

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM  
MACIÇOS PERMEÁVEIS, COM ÊNFASE EM SOLUÇÕES  
DE JET GROUTING**

**FELIPE MARÇAL BARBOSA DE MELO GÓIS**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA**

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2015**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM  
MACIÇOS PERMEÁVEIS, COM ÊNFASE EM SOLUÇÕES  
DE JET GROUTING**

**FELIPE MARÇAL BARBOSA DE MELO GÓIS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**DIÊGO DE ALMEIDA PEREIRA, MSc. (DNIT)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 03 de Dezembro de 2015.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

GÓIS, FELIPE MARÇAL BARBOSA DE MELO	
SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM MACIÇOS PERMEÁVEIS, COM ÊNFASE EM SOLUÇÕES DE JET GROUTING [Distrito Federal] 2015.	
xvi, 104 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)	
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. <i>Jet grouting</i>	2. Barragens em maciços permeáveis
3. Sistemas de controle de fluxo	4. Tratamento de fundações
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GÓIS, F. M. B. M. (2015). Sistemas de Controle de Percolação em Maciços Permeáveis com Ênfase em Soluções de Jet Grouting. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA003/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 104 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Felipe Marçal Barbosa de Melo Góis

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: SISTEMAS DE CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM MACIÇOS PERMEÁVEIS, COM ÊNFASE EM SOLUÇÕES DE JET GROUTING

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2015

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Felipe Marçal Barbosa de Melo Góis

CA-02, bloco F, apto 322, Lago Norte

71503-502 - Brasília/DF - Brasil

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu avô Chicão, que não me viu engenheiro, mas que com certeza estaria muito feliz neste momento.

## AGRADECIMENTOS

Ao professor André Pacheco de Assis, que tornou possível a realização deste projeto com muita disponibilidade e conhecimento.

Aos meus amigos que me acompanharam ao longo desse curso, tornando tudo um pouco mais tranquilo e interessante.

À minha segunda família, Flávio, Luciana e Lucca, que me acolheram tão bem, fazendo me sentir muito querido.

À minha família maranhense, Anthunes, Paula, Isadora e Arthur, que mesmo distantes deram grande apoio na minha formação.

À minha família goiana, Inês, Vicente e Beatriz, que me proporcionam muitas risadas e momentos felizes nas épocas mais difíceis.

Aos meus avós, Hermes, Maria José e Heloiza, que me ajudaram de todas as formas possíveis nos últimos cinco anos, viabilizando meu projeto de vida.

Aos meus tios Edson e Nara, que não só me ofereceram um lugar pra morar, mas também aguentaram todos os meus defeitos, sempre com carinho e preocupação.

Aos meus irmãos Júlia e Mateus, que me mostram todo dia um lado menos sério da vida, fazendo de mim uma criança eterna ao lado deles.

À Izabella, por me aceitar por completo, por me incentivar sempre e por ser pra mim a síntese perfeita de tudo o que eu mais quero na vida em uma pessoa só.

Finalmente, agradeço aos meus pais Nuno e Roberta, que lutam todos os dias para que eu seja muito feliz. E, principalmente, porque sem eles eu não seria nada.

## RESUMO

### Sistemas de Controle de Percolação em Maciços Permeáveis, com Ênfase em Soluções de *Jet Grouting*

O cenário das hidrelétricas brasileiras passou por grandes mudanças nas duas últimas décadas. Entre elas, observou-se a nítida transição dos empreendimentos hidrelétricos do Sudeste para outras regiões do Brasil, como o Norte e o Centro-Oeste. Estas mudanças têm tornado os novos aproveitamentos cada vez mais desafiadores, tanto pela crescente exigência em relação à questão socioambiental, quanto pela busca por obras cada vez mais baratas e eficientes. Dentre os inúmeros fatores que influenciam os projetos de barragens nestas regiões, destaca-se a análise da percolação através do maciço compactado e da fundação, já que a presença de camadas aluvionares espessas e rochas permeáveis são bastante comuns. Com a experiência acumulada ao passar dos anos, encontram-se disponíveis inúmeros métodos para o controle do fluxo de água através das barragens. Porém, em diversas situações, as soluções mais convencionais não se enquadram a geologia do local de forma adequada, o que abre espaço para sistemas mais novos e inovadores tecnicamente, como o *jet grouting*. Estas soluções ainda são restritas no mercado brasileiro principalmente devido ao conhecimento técnico insuficiente acerca destas soluções. Neste sentido, este trabalho visa agregar conhecimento a respeito das soluções em *jet grouting* e detalhar suas características principais, bem como suas vantagens e desvantagens em relação as outras soluções mais clássicas.

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2.	OBJETIVO .....	2
1.3.	ESCOPO.....	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1.	FLUXO EM MEIOS POROSOS .....	4
2.2.	FUNDAÇÕES PERMEÁVEIS DE BARRAGENS .....	6
2.3.	TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES PERMEÁVEIS .....	7
2.3.1.	TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO ( <i>CUT-OFF</i> ) .....	9
2.3.2.	TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO PARCIAL.....	11
2.3.3.	PAREDES DIAFRAGMA.....	12
2.3.4.	INJEÇÕES .....	14
2.3.5.	TRINCHEIRAS PREENCHIDAS COM LAMA ( <i>SLURRY TRENCH</i> ).....	18
2.3.6.	ESTACA SECANTE .....	19
2.3.7.	ESTACAS PRANCHA.....	21
2.4.	JET GROUTING.....	21
2.4.1.	EXEMPLOS DE OBRAS COM SOLUÇÕES DE CONTROLE EM <i>JET GROUTING</i> .....	29
2.4.2.	UHE ESTREITO.....	29
2.4.3.	PCH QUELUZ .....	32
3.	METODOLOGIA .....	34
3.1.	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	34
3.1.1.	SEÇÃO TÍPICA.....	35

3.1.2.	DESCRIÇÃO DO PROCESSO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS .....	38
3.1.3.	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS .....	39
3.2.	ESTUDO DE CASO .....	40
3.2.1.	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS .....	40
4.	ANÁLISES E RESULTADOS .....	42
4.1.	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	42
4.1.1.	ANÁLISE EM CONDIÇÃO NATURAL.....	42
4.1.2.	ANÁLISE DA APLICAÇÃO DAS TRINCHEIRAS DE VEDAÇÃO ( <i>CUT-OFF</i> )	44
4.1.3.	ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE SOLUÇÕES DE CONTROLE DELGADAS ( <i>JET GROUTING</i> , PAREDE DIAFRAGMA E TRINCHEIRA DE LAMA).....	51
4.1.4.	ANÁLISE DA APLICAÇÃO DOS TAPETES DE MONTANTE .....	59
4.2.	ESTUDO DE CASO .....	67
4.2.1.	APRESENTAÇÃO .....	67
4.2.2.	CONDIÇÃO NATURAL.....	71
4.2.3.	APLICAÇÃO DO TAPETE DE MONTANTE.....	73
4.2.4.	APLICAÇÃO DO <i>JET GROUTING</i> .....	75
4.2.5.	RESULTADOS OBTIDOS.....	76
5.	CONCLUSÃO .....	79
6.	REFERÊNCIAS.....	81
	APÊNDICES.....	83

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Linhas de fluxo e equipotenciais em seção homogênea (U.S. Corps of Engineers, 1993). .....	5
Figura 2.2: Seção da barragem do Leão (Cruz, 1996). .....	9
Figura 2.3: Execução de parede diafragma - (1) escavação (2) concretagem (3) camada impermeável e (4) camada tratada (Fell et al., 2015). .....	13
Figura 2.4: Perfil - Parede Diafragma - UHE Estreito (Novatecna, 2008). .....	14
Figura 2.5: Esquema de injeção em três linhas (Costa, 2012). .....	15
Figura 2.6: Absorção de sólidos por furo - Sistema de injeções convencional (Assis <i>et al</i> , 2003). .....	16
Figura 2.7: Curva de injetabilidade obtida em Tucuruí (Assis <i>et al</i> , 2003). .....	17
Figura 2.8: Trincheira de lama - Localização (a) No centro da barragem (b) À montante (Fell <i>et al</i> , 2015). .....	19
Figura 2.9: Execução das estacas secantes (Brasfond, 2009). .....	20
Figura 2.10: Execução de jet grouting (Modoni apud Carletto, 2009). .....	22
Figura 2.11: Sistemas de jet grouting - (a) monofluido (b) bifluido (c) trifluido (Essler e Yoshida, 2004). .....	23
Figura 2.12: Comparativo da distância atingida por jato de água em relação ao meio tratado .....	24
Figura 2.13: Adesão entre colunas de jet grouting (Novatecna, 2003). .....	25
Figura 2.14: Ábaco para determinação de diâmetros efetivos em relação ao material e ao sistema. ....	26
Figura 2.15: Campo de teste de colunas – UHE Estreito (Novatecna, 2008). .....	28
Figura 2.16: Maquinário e região de tratamento – UHE Estreito (Novatecna, 2008). .....	30
Figura 2.17: Perfis das cortinas em jet grouting – UHE Estreito (Novatecna, 2008). .....	31

Figura 2.18: Final da execução da cortina de jet grouting – PCH Queluz (Novatecna, 2010). .....	33
Figura 3.1: Seção típica adotada para análise (fora de escala para melhor visualização). ....	36
Figura 3.2: Seção típica com cut-off (fora de escala para melhor visualização). ....	37
Figura 3.3: Seção típica com parede diafragma (fora de escala para melhor visualização)..	37
Figura 3.4: Seção típica com tapete de montante (fora de escala para melhor visualização).	38
Figura 4.1: Equipotenciais e valores de vazão para condição natural - $kf/km = 1000$ . ....	43
Figura 4.2: Equipotenciais e valores de vazão para seção com trincheira de vedação total (profundidade = $1.H$ ) - $kf/km = 1000$ . ....	45
Figura 4.3: Equipotenciais e valores de vazão para seção com trincheira de vedação parcial (profundidade = $1/3.H$ ) - $kf/km = 1000$ . ....	45
Figura 4.4: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com trincheira de vedação (cut-off).....	47
Figura 4.5: Vazões totais obtidas para seção com trincheira de vedação (cut-off).....	47
Figura 4.6: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com trincheira de vedação (cut-off). ....	48
Figura 4.7: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com trincheira de vedação (cut-off). ....	49
Figura 4.8: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Trincheiras de vedação (cut-off). ....	49
Figura 4.9: Redução de vazão total na seção após tratamento – Trincheiras de vedação (cut-off).....	50
Figura 4.10: Equipotenciais e valores de vazão para seção com solução delgada total (profundidade = $1.H$ ) - $kf/km = 1000$ . ....	52
Figura 4.11: Equipotenciais e valores de vazão para seção com solução delgada parcial (profundidade = $2/3.H$ ) - $kf/km = 1000$ . ....	53

Figura 4.12: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com solução de controle delgada. .....	54
Figura 4.13: Vazões totais obtidas para seção com solução de controle delgada.....	55
Figura 4.14: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com solução de controle delgada. ....	55
Figura 4.15: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com solução de controle delgada. ....	56
Figura 4.16: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Solução de controle delgada. ....	57
Figura 4.17: Redução de vazão total na seção após tratamento – Solução de controle delgada. ....	57
Figura 4.18: Equipotenciais e valores de vazão para seção com tapete de montante (L=5.H) - $k_f/k_m = 1000$ . ....	61
Figura 4.19: Equipotenciais e valores de vazão para seção com tapete de montante (L=10.H) - $k_f/k_m = 1000$ . ....	61
Figura 4.20: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com tapete de montante.....	63
Figura 4.21: Vazões totais obtidas para seção com tapete de montante. ....	63
Figura 4.22: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com tapete de montante. ....	64
Figura 4.23: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com tapete de montante.....	64
Figura 4.24: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Tapete de montante. 65	
Figura 4.25: Redução de vazão total na seção após tratamento – Tapete de Montante.....	66
Figura 4.26: Planta da região e seções estudadas. ....	68
Figura 4.27: Perfil topográfico levantado - Seção A. ....	69
Figura 4.28: Perfil topográfico levantado - Seção B.....	69

Figura 4.29: Perfil topográfico levantado - Seção C.....	69
Figura 4.30: Perfil topográfico levantado - Seção D. ....	69
Figura 4.31: Perfil topográfico levantado - Seção E.....	70
Figura 4.32: Perfil topográfico levantado - Seção F. ....	70
Figura 4.33: Perfil topográfico levantado - Seção G. ....	70
Figura 4.34: Perfil topográfico levantado - Seção H. ....	70
Figura 4.35: Condição Natural - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso. ....	72
Figura 4.36: Condição Natural - Gradientes – Seção com solo arenoso. ....	72
Figura 4.37: Condição Natural - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso e arenito. ....	72
Figura 4.38: Condição Natural – Gradientes – Seção com solo arenoso e arenito.....	73
Figura 4.39: Tapete de Montante - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso.....	74
Figura 4.40: Tapete de Montante – Gradientes – Seção com solo arenoso. ....	74
Figura 4.41: Tapete de Montante - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso e arenito. ....	74
Figura 4.42 : Tapete de Montante – Gradientes – Seção com solo arenoso e arenito. ....	75
Figura 4.43: Jet grouting - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso.....	75
Figura 4.44: Jet grouting – Gradientes – Seção com solo arenoso. ....	75
Figura 4.45: Jet grouting - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso e arenito.....	76
Figura 4.46: Jet grouting – Gradientes – Seção com solo arenoso e arenito. ....	76
Figura A.1: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=10$ . ....	83
Figura A.2: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=10$ . ....	83
Figura A.3: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=100$ . ....	83
Figura A.4: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=100$ . ...	84

Figura A.5: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=1000$ . .....	84
Figura A.6: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=1000$ ..	84
Figura A.7: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=10$ . .....	85
Figura A.8: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=10$ .....	85
Figura A.9: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=100$ . .....	85
Figura A.10: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=100$ ....	86
Figura A.11: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=1000$ . .....	86
Figura A.12: <i>Cut-Off</i> - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=1000$ ..	86
Figura A.13: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=10$ . .....	87
Figura A.14: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=10$ .....	87
Figura A.15: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=100$ . .....	87
Figura A.16: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=100$ ....	88
Figura A.17: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=1000$ . .....	88
Figura A.18: <i>Cut-Off</i> - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=1000$ ..	88
Figura A.19: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=10$ . .....	89
Figura A.20: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=10$ . .....	89
Figura A.21: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=100$ . .....	89
Figura A.22: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=100$ .....	90
Figura A.23: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=1000$ . .....	90
Figura A.24: <i>Cut-Off</i> - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=1000$ . ....	90
Figura A.25: Soluções delgadas – $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=10$ . .	91
Figura A.26: Soluções delgadas - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $k_f/k_m=10$ .....	91
Figura A.27: Soluções delgadas – $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $k_f/k_m=100$ .	91

Figura A.28: Soluções delgadas - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=100$ .....	92
Figura A.29: Soluções delgadas – $1/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=1000$ . .....	92
Figura A.30: Soluções delgadas - $1/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=1000$ .....	92
Figura A.31: Soluções delgadas – $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=10$ . .	93
Figura A.32: Soluções delgadas - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=10$ .....	93
Figura A.33: Soluções delgadas – $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=100$ .	93
Figura A.34: Soluções delgadas - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=10$ .....	94
Figura A.35: Soluções delgadas – $2/3.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=1000$ . .....	94
Figura A.36: Soluções delgadas - $2/3.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=1000$ .....	94
Figura A.37: Soluções delgadas – $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=10$ . ....	95
Figura A.38: Soluções delgadas - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=10$ .....	95
Figura A.39: Soluções delgadas – $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=100$ . ..	95
Figura A.40: Soluções delgadas - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=100$ .....	96
Figura A.41: Soluções delgadas – $1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=1000$ .	96
Figura A.42: Soluções delgadas - $1.H$ – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – $kf/km=1000$ .....	96
Figura A.43: Tapete de montante – $L=1.H$ - Equipotenciais e valores de vazão – $kf/km=10$ . .....	97

Figura A.44: Tapete de montante – L=1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=10.....	97
Figura A.45: Tapete de montante – L=1.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=100. .....	97
Figura A.46: Tapete de montante – L=1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=100.....	98
Figura A.47: Tapete de montante – L=1.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=1000.....	98
Figura A.48: Tapete de montante – L=1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=1000.....	98
Figura A.49: Tapete de montante – L=3.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=10. .....	99
Figura A.50: Tapete de montante – L=3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=10.....	99
Figura A.51: Tapete de montante – L=3.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=100. .....	99
Figura A.52: Tapete de montante – L=3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=100.....	100
Figura A.53: Tapete de montante – L=3.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=1000.....	100
Figura A.54: Tapete de montante – L=3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=1000.....	100
Figura A.55: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=10. .....	101
Figura A.56: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=10.....	101

Figura A.57: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=100. .....	101
Figura A.58: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=100.....	102
Figura A.59: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=1000.....	102
Figura A.60: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=1000.....	102
Figura A.61: Tapete de montante – L=10.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=10. .....	103
Figura A.62: Tapete de montante – L=10.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=10.....	103
Figura A.63: Tapete de montante – L=10.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=100.....	103
Figura A.64: Tapete de montante – L=10.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=100.....	104
Figura A.65: Tapete de montante – L=10.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=1000.....	104
Figura A.66: Tapete de montante – L=10.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=1000.....	104

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Diâmetros obtidos em relação ao tipo de sistema (Carletto, 2009). .....	24
Tabela 3.1: Total de análises executadas. ....	39
Tabela 3.2: Coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais utilizados na análise paramétrica.....	40
Tabela 3.3: Coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais utilizados no estudo de caso.....	41
Tabela 4.1: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção em condição natural. ....	43
Tabela 4.2: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com cut-off. ....	46
Tabela 4.3: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com solução de controle delgada. ....	53
Tabela 4.4: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com solução de controle delgada considerada impermeável.....	58
Tabela 4.5: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com tapete de montante.....	60
Tabela 4.6: Valores de gradiente obtidos por meio da fórmula proposta para cada seção. ....	71
Tabela 4.7: Resultados obtidos para o estudo de caso. ....	77

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. MOTIVAÇÃO

O crescimento da população e da indústria gera, a cada dia, maior demanda por energia elétrica. Dentre as fontes energéticas disponíveis, a energia hidrelétrica tem papel principal no Brasil devido ao elevado potencial elétrico de suas bacias. Sendo assim, a construção de barragens foi, e ainda é, o mais importante meio de obtenção dessa demanda por energia.

A busca por locais barráveis para geração de energia se deu inicialmente na região Sudeste, devido à sua boa localização geográfica para distribuição, facilidade de acesso e também ao alto potencial de geração contido nos seus rios. Com isso, desde a década de 60 foi construída uma densa malha de usinas e pequenas centrais hidrelétricas na região, que geram diariamente grande parte da energia consumida no território nacional. Consequentemente, estas regiões com alto potencial foram gradativamente ficando saturadas, fazendo-se necessária a busca por outros locais barráveis para suprir a demanda energética constantemente crescente.

Os projetos de barragens migraram então principalmente para as regiões Centro-Oeste e Norte. Contudo, nestas regiões foram encontradas características próprias que obrigaram os projetistas e empreiteiros a realizar mudanças em vários aspectos dos seus projetos. Agregada a estes fatores, a crescente preocupação socioambiental pressiona cada vez mais o setor para escolhas e propostas de obras cada vez mais sustentáveis. Com isso, o estudo dos empreendimentos hidrelétricos atuais deve ser mais ampla, minimizando problemas ambientais sem comprometer sua viabilidade econômica.

Dos diferentes aspectos que tornam os projetos do Centro-Norte brasileiro mais desafiadores, as características geológicas desfavoráveis talvez representem o principal problema. A presença rochas sedimentares extremamente permeáveis como o arenito e camadas espessas de solos aluvionares são comuns nessas regiões, em contraposição da região Sudeste com a presença de derrames basálticos. Desse modo, soluções efetivas e economicamente interessantes de controle de fluxo através das fundações das barragens são ainda mais necessárias.

Essa busca de alternativas deve ser vista como um dos principais pontos de análise nos projetos, já que a maioria dos problemas ocorridos em aproveitamentos hidrelétricos é relacionada à percolação da água. Deve-se ressaltar ainda que, em muitas obras são escolhidas soluções de controle mais tradicionais (como as trincheiras vedantes) devido ao conhecimento prévio agregado e ao receio dos projetistas em aplicar novas tecnologias. Contudo, nem sempre elas representam a melhor escolha ou são viáveis para o projeto, podendo ser inferiores tanto na efetividade do sistema quando no custo final em relação às tecnologias mais modernas, como o *jet grouting*.

Tendo como principal característica a versatilidade, o *jet grouting* vem se destacando no cenário de engenharia desde seu desenvolvimento na década de 70, no Japão. Nas duas últimas décadas, esta tecnologia foi trazida para os projetos de barragens devido às suas características impermeabilizantes quando suas colunas são sobrepostas formando cortinas. No Brasil, a introdução desta solução se deu em 2007 na UHE Estreito para controle de fluxo na região das ensecadeiras. O sistema foi implantado com sucesso e se mostrou de ótima eficiência. Contudo, o conhecimento desta solução ainda é um pouco limitado no meio técnico. Sendo assim, o que motiva este estudo é a tentativa de agregar um pouco mais de conhecimento das características e dos resultados do *jet grouting* em relação às outras alternativas de controle de percolação em fundações permeáveis.

## **1.2. OBJETIVO**

O presente trabalho tem como objetivo principal apresentar e analisar tecnicamente, em termos de vazão total e de gradientes de saída, as principais soluções para controle de fluxo nas fundações de barragens assentadas em solos permeáveis, abordando alternativas mais tradicionais e conhecidas e outras mais modernas. As análises terão como foco principal os sistemas de *jet grouting* e as características que o diferenciam das demais, fazendo com que esta alternativa seja o atual expoente do tratamento de fundações permeáveis.

Serão analisados do ponto de vista técnico casos comparativos, onde serão aplicados diferentes métodos de controle de percolação na fundação, observando os resultados e características de cada um. Com isso, se deseja proporcionar uma ampla visão das

alternativas já consolidadas no mercado, além de expandir os horizontes para o conhecimento de tecnologias mais modernas.

### **1.3. ESCOPO**

Este trabalho é dividido em cinco capítulos. No Capítulo 1 são apresentados a motivação e os objetivos da pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica que contempla os principais métodos de controle de percolação em maciços permeáveis. Também são descritas mais detalhadamente as características das soluções em *jet grouting*, juntamente com dois exemplos de aplicação deste sistema no Brasil.

O Capítulo 3 contém a metodologia proposta para o desenvolvimento das análises.

O Capítulo 4 apresenta as análises e resultados obtidos em cada etapa do projeto.

Finalmente, o Capítulo 5 apresenta as conclusões finais alcançadas por meio das análises e as considerações para os projetos de soluções de controle de percolação em barragens.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. FLUXO EM MEIOS POROSOS

Ao construir uma barragem, lida-se prioritariamente com o controle da água armazenada em um reservatório, que posteriormente desempenhará diversas funções como a geração de energia ou o abastecimento humano. A análise de controle da água em uma barragem de terra ou enrocamento é basicamente uma análise dos solos e rochas envolvidos na construção e da água que percola através destes materiais. Essa percolação só é possível devido à existência de vazios interconectados ou de descontinuidades na rocha, onde a água pode fluir devido à diferença de carga existente de um ponto a outro.

A facilidade em que a água se desloca através de um material é representada por uma característica do próprio material, chamada de condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade ( $k$ ). Esta propriedade é geralmente expressa em cm/s ou m/s e depende de diversos fatores, tais como: índice de vazios, distribuição dos poros, granulometria, rugosidade das partículas minerais, grau de saturação e viscosidade do fluido.

No ano de 1856, Darcy publicou uma simples equação que descreve a velocidade de descarga<sup>1</sup> da água em solos saturados em fluxo laminar:

$$v = k \cdot i \quad (2.1)$$

onde  $k$  é o coeficiente de permeabilidade e  $i$  é o gradiente hidráulico, que representa a relação entre a diferença de carga hidrostática entre dois pontos e a distância entre eles.

Para qualquer condição de campo ou laboratório, onde a vazão, a área transversal e o gradiente hidráulico são conhecidos, pode ser determinado o coeficiente de permeabilidade. Existem variados ensaios para tal determinação, sendo que em campo, o mais comum deles é o ensaio de perda d'água.

---

<sup>1</sup> A velocidade de descarga é a quantidade de água que flui através de uma unidade de área de seção transversal, em uma unidade de tempo.

A equação geral da hidrodinâmica para fluxo permanente utiliza a equação proposta por Laplace para analisar o comportamento da percolação. Esta equação também desempenha um papel fundamental na análise da percolação através e sob uma barragem e pode ser escrita como:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.2)$$

onde  $h$  representa a carga hidráulica total,  $x, y, z$  representam as direções nas quais o fluxo ocorre, e  $k_x, k_y, k_z$  representam as permeabilidades em suas respectivas direções.

Como a análise do fluxo em barragens de terra e enrocamento é realizada bidimensionalmente, a equação de Laplace é simplificada para somente duas direções, podendo ser escrita como:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.3)$$

A solução desta equação nos dá dois conjuntos de curvas que se interceptam ao longo de toda a região na qual o fluxo ocorre, num ângulo de 90 graus. As curvas pertencentes ao primeiro conjunto são chamadas de linhas de fluxo e representam o caminho da água através de uma seção transversal. O segundo conjunto contém as curvas chamadas de equipotenciais, que são os locais geométricos do fluxo que apresentam mesma carga. O comportamento desses conjuntos de curvas pode ser observado na Figura 2.1.

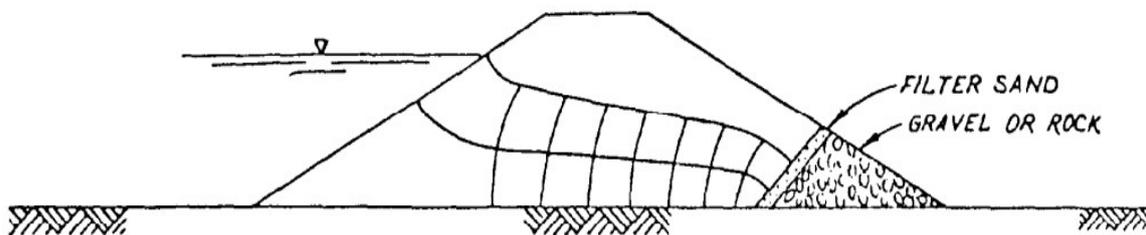


Figura 2.1: Linhas de fluxo e equipotenciais em seção homogênea (U.S. Corps of Engineers, 1993).

Com essas duas equações, tem-se a teoria do fluxo em meios porosos, que tem característica fundamental na análise do fluxo em uma barragem. Contudo, esta teoria possui algumas limitações que se mostram mais ou menos evidentes dependendo do tipo de material analisado. Estas limitações se dão devido às premissas básicas da teoria, que admite que: o solo é incompressível; o grau de saturação é constante; a percolação se dá sob gradientes hidráulicos que dependem das perdas de carga gravitacionais; e que todas as condições de contorno do fluxo são conhecidas. Segundo Sherard *et al.* (1963), essas premissas são melhores satisfeitas para maciços de areia ou brita, onde a vazão de percolação é relativamente alta, os vazios não contém ar e a capilaridade tem pequena ação. Faz-se necessário ao projetista o conhecimento destas limitações e a consciência de que, em algumas situações, tal teoria apresentará resultados pouco compatíveis com a realidade.

## **2.2. FUNDAÇÕES PERMEÁVEIS DE BARRAGENS**

A definição de fundação de uma barragem engloba todo o tipo de local em que as barragens se assentam. Sendo assim, todo o material abaixo da base da barragem, sendo ele, solo, rocha ou material de transição, pode ser chamado de fundação. Esta é a parte responsável por oferecer suporte para o maciço compactado, sob qualquer situação de carregamento e saturação do solo.

As fundações de barragens, mesmo em rocha, em sua grande maioria, representam o local onde se encontra a maior parte do fluxo total de água da barragem. Por este motivo, a busca por maneiras de controlar o fluxo excessivo e a diminuição dos riscos de *piping* e erosão são prioritários em um projeto de barragem. Segundo Cruz (1996): “Barragens são estruturas destinadas à retenção e à acumulação de água, e a arte de projetar uma barragem está ligada à arte de controlar o fluxo da água pelo conjunto barragem-fundação”.

Quando se fala em fundações muito permeáveis, tem-se que ter em mente os malefícios que elas podem causar para a barragem como um todo. O primeiro e principal problema causado pelo excesso de percolação na fundação é a erosão do material que compõe a fundação ou até o material da barragem. Tal fato gera perda de material que pode comprometer seriamente a estabilidade da barragem.

O fluxo de água através das fundações permeáveis gera forças resultantes do atrito entre a água que percola e os limites dos vazios do solo. Estas forças geram outro sério problema na

engenharia de barragens conhecido como *piping*, onde a erosão devido ao fluxo ocorre formando pequenos espaços em forma de tubos, formando ali então um caminho preferencial de percolação. As forças ocasionadas pelo fluxo de água dependem substancialmente da perda de carga através da barragem. Em fundações permeáveis, a carga do reservatório muitas vezes não é bem dissipada, fazendo com que o fluxo chegue ao pé da barragem ainda com elevadas cargas, e, conseqüentemente, a região fica sujeita ao *piping*. Este fenômeno ocorre muitas vezes de forma gradual e cumulativa, gerando problemas como a instabilidade da barragem e outra consequência conhecida como levantamento de pé (*blow-up*).

Outros problemas gerados pela percolação excessiva são: a elevada subpressão na fundação, perdas de água do reservatório e uma má condição de estabilidade nas ombreiras a jusante, devido ao nível freático alto.

A importância de obter características adequadas da fundação é imensurável, já que aproximadamente 40% das falhas em barragens de terra são atribuídas a falhas na fundação (United States Bureau of Reclamation, 1973). Hoje se disponibiliza de várias formas de tratamento das fundações de barragens, que abrangem desde estabilidade até controle da percolação.

### **2.3. TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES PERMEÁVEIS**

A construção das obras previstas num projeto de barragem introduz na fundação tensões, que podem ser efetivas, oriundas do peso do material assentado, ou poropressões, oriundas da água que percola tanto através do maciço compactado como da fundação. Com isso, as camadas da fundação serão constantemente muito solicitadas, gerando uma necessidade de resistência a estas solicitações. Porém, muitas vezes, as características naturais dos materiais da fundação não são suficientes para tal, sendo necessário melhorar artificialmente suas condições através de tratamento.

O tratamento de fundações em barragens vem sendo muito aprimorado ao longo das duas últimas décadas. Ao passo que o potencial hidrelétrico em locais mais óbvios vai se esgotando, faz-se necessário a busca de outros locais barráveis que muitas vezes apresentam condições geológicas muito mais desafiadoras. Combinado a este fator, também se observa uma necessidade crescente de conciliar aspectos econômicos e ambientais dos

aproveitamentos hidrelétricos. Com isso, objetiva-se com um tratamento de fundação: a redução da vazão excessiva, a redução das subpressões na base da barragem, e a melhoria da resistência dos materiais da fundação.

Quando se considera alternativas de controle de percolação em fundações de barragens, deve-se compreender que nenhum método de controle de percolação consegue atingir 100% de estanqueidade. Contudo, isto não acarreta problema para a obra, já que nenhuma fundação necessita ser absolutamente impermeável. O que se faz necessário é o controle e redução da percolação a valores que não apresentem significância para estabilidade ou para os demais problemas causados por elevadas vazões de percolação.

O controle do fluxo através de uma barragem se dá por meio de duas frentes: drenagem e vedação. Não se pode pensar em soluções onde apenas uma das frentes seja aplicada pois isto acarretaria em um controle de percolação incompleto. Cruz (1996) diz que: “Considerado o eixo de uma barragem, todo esforço deve ser concentrado no sentido de vedar ao máximo a barragem e sua fundação à montante do eixo, introduzindo todos os sistemas de vedação necessários; e por outro lado, todo o esforço deve ser concentrado em facilitar ao máximo a saída da água à jusante do eixo, introduzindo todos os sistemas de drenagem na barragem e na fundação que sejam necessários.”

É de conhecimento geral que a geologia de cada local propício a um barramento é completamente variável em cada obra. Portanto, os sistemas de vedação da fundação, assim como o restante da obra dependem essencialmente das condições geológicas locais. A escolha do melhor método a ser utilizado deve ser realizada com consciência de que muitas vezes se tem apenas uma ou duas soluções adaptáveis àquela situação, nem sempre as mais baratas. Cabe então ao projetista ter um conhecimento mais aprofundado sobre as características de cada tipo de solução de controle para que seja atingida a melhor eficiência com o melhor custo-benefício.

A análise da necessidade de soluções de controle de percolação em fundações se baseia, na maioria dos casos, apenas em uma característica do material da fundação: a permeabilidade. Tal índice se expressa no coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), que por sua vez depende da granulometria e da densidade do material da fundação, entre outros fatores. Obviamente, se um material possui grande número de vazios, sua permeabilidade será alta.

A determinação deste coeficiente pode ser realizada através de um ensaio comum de perda d'água, que pode ser executado para todas as camadas de fundação, no próprio furo de sondagem. A obtenção deste coeficiente é de fundamental importância já que é o único dado que, em geral, é utilizado para observação das condições de fluxo na fundação. Outro aspecto a ser observado é a permeabilidade da rocha sob a camada permeável. Caso ela tenha permeabilidade alta, a eficiência do sistema também poderá decrescer drasticamente.

As soluções existentes no que se diz respeito ao controle de percolação podem ser de vários tipos, cada uma com suas características distintas, tornando-as mais ou menos eficientes comparativamente, de acordo com a situação de projeto. Estas soluções são restritas em alguns casos, já que as camadas intemperizadas podem chegar a 30 m de profundidade.

### 2.3.1. TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO (*CUT-OFF*)

As trincheiras de vedação são estruturas que tem como objetivo principal a interceptação da camada permeável da fundação, através da retirada do material existente e o substituindo por uma material bem compactado, de baixo coeficiente de permeabilidade. Os *cut-offs* são empregados largamente em barragens de terra e enrocamento devido à sua comprovada eficiência e custo relativamente baixo. Tal solução foi amplamente utilizada nos projetos das décadas passadas e ainda é, sem dúvida, a mais utilizada atualmente. A Figura 2.2 mostra a seção típica da barragem do Leão (1985) com a presença de *cut-off* interceptando a camada permeável.

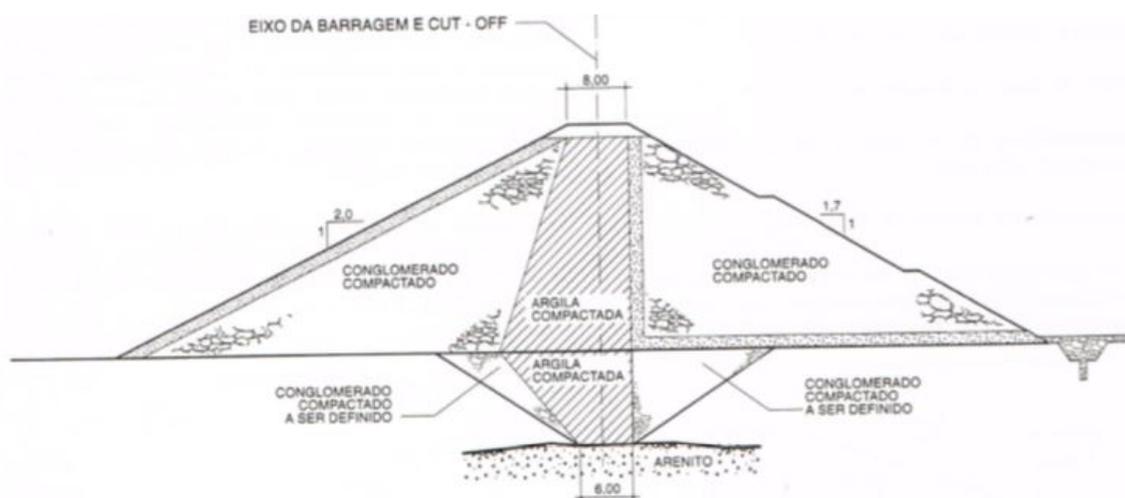


Figura 2.2: Seção da barragem do Leão (Cruz, 1996).

Ao introduzir um material de baixa permeabilidade e bem compactado na trincheira, é melhorada a condição de fluxo através da camada interceptada, fazendo com que grande parte da perda de carga entre os trechos de montante e jusante se concentrem na região da trincheira. Este controle se faz importante para evitar problemas como os altos gradientes de saída no pé da barragem a jusante, que podem provocar erosão do material e caracterizam outros problemas como o levantamento de pé.

A efetividade dos *cut-offs* se dá através de dois fatores: permeabilidade do material de preenchimento e a profundidade em que eles são executados. Sendo assim, a efetividade de um *cut-off* se mostra baixa quando as trincheiras não penetram por toda a camada permeável ou quando o material de preenchimento tem permeabilidade muito contrastante com a camada permeável.

Em geral, a trincheira é executada ao longo de todo barramento, no centro da seção transversal ou deslocada levemente para montante. Isto se dá pois existe ali uma maior quantidade de material e, conseqüentemente, de pressão sobre a trincheira fazendo com que esta seja ainda mais compactada, reduzindo assim sua permeabilidade. Com a evolução dos equipamentos de terraplanagem, as trincheiras podem ultrapassar os 25 m de profundidade sem grandes dificuldades. A utilização de equipamentos convencionais tanto para a escavação como para a compactação do material de preenchimento, é um ponto que torna mais interessante a escolha desta solução.

Nos projetos de trincheiras vedantes, é importante observar as larguras de base mínimas necessárias para que se atinja uma compactação adequada, geralmente 4 m. A largura de base também é dada pela relação empírica  $b=H-d$ , onde H é a carga total do reservatório e d é a profundidade da trincheira. Esta relação, porém, é bastante variável, devendo ser avaliada especificamente para cada condição de projeto, geralmente ficando abaixo de 10 m. Outro aspecto necessário é analisar a compatibilidade de deformações entre o material de preenchimento do *cut-off* e os materiais adjacentes, para que seja evitado o arqueamento da trincheira. Os recalques diferenciais nas faixas onde se encontram os *cut-offs* também devem ser observadas com cuidado, visto que se o preenchimento for de argila, os recalques serão intensificados nesta parte da barragem.

Tendo em vista estes requisitos básicos para a aplicação de *cut-offs* no controle da percolação, chega-se a um impasse em relação ao uso desta solução em casos onde a camada

permeável da fundação é muito espessa (acima de 30 m) pois o custo se eleva drasticamente, tornando a solução inviável. A presença de material susceptível a erosões nas terminações da trincheira também representa um dos problemas no uso desta solução, já que altos gradientes hidráulicos nos limites do *cut-off* tendem a provocar uma intensificação na erosão em regiões adjacentes. Nos casos onde este evento ocorre, podem ser necessários filtros nas paredes para contenção do carreamento do material.

Contudo, o maior problema em relação à escolha do *cut-off* como solução ideal é a necessidade de compactação a seco do material, onde em muitas vezes se encontra o lençol freático em nível alto na fundação, acima da cota de base da trincheira. Em tais situações, se faz necessário o rebaixamento do lençol, o que pode tornar esta solução bastante onerosa e inviável.

Além de análises construtivas, deve-se realizar estudos de vantagens econômicas para a verificação da viabilidade da utilização das trincheiras de vedação. Fatores como a necessidade de esgotamento ou rebaixamento do lençol para escavação e compactação da trincheira, condição de estabilidade das paredes laterais e a disponibilidade de material de preenchimento da trincheira são decisivos para a escolha desta alternativa. Nos casos em que a utilização deste método se mostra viável, tem-se uma boa efetividade geral do sistema para o controle da percolação através da fundação permeável.

### **2.3.2. TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO PARCIAL**

As trincheiras de vedação representam um sistema de boa eficiência quando a camada permeável, onde o fluxo se instala preferencialmente, é completamente interceptada. Contudo, nem sempre temos uma espessura de camada que possibilite que uma trincheira vedante se estenda até a camada impermeável ou até a rocha. Com isso, pode-se executar uma trincheira parcial que simplesmente aumente o caminho de percolação.

Analisando a Lei de Darcy nas trincheiras parciais, é de esperar que o fluxo de água se reduza pela metade ao executar a trincheira que atinja metade da profundidade da camada permeável. Contudo, o que acontece na prática difere completamente do esperado para solos onde a permeabilidade é a mesma em todas as direções: o fluxo se reduz, mas não proporcionalmente à redução de área. Ensaios realizados por Turnbull e Creager (United States Bureau of Reclamation, 1973) em fundações permeáveis homogêneas e isotrópicas,

demonstraram que um *cut-off* que se estende até a metade da camada permeável reduz o fluxo em 25%, e um *cut-off* que atinge 80% da camada permeável reduz em 50% o fluxo.

Em vista disso, é mais do que clara a percepção de que a aplicabilidade de *cut-offs* parciais é restrita, já que sua eficiência não é muito atrativa para camadas com permeabilidade homogênea. Esta solução só se mostra interessante em locais onde o solo apresenta permeabilidades decrescentes com a profundidade, aumentando o caminho de percolação e induzindo uma maior perda de carga ao forçar a percolação através de trechos com menor permeabilidade.

### **2.3.3. PAREDES DIAFRAGMA**

Outro método conhecido para controle de percolação na fundação é a parede diafragma, que consiste na substituição do material de uma faixa da fundação que geralmente é de pouca espessura (entre 0,4 m e 1,5 m) e escavada no sentido do eixo da barragem, utilizando maquinário como *clamshell* e hidrofresa. O preenchimento é feito com concreto que é categorizado como plástico ou rígido, de acordo com sua composição, formando um muro quase impermeável ao longo de sua extensão. Após a execução do sistema, que está representada na Figura 2.3, a fundação chega a valores de permeabilidade próximos de  $10^{-7}$  cm/s (Assis *et al.*, 2003).

Como alternativa para as trincheiras vedantes que se limitam à camadas relativamente pouco profundas e não saturadas, as paredes diafragma podem chegar até profundidades muito superiores, por volta de 60 m, e podem ser executadas abaixo do nível do lençol freático. O inconveniente executivo que se encontra é a estabilidade das paredes da escavação, muitas vezes executadas em material não coesivo. Para solucionar este problema, utiliza-se lama bentonítica para a estabilização das paredes de escavação através de seu grande empuxo estabilizante. A lama também impermeabiliza as paredes da escavação, impedindo a formação de uma rede hidrodinâmica.

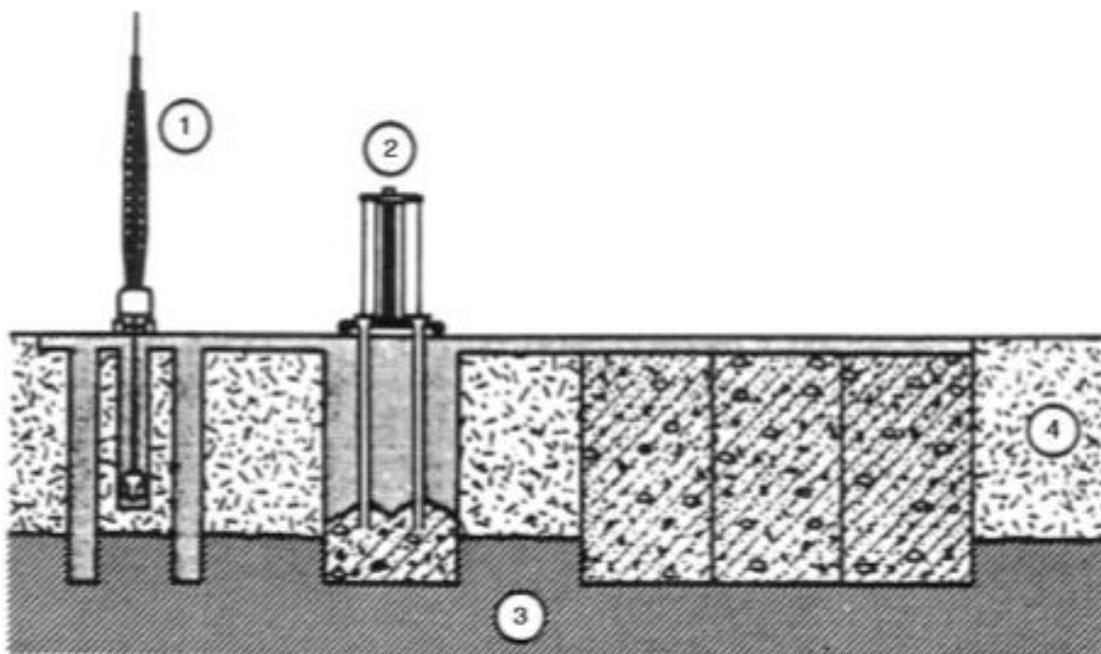


Figura 2.3: Execução de parede diafragma - (1) escavação (2) concretagem (3) camada impermeável e (4) camada tratada (Fell et al., 2015).

