

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS RUBINI

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE PROJETO DE VERTEDOURO COM A
UTILIZAÇÃO DE GALERIAS DE DRENAGEM**

FLORIANÓPOLIS
2014.

LUCAS RUBINI

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE PROJETO DE VERTEDOURO COM A
UTILIZAÇÃO DE GALERIAS DE DRENAGEM**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de Santa Catarina como requisito parcial à
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Daniel Domingues
Loriggio, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2014.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Rubini, Lucas

Estudo de alternativas de projeto de vertedouro com a
utilização de galerias de drenagem / Lucas Rubini ;
orientador, Daniel Domingues Loriggio - Florianópolis, SC,
2014.

110 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Análise de estabilidade. 3.
Vertedouro. 4. Barragem. 5. Galeria de drenagem. I.
Loriggio, Daniel Domingues. II. Universidade Federal de
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

LUCAS RUBINI

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE PROJETO DE VERTEDOURO COM A
UTILIZAÇÃO DE GALERIAS DE DRENAGEM**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 26 de Novembro de 2014.

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. André Puel, Me.
Instituto Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, à Deus, Senhor e Salvador da minha vida. É Ele que me sustém e renova minhas forças a cada dia. A Ele, toda honra e glória para sempre, amém.

À Luísa, minha noiva e meu amor, pela paciência e apoio nos momentos mais difíceis, nos quais nem mesmo eu me aguentaria.

Aos meus pais, Moacir Pedro Rubini e Onelba Rubini, e ao meu irmão, Pedro Rubini, por constituírem a melhor família que eu poderia desejar.

Ao Professor Daniel Domingues Loriggio, do qual tive a honra de ser aluno, por ter orientado este trabalho e disponibilizado seu conhecimento e tempo a mim.

Ao Professor Cláudio Cesar Zimmermann, pelo tempo dedicado ao longo da graduação e, acima de tudo, pela amizade.

Ao Engenheiro e Professor André Puel, por compartilhar um pouco de sua experiência profissional.

À GeoEnergy Engenharia pela vivência profissional oportunizada durante o período de estágio.

Aos amigos (e irmãos) do “Daonde”, do PET/ECV e da Primeira Igreja Batista de Florianópolis, pela alegria da convivência e pelas orações.

E, por fim, a todos aqueles que fazem parte da minha vida mas que não se encontram nessa página. Muito obrigado!

RESUMO

A análise de estabilidade é um processo essencial na elaboração de projetos de estruturas hidráulicas, devendo ser feita em todos os elementos estruturais para cada combinação de carregamento. Nos projetos de barragens e vertedouros, deve-se aliar a eficiência construtiva à eficácia estrutural, a fim de que a estrutura desempenhe suas funções de maneira satisfatória e seja o menos onerosa possível. Assim, o objetivo geral deste trabalho é estudar a influência da utilização de galerias de drenagem na estabilidade de vertedouros. O processo de investigação e verificação de estabilidade do vertedouro foi baseado nos parâmetros de projeto fornecidos pela GeoEnergy Engenharia, através dos setores de hidrologia e geotecnia da empresa, sendo proposta, inicialmente, uma seção de vertedouro típica. A seção foi carregada segundo as condições de carregamento definidas no trabalho (Carregamento Normal, Excepcional 1, Excepcional 2 e Excepcional 3). As seções de análise foram nomeadas conforme as inclinações propostas (Vertedouro 1V:0,72H; Vertedouro 1V:0,75H; Vertedouro 1V:0,80H; e Vertedouro 1V:0,72H (GD)). Foram analisados os fatores de segurança (Flutuação, Deslizamento e Tombamento) e as tensões na fundação de cada seção, conforme os critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas da ELETROBRÁS (2003). Conclui-se que o uso de galerias de drenagem em vertedouros minimiza o consumo de concreto e aumenta a segurança da estrutura, através da diminuição da subpressão atuante na mesma. No estudo, a economia de concreto chegou a 7,4%. Observou-se que o Fator de Segurança ao Tombamento foi o critério de maior sensibilidade, sendo o mais crítico em todas as seções analisadas. O Vertedouro 1V:0,72H (GD) mostrou-se eficaz e eficiente, sendo a única seção a cumprir todas as verificações de estabilidade, além de apresentar menor demanda de concreto.

Palavras-chave: Análise de estabilidade; vertedouro; barragem; galeria de drenagem.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Matriz de capacidade instalada de geração de energia elétrica do Brasil sem importação contratada.....	14
Figura 2.1 – Seção típica de um vertedouro em degrau.....	19
Figura 2.2 – Galeria de drenagem – Barragem da UHE Machadinho.....	22
Figura 2.3 – Esquema de uso de drenos em galerias de drenagem.....	23
Figura 2.4 – Galeria de drenagem.....	24
Figura 3.1 – Empuxo hidrostático e peso da água sobre o vertedouro.....	30
Figura 3.2 – Distribuição das pressões hidrostáticas com atuação da subpressão, sem linha de drenos.	31
Figura 3.3 – Distribuição das pressões hidrostáticas com atuação da subpressão, sem linha de drenos e contato aberto.....	32
Figura 3.4 – Subpressão com uma linha de drenos operantes a montante.....	33
Figura 3.5 – Subpressão com uma linha de drenos inoperantes.....	34
Figura 3.6 – Subpressão com duas linhas de drenos operantes/inoperantes.....	35
Figura 3.7 – Atuação da subpressão sem drenos na fundação.....	36
Figura 3.8 – Atuação da subpressão com galeria de drenagem.....	38
Figura 3.9 – Atuação da subpressão com galeria de drenagem próxima ao pé da barragem a montante.....	39
Figura 3.10 – Atuação da subpressão com base fissurada e drenagem, onde a zona não comprimida não ultrapassa a galeria de drenagem.....	41
Figura 3.11 – Atuação da subpressão com base fissurada e drenagem, onde a zona não comprimida ultrapassa a galeria de drenagem.....	42
Figura 3.12 – Pressão de material assoreado.....	46
Figura 3.13 – Forças sísmicas na barragem.....	48
Figura 3.14 – Forças sísmicas na barragem.....	49
Figura 3.15 – Tensões verticais normais na fundação da barragem.....	61
Figura 4.1 – Fluxograma para verificação de estabilidade.....	65
Figura 4.2 – Seções de análise do vertedouro.....	68
Figura 4.3 – Efeito da laje impermeável na redução da subpressão.....	70
Figura 4.4 – Determinação e análise dos esforços pelo MicroStation V8i (SELECTseries 3).....	71
Figura 5.1 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H – CCN.....	74

Figura 5.2 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.	76
Figura 5.3 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H com abertura de fissura– CCE1-b.	78
Figura 5.4 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H – CCN.	80
Figura 5.5 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.	82
Figura 5.6 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H com abertura de fissura– CCE1-b.	84
Figura 5.7 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H – CCN.	86
Figura 5.8 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.	88
Figura 5.9 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H com abertura de fissura– CCE1-b.	90
Figura 5.10 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.....	92
Figura 5.11 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.....	94
Figura 5.12 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) com abertura de fissura – CCE1-b.....	96
Figura 5.13 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.....	98
Figura 5.14 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.....	100
Figura 5.15 – Volume de concreto em cada seção.	103
Figura 5.16 – Diferença percentual e volumétrica entre a seção final e as seções descartadas.	103
Figura 5.17 – Comparação entre os valores de FSF.....	104
Figura 5.18 – Comparação entre os valores de FSD.....	105
Figura 5.19 – Comparação entre os valores de FST.....	106

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Pesos específicos para materiais de uso comum em projetos de UHE.

.....27

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Fatores de Segurança à Flutuação.....	56
Tabela 3.2 – Fatores de Minoração para coesão e atrito.	59
Tabela 3.3 – Fatores de Segurança ao Tombamento.	60
Tabela 4.1 – Níveis de água de projeto.....	66
Tabela 4.2 – Resumo dos Fatores de Segurança utilizados.....	72
Tabela 5.1 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H – CCN.	74
Tabela 5.2 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCN.	75
Tabela 5.3 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H – CCN.	75
Tabela 5.4 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.	76
Tabela 5.5 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.	77
Tabela 5.6 – Tensões na fundação (1) – Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.	77
Tabela 5.7 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.	78
Tabela 5.8 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.	79
Tabela 5.9 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.	79
Tabela 5.10 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCN.	80
Tabela 5.11 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCN.	81
Tabela 5.12 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,75H – CCN.	81
Tabela 5.13 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.	82
Tabela 5.14 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.	83
Tabela 5.15 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.....	83
Tabela 5.16 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.	84
Tabela 5.17 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.	85
Tabela 5.18 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.	85
Tabela 5.19 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCN.	86
Tabela 5.20 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCN.	87

Tabela 5.21 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,80H – CCN.	87
Tabela 5.22 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.	88
Tabela 5.23 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.	89
Tabela 5.24 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.....	89
Tabela 5.25 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.	90
Tabela 5.26 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.	91
Tabela 5.27 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.	91
Tabela 5.28 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.	92
Tabela 5.29 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.	93
Tabela 5.30 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.....	93
Tabela 5.31 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.....	94
Tabela 5.32 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.	95
Tabela 5.33 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.....	95
Tabela 5.34 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.....	96
Tabela 5.35 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.	97
Tabela 5.36 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.....	97
Tabela 5.37 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.....	98
Tabela 5.38 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.	99
Tabela 5.39 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.....	99
Tabela 5.40 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.....	100
Tabela 5.41 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.	101
Tabela 5.42 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.....	101
Tabela 5.43 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H. ...	101
Tabela 5.44 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,75H. ...	102
Tabela 5.45 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,80H. ...	102
Tabela 5.46 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H (GD).	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
CBDB	Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
CCC	Caso de Carregamento de Construção
CCE	Caso de Carregamento Excepcional
CCL	Caso de Carregamento Limite
CCN	Caso de Carregamento Normal
CCR	Concreto Compactado com Rolo
ELETROBRÁS	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
FSD	Fator de Segurança ao Deslizamento
FSF	Fator de Segurança à Flutuação
FST	Fator de Segurança ao Tombamento
GD	Galeria de drenagem
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PCH	Pequena central hidrelétrica
UHE	Usina hidrelétrica
USACE	U. S. Army Corps of Engineers
USBR	U. S. Bureau of Reclamation

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 JUSTIFICATIVAS	16
1.2 OBJETIVOS.....	17
1.2.1 Objetivo geral	17
1.2.2 Objetivos específicos	17
2 BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE	18
2.1 VERTEDOUROS	18
2.2 SUBPRESSÃO E GALERIAS DE DRENAGEM	20
2.2.1 Galerias de drenagem.....	21
3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS	25
3.1 AÇÕES DE PROJETO.....	25
3.1.1 Peso próprio.....	27
3.1.2 Pressões hidrostáticas	28
3.1.3 Subpressão	30
3.1.3.1 Critérios da ELETROBRÁS.....	31
3.1.3.2 Critérios da U.S. Army Corps of Engineers	36
3.1.3.3 Critérios da U.S. Bureau of Reclamation.....	43
3.1.3.4 Comentário sobre os critérios de subpressão	44
3.1.4 Empuxo devido à presença de material assoreado.....	45
3.1.5 Ações sísmicas	46
3.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	50
3.2.1 Caso de Carregamento Normal.....	51
3.2.2 Caso de Carregamento Excepcional	52
3.2.3 Caso de Carregamento Limite.....	52
3.2.4 Caso de Carregamento de Construção	53
3.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE GLOBAL	54
3.3.1 Fator de Segurança à Flutuação	55
3.3.2 Fator de Segurança ao Deslizamento.....	56
3.3.3 Fator de Segurança ao Tombamento	59
3.3.4 Avaliação das tensões.....	60
4 MATERIAIS E MÉTODOS	64
4.1 PARÂMETROS DE PROJETO	66

