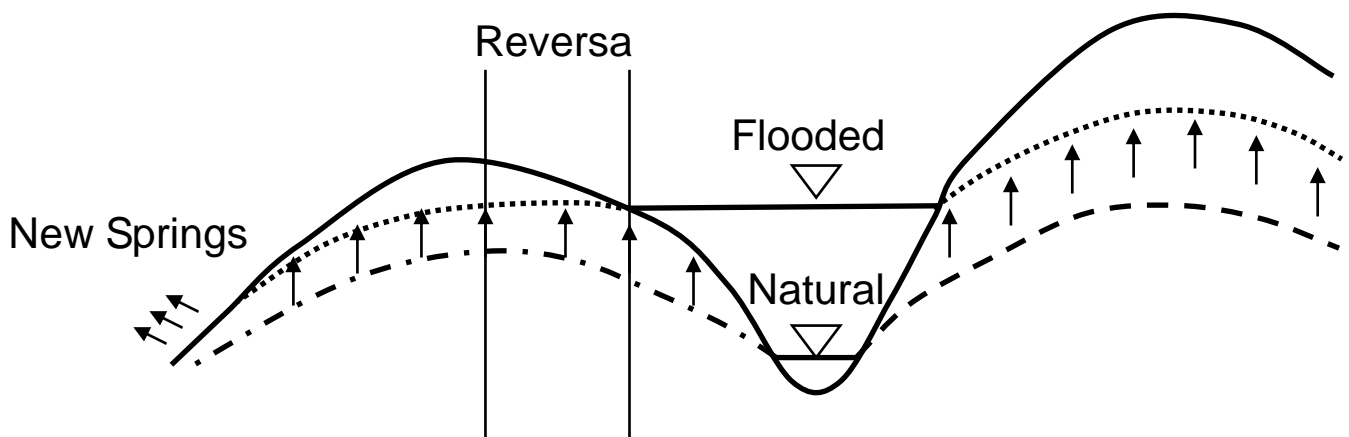


Figura 187.1 – A enchente sobe o lençol freático

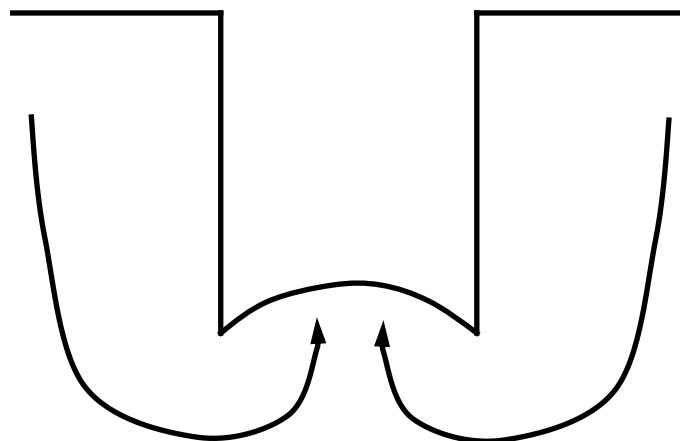


Figura 187.2 – Levantamento do fundo do canal

187.2 Método dos Fragmentos

O Método dos Fragmentos foi desenvolvido em 1933, por Pavlovsky, para aquífero confinado e profundidade finita, conforme Azizi (2003), com objetivo de se estimar a vazão infiltrada.

No Método dos Fragmentos, o fluxo da região do solo é dividido em fragmentos que se assume que têm uma linha equipotencial, conforme Figuras (187.3) e (187.4).

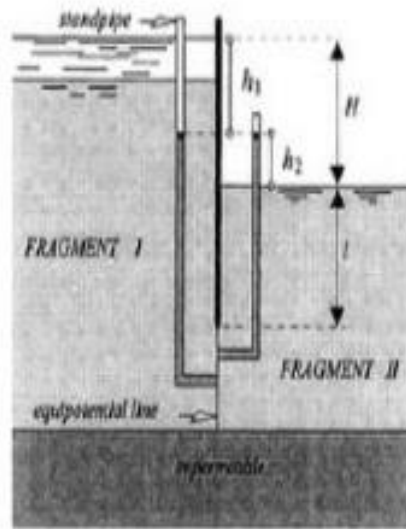


Figura 187.3 – Esquema do Método dos Fragmentos de Pavlosky (1933)

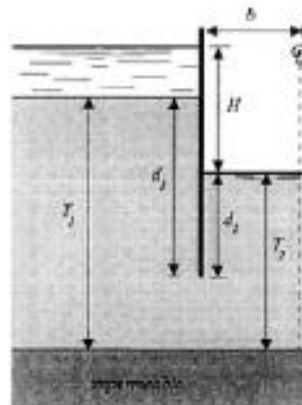


Figura 187.4 – Esquema de aplicação do Método dos Fragmentos de Pavlosky (1933)

Das Figuras (187.3) e (187.4), temos:

$$H = h_1 + h_2$$

$$\Phi_1 = H_1/H \quad \Phi_2 = H_2/H$$

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_2$$

Φ = fator de forma que é adimensional

$$q = K \times H \times [1 / (\Phi_1 + \Phi_2)]$$

$$h_2 = H \times [\Phi_2 / (\Phi_1 + \Phi_2)]$$

Sendo:

q = vazão da metade da trincheira ou canal em m³/s/m

Davidenkoff e Franke (1966) usaram para trincheiras, obtendo a Figura (187.5), onde, entrando com d_1/T_1 ou d_2/T_2 , achamos os valores dos fatores de forma Φ , tendo como base o valor T_2/b , sendo b = metade da largura do canal ou da trincheira. É suposto que a largura do canal ou trincheira é $2b$ e o comprimento infinito.