Para a utilização dos diafragmas no controle de percolação em fundações de barragens, o preenchimento deve ser relativamente plástico, capaz de absorver deformações sem a formação de trincas e fraturas, já que o solo se comprime e recalca durante a construção. Dessa maneira, a região da parede é carregada, podendo causar a penetração desta no corpo da barragem ou até o rompimento da parede. Portanto, a utilização de concreto convencional é reduzida em barragens relativamente altas, já que este é bastante rígido. Logo, utiliza-se com maior frequência uma mistura de concreto com bentonita, chamada de concreto plástico. Neste tipo de preenchimento, a bentonita exerce a função de manter o cimento e os agregados em suspensão durante a sua acomodação, mantendo um nível adequado de plasticidade e baixa permeabilidade. (Fell *et al*, 2015)

Ao serem aplicadas, as estruturas causam um diferencial de pressão hidráulica entre suas paredes de montante e jusante, podendo causar deformações. O aparecimento de fissuras e trincas nas paredes pode gerar um grande aumento na permeabilidade do material, fazendo com que sua eficiência seja drasticamente abalada.

Deve-se ficar bastante atento no dimensionamento estruturas de controle em relação à erosão. Ao serem introduzidas na camada permeável, as estruturas geram um aumento de gradiente hidráulico através e por baixo dos seus limites, aumentando consideravelmente o risco de erosão dos materiais finos, tais como a argila de preenchimento do maciço compactado, para dentro das fissuras da fundação e, conseqüentemente, o risco de aumento de percolação e instabilidade do maciço da barragem. Cabe ao projetista realizar as devidas análises de susceptibilidade à erosão, deformabilidade e compatibilidade do material do diafragma com os materiais adjacentes.

Segundo Cruz (1996): “A experiência brasileira no caso é pobre e essas soluções devem ser avaliadas com muita atenção. A prática europeia, por outro lado, tem adotado soluções desse tipo para alguns casos particulares”. No Brasil, encontram-se exemplos em que os diafragmas foram efetivos para o controle do fluxo como a barragem de Saracuruna e a UHE Estreito, que está representada na Figura 2.4.

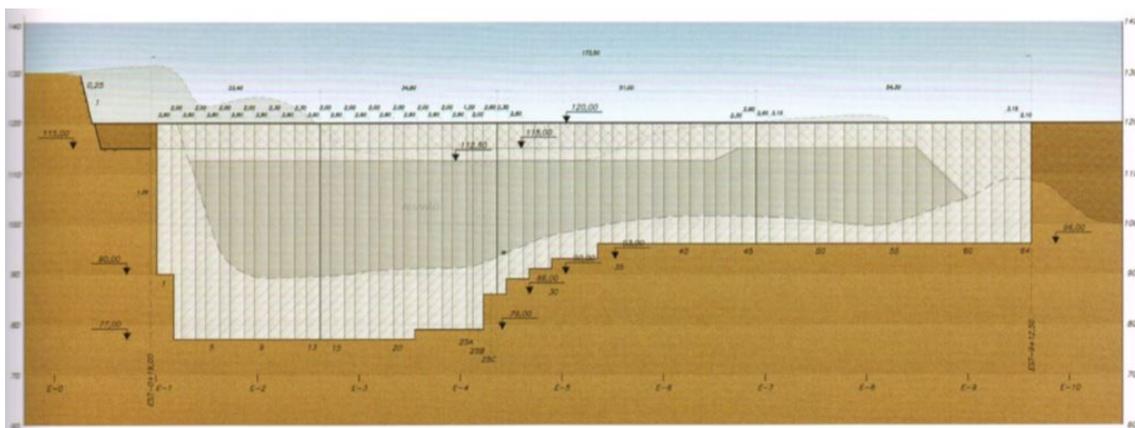


Figura 2.4: Perfil - Parede Diafragma - UHE Estreito (Novatecna, 2008).

### 2.3.4. INJEÇÕES

As injeções ou *grouting* se mostraram soluções bastante interessantes para o controle de percolação da fundação, tendo sido empregadas em inúmeras barragens no Brasil e no exterior. O controle de percolação é feito sem a substituição do material da fundação mas através de uma modificação das características deste. As injeções preenchem os vazios da camada com uma calda que posteriormente se enrijece, reduzindo assim a permeabilidade da região adjacente do furo de injeção. Com o preenchimento de vazios também se evita o

carreamento de finos e, conseqüentemente, o risco de *piping* na barragem. Segundo Assis; Hernandez e Colmanetti (2003): “As injeções em meios aluvionares têm, portanto, um duplo efeito: aumentando o caminho de percolação, forçando a água a contornar esses inúmeros planos injetados e diminuindo a própria permeabilidade do meio entre esses planos [...]”

Ao executarem furos com espaçamentos predefinidos, forma-se uma cortina de injeções e, com isso, uma região definida onde o coeficiente de permeabilidade se torna inferior ao coeficiente da camada permeável. As injeções podem ser realizadas em uma ou mais linhas, ao longo de todo o trecho barrável ou apenas em trechos predefinidos. De acordo com Cruz (1996), as alternativas mais empregadas no Brasil são: uma linha única, geralmente no eixo ou à montante da barragem e linha tripla sendo uma central, uma à jusante e outra à montante. Cruz (1996) ainda recomenda o uso de apenas uma linha quando a permeabilidade média da camada fica entre  $5 \times 10^{-4}$  cm/s e  $10^{-3}$  cm/s, e o uso de linha tripla para permeabilidades médias superiores à  $10^{-3}$  cm/s.

Ao longo da linha de injeções, os primeiros furos a serem executados são chamados de furos primários e são considerados os mais importantes da linha, já que através deles se obtém informações que representam as características do solo ou maciço rochoso perfurados. Um esquema de injeção em três linhas é apresentado na Figura 2.5.

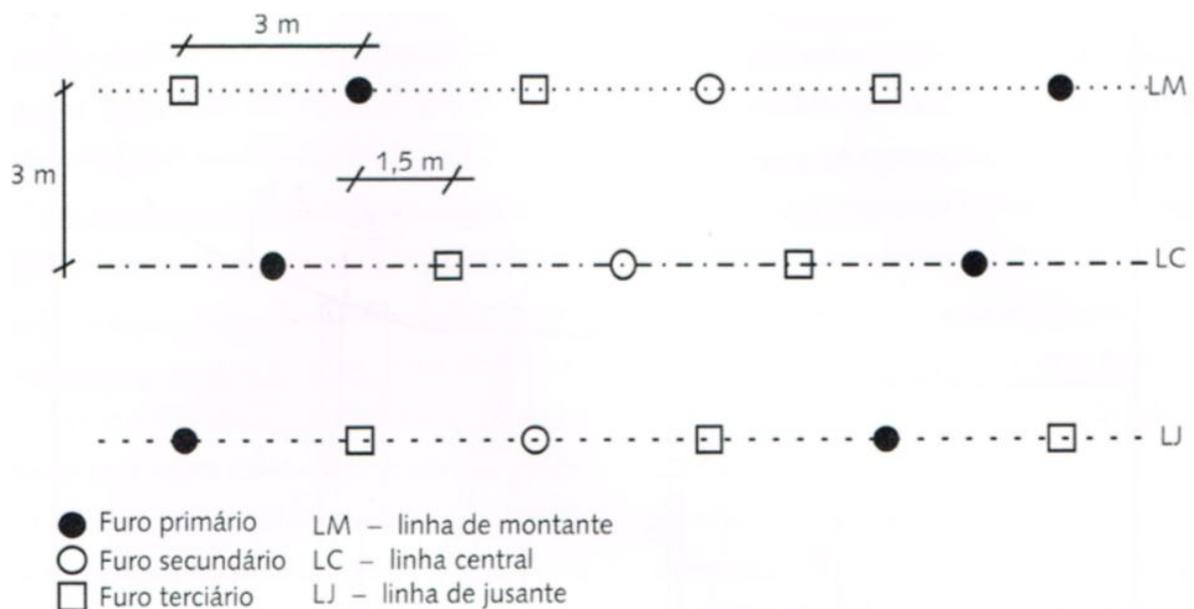


Figura 2.5: Esquema de injeção em três linhas (Costa, 2012).

Nas cortinas de injeção para controle de percolação, é de extrema importância um rígido controle de eficiência que pode ser realizado de duas formas: ensaios de perda d'água e consumo de cimento por metro do furo. Segundo Costa (2012): “O ideal é utilizar os dois critérios para controlar a eficiência de uma injeção e definir sobre a necessidade de adensar a rede de injeção.” Tal controle é responsável por modificações futuras do plano de injeções. Ou seja, a necessidade de furos subsequentes (secundários, terciários etc.) depende exclusivamente dos resultados obtidos nos furos anteriores. Estes novos furos vão sendo intercalados com os furos primários, sempre na metade da distância entre eles, podendo ser executados através de equipamentos de percussão. O espaçamento comum entre furos para injeção em solos é de 2 a 3 m (Costa, 2012). O decaimento da absorção de material nos furos subsequentes é representado na figura 2.5.

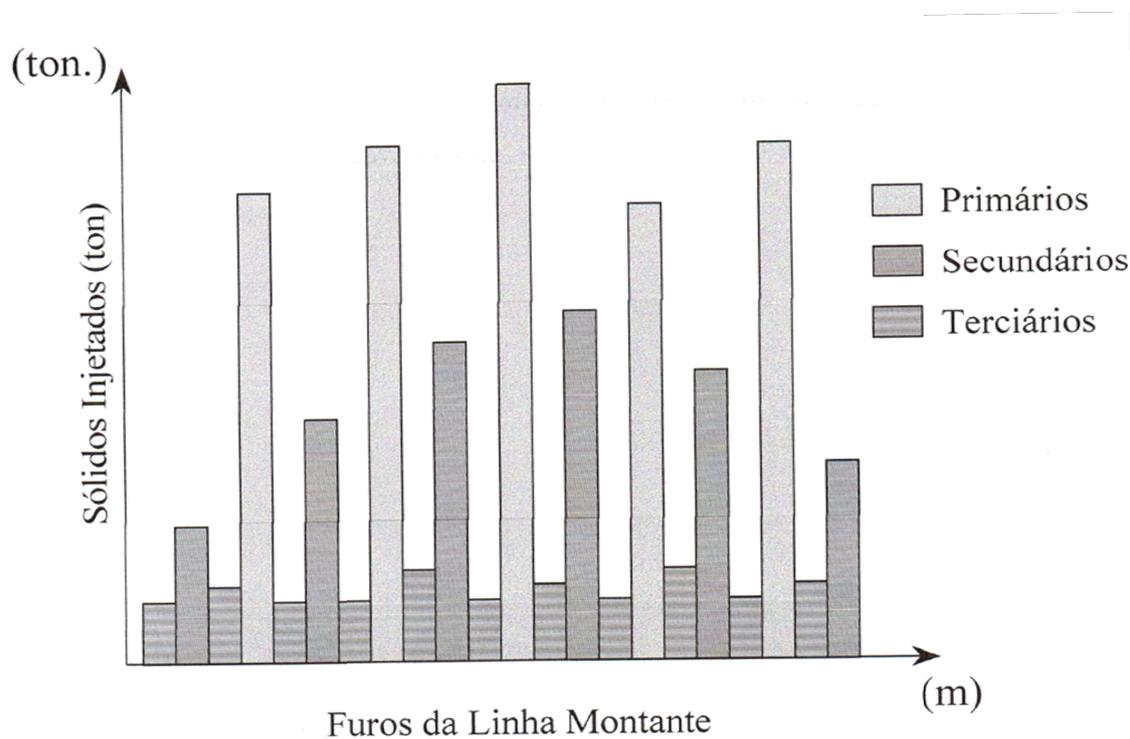


Figura 2.6: Absorção de sólidos por furo - Sistema de injeções convencional (Assis *et al.*, 2003).

Após a perfuração dos furos, executa-se a injeção da calda, que pode ser de diferentes tipos. As caldas mais utilizadas são executadas apenas com água e cimento, em proporções que variam de 10:1 até 0,5:1 (Costa, 2012). Contudo, também pode-se adicionar outros

componentes às caldas, a exemplo da pozolana e da bentonita, visando a obtenção de comportamentos específicos próprios de cada componente.

O processo de dosagem da calda é bastante importante e deve ser estudado com cautela, já que para cada situação e condições da fundação existe um tipo de calda mais adequado. Duas características principais devem ser satisfeitas ao dosar uma calda de injeção: fluidez compatível e baixa sedimentação. A primeira representa o fator responsável para a maior ou menor penetração nas fraturas e vazios, e pode ser medida através do ensaio de tempo de escoamento. A segunda característica se refere à tendência de separação entre os constituintes da mistura, ou seja, quanto maior o fator de sedimentação, maior é a facilidade com que os constituintes se separam. A relação entre estas características deve ser observada para a obtenção de caldas com teor água cimento ideal. A Figura 2.6 exemplifica esta relação obtida para calda de injeção em Tucuruí.

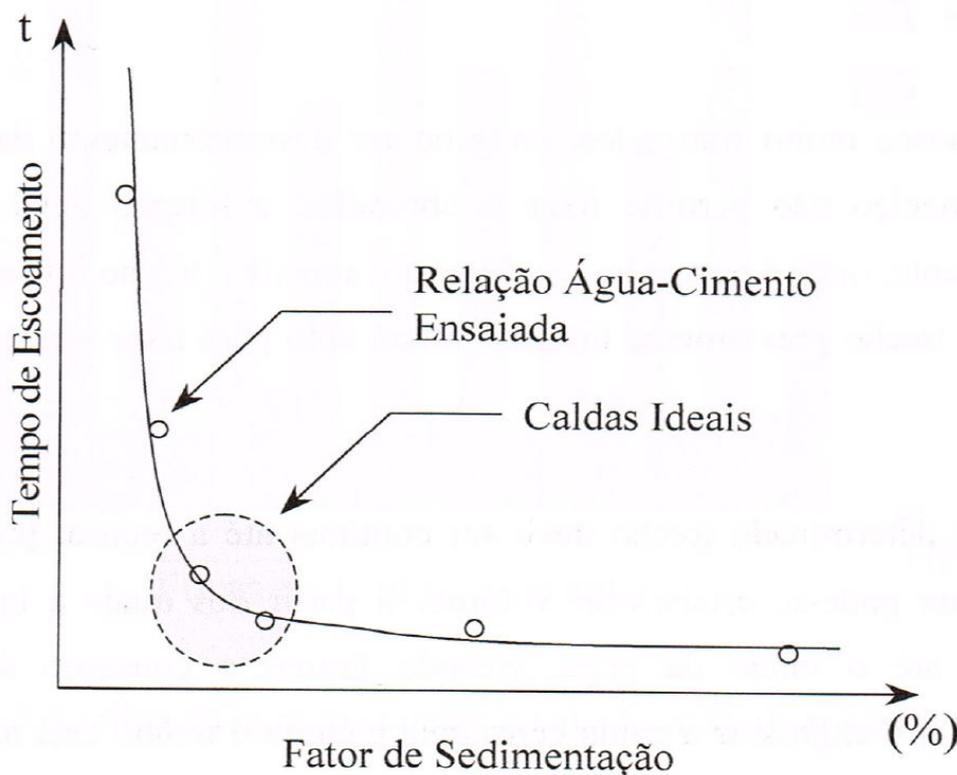


Figura 2.7: Curva de injetabilidade obtida em Tucuruí (Assis *et al*, 2003).

As injeções podem ser executadas através de dois métodos: o ascendente e o descendente. No método ascendente, o furo é totalmente perfurado atingindo a profundidade final

proposta em projeto, sendo então executada a injeção de baixo para cima, com auxílio de um obturador. Já no método descendente, a injeção dos trechos é executada logo após a sua perfuração e após certo tempo é reperfurada para injeção da camada inferior. A injeção total é geralmente executada em camadas de 3 m, sendo necessários vários processos para atingir a profundidade final. Comparativamente, o método ascendente é mais rápido, enquanto o descendente é mais eficaz. Para o tratamento em solos permeáveis, o método descendente geralmente é mais utilizado.

Para obter a profundidade ideal de injeção, deve-se analisar com cautela as camadas da fundação, observando a evolução das permeabilidades de acordo com a profundidade. Contudo, é de costume adotar  $0,5.H$ , sendo H a carga hidráulica do reservatório, como valor padrão onde se obtém uma boa eficiência da cortina.

### **2.3.5. TRINCHEIRAS PREENCHIDAS COM LAMA (SLURRY TRENCH)**

A trincheira de lama é outro método que se mostra interessante para situações abaixo do nível d'água, onde soluções mais tradicionais como o *cut-off* se mostra onerosa e inviável. Este método utiliza lama feita de bentonita e água para estabilizar as paredes da escavação enquanto ela está sendo executada. As trincheiras verticais geralmente tem dimensões entre 1 e 3 m de largura e são alimentadas com lama, que deve ser mantida em média no mesmo nível, sempre acima do nível d'água. Em seguida a trincheira é preenchida com o material de preenchimento (geralmente é o próprio material da escavação com granulometria modificada, envolvido em lama bentonítica), formando a barreira impermeável. Esta solução foi executada pela primeira vez na barragem de Wanapum, nos Estados Unidos, em 1958, onde foram obtidas condutividades hidráulicas inferiores a  $10^{-7}$  cm/s. (Sherard *et al*, 1963)

Quando misturada à água, a bentonita expande, tendo densidade e viscosidade mais elevadas em relação à água. A relação de mistura geralmente é próxima de 1:14, devendo ser controlada a densidade, viscosidade, perda de água, resistência e quantidade de areia na lama. Lamas com menores densidades são preferidas, porém, em locais onde a carga hidráulica é alta e o fluxo é intenso, deve-se utilizar lama com maiores densidades. (United States Bureau of Reclamation, 1973)

A localização das trincheiras se dá geralmente na região central, podendo ser executada à montante e em seguida conectada com o núcleo através de um tapete impermeável, como se

pode observar na Figura 2.7. Contudo, a localização é dependente das características do projeto, tais como condições da camada geológica da camada permeável, operação do reservatório e sequência de construção da barragem.

A alta perda de carga concentrada na região da trincheira gera um alto gradiente hidráulico nos materiais adjacentes, podendo causar erosão e *piping*. Com isso, a introdução de filtros nos limites de jusante das trincheiras pode ser necessário.

Esta solução se mostrou bastante efetiva em situações em que o nível d'água é o principal fator determinístico de escolha, onde a camada inferior ao tratamento não esteja muito alterada ou a uma grande profundidade. Caso contrário, não se consegue o engastamento adequado da trincheira na camada impermeável da fundação.

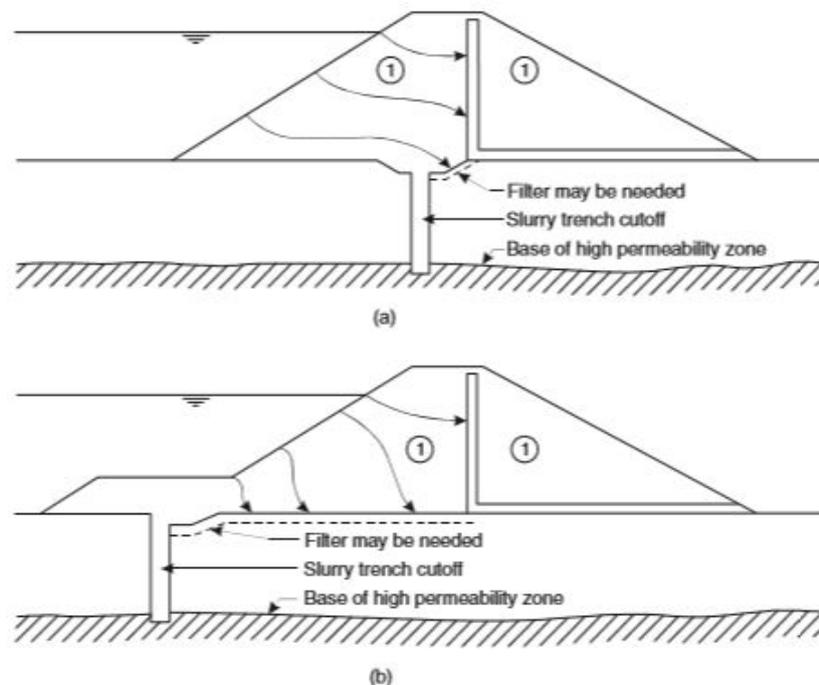


Figura 2.8: Trincheira de lama - Localização (a) No centro da barragem (b) À montante (Fell *et al* , 2015).

### 2.3.6. ESTACA SECANTE

A solução em estacas secantes é relativamente nova no Brasil, sendo empregada pela primeira vez no controle de percolação e potencial de *piping* na UHE Peixe Angical, nos anos de 2005/2006. Na execução da barragem, foi encontrada uma série de dificuldades

relacionadas às condições geológicas da fundação, e após várias análises e soluções propostas decidiu-se pela utilização das estacas secantes.

O método consiste na escavação de furos com diâmetros e espaçamentos predefinidos através de perfuratriz, e a posterior concretagem. Em seguida, executa-se novos furos com certa sobreposição das estacas anteriores, fazendo com que todas as estacas fiquem sobrepostas, formando uma parede contínua e quase impermeável.

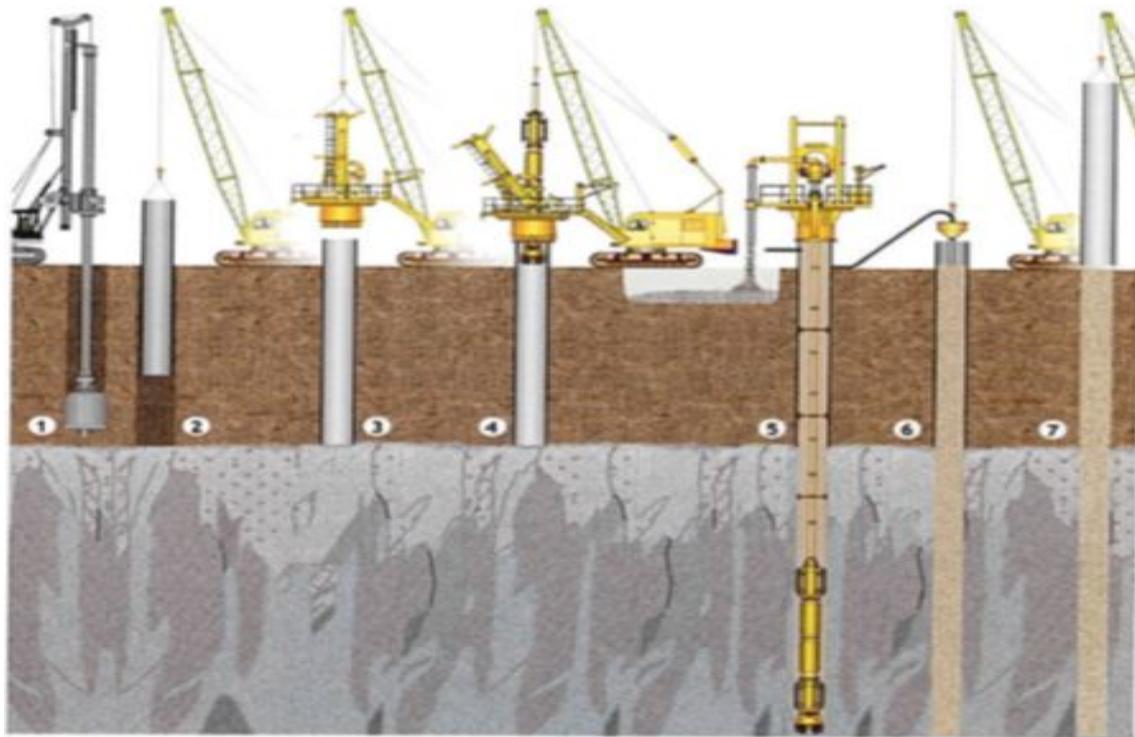


Figura 2.9: Execução das estacas secantes (Brasfond, 2009).

Na UHE Peixe Angical, a escolha da solução em estacas secantes se deu devido a fatores que descartaram as demais soluções como adequadas. As perfurações realizadas inicialmente interceptaram um aquífero com intenso artesianismo, fazendo que alguns furos atingissem vazões superiores à 120 m<sup>3</sup>/h. O artigo publicado na revista *Deep Foundations* constatou que: "Foi observada a alternância de camadas decompostas com materiais mais resistentes, perdas de composição, baixa recuperação do material amostrado, existência de cavidades, perda total do fluido de perfuração, variações abruptas do topo rochoso e grande instabilidade das paredes dos furos executados." Partiu-se então para o rebaixamento do lençol e execução de injeções convencionais. Estas melhoraram relativamente a eficiência da rocha, porém, não

houve melhoria nas características geomecânicas dos materiais decompostos, apresentando ainda risco de *piping* iminente. Se decidiu então pela execução de uma parede composta por estacas secantes de diâmetro igual a 1,8 m e profundidade média de 78 m.

Esta solução foi implementada com bastante sucesso, recebendo premiação internacional na *DFI Annual Outstanding Project Award*. Para mais informações consultar o artigo completo publicado por Caputo (2009).

### **2.3.7. ESTACAS PRANCHA**

O controle da percolação através de estacas prancha é um método bastante caro em relação a outras alternativas, sendo utilizados perfis metálicos cravados no solo para o controle do fluxo. Devido a seu quase total abandono no controle de percolação em barragens, esta solução não será detalhada neste trabalho.

### **2.4. JET GROUTING**

O *jet grouting* é uma técnica de melhoramento de solos que foi desenvolvida no Japão no início da década de 70. A tecnologia foi exportada para a Europa e vem ganhando muito espaço desde então devido à sua grande versatilidade tanto na aplicação como nos objetivos de tratamento. A versatilidade deste método se justifica através de um efetivo melhoramento no solo, onde pode ser aplicado tanto na estabilidade, proporcionando maior rigidez estrutural e capacidade de carga, quanto no controle de percolação, através da barreira quase impermeável formada pelas colunas. A execução do *jet grouting* também se mostra bastante flexível, podendo ser realizada em todos os tipos de solo, sem restrição granulométrica ou geológica. As colunas podem ser executadas em solos saturados, e também em diferentes direções (sub-vertical, sub-horizontal ou inclinadas). A cortina de vedação pode atingir profundidades acima de 60 m, a exemplo da UHE Estreito, onde foi realizada impermeabilização da camada aluvionar da fundação através de cortina vedante em *jet grouting*.

O princípio de funcionamento do *jet grouting* é o jateamento de uma calda (geralmente de cimento) no solo através de bicos de pequenas dimensões (diâmetro entre 2 e 5 mm) sob pressão e velocidades extremamente elevadas, atingindo valores entre 200 e 400 m/s. (Carletto, 2009) A haste do equipamento é introduzida no solo, e após iniciado o processo de jateamento com movimentos rotacionais, é retirada gradualmente a uma velocidade

constante formando corpos cilíndricos de dimensões bem definidas, chamadas colunas de *jet grouting*. Este processo está representado na Figura 2.9.

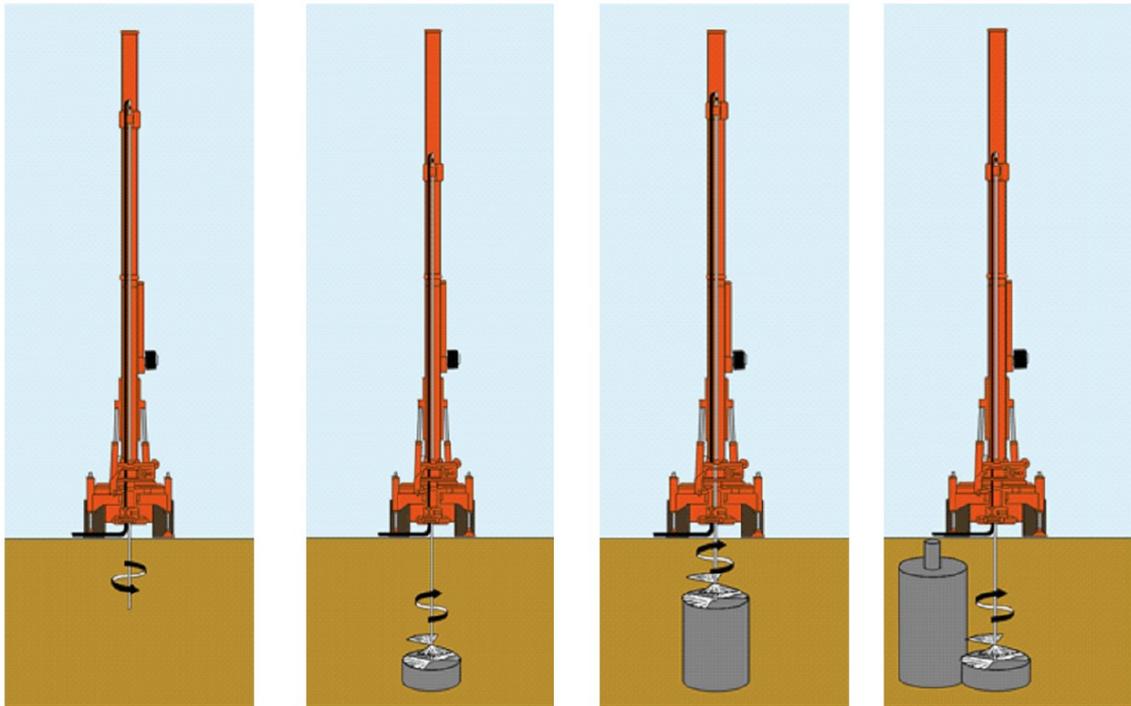


Figura 2.10: Execução de jet grouting (Modoni apud Carletto, 2009).

Ao contrário das injeções, o *jet grouting* não objetiva preencher os vazios do material permeável e com isso diminuir sua permeabilidade. O que acontece é a formação de um novo material rígido, com dimensões controladas, proveniente da mistura da calda com o solo desagregado. Este novo material tem, comparativamente com o solo que o circunda, um coeficiente de permeabilidade mais baixo. Sendo assim, ao executar várias colunas em distâncias próximas e predefinidas, forma-se uma barreira sub-vertical de colunas aglomeradas, realizando o controle da percolação pelo solo.

Os sistemas de *jet grouting* são classificados de acordo com os fluidos injetados (calda de cimento, ar comprimido e água) em mono, bi ou trifluido, representados na Figura 2.10. Cada sistema tem características que os tornam mais ou menos interessantes para diferentes tipos de geologia da fundação e geometria da coluna necessária para o projeto.

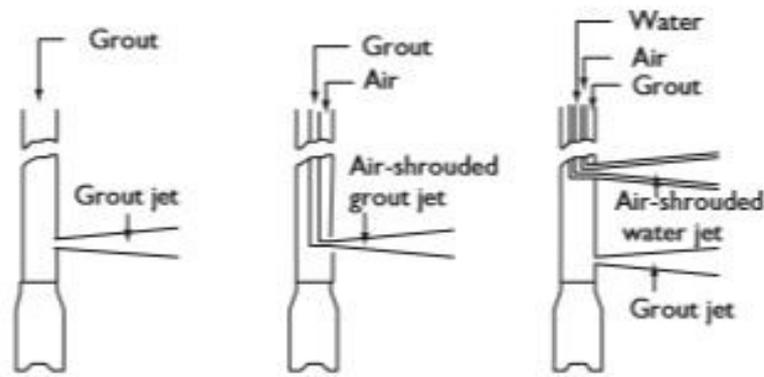


Figura 2.11: Sistemas de jet grouting - (a) monofluido (b) bifluido (c) trifluido (Essler e Yoshida, 2004).

O sistema monofluido (CCP, *simple system*) é a variante com execução mais simples. Neste sistema, a desagregação do solo e a posterior mistura são realizadas unicamente através do jateamento de calda de cimento.

No sistema bifluido (JG, JGS, *double system*), a eficiência do sistema é aumentada por meio da adição de ar comprimido no jateamento juntamente com a calda. O ar comprimido desempenha duas funções de grande importância no *jet grouting*. A primeira delas se refere a um significativo aumento no potencial erosivo do jateamento, mesmo com pequeno fluxo (velocidade). Como é evidenciado na Figura 2.11, esta propriedade se mostra ainda mais interessante em tratamentos abaixo do lençol freático, onde a calda de cimento sozinha tem perda de eficiência na desagregação do solo. A segunda função diz respeito à condução dos despojos do jateamento (caso sejam gerados) até a superfície, evitando a concentração de calda de forma inadequada nas proximidades da coluna.

Por último, o sistema trifluido (CJG, CJSJG, *triple system*) adiciona ainda água no jato. Sendo assim, a função erosiva do jato é cumprida pela água juntamente com o ar, e a função de agregar os materiais é cumprida pelo jateamento da calda. Este sistema representa a melhor solução no que se diz respeito ao controle de qualidade, já que as duas funções são cumpridas independentemente, sendo possível a obtenção de maiores diâmetros, podendo chegar a 3,0 m. Visto isto, é intuitiva a percepção de que o sistema trifluido traz uma maior complexidade à solução, com maior número de parâmetros de projeto, o que por vezes não se faz interessante. A Tabela 2.1 apresenta os intervalos de diâmetros obtidos em cada sistema.

Tabela 2.1: Diâmetros obtidos em relação ao tipo de sistema (Carletto, 2009).

Sistemas de <i>Jet grouting</i>	Monofluido (m)	Bifluido (m)	Trifluido (m)
	0,4 a 0,8	0,9 a 1,8	1,9 a 3,0

Segundo Essler e Yoshida (2004), novos métodos de *jet grouting* vem sendo desenvolvidos possibilitando a obtenção de diâmetros cada vez maiores, ultrapassando os 5 m, podendo chegar a 9 m em solos moles.

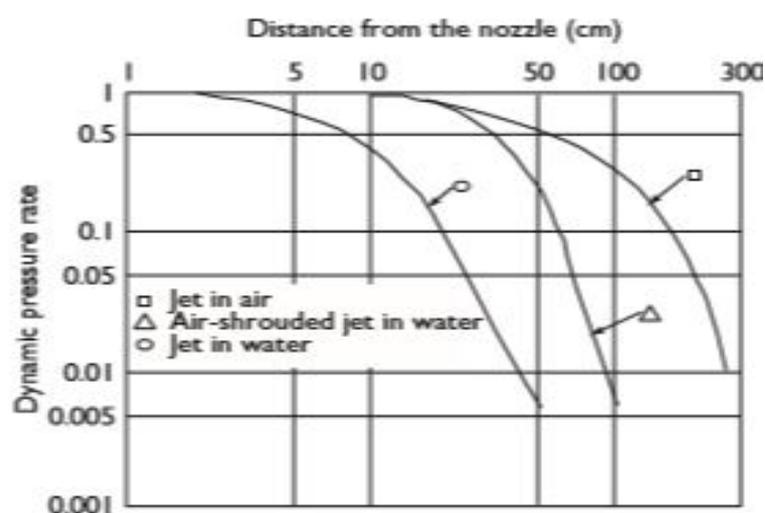


Figura 2.12: Comparativo da distância atingida por jato de água em relação ao meio tratado (Essler e Yoshida, 2004).

O controle de fluxo da fundação através da cortina de *jet grouting* só é possível graças ao comportamento das colunas, que se penetram umas nas outras formando um único bloco, com excelente adesão no contato entre elas. Porém, a garantia desta adesão se torna mais complicada à medida que a profundidade do projeto é aumentada. Isto se dá basicamente pelos desvios na perfuração, que ao atingirem grandes profundidades podem formar falhas entre as colunas, criando zonas de baixa eficiência. Os limites de tolerância devem ser estipulados através de análises de risco da obra em questão, não sendo estabelecidos limites padrões. O controle de qualidade das colunas pode ser realizado através de inclinômetros

nos monitores de execução que medem o desvio da perfuração. A adesão entre as colunas de *jet grouting* adjacentes é representada na Figura 2.12.



Figura 2.13: Adesão entre colunas de jet grouting (Novatecna, 2003).

A técnica de *jet grouting* representa uma grade solução de melhoramento de solos, porém, suas características geométricas são dificilmente controladas com exatidão pois a resistência das colunas e seu diâmetro dependem tanto das características do jateamento quanto das características do solo a ser tratado. Verificam-se através da análise de obras executadas que a variação das características das colunas não é incomum nos projetos de *jet grouting*. A heterogeneidade das camadas de solo naturais representa o principal desafio em projetos de *jet grouting* fazendo-se necessária a execução de testes experimentais para que a eficiência adequada seja garantida. Visto isso, surgiu na década de 80 um avanço em relação à obtenção de raios determinados com uma tecnologia chamada *crossjets*. O jateamento é realizado com jatos colidindo uns com os outros a certa distância especificada, limitando a capacidade de desagregação do solo e fazendo com que os diâmetros sejam bem determinados independentemente das características do solo. Contudo, ainda não se encontra esta tecnologia nos projetos em barragens, sendo mais aplicada em obras onde a determinação exata do diâmetro é absolutamente necessária.

Segundo Carletto (2009), para a obtenção de um diâmetro estimado para as colunas, as seguintes etapas devem ser seguidas: I) Caracterização geotécnica do subsolo; II) Escolha da

técnica de tratamento; III) Escolha dos parâmetros de tratamento; IV) Verificação dos diâmetros obtidos.

A primeira etapa consiste na obtenção das condições e características do solo, avaliando a granulometria e sua resistência ao cisalhamento. Sondagens na área também são de fundamental importância para o conhecimento das condições geológicas do local. A partir deste conhecimento, deve ser escolhido o sistema a ser usado: mono, bi ou trifluido. Para tal, pode-se utilizar ábacos como o da Novatecna, apresentado na Figura 2.13, os quais indicam faixas de diâmetros de acordo com o tipo de solo e tipo de sistema.

Na terceira etapa, devem ser definidos os parâmetros de projeto, que são seis para o sistema monofluido: pressão de bombeamento, relação água cimento da calda, diâmetro e quantidade dos bicos de jateamento, velocidades de extração e rotação da haste. Para os sistemas bifluidos e trifluidos, se acrescentam os parâmetros relativos ao ar comprimido e à água, respectivamente. (Carletto, 2009)

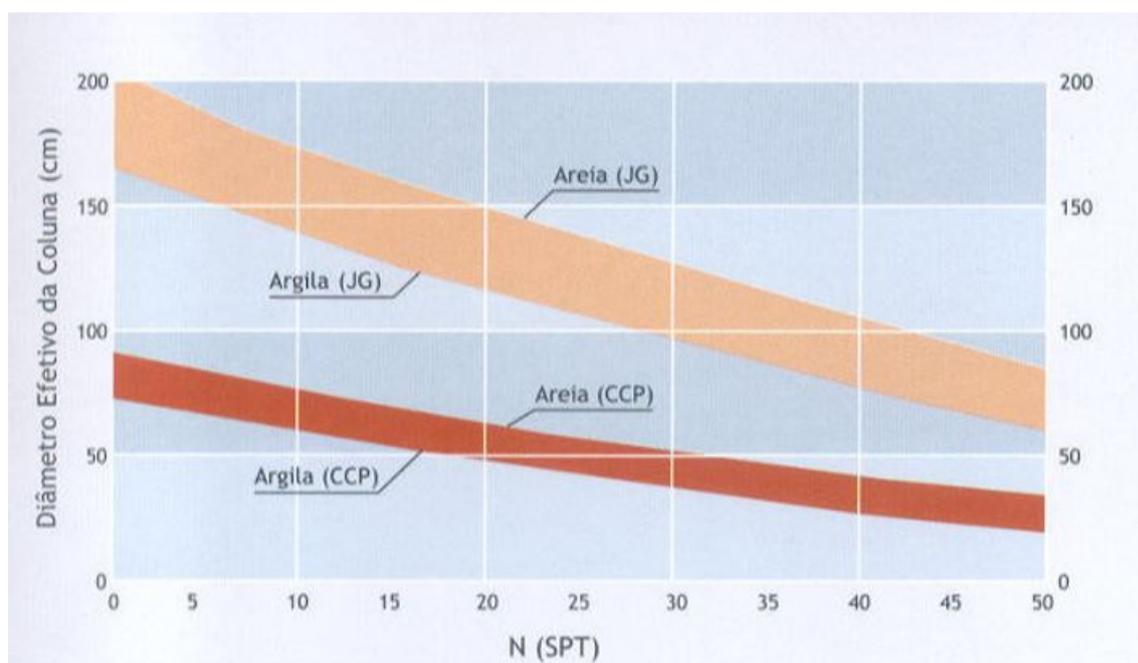


Figura 2.14: Ábaco para determinação de diâmetros efetivos em relação ao material e ao sistema (Novatecna, 2003).

O controle da qualidade da calda de cimento se mostra de fundamental importância para a qualidade final da coluna, devendo ser observados além da relação água cimento, a viscosidade, peso específico e resistência aos 28 dias. O monitoramento e inspeção dos bicos

antes do jateamento é outro fator que se faz necessário nos projetos de *jet grouting*. Estes devem estar em perfeito estado, pois quando existem danos ou obstruções causadas por outros materiais, grande parte da energia pode ser perdida no próprio interior do bico. Após a execução de cada coluna deve-se realizar um novo monitoramento, já que os bicos podem facilmente ser obstruídos por impurezas presentes no solo.

A dimensão e geometria dos bicos têm relação direta com a vazão a ser lançada. Com isso, quando todos os outros parâmetros se mantêm constantes e somente o diâmetro dos bicos é alterado, a vazão de projeto deve ser alterada substancialmente para que seja mantido o mesmo diâmetro de coluna, já que a vazão é função do quadrado do diâmetro. Exemplificando, para um jateamento de água com 40 MPa de pressão, velocidade do ar comprimido igual a 100 m/s e raio de erosão de 1 m, um bico de 2 mm de diâmetro (com eficiência igual a 0,92) deve ter vazão de 49 l/min para cumprir as especificações para o solo dado. Já um bico de 5 mm de diâmetro, sob as mesmas condições, necessitaria de 306 l/min para cumprir a capacidade erosiva requerida. (Essler; Yoshida, 2004)

Na prática, a escolha dos parâmetros é feita pela empresa responsável por sua execução, após a realização dos campos de prova em regiões próximas ao local de aplicação, como podemos observar na Figura 2.14. As colunas são realizadas com algumas variações nos parâmetros, sendo escolhida empiricamente aquela combinação que propicie o diâmetro desejado. Após a execução das colunas, o monitoramento das dimensões é realizado visualmente ou através de métodos geofísicos, devendo ser rapidamente observadas e corrigidas as não conformidades dos parâmetros.



Figura 2.15: Campo de teste de colunas – UHE Estreito (Novatecna, 2008).

As falhas ocasionadas nos sistemas de *jet grouting* podem se dar pela má adesão ou instabilidade das colunas, regiões de obstrução causadas por materiais duros e não homogeneidade da camada permeável. Após a execução dos projetos para controle de fluxo, se torna bastante complicado a identificação de vazamentos ou regiões com potencial para percolação. A correção de erros causados advindos da execução ou de projeto também são extremamente caras e demoradas. Desse modo, as soluções em *jet grouting* devem ser realizadas com excelência, observando com rigorosidade os requisitos mínimos de projeto tais como permeabilidade e resistência mínima.

Deve-se lembrar também que as colunas de *jet grouting* não são homogêneas, não possuindo permeabilidade e resistência constantes ao longo de sua extensão devido à heterogeneidades do solo a ser tratado.

#### **2.4.1. EXEMPLOS DE OBRAS COM SOLUÇÕES DE CONTROLE EM *JET GROUTING***

No cenário das hidrelétricas nacionais, encontramos dois exemplos bem detalhados de cortinas de *jet grouting* para controle de percolação, a UHE Estreito e a PCH Queluz. Ambas foram realizadas pela Novatecna e suas principais características serão apresentadas na próxima seção. Todas as informações foram retiradas de artigos do site da empresa.