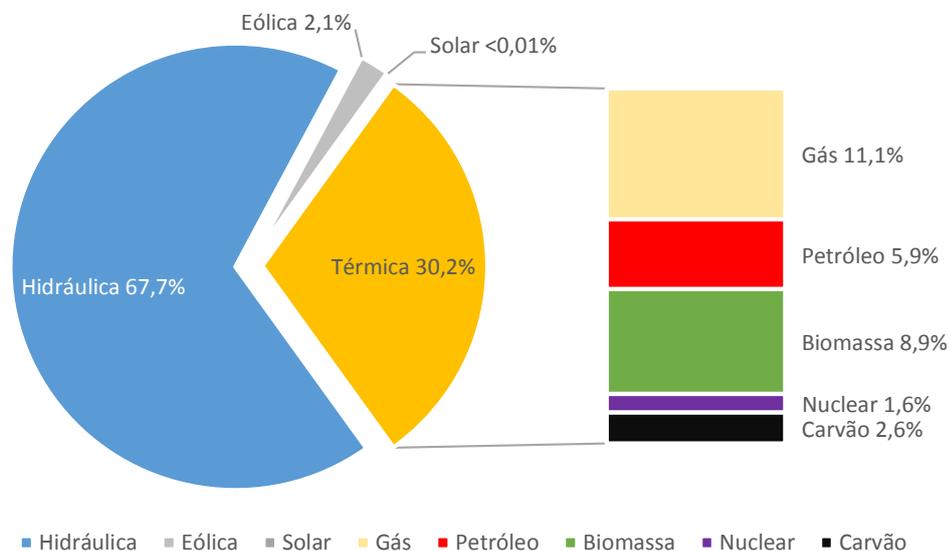
4.1.1 Níveis de água.....	66
4.1.2 Parâmetros geotécnicos da fundação.....	66
4.1.3 Peso próprio dos materiais.....	66
4.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO.....	67
4.2.1 Caso de Carregamento Normal (CCN).....	67
4.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – Enchente de 1.000 anos (CCE1)	67
4.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – Esforços sísmicos (CCE2)....	67
4.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – Drenos inoperantes (CCE3)...	67
4.3 GEOMETRIA.....	68
4.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS.....	70
4.5 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE.....	71
4.5.1 Fatores de segurança analisados.....	71
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	73
5.1 VERTEDOIRO 1V:0,72H.....	73
5.2 VERTEDOIRO 1V:0,75H.....	79
5.3 VERTEDOIRO 1V:0,80H.....	85
5.4 VERTEDOIRO 1V:0,72H – GALERIA DE DRENAGEM (GD).....	91
5.5 ANÁLISE DAS VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE.....	101
6 CONCLUSÕES.....	107
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109

1 INTRODUÇÃO

A provisão futura de energia tem sido tema recorrente de pesquisas, encontros e notícias ao redor do mundo. De acordo com o Ministério de Minas e Energia (BRASIL, 2014), busca-se no país a autossuficiência na produção de energia elétrica através da exploração de seu potencial hidrelétrico, por ser essa uma fonte renovável e de baixo custo.

De acordo com a Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL (2014), a capacidade instalada de geração de energia elétrica de origem hidráulica corresponde 67,7% da matriz energética brasileira, em contraste com 30,2% de origem térmica e com 2,1% de origem eólica e solar (Figura 1.1).

Figura 1.1 – Matriz de capacidade instalada de geração de energia elétrica do Brasil sem importação contratada.



Fonte: Adaptado de ANEEL (2014).

Sob tais circunstâncias, o inventário hidrelétrico de bacias hidrográficas no Brasil passa a ter importância ainda maior, de modo que devem ser maximizados os esforços aplicados nessa área a fim de minimizar os impactos e viabilizar os projetos hidrelétricos.

As usinas hidrelétricas (UHE) e pequenas centrais hidrelétricas (PCH) são as obras de arte de maior visibilidade e relevância em um projeto hidrelétrico, e são

definidas como um conjunto de obras civis e equipamentos que tem por finalidade a conversão de energia potencial hidráulica em energia elétrica, a partir de turbinas hidráulicas que acionam geradores (SANTOS, 2011). Para isso, é necessária a implantação de obras de engenharia especializadas, que variam de acordo com a potência da usina, com as condições geológicas, topográficas e hidráulicas e com as tecnologias utilizadas.

As estruturas que compõem as UHE e PCH são, basicamente: barragem, dispositivos captação e adução de água, casa de força e vertedouros. Os vertedouros, por sua vez, são essencialmente responsáveis pela liberação do excesso de água dos reservatórios.

Dado seu uso e características, vertedouros são elementos da barragem sujeitos a consideráveis esforços, dentre eles a pressão da água do reservatório e a subpressão das águas que percolam pelo maciço da barragem. Em geral, os esforços a que estão submetidos tais elementos tendem a desequilibrá-los estaticamente.

O estudo da estabilidade é um passo fundamental na elaboração de projetos de UHE e PCH. Segundo as Centrais Elétricas Brasileiras S.A. – ELETROBRÁS (2003), esse estudo deve ser feito para “todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos variados casos de carregamentos”. Nos projetos de barragens essas verificações correspondem à avaliação da segurança global quanto aos movimentos de corpo rígido.

Em vertedouros, uma das principais causas de instabilidade é a ação da pressão intersticial, ou subpressão. Esse esforço atua no sentido contrário ao peso da estrutura e reduz as tensões de contato do vertedouro com a fundação, o que traz para si as atenções com relação à determinação de sua magnitude e aos métodos de minimização desse fenômeno.

Dentre as formas de se reduzir a subpressão atuante em barragens e vertedouros, destaca-se o uso de linhas de drenos em galerias de drenagem, capazes de diminuir drasticamente os efeitos nocivos desse esforço nas estruturas. Existem diversas metodologias de cálculo da influência dos sistemas de drenagem no controle da subpressão, sendo os da ELETROBRÁS (2003), do U.S. Army Corps of Engineers

(USACE, 1995) e do U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1976) de ampla aceitação na prática.

Assim, será abordado neste trabalho um pouco da bibliografia examinada acerca do tema barragens de concreto à gravidade, com foco nas estruturas de vertedouros e em uma das principais causas de instabilidades nesses elementos: a subpressão. Serão vistas, também, a análise de estabilidade de estruturas hidráulicas, as ações de projetos e condições de carregamento, bem como as verificações de estabilidade global realizadas nessas estruturas.

Ao final, será apresentada a análise de estabilidade de um vertedouro, conforme os parâmetros de projeto e metodologia adotados no trabalho, ambos definidos no capítulo 4, com resultados discutidos no capítulo 5.

1.1 JUSTIFICATIVAS

A estrutura deve ser capaz de resistir aos carregamentos impostos ao longo de sua vida útil, tais como pressão hidrostática, subpressão e ações sísmicas, devendo respeitar os fatores de segurança pré-estabelecidos. Esses fatores são influenciados pelos parâmetros de projeto, isto é, o nível de água, os parâmetros geotécnicos da fundação, o peso próprio dos materiais, que por sua vez estão diretamente associados à concepção geométrica da estrutura e de seus constituintes.

As obras de engenharia relacionadas às UHE e às PCH envolvem altos custos de planejamento, desenvolvimento de projetos e execução. Por isso, é imprescindível que se encontrem soluções não só eficazes para cumprirem os requisitos da obra, mas que sejam também eficientes, de forma que se utilizem os recursos de maneira econômica.

Sabe-se, por exemplo, que os efeitos das subpressões têm forte influência tanto na estabilidade quanto no custo da estrutura, e sua determinação de maneira imprópria pode resultar em um projeto estrutural deficiente, com coeficientes de segurança inadequados ou com custo desnecessariamente elevado.

Dessa forma, é de suma importância que sejam definidos critérios de projeto coerentes para as estruturas em estudo e geometrias que possam atender às necessidades do empreendimento. Projetos de barragens e vertedouros devem

buscar a minimização dos custos totais da obra, sendo essa uma importante motivação para elaboração desse trabalho.

Por isso, a segurança e o custo do empreendimento dependem de um estudo aprofundado das condições de contorno da barragem e do correto dimensionamento das estruturas que constantemente estarão submetidas às mais variadas condições de carregamentos. Consoante a isso, o uso de uma ou de outra solução de projeto influenciará decisivamente no desempenho da barragem no seu dia a dia.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Estudar a influência da utilização de galerias de drenagem na estabilidade de vertedouros.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Analisar os esforços atuantes em um vertedouro;
- b) Elaborar uma planilha de cálculo de estabilidade global de vertedouros;
- c) Verificar a estabilidade de um vertedouro que não utilize galerias de drenagem;
- d) Verificar a estabilidade do mesmo vertedouro com a utilização de galerias de drenagem;
- e) Comparar a influência do uso de galerias de drenagem entre os diferentes casos de carregamento;
- f) Sugerir uma geometria de vertedouro eficiente, baseada nos resultados encontrados.

2 BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE

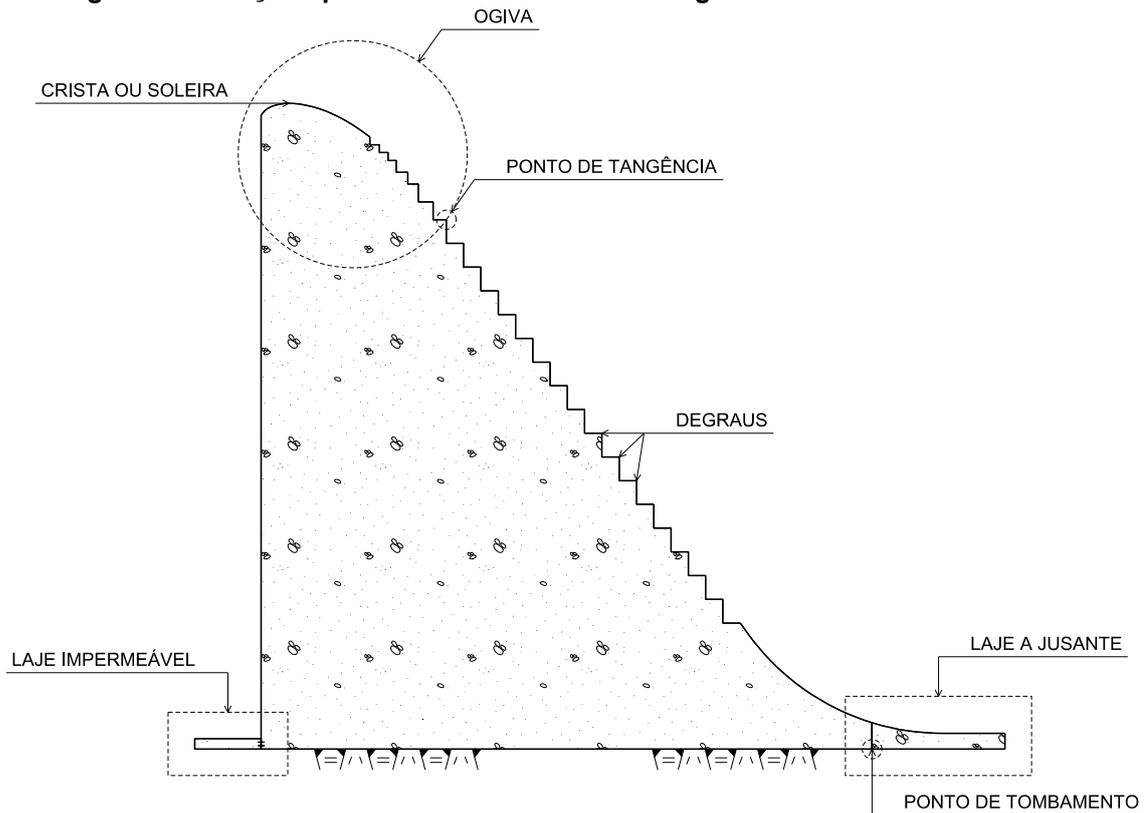
Barragens são estruturas com a função de represar a água. Segundo ELETROBRÁS (2000), nas obras de aproveitamentos hidrelétricos, sua finalidade é a de possibilitar a alimentação da tomada d'água, com a elevação do nível de água do rio. Além disso, servem para criar o desnível necessário à produção da energia nos locais de baixa queda. Dentre os tipos mais comuns de barragens, listam-se as seguintes:

- a) Barragem de terra, em seção homogênea em solo;
- b) Barragem de enrocamento com face de concreto;
- c) Barragem de concreto, convencional ou compactado a rolo (CCR), em seção tipo gravidade.