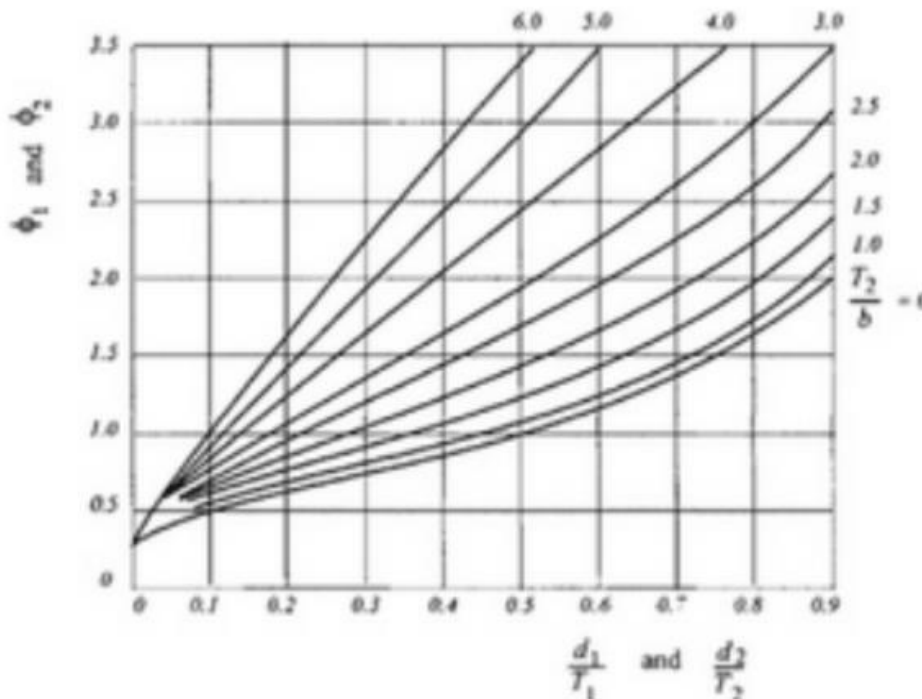


Figura 187.5 – Gráfico de Davidenkoff e Franke (1966), para se achar os fatores de forma Φ .

K = condutividade hidráulica (m/s)

Exemplo 187.1 – Usando o Método dos Fragmentos

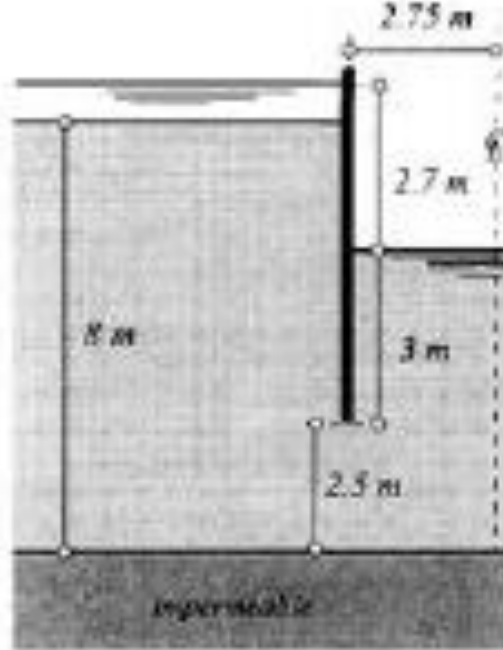


Figura 187.6 – Esquema

Vamos agora aplicar Davidenkoff e Franke no Método dos Fragmentos.

$$d_1 / T_1 = 5,5 / 8 = 0,69$$

$$d_2 / T_2 = 3 / 5,5 = 0,545$$

$$T_2 / b = 5,5 / 2,75 = 2$$

Olhando a Figura (187.5), achamos:

$$\Phi_1 = 1,35$$

$$\Phi_2 = 1,6$$

$$h_2 = H \times [\Phi_2 / (\Phi_1 + \Phi_2)]$$

$$h_2 = 2,7 \times [1,6 / (1,35 + 1,6)] = 1,462 \text{ m}$$

$$q = K \times H \times [1 / (\Phi_1 + \Phi_2)]$$

$$q = 10^{-6} \times 2,7 \times [1 / (1,35 + 1,6)] = 9,2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Então, a vazão total é o dobro

$$Q = 2 \cdot q = 2 \times 9,2 \times 10^{-7} = 1,82 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 0,006552 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$$

Em 1000 metros, teremos:

$$Q = 6,552 \text{ m}^3/\text{h}$$

O gradiente médio iap será:

$$i_{ap} = h_2 / L = 1,46 / 3 = 0,49$$

Nota: observar o valor de $L=3,00\text{m}$ na Figura (187.6)

Fator de segurança contra *piping*
 i_c sempre $i_c=1$.

$$F = i_c / i_e = 1,0 / 0,49 = 2,04 < 4 \text{ Não é bom}$$

O ideal a ser usado é $F \geq 4$, para evitar *piping*. As estacas pranchas deverão ser aprofundadas.

187.3 Rede de fluxo

A solução gráfica das equações diferenciais de Laplace foi feita em 1939 pela primeira vez, por Forcheimer, obtida por tentativas e erros, conforme Palani Kumar (2013).

$$Q = (N_f / N_q) \times K \times h$$

Sendo:

N_f = número de canais de escoamento (linhas de fluxo)

N_q = número de quedas equipotenciais (linhas equipotenciais)

H = perda de carga total (m)

K = condutividade hidráulica (m/s)

O gradiente de saída i_e é calculado:

$$i_e = \Delta h / L_e$$

Sendo:

$$\Delta h = h / N_q$$

Para mais informações, veja o Capítulo 96 – Aquíferos isotrópico e não isotrópico.