#### **2.4.2. UHE ESTREITO**

A UHE Estreito está localizada no rio Tocantins, na divisa entre os estados do Maranhão e Tocantins. Possui oito unidades geradoras com capacidade total de geração de 1087 MW. O barramento é em barragem de terra e tem como fundação um sedimento arenoso espesso. O maciço rochoso predominante na área da obra é um arenito de origem eólica, bastante alterado, com permeabilidade muito elevada em alguns trechos, chegando na ordem  $10^{-2}$  cm/s.

Na região do leito do rio, onde deveriam ser lançadas as duas ensecadeiras (montante e jusante) foi encontrado material aluvionar formando uma camada de 40 m de profundidade máxima abaixo da ensecadeira de jusante e 30 m na ensecadeira de montante. Este aluvião é de granulometria variada, sem a presença de finos, com seixos, pedregulhos, cascalhos e blocos maiores com permeabilidades variando entre  $10^{-3}$  e  $10^{-1}$  cm/s. A lâmina d'água mínima na estiagem era de 20 m, o que tornou praticamente impossível a dragagem convencional do material, com perfuração máxima de 60 m. Com isso, foi decidido pela vedação através do *jet grouting* tipo jumbo com intuito de minimizar as infiltrações que possivelmente ocorreriam durante o esgotamento da área do barramento.



Figura 2.16: Maquinário e região de tratamento – UHE Estreito (Novatecna, 2008).

O projeto de vedação em *jet grouting* foi realizado em duas linhas para profundidades menores que 30 m e em três linhas para perfurações que ultrapassassem esta espessura, formando um bloco único tratado em *jet grouting*. O engastamento mínimo no arenito era de 3 m e de 2 m no corpo do aterro lançado. A malha proposta tinha 80 cm de espaçamento entre colunas de mesma linha e entre as próprias linhas, com diâmetro previsto das colunas de 1,2 m. A resistência mínima proposta era de 0,5 MPa e permeabilidade esperada de  $10^{-4}$  cm/s.

A execução foi dividida em três anos (2007-2008-2009), implementando inúmeras inovações à técnica convencional de *jet grouting* no Brasil como o monitoramento 3D das colunas e a execução de investigações sistemáticas para o controle de qualidade da cortina através de sondagens rotativas a cada 4 m e ensaios de permeabilidade após a execução do bloco tratado. Medidas de desvio das colunas também foram rigorosamente implementadas para manter a eficiência do tratamento.

A realização de sondagens mistas foi de fundamental importância para o conhecimento do perfil geológico e geotécnico da região e determinar assim as profundidades de injeção. As sondagens exploratórias da segunda fase foram realizadas no eixo das cortinas, com

espaçamento de 12 m. Para verificar a qualidade do tratamento foram então realizadas sondagens de verificação (terceira fase) a cada 4 m.

A calda utilizada foi de água e cimento com proporção 1,5 para 1 com adição de 3% de bentonita em peso de cimento, e era realizado no laboratório tecnológico da obra o rígido controle das propriedades da calda como densidade, vida útil e fluidez.

As medições dos desvios das colunas também foram realizadas sistematicamente através de um sistema de leitor digital no interior da haste semelhante a um inclinômetro. O desvio era calculado ponto a ponto em cinco faixas de profundidade, originando uma imagem em 3D do bloco formado. Os dados médios obtidos foram de 0,6 – 0,7% para profundidades até 35 m. Estes dados, juntamente com as sondagens e os ensaios de permeabilidade foram os fatores determinantes para a aceitação da cortina, e a determinação das regiões onde seriam realizadas novas colunas, chamadas de colunas de repasse.

Foram realizadas no total 2200 colunas, onde 1862 estavam previstas originalmente no projeto, 206 colunas de repasse e 152 colunas de complementação das cortinas. A Figura 2.16 apresenta o perfil das cortinas de montante e jusante.

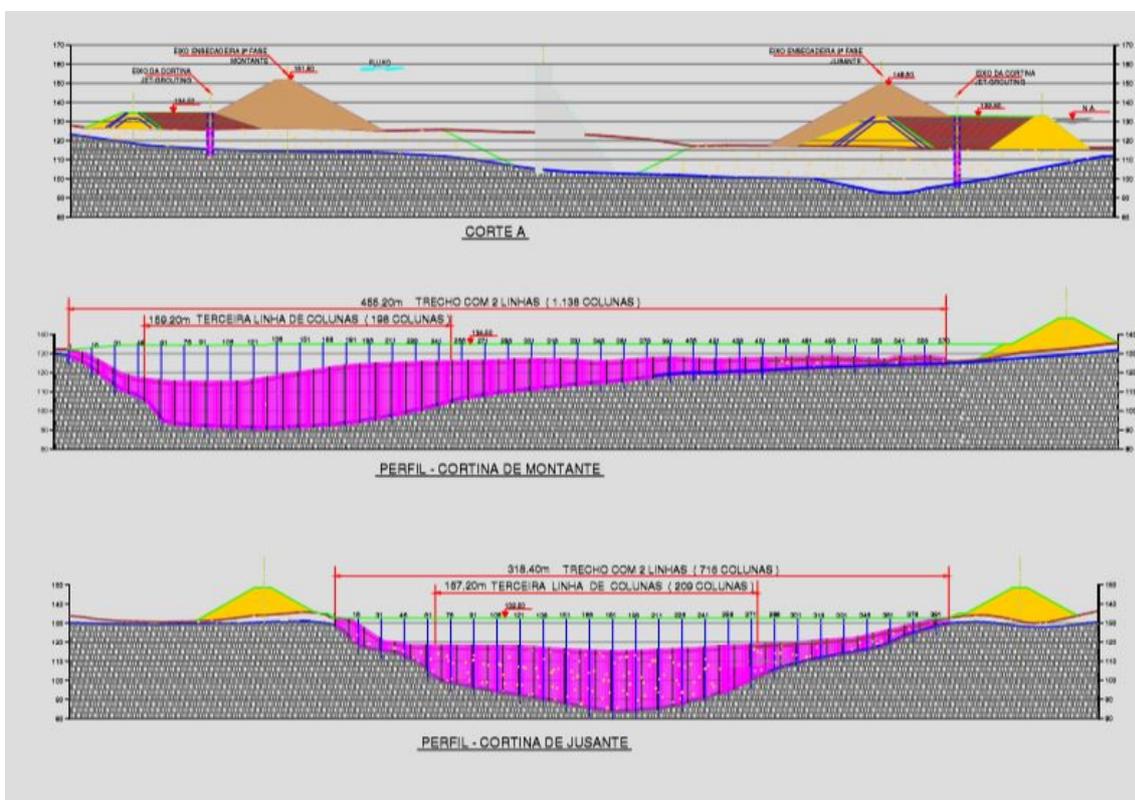


Figura 2.17: Perfis das cortinas em jet grouting – UHE Estreito (Novatecna, 2008).

A obra foi bem sucedida, introduzindo conhecimento relacionado ao *jet grouting* em barragens brasileiras. Para mais informações sobre a execução das cortinas em *jet grouting* na UHE Estreito buscar artigo no site da Novatecna.

### **2.4.3. PCH QUELUZ**

A PCH Queluz está localizada no rio Paraíba do Sul, à montante da cidade de Queluz no estado de São Paulo. A PCH tem geração através de duas unidades com 15MW cada uma. A barragem é de terra compactada fundada em um aluvião com espessura entre 2 e 13 m com presença de areia fina e grossa e seixos rolados. A variabilidade da camada se dá devido à diferentes estágios de alteração da rocha, apresentando regiões mais susceptíveis à erosão. Com a presença desta extensa camada aluvionar muito permeável, fez-se necessária a busca de uma solução de controle de percolação na região das ensecadeiras. Inicialmente foram propostas duas alternativas: parede diafragma plástica com painéis justapostos e cortina em *jet grouting* em duas linhas, com a realização de testes em campo. Com a comparação entre os resultados das duas alternativas, foi escolhida a vedação através de cortina de *jet grouting* já que esta solução se mostrou mais interessante tanto nos ensaios de perda d'água quanto nas características dos testemunhos retirados.

O projeto da cortina na região da ensecadeira de montante foi executado em duas linhas espaçadas em 0,78 m. O diâmetro e o espaçamento entre colunas foi de 1,2 e 0,9 m, respectivamente. O engastamento mínimo foi de 3 m em rocha e 1 m no aterro. A execução do engaste se mostrou bastante eficiente através da boa desagregação da rocha alterada pelo jato. O projeto na ensecadeira de jusante foi cancelado devido à falta de necessidade após a execução da cortina na ensecadeira de montante.

Foram utilizados bicos de jato de 4,5 mm de diâmetro, fator água cimento da calda de 1,5 para 1 e as pressões de injeção e de ar comprimido foram de 30 e 0,86 MPa, respectivamente. O consumo de cimento por metro de coluna foi de 600 kg. A execução das colunas foi feita com registros de passagens que servirão de base para a elaboração do perfil geológico em 3D da cortina.



Figura 2.18: Final da execução da cortina de jet grouting – PCH Queluz (Novatecna, 2010).

Ao final, foram executadas 345 colunas com média de 11,6 m de profundidade, em 155 m de extensão. Ensaios de perda d'água e sondagens foram realizados para verificação da efetividade da cortina. O sistema obteve ótimos resultados com permeabilidades na camada tratada da ordem de  $10^{-5}$  cm/s nas regiões mais críticas, obtendo em algumas regiões valores próximos de zero.

Para mais informações sobre a implementação do sistema em *jet grouting* na PCH Queluz, consultar o artigo contido no site da Novatecna.

### 3. METODOLOGIA

O presente trabalho analisou as características das diferentes soluções de controle de duas formas. Inicialmente, foi realizada uma análise paramétrica sobre a eficiência destas soluções no controle do fluxo através da barragem e sua fundação. Foram analisados os resultados em diferentes condições, variando as dimensões das soluções de controle e também a relação entre as permeabilidades da camada permeável da fundação e o maciço compactado da barragem. Na segunda etapa de análises foi realizado um estudo de caso real de engenharia, onde foram discutidas diferentes soluções de controle de fluxo para um trecho de um reservatório onde estavam ocorrendo problemas relacionados à percolação.

Todas as análises contidas neste trabalho foram executadas por meio do componente do software GeoStudio responsável pela análise de percolação, o SEEP/W. As condições do fluxo como os equipotenciais, a vazão de percolação na seção e os gradientes hidráulicos de saída foram bem detalhadas para cada alternativa. As análises foram executadas considerando condição de fluxo permanente (*steady-state*), onde não há variação de níveis ou cargas hidráulicas ao longo do tempo.

Foram consideradas duas condições de contorno em cada modelagem realizada. A primeira delas foi uma condição de carga aplicada em todo o trecho de montante da barragem e da seção, para representar o reservatório (100,0 m). A segunda condição de contorno utilizada foi uma condição de saída livre, também chamada de *potential seepage face*, aplicada em toda a face de montante das seções e também na superfície do terreno natural à montante. Por fim, para cada material adotado nas análises foi considerada uma função constante para o coeficiente de permeabilidade. Os valores destes coeficientes serão apresentados mais a frente.

#### 3.1. ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica realizada neste projeto teve como objetivo o estudo do comportamento do fluxo ao serem introduzidas diferentes soluções de controle em uma seção típica fictícia, com condições desfavoráveis de percolação. Para cada caso, foram analisadas as características das soluções em relação a vazões que passam através da seção e

ao gradiente de saída no pé da barragem, tomados aqui como indicadores de comportamento da barragem em termos de eficiência de controle de percolação.

Foram analisadas três soluções: trincheira de vedação (*cut-off*), tapete de montante e soluções de controle delgadas. No último caso estão incluídas as paredes diafragma, as trincheiras de lama e as colunas de *jet grouting*, já que todas estas soluções são similares no que se diz respeito à modelagem do programa, e obedecem o mesmo princípio geométrico de controle do fluxo. A maior diferença entre elas se dá nos processos executivos e nas espessuras adotadas para cada situação. Porém, para análise no SEEP/W, que utiliza modelagem em duas dimensões por meio de elementos finitos, a introdução destas soluções é feita da mesma forma. Assim, não ocorre erro algum em admitir as soluções como correspondentes.

### **3.1.1. SEÇÃO TÍPICA**

A seção típica adotada para a análise paramétrica possui 102 m de altura, com taludes de montante e jusante de 1V:2H e crista de 6,0 m. Foi adotado filtro vertical e horizontal com dimensões 1 e 2 m, respectivamente. O nível d'água a montante está na cota 100,0 m, e, conseqüentemente, a carga hidráulica na seção é de 100 mca (1 MPa). Também foi adotada a ausência de água à jusante, considerando o nível d'água de jusante na cota da fundação.

A fundação é composta por duas camadas, uma permeável, onde o valor do coeficiente de permeabilidade é variável para cada análise, e a outra considerada impermeável. Para facilidade de entendimento e comparação entre as análises, as duas camadas apresentam espessura igual a 100,0 m.

A seção típica adotada para o estado natural, sem a aplicação de nenhum método de controle, é apresentada na Figura 3.1.

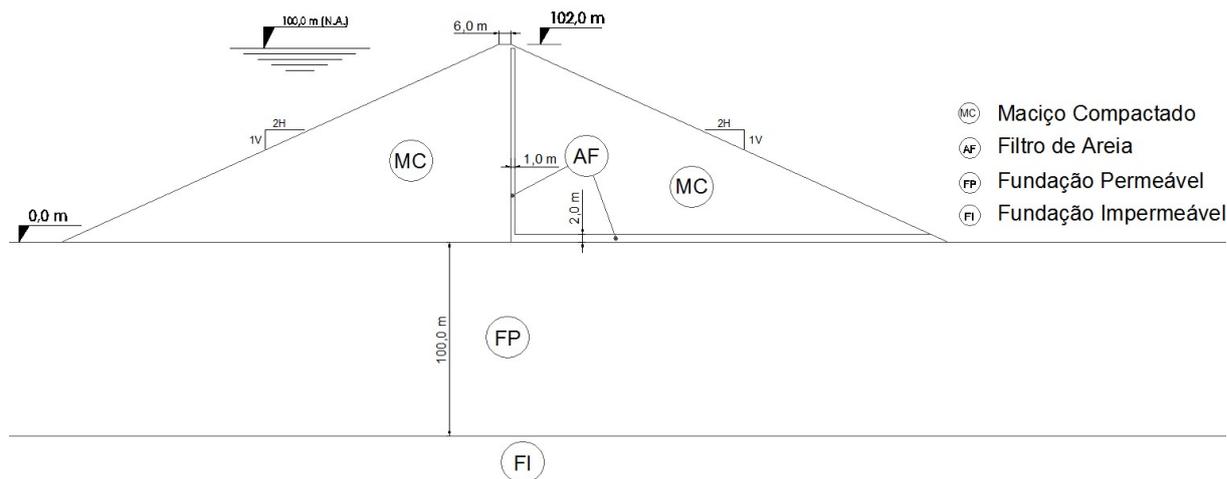


Figura 3.1: Seção típica adotada para análise (fora de escala para melhor visualização).

Nas análises que utilizam o *cut-off* como solução de controle, foi adotada para a trincheira inclinação dos taludes de 1V:1,5H e comprimento da base igual a 6,0 m. Já para o diafragma, foi adotada espessura de 1,0 m para evitar que o elemento fique com dimensões muito pequenas, o que poderia ocasionar problemas na malha de elementos finitos.

Finalmente, para o tapete de montante, foi adotada espessura de 5,0 m e a aplicação do mesmo material utilizado no maciço compactado para o preenchimento do tapete.

As seções típicas com a inserção do *cut-off*, do diafragma e do tapete de montante estão dispostas nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4, respectivamente.

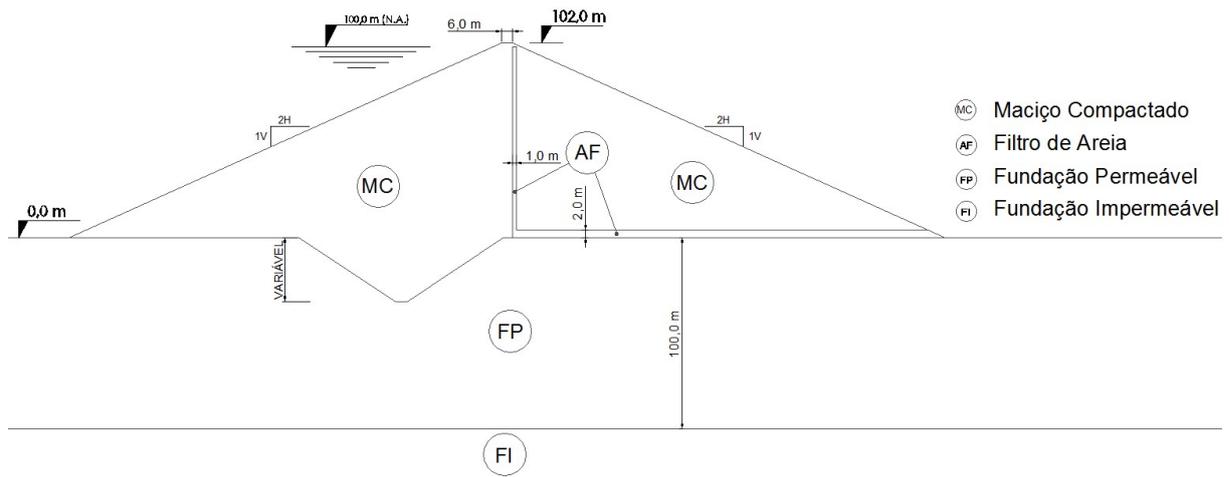


Figura 3.2: Seção típica com cut-off (fora de escala para melhor visualização).

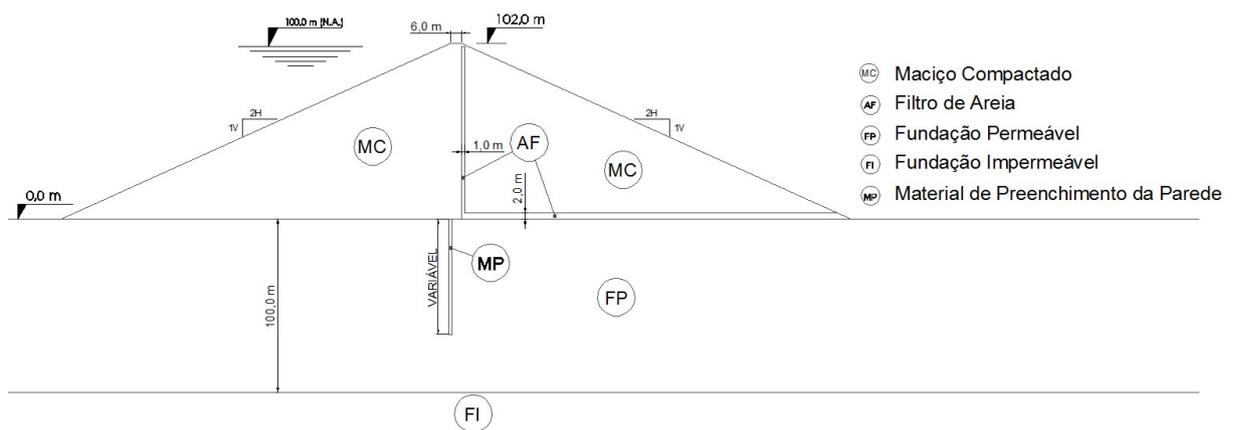


Figura 3.3: Seção típica com parede diafragma (fora de escala para melhor visualização).

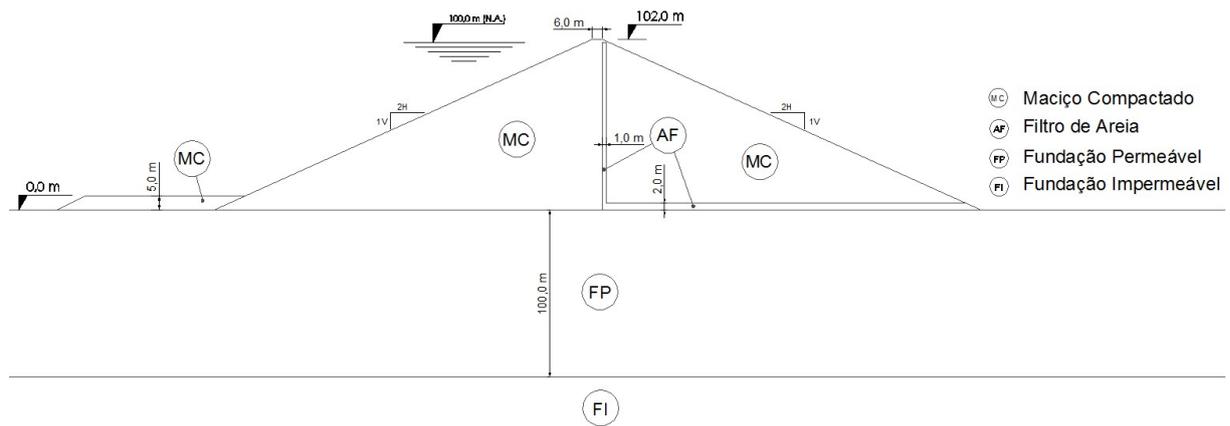


Figura 3.4: Seção típica com tapete de montante (fora de escala para melhor visualização).

Vale ressaltar que as geometrias adotadas das seções típicas são hipotéticas, baseadas em geometrias usuais utilizadas em projetos de barragens. Não foram realizados cálculos para verificação de estabilidade de taludes, porém, como o foco do projeto é a análise de diferentes situações de percolação, o cálculo de estabilidade não se faz necessário para esta finalidade.

### 3.1.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Inicialmente, foram realizadas análises da seção natural, sem nenhum tipo de solução de controle de percolação, variando somente a relação entre a permeabilidade da fundação e a permeabilidade do maciço compactado. Foram adotadas três relações entre permeabilidades: 10, 100 e 1000. Ou seja, no primeiro caso, a permeabilidade da fundação é 10 vezes maior do que a permeabilidade do maciço compactado; no segundo caso, 100 vezes maior; e no terceiro caso, 1000 vezes.

Para cada caso, foram computados os valores obtidos para a vazão do filtro vertical e horizontal, a vazão total que passa pela seção e o gradiente de saída no pé da barragem, um indicador para avaliar o potencial de *piping* da barragem, pelo processo de erosão regressiva.

Finalizadas as análises da seção natural, deu-se início ao estudo das soluções de controle. Para cada solução, foram executadas análises com as mesmas relações entre as

permeabilidades da seção natural, variando também a profundidade da solução de controle ou o comprimento, no caso do tapete de montante.

Nos estudos de *cut-off* e das soluções delgadas, para cada relação, foram propostas três profundidades,  $1/3.H$ ,  $2/3.H$  e  $1.H$ , onde  $H$  corresponde à carga do reservatório, que coincide com a espessura da camada de fundação permeável. Já no estudo do tapete de montante, foram previstos comprimentos de tapete iguais a 1, 3, 5 e 10 vezes o valor da carga do reservatório. Com isso, para cada relação entre permeabilidades, foram executadas quatro análises com os comprimentos propostos.

Foram executadas ao todo 33 análises. A Tabela 3.1 mostra a quantidade de análises executadas para cada solução.

Tabela 3.1: Total de análises executadas.

Relação entre as permeabilidades da fundação e do maciço compactado ( $k_f/k_m$ )	Seção Natural	Seção com <i>Cut-off</i>	Seção com Solução Delgada	Seção com Tapete de Montante
10	1	3	3	4
100	1	3	3	4
1000	1	3	3	4
<b>Total de Análises =</b>	<b>3</b>	<b>9</b>	<b>9</b>	<b>12</b>

### 3.1.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Este trabalho apresenta análises de percolação executadas com auxílio do software SEEP/W. Para tal, os dados de entrada exigidos pelo programa são a geometria da seção e o coeficiente de permeabilidade de cada material utilizado no modelo. Os coeficientes de permeabilidade adotados nas análises foram obtidos com base na literatura disponível.

Deve-se observar também que o valor do coeficiente de permeabilidade do maciço compactado foi fixado e o coeficiente da fundação permeável variou para cada análise, como já explicitado na Seção 3.1.2.

A Tabela 3.2 apresenta os valores dos coeficientes de permeabilidade utilizados em todos os materiais do modelo, baseados na literatura estudada e em obras onde foram utilizados materiais similares.

Tabela 3.2: Coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais utilizados na análise paramétrica.

Material	k (cm/s)	k (m/s)
Maciço Compactado	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-8}$
Fundação Permeável	variável	variável
Fundação Impermeável	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-8}$
Areia Média (Filtro)	$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-4}$
Material de Preenchimento das Soluções de Controle Delgadas	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-9}$

Vale ressaltar que o valor do coeficiente de permeabilidade do material de preenchimento das soluções de controle delgadas foi adotado para espessura igual a 60 cm. Como na seção típica adotada para o projeto foi considerada espessura de 1 m para eliminar problemas com a malha de elementos finitos, o coeficiente de permeabilidade no modelo foi ajustado para corresponder a tal dimensão. Tal ajuste pode ser feito pois os resultados não se alteram quando, mantendo todos os outros fatores constantes, utiliza-se a seguinte premissa:

$$k_1 \cdot e_1 = k_2 \cdot e_2 \quad (3.1)$$

onde  $k$  é o coeficiente de permeabilidade e  $e$  é a espessura do material.

### 3.2. ESTUDO DE CASO

Nesta etapa do trabalho, foi analisado um caso real em um trecho entre dois diques na ombreira direita de um reservatório. Devido às condições geológicas desfavoráveis, a região teve atenção especial dos projetistas e construtores responsáveis pela obra. Foram avaliadas as condições de fluxo e julgou-se necessária a introdução de uma solução de controle de percolação para evitar principalmente o *piping* na ombreira natural do reservatório.

Foram levantadas topograficamente oito seções na área em questão e, com isso, obtida a seção mais crítica em termos dos gradientes hidráulicos de saída. Para esta seção, foram analisadas as características do fluxo natural e também duas alternativas propostas para redução dos gradientes. A descrição completa do caso será apresentada na Seção 4.2.

#### 3.2.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A região apresenta predominância de rochas sedimentares e solos tropicais derivados destas rochas, como pôde ser observado nas sondagens e mapeamentos geológicos. Para as análises executadas foram aplicados somente dois materiais: solo arenoso e arenito. Os coeficientes

de permeabilidade destes materiais foram adotados com base nos furos de sondagem próximos à região estudada e estão dispostos na Tabela 3.3

Tabela 3.3: Coeficientes de permeabilidade adotados para os materiais utilizados no estudo de caso.

<b>Material</b>	<b>k (cm/s)</b>	<b>k (m/s)</b>
Solo Arenoso	$1 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-4}$
Arenito	$1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-6}$
Solução em Jet Grouting	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-9}$
Argila de preenchimento do tapete de montante	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-8}$

## **4. ANÁLISES E RESULTADOS**

Neste capítulo serão apresentadas todas as análises executadas no presente trabalho e seus respectivos resultados. O capítulo de análises é dividido em duas partes: a análise paramétrica e o estudo de caso.

### **4.1. ANÁLISE PARAMÉTRICA**

A análise paramétrica se deu com a execução de 33 análises de percolação, modeladas no SEEP/W para permeabilidades e dimensões das soluções de controle variadas. O objetivo principal deste tipo de análise é comparar o comportamento de cada solução para os diferentes arranjos de permeabilidade entre o maciço compactado e a fundação.

Os principais indicadores do comportamento do fluxo em uma seção de barragem são as vazões que percolam através do maciço compactado e da fundação e o gradiente de saída no pé da barragem à jusante. O arranjo das linhas equipotenciais é também bastante importante, pois mostra com grande clareza como a perda de carga ocorre através da seção e os locais onde ela ocorre mais intensamente.

Para cada análise, foram levantados três valores de vazão: no filtro vertical, no filtro horizontal e total passante pela seção. Porém, não foram realizados gráficos apresentando os valores de vazão no filtro vertical, já que estes não sofrem grandes variações nas diferentes situações e nem representam condições críticas de análise, pois a vazão é geralmente muito pequena. O maior gradiente de saída observado em cada análise também foi tabelado como dado para comparação. Nas seções seguintes serão apresentados os resultados obtidos para as cada modelagem que compõem a análise paramétrica.

Todas as modelagens realizadas para a análise paramétrica estão dispostas no Anexo.

#### **4.1.1. ANÁLISE EM CONDIÇÃO NATURAL**

Inicialmente, foi modelada a seção típica proposta em sua condição natural, ou seja, sem a introdução de elementos para controle do fluxo. Como já observado anteriormente, foram executadas três análises para a condição natural, variando a relação entre permeabilidades da fundação e do maciço compactado.

A Tabela 4.1 apresenta os dados obtidos para as três análises. O arranjo dos equipotenciais para o caso onde a permeabilidade da fundação é 1000 vezes maior do que a do maciço é apresentado na Figura 4.1.

Tabela 4.1: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção em condição natural.

<b>Seção Típica - Condição Natural</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão total na seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,6E-06	4,8E-06	0,1
100	1,2E-06	1,8E-05	2,8E-05	0,3
1000	8,6E-07	7,4E-05	2,1E-04	0,4

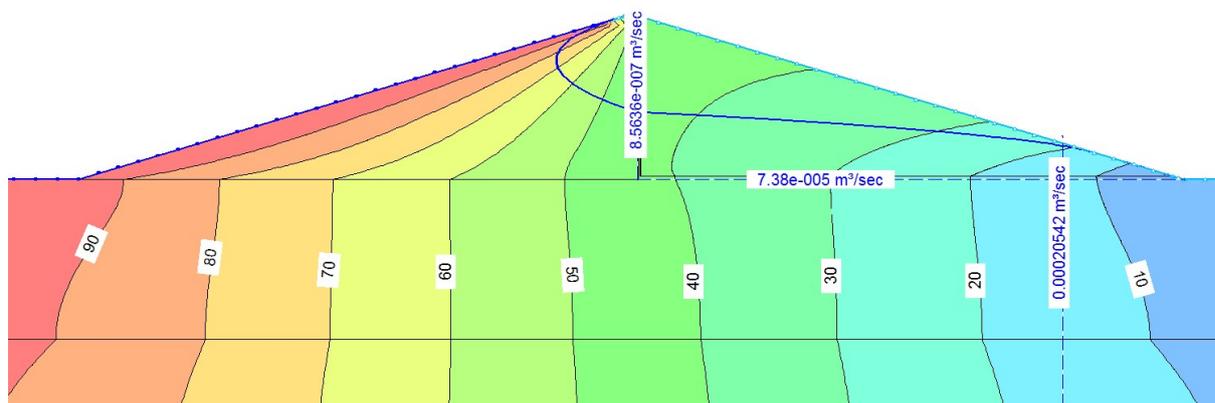


Figura 4.1: Equipotenciais e valores de vazão para condição natural -  $k_f/k_m = 1000$ .

Ao observar a Tabela 4.1 confirma-se o previsto intuitivamente: as vazões no filtro horizontal e na seção total são tanto maiores quanto maior for a permeabilidade da fundação. Isto também é verdade para o gradiente hidráulico de saída, que apresentou acréscimo de 0,3 quando a relação entre permeabilidades subiu de 10 para 1000. A vazão no filtro vertical sofreu leve redução com aumento da permeabilidade da fundação, já que a passagem da água através da fundação é muito mais facilitada do que no maciço compactado. Conseqüentemente, a vazão que antes passava pelo maciço e era captada pelo filtro vertical é reduzida.

É importante ressaltar que as freáticas apresentadas nas análises não representam condições reais devido a um problema de convergência do software, que faz que a linha fuja do filtro vertical à montante e suba acima do filtro horizontal à jusante. Para corrigir este problema, seria necessário forçar as condições de contorno na saída da barragem ou realizar as análises com desligamento dos materiais de jusante. Esta falta de realidade da posição da freática afeta as vazões obtidas para o filtro vertical já que, em situações convencionais, a freática entra no filtro na sua parte mais alta (67 a 75% de sua altura). Contudo, o filtro vertical não apresenta resultados críticos nas análises, não sendo necessária a execução de análises adicionais para correção destas vazões.

Estes valores obtidos servirão de base comparativa para as análises das soluções de controle. Ou seja, será analisada qual é a eficiência de cada sistema no que se diz respeito à diminuição de vazões e redução nos gradientes em relação à análise da condição natural da seção. Sendo assim, estes dados serão repetidos nas seções seguintes juntamente com os dados obtidos para as diversas soluções, a fim de facilitar a comparação entre os resultados.

#### **4.1.2. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DAS TRINCHEIRAS DE VEDAÇÃO (*CUT-OFF*)**

Para o estudo da aplicação das trincheiras de vedação, foram realizadas análises para três profundidades da trincheira:  $1/3.H$ ,  $2/3.H$  e  $1H$ , onde  $H$  representa a espessura da camada permeável, neste caso 100,0 m. Para cada profundidade, foram realizadas três análises, onde é a variada a relação entre  $k_f$  e  $k_m$ , totalizando 9 análises.

Como visto anteriormente, a escolha pela trincheira de vedação como solução de controle é viável para situações onde a camada permeável não excede 30,0 m de profundidade. Porém, para fins de estudo de fluxo, podem ser adotadas profundidades maiores do que a de referência, já que a viabilidade econômica não está sob análise neste caso. Outro ponto importante a destacar é a possibilidade de analogia entre as características do fluxo da seção típica proposta neste projeto e o comportamento do fluxo em seções quaisquer, nas quais a altura da seção e a espessura da camada permeável da fundação sejam diferentes do adotado. Isto se dá principalmente pois as características que governam o comportamento do fluxo em seções com *cut-off* são: a carga do reservatório; a relação entre as permeabilidades do maciço e fundação; e a espessura da camada permeável que é interceptada pela trincheira

Os equipotenciais obtidos para a análise com o *cut-off* interceptando toda a camada permeável estão apresentados na Figura 4.2

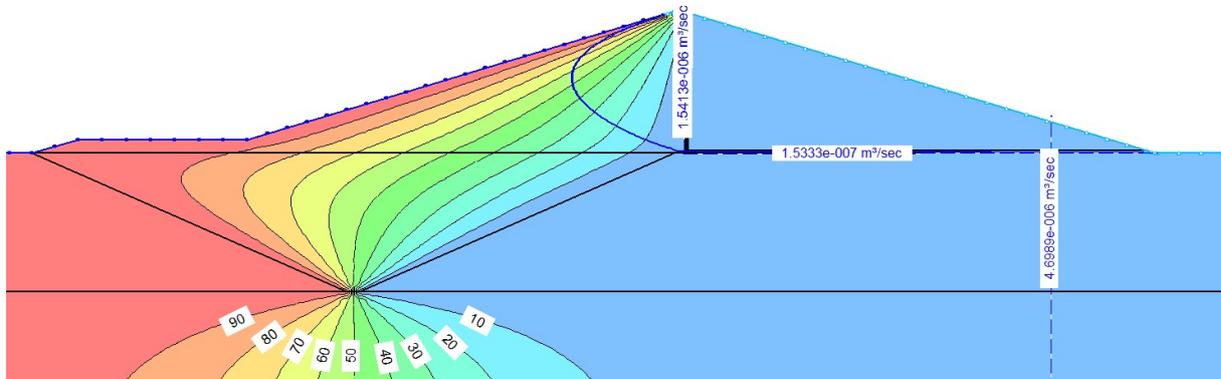


Figura 4.2: Equipotenciais e valores de vazão para seção com trincheira de vedação total (profundidade = 1.H)  
-  $k_f/k_m = 1000$ .

Pode-se observar claramente a concentração da perda de carga na trincheira vedante, o que comprova a efetividade das trincheiras totais neste aspecto. Comparativamente, percebe-se na Figura 4.3, que a perda de carga para situações de trincheira parcial (não interceptando toda a camada permeável) sé dá ao longo de toda seção, mostrando que, no que se diz respeito à perda de carga, as trincheiras parciais não são efetivas.

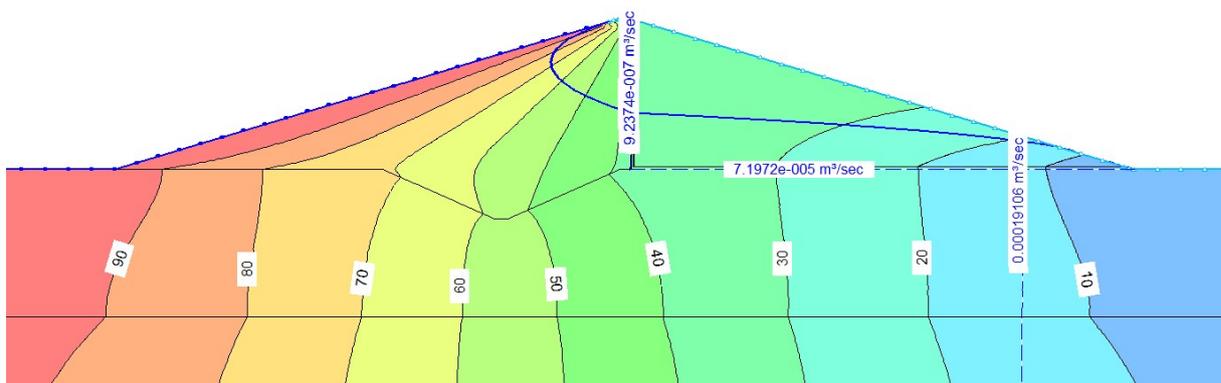


Figura 4.3: Equipotenciais e valores de vazão para seção com trincheira de vedação parcial (profundidade = 1/3.H) -  $k_f/k_m = 1000$ .

As vazões e os gradientes hidráulicos obtidos para os diferentes arranjos de permeabilidade e profundidade da trincheira estão dispostos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com cut-off.

<b>Condição Natural</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão total na seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,6E-06	4,8E-06	0,1
100	1,2E-06	1,8E-05	2,8E-05	0,3
1000	8,6E-07	7,4E-05	2,1E-04	0,4

<b>Cut-off - Z=0.33H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão total na seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,5E-06	4,4E-06	0,1
100	1,2E-06	1,7E-05	2,5E-05	0,3
1000	9,2E-07	7,2E-05	1,9E-04	0,4

<b>Cut-off - Z=0.66H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão total na seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,0E-06	3,8E-06	0,1
100	1,3E-06	1,2E-05	1,9E-05	0,3
1000	1,0E-06	5,4E-05	1,5E-04	0,4

<b>Cut-off - Z=1.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão total na seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,5E-06	1,0E-06	2,9E-06	< 0.1
100	1,5E-06	1,4E-06	4,2E-06	<0.1
1000	1,5E-06	1,5E-07	4,7E-06	<0.1

Os dados obtidos para os gradientes hidráulicos de saída apresentados na Tabela 4.2 ilustram que, para a redução dos gradientes, as trincheiras de vedação parciais não apresentam eficiência alguma. Ou seja, os valores obtidos para a condição natural e para as duas situações onde a trincheira de vedação não intercepta toda a camada permeável são

basicamente os mesmos. Porém, quando a trincheira intercepta toda a camada permeável, o gradiente de saída é reduzido, atingindo valores menores do que 0,1.

Os valores de vazão obtidos para o filtro horizontal e total na seção estão representados nas Figuras 4.4 e 4.5, respectivamente.

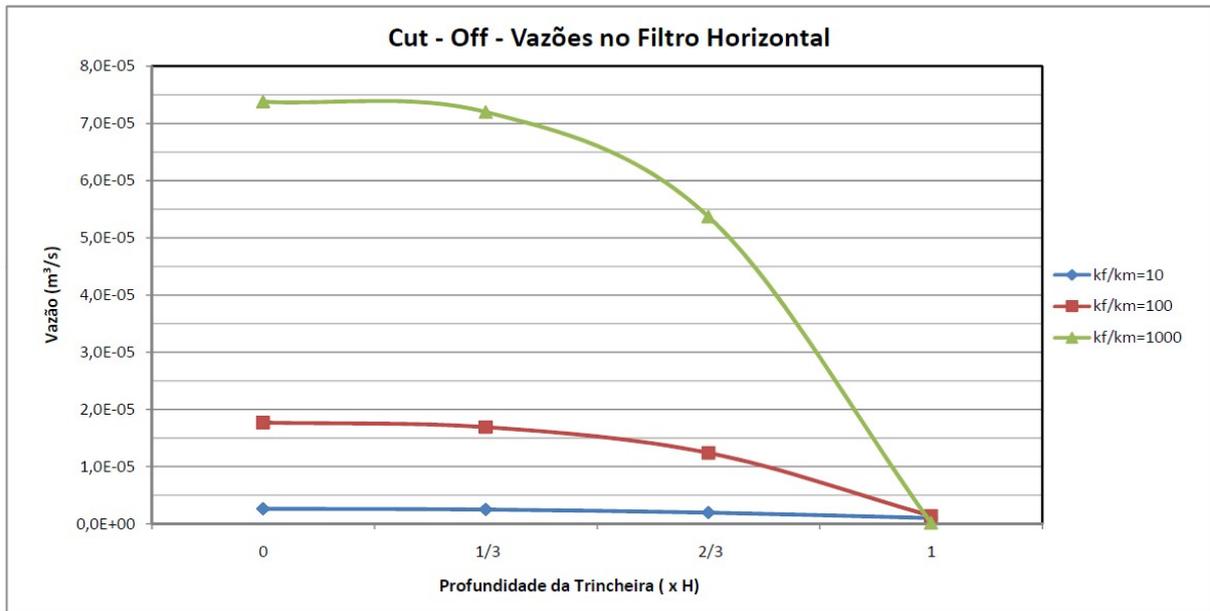


Figura 4.4: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com trincheira de vedação (cut-off).

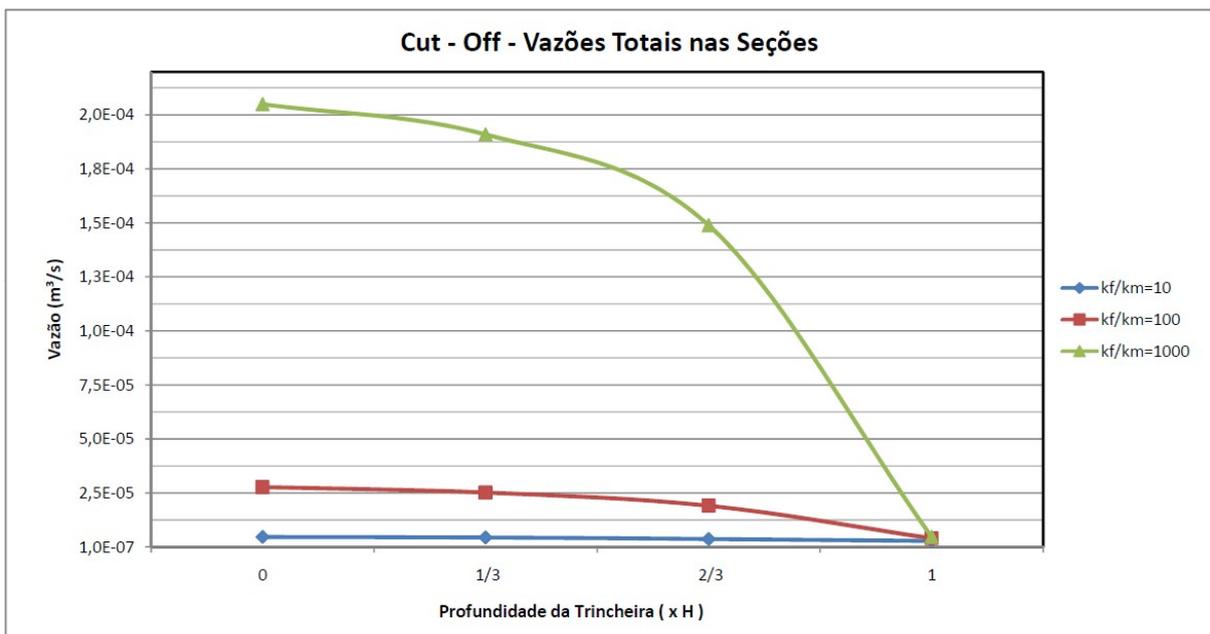


Figura 4.5: Vazões totais obtidas para seção com trincheira de vedação (cut-off).