As barragens de concreto à gravidade são estruturas sólidas de concreto, concebidas de maneira que sua forma e seu peso próprio sejam suficientes para garantirem a estabilidade frente aos efeitos de todas as ações impostas à estrutura (USBR, 1976), dentre elas a pressão da água do reservatório e a subpressão das águas que se infiltram pelas fundações (ELETROBRÁS, 2000).

2.1 VERTEDOUROS

Dentre os elementos de uma barragem, encontra-se o vertedouro (Figura 2.1). USACE (1995) define que a principal função de um vertedouro é a de liberar o excesso de água dos reservatórios e contornar com segurança as enchentes de projeto, a fim de evitar o galgamento e possível falha da barragem.

Figura 2.1 – Seção típica de um vertedouro em degrau.

Fonte: Autoria própria.

Conforme ELETROBRÁS (2000), dependendo do porte da obra, podem ser definidos três tipos básicos de soluções para vertedouros em PCH:

- Através de canal lateral, em cota elevada em relação ao leito natural do rio, com soleira vertedoura a jusante;
- Por sobre o próprio corpo da barragem, ao longo de toda a extensão da crista ou parte dela;
- Combinação dos tipos supracitados.

A decisão pelo tipo de vertedouro dependerá das condições topográficas e geológico-geotécnicas de cada local, condicionantes do arranjo geral da barragem e da vazão de projeto do vertedouro (ELETROBRÁS, 2000).

No que diz respeito à segurança dos vertedouros, devem ser observadas as seguintes características (COMITÊ BRASILEIRO DE GRANDES BARRAGENS – CBDB, 1999):

- a) Resistências adequadas à erosão e cavitação, bem como altura adequada dos muros laterais;
- b) Dissipação apropriada de energia para prevenir solapamentos e/ou erosões;
- c) Capacidade de suportar ou prover proteção contra a passagem de entulho flutuante durante enchentes de projeto;
- d) Mecanismos confiáveis de abertura das comportas, que incluam o fornecimento de energia, controle e comunicações, bem como alternativas para sua abertura;
- e) Segurança adequada quanto a deslizamentos de terra, entulhos acumulados no canal de aproximação, rampas e canais de saída;
- f) Acesso assegurado sob quaisquer condições para o caso das comportas do vertedouro terem de ser operadas no local.

2.2 SUBPRESSÃO E GALERIAS DE DRENAGEM

A subpressão (ou pressão intersticial) surge em decorrência da percolação da água através do maciço da fundação, seja ele de concreto, de rocha ou de aterro (ELETROBRÁS, 2003). Ela resulta do nível de água a montante e a jusante da barragem e é verificada em seções na estrutura, na interface entre a barragem e a fundação e dentro da fundação, abaixo da base da estrutura (USACE, 1995).

Por atuar nas fissuras, nos poros, nas juntas e nas juntas do concreto e da fundação, a subpressão, que é um esforço ativo, deve ser incluída na análise de estabilidade e de tensões. Essa pressão varia com o tempo e está relacionada às condições de contorno e de permeabilidade do material. Entretanto, considera-se que a mesma não se altera devido a ações sísmicas (USACE, 1995).

De acordo com CBDB (1999), a subpressão e a percolação de água através da estrutura são as principais causas de instabilidade em potencial, sob condições normais de carregamento, de parte ou da totalidade das estruturas hidráulicas.

Por agir no sentido ascendente, a subpressão atua no alívio do peso da estrutura, reduzindo sua resistência ao deslizamento e levando a uma condição menos segura da barragem (LEVIS, 2006).

O esforço de subpressão pode ser determinado pela análise de redes de fluxo (ELETROBRÁS, 2003), entretanto seu cálculo pode ser feito de maneira simplificada, com base em diferentes critérios. Entre eles, incluem-se os critérios da ELETROBRÁS (2003), do USACE (1995) e do USBR (1976), que serão apresentados no capítulo subsequente.

No que se refere aos sistemas de alívio da subpressão, destacam-se os drenos em galerias de drenagem. Tal eficiência deve-se à grande superfície das galerias, pois quanto maior essa superfície, maior a atuação local na drenagem das águas de infiltração e conseqüentemente, maior alívio da subpressão. Sendo assim, as galerias de drenagem tornam-se elementos importantes para a garantia da efetividade do sistema de drenagem (ANDRADE, 1982).

2.2.1 Galerias de drenagem

Como define USBR (1976), galerias são aberturas no interior da barragem que proporcionam acesso para dentro ou através da barragem (Figura 2.2). A necessidade de galerias varia de barragem para barragem, sendo alguns dos usos mais comuns:

- a) Fornecer uma rota de drenagem para água que percola através da face a montante ou escoar através da fundação;
- b) Proporcionar espaço para a perfuração e rejuntamento a fundação;
- c) Viabilizar um local para equipamentos utilizados no resfriamento de blocos de concreto e rejuntamento de juntas de dilatação;
- d) Permitir acesso ao interior da estrutura para observação do seu comportamento após conclusão;
- e) Proporcionar espaço e acesso para equipamentos mecânicos e elétricos, tais como aqueles utilizados na operação dos portões nos vertedouros;
- f) Fornecer uma passagem através da barragem de cabos de controle e/ou cabos de energia;
- g) Facilitar o acesso de visitantes.

Figura 2.2 – Galeria de drenagem – Barragem da UHE Machadinho.

Fonte: Francischelli (2012).

Quanto à hidrogeotecnia, os tratamentos da rocha para alívio da subpressão são geralmente do tipo cortina de injeção e drenagem. As injeções são constituídas de uma ou mais linhas de furos dispostos ao longo da junção da face (ou pé) a montante da barragem, igualmente espaçados e injetados com calda de cimento (PORTO, 2002).

As cortinas de drenagem, por sua vez, constituem-se de furos igualmente espaçados e dispostos logo a jusante da cortina de injeção profunda, com a função de drenar as águas que fluem através do maciço e reduzir as subpressões que atuam na base da barragem e no corpo do maciço rochoso, impostas pela carga hidráulica do reservatório (CBDB, 1999; PORTO, 2002).

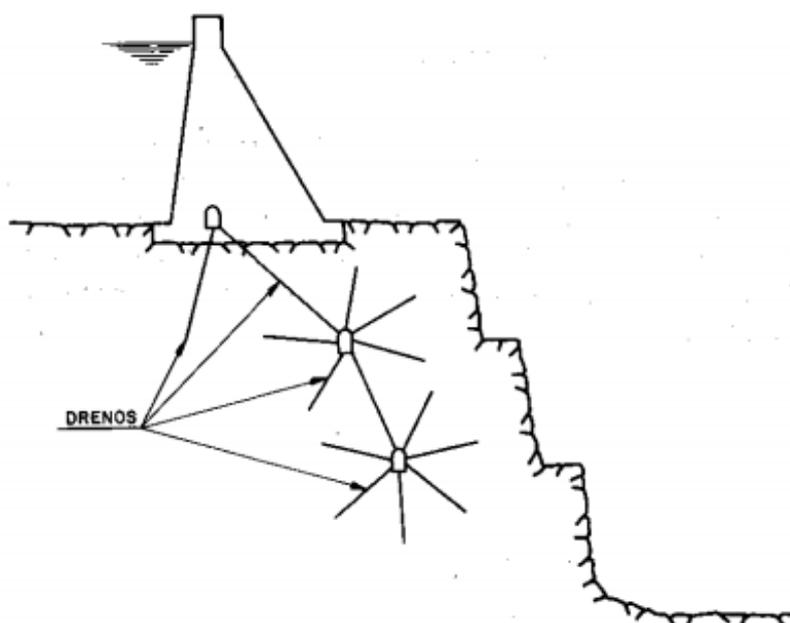
Casagrande (1961, p. 163 apud LEVIS, 2006, p. 80-81), por sua vez, defende o uso dos drenos no controle da subpressão:

[...] na maioria das publicações, a maior ênfase é dada à discussão da cortina de injeções. Comparativamente, a discussão sobre os furos de drenagem é geralmente muito breve. Se considerarmos, além do mais, que os drenos são sempre muito mais espaçados entre si que os furos de

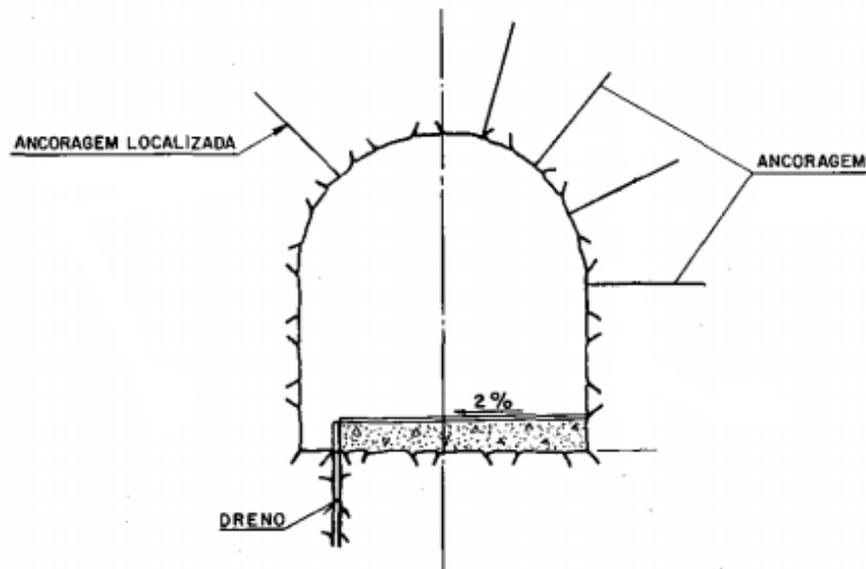
injeções, e que sua profundidade é geralmente apenas cerca de metade daquela da cortina, tenho a impressão que os drenos são tratados como enteados. Certamente, o custo de tal linha de drenos é pequeno comparado ao da cortina de injeções. Há obviamente uma contradição.

Na Figura 2.3 encontra-se um caso de uso de galerias de drenagem com o objetivo de reduzir as pressões intersticiais (ANDRADE, 1982), enquanto que na Figura 2.4 é apresentada uma seção comum de galeria.

Figura 2.3 – Esquema de uso de drenos em galerias de drenagem.



Fonte: Andrade (1982, p. 370).

Figura 2.4 – Galeria de drenagem.

Fonte: Adaptado de Andrade (1982).

Porto (2002) explica que cortinas de injeção não têm qualquer efeito em terrenos pouco permeáveis ($k < 10^{-6} \text{ cm/s}$). Todavia, as subpressões se desenvolvem nesses terrenos da mesma forma que em terrenos mais permeáveis, fazendo da drenagem uma solução indispensável.

Para Cruz (1996 apud LEVIS, 2006), o sistema de drenagem das fundações é de fundamental importância no controle do fluxo, tornando a vedação com cortinas de injeção uma “linha de defesa” secundária, e em nenhum caso como a única linha de defesa.

Ressalta-se que o custo das galerias de drenagem comparadas ao custo total da obra não tem grande impacto, sendo portanto recomendável toda vez que se justifique tecnicamente. Além disso, a execução desses elementos não apresenta complicações significativas e alterações de cronograma, pois não interfere no andamento de outras frentes de trabalho (ANDRADE, 1982).

3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo a conservarem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil, desde que estejam sob as condições ambientais e de utilização previstas em projeto.