Exemplo 187.2 – Usando as linhas de fluxo

Neste exemplo, não usaremos o Método dos Fragmentos, mas somente as linhas de fluxo, conforme Figura (187.7). Supomos que existe uma laje de fundo de concreto com espessura de 0,30m.

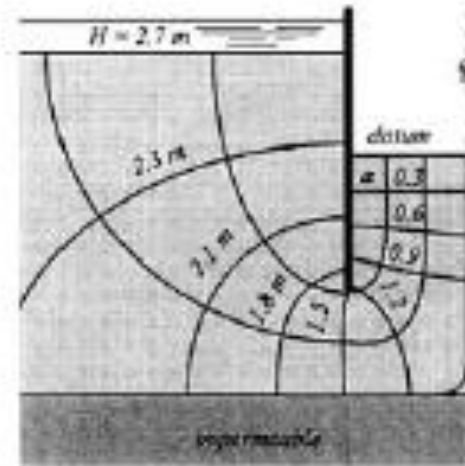


Figura 187.7 – Linhas de fluxo

$$Q = (N_f / N_q) \times K \times h$$

$$Q = (3/9) \times 10^{-6} \times 2,7 = 0,9 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Da Figura (187.5), temos:

Força *uplift* F_u

$$F_u = u \times \text{área} \times 1,00\text{m} \quad (\text{KN}/\text{m})$$

Poropressão (porewater pressure)

Poropressão, conforme Barnes (2016), é a pressão da água nos espaços vazios ou poros que existem entre os grãos minerais. No terreno, o nível no qual a pressão da água é igual à pressão atmosférica é chamado de lençol freático.

A *porewater pressure* “u” (poropressão ou pressão neutra ou pressão periférica) é obtida pela equação:

$$u = \gamma_w (h - y)$$

A pressão neutra atua de baixo para cima e também é conhecida como pressões periféricas de contorno, conforme Carmignani et al. (2009). A pior situação da pressão periférica é na saída final, onde pode ocasionar ruptura do solo ou levantamento da base de concreto.

Sendo:

u = pressão do *porewater* (poro-pressão; pressão periférica)
 KN/m^2 = pressão de baixo para cima (KN/m^2) chamada de *uplift*, conforme Gupta (2008).

Y_w = água = 10 KN/m^3

h = perda de carga estimada da linha equipotencial das linhas de fluxo para o ponto considerado (m).

y = cota do ponto considerado a partir do *datum*, que é geralmente o nível superior da laje do piso (m). Geralmente, toma-se um ponto abaixo da laje do piso e, como exemplo de uma laje de 0,30m, o valor de y será negativo, isto é, $y = -0,30\text{m}$.

No Exemplo (187.2), o valor de $h=0,30\text{m}$ e $y = -0,3\text{m}$ (altura da base de concreto).

$$u = Y_w (h - y)$$

$$u = 10 [0,30 - (-0,30)] = 10 \times 0,6 = 6 \text{ KN/m}^2$$

Então, a força *uplift* sobre uma área com um metro de largura, F_u por metro, será:

$$F_u = u \times \text{área} \times 1 = 6 \times 2,75 \times 1 = 16,5 \text{ KN/m}$$

Supondo que a espessura da laje do fundo é 0,30m e supondo o peso do concreto de 22 KN/m^3 .

O peso da faixa de concreto W será:

$$W = \text{comprimento} \times \text{largura} \times \text{espessura} \times \text{peso específico} = \\ = 2,75\text{m} \times 1,00\text{m} \times 0,30 \times 22 \text{ KN/m}^3 = 18,15 \text{ KN/m}$$

$$\text{Então } F = W/F_u = 18,15 / 16,5 = 1,1 < 1,5 \quad \text{NOK}$$

O valor de F deverá ser maior que 1,5.

Portanto, haverá levantamento da laje de fundo.

Fator de segurança contra *piping*

O gradiente de saída da linha de fluxo i_e :

$$i_e = \Delta h / L_e$$

Sendo:

$$\Delta h = h/N_q = 2,7/9 = 0,3$$

$$Le=0,72m$$

$$ie= \Delta h/ Le$$

$$ie= 0,3/0,72= 0,41$$

Nota: o i_c é sempre igual a 1, ou seja, $i_c=1$

$$F= i_c/ ie= 1,0/ 0,41= 2,43 < 4 \text{ Não é bom.}$$

Poderia haver *piping*, se não houvesse a laje de fundo de concreto.

187.4 Gabiões

Os gabiões principais são: caixa e colchão reno.

Geralmente, a base é feita em colchão reno que tem alturas de 0,17m, 0,23m e 0,30m, sendo a largura de 2,00m e o comprimento podendo ser de 1m, 4m, 5m ou 6m.

No fundo de um canal o colchão reno é assentado sobre base de rachão sobre a qual é instalado um geotêxtil.

Muitos taludes inclinados também são feitos em colchão reno.

O gabião caixa normalmente tem 1m de comprimento, 1m de largura e 1m de altura, mas pode ser feito com comprimento de 1m, 1,5m, 2,0m, 3m e 4m. A altura também poderá ser de 0,50m.

Nas paredes e no fundo, são colocados pequenos tubos de PVC de 25mm a 75mm, que são os **barbacãs**, que são colocados no máximo de 3m em 3m ao longo do canal e que são nada mais do que drenos de infiltração.

Os americanos chamam os barbacãs de *weep hole*.

Os barbacãs são espaçados no fundo da laje no máximo de 3m em 3m e devem ser sujeitos a manutenção, o que não acontece na prática, daí a minha preferência é que se evite o levantamento da laje aumentando a espessura da mesma.

Quando um colchão reno é revestido de concreto, ficam dentro do mesmo cerca de 3cm de concreto e sobre o mesmo vão mais 2cm de concreto. A espessura do concreto fica no total de 5cm.