Os gráficos de vazão apresentados mostram redução na vazão de acordo com o aumento da profundidade da trincheira, em todos os casos. Porém, percebe-se que a escolha da trincheira como solução de controle se torna mais interessante com o aumento da permeabilidade da fundação em relação ao maciço compactado, como pode ser observado nas curvas  $k_f/k_m=1000$ , nas Figuras 4.4 e 4.5. Tal fato pode ser confirmado por meio das curvas  $k_f/k_m=10$ , que têm variações de valores de vazão pouco expressivas.

Devido ao decréscimo exponencial dos dados e à discrepância nos valores de vazão entre as curvas superiores e inferiores, a análise da eficiência com base nos gráficos já apresentados é dificultada. Com isso, foram executados gráficos adicionais para comparação dos resultados das análises.

Primeiramente, foram executados gráficos que representam as relações entre as vazões na seção em condição natural de percolação e as vazões na seção com a introdução do *cut-off*. Os gráficos estão representados nas Figuras 4.6 e 4.7.

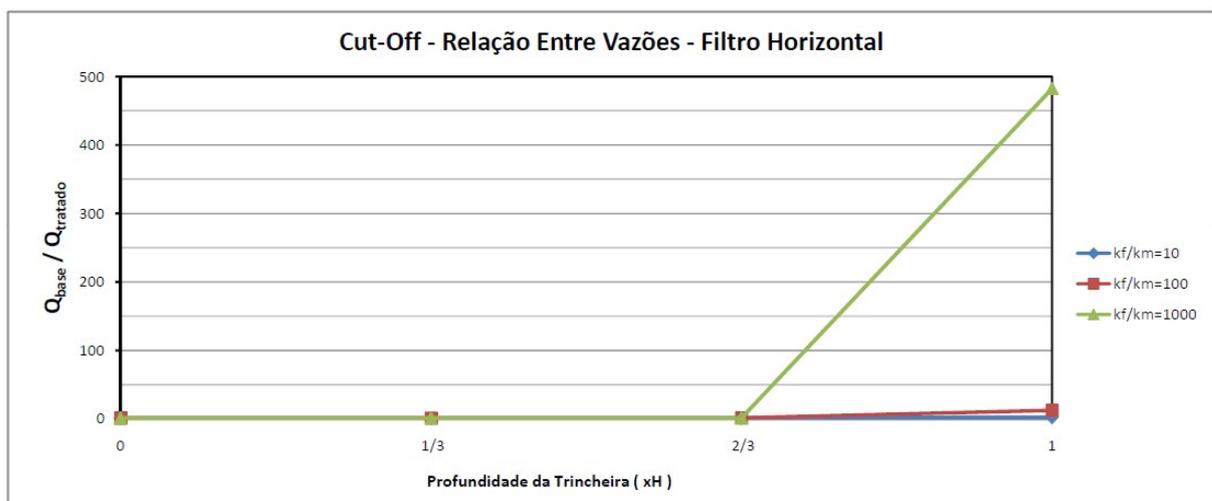


Figura 4.6: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com trincheira de vedação (cut-off).

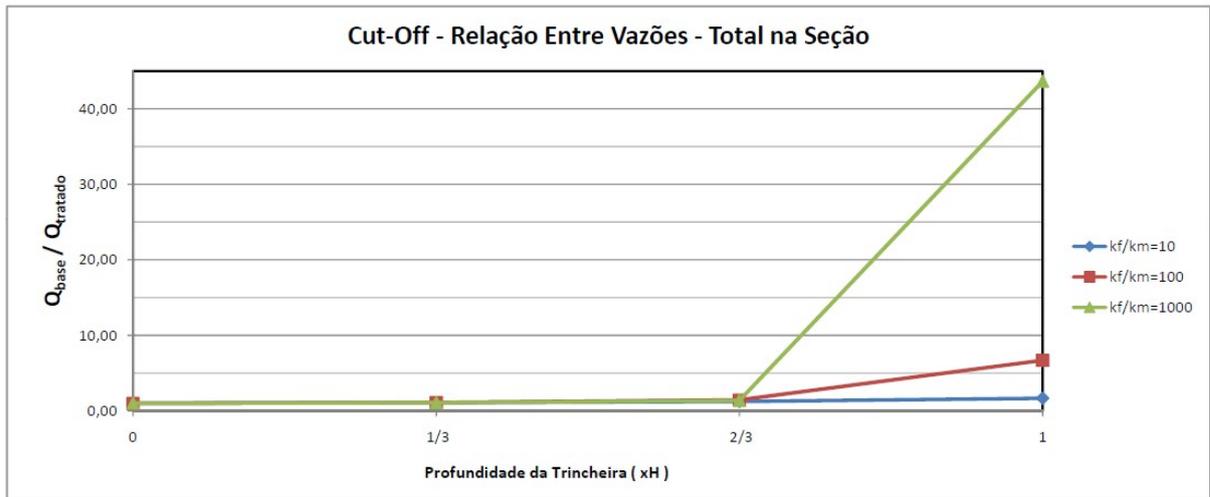


Figura 4.7: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com trincheira de vedação (cut-off). Também foram executados gráficos que mostram as reduções em termos percentuais das vazões naturais ao adicionar o *cut-off*. Para tal, foi utilizada a seguinte fórmula para cálculo das reduções:

$$\text{Redução da vazão natural} = 1 - \frac{Q_{\text{tratado}}}{Q_{\text{base}}} \quad (4.1)$$

onde  $Q_{\text{tratado}}$  é a vazão com a introdução da solução de controle e  $Q_{\text{base}}$  é a vazão em condições naturais de percolação.

Os gráficos referentes aos valores de redução de vazão estão dispostos nas Figuras 4.8 e 4.9.

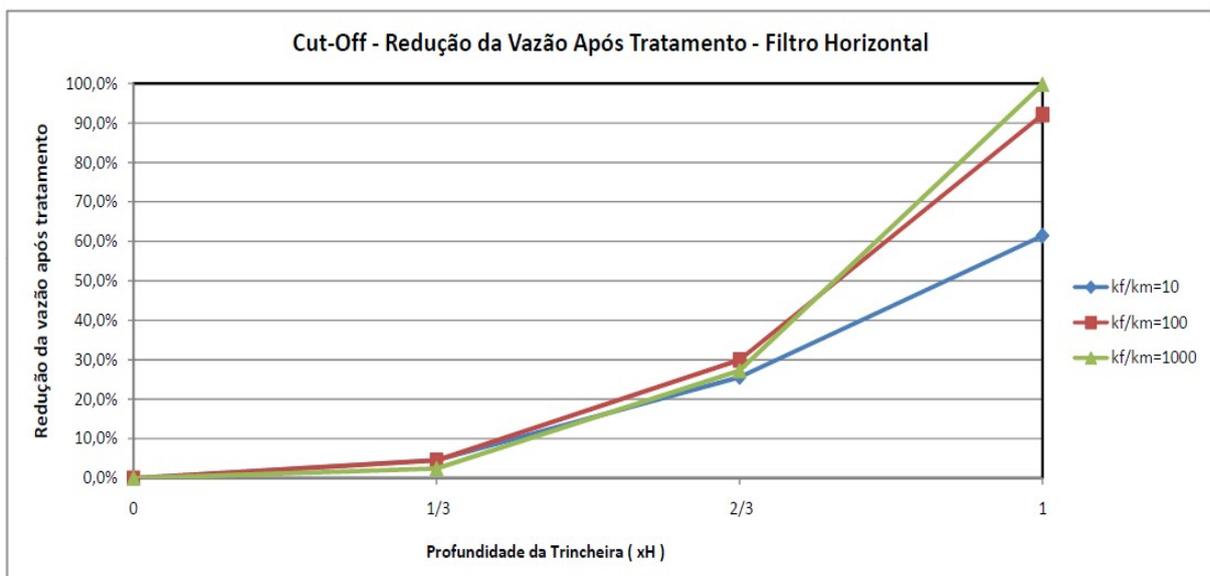


Figura 4.8: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Trincheiras de vedação (cut-off).

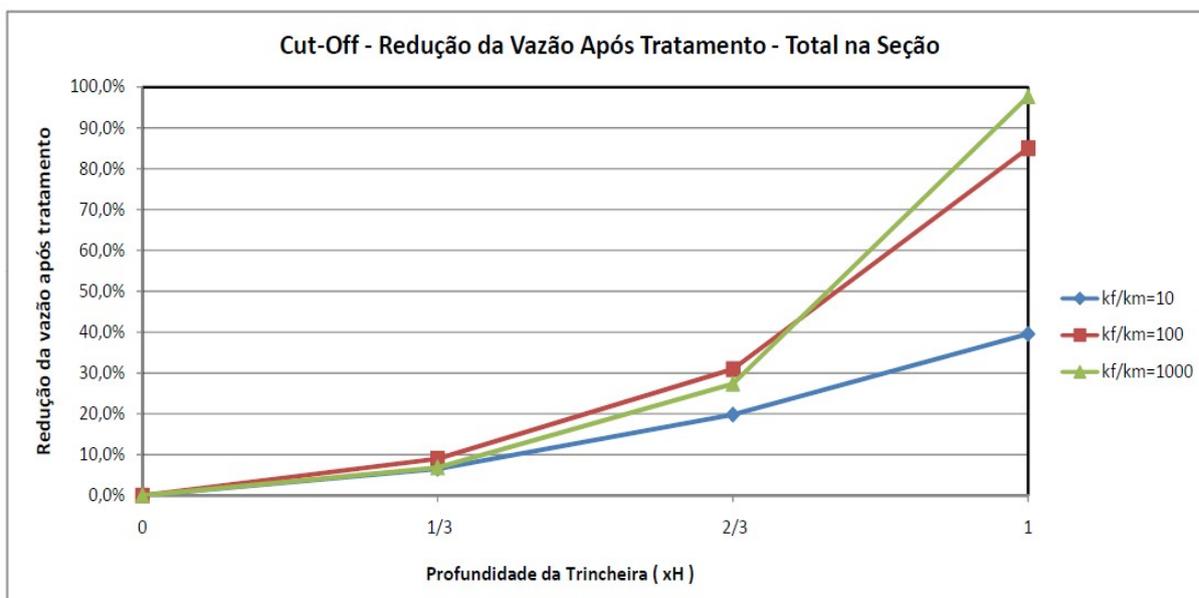


Figura 4.9: Redução de vazão total na seção após tratamento – Trincheiras de vedação (cut-off).

Os resultados apresentados nas Figuras 4.6 até 4.9 mostram a relação entre efetividade das trincheiras de vedação e sua profundidade. Percebe-se que, apesar de proporcionar certa redução das vazões, as trincheiras parciais não apresentam efetividade no controle de percolação, principalmente em relação às trincheiras que interceptam toda a camada permeável. Observando os gráficos nas Figuras 4.6 e 4.7 é possível observar que os valores de relação entre as vazões permanecem praticamente constantes para trincheiras que interceptam a camada permeável em até dois terços de sua altura. As Figuras 4.8 e 4.9 reforçam o já comentado, apresentando valores máximos de redução da vazão natural por volta de 30 % para os *cut-offs* parciais. Já ara as trincheiras totais, a redução proporcionada nunca fica abaixo de 85% nos casos onde a permeabilidade da fundação é no mínimo 100 vezes maior do que a do maciço.

Vale ressaltar que, para a aplicação em barragens, onde as incertezas de projeto são grandes e as soluções são muitas vezes bastante onerosas, os sistemas que apresentam reduções de vazão abaixo de 70-75% não são considerados efetivos.

Diferentemente das trincheiras parciais, as trincheiras totais apresentam bom desempenho na redução de vazões, proporcionando valores de vazões naturais muito superiores aos de vazões tratadas (Figuras 4.6 e 4.7).

As porcentagens de redução das vazões naturais também são bastante altas para maiores diferenças de permeabilidade entre maciço e fundação. Contudo, é clara a percepção de que, quanto maior for a permeabilidade da fundação em relação ao maciço, mais efetiva é a introdução do *cut-off* na seção. Visto isso, tem-se que, para uma fundação apenas 10 vezes mais permeável que o maciço compactado, a aplicação das trincheiras é pouco efetiva. As Figuras 4.8 e 4.9 mostram que, neste caso, as trincheiras de vedação totais reduzem a vazão no filtro horizontal em no máximo 60%. Já para os valores de vazão total, as trincheiras proporcionam redução máxima de 40% da vazão natural. Sendo assim, nos casos onde a fundação não apresenta coeficiente de permeabilidade muito superior ao maciço, a opção por aplicar outro tipo de solução pode ser mais interessante.

#### **4.1.3. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DE SOLUÇÕES DE CONTROLE DELGADAS (JET GROUTING, PAREDE DIAFRAGMA E TRINCHEIRA DE LAMA)**

Como visto anteriormente, as três soluções propostas nesta seção são modeladas no SEEP/W da mesma forma, já que o programa realiza análises bidimensionais e é impossível diferenciar geometricamente as soluções nestas condições. Com isso, agrupamento destas soluções em uma só seção não ocasiona nenhum tipo de interferência na análise dos resultados, já que os únicos parâmetros que sofreriam variações entre as soluções são: o coeficiente de permeabilidade do material de preenchimento e a espessura da solução. Caso fossem adotados diferentes parâmetros para cada uma das três soluções, pouco se diferenciariam os resultados entre si, já que a variação entre os parâmetros é muito pequena. Sendo assim, para fins de análise estas soluções serão apresentadas como uma só.

Assim como na análise das trincheiras de vedação, foram realizadas análises para três profundidades das soluções:  $1/3.H$ ,  $2/3.H$  e  $1.H$ , onde H corresponde à profundidade da camada permeável, que neste caso é igual à carga do reservatório. Para cada profundidade foram executadas três análises com diferentes permeabilidades da fundação, totalizando nove análises.

O comportamento do fluxo é também bastante variável nas soluções com interceptação total e parcial da camada permeável da fundação. As Figuras 4.10 e 4.11 confirmam esta diferença em relação à perda de carga através da seção.

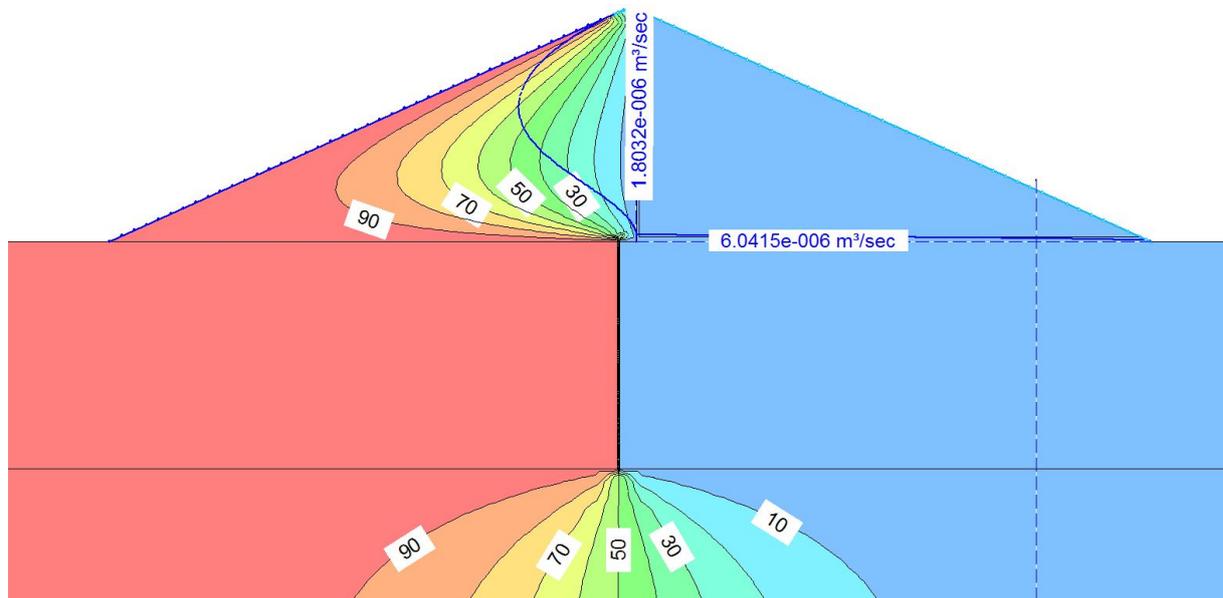


Figura 4.10: Equipotenciais e valores de vazão para seção com solução delgada total (profundidade = 1.H) -  $k_f/k_m = 1000$ .

A Figura 4.11 mostra que, mesmo com dois terços da camada permeável interceptada, a perda de carga não se concentra na solução de controle como acontece quando ocorre interceptação total (Figura 4.10). Mesmo com um leve aumento na densidade das linhas ao redor da solução de controle parcial, os equipotenciais ainda continuam distribuídos ao longo de toda a seção. Sendo assim, novamente se confirma que a aplicação parcial destas soluções não é eficiente no que se diz respeito à perda de carga.

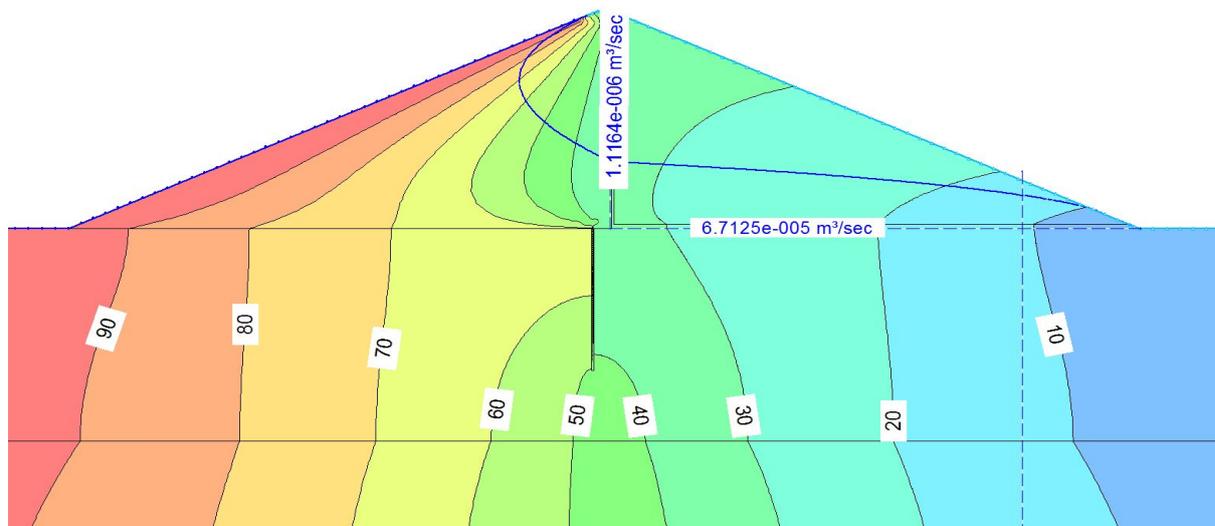


Figura 4.11: Equipotenciais e valores de vazão para seção com solução delgada parcial (profundidade =  $2/3.H$ ) -  $k_f/k_m = 1000$ .

Já para a análise completa da efetividade das soluções delgadas, devem ser observados as vazões que passam pela seção e os gradientes de saída, dispostos na Tabela 4.3 e os gráficos apresentados à frente.

Tabela 4.3: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com solução de controle delgada.

<b>Condição Natural</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m³/s)	Vazão Filtro Horizontal (m³/s)	Vazão Total da Seção (m³/s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,6E-06	4,8E-06	0,1
100	1,2E-06	1,8E-05	2,8E-05	0,3
1000	8,6E-07	7,4E-05	2,1E-04	0,4

<b>Solução Delgada - Z=0.33.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m³/s)	Vazão Filtro Horizontal (m³/s)	Vazão Total da Seção (m³/s)	Gradiente de Saída
10	1,6E-06	2,7E-06	4,5E-06	0,1
100	1,8E-06	1,8E-05	2,6E-05	0,3
1000	2,7E-06	7,9E-05	2,0E-04	0,4

<b>Solução Delgada - Z=0.66.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m³/s)	Vazão Filtro Horizontal (m³/s)	Vazão Total da Seção (m³/s)	Gradiente de Saída
10	1,5E-06	2,4E-06	4,3E-06	0,1
100	1,4E-06	1,5E-05	2,2E-05	0,3
1000	1,1E-06	6,7E-05	1,7E-04	0,4

Solução Delgada - Z=1.H				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,5E-06	1,8E-06	3,5E-06	0,1
100	1,7E-06	5,7E-06	8,3E-06	0,2
1000	1,8E-06	6,0E-06	1,1E-05	0,1

Ao analisar a Tabela 4.3 percebe-se que os gradientes hidráulicos de saída com a introdução da solução de controle parcial não se alteram em relação à condição natural de fluxo. Ou seja, as soluções delgadas parciais também não são efetivas na redução de gradientes hidráulicos.

Já quando as soluções delgadas avançam por toda a fundação permeável, os gradientes hidráulicos de saída são reduzidos. Porém, analisando a Tabela 4.3 é possível perceber que a eficiência das soluções na redução de gradientes só se mostra positiva para grandes diferenças de permeabilidade entre fundação e maciço, gerando pouca ou nenhuma redução para valores de  $k_f/k_m$  menores que 100.

À seguir serão apresentados os gráficos com os resultados obtidos, onde o comportamento geral das soluções e as conclusões obtidas são similares às trincheiras vedantes.

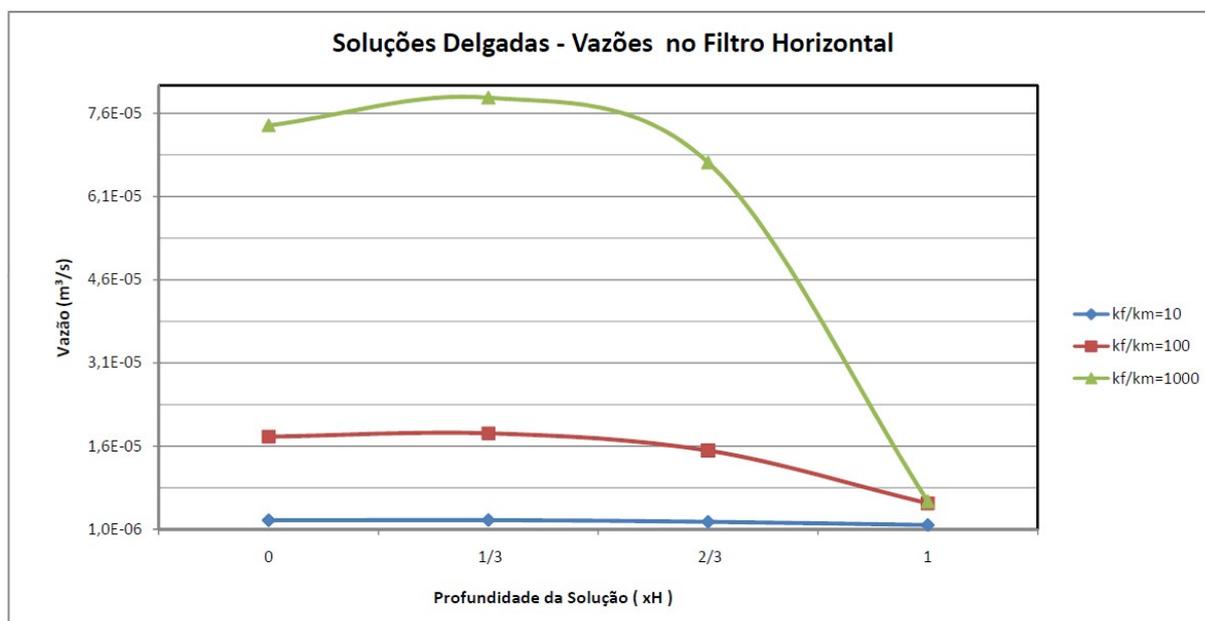


Figura 4.12: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com solução de controle delgada.

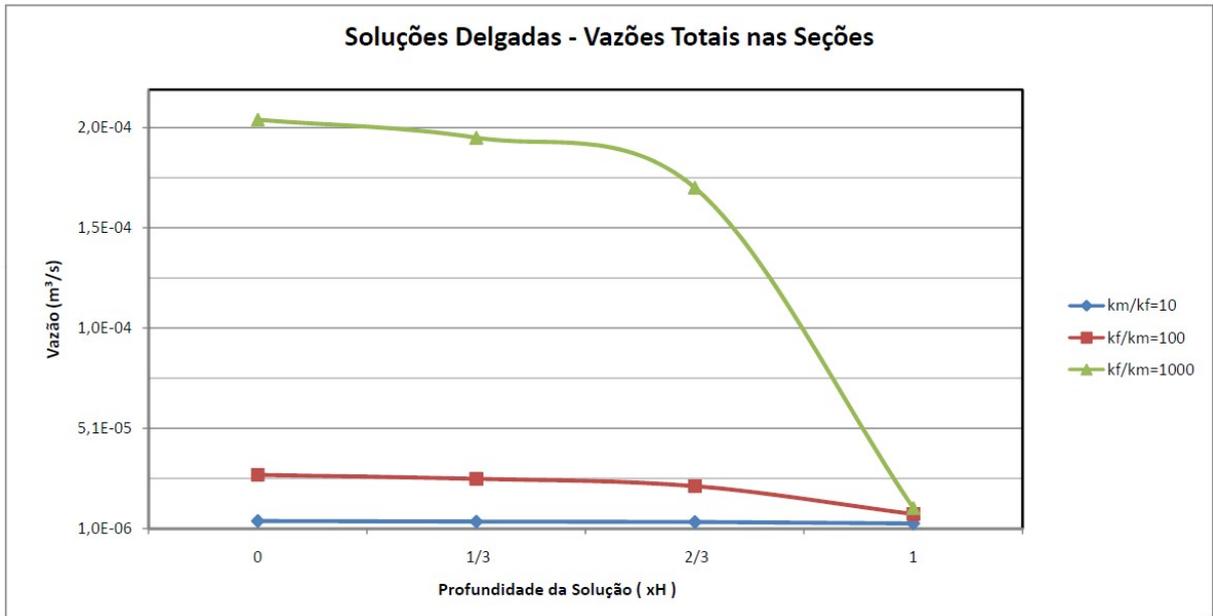


Figura 4.13: Vazões totais obtidas para seção com solução de controle delgada.

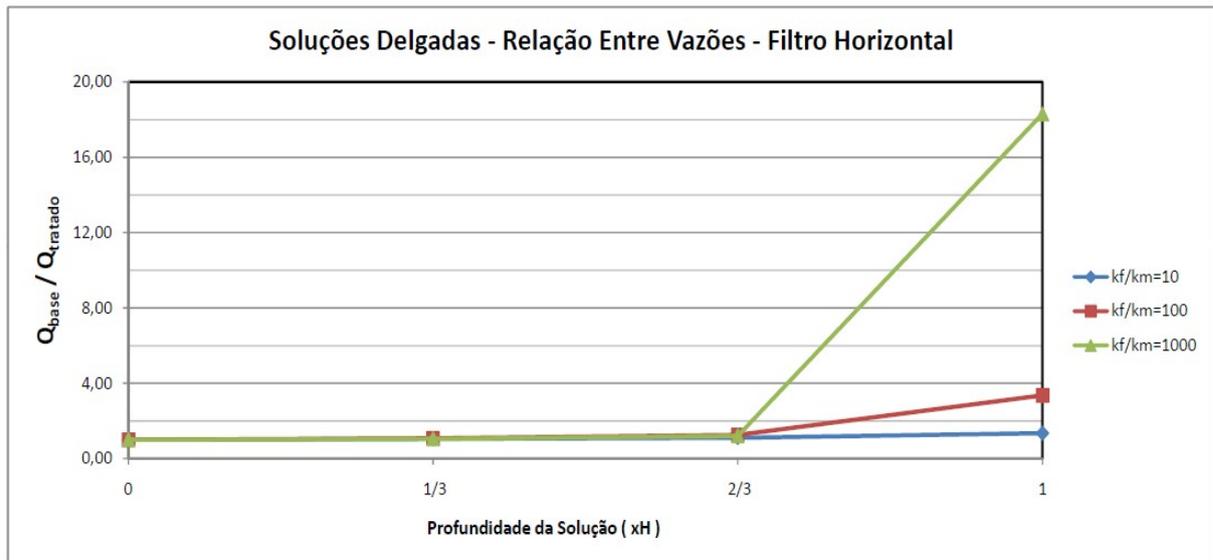


Figura 4.14: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com solução de controle delgada.

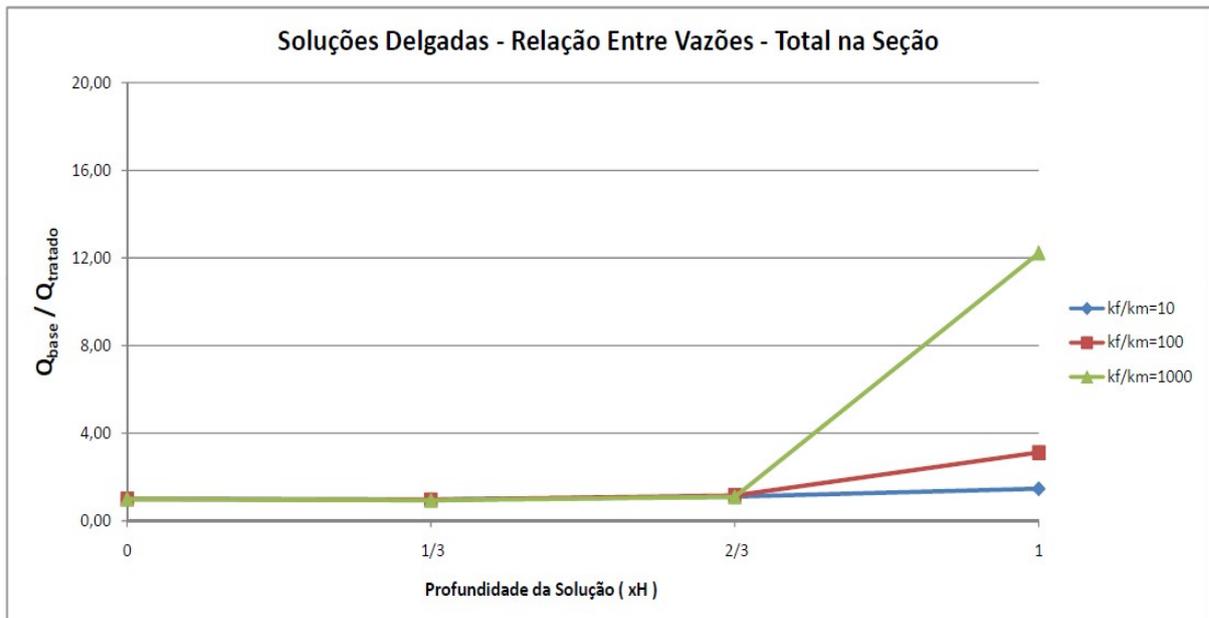


Figura 4.15: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com solução de controle delgada.

Ao contrário das trincheiras de vedação, as soluções delgadas só apresentam resultados realmente satisfatórios em casos onde a camada da fundação é cerca de 1000 vezes mais permeável que o maciço compactado. As Figuras 4.14 e 4.15 mostram que para  $k_f/k_m = 1000$ , a relação entre as vazões naturais e as vazões obtidas com a solução delgada é próxima de 12 para o filtro horizontal, e 18 para a vazão total na seção. Já para  $k_f/k_m = 100$ , estas relações não chegam a 4, confirmando a falta de efetividade da solução neste caso.

Nas Figuras 4.16 e 4.17 estão dispostos gráficos com os valores de redução das vazões em termos percentuais para o filtro horizontal e para as vazões totais na seção.

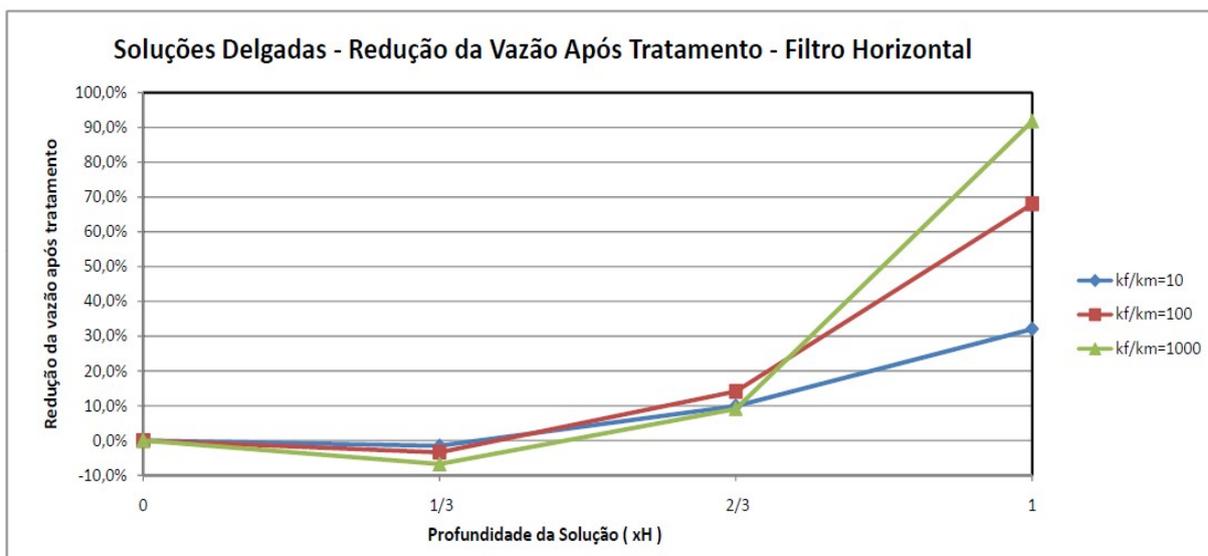


Figura 4.16: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Solução de controle delgada.

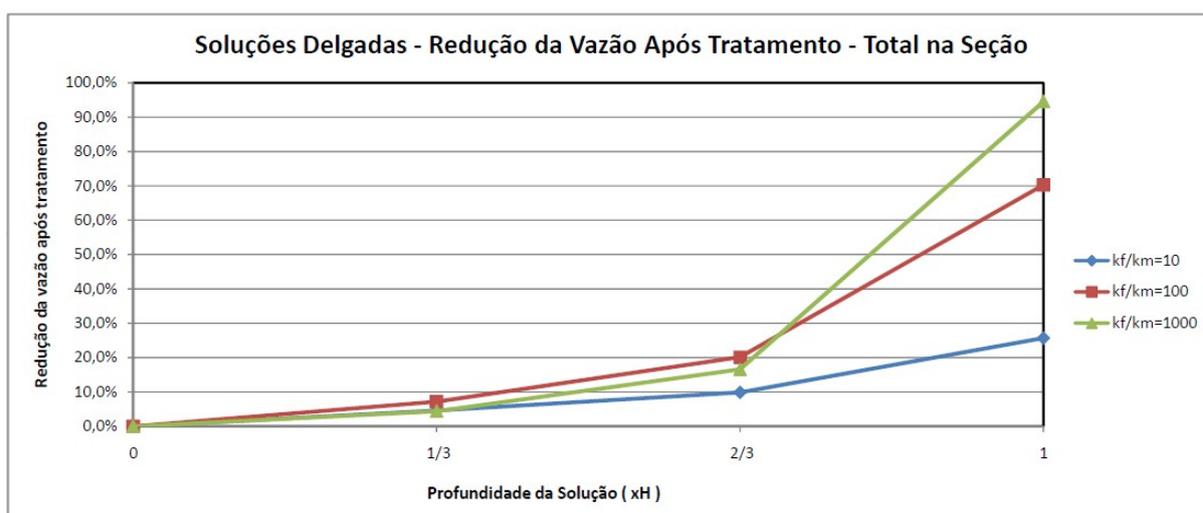


Figura 4.17: Redução de vazão total na seção após tratamento – Solução de controle delgada.

A porcentagem de vazão natural reduzida com a introdução da solução delgada para camadas muito permeáveis supera 90% ( $k_f/k_m = 1000$ ), enquanto que para fundações 100 vezes mais permeáveis que o maciço, essa redução gira em torno de 70 %.

No caso das soluções delgadas parciais, se nota com grande clareza que a efetividade dos sistemas é muito baixa. Portanto, não se deve utilizar desta solução para controle de fluxo, com exceção das situações onde a condutividade hidráulica da camada permeável decresce

substancialmente com a profundidade. Neste caso, devem ser realizadas análises adicionais com maior detalhamento da fundação, a fim de verificar a verdadeira efetividade da aplicação de uma solução parcial.

A efetividade de cada sistema englobado nas soluções delgadas (*jet grouting*, paredes diafragma e trincheiras de lama) pode sofrer leves variações com a mudança das características de cada solução. Para aumentar a sensibilidade no que se diz respeito à efetividade destas soluções, serão apresentados os resultados para um caso ideal, onde a solução é considerada um intercepto impermeável. Ou seja, toda a vazão que passa pela fundação é forçada a contornar a solução de controle. Este caso apresenta o sistema de maior eficiência que se pode atingir com uma solução deste tipo, já que os materiais aplicados no “preenchimento” da solução nunca serão totalmente impermeáveis.

Vale mencionar que para fins práticos, os valores de vazão e gradiente se igualam aos resultados da solução impermeável quando o coeficiente de permeabilidade do preenchimento atinge cerca de  $10^{-10}$  cm/s.

Os resultados obtidos para análise com solução delgada impermeável estão dispostos na Tabela 4.4. Para evitar repetições desnecessárias, não serão apresentados gráficos para esta condição, somente a tabela será apresentada para análises comparativas.

Tabela 4.4: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com solução de controle delgada considerada impermeável.

<b>Condição Natural</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,6E-06	4,8E-06	0,1
100	1,2E-06	1,8E-05	2,8E-05	0,3
1000	8,6E-07	7,4E-05	2,1E-04	0,4

<b>Solução Delgada Impermeável - Z=0.33.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,6E-06	2,6E-06	4,5E-06	0,1
100	1,8E-06	1,8E-05	2,6E-05	0,3
1000	2,7E-06	7,9E-05	2,0E-04	0,4

<b>Solução Delgada Impermeável - Z=0.66.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saida
10	1,6E-06	2,1E-06	4,1E-06	0,1
100	1,4E-06	1,5E-05	2,2E-05	0,3
1000	1,1E-06	6,7E-05	1,7E-04	0,4

<b>Solução Delgada Impermeável - Z=1.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saida
10	1,6E-06	1,1E-06	2,9E-06	<0.1
100	1,8E-06	2,6E-06	4,9E-06	0,1
1000	1,8E-06	2,3E-06	5,7E-06	<0.1

Por meio dos dados apresentados na Tabela 4.4, é possível observar o aumento de rendimento em relação à primeira parte da análise. As vazões na seção e os gradientes hidráulicos foram ainda mais reduzidos. Para interceptação total da camada permeável, a redução das vazões naturais é de 85 e 97% para as curvas  $k_f/k_m = 100$  e  $k_f/k_m = 1000$ , respectivamente. Contudo, observa-se que, mesmo com a impermeabilidade total da solução, a eficiência do sistema é baixa para fundações 10 vezes mais permeáveis que o maciço. Neste caso, a porcentagem de redução atinge valores abaixo de 60 % para o filtro horizontal e 40 % para a vazão total na seção.

É muito importante destacar que, diferentemente das trincheiras de vedação, estas soluções não apresentam grandes restrições executivas para grandes profundidades, podendo interceptar camadas com cerca de 70 m de espessura. No caso do *jet grouting*, a execução pode ser ainda mais dinâmica, podendo ser executadas cortinas no eixo da seção da barragem ou ensecadeira, após todo o aterro concluído.

As soluções delgadas também apresentam custo final elevado, inviabilizando sua aplicação em casos onde as condições de fluxo não são muito críticas. Cabe ao projetista estudar a relação custo-benefício da aplicação destas soluções e a observação do tempo disponível de execução do serviço, o que pode muitas vezes inviabilizar a escolha de determinado sistema.

#### **4.1.4. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DOS TAPETES DE MONTANTE**

Os tapetes de montante vêm sendo aplicados em projetos de barragens há bastante tempo e em diversas situações. O sistema consiste na aplicação de um tapete de baixa

permeabilidade com comprimentos predefinidos na região à montante, sob o reservatório. Estes tapetes podem ser de dois tipos: tapete de argila compactada ou geomembrana (mantas impermeáveis de PEAD ou PVC). Para as análises executadas nesta seção foi adotado um tapete de montante de argila compactada com espessura de 5 m, onde foi variado o comprimento do tapete para cada valor de relação entre permeabilidades da fundação e maciço. Foram previstos comprimentos de 1, 3, 5 e 10.H, onde H corresponde à carga do reservatório. Sendo assim, foram executadas ao todo doze análises.

Deve-se ressaltar que, para efeitos comparativos, a escolha por um ou outro tipo de tapete não é importante, já que a modelagem da solução no SEEP/W é basicamente a mesma. Com isso, os resultados que serão apresentados nesta seção são verdadeiros para qualquer um dos tipos de tapete.

Os valores de vazão e gradientes de saída obtidos para as análises realizadas com a introdução do tapete de montante estão dispostos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Valores de vazão e gradiente de saída – Seção com tapete de montante.

<b>Seção Típica - Condição Natural</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,4E-06	2,6E-06	4,8E-06	0,1
100	1,2E-06	1,8E-05	2,8E-05	0,3
1000	8,6E-07	7,4E-05	2,1E-04	0,4

<b>Tapete de Montante - L = 1.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,5E-06	2,1E-06	4,3E-06	0,1
100	1,3E-06	1,4E-05	2,3E-05	0,3
1000	1,0E-06	5,5E-05	1,7E-04	0,4

<b>Tapete de Montante - L = 3.H</b>				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saída
10	1,5E-06	1,9E-06	4,0E-06	0,1
100	1,3E-06	1,0E-05	1,7E-05	0,3
1000	1,1E-06	4,2E-05	1,3E-04	0,4

Tapete de Montante - L = 5.H				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saida
10	1,5E-06	1,8E-06	3,9E-06	0,1
100	1,4E-06	8,3E-06	1,5E-05	0,3
1000	1,2E-06	3,3E-05	1,0E-04	0,4

Tapete de Montante - L = 10.H				
$k_m/k_f$	Vazão Filtro Vertical (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Filtro Horizontal (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Total da Seção (m <sup>3</sup> /s)	Gradiente de Saida
10	1,5E-06	1,8E-06	3,9E-06	0,1
100	1,4E-06	6,7E-06	1,2E-05	0,2
1000	1,3E-06	2,1E-05	7,2E-05	0,3

Os equipotenciais para os comprimentos de tapete iguais a 5.H e 10.H, onde a fundação é 1000 vezes mais permeável que o maciço, serão apresentados nas Figuras 4.18 e 4.19.

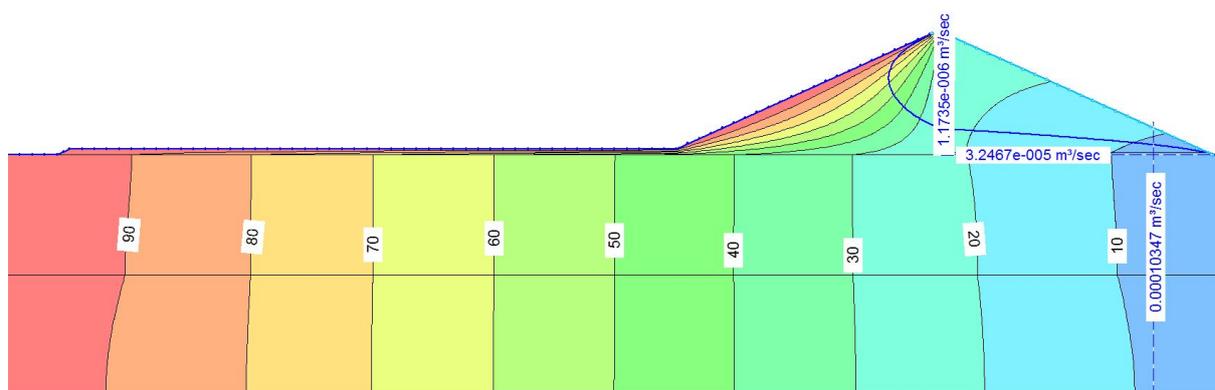


Figura 4.18: Equipotenciais e valores de vazão para seção com tapete de montante (L=5.H) -  $k_f/k_m = 1000$ .