Para tanto, faz-se necessária a determinação dos efeitos das cargas sobre as quais as estruturas e seus componentes estarão submetidas. Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 81):

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Nos projetos de usinas hidrelétricas, conforme ELETROBRÁS (2003) e CBDB (1999), a análise de estabilidade global é feita para estruturas principais e elementos estruturais constituintes, e compreende a análise de tensões no contato concreto-rocha e a definição dos fatores de segurança, referentes à capacidade da estrutura de não sofrer escorregamento, tombamento e flutuação. Esses critérios serão definidos no item 3.3

Em estruturas de barragens e vertedouros, a análise costuma basear-se no método da linearidade elástica e do equilíbrio limite de corpo rígido (CBDB, 1999), e é realizada para cada caso de carregamento de projeto.

3.1 AÇÕES DE PROJETO

As estruturas em geral são projetadas com o propósito de suportarem com segurança as ações previstas em projeto, de modo que o conhecimento e a correta determinação dessas ações são fundamentais na verificação da estabilidade e análise de tensões na estrutura. Em barragens e vertedouros, por exemplo, recomenda-se a

utilização dos seguintes carregamentos (CBDB, 1999; ELETROBRÁS, 2003; USACE, 1995):

- a) Peso próprio da estrutura e dos equipamentos;
- b) Cargas acidentais uniformemente distribuídas, concentradas, cargas móveis e de vento;
- c) Cargas relativas às atividades de operação e manutenção do empreendimento;
- d) Pressões hidrostáticas em decorrência dos diversos níveis de água atuantes na estrutura;
- e) Subpressão em consonância às condições de funcionamento da drenagem (operante/inoperante);
- f) Empuxo de terraplenos e de assoreamentos;
- g) Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos;
- h) Esforços devidos à variação de temperatura e à retração do concreto;
- i) Ancoragens ativas;
- j) Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio de operação, onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente;
- k) Esforços devidos a sismos naturais ou induzidos;
- l) Efeito de onda (*wave loads*);

Todas as cargas de projeto devem ser escolhidas para representarem, da melhor maneira possível, os esforços reais que atuarão na estrutura durante a operação. As incertezas quanto aos carregamentos e à capacidade de carga da estrutura devem ser resolvidas por estudos que incluam, na medida do possível, ensaios de campo ou de laboratório (USBR, 1976).

Nos tópicos a seguir serão apresentados os principais esforços atuantes nos vertedouros de usinas hidrelétricas, e apresentados os procedimentos comuns para obtenção de seus valores.

3.1.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura é uma ação permanente, função do peso específico e do volume do material, sendo geralmente o principal esforço resistente em barragens de concreto à gravidade. Em estruturas de concreto, por exemplo, o peso varia de acordo com o agregado utilizado (SCHREIBER, 1977).

O valor do peso próprio é dado pelo produto do volume do material pelo seu peso específico, na forma da Equação 1:

$$P_p = V \times \gamma \quad (1)$$

Onde,

P_p : Peso próprio do elemento;

V : Volume do material;

γ : Peso específico do material.

Na Quadro 3.1 são sugeridas faixas de valores de pesos específicos para materiais de uso comum em projetos de UHE:

Quadro 3.1 – Pesos específicos para materiais de uso comum em projetos de UHE.

Material	Peso específico (kN/m^3)
Materiais de construção	
Concreto armado convencional	25
Concreto massa – CCR e concreto simples	21 a 26 (depende do tipo de agregado)
Aço	78,5
Madeira	5 a 10
Água	10
Rochas	
Basalto denso	27 a 30
Basalto vesículo-amigdalóide	25 a 27
Granito	26 a 28
Quartzito	25 a 26
Solos	
<i>In situ</i> seco	14 a 16
<i>In situ</i> úmido	16 a 19

Quadro 3.1 – Pesos específicos para materiais de uso comum em projetos de UHE (continuação).

Material	Peso específico (kN/m^3)
Aterros	
Enrocamento	18 a 24
Solos	14 a 23
Argila	17 a 22
Areia	16 a 22

Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003, p. 116).

3.1.2 Pressões hidrostáticas

A pressão hidrostática (ou empuxo hidrostático) é um esforço que varia linearmente com a profundidade da água, a partir da superfície. Assim, é representada por um diagrama triangular ou trapezoidal, de acordo os níveis de água em estudo.

USACE (1995) explica que os níveis de água a montante e a jusante que atuam sobre a estrutura são determinados a partir dos estudos hidrológicos, que avaliam o tempo de recorrência dos diferentes níveis do reservatório para determinar quais serão utilizados nas várias condições de carregamento de projeto.

A classificação das pressões hidrostáticas, conforme CIFU (2011), está ligada às condições de permanência e probabilidade de ocorrência dos níveis de água característicos, os quais são definidos como:

- Nível normal: É aquele que ocorre durante quase toda a vida da construção, cuja variação em torno do nível médio de água é muito baixa;
- Nível máximo e nível mínimo: São aqueles níveis cuja variação em torno da média é alta;
- Nível máximo maximorum e nível mínimo minimorum: Tem duração curta e probabilidade de ocorrência baixíssima durante a vida da construção.

Na análise de estabilidade das estruturas, o empuxo hidrostático deve ser considerado como que atuante semelhantemente em áreas de aberturas, como se as mesmas estivessem fechadas (ELETROBRÁS, 2003).

Em análises bidimensionais onde o nível de água é igual ou menor que a altura da estrutura (Figura 3.1, trecho a jusante), a carga resultante do empuxo hidrostático

é aplicada a 2/3 do nível de água, e seu módulo pode ser obtido através da Equação 2.

$$E = \frac{\gamma_a \times H_{m,j}^2}{2} \times b \quad (2)$$

Onde,

E : Empuxo hidrostático;

$H_{m,j}^2$: Nível de água a montante (H_m) ou a jusante (H_j);

γ_a : Peso específico da água;

b : Largura da seção.

Nos casos em que a estrutura se encontra submersa (Figura 3.1, trecho a montante, por exemplo), é desprezado o trecho do empuxo acima do nível da soleira, considerando-se apenas o empuxo referente à área do diagrama atuante na estrutura.

No que se refere ao esforço vertical exercido pela água sobre a estrutura (peso de água, geralmente em kN/m), utiliza-se a Equação 3:

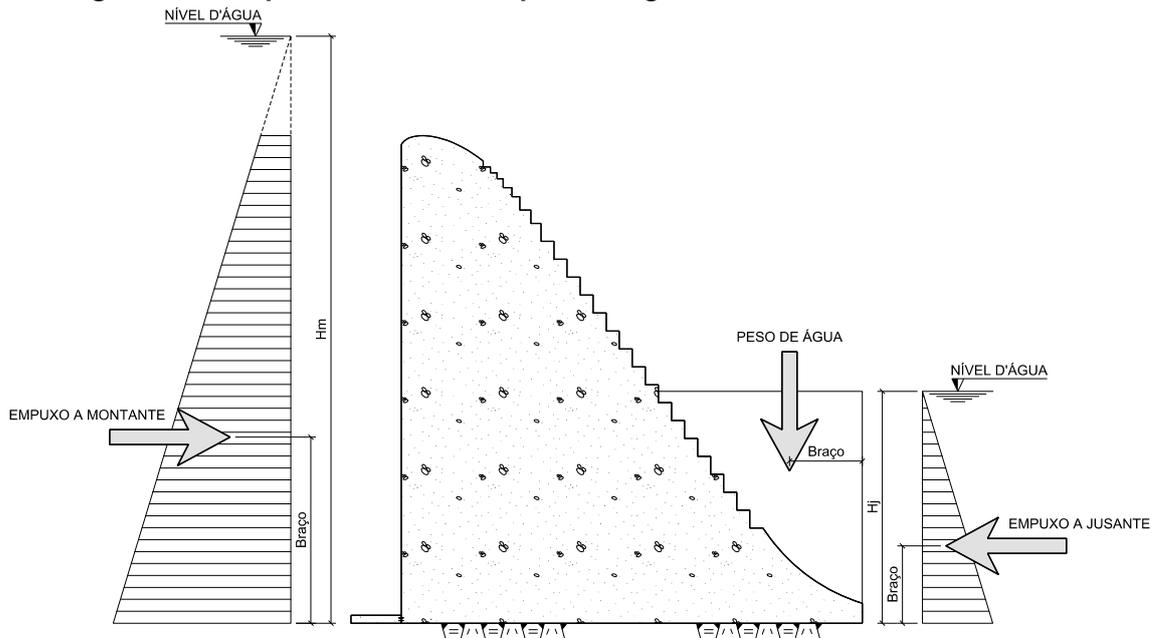
$$P_a = V \times \gamma_a \quad (3)$$

Onde,

P_a : Peso de água;

V : Volume de água;

γ_a : Peso específico da água.

Figura 3.1 – Empuxo hidrostático e peso da água sobre o vertedouro.

Fonte: Autoria própria.

3.1.3 Subpressão

Os esforços que surgem devido à atuação da subpressão, conceito abordado no item 2.2, podem ser determinados por análises de redes de fluxo. Os procedimentos necessários para a determinação correta da subpressão incluem uma série de investigações *in situ*, tais como ensaios de permeabilidade, medições piezométricas e ensaios de perda d'água (ELETROBRÁS, 2003; SANTOS, 2011).

Contudo, na maior parte dos casos onde as redes de fluxo não forem determinadas com precisão, poderão ser utilizados critérios simplificados. Levis (2006, p. 44) explica que “atualmente, cada órgão controlador procura apresentar seus critérios de projeto, os quais fixam valores máximos de subpressões a serem admitidos nas diferentes fases do projeto”. Além disso, deverão ser considerados efeitos tais como de cortinas de injeções e de drenos, por exemplo (ELETROBRÁS, 2003)

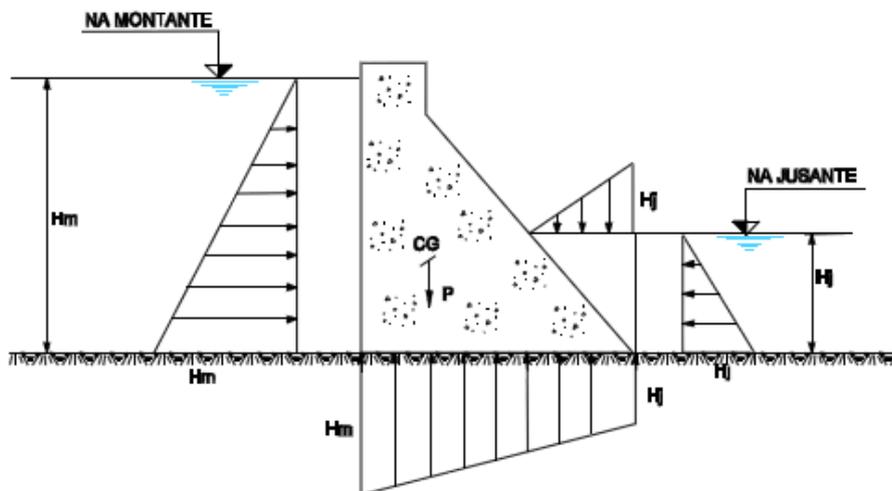
Nos projetos de barragens de concreto à gravidade, a verificação da subpressão é normalmente feita com base em critérios internacionalmente conhecidos, como o critério da ELETROBRÁS (2003), o critério do USACE (1995), do mesmo modo o critério do USBR (1976), tais como seguem a seguir:

3.1.3.1 Critérios da ELETROBRÁS

Segundo ELETROBRÁS (2003), deve-se considerar que a subpressão atua sobre toda a área da base, sendo exercida na extremidade a montante subpressão igual à altura hidrostática a montante (H_m), a partir do nível de água de projeto. Do mesmo modo, na extremidade a jusante o valor será igual à altura hidrostática a jusante (H_j), a partir do nível de água especificado a jusante.

Admite-se, por fim, uma variação linear entre os dois valores de subpressão ao longo da fundação, como mostra a Figura 3.2:

Figura 3.2 – Distribuição das pressões hidrostáticas com atuação da subpressão, sem linha de drenos.