187.5 Estacas pranchas

As estacas pranchas podem ser de madeira, aço ou concreto.

187.6 Peso específicos de alguns materiais

Peso específico do concreto simples 22 KN/m³

Peso específico do concreto armado 25 KN/m³

Peso específico do gabião 22 KN/m³

Exemplo 187.3- Verificar se precisa de weep holes

Verificar se haverá ou não levantamento do fundo de um canal de gabião com colchão reno com 0,30m de espessura. A largura da base do canal é de 15,70m e o talude é 1,5:1. A altura máxima do nível de água no canal é de 3,80m e a 18m da superfície temos areia argilosa praticamente impermeável.

O solo é franco argiloso com $4,32 \text{ mm/h} = 1,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. Supomos que o gabião colchão reno do talude não permite a percolação da água.

Vamos aplicar a teoria dos fluxos conforme Figura (187.8).

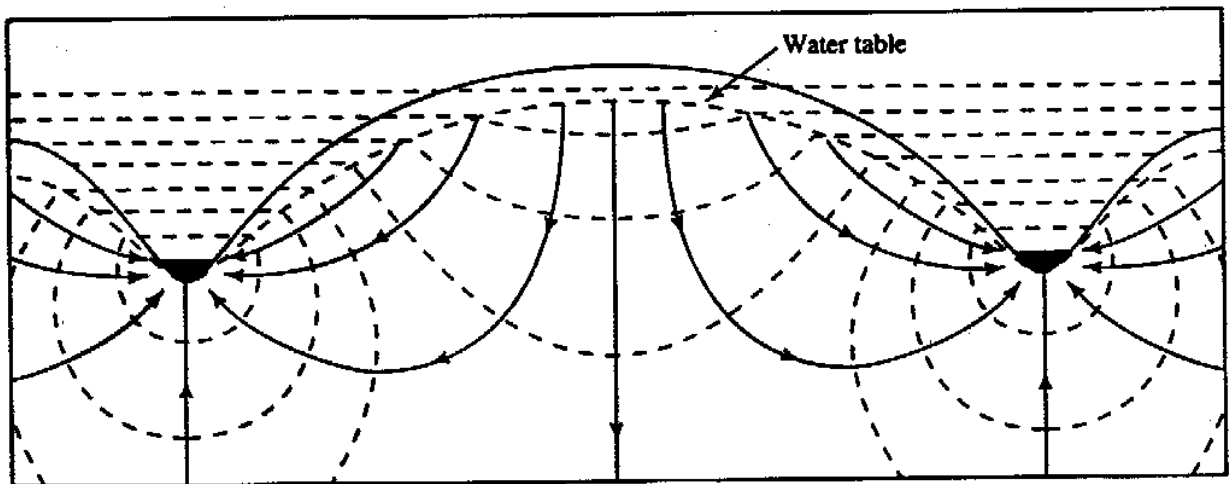


Figura 187.8 – Esquema das linhas de fluxo para a metade do canal. $N_f=4$ $N_q=3$

Para a metade da base do canal de largura b temos:

$$q = (N_f / N_q) \times K \times h$$

$$q = (4/3) \times 1,2 \times 10^{-6} \times 3,8 = 6,08 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Da Figura (190.3), temos:

Força *uplift* F_u

$$F_u = u \times (b/2 \times \text{largura}) = u \times (b/2) \times 1,00\text{m} \quad (\text{KN/m})$$

$$u = \gamma_w (h - y)$$

A pressão neutra atua de baixo para cima também é conhecida como pressões periféricas de contorno, conforme Carmignani et al. (2009). A pior situação da pressão periférica é na saída final, onde pode ocasionar ruptura do solo ou levantamento da base de concreto.

Sendo:

u = pressão do *porewater* (pressão periférica) KN/m^2 = pressão de baixo para cima (KN/m^2) chamada de *uplift*, conforme Gupta (2008).

$$\gamma_w = \text{água} = 10 \text{ KN/m}^3$$

h = perda de carga estimada da linha equipotencial das linhas de fluxo para o ponto considerado (m). Estimado em $h = 0,14\text{m}$.

y = cota do ponto considerado a partir do *datum*, que é geralmente o nível superior da laje do piso (m). Geralmente, toma-se um ponto abaixo da laje do piso e como exemplo de uma laje de $0,30\text{m}$ o valor de y será negativo, isto é, $y = -0,30\text{m}$.

$H/N_q = 3,8 / 3 = 1,27\text{m}$. Portanto, cada queda da linha equipotencial é de $1,27 \text{ mca}$.

Sob a laje de $0,30\text{m}$ a pressão hidrostática tirada do desenho original é de $0,14\text{m}$.

O valor de $h = 0,14\text{m}$ e $y = -0,3\text{m}$ (altura da base de concreto).

$$u = \gamma_w (h - y)$$

$$u = 10 [0,14 - (-0,30)] = 10 \times 0,44 = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

Então, a força *uplift* sobre uma área com um metro de largura, F_u por metro será:

$$F_u = u \times (b/2 \times \text{largura}) = u \times (b/2) \times 1,00\text{m} \quad (\text{KN/m})$$

$$F_u = 4,4 \times (15,7/2 \times 1,00) = 34,54 \text{ KN/m} = 3,4 \text{ mca/m}$$

Verificar que a força hidrostática do *uplift* por metro é de $3,4 \text{ mca}$ que age de baixo para cima, podendo levantar a laje de concreto, dependendo da sua espessura. Caso não se queira aumentar a espessura da laje, fazemos *weep holes*.

Supondo que a espessura da laje do fundo é $0,30\text{m}$ e supondo o peso do concreto de 22 KN/m^3 e considerando o peso específico submerso, isto é, descontando o deslocamento da água de 10 KN/m^3 , teremos para o concreto 12 KN/m^3 .