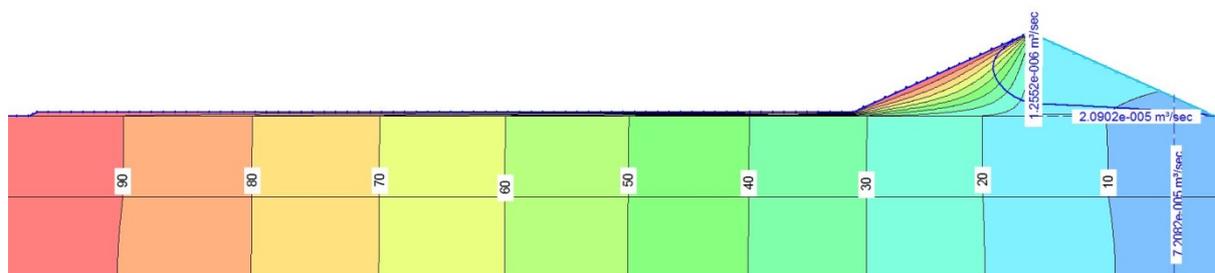


Figura 4.19: Equipotenciais e valores de vazão para seção com tapete de montante (L=10.H) -  $k_f/k_m = 1000$ .

A Tabela 4.5 mostra que os valores dos gradientes hidráulicos de saída não se alteram nas análises que têm comprimento de tapete igual ou inferior a 5.H. A redução dos gradientes para comprimento de tapete igual a 10.H é também muito pouco significativa. Nesta condição, a solução reduz apenas 0,1 dos gradientes obtidos na condição natural para  $k_f/k_m=1000$  e  $k_f/k_m=100$ , não reduzindo nada para  $k_f/k_m=10$ . Ou seja, o tapete de montante não é uma solução de controle viável no que se diz respeito à redução dos gradientes hidráulicos de saída, mesmo em casos onde a fundação é muito mais permeável do que o maciço.

O comportamento dos equipotenciais mostrados nas Figuras 4.18 e 4.19 mostra que a introdução do tapete de montante faz com que a perda de carga ocorra ao longo de todo o tapete e também no espaldar de montante, reduzindo a densidade de linhas no espaldar de jusante. É importante destacar que, quanto maior for o comprimento do tapete, maior será a perda de carga à montante da seção, melhorando a efetividade do sistema neste aspecto. Com isso, tapetes com comprimentos inferiores a 5.H já não apresentam efetividade no rearranjo dos equipotenciais.

As vazões no filtro horizontal e total na seção estão dispostas nas Figuras 4.20 e 4.21, respectivamente.

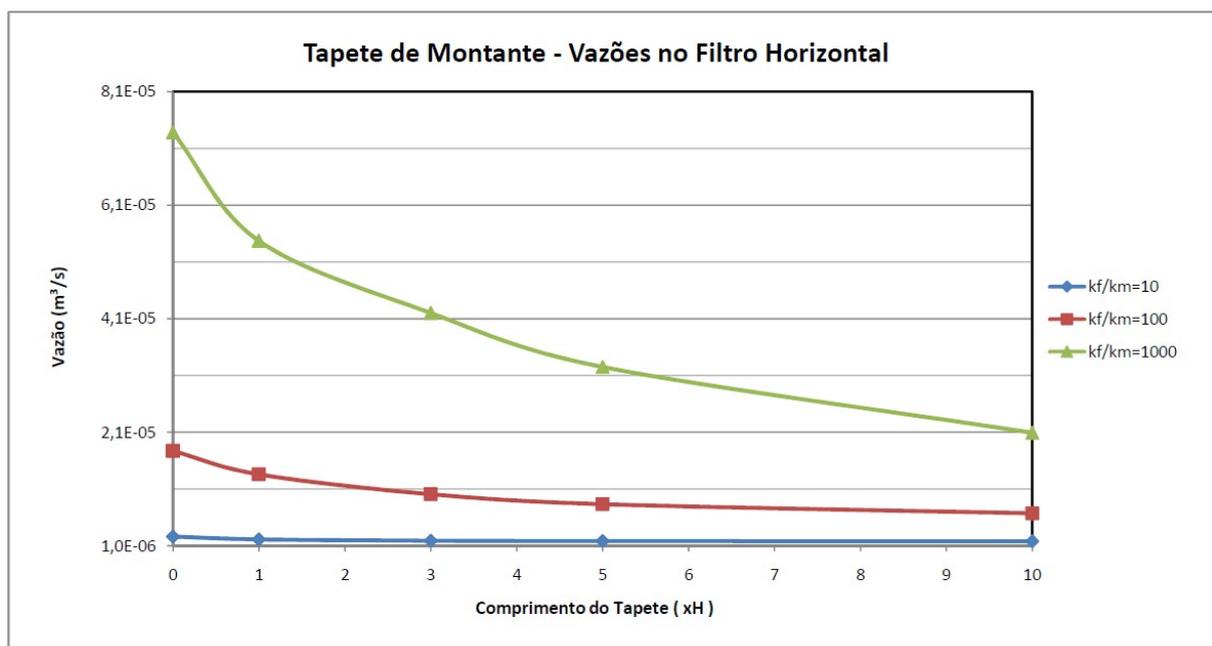


Figura 4.20: Vazões obtidas no filtro horizontal para seção com tapete de montante.

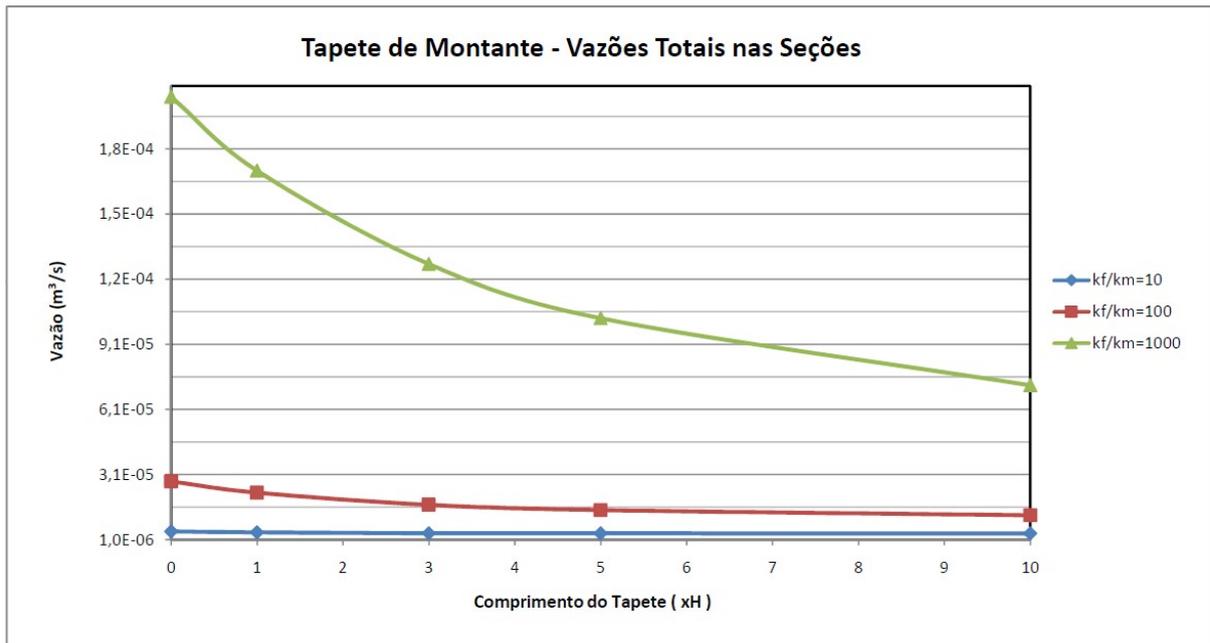


Figura 4.21: Vazões totais obtidas para seção com tapete de montante.

Com as curvas de vazão apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21 percebe-se que, mesmo para os casos onde a fundação é extremamente permeável, a redução de vazões não acontece de maneira intensa. Diferentemente das outras soluções de controle, o tapete de montante apresenta taxa de decaimento das vazões mais regular. Ou seja, as curvas de vazão seguem o padrão de uma curva de decaimento exponencial, não ficando evidente um comprimento ideal a partir do qual as vazões seriam bruscamente reduzidas.

A avaliação da efetividade do tapete de montante na redução de vazões será mais detalhada à seguir. As Figuras 4.22 e 4.23 representam a relação entre as vazões obtidas após a introdução do tapete e as vazões obtidas na condição natural. Já as Figuras 4.24 e 4.25 apresentam a redução das vazões naturais em termos percentuais para o filtro horizontal e para a seção total, respectivamente.

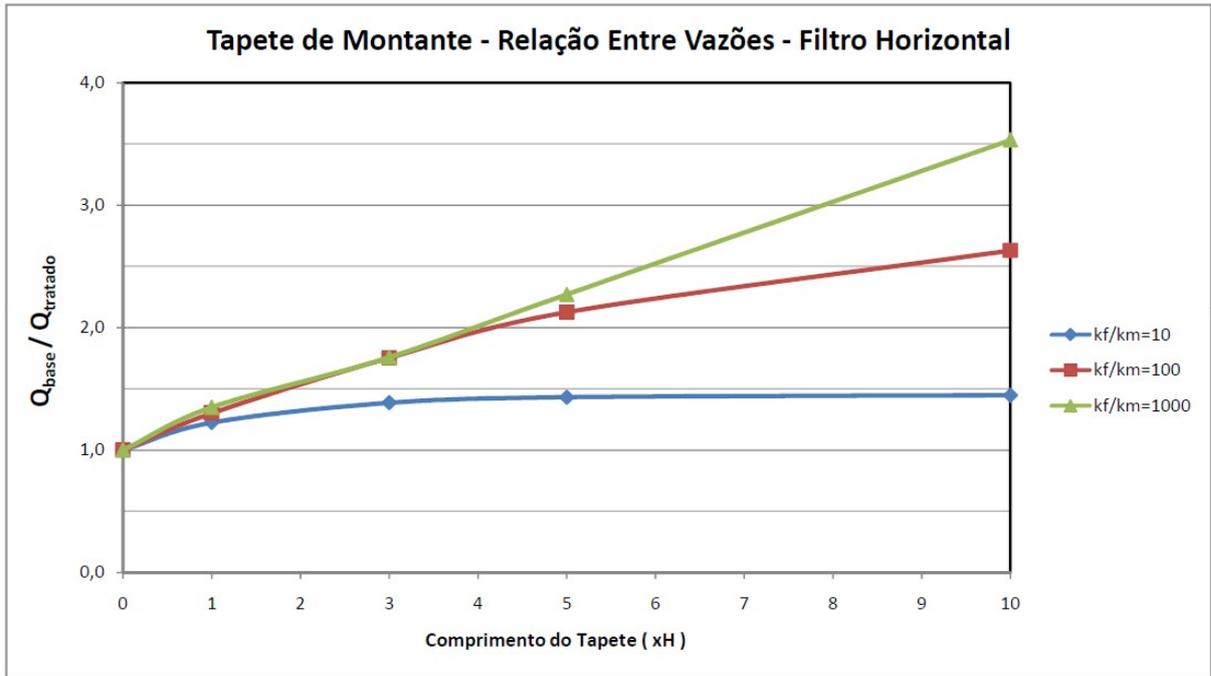


Figura 4.22: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais no filtro horizontal para seção com tapete de montante.

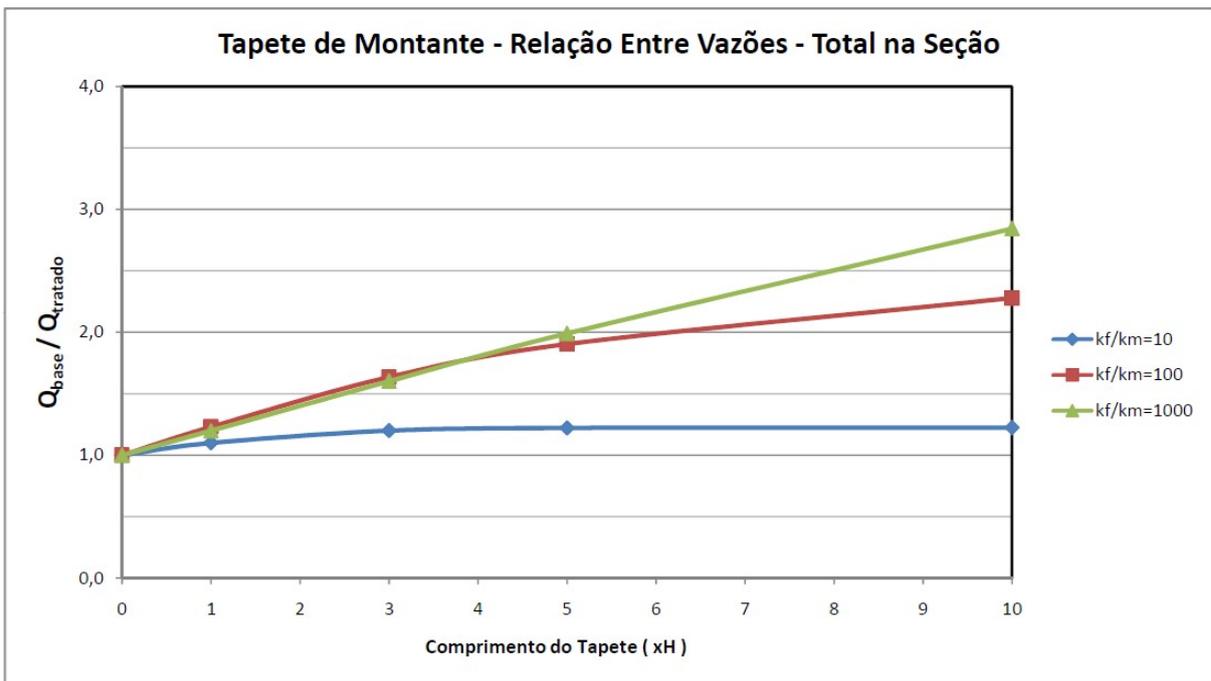


Figura 4.23: Relação entre vazões tratadas e vazões naturais totais na seção com tapete de montante.

Os resultados para as relações de vazões apresentados (Figuras 4.22 e 4.23) mostram que, comparando com as outras soluções de controle, o tapete de montante apresenta valores bem baixos. Isto é verdade para qualquer condição de permeabilidade da fundação, tanto para a vazão total na seção quanto para o filtro horizontal.

As curvas para  $k_f/k_m=10$  mostram que a efetividade do sistema nesta condição é nula, já que a relação entre  $Q_{base}$  e  $Q_{tratada}$  não ultrapassa 1,5 em nenhum ponto das duas curvas, não apresentando comportamento crescente para os diferentes comprimentos de tapete.

Para as situações onde a permeabilidade da fundação é maior, os valores obtidos no gráfico se elevam. Porém, mesmo com esta elevação, os valores obtidos são baixos comparados aos resultados das outras soluções. No cenário onde a maior eficiência é atingida ( $k_f/k_m=1000$  e  $L=10.H$ ), tem-se valores próximos a 3,5 para a vazão no filtro horizontal e 2,8 para a vazão total na seção.

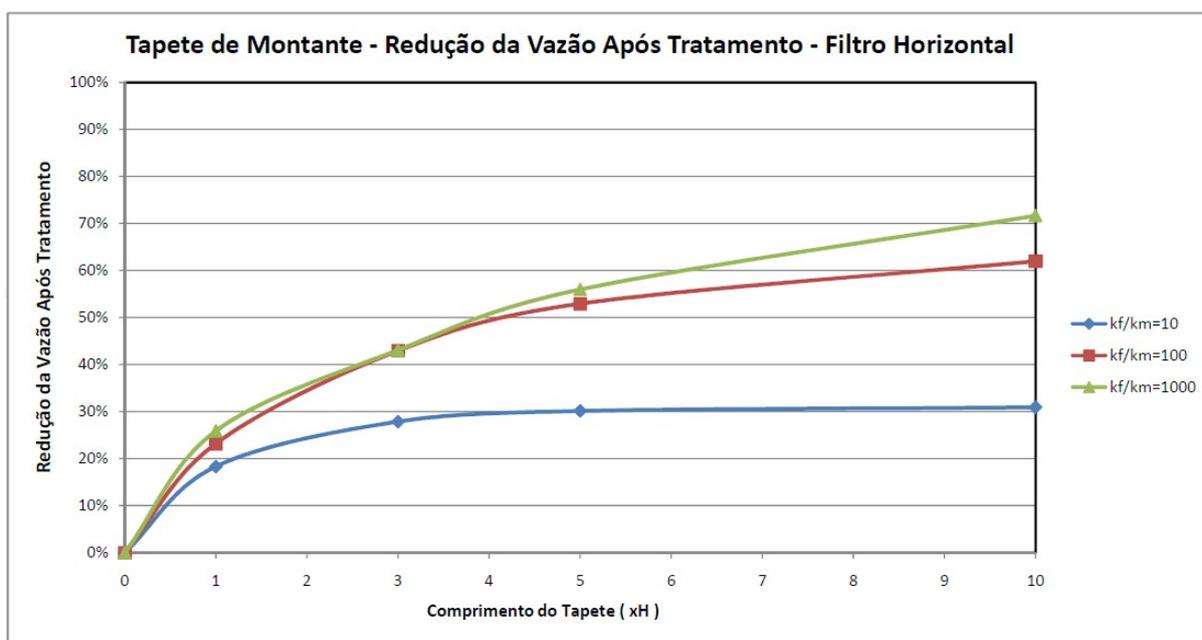


Figura 4.24: Redução de vazão no filtro horizontal após tratamento – Tapete de montante.

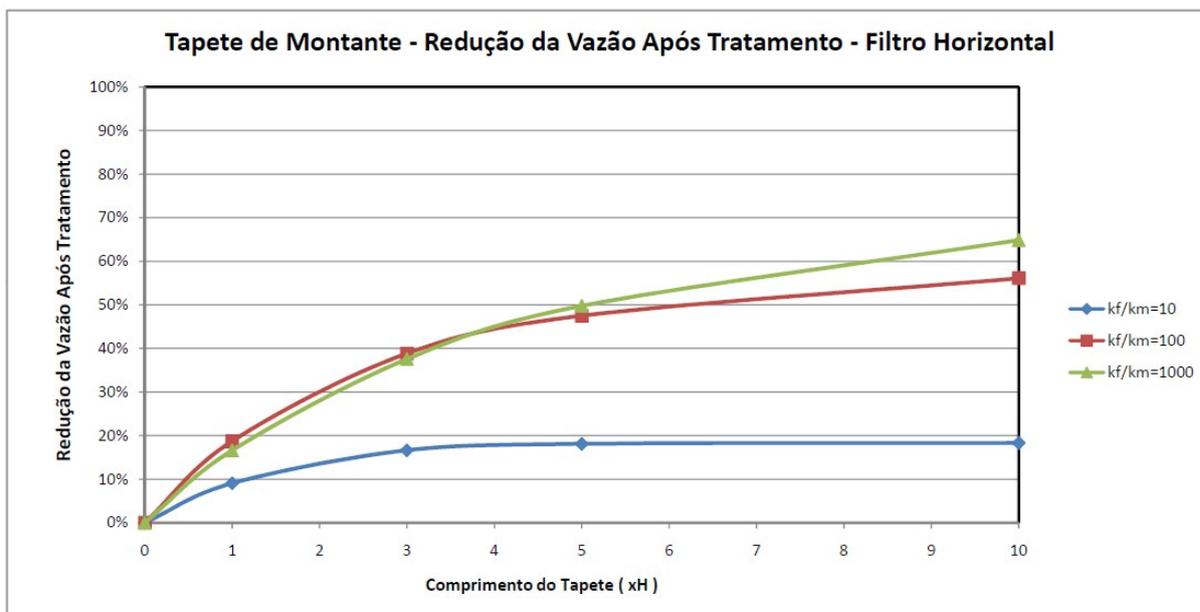


Figura 4.25: Redução de vazão total na seção após tratamento – Tapete de Montante.

Ao analisar as porcentagens de redução das vazões dispostas nas Figuras 4.24 e 4.25, confirma-se o que já foi dito anteriormente. Mesmo com comprimento de tapete igual a 10 vezes a carga do reservatório, o valor de redução no filtro horizontal é de 62% em casos onde a fundação é 100 vezes mais permeável que o maciço e 72% onde ela é 1000 vezes mais permeável. Já para vazões totais na seção, esses valores caem para 56% e 65%, respectivamente.

Os valores para as curvas  $k_f/k_m=10$  são bem mais baixos, estabilizando em 30 % para a redução no filtro horizontal e não atingindo 20 % para a vazão total passante na seção. Conclui-se com estes dados que a introdução do tapete para baixas diferenças de permeabilidade entre fundação e maciço é pouco ou nada efetiva.

Para os casos de maior permeabilidade de fundação, já foi observado que o tapete de montante apresenta boa efetividade no que se diz respeito à perda de carga na seção para comprimentos de tapete superiores a 5 vezes a carga do reservatório. Contudo, ao ser comparado com as outras soluções de controle de percolação analisadas neste projeto, o tapete de montante apresenta eficiência questionável.

O valor máximo obtido para a relação entre  $Q_{base}$  e  $Q_{tratado}$  foi de 3,5 para o filtro horizontal e 2,8 para o total na seção. Estes valores não superam 4 unidades, enquanto que, para as

mesmas condições de permeabilidade, estes valores nunca são inferiores a 12 para as soluções delgadas e trincheiras vedantes. Observa-se também que em nenhuma condição de permeabilidade da fundação as reduções de vazões foram superiores a 72 %, sendo que em várias situações foram obtidas eficiências na redução bastante baixas.

É válido dizer que, para o dimensionamento dos filtros horizontais, uma redução de 50% da vazão corresponde a 50 % de redução na espessura do filtro para um mesmo material. Porém, em grande parte das vezes, a aplicação do tapete para reduzir esta quantidade de vazão natural é mais cara do que o material que foi reduzido do filtro. Cabe então ao projetista identificar e analisar economicamente as diferentes situações.

Destaca-se também que os tapetes de montante vêm sendo muito empregados no Brasil, principalmente nas obras em regiões de rochas sedimentares como os arenitos, devido a um custo relativamente baixo de execução. Outro atrativo para esta larga utilização é a facilidade de aplicação, principalmente no que se diz respeito às geomembranas de PEAD e PVC. Porém, os resultados obtidos nesta seção sugerem que a escolha por este sistema deve ser feita com cautela, analisando com detalhes as condições de fluxo de cada local.

## **4.2. ESTUDO DE CASO**

### **4.2.1. APRESENTAÇÃO**

O estudo de caso proposto consiste na análise de uma situação real de projeto para uma região na ombreira de um reservatório, onde as condições geológicas são desfavoráveis, com predominância de arenitos permeáveis na fundação. As características geológicas do local levantaram o questionamento sobre o potencial de *piping* na região devido aos altos gradientes hidráulicos que foram previstos pelos engenheiros responsáveis.

Foram realizadas investigações geológico-geotécnicas muito bem detalhadas, inclusive com a utilização de modelos de geologia em três dimensões. Concluiu-se então que era necessária a introdução de um sistema de controle de percolação para reduzir os gradientes. Foram propostas duas soluções principais: *jet grouting* e tapete de montante.

Nesta seção, será avaliada a efetividade de cada sistema proposto, tanto para os gradientes hidráulicos de saída quanto para a redução de vazões que passam através da ombreira. Para

tal, foram levantadas topograficamente oito seções distribuídas ao longo de todo o trecho estudado a fim de mapear os locais que apresentam as condições mais críticas de fluxo.

A Figura 4.26 apresenta a planta da região estudada, bem como a disposição das oito seções propostas para análise. A linha de coloração azul e maior espessura representa a cota do reservatório (97,0 m). Já a curva de coloração vermelha representa a curva de nível correspondente à cota 100,0 m. Esta curva representa a barragem natural formada pela topografia entre os dois diques, separando os lados de montante (lado esquerdo da Figura 4.26) e jusante (lado direita da Figura 4.26).

É importante dizer que os locais das seções foram escolhidos observando as menores distâncias entre os trechos de montante e jusante, buscando com isso obter seções com gradientes hidráulicos mais elevados.

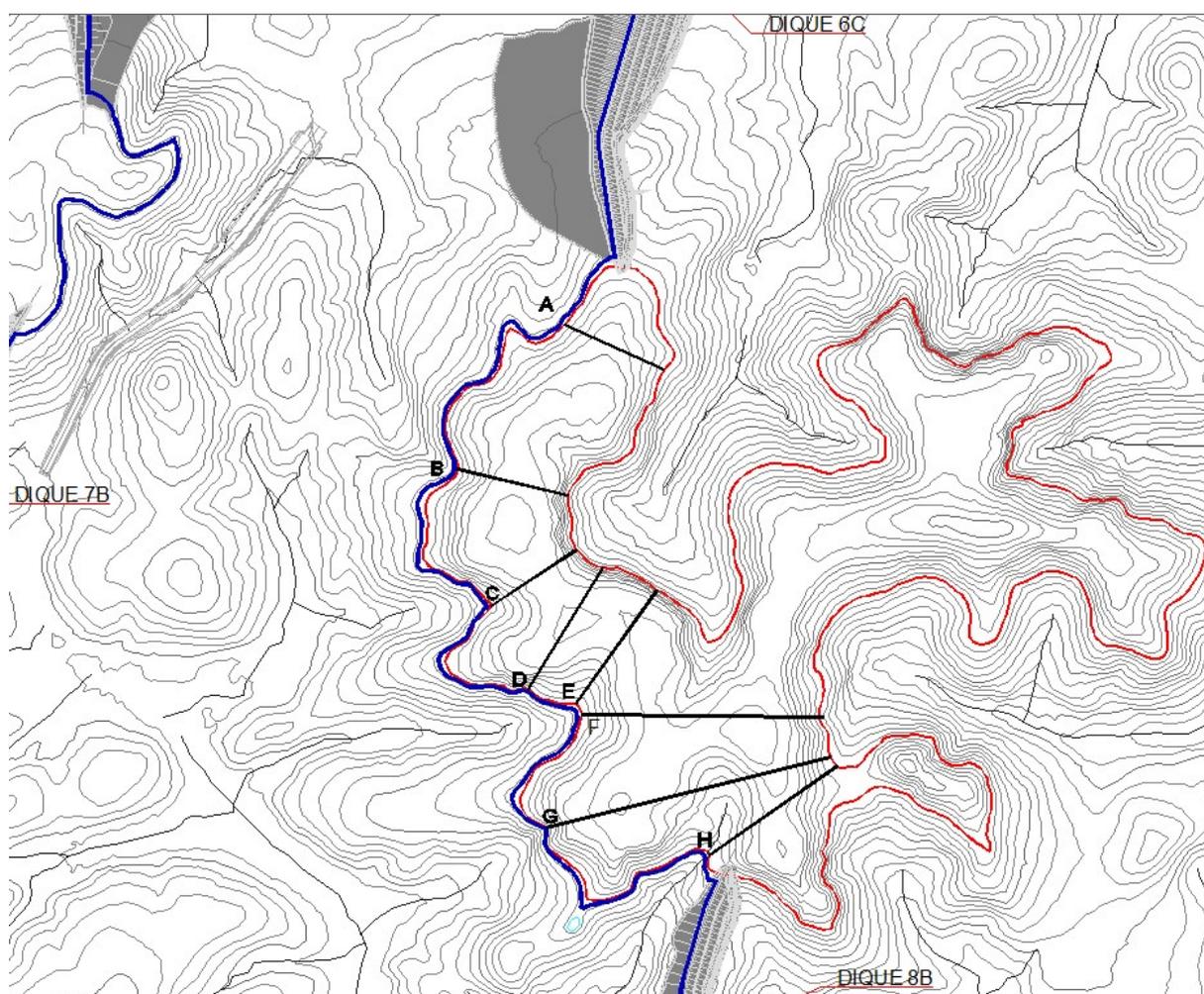


Figura 4.26: Planta da região e seções estudadas.

Os perfis obtidos para as seções de A até H estão dispostos nas Figuras 4.27 a 4.34.

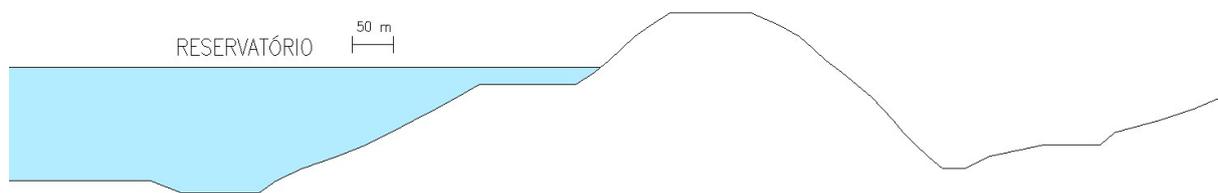


Figura 4.27: Perfil topográfico levantado - Seção A.

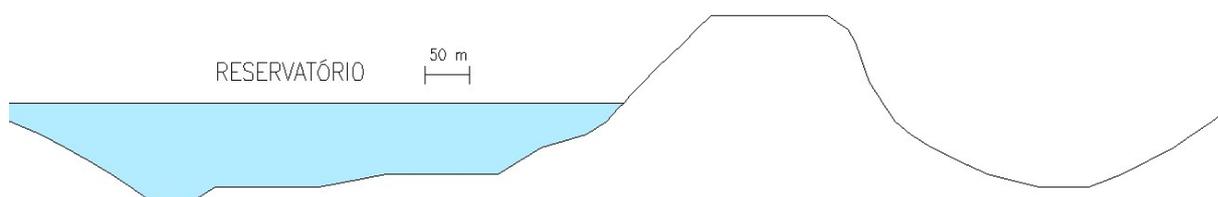


Figura 4.28: Perfil topográfico levantado - Seção B.

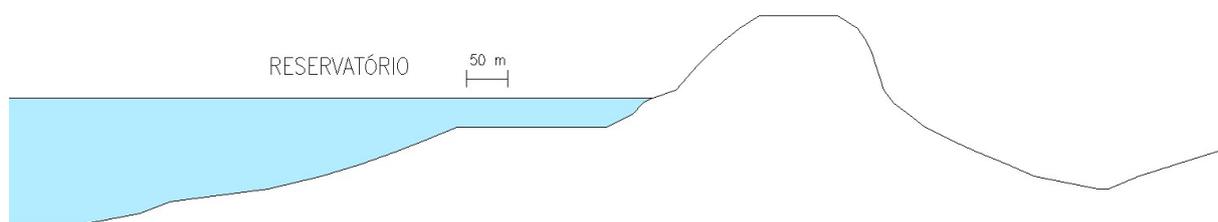


Figura 4.29: Perfil topográfico levantado - Seção C.

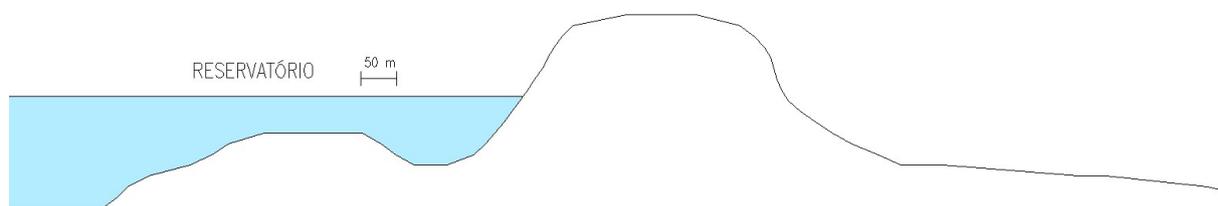


Figura 4.30: Perfil topográfico levantado - Seção D.

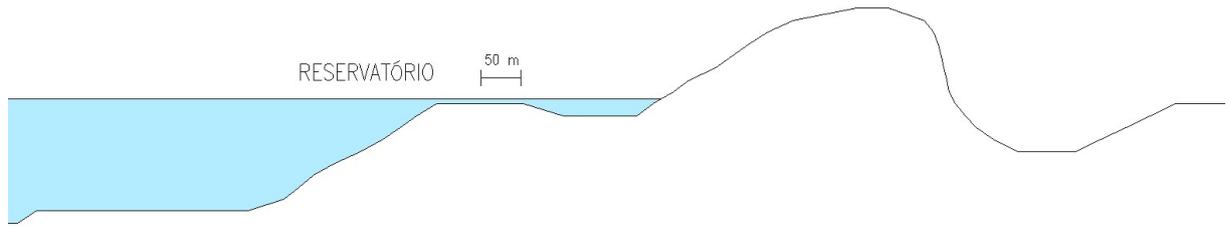


Figura 4.31: Perfil topográfico levantado - Seção E.

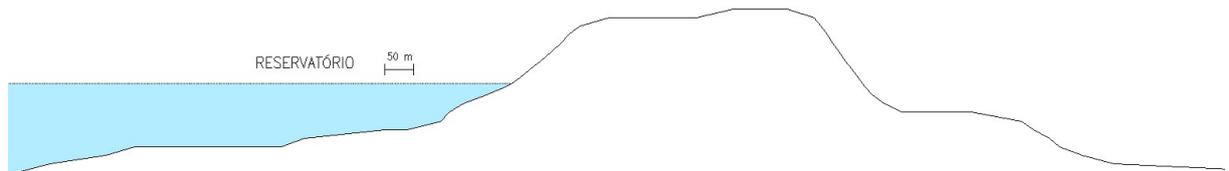


Figura 4.32: Perfil topográfico levantado - Seção F.

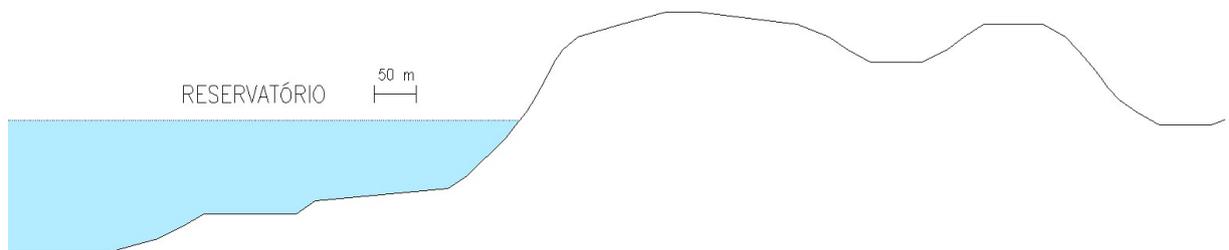


Figura 4.33: Perfil topográfico levantado - Seção G.

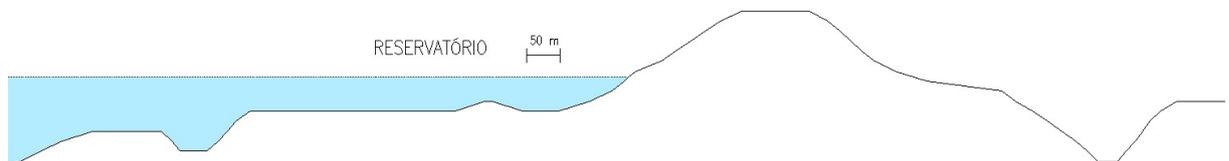


Figura 4.34: Perfil topográfico levantado - Seção H.

Para análise dos sistemas de controle propostos para a região, foi calculado o gradiente de saída de cada seção, considerando a cota mais baixa de saída à jusante. O gradiente foi calculado por meio da seguinte fórmula:

$$i = \frac{\text{Cota do reservatório} - \text{Cota mais baixa de saída}}{L} \quad (4.2)$$

onde  $i$  é o gradiente hidráulico e  $L$  é o comprimento horizontal entre o ponto superior de entrada da água (cota 97,0 m) e o ponto de saída escolhido.

É verdade que estes gradientes calculados não representam os gradientes de saída verdadeiros nas seções. Porém, para fins comparativos, pode-se utilizar este tipo de cálculo para determinar a seção com condição mais crítica. Os resultados de gradiente para cada seção estão dispostos na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Valores de gradiente obtidos por meio da fórmula proposta para cada seção.

Seção	i	Seção	i
A	0.10	E	0.05
B	0.07	F	0.05
C	0.07	G	< 0.01
D	0.06	H	0.06

Com os resultados apresentados, observa-se que a seção A apresenta o maior gradiente calculado. Por isso, ela será utilizada durante todo o estudo seguinte, onde serão analisadas as condições naturais de fluxo, bem como as condições obtidas após a introdução das soluções propostas.

#### 4.2.2. CONDIÇÃO NATURAL

Para análise da Seção A foram realizadas duas modelagens iniciais. A primeira delas foi realizada admitindo que toda a seção é composta por material arenoso de coeficiente de permeabilidade igual a  $10^{-4}$  m/s. Neste caso, a modelagem foi bem conservadora, adotando que toda a região estudada é bastante permeável e que o coeficiente de permeabilidade da região não sofre nenhum decréscimo para regiões mais profundas.

A segunda modelagem foi realizada considerando uma camada de arenito 20,0 m abaixo da camada de solo arenoso. Foi adotado coeficiente de permeabilidade de  $10^{-6}$  m/s para o arenito, compatível com os valores encontrados nas investigações do local. Vale ressaltar que o perfil geológico adotado não representa a condição existente no local, sendo esta muito mais complexa do que a apresentada. Contudo, esta simplificação pode ser feita de maneira adequada, já que o objetivo principal deste estudo é analisar comparativamente a aplicação das soluções.

Os equipotenciais e gradientes hidráulicos de saída obtidos para a seção composta somente por solo arenoso serão apresentados nas Figuras 4.35 e 4.36, respectivamente. Os mesmos

resultados obtidos para a seção composta por duas camadas estão dispostos nas Figuras 4.37 e 4.38.

Os resultados serão comentados ao final da Seção 4.2.

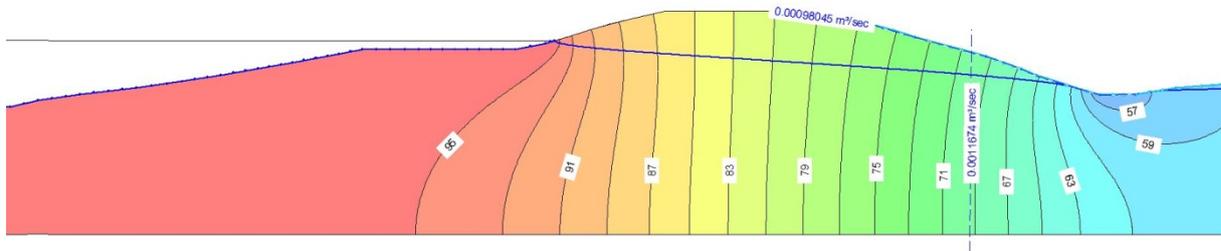


Figura 4.35: Condição Natural - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso.

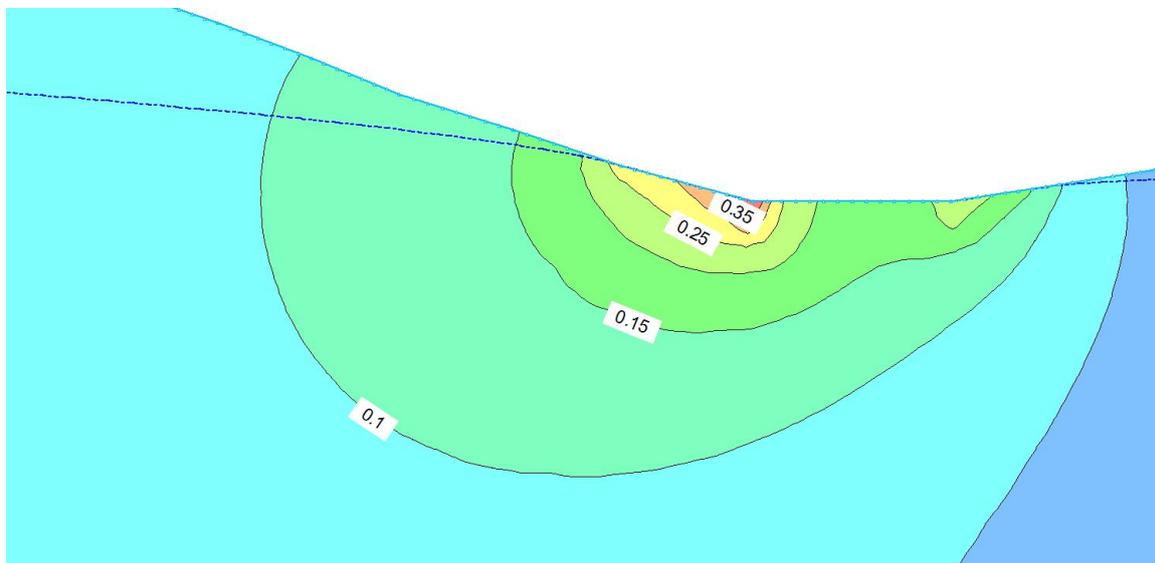


Figura 4.36: Condição Natural - Gradientes – Seção com solo arenoso.

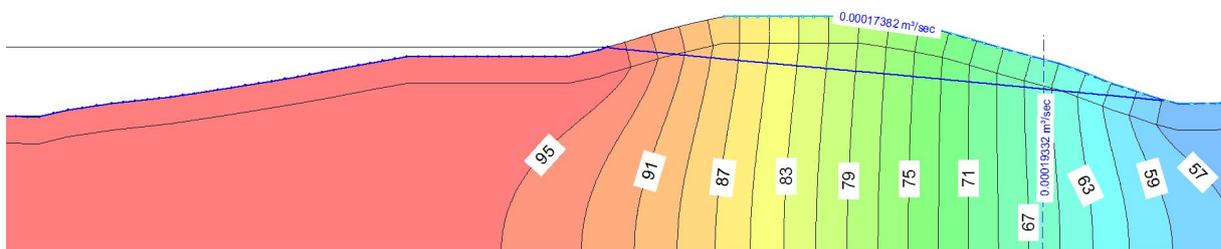


Figura 4.37: Condição Natural - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso e arenito.



Figura 4.38: Condição Natural – Gradientes – Seção com solo arenoso e arenito.

### 4.2.3. APLICAÇÃO DO TAPETE DE MONTANTE

Como primeira alternativa para melhoria das condições de fluxo, foi proposta a introdução de um tapete de montante. Este tapete se estendia por toda a região entre os dois diques, sob o reservatório.

Para modelagem desta condição, foi considerado um tapete de 5,0 m de espessura se estendendo até a região mais baixa da seção à montante. O comprimento total obtido foi de 430,0 m.

Foram realizadas duas análises com as mesmas condições geológicas apresentadas na análise da condição natural: a primeira seção composta por solo arenoso e a segunda composta por uma camada de solo arenoso e a outra de arenito.

Os resultados obtidos para os equipotenciais e gradientes de saída nas duas análises serão dispostos nas Figuras 4.39 a 4.42, seguindo a mesma ordem apresentada na Seção 4.2.2. Os resultados serão mais bem detalhados ao fim da Seção 4.2.

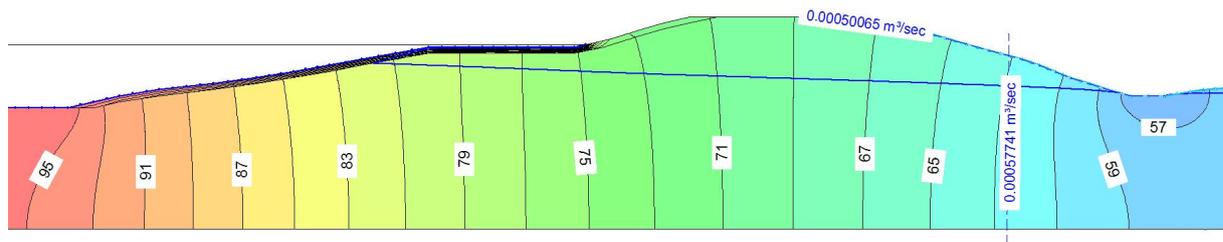


Figura 4.39: Tapete de Montante - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso.