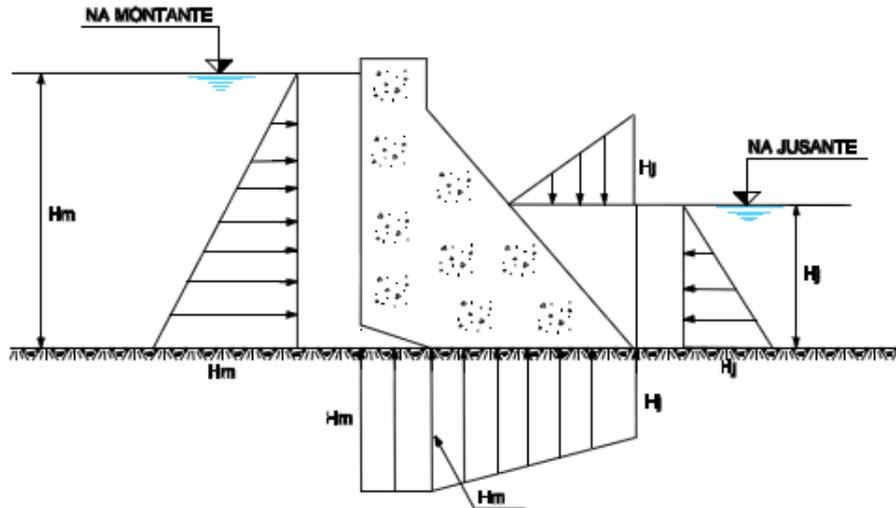


Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 127).

Quando do surgimento de tensões de tração a montante, a região do contato concreto/fundação deverá ser pressuposta como frágil (não resistente à tração), ocasionando a abertura do contato.

Nesse caso, deverá ser aplicado o valor integral da subpressão por toda a extensão do contato aberto, variando-o linearmente até o valor a jusante, conforme a Figura 3.3.

Figura 3.3 – Distribuição das pressões hidrostáticas com atuação da subpressão, sem linha de drenos e contato aberto.



Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 128).

Permite-se a abertura do contato em até 1/3 do comprimento da base, exceto para o caso de carregamento normal, onde a base deverá estar totalmente comprimida.

Quando a estrutura disponibilizar de uma linha de drenos operantes (Figura 3.4), a subpressão na linha de drenos (H_{dm}) será calculada conforme as Equações 4 e 5, observadas as seguintes situações (ELETROBRÁS, 2003):

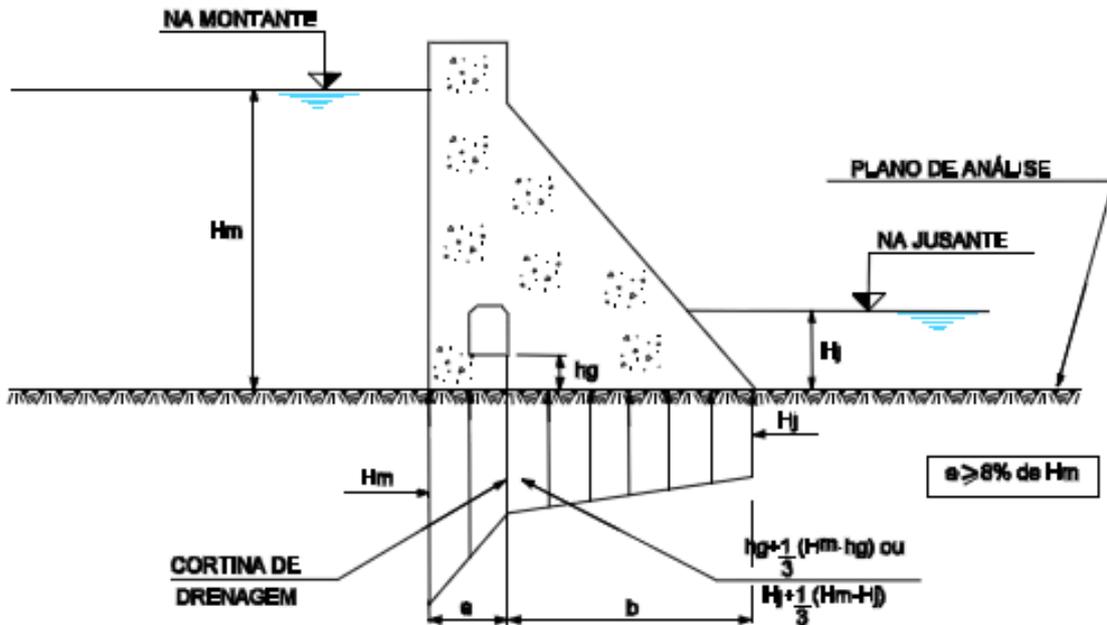
- a) Cota inferior da galeria de drenagem (h_g) no nível de água a jusante ou abaixo:

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} \times (H_m - H_j) \quad (4)$$

- b) Cota inferior da galeria de drenagem (h_g) acima do nível de água a jusante:

$$H_{dm} = h_g + \frac{1}{3} \times (H_m - h_g) \quad (5)$$

Figura 3.4 – Subpressão com uma linha de drenos operantes a montante.

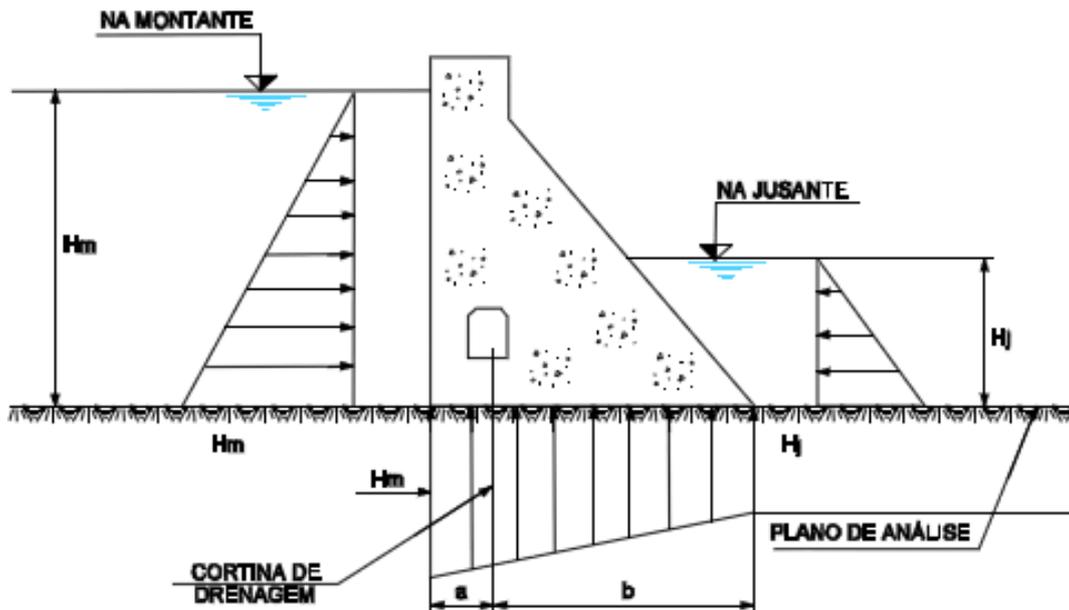


Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003).

Ressalta-se que a distância entre a extremidade a montante da estrutura até a linha de drenos deve ser de, no mínimo, 8% do nível máximo a montante ($a \geq 0,08 \times H_m$).

No caso em que os drenos encontram-se inoperantes – situação associada aos casos de carregamento excepcional e limite – a subpressão variará linearmente entre os valores de pressão H_m e H_j , desconsiderando-se qualquer efeito de cortinas de injeção ou de drenagem (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Subpressão com uma linha de drenos inoperantes.



Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 129).

Quando houver duas linhas de drenos na estrutura (Figura 3.6), a subpressão nas linhas de interseção dos drenos com o plano de análise ($H_{dm,dj}$) será dada conforme os casos a seguir, admitindo-se variação linear no diagrama de subpressões nos trechos intermediários.

- a) Linha de drenos em galeria com bombeamento operando:
- i. Galeria a montante:

$$H_{dm} = H_m - \frac{2}{3} \times (H_m - H_j) \quad (6)$$

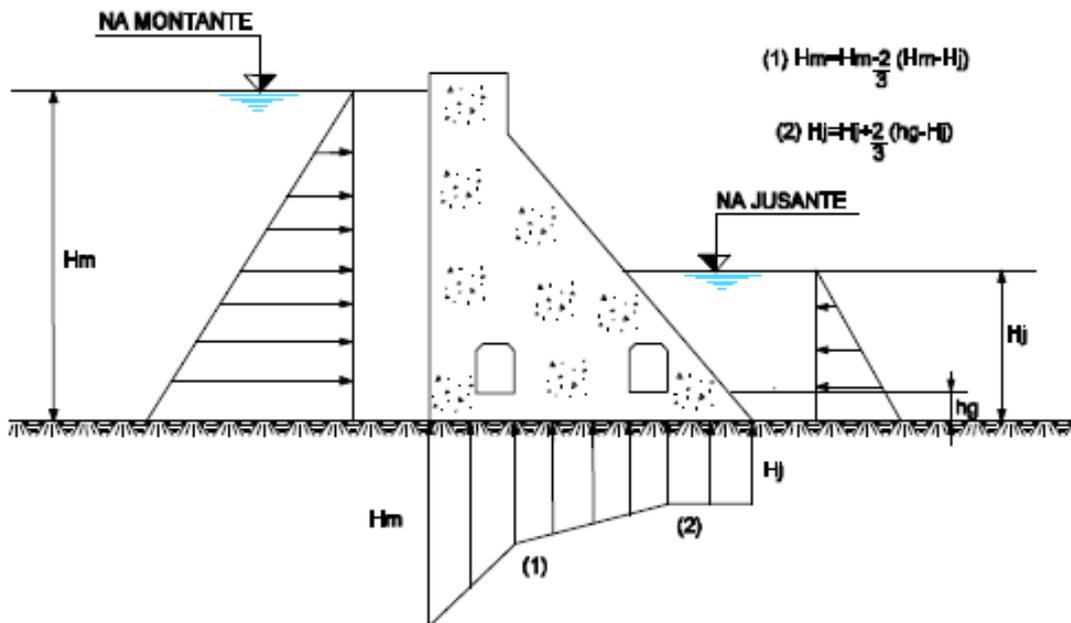
- ii. Galeria a jusante:

$$H_{dj} = H_j + \frac{2}{3} \times (h_g - H_j) \quad (7)$$

- b) Linha de drenos em galeria afogada (bombeamento inoperante): Deverão ser empregadas as Equações 6 e 7, tornando h_g igual a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção do plano dos drenos com

o plano de análise e a cota de saída da água por gravidade, ou seja, iguale-se h_g ao N.A. de jusante ou cota de saída da tubulação de recalque quando essa estiver acima.

Figura 3.6 – Subpressão com duas linhas de drenos operantes/inoperantes.



Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 130).

Os critérios da ELETROBRÁS (2003) não deixam claro como proceder nos casos em que há o surgimento de tensões de tração a montante, quando da utilização de galerias de drenagem. Dessa forma, adota-se critério semelhante ao utilizado em estruturas sem galerias de drenagem:

- Aplica-se o valor integral da subpressão por toda a extensão do contato aberto, variando-o linearmente até H_{dm} e, em seguida, até H_j ;
- Se a zona não comprimida se estender além da galeria de drenagem, a eficácia da mesma deve ser desconsiderada. Nesse caso, o valor da subpressão variará linearmente até H_j .