Peso da faixa de concreto W será:

$$W = \text{comprimento} \times \text{espessura} \times \text{largura} \times \text{peso específico} = \\ = (15,7/2) \times 0,30 \times 1,0 \text{m} \times 12 = 28,26 \text{ KN/m}$$

Observar que comparamos o peso da base de concreto de 1m de largura e comprimento $b/2$ com a força hidrostática do uplift no mesmo comprimento e na mesma largura.

$$\text{Então } F = W/F_{up} = 28,26 / 34,54 = 0,8 < 1,5 \text{ Não OK}$$

O valor de F deverá ser maior ou igual que 1,5.

Portanto, haverá levantamento da laje de fundo.

Fator de segurança contra *piping*

O gradiente de saída da linha de fluxo i_e :

$$i_e = \Delta h / L_e$$

Sendo:

$$\Delta h = H/N_q = 3,8/3 = 1,27 \text{m}$$

$L_e = 2,7 \text{m}$ (medido no desenho em escala original. É a distância da última equipotencial até a base de concreto de 0,30m.). A pressão entre as duas equipotenciais é 1,27mca.

$$i_e = \Delta h / L_e$$

$$i_e = 1,27/2,7 = 0,47 \text{ . Este é gradiente de saída.}$$

Nota: o i_c é sempre igual a 1, ou seja, $i_c = 1$

$$F = i_c / i_e = 1,0 / 0,47 = 2,1 < 4 \text{ Não OK.}$$

Portanto, haverá *piping*.

Precisamos, portanto, de weep holes.

Exemplo 187.4

Verificar se haverá ou não levantamento do fundo de um canal de gabião com colchão reno com 0,30m de espessura. A largura da base do canal é de 15,70m e o talude é vertical. A altura máxima do nível de água no canal é de 3,80m e a 18m da superfície temos areia argilosa praticamente impermeável.

O solo é franco argiloso, com $K= 4,32 \text{ mm/h} = 1,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. Supomos que o gabião colchão reno do talude não permite a percolação da água.

Vamos aplicar a teoria dos fluxos.

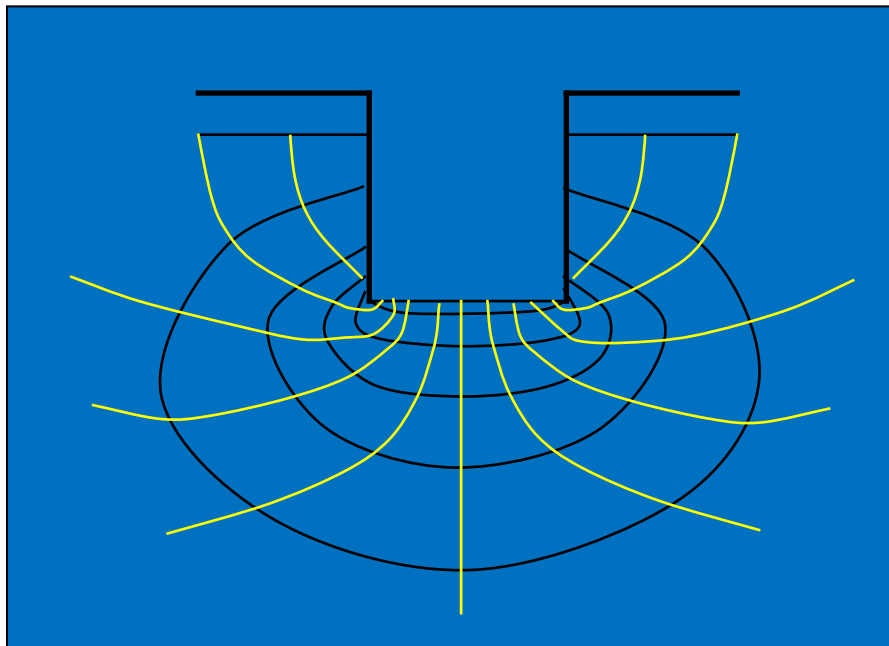


Figura 187.9 – Linhas de fluxo

$$q = (N_f / N_q) \times K \times h$$

$$q = (6/6) \times 1,2 \times 10^{-6} \times 3,8 = 4,56 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Da Figura (187.9), temos:

Força *uplift* F_u

$$F_u = u \times \text{área} \times 1,00\text{m} \text{ (KN/m)}$$

$$u = \gamma_w (h - y)$$

A pressão neutra atua de baixo para cima também é conhecida como pressões periféricas de contorno, conforme Carmignani et al. (2009). A pior situação da pressão periférica é na saída final, onde pode ocasionar ruptura do solo ou levantamento da base de concreto.

Sendo:

u = pressão do porewater (pressão periférica) KN/m^2 = pressão de baixo para cima (KN/m^2) chamada de *uplift* conforme Gupta, 2008.

$$\gamma_w = \text{água} = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$$

h = perda de carga estimada da linha equipotencial das linhas de fluxo para o ponto considerado (m). Estimado em $h=0,1\text{m}$.

y = cota do ponto considerado a partir do datum, que é geralmente o nível superior da laje do piso (m). Geralmente se toma um ponto abaixo da laje do piso e como exemplo de uma laje de $0,30\text{m}$ o valor de y será negativo, isto é, $y= - 0,30\text{m}$. A pressão até abaixo da laje é um valor menor que $H/Nq=3,8/8= 0,475$. Aproximadamente o valor h será a metade de $0,63$, ou seja, $0,475/2= 0,24\text{mca}$

No Exemplo (187.2), o valor de $h=0,24\text{m}$ e $y= -0,3\text{m}$ (altura da base de concreto).

$$u = \gamma_w (h - y)$$

$$u = 10 [0,24 - (-0,30)] = 10 \times 0,54 = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

Então, a força *uplift* sobre uma área com um metro de largura, F_u por metro será:

$$F_u = u \times \text{área} \times 1 = 5,4 \times (15,7/2) \times 1 = 42,39 \text{ KN/m}$$

Supondo que a espessura da laje do fundo é $0,30\text{m}$ e supondo o peso do concreto de 22 KN/m^3 e como está submerso, adotamos 12 KN/m^3 .