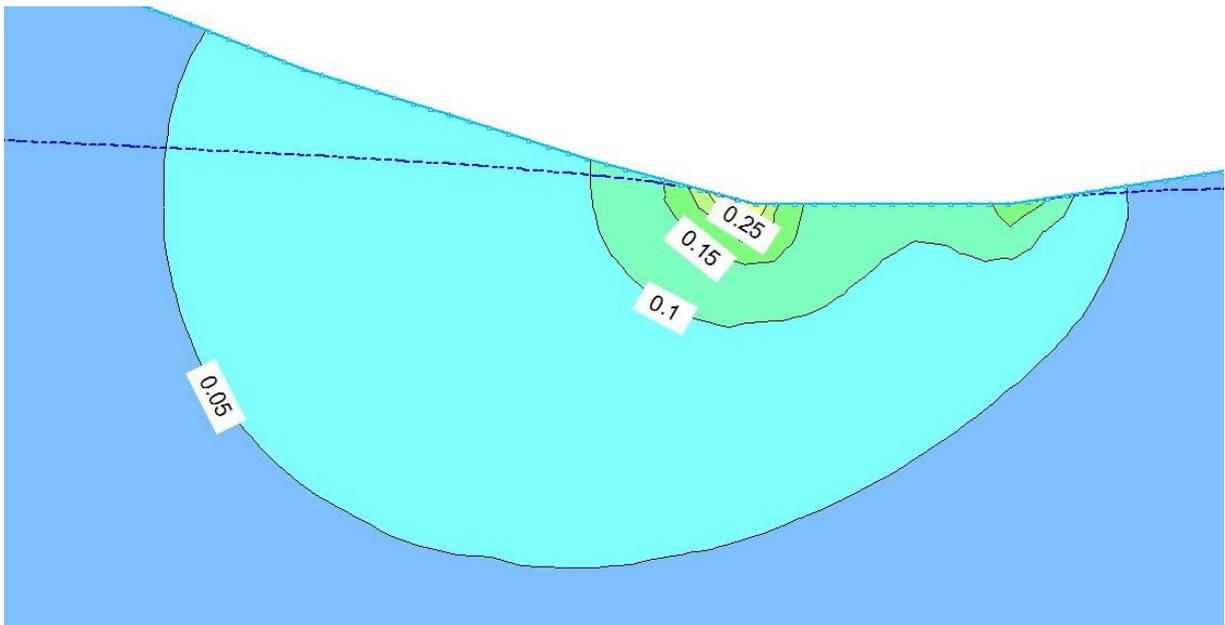


Figura 4.40: Tapete de Montante – Gradientes – Seção com solo arenoso.

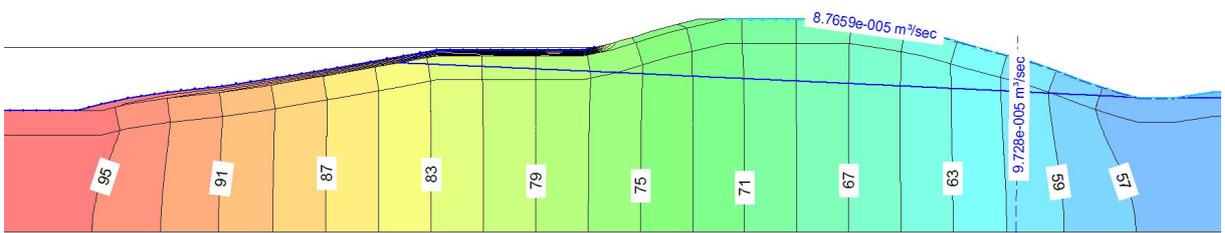


Figura 4.41: Tapete de Montante - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso e arenito.

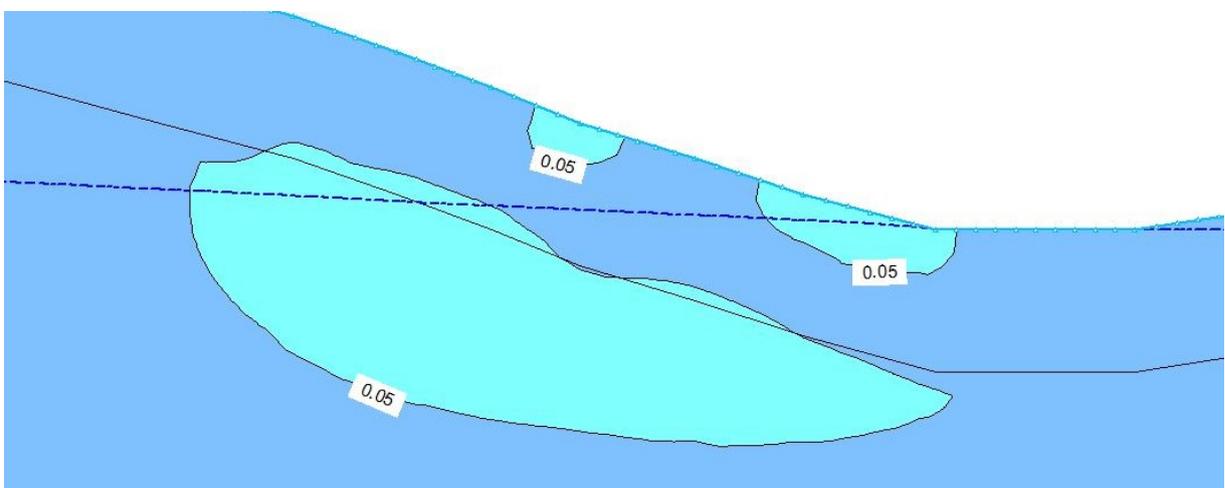


Figura 4.42 : Tapete de Montante – Gradientes – Seção com solo arenoso e arenito.

#### 4.2.4. APLICAÇÃO DO *JET GROUTING*

A segunda alternativa proposta foi a introdução de linhas de *jet grouting* ao longo de todo o trecho entre os diques, na parte mais elevada da ombreira.

Para a modelagem foi adotada espessura de 1,0 m para a solução e aplicação na cota 120,0 m, patamar mais elevado da ombreira. A profundidade da solução foi de 65,0 m, se estendendo até a cota 55,0 m, correspondente à menor elevação no trecho de jusante.

Foram executadas duas análises para as mesmas condições apresentadas nas Seções 4.2.2 e 4.2.3. Os resultados estão dispostos nas Figuras 4.43 a 4.46.

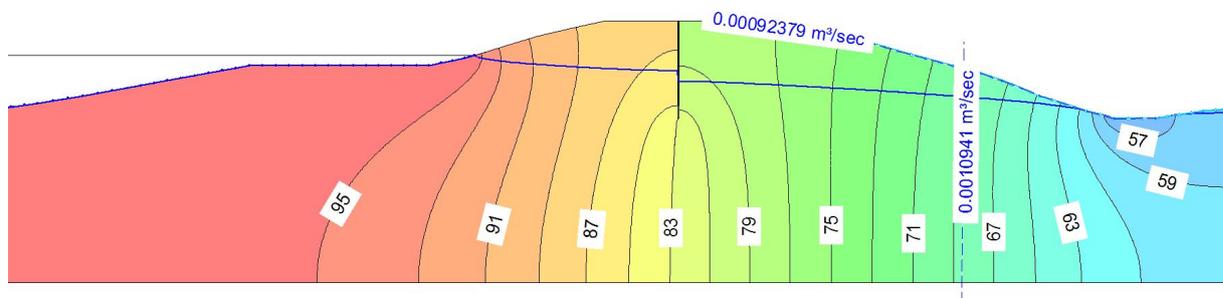


Figura 4.43: Jet grouting - Equipotenciais e vazões – Seção com solo arenoso.

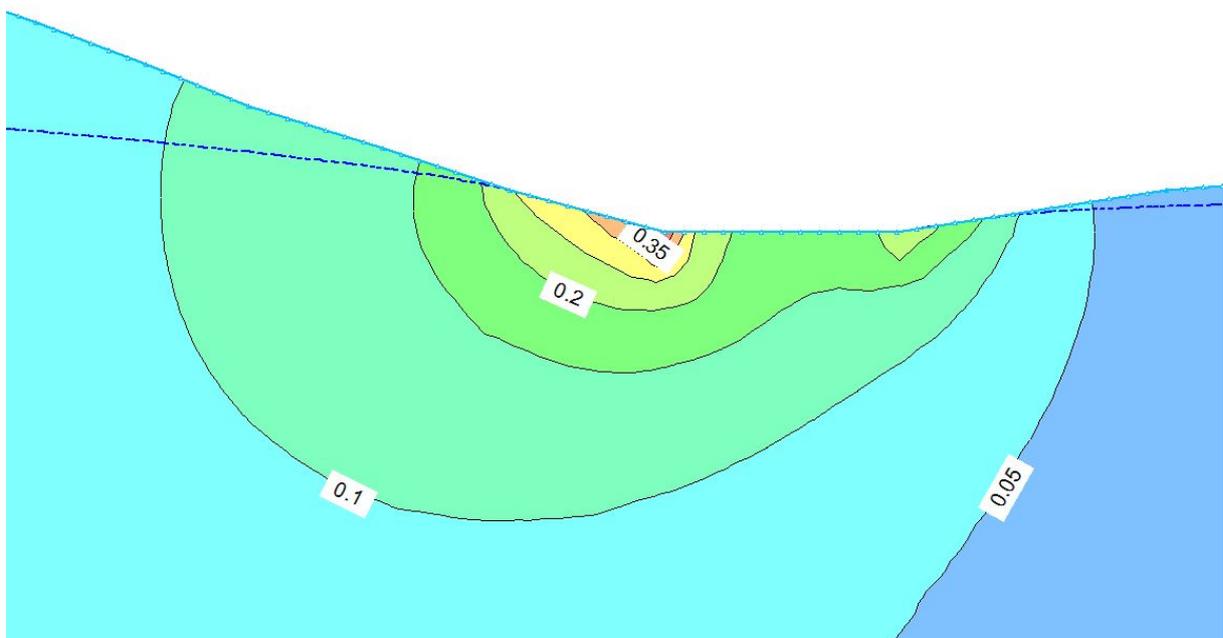


Figura 4.44: Jet grouting – Gradientes – Seção com solo arenoso.

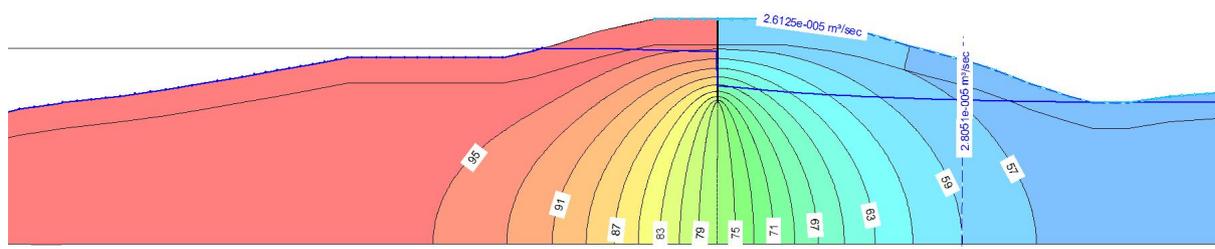


Tabela 4.7: Resultados obtidos para o estudo de caso.

<b>Seção composta por solo arenoso</b>			
<b>Resultados</b>	<b>Condição Natural</b>	<b>Tapete de Montante</b>	<b>Jet grouting</b>
Qsaída (m <sup>3</sup> /s)	9,8E-04	5,0E-04	9,2E-04
Qseção (m <sup>3</sup> /s)	1,2E-03	5,8E-04	1,1E-03
Gradiente	0,35	0,25	0,35

<b>Seção composta por solo arenoso e arenito</b>			
<b>Resultados</b>	<b>Condição Natural</b>	<b>Tapete de Montante</b>	<b>Jet grouting</b>
Qsaída (m <sup>3</sup> /s)	1,7E-04	8,8E-05	2,6E-05
Qseção (m <sup>3</sup> /s)	1,9E-04	9,7E-05	2,8E-05
Gradiente	0,20	0,05	<0.05

Por meio dos resultados obtidos, observa-se que, em relação à redução de vazões, ambas as soluções aplicadas na seção composta apenas por solo arenoso apresentam baixa efetividade. Os valores percentuais de redução para o tapete de montante foram de 49% para a vazão de saída e 52% para a vazão total. Já para o *jet grouting*, a redução das vazões nesta condição foi extremamente baixa, confirmando a ineficiência deste tipo de sistema em casos onde não há interceptação total da camada permeável.

Para a segunda condição geológica proposta, a eficiência do tapete de montante cai, não atingindo valores de redução de vazões superiores a 50%. O contrário ocorre com o *jet grouting*, que apresenta redução significativa nas vazões com valores próximos a 85%. Como previsto, ocorre um aumento substancial de eficiência do *jet grouting* aplicado à nova condição geológica proposta, já que toda a camada superior de solo arenoso é interceptada pela solução.

Com relação aos gradientes hidráulicos de saída, observa-se uma ineficiência das soluções no primeiro caso. A redução de gradiente obtida pelo tapete de montante foi de 0,1, enquanto a introdução do *jet grouting* não ocasionou nenhuma redução. Já no segundo caso, o tapete apresentou ligeira melhora no controle dos gradientes, atingindo valor de redução igual a 0,15. A eficiência da aplicação do *jet grouting* também foi melhorada, atingindo valores próximos de zero para o gradiente de saída.

Deve-se lembrar que as soluções de controle foram previstas pois achava-se que a região apresentaria alto potencial de *piping* devido aos altos gradientes hidráulicos previstos. Contudo, as análises realizadas apresentaram valores de gradiente de saída não muito críticos. Nestas condições, onde os gradientes não ultrapassam 0,35, a introdução de um sistema de controle de percolação de grandes proporções como o tapete de montante e o *jet grouting* não se mostra necessária. Como solução alternativa, pode ser previsto um filtro invertido de pé à jusante, que contém com segurança gradientes destas proporções e não representa uma solução tão onerosa como as outras.

Outro fator importante a ser levado em consideração é o tempo de execução de cada solução e o impacto que isso causará no cronograma da obra. O tapete de montante deve ser todo compactado na umidade prevista, em local que posteriormente estará sob o reservatório. Ou seja, o reservatório não pode ser cheio até que o tapete seja todo finalizado. Isto não ocorre para a solução em *jet grouting*, já que este sistema pode ser executado em qualquer momento da operação da barragem, inclusive após a observação das condições reais de fluxo na região.

## 5. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo principal a apresentação dos diferentes tipos de solução de controle de percolação existentes e as alterações nas condições de fluxo proporcionadas pela introdução destes sistemas. Foram realizadas ao todo 39 análises de percolação divididas entre a análise paramétrica e o estudo de caso, a fim de analisar o comportamento das vazões totais e dos gradientes de saída da barragem.

A partir dessas análises foi possível confirmar que a aplicação das soluções de controle se torna mais atrativa quando a camada da fundação é bem mais permeável do que o maciço compactado da barragem. A efetividade dos sistemas é substancialmente aumentada quando a fundação apresenta permeabilidade 1000 vezes superior a do aterro. Esta relação é atingida em barragens apoiadas sobre solos arenosos e arenitos, onde os coeficientes de permeabilidade da fundação podem ser extremamente altos, da ordem de  $10^{-3}$  cm/s.

Em contra partida, os sistemas apresentaram baixa efetividade em casos em que a fundação não é tão permeável, onde o coeficiente de permeabilidade é cerca de dez vezes o observado no maciço. Nestes casos, devem ser analisadas soluções alternativas de acordo com o problema apresentado. Filtros invertidos de pé podem conter os gradientes hidráulicos caso estes sejam elevados, por exemplo. Já em casos onde as vazões são um pouco mais altas, pode-se prever um filtro sanduíche horizontal ou até mesmo um aumento da drenagem interna, evitando assim soluções mais onerosas.

As soluções de controle também apresentam boa efetividade para os casos onde a relação de permeabilidades entre fundação e maciço fica entre os valores extremos apresentados. Porém, a análise custo-benefício da introdução do sistema neste caso se torna mais importante, já que nem sempre as condições de fluxo serão muito críticas.

Por meio dos resultados obtidos, conclui-se também que o comportamento de soluções como as trincheiras vedantes e as soluções delgadas (*jet grouting*, paredes diafragma e trincheiras de lama) é muito parecido para casos onde ocorre a interceptação apenas parcial da camada permeável da fundação. Nestas condições, estes sistemas são muito pouco efetivos, apresentando baixas ou insignificantes reduções nas vazões e gradientes hidráulicos. Com isso, estas soluções devem ser cogitadas somente para casos onde a permeabilidade da fundação decresce com a profundidade.

Contudo, foi observada uma ótima efetividade desses sistemas nas situações em que eles se estendem através de toda a camada permeável, proporcionando condições adequadas de controle das vazões e gradientes, e concentrando também toda a perda de carga da seção na região próxima à solução.

Por outro lado, os tapetes de montante não apresentaram resultados satisfatórios, principalmente quando comparados com os resultados das outras alternativas. Apesar de proporcionar um deslocamento dos equipotenciais para montante, fazendo com que a perda de carga ocorra parcialmente sob o reservatório, o tapete de montante apresentou baixas reduções de vazão e gradientes hidráulicos. A efetividade do sistema ainda é mais reduzida para menores comprimentos de tapete, não sendo recomendada a adoção de comprimentos menores que 10.H.

É observado que, quando adotado tapete de geomembrana (PEAD ou PVC), a preocupação com as condições de fluxo deve ser ainda maior, pois estas soluções estão sujeitas a fissuras e rompimentos, o que comprometeria o funcionamento da solução.

Vale ressaltar que a introdução de soluções de controle que dificultam a passagem do fluxo em suas regiões adjacentes, também favorece o surgimento de altos gradientes hidráulicos nestas regiões próximas à solução. Com isso, para cada caso deve ser verificado se os materiais que compõem a solução são capazes de suportar estes gradientes. No caso das trincheiras vedantes e tapetes de montante, devem ser propostos ensaios *pinhole* para a argila utilizada para tal verificação.

Neste trabalho foram apresentadas as diferentes soluções de controle de percolação disponíveis, bem como as características de fluxo obtidas para a aplicação destas soluções em condições geológicas distintas. A observação técnica destas características, aplicada em cada situação específica, é extremamente importante na escolha de uma solução final adequada. Contudo, é fundamental o entendimento de que as soluções de controle não podem ser escolhidas com base em um único aspecto. Deve-se também ser analisado o custo da solução, o tempo disponível para sua execução e o impacto deste no cronograma da obra, as condições geológico-geotécnicas locais, a disponibilidade de materiais para utilização, entre outros fatores. Ao serem atendidos todos esses detalhes, evitam-se soluções desnecessárias ou mal projetadas, melhorando assim o desempenho geral das barragens ao longo de sua vida útil.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSIS, A.P; *et al.* *Apostila do Curso de Barragens*. UnB, Brasília, 2003.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987.

CARLETTO, Marcos Francisco Vosgrau. *Jet grouting (sistema monofluido): um método teórico simplificado para a previsão do diâmetro das colunas*. São Paulo, 2009.

COSTA, Walter Duarte. *Geologia de Barragens*. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CRUZ, P.T. *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAS, B.M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. São Paulo: CENGAGE Learning, 2011.

ESSLER, R.; YOSHIDA, H. *Jet grouting*:. In: MOSELEY, M.P.; KIRSCH, K. *Ground Improvement*: 2 ed. Abingdon: Spon Press, 2004. p.160 – 196

FELL, Robin. *et al.* *Geotechnical Engineering of Dams*: 2. ed. London: CRC Press, 2015.

FILHO, Francisco Caputo; CAPUTO, Armando. UHE Peixe Angical: Secant cutoff wall in uncertain geology. *Deep Foundations*, Howthorne, , p. 37, jan. 2009.

GRUPO BRASFOND. Catálogo Institucional. São Paulo, 2015.

MASSAD, Faiçal. *Obras de Terra: curso básico de geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

NOVATECNA CONSOLIDAÇÕES E CONSTRUÇÕES S.A. *AHE Estreito* - Cortina de injeções em *jet grouting*. Novatecna. Disponível em: <[www.novatecna.com.br](http://www.novatecna.com.br)>. Acesso em: 25 mai. 2015.

NOVATECNA CONSOLIDAÇÕES E CONSTRUÇÕES S.A. *PCH Queluz* - Cortina de injeções em *jet grouting*. Novatecna. Disponível em: <[www.novatecna.com.br](http://www.novatecna.com.br)>. Acesso em: 05jun. 2015.

PINTO, Carlos de Sousa. *Curso Básico de Mecânica dos Solos* . 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SHERARD, James L., *et al.* *Earth and Earth-Rock Dams*. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1963.

US BUREAU OF RECLAMATION. *Design of Small Dams*. 2. ed. Department of the Interior, Washington, USA; 1973.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Seepage Analysis and Control for Dams* 2. ed. Department of the Army, Washington, USA; 1993.

## APÊNDICES

### A) RESULTADOS DAS MODELAGENS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

#### A.1) CONDIÇÃO NATURAL DE FLUXO

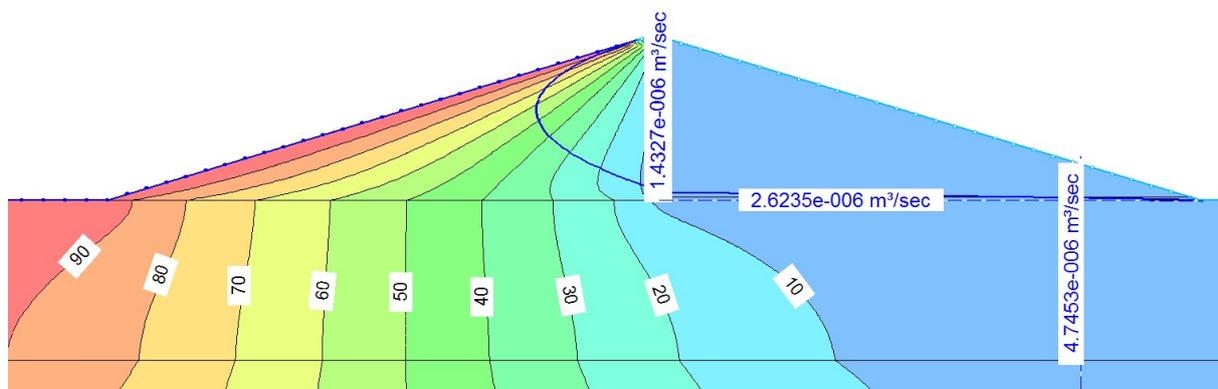


Figura A.1: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=10$ .

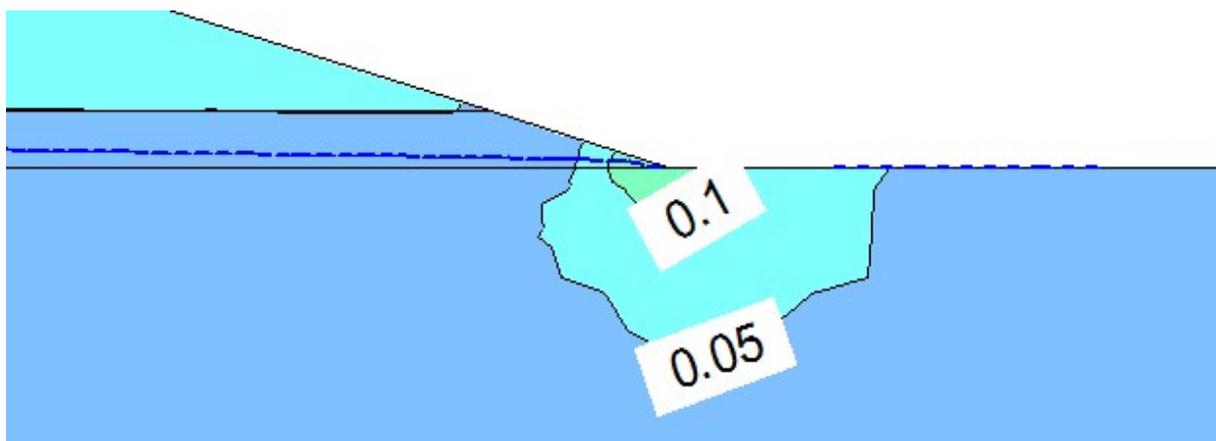


Figura A.2: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=10$ .

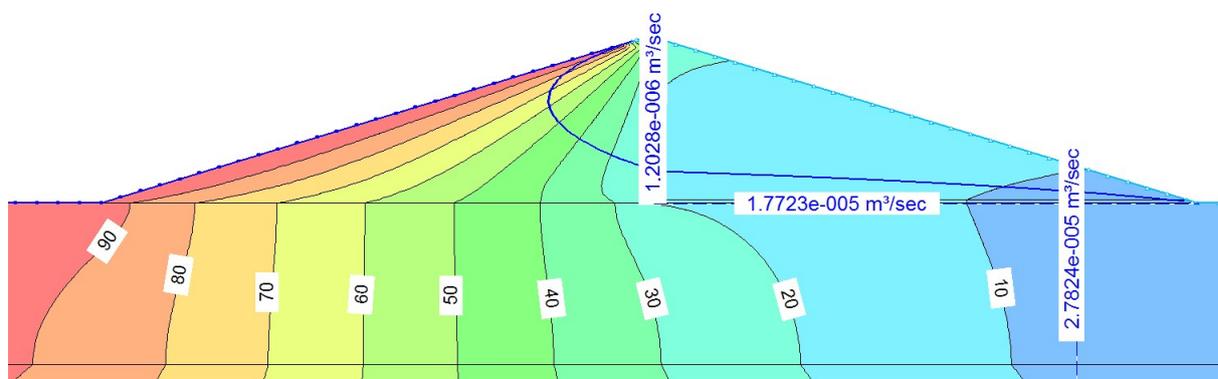


Figura A.3: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=100$ .

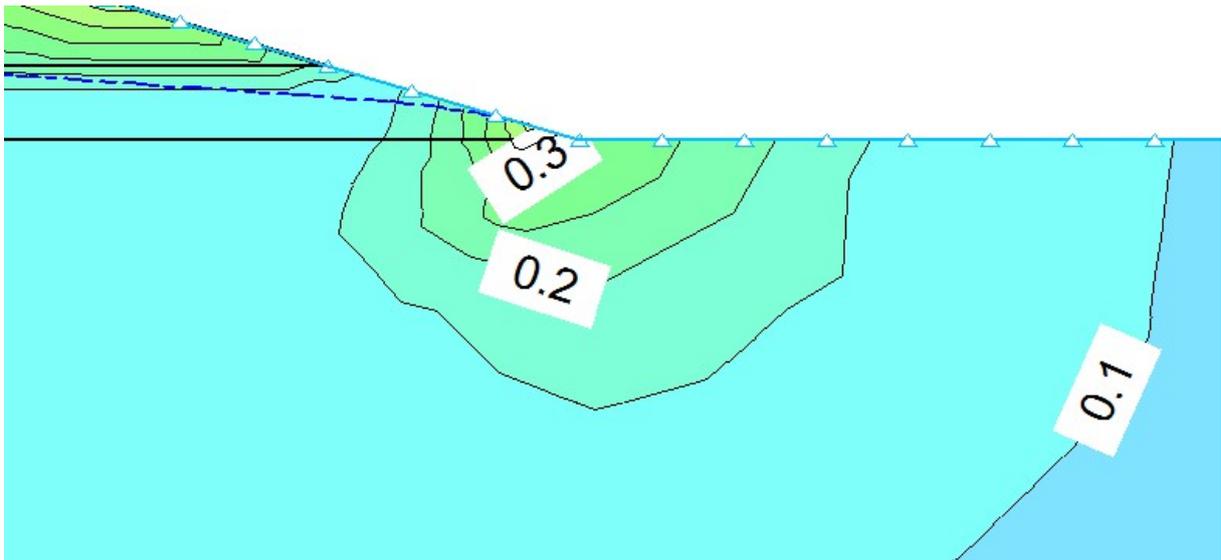


Figura A.4: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=100$ .

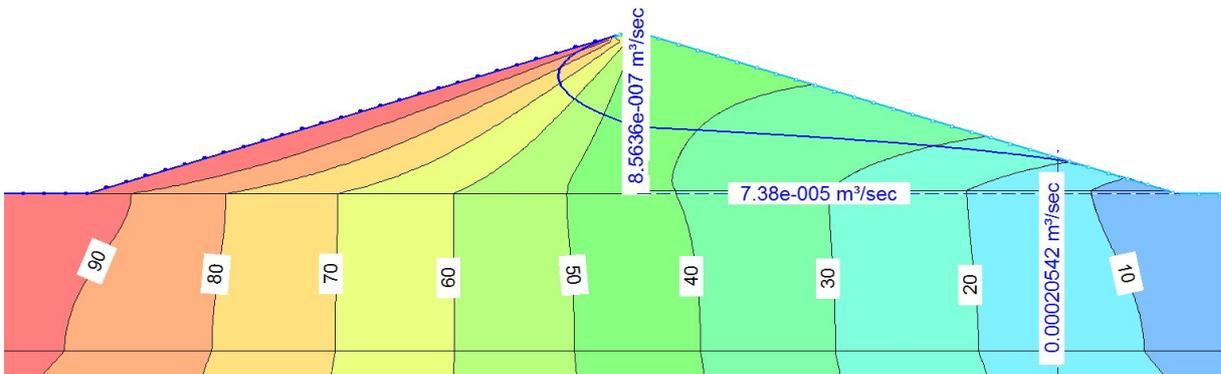


Figura A.5: Condição natural - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=1000$ .

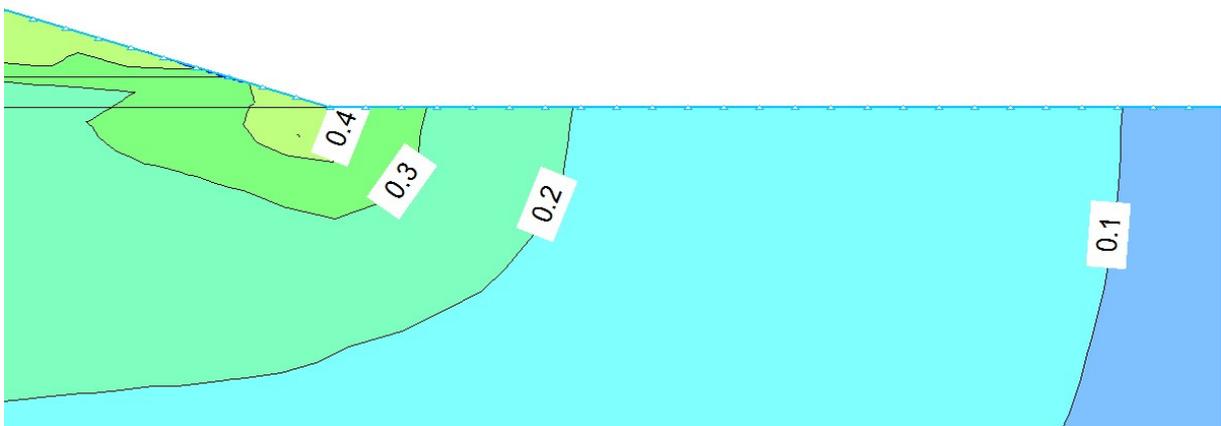


Figura A.6: Condição natural – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=1000$ .

## A.2) TRINCHEIRAS VEDANTES (CUT-OFF)

### A.2.1) PROFUNDIDADE = 1/3.H

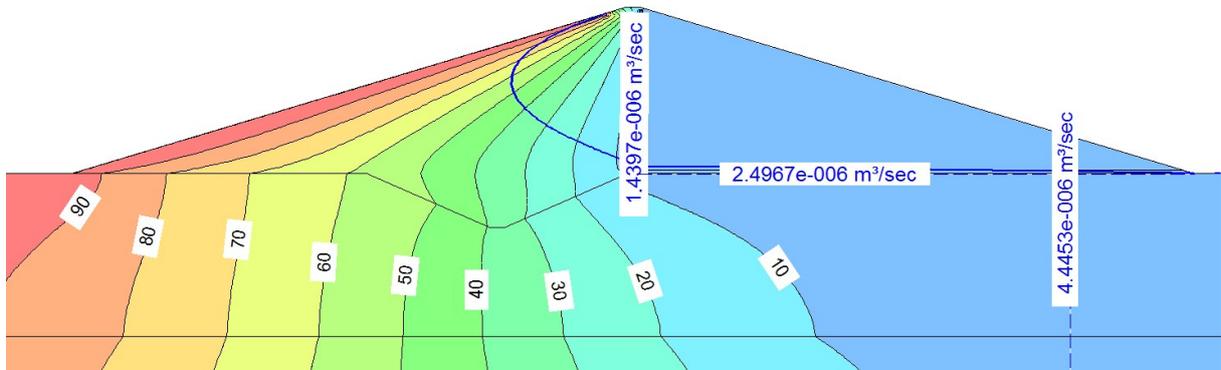


Figura A.7: *Cut-Off* - 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

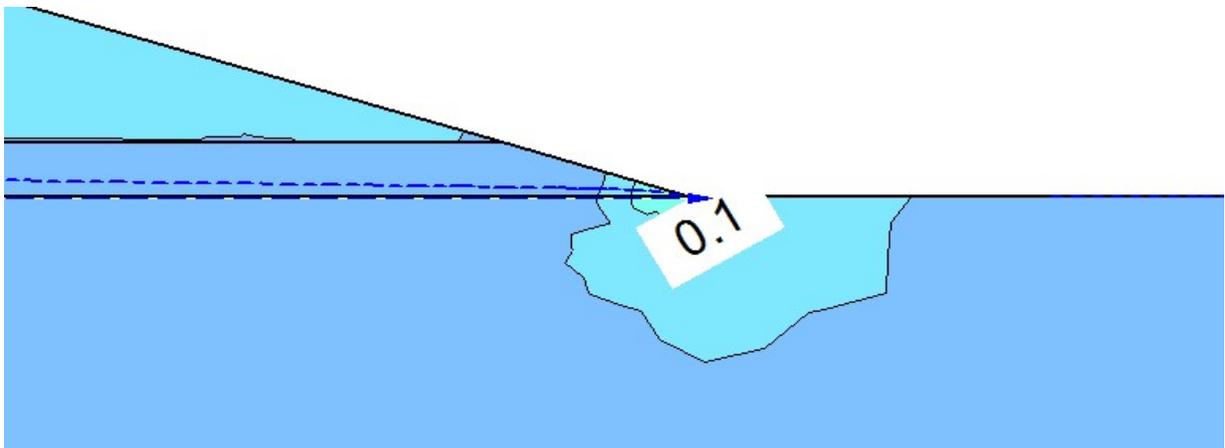


Figura A.8: *Cut-Off* - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

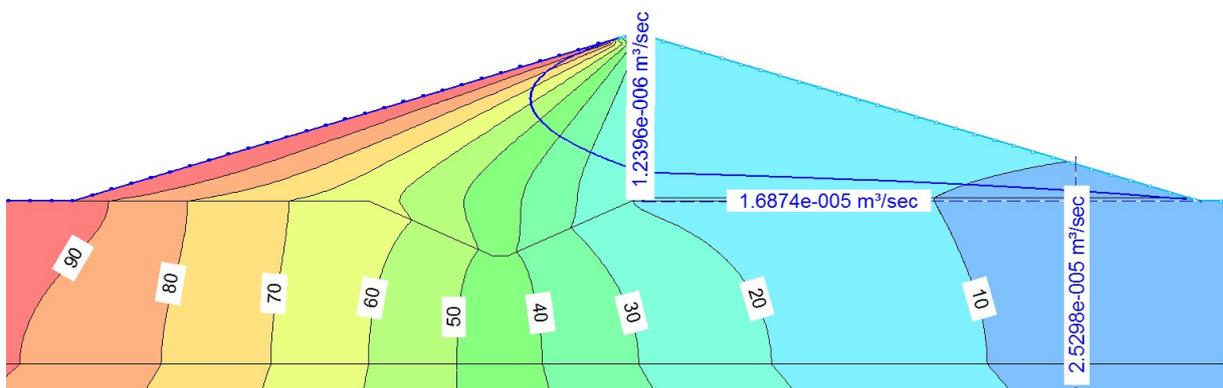


Figura A.9: *Cut-Off* - 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

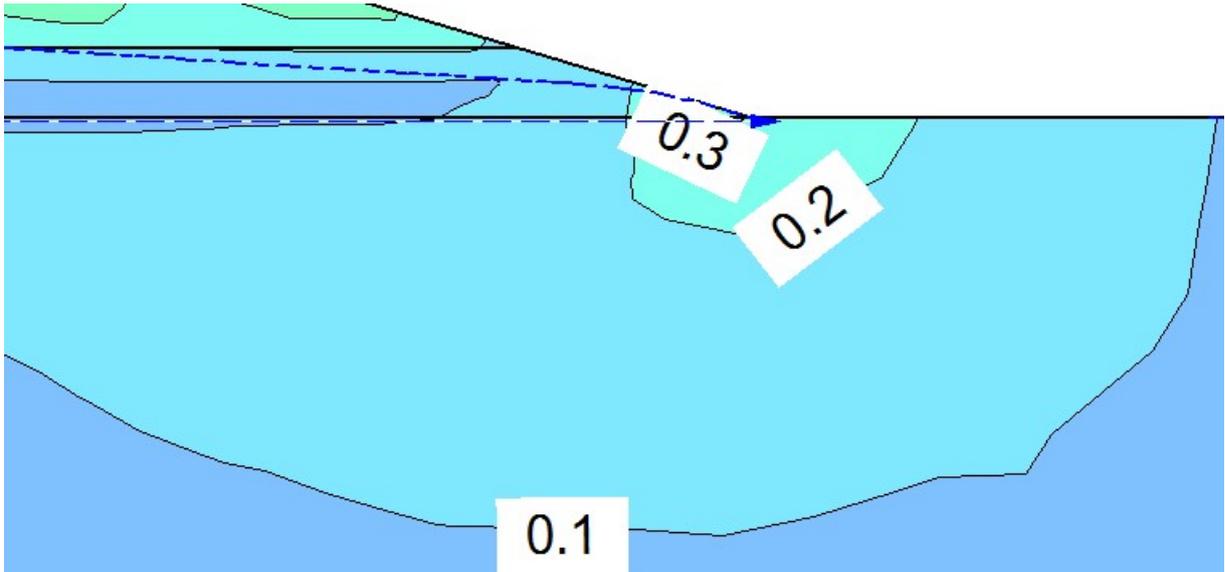


Figura A.10: *Cut-Off* - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=100$ .

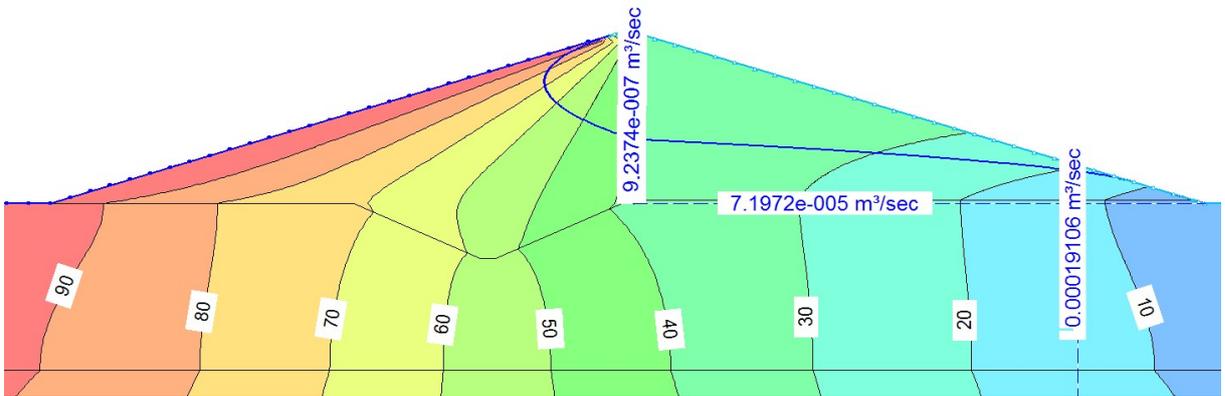


Figura A.11: *Cut-Off* - 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=1000$ .

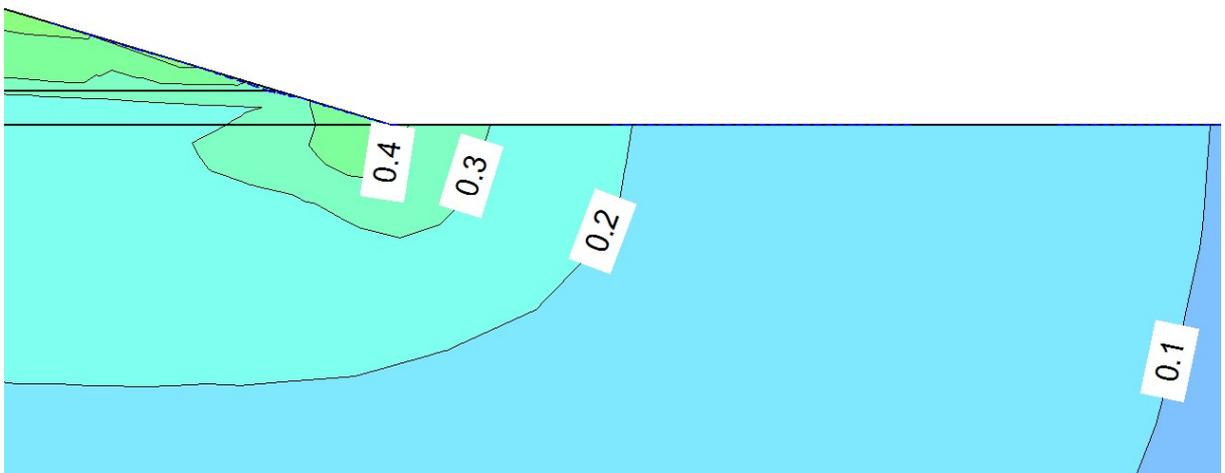


Figura A.12: *Cut-Off* - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=1000$ .

### A.2.2) PROFUNDIDADE = 2/3.H

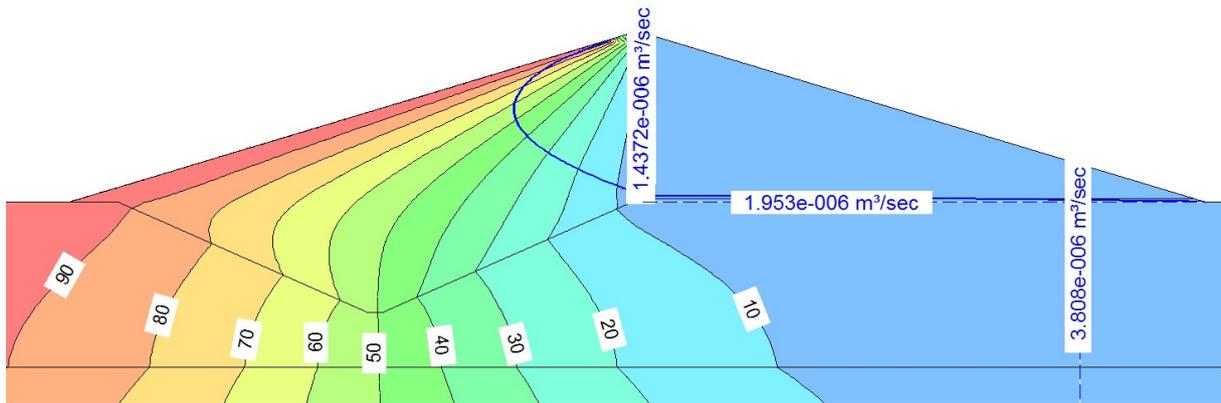


Figura A.13: *Cut-Off* - 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=10$ .

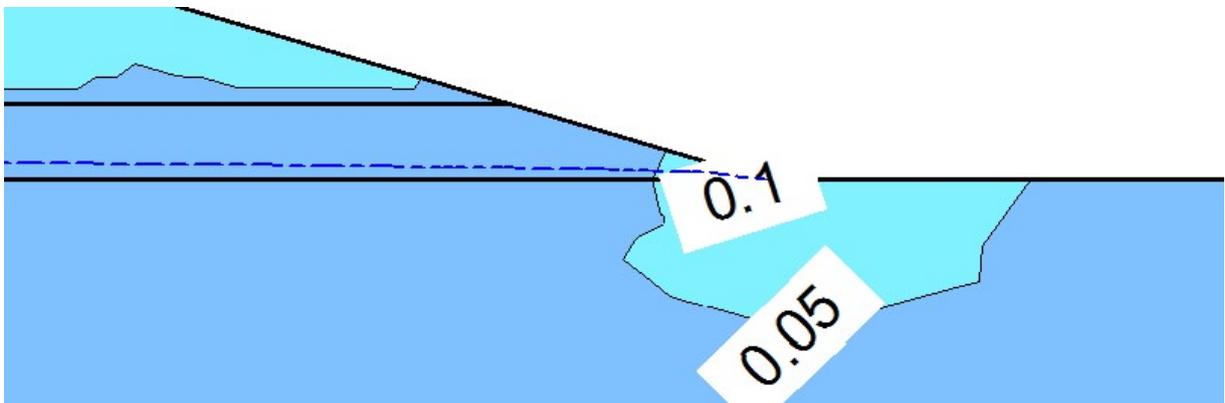


Figura A.14: *Cut-Off* - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=10$ .