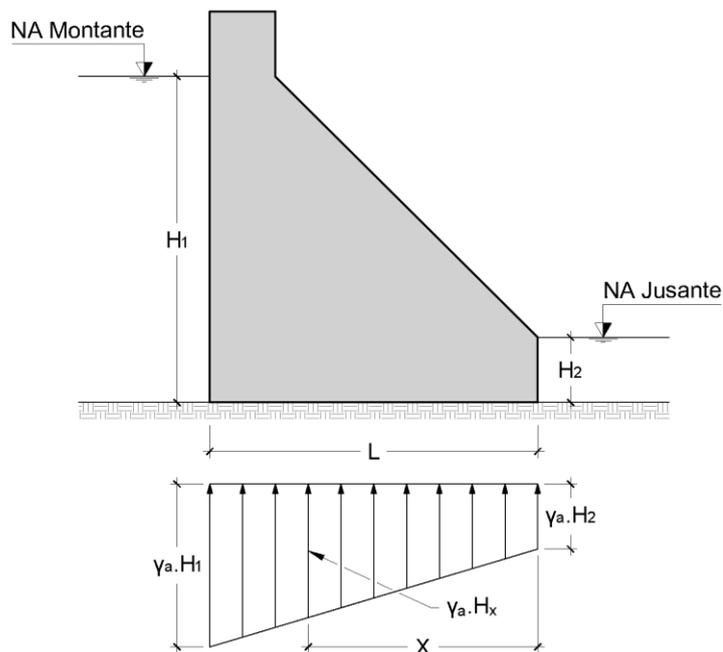
Método semelhante é adotado nos critérios da USACE (1995), como será mostrado no item seguinte.

3.1.3.2 Critérios da U.S. Army Corps of Engineers

Nos critérios da USACE (1995), a subpressão é considerada atuante sobre toda a base da estrutura, de modo que a linha piezométrica de subpressão é desenvolvida entre o nível de água a montante e a jusante, desde o pé a montante da barragem ao pé a jusante. Existem duas situações de análise com relação à atuação da subpressão: com drenos e sem drenos:

- a) Sem drenos: Onde não houver quaisquer dispositivos de redução da subpressão previstos, o gradiente hidráulico variará linearmente, a partir do pé a montante, para zero ou igual ao nível de água a jusante no pé a jusante (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Atuação da subpressão sem drenos na fundação.



Fonte: Adaptado de USACE (1995).

A subpressão em qualquer ponto da fundação pode ser calculada pela Equação 8, multiplicando-se o valor encontrado pelo peso específico da água ($\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$).

$$H_x = H_2 + \frac{X}{L} \times (H_1 - H_2) \quad (8)$$

Onde,

H_x : Nível de água no ponto X;

H_1 : Nível de água a montante;

H_2 : Nível de água a jusante;

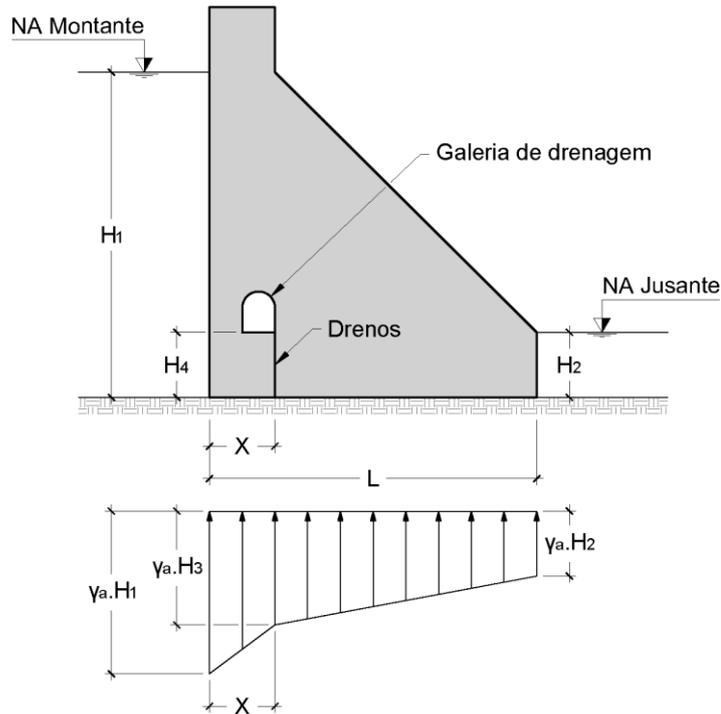
L : Comprimento da base da fundação;

X : Distância em relação à jusante onde se pretende determinar o valor da subpressão;

γ_a : Peso específico da água.

- b) Com drenos: A subpressão na fundação ou abaixo dela pode ser reduzida através da instalação de drenos de fundação. A eficácia do sistema de drenagem dependerá da profundidade, do tamanho e do espaçamento entre os drenos, bem como das características da fundação e da facilidade com a qual os drenos podem ser mantidos. Assume-se que a eficácia dos drenos varia entre 25 e 50%, podendo ser aumentada até 67% se justificada por meio de ensaios e análises de redes de fluxo. Ao longo da base, a subpressão variará linearmente do nível de água a montante, a partir do pé a montante, até a subpressão reduzida na linha de drenagem, e então para a subpressão não drenada no pé a jusante, como mostrado na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Atuação da subpressão com galeria de drenagem.



Fonte: Adaptado de USACE (1995).

Para $H_4 > H_2$,

$$H_3 = K \times (H_1 - H_4) \times \frac{(L - X)}{L} + H_4 \quad (9)$$

Para $H_4 < H_2$,

$$H_3 = K \times (H_1 - H_2) \times \frac{(L - X)}{L} + H_2 \quad (10)$$

Onde,

H_1 : Nível de água a montante;

H_2 : Nível de água a jusante;

H_3 : Nível de água na galeria de drenagem;

H_4 : Altura da galeria de drenagem em relação à base;

L : Comprimento da base da barragem;

X : Distância da galeria de drenagem em relação a montante;

e

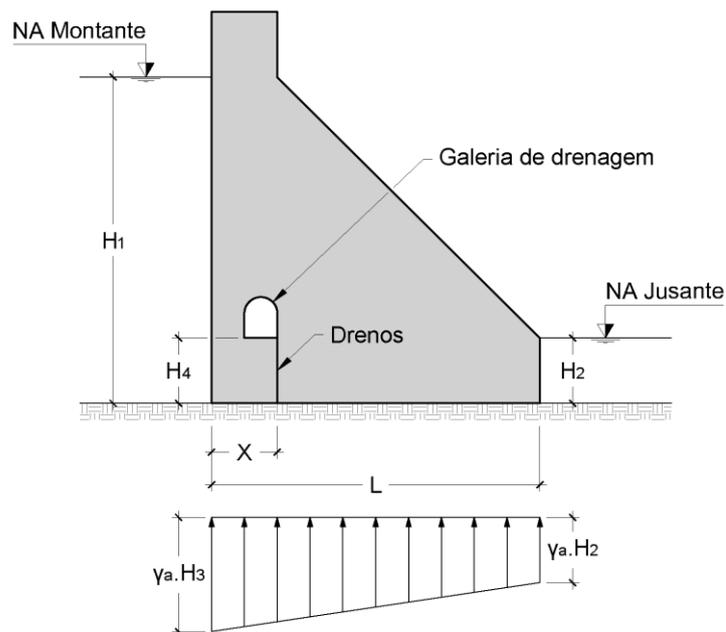
$$K = 1 - E \quad (11)$$

Onde,

E : Eficiência da galeria de drenagem, expressa em decimal.

Nos casos onde a linha de drenos estiver a uma distância igual ou menor que 5% do nível de água a montante, medida a partir do pé da barragem a montante, a variação da subpressão pode ser considerada como uma única linha reta, como se os drenos estivessem sobre o pé a montante, tendo a subpressão a montante o valor reduzido H_3 (Figura 3.9).

Figura 3.9 – Atuação da subpressão com galeria de drenagem próxima ao pé da barragem a montante.



Fonte: Adaptado de USACE (1995).

Para $H_4 > H_2$,

$$H_3 = K \times (H_1 - H_4) + H_4 \quad (12)$$

Para $H_4 < H_2$,

$$H_3 = K \times (H_1 - H_2) + H_2 \quad (13)$$

Onde,

H_1 : Nível de água a montante;

H_2 : Nível de água a jusante;

H_3 : Nível de água na galeria de drenagem;

H_4 : Altura da galeria de drenagem em relação à base;

L : Comprimento da base da barragem;

X : Distância da galeria de drenagem em relação a montante;

e

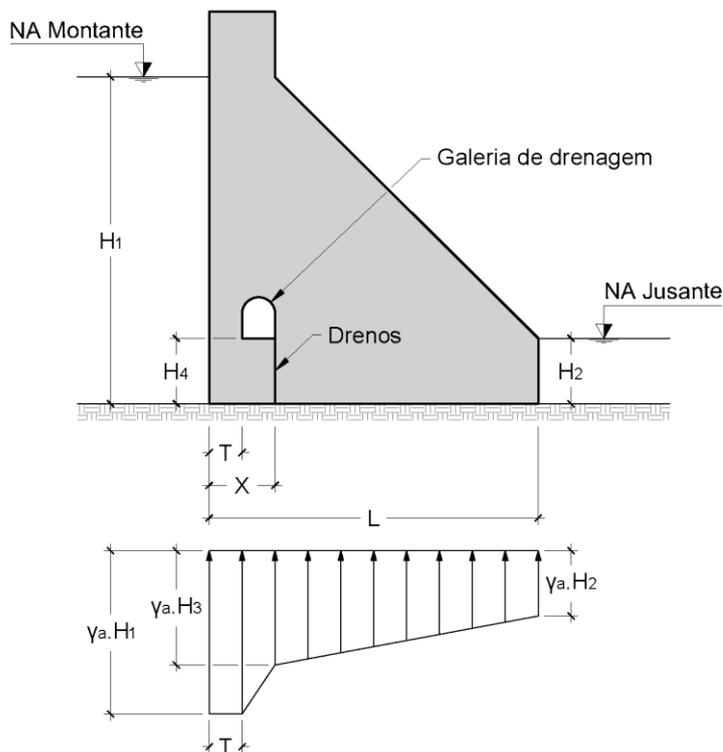
$$K = 1 - E \quad (14)$$

Onde,

E : Eficiência da galeria de drenagem, expressa em decimal.

Em qualquer parte da fundação que não esteja totalmente comprimida, admite-se a abertura de fissura na região. Nessa região, deve ser considerada a subpressão igual 100% do valor respectivo no pé a montante. Quando a zona não comprimida não se estender além da localização dos drenos, a subpressão deve ser determinada conforme a Figura 3.10.

Figura 3.10 – Atuação da subpressão com base fissurada e drenagem, onde a zona não comprimida não ultrapassa a galeria de drenagem.



Fonte: Adaptado de USACE (1995).

Para $H_4 > H_2$,

$$H_3 = \left[(H_1 - H_2) \times \frac{(L - X)}{(L - T)} + H_2 - H_4 \right] \times K + H_4 \quad (15)$$

Para $H_4 < H_2$,

$$H_3 = \left[(H_1 - H_2) \times \frac{(L - X)}{(L - T)} \right] \times K + H_2 \quad (16)$$

Onde,

H_1 : Nível de água a montante;

H_2 : Nível de água a jusante;

H_3 : Nível de água na galeria de drenagem;

H_4 : Altura da galeria de drenagem em relação à base;

L : Comprimento da base da barragem;

X : Distância da galeria de drenagem em relação a montante;

e

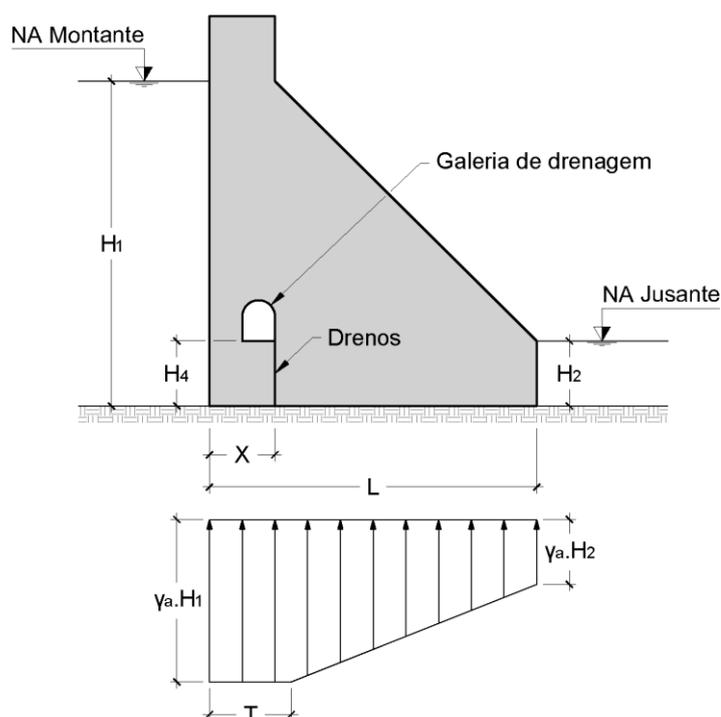
$$K = 1 - E \quad (17)$$

Onde,

E : Eficiência da galeria de drenagem, expressa decimal.