Peso da faixa de concreto W será:

$$W = (15,7/2) \times 12 \times 0,3 \times 1,0 = 28,26 \text{ KN/m}$$

$$\text{Então } F = W/F_u = 28,26 / 42,39 = 0,67 < 1,5 \quad \text{Não OK}$$

O valor de F deverá ser maior que $1,5$.

Portanto, haverá levantamento da laje de fundo e precisamos aumentar a espessura da laje ou fazer weep holes.

Fator de segurança contra *piping*

O gradiente de saída da linha de fluxo i_e :

$$i_e = \Delta h / L_e$$

Sendo:

$$\Delta h = h/Nq = 3,8/8 = 0,475\text{m}$$

$$L_e = 1,00\text{m}$$

$$i_e = \Delta h / L_e$$

$$i_e = 0,475/1,00 = 0,475$$

Nota: o i_c é sempre igual a 1 , ou seja, $i_c=1$

$$F = i_c / i_e = 1,0 / 0,475 = 2,1 < 4 \quad \text{Não OK.}$$

Portanto, haverá *piping*.

187.7 Falhas na hidráulica

Conforme Schuppener (2011), existem quatro falhas principais no solo causadas pela pressão *pore-water* que são mais relevantes:

1. Falha devido ao *uplift*
2. Falha devido ao *heave* (levantamento)
3. Falha de erosão interna
4. Falha devido ao *piping*

A falha devido ao *uplift* ocorre quando a pressão do *pore-water* sob a estrutura ou solo com baixa permeabilidade torna-se maior que a pressão devido à estrutura ou devido ao solo existente, conforme Figura (187.10).

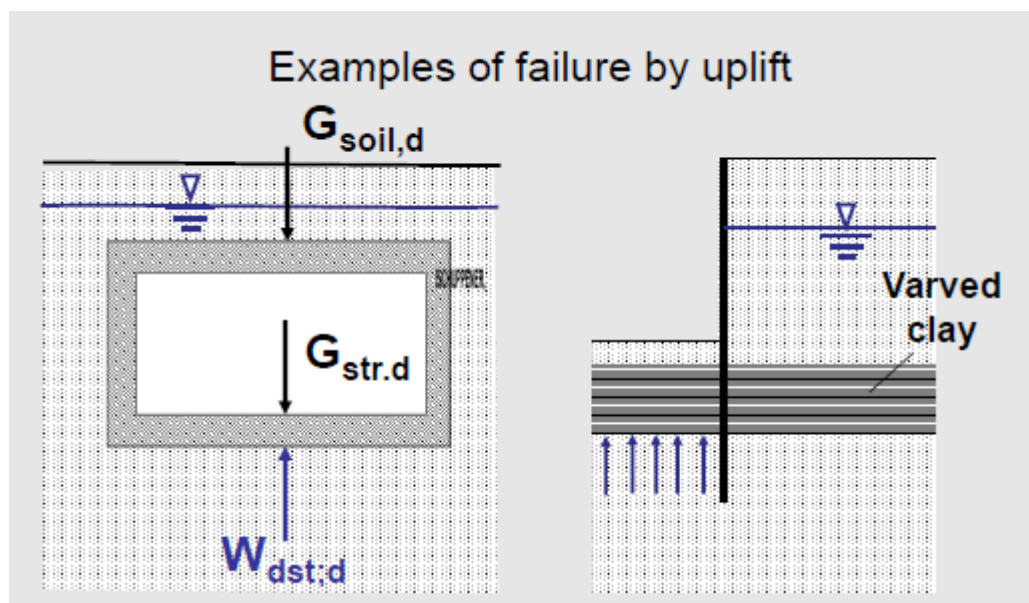


Figura 187.10 – Falhas devido ao *uplift*, conforme Schuppener (2011)

As falhas devido ao *heave* (levantamento) ocorrem quando as forças de escoamento agem contra o peso do solo, reduzindo a tensão vertical a zero. As partículas de solo então são levantadas na vertical pelo fluxo de água e ocorre a falha (*boiling*) conforme Figura (187.11)

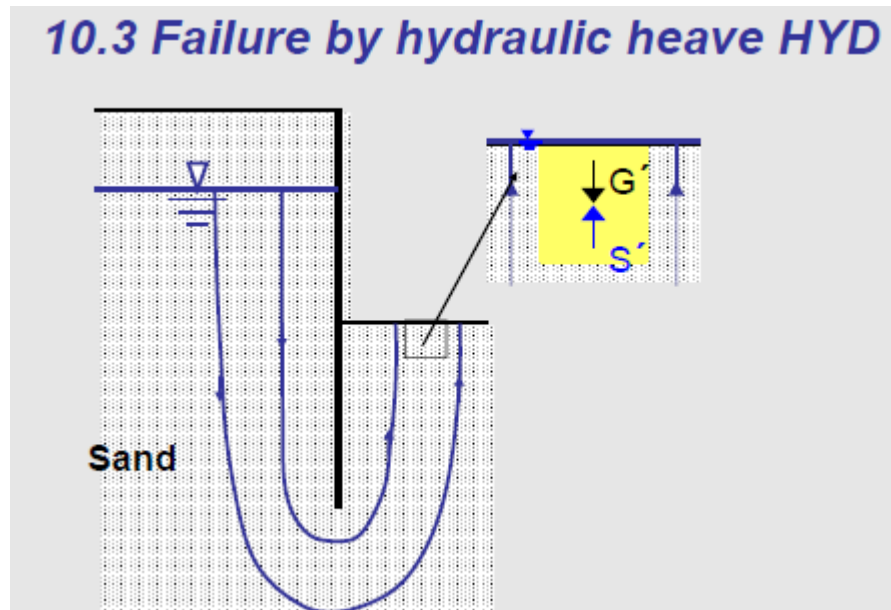


Figura 187.11 – Falhas devido ao *heave* (levantamento), conforme Schuppener (2011)

As falhas de erosão interna são produzidas pelo transporte das partículas de solo com o solo do *stratum* até a interface do solo ou até a interface do solo e a estrutura. Isto pode, finalmente, resultar em uma erosão regressiva, levando a estrutura do solo ao colapso.