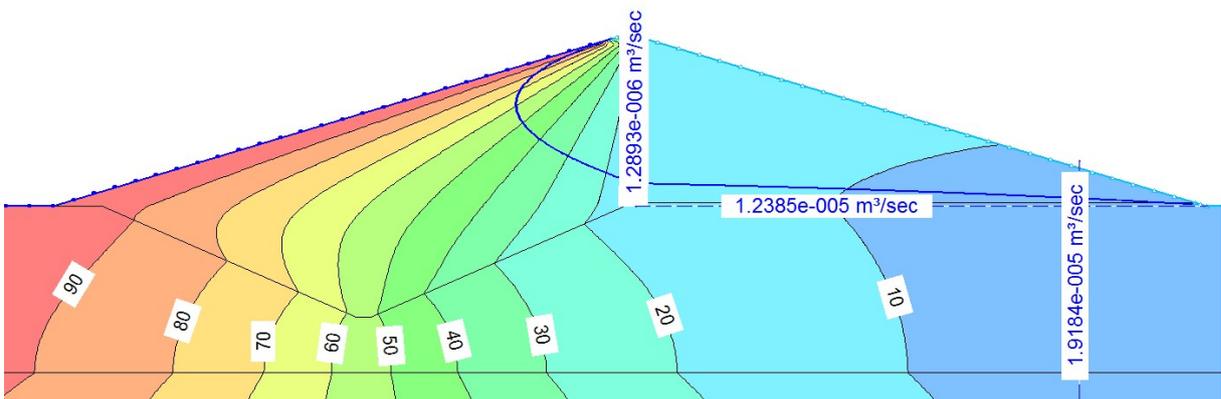


Figura A.15: *Cut-Off* - 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=100$ .

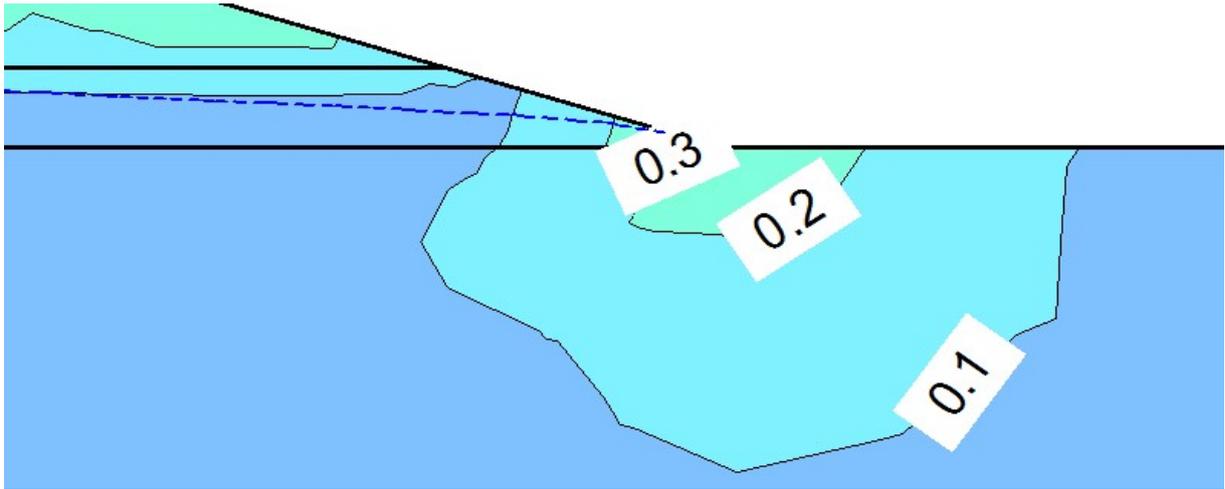


Figura A.16: *Cut-Off* - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=100$ .

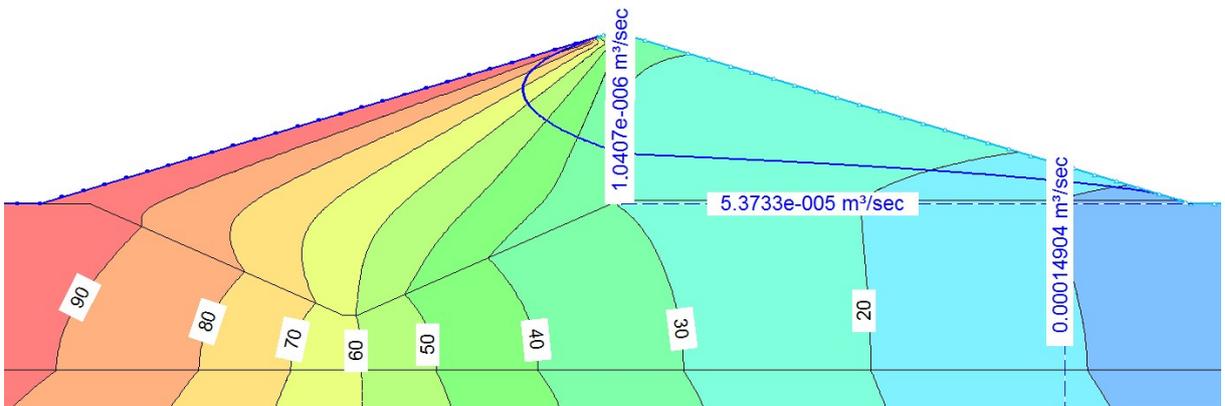


Figura A.17: *Cut-Off* - 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=1000$ .

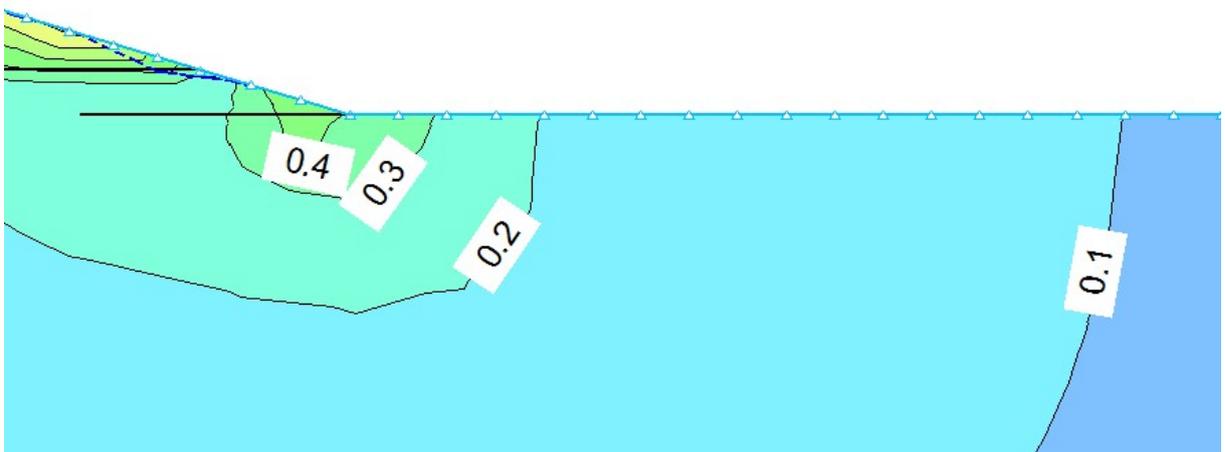


Figura A.18: *Cut-Off* - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=1000$ .

### A.2.3) PROFUNDIDADE = 1.H

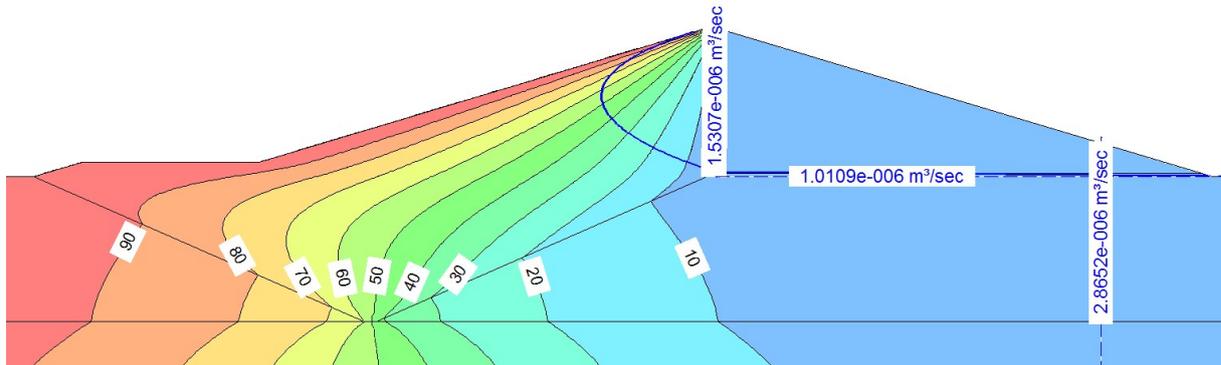


Figura A.19: *Cut-Off* - 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

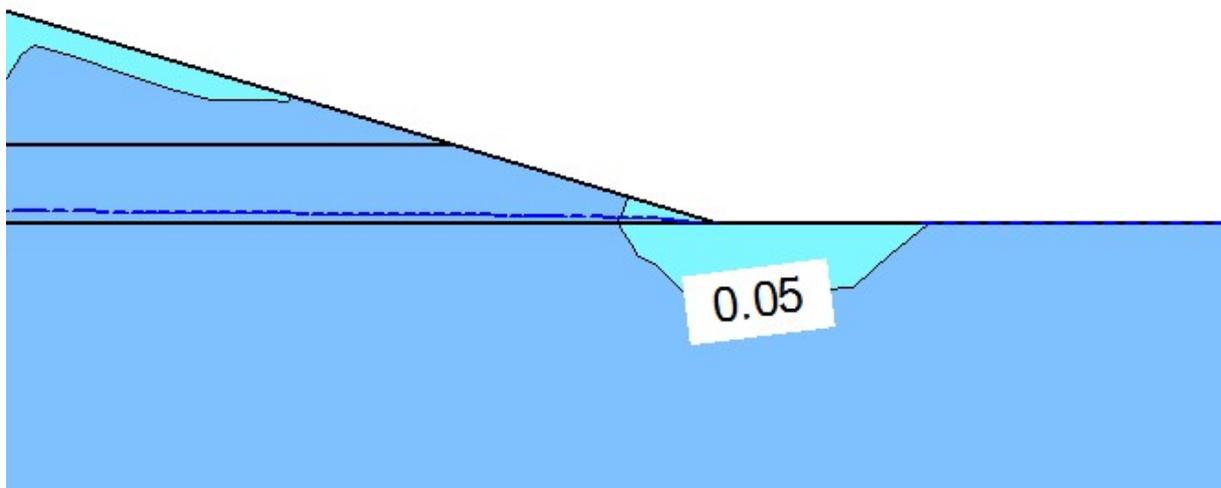


Figura A.20: *Cut-Off* - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

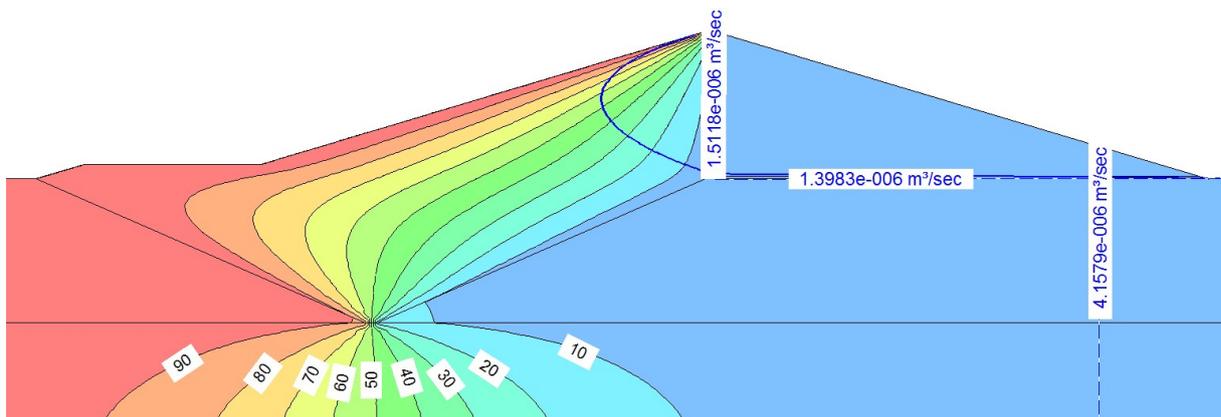


Figura A.21: *Cut-Off* - 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

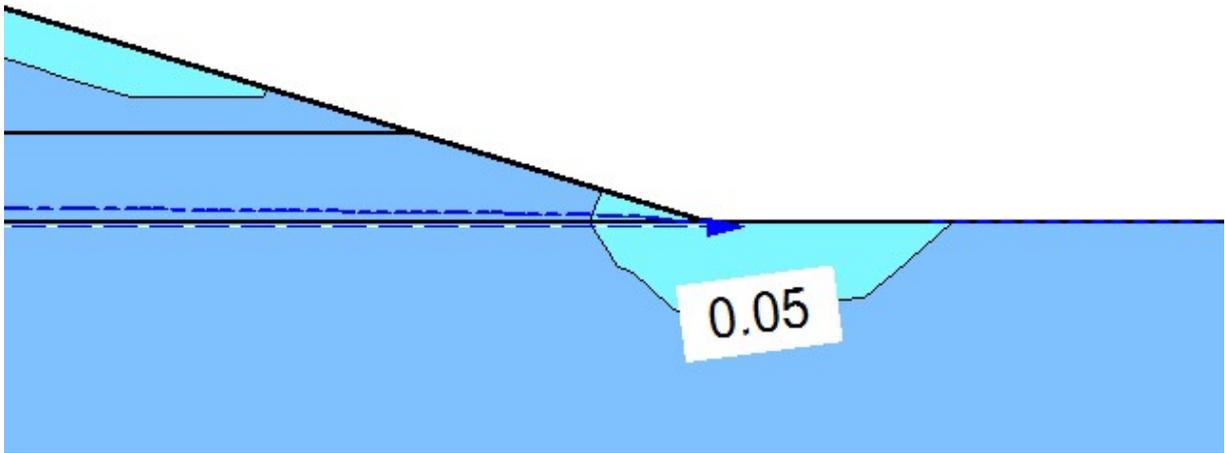


Figura A.22: *Cut-Off* - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=100$ .

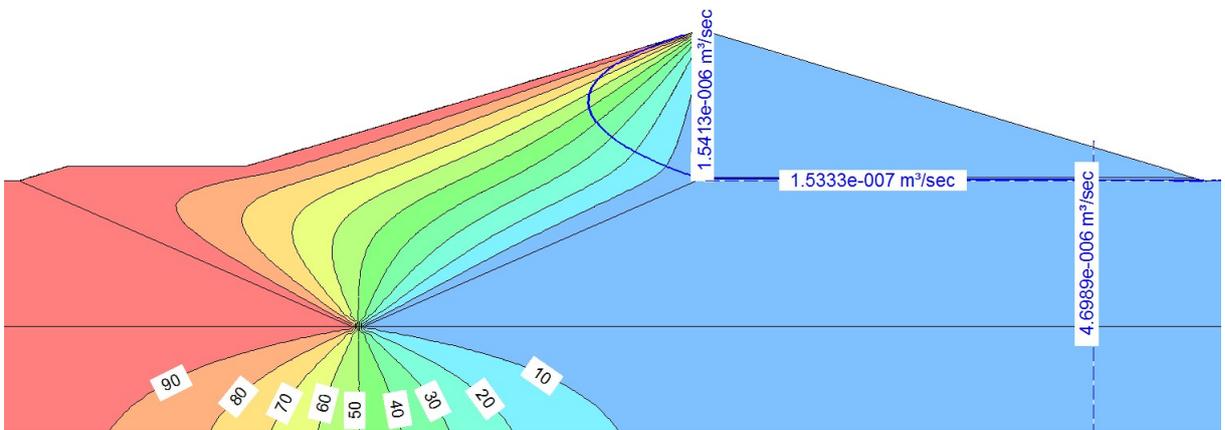


Figura A.23: *Cut-Off* - 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=1000$ .

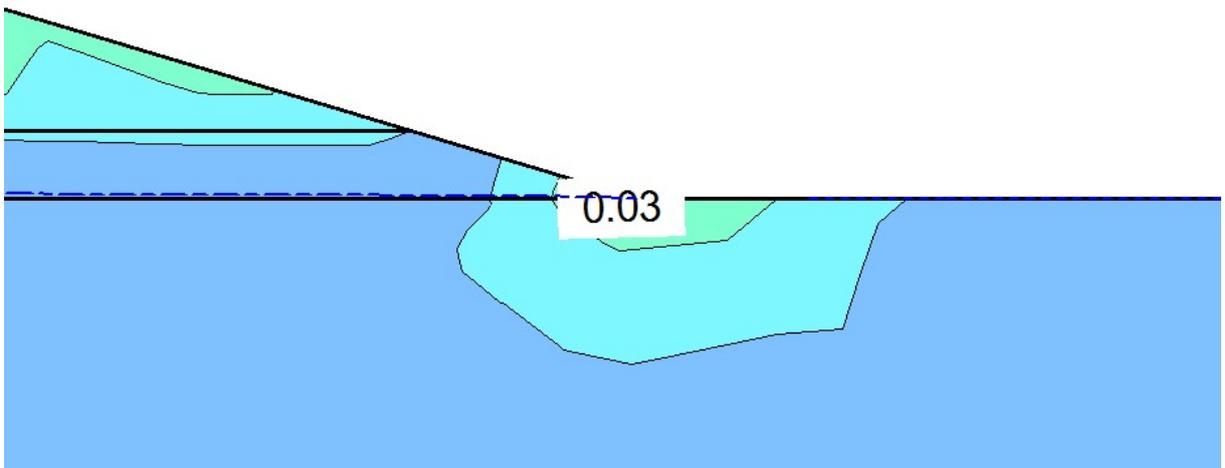


Figura A.24: *Cut-Off* - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=1000$ .

### A.3) SOLUÇÕES DELGADAS (JET GROUTING, PAREDE DIAFRAGMA E TRINCHEIRA DE LAMA)

#### A.3.1) PROFUNDIDADE = 1/3.H

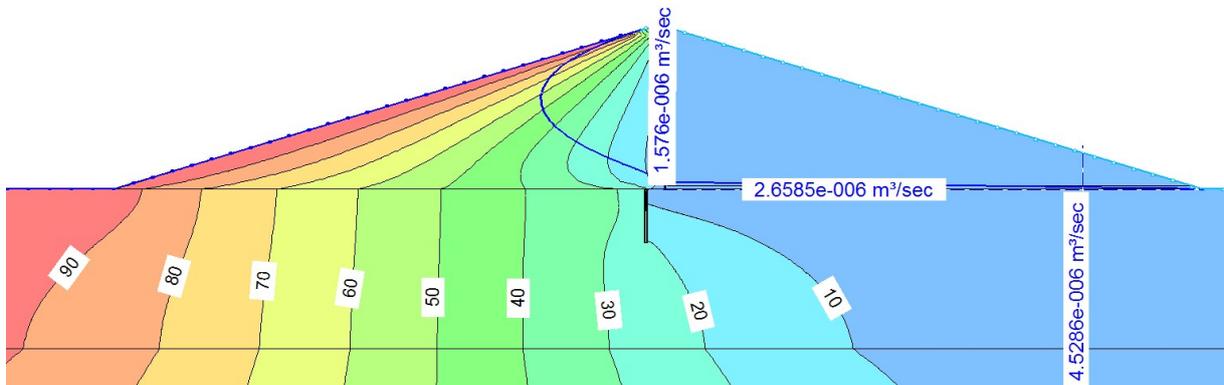


Figura A.25: Soluções delgadas – 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

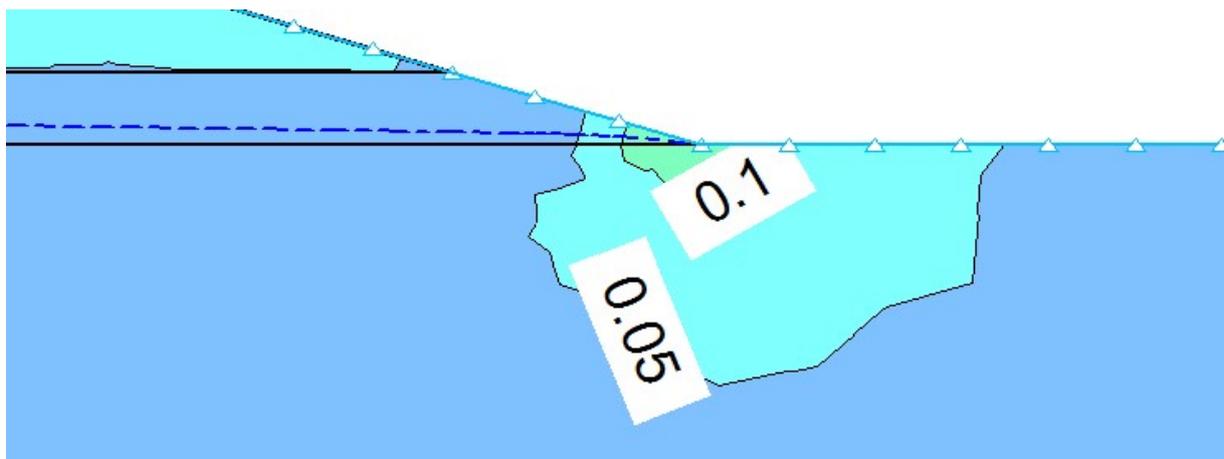


Figura A.26: Soluções delgadas - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

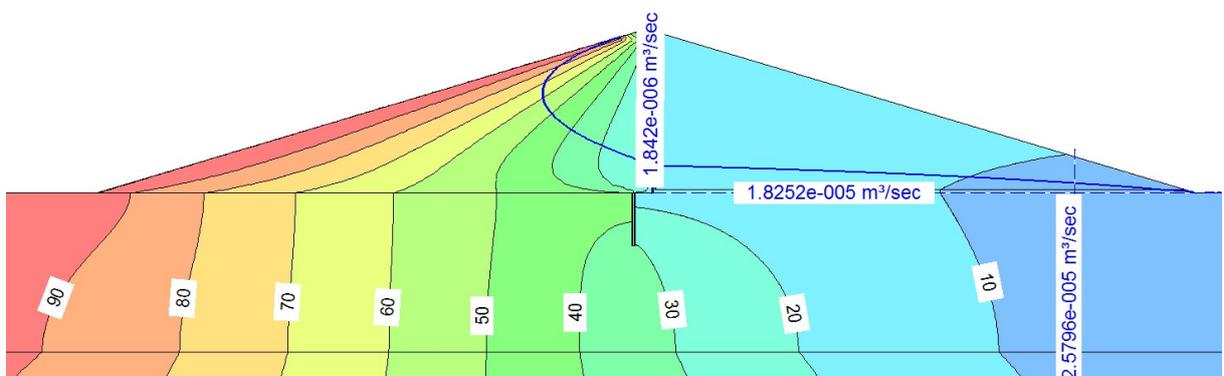


Figura A.27: Soluções delgadas – 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

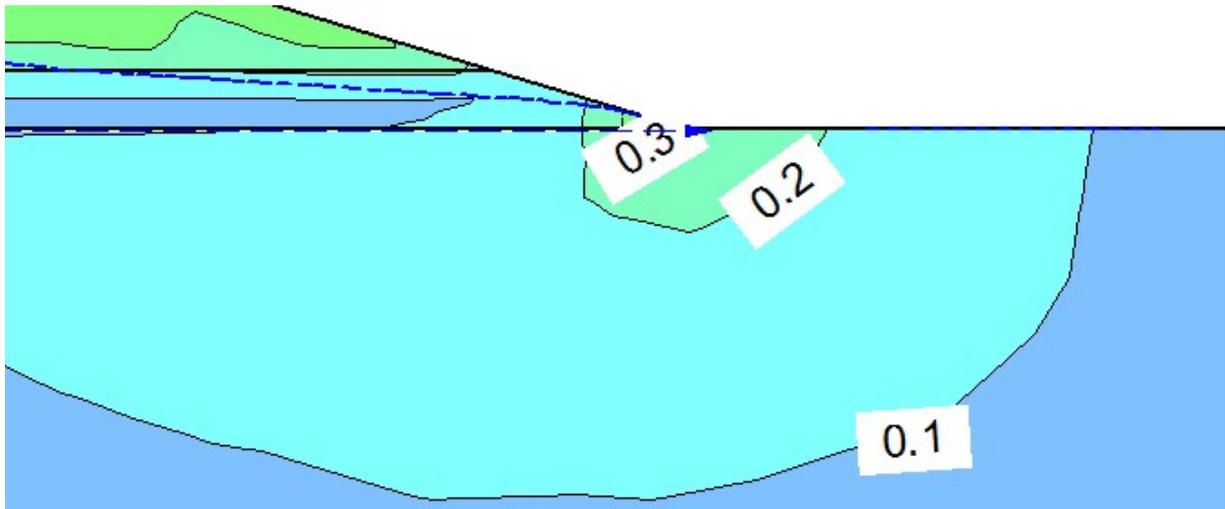


Figura A.28: Soluções delgadas - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=100$ .

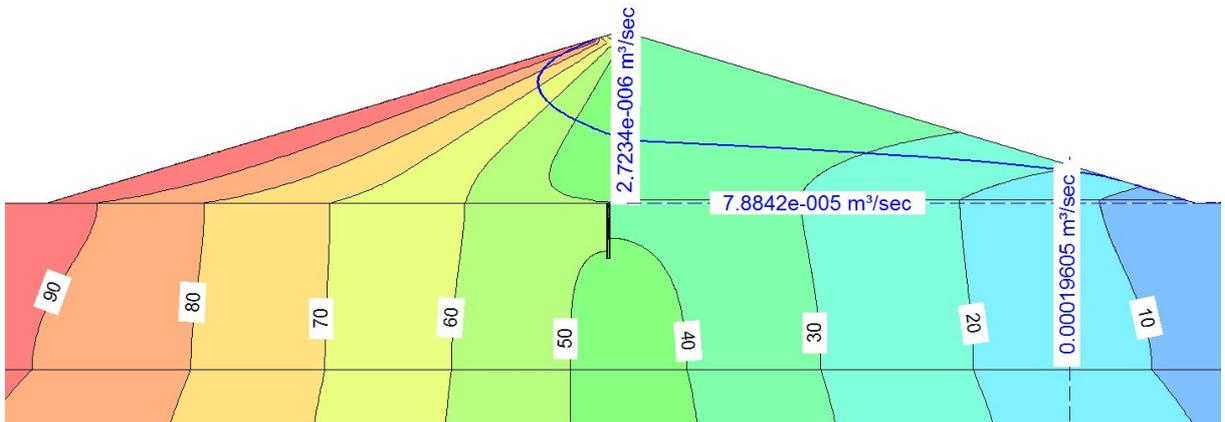


Figura A.29: Soluções delgadas – 1/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=1000$ .

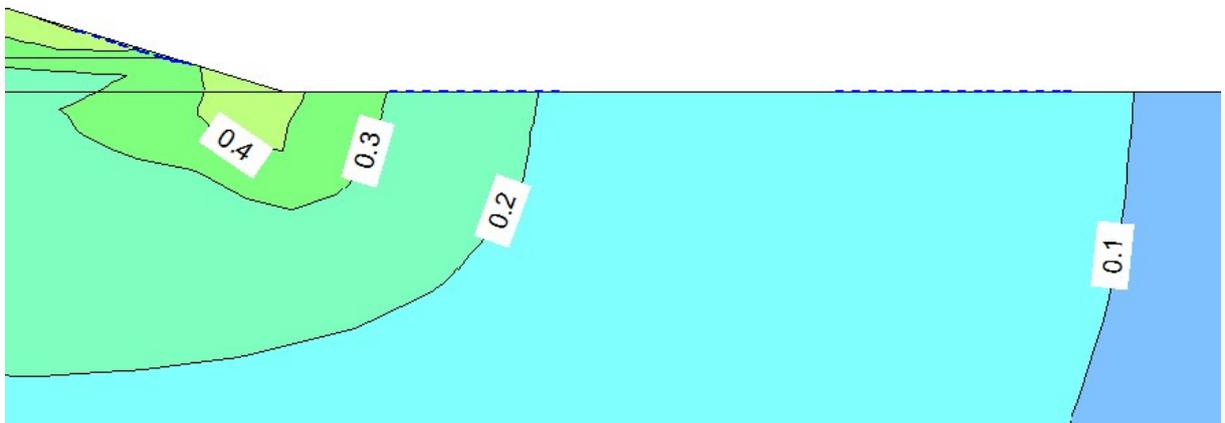


Figura A.30: Soluções delgadas - 1/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=1000$ .

### A.3.2) PROFUNDIDADE = 2/3.H

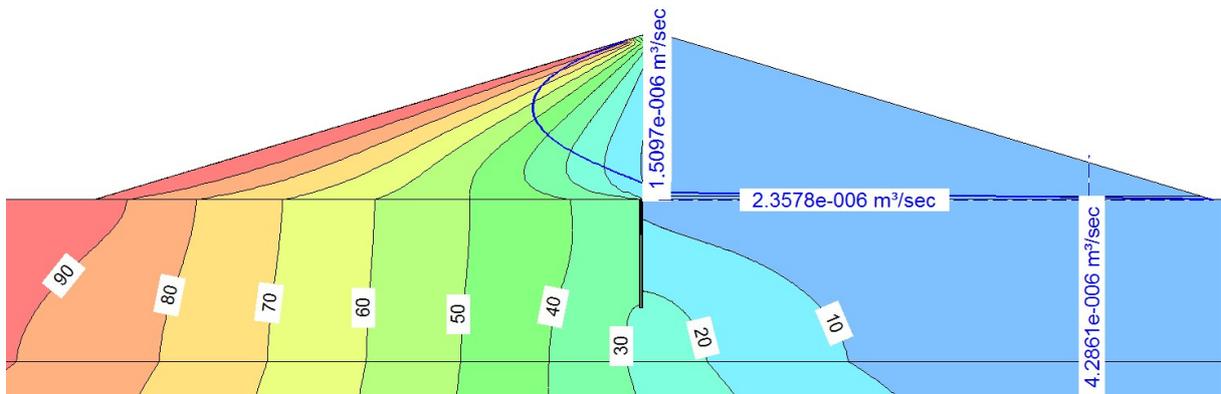


Figura A.31: Soluções delgadas – 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

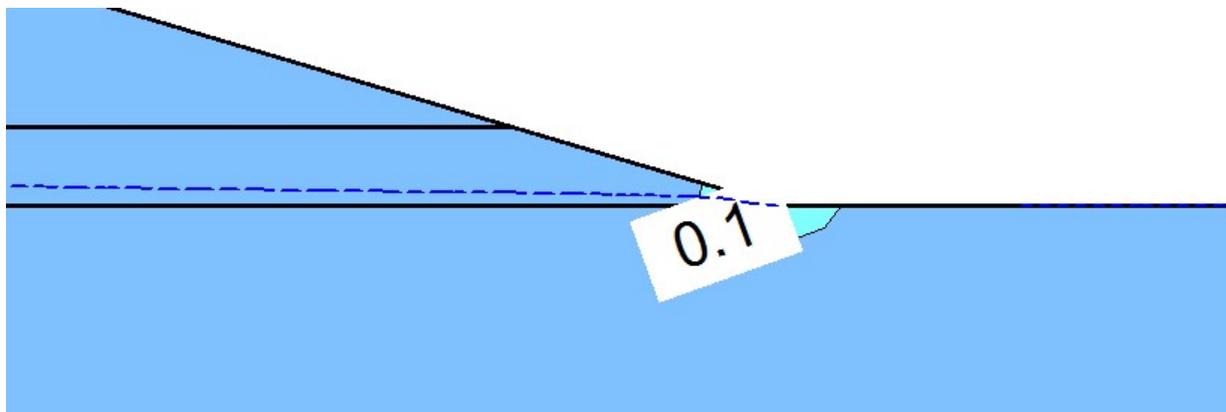


Figura A.32: Soluções delgadas - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

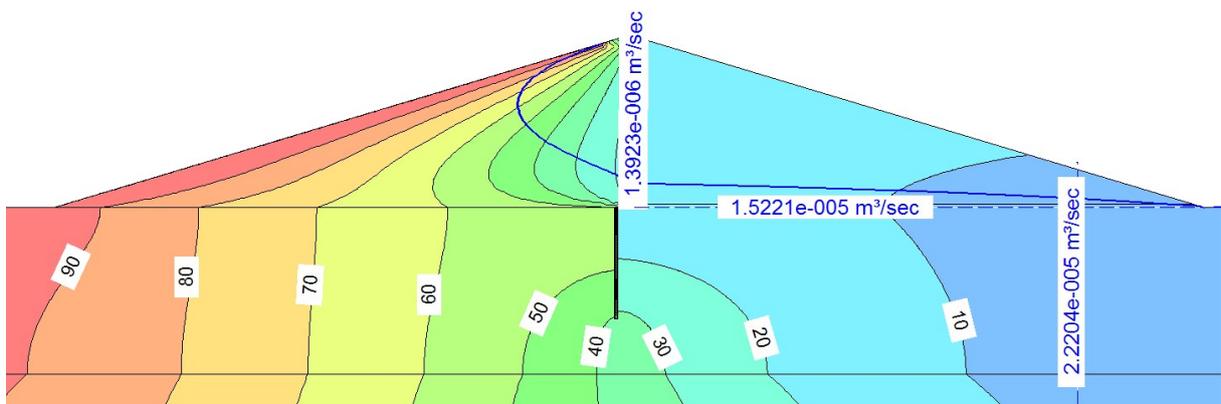


Figura A.33: Soluções delgadas – 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

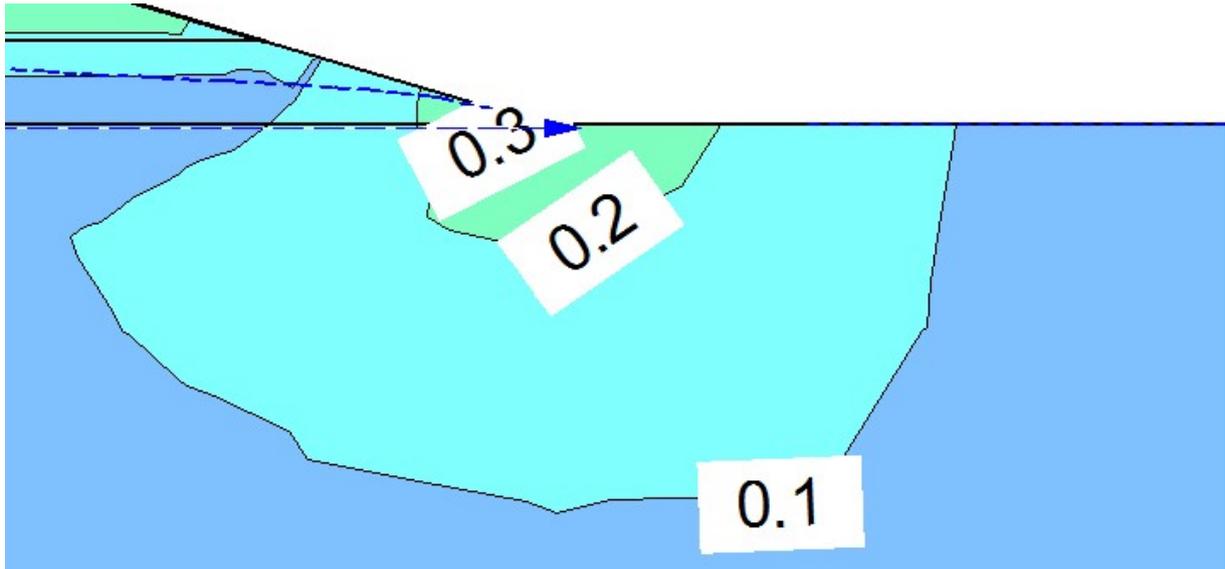


Figura A.34: Soluções delgadas - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=10$ .

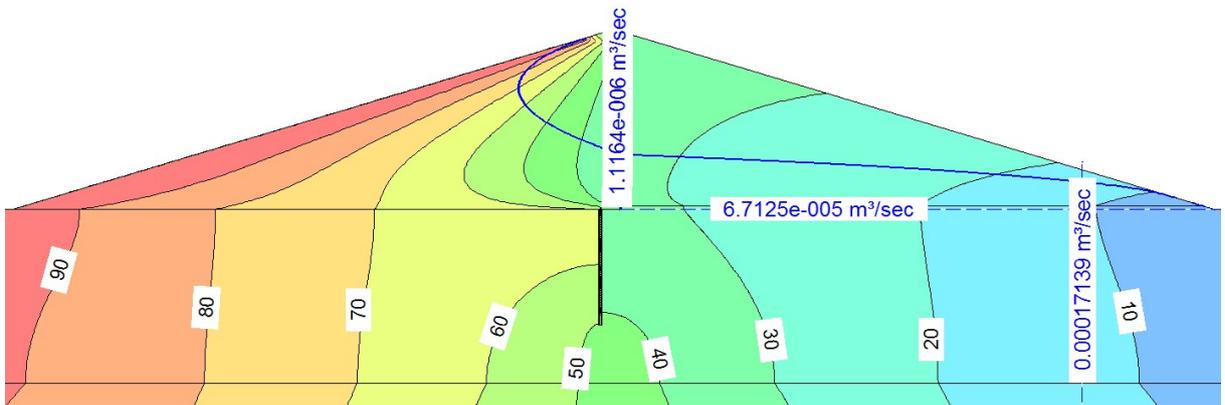


Figura A.35: Soluções delgadas – 2/3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=1000$ .

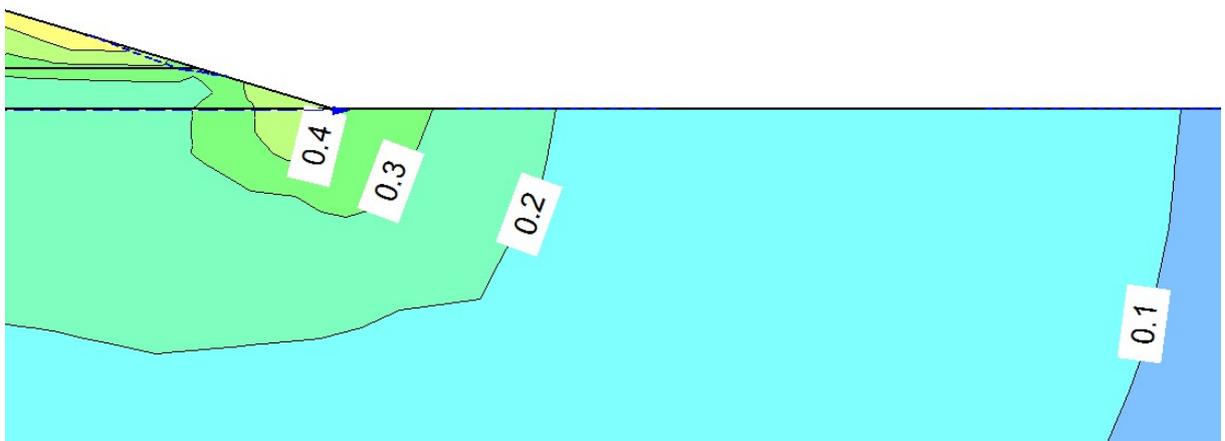


Figura A.36: Soluções delgadas - 2/3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=1000$ .

### A.3.3) PROFUNDIDADE = 1.H

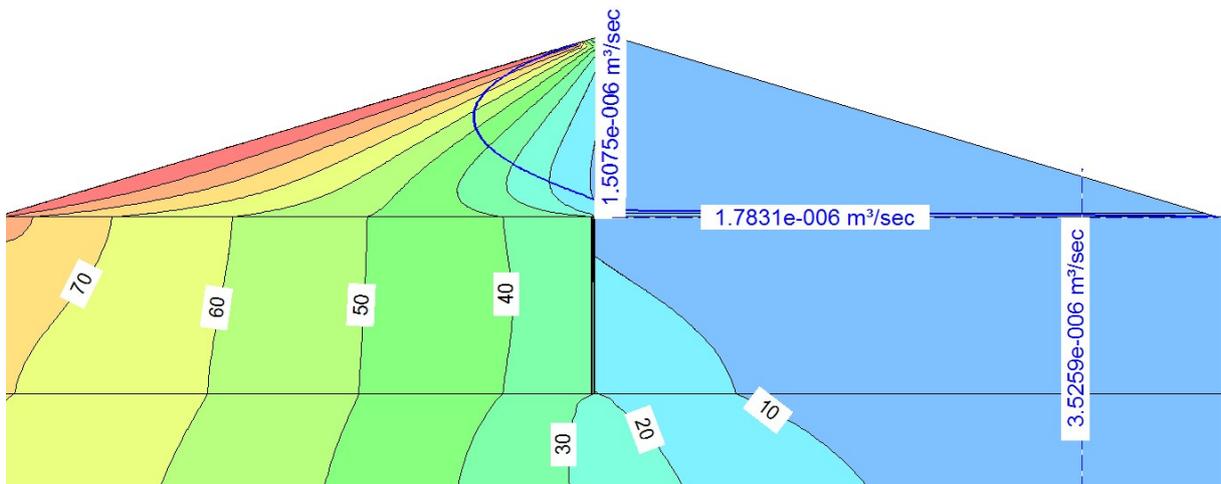


Figura A.37: Soluções delgadas – 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

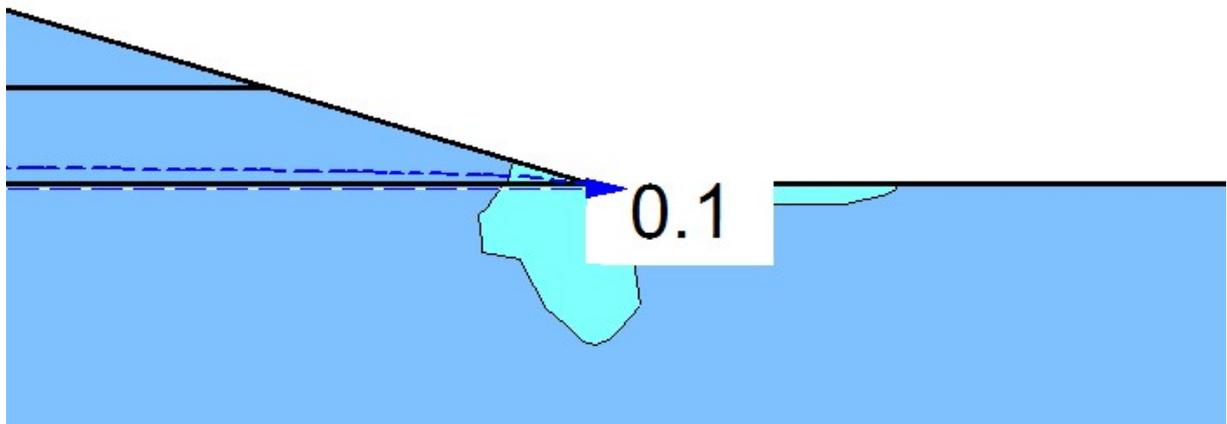


Figura A.38: Soluções delgadas - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

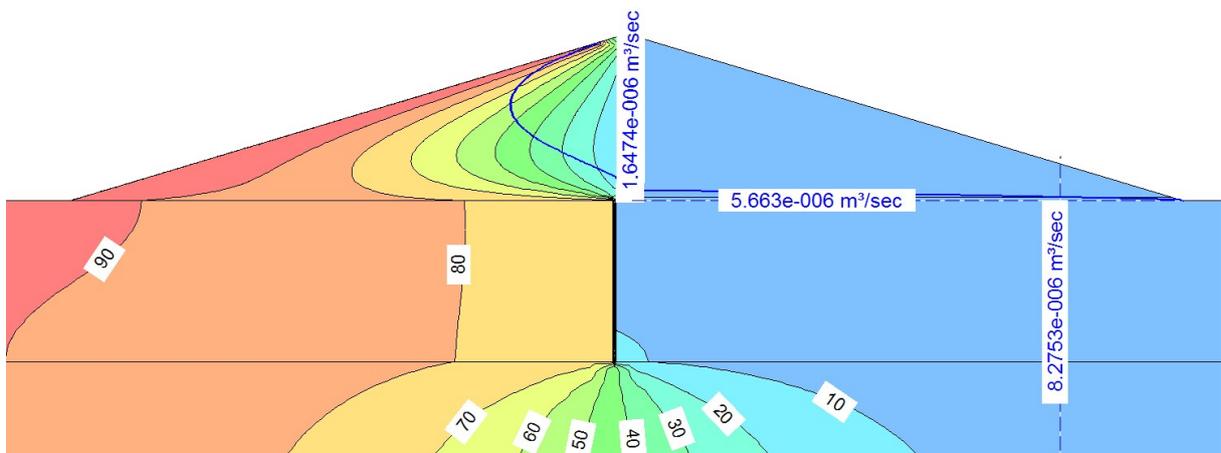


Figura A.39: Soluções delgadas – 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

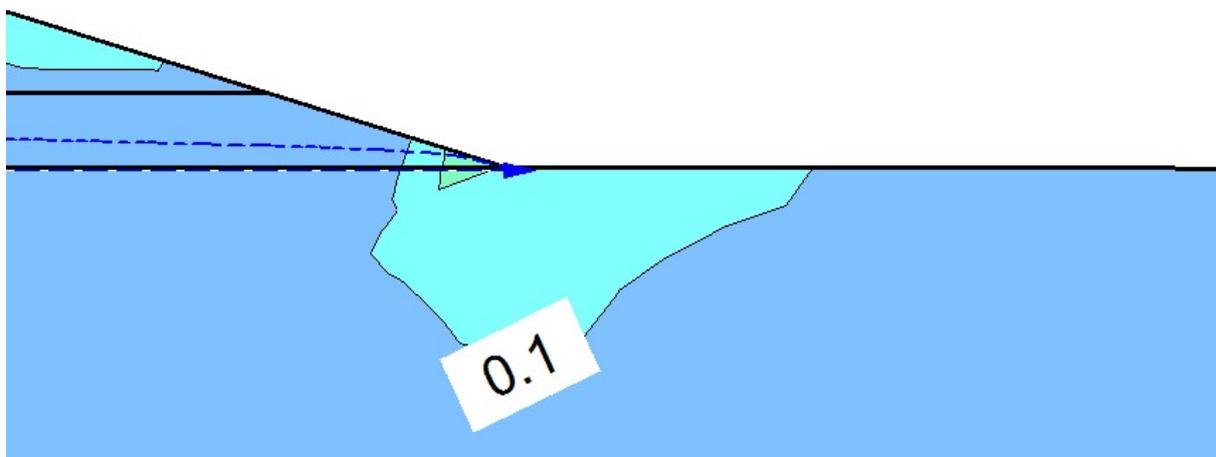


Figura A.40: Soluções delgadas - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=100$ .