Por fim, para a condição em que a zona não comprimida se estende além da galeria de drenagem, a eficácia da mesma deve ser desconsiderada (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Atuação da subpressão com base fissurada e drenagem, onde a zona não comprimida ultrapassa a galeria de drenagem.



Fonte: Adaptado de USACE (1995).

Para $T < X$,

$$H_3 = H_1 \quad (18)$$

Onde,

H_1 : Nível de água a montante;

H_2 : Nível de água a jusante;

H_3 : Nível de água na galeria de drenagem;

L : Comprimento da base da barragem;

X : Distância da galeria de drenagem em relação a montante;

T : Subpressão na zona não comprimida.

Para que as galerias de drenagem funcionem de maneira eficaz e econômica, USACE (1995) explica que é essencial que se retarde a percolação de água no reservatório até os drenos. Por isso, recomenda que seja implementada uma cortina de injeção sempre que a o material da fundação permitir e justificar o seu uso.

A estabilidade quanto ao deslizamento deve ser considerada ao longo de juntas ou falhas na fundação. Em alguns casos, o material nessas zonas é poroso e sujeito a subpressões elevadas quando do enchimento do reservatório. Todavia, não existem diagramas de subpressão prescritos para cobrir todas as condições de falhas na fundação (USACE, 1995).

3.1.3.3 Critérios da U.S. Bureau of Reclamation

Segue abaixo a transcrição dos critérios da U.S. Bureau of Reclamation (USBR, 1976, p. 27-28), no que diz respeito à ação da subpressão:

A distribuição da subpressão através de uma seção horizontal da barragem é assumida como sendo uma variação linear da pressão hidrostática, integral na face a montante, a zero ou à pressão hidrostática a jusante, no pé da face a jusante, desde que a barragem não possua um sistema de drenagem ou passagens de água sem revestimento [...].

A distribuição da subpressão através da fundação depende do tamanho, da profundidade, da localização e do espaçamento dos drenos; da porosidade da rocha, juntas, falhas; e, em certa medida, da cortina de injeção. A determinação da referida distribuição de subpressão pode ser feita através de redes de fluxo computadorizadas por vários métodos, incluindo modelos físicos bidimensionais e tridimensionais, modelos de elementos finitos bidimensionais e tridimensionais e de analogias elétricas. Tal fluxo de líquido, modificado por efeitos de drenagem e de cortinas de injeção, deve ser utilizado para determinar a distribuição da subpressão [...].

Testes de laboratório indicam que, para fins práticos, a subpressão atua sobre 100% da área de qualquer seção no concreto. Devido a possível percolação de água ao longo das juntas de construção, rachaduras e o contato da fundação, subpressões devem ser considerados como atuantes em toda a barragem. Supõe-se que a subpressão não é afetada por acelerações sísmicas devido à natureza transitória dessas acelerações.

Para fins de projeto preliminar, supõe-se que a distribuição da subpressão em uma barragem à gravidade tem, na linha de drenos, intensidade que excede a pressão hidrostática a montante em um terço da diferença entre os níveis de água a montante e a jusante. O gradiente de subpressão é então estendido aos níveis de água a montante e a jusante, respectivamente, em linhas retas. Se não houver nenhum nível de água a jusante, o diagrama de subpressão correspondente a face a jusante é zero [...].

No projeto final de uma barragem e sua fundação, as pressões internas dentro da rocha da fundação e no contato com a barragem vai depender da localização, da profundidade e do espaçamento dos drenos, bem como sobre as juntas, falhas e outras estruturas geológicas da rocha. A subpressão dentro da barragem dependerá da localização e do afastamento dos drenos. Essas pressões hidrostáticas internas devem ser determinadas a partir de redes de fluxo calculadas por análise de analogia elétrica, análise tridimensional de elementos finitos ou outros meios similares.

3.1.3.4 Comentário sobre os critérios de subpressão

Os critérios da ELETROBRÁS (2003) para determinação da subpressão, que por sua vez foram elaborados com base nos critérios do USBR (1976), diferem-se de outros critérios quando se trata do cálculo desse esforço. Levis (2006), em seu trabalho sobre a verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em

fundações de barragens de concreto, avaliou as subpressões referentes a diferentes critérios de projeto nas barragens da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias e da Derivação do Rio Jordão. Segundo ele,

“as probabilidades de ocorrência dos valores de subpressão encontradas para as duas barragens mostram que é necessário muito zelo ao escolher-se um critério de projeto. Tanto se pode deixar de considerar uma grande porcentagem de resultados (até 50% quando considerados valores médios de permeabilidade, na Derivação do Rio Jordão) como se pode optar por valores muito conservadores (USBR, para Salto Caxias / Margem Esquerda).

[...] Apesar das limitações, [...], pode-se perceber uma grande coerência entre os valores encontrados nas simulações numéricas e os calculados através dos critérios de projeto e leituras de instrumentação”.

3.1.4 Empuxo devido à presença de material assoreado

Conforme CBDB (1999), a ocorrência de assoreamento junto à barragem e nas instalações de descarga não pode ser permitida quando afetar o controle e a descarga de cheias, a operação ou esvaziamento de emergência ou a estabilidade da barragem.

No caso onde estudos de sedimentometria atestem a probabilidade de deposição de sedimentos no fundo do reservatório, junto ao pé a montante da barragem, deverá ser determinado o empuxo resultante dessa situação. Como recomenda ELETROBRÁS (2003), o empuxo horizontal devido ao assoreamento será considerado atuando sobre no mínimo 10% da altura da seção estrutural analisada. A determinação da componente horizontal da carga de assoreamento é feita através da fórmula de Rankine, desprezando-se a coesão:

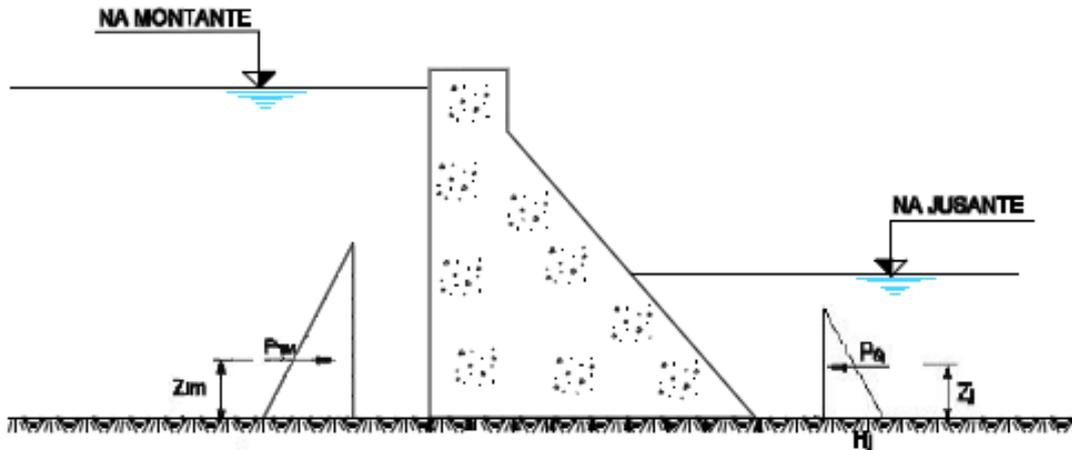
$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma \times h_s^2 \times \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (19)$$

Onde,

P_s : Força horizontal de assoreamento;

- γ : Peso específico do sedimento;
 h_s : Altura de cálculo;
 ϕ : Ângulo de atrito interno do material.

Figura 3.12 – Pressão de material assoreado.



Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003).

Ressalta-se que deverão ser estabelecidas soluções adequadas à prevenção da sedimentação excessiva no reservatório. Ações de transporte de sólidos pela água do rio e fontes potenciais de sedimentos dentro da área de drenagem a montante do reservatório também devem ser investigadas (CBDB, 1999).

3.1.5 Ações sísmicas

Sismos são fenômenos caracterizados por vibrações bruscas e de curta duração, que podem ser de origem natural ou causados como resultado de atividades antropogênicas de larga escala (sismos induzidos). É comum, durante a construção de barragens, a ocorrência de sismos resultantes do enchimento de reservatórios. Além disso, surgem no Brasil tremores oriundos de falhas causadas pelo desgaste da placa tectônica Sul-americana ou por reflexos de terremotos com epicentro em outros países da América Latina.

Por isso, dentre as ações a serem consideradas no cálculo de barragens, segundo ELETROBRÁS (2003), estão àquelas resultantes de abalos sísmicos, sendo

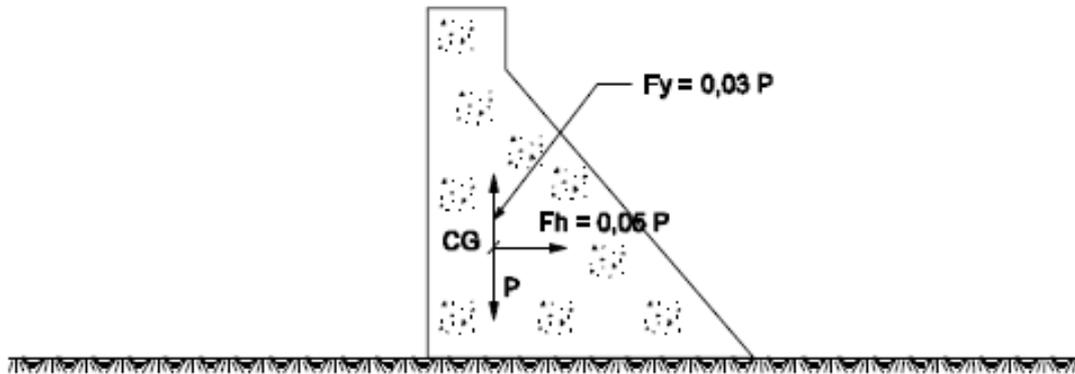
necessário o estudo e a determinação delas para cada situação. Os estudos recomendados baseiam-se em investigações de:

- a) Intensidade e localização do movimento sísmico ao qual se sujeitará a estrutura;
- b) Existência e extensão estimada de falhas geológicas ativas no local;
- c) Resposta da estrutura aos movimentos sísmicos;
- d) Existência de registros sismológicos – fornecem a magnitude e a localização de qualquer abalo sísmico ocorrido na área de implantação da estrutura.

Ainda, caso não haja a possibilidade da realização de uma avaliação mais precisa dos esforços de origem sísmica, é permitida a análise desse intrincado problema dinâmico através de um sistema equivalente de forças estáticas.

A metodologia que segue está de acordo com os critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas da ELETROBRÁS (2003), e tem início com a caracterização dos esforços estáticos capazes de simular os efeitos causados pelos movimentos sísmicos, que por sua vez são aplicados às estruturas para obtenção dos coeficientes de segurança.

Deverão ser incluídos nos cálculos de estabilidade de estruturas de concreto sobre fundações em rocha, os esforços inerciais mínimos de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical, aplicados no centro de gravidade do respectivo elemento (Figura 3.13), sendo “g” o valor da aceleração da gravidade em m/s^2 .

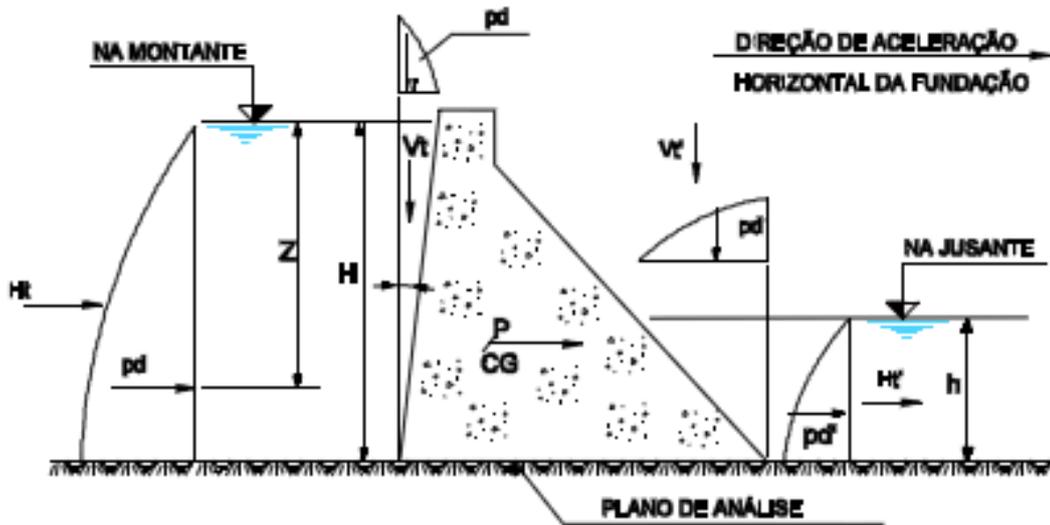
Figura 3.13 – Forças sísmicas na barragem.

Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 125).

As pressões hidrodinâmicas de origens sísmicas em barragens (Figura 3.14) e outras estruturas de retenção devem ser dimensionados conforme a fórmula de Zangar (1952) (Equação 20), ou de Westergaard (Equação 22), admitindo-se os valores mais desfavoráveis para a análise.

Os esforços sísmicos devem ser levados em conta apenas nos estudos de estabilidade global das estruturas, e essas ações não devem influenciar no valor da subpressão (ELETROBRÁS, 2003).

Figura 3.14 – Forças sísmicas na barragem.



Fonte: ELETROBRÁS (2003, p. 125).

Fórmula de Zangar:

$$p_d = C \cdot \lambda \cdot w \cdot h \quad (20)$$

Onde,

p_d = pressão atuante;

C = coeficiente de distribuição e magnitude das pressões;

λ = relação entre aceleração do sismo e a aceleração gravitacional, igual a 0,05;

w = peso específico da água;

h = profundidade do reservatório.

e

$$C = C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (21)$$

Onde,

C_m = coeficiente obtido experimentalmente;

y = altura da lamina d'água até altura de cálculo da pressão;

h = profundidade do reservatório.

Fórmula de Westergaard:

$$p_d = 0,875 \cdot \gamma_a \cdot k \sqrt{H \cdot h} \quad (22)$$

Onde,

p_d : pressão atuante;

H : profundidade do reservatório;

h : altura da lâmina d'água até a altura de cálculo da pressão;

γ_a : peso específico da água;

k : coeficiente sísmico, igual a 0,05.

3.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

A escolha das condições e dos carregamentos atuantes nas estruturas durante a fase de projetos deve se basear nas mais adversas combinações de carregamento prováveis, mas devem incluir apenas os carregamentos com razoável probabilidade de ocorrência simultânea. Combinações de cargas transitórias, que possuam apenas uma remota probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura e, portanto, têm probabilidade de ocorrência simultânea desprezável, não devem ser consideradas como uma situação razoável para o projeto (USBR, 1976).

Nos projetos de estruturas de barragens e vertedouros são comumente adotadas as condições de carregamento: normal, excepcional, limite e de construção (ELETROBRÁS, 2003).

3.2.1 Caso de Carregamento Normal

No Caso de Carregamento Normal (CCN), consideram-se as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, tanto na operação normal quanto na manutenção rotineira da obra, em condições hidrológicas normais (ELETROBRÁS, 2003; CBDB, 1999).

Para USBR (1976), atuam em condições normais os seguintes carregamentos: nível de água normal e pesos próprios apropriados, subpressão, pressões de gelo e hidrostática. Além desses, ainda pode ser incluída a ação da variação da temperatura, quando aplicável.

Segundo os critérios da ELETROBRÁS (2003) e CBDB (1999), a CCN deverá incluir as seguintes cargas:

- a) Peso próprio da estrutura e equipamentos;
- b) Carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis;
- c) Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da Usina;
- d) Empuxos hidrostáticos com o N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura;
- e) Subpressão com drenagem operante;
- f) Empuxo de terraplenos e de assoreamento;
- g) Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos;
- h) Pressão Intersticial;
- i) Esforços devido ao vento;
- j) Variação de temperatura e retração do concreto;
- k) Ancoragens ativas;
- l) Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio de operação, em casos onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente.

3.2.2 Caso de Carregamento Excepcional

O Caso de Carregamento Excepcional (CCE) diz respeito à combinação de ações com pequena probabilidade de ocorrência no decurso da vida útil da estrutura, nela é considerada a ocorrência de somente uma ação excepcional, como por exemplo: condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem ou efeitos sísmicos (ELETROBRÁS, 2003).

Em geral, esse critério engloba a ação dos esforços na CCN somados a um dos seguintes esforços excepcionais (ELETROBRÁS, 2003; CBDB, 1999):

- a) Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis de água máximo maximorum e mínimo minimorum;
- b) Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- c) Pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica;
- d) Efeito de onda;
- e) Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

3.2.3 Caso de Carregamento Limite

São consideradas no Caso de Carregamento Limite (CCL) as combinações de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, sendo comum supor a atuação de mais de uma ação excepcional (ELETROBRÁS, 2003).

A USBR (1976) considera para essa condição os esforços devidos às pressões hidrostáticas, pesos próprios das estruturas e máquinas, subpressão, empuxo de material assoreado, temperatura e sismos.

Pelos critérios da ELETROBRÁS (2003) é recomendado que a CCL inclua pelo menos duas das seguintes cargas excepcionais ao Caso de Carregamento Normal:

- a) Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao N.A. do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis de água máximo maximorum e mínimo minimorum;
- b) Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- c) Pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica;
- d) Efeito de onda;
- e) Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

3.2.4 Caso de Carregamento de Construção

No Caso de Carregamento de Construção (CCC), consideram-se todas as combinações de esforços que possam ocorrer durante as fases de construção da obra, sejam de equipamentos de construção, cargas temporárias para instalação e montagem de equipamentos definitivos ou de cimbramentos (ELETROBRÁS, 2003; CBDB, 1999).

São recomendados pela ELETROBRÁS (2003) as seguintes condições de carregamento para a CCC:

- a) Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular. Como exemplo, esforços sobre estruturas em 1º estágio, em casos onde o 2º estágio deva ser completado posteriormente, adufas vazias para o vertedouro, etc.;
- b) Cargas de equipamentos de construção e montagem;
- c) Cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares, cargas de compactação de aterros e reaterros;
- d) Cargas vivas excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- e) Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- f) Cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários;
- g) Esforços devidos a injeções.

3.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE GLOBAL

Os requisitos básicos de estabilidade de uma barragem à gravidade para todas as condições de carregamento, de acordo com a USACE (1995) são:

- a) Que seja segura ao tombamento, em qualquer plano horizontal no interior da estrutura, na fundação, ou em um plano inferior à fundação;
- b) Que seja segura contra deslizamento em qualquer plano horizontal ou quase horizontal no interior da estrutura, na fundação ou em qualquer plano de falha na rocha da fundação;
- c) Que as tensões admissíveis no concreto ou no material da fundação não sejam excedidas.

Nesse aspecto, a ELETROBRÁS (2003) é mais específica e recomenda que sejam feitas verificações correspondentes ao Estado Limite Último de Perda de Equilíbrio Global ou Parcial das Estruturas, admitidas como corpo rígido (CBDB, 1999). Devem ser realizadas análises de estabilidade, com o intuito de avaliar a segurança global quanto a movimentos de corpo rígido, sejam eles:

- a) Deslizamento em qualquer plano, seja da estrutura, seja da fundação;
- b) Tombamento;
- c) Flutuação;
- d) Tensões na base da fundação e na estrutura;
- e) Estabilidade elástica (flambagem);
- f) Deformações e recalques;
- g) Vibrações.

As análises de estabilidade globais podem ser feitas para um trecho da estrutura de largura unitária (análise bidimensional) ou para um bloco da estrutura (análise tridimensional), quando houver variações das forças atuantes e resistentes na direção longitudinal do bloco de análise (GUTSTEIN, 2011).

O deslizamento da estrutura geralmente é verificado no plano da fundação, ou seja, no contato concreto-rocha. Todavia, o mesmo pode ser feito nos planos onde ocorram juntas na estrutura devidos aos diferentes estágios de construção da barragem, por exemplo, ou em planos de falha da fundação.

Os locais característicos em barragens nos quais os critérios de estabilidade devem ser considerados incluem planos da barragem onde há mudanças de seção e altas cargas concentradas. Grandes galerias e aberturas no interior da estrutura, assim como transições de talude a montante e a jusante também são áreas específicas para a realização de análises (USACE, 1995).

Métodos de determinação da capacidade resistente da barragem aos carregamentos atuantes devem ser determinados com o máximo de precisão disponível, seja por testes de campo ou de laboratório, pela exploração minuciosa e fiscalização da fundação, ou pelo controle de qualidade do concreto e boas práticas de construção. Os fatores de segurança devem ser determinados de maneira precisa, pois avaliam a que distância a estrutura está de sofrer a ruína.

Para cada caso de carregamento aplicada à estrutura, existem diferentes requisitos mínimos de segurança a serem considerados, como serão vistos nos itens a seguir.

3.3.1 Fator de Segurança à Flutuação

O Fator de Segurança à Flutuação (FSF) é definido como a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão. De maneira geral, são desprezados os efeitos favoráveis devidos à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. A consideração desses esforços implica em ajustar o fator de segurança mínimo, que deverá, então, ser maior do que aqueles apresentados na Tabela 3.1 (ELETROBRÁS, 2003; CBDB, 1999).

Conforme ELETROBRÁS (2003), incluem-se nos esforços verticais as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, sendo ignoradas as cargas acidentais nas verificações de estabilidade. Por fim, o FSF é obtido pela seguinte equação:

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (23)$$

Onde,

$\sum V$: Somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$: Somatório das forças de subpressão.

A segurança à flutuação será atendida se o FSF for igual ou maior que os coeficientes de segurança preestabelecidos, que por sua vez variam conforme as diferentes condições de carregamento (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Fatores de Segurança à Flutuação.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2

Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003, p. 155).

3.3.2 Fator de Segurança ao Deslizamento

Gutstein (2011) explica que essa análise é baseada na verificação entre as tensões cisalhantes resistentes e tensões cisalhantes atuantes no plano potencial de ruptura em análise. As tensões cisalhantes atuantes são determinadas a partir das forças gravitacionais, subpressões e de empuxos que atuam sobre a estrutura, enquanto que as tensões resistentes são determinadas a partir do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que é um modelo matemático que descreve de maneira simplificada o comportamento de materiais de ruptura frágil, tais como o concreto, solos e rochas, frente às solicitações impostas.

Na verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento, selecionam-se as superfícies de ruptura visando incluir os planos de menor resistência possível, ou aqueles submetidos a tensões críticas, sejam elas na estrutura, na fundação e ou no contato estrutura-fundação, onde a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido. Ainda, conforme ELETROBRÁS (2003, p. 147-149):

Para a verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento (escorregamento), deve-se selecionar as superfícies de ruptura de modo a

incluir todos os planos de menor resistência possível, ou os submetidos a tensões críticas na estrutura, na fundação e no contato estrutura-fundação, sobre as quais a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido.

As análises dos fatores de segurança contra o deslizamento deverão incluir a coesão na