As falhas devido ao *piping* são uma forma particular de falha, por exemplo, quando a erosão interna de um reservatório começa na superfície e regressa até uma forma de tubo, formando um túnel no solo entre o solo e a fundação ou entre o solo coesivo e solo não coesivo. A falha ocorre quando o túnel de erosão atinge a jusante o fundo do reservatório.

187.8 Medidas contra falhas causadas pelo *uplift*

As medidas mais comuns adotadas para resistir às falhas causadas por *uplift* são:

1. Aumentar o peso da estrutura;
2. Diminuir a pressão da água sob a estrutura usando drenagem, como, por exemplo, os *weep holes*;
3. Ancorando a estrutura na base. Podem ser utilizadas estacas ou outras ancoragens, usando o devido coeficiente de segurança;

187.9 Weep holes

Os *weep holes* são usados para aliviar as pressões hidrostáticas, conforme Figuras (187.12) a (187.14), em canais revestidos e devem ser recomendados por um engenheiro especialista em geotécnica.

No Brasil, *weep hole* é chamado de barbacã. Tem diâmetro variando de 25mm a 75mm, sendo usual o diâmetro de 50 mm, é de PVC e comprimento aproximado de 1,00m a 1,50m sendo totalmente revestido com geotextil.

Na sua entrada, do lado de dentro da estrutura, existem pedras britadas de 1/2" a 5/8" envoltas em bidim para não entupir. O tubo curto, quando com aberturas para entrada de água, deve ser coberto com bidim.

A distância máxima transversal entre os *weeps holes* é de 3 m e usualmente é usado 2 m de eixo a eixo dos *weep holes*.

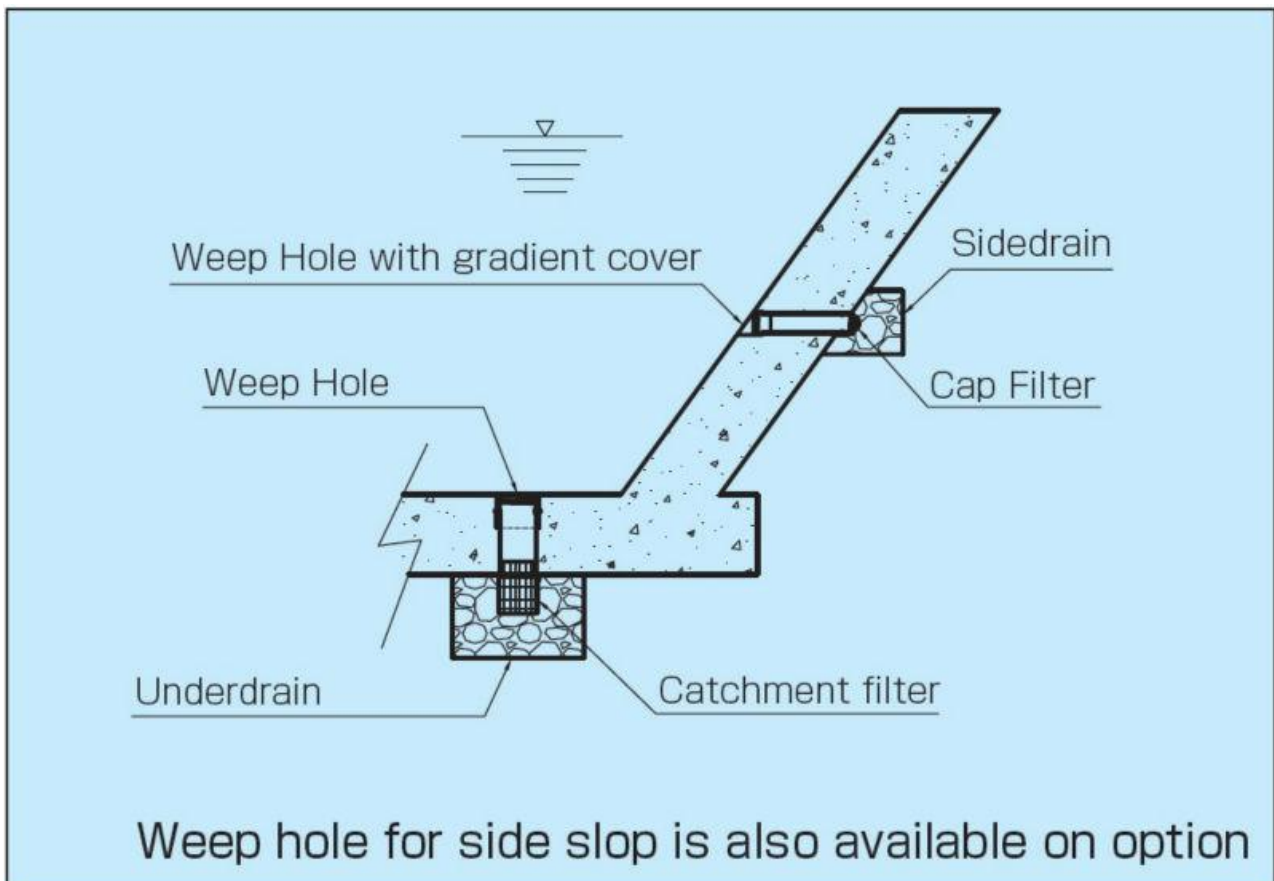


Figura 187.12 – *Weep hole* no talude e na base do canal

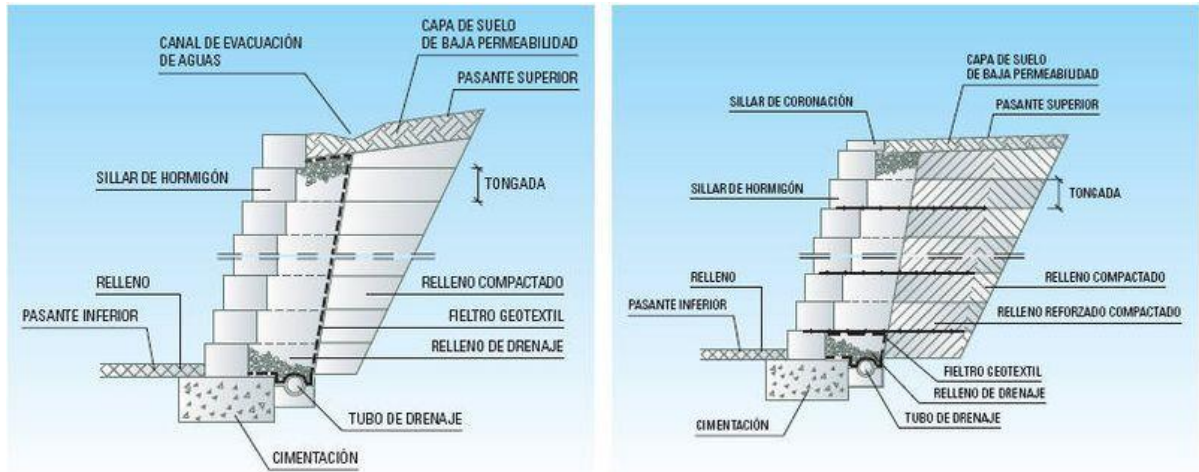


Figura 187.13 – *Weep hole* no talude em gabião do canal

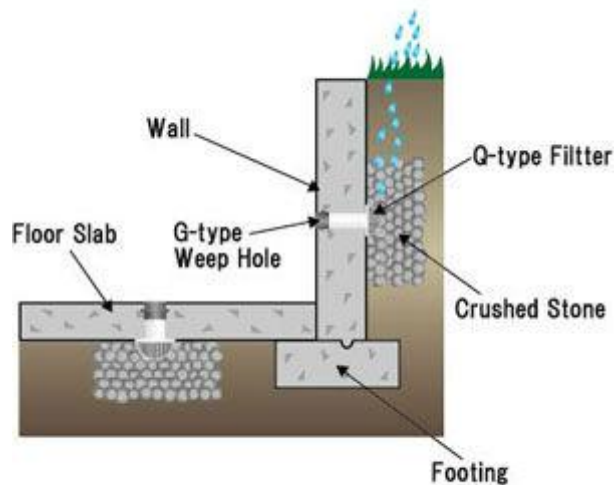


Figura 187.14 – *Weep holes* no talude vertical e na base do canal

187.10 Condutividade hidráulica

Conforme Azizi (2003), os valores médios são os seguintes:

- Cascalho $> 10^{-2}$ m/s
- Areia entre 10^{-1} a 10^{-5} m/s
- Silte entre 10^{-4} a 10^{-7} m/s
- Argila $< 10^{-7}$ m/s

187.11 Bibliografia e livros consultados

- AZIZI, FETHI. *APPLIED ANALYSES IN GEOTECHNICS*. 776 PAGINAS, AMAZON/ KINDLE, ANO 2003, ISBN 0-203-47873-8.
- BARNES, GRAHAM E TIBANA, SERGIO. MECÂNICA DOS SOLOS-PRINCIPIOS E PRÁTICAS. 3ª EDIÇÃO, 2016, ISBN 978-85-352-7122-5, EDITORA ELSEVIER, 549 PÁGINAS.
- BEDIENT, B. PHILIP et al. *Hydrology anf floodplain analysis*. 4a ed, 2008, 793 páginas
- CARNUIGBNANI, LUIGI E FIORI, ALBERTO PIO. FUNDAMENTOS DE MECÂNICA DOS SOLOS E DAS ROCHAS. 2ª EDIÇÃO. EDITORA OFICINA DE TEXTOS, 602 PAGINAS. ANO 2009, ISBN 9788-573352122.
- GUPTA, RAM S. *Hydrology and hydraulic systems*, 3a ed. Waveland,2008, 896 páginas.
- MASSAD, FAIÇAL. *OBRAS DE TERRA- CURSO BASICO DE GEOTECNIA*. OFICINA TEXTOS 2ª EDIÇÃO, 2010, ISBN 978-85-86238-97-0, 215 PAGINAS.
- PALANIKAM, M. *SOIL MECHANICS*, ANO 2013, AMAZON/KINDLE, 350 - PAGINAS, ISBN 978-81-203-4838-7, DELHI, INDIA.
- SCHUPPENER, BERND. GERMAN FEDERAL WATERWAYS ENGINEERING AND RESEARCH INSTITUTE, KARLSRUHE. WWW.BAW.DE; CODES OF PRACTICE, MSD, 2011. ANO 2013.
- TERSAGHI, KARL VON E PECK, RALPH B. MECÂNICA DOS SOLOS NA PRÁTICA DA ENGENHARIA. EDITORA: LIVRO TÉCNICO, RIO DE JANEIRO, 1962, 659 PAGINAS.