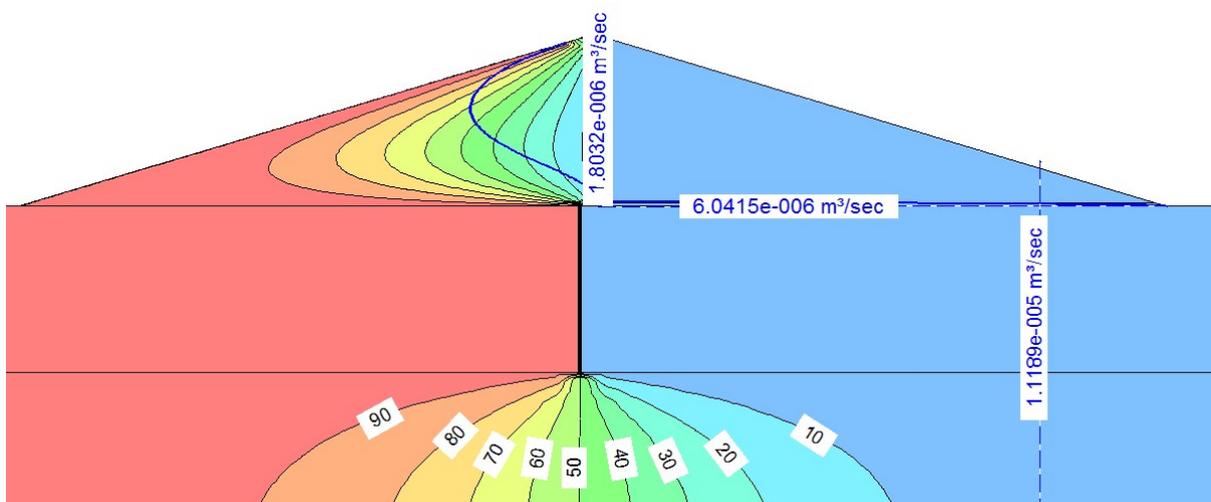


Figura A.41: Soluções delgadas – 1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=1000$ .

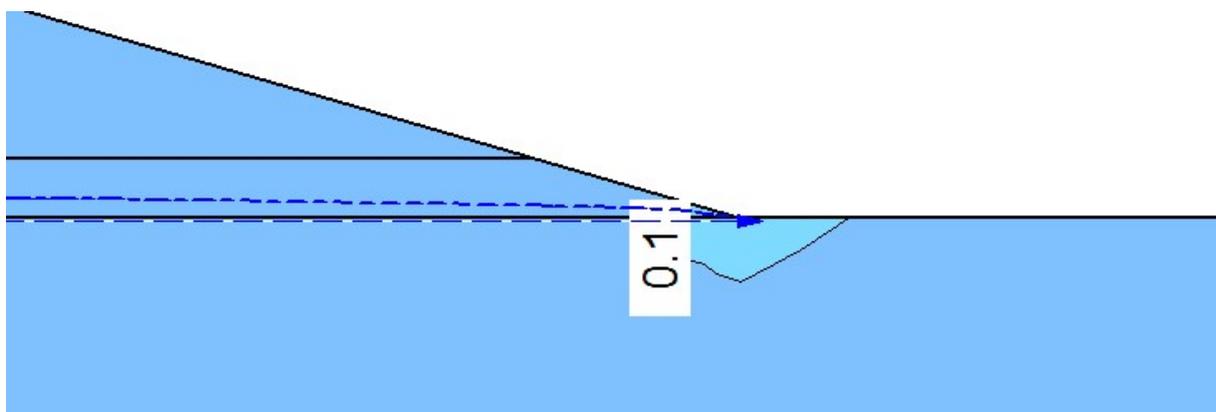


Figura A.42: Soluções delgadas - 1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=1000$ .

## A.4) TAPETE DE MONTANTE

### A.4.1) COMPRIMENTO = 1.H

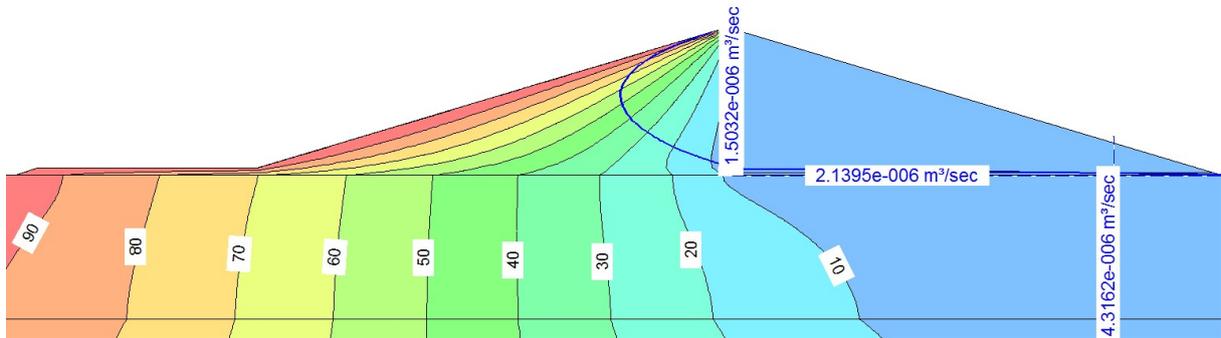


Figura A.43: Tapete de montante –  $L=1.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

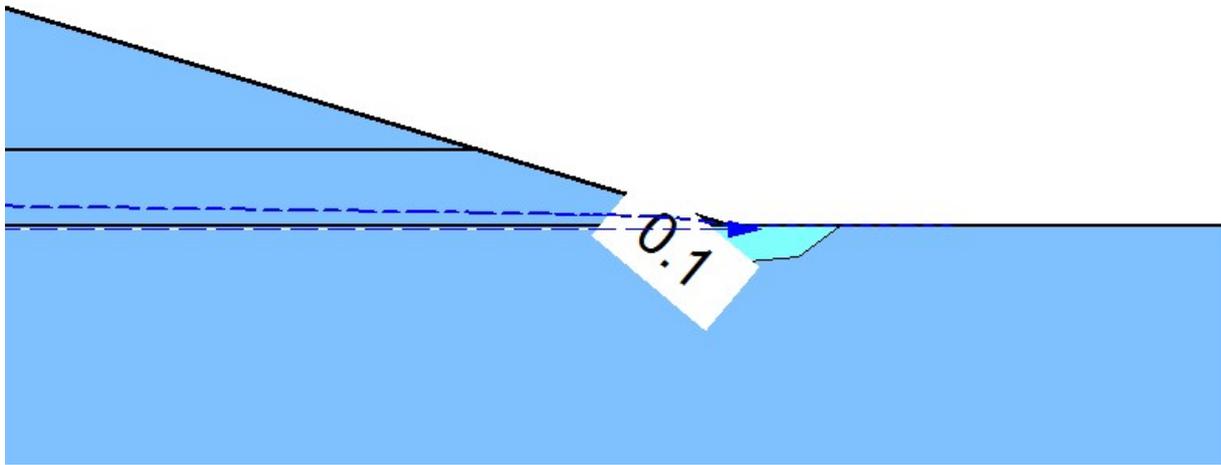


Figura A.44: Tapete de montante –  $L=1.H$  – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

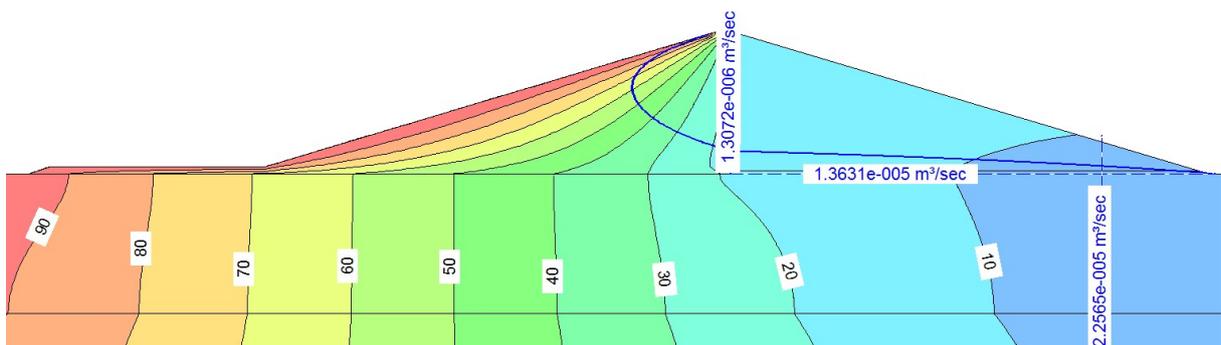


Figura A.45: Tapete de montante –  $L=1.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

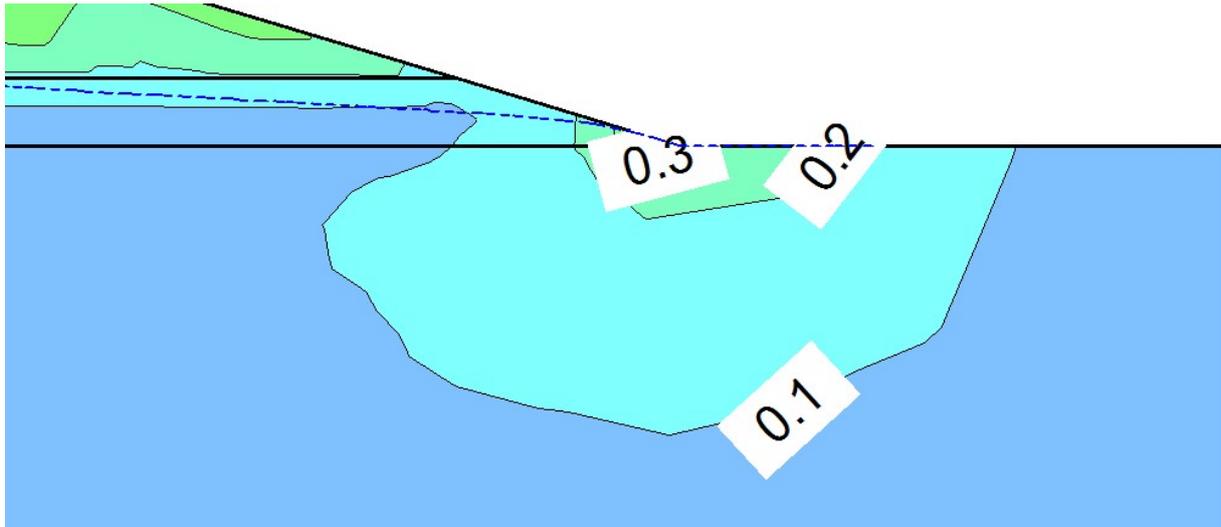


Figura A.46: Tapete de montante – L=1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=100$ .

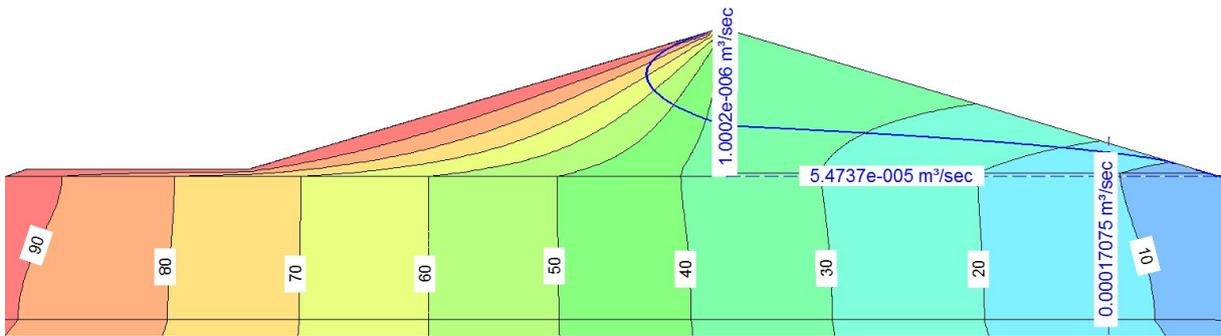


Figura A.47: Tapete de montante – L=1.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=1000$ .

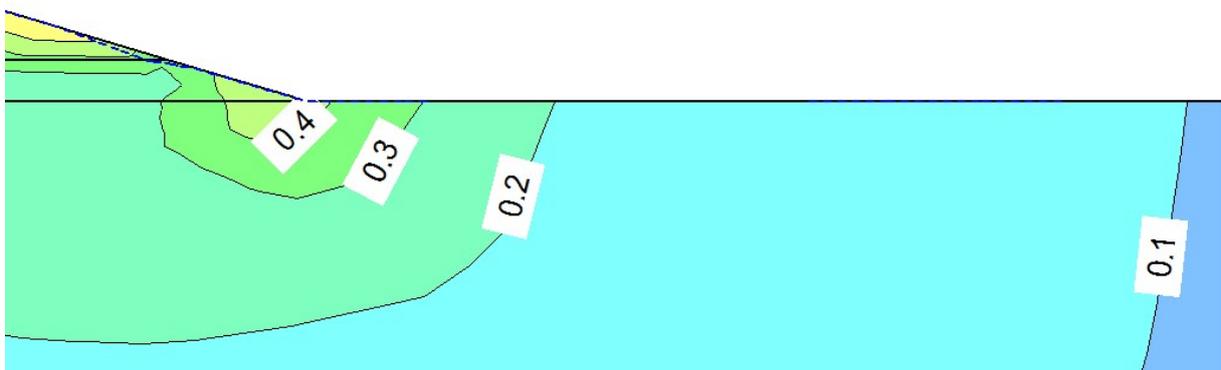


Figura A.48: Tapete de montante – L=1.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=1000$ .

#### A.4.2) COMPRIMENTO = 3.H

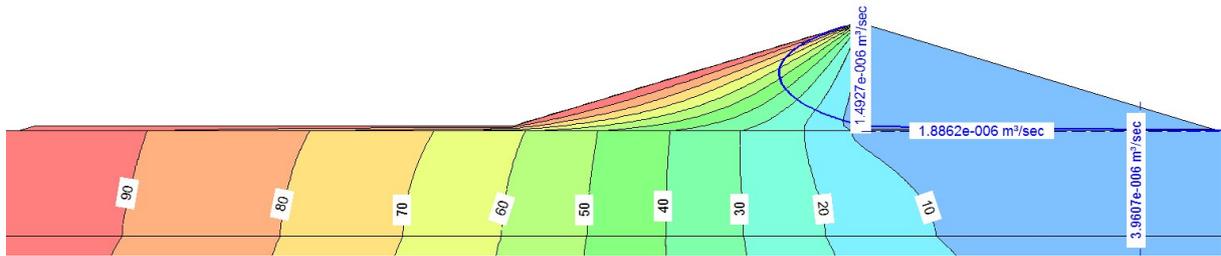


Figura A.49: Tapete de montante –  $L=3.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

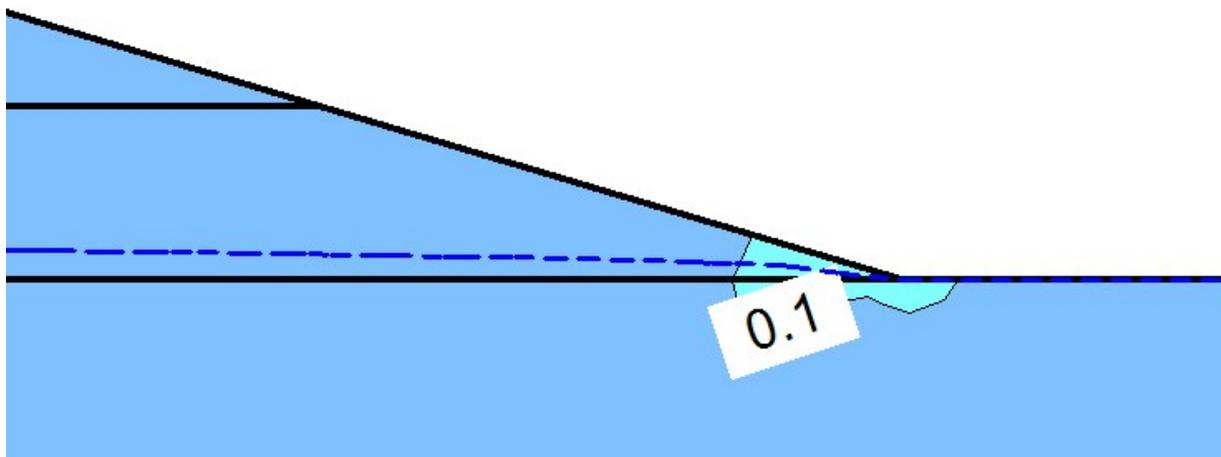


Figura A.50: Tapete de montante –  $L=3.H$  – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

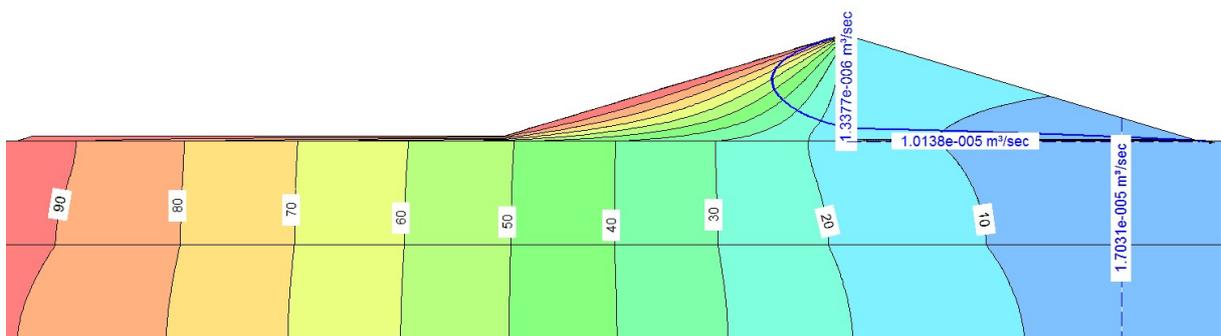


Figura A.51: Tapete de montante –  $L=3.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

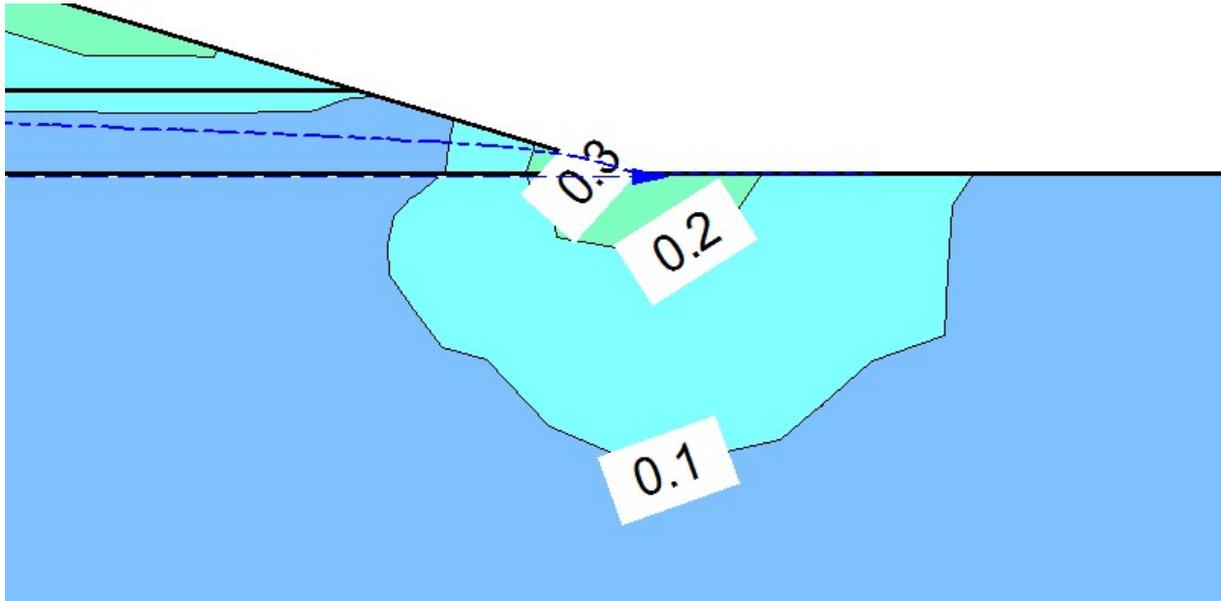


Figura A.52: Tapete de montante – L=3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=100$ .

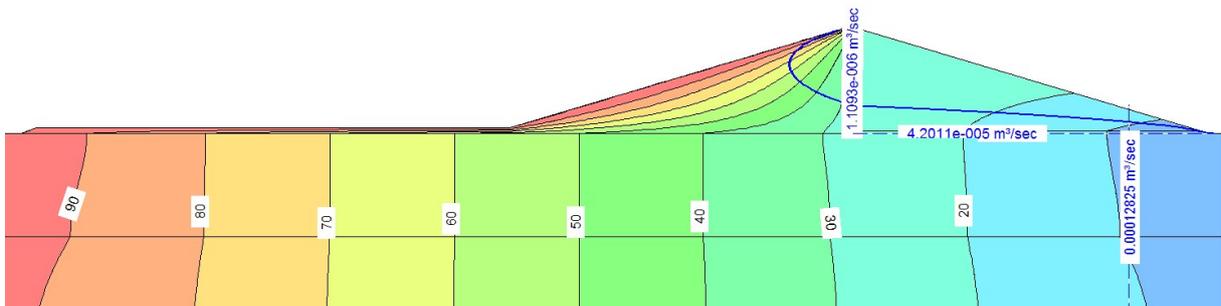


Figura A.53: Tapete de montante – L=3.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=1000$ .

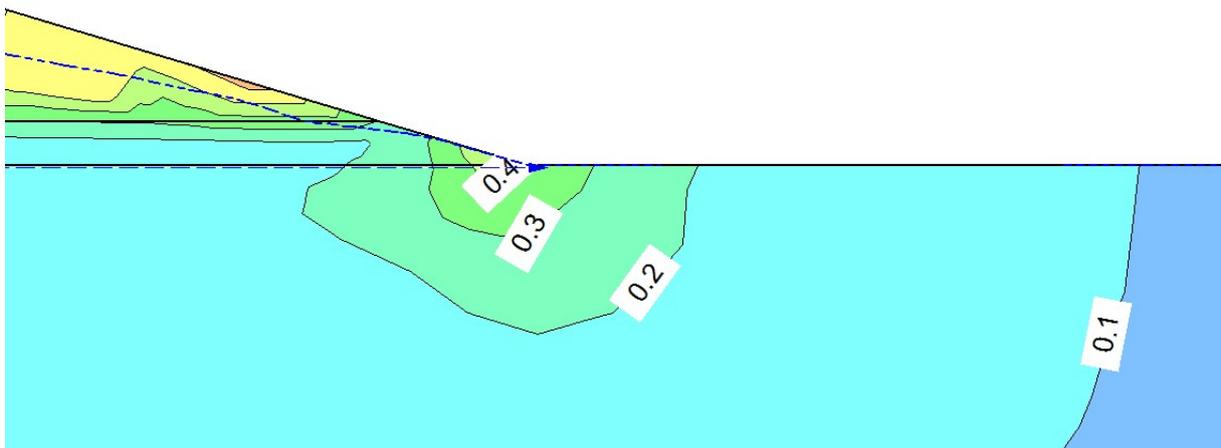


Figura A.54: Tapete de montante – L=3.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=1000$ .

### A.4.3) COMPRIMENTO = 5.H

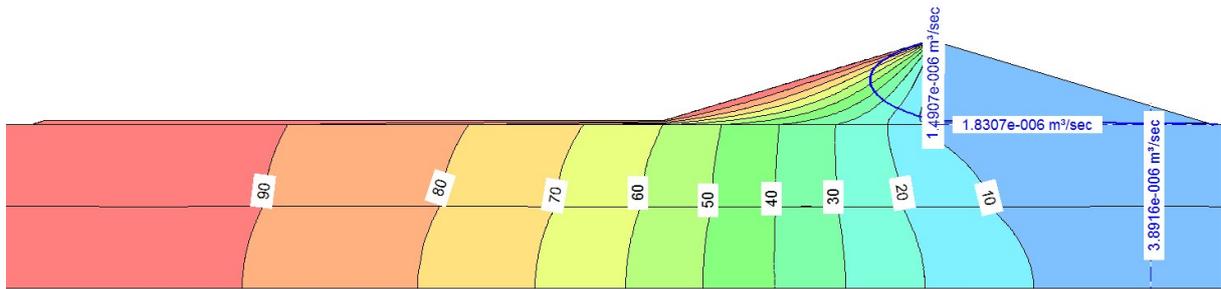


Figura A.55: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

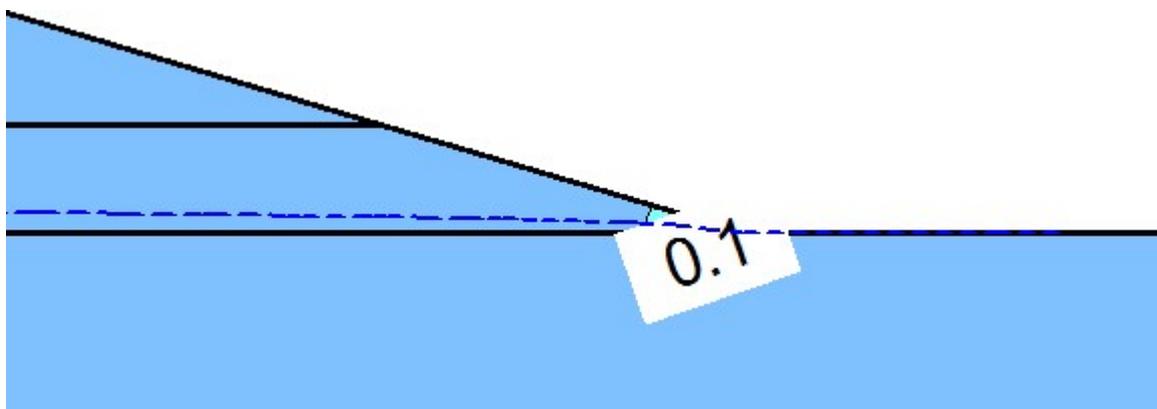


Figura A.56: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

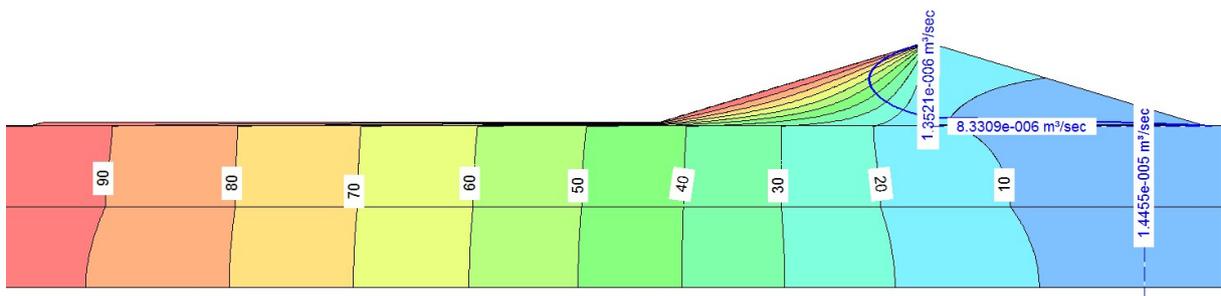


Figura A.57: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

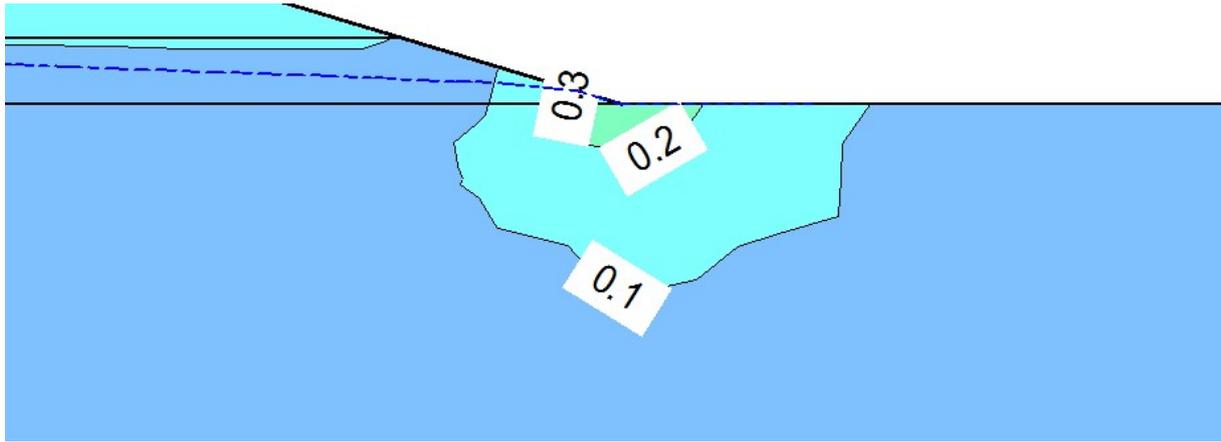


Figura A.58: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=100$ .

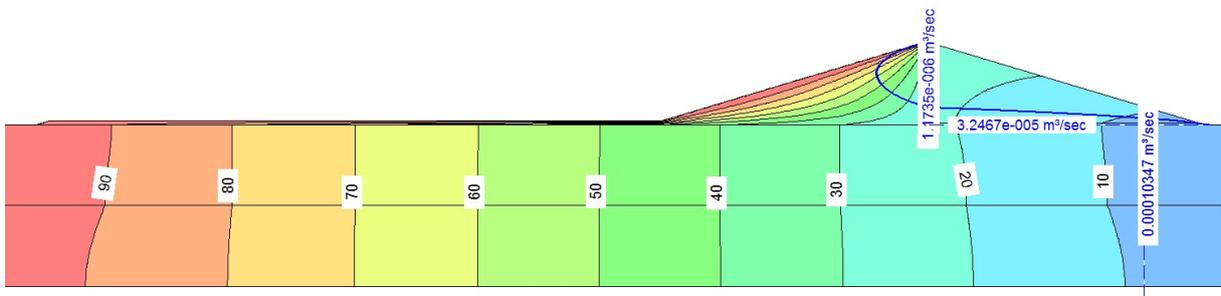


Figura A.59: Tapete de montante – L=5.H - Equipotenciais e valores de vazão –  $k_f/k_m=1000$ .

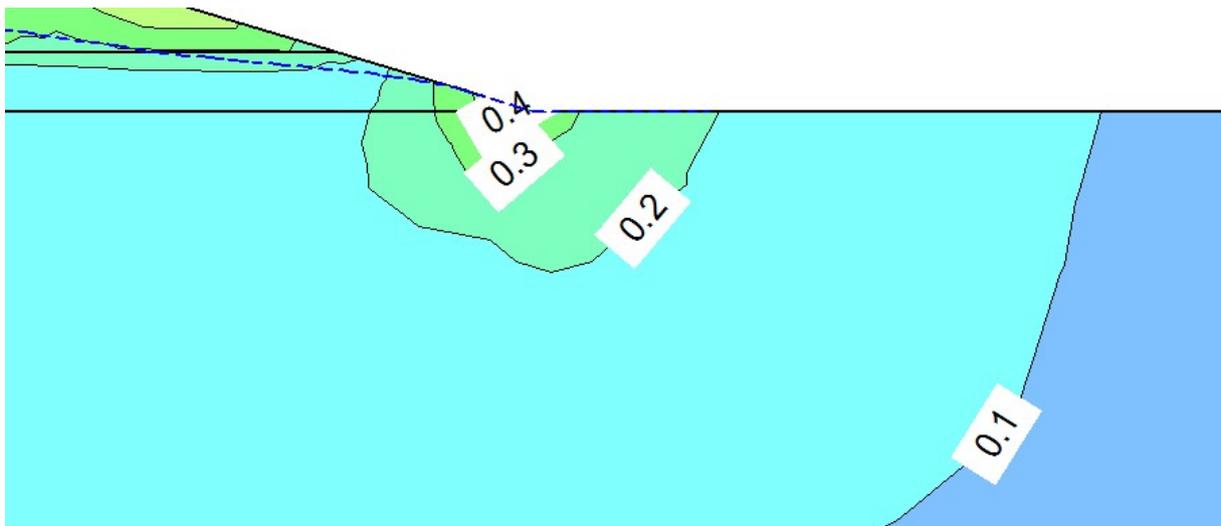


Figura A.60: Tapete de montante – L=5.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $k_f/k_m=1000$ .

#### A.4.4) COMPRIMENTO = 10.H

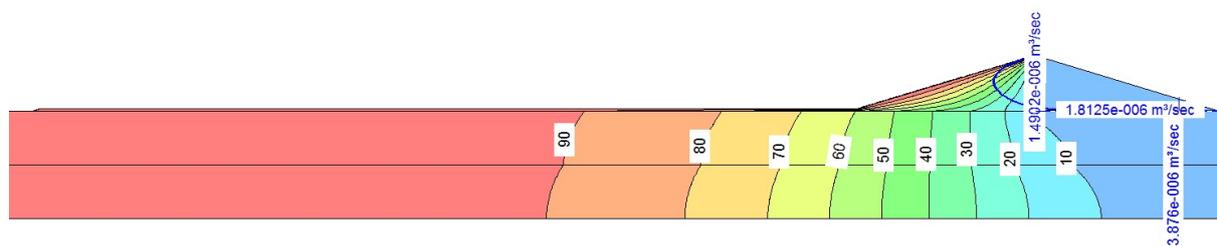


Figura A.61: Tapete de montante –  $L=10.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=10$ .

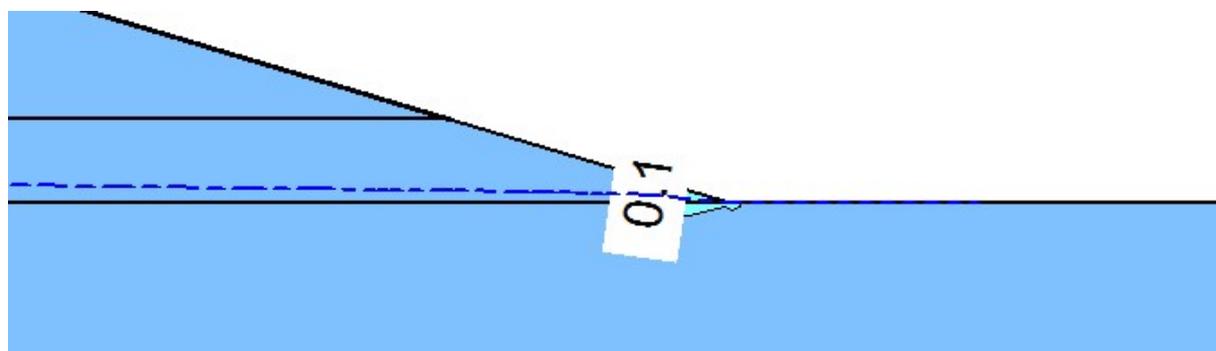


Figura A.62: Tapete de montante –  $L=10.H$  – Gradientes hidráulicos no pé da barragem –  $kf/km=10$ .

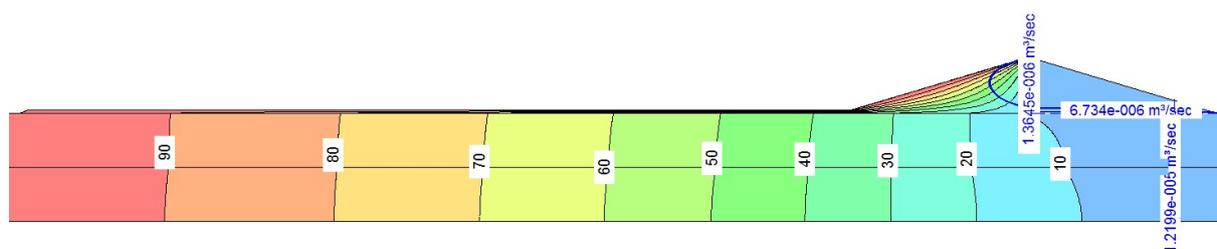


Figura A.63: Tapete de montante –  $L=10.H$  - Equipotenciais e valores de vazão –  $kf/km=100$ .

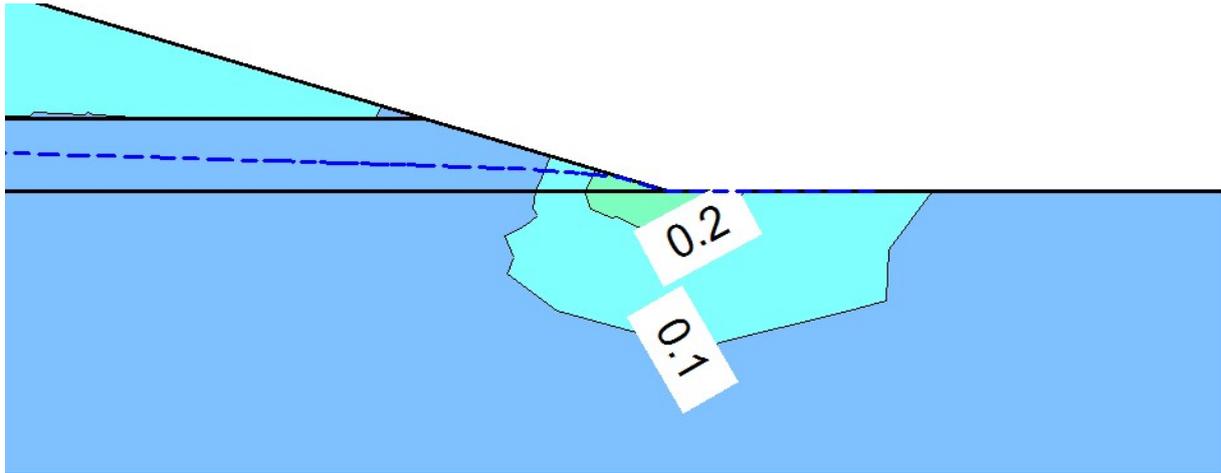


Figura A.64: Tapete de montante – L=10.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=100.

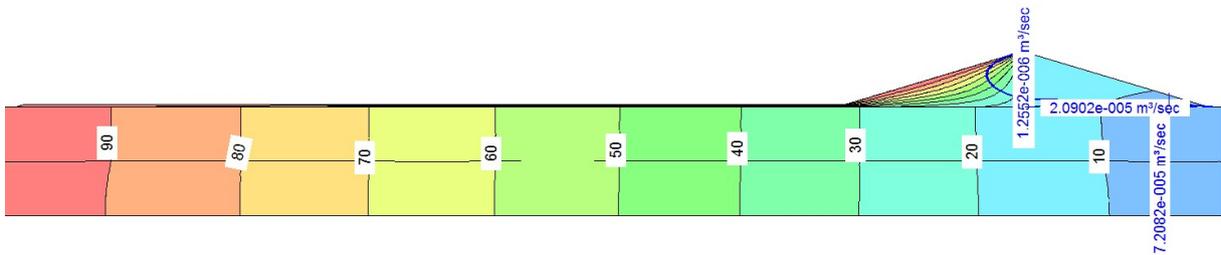


Figura A.65: Tapete de montante – L=10.H - Equipotenciais e valores de vazão – kf/km=1000.

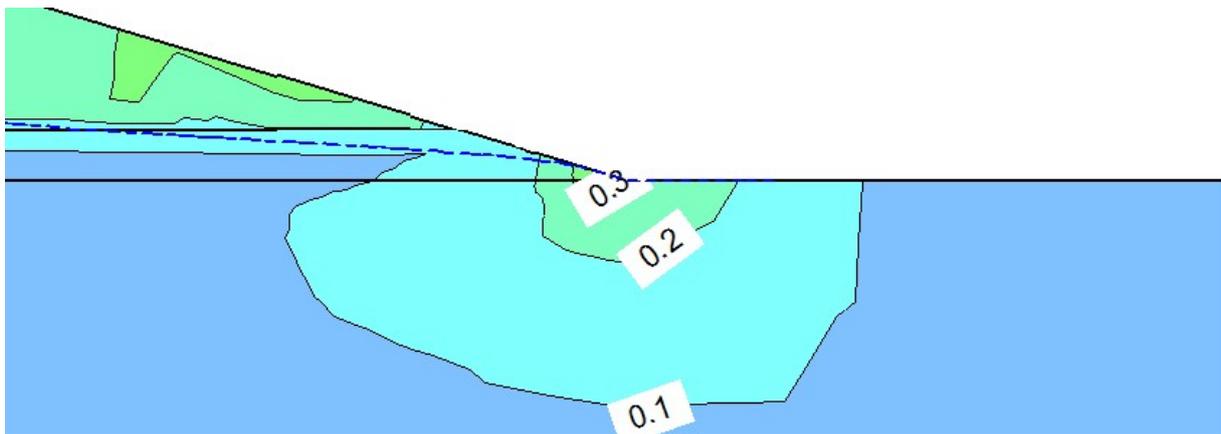


Figura A.66: Tapete de montante – L=10.H – Gradientes hidráulicos no pé da barragem – kf/km=1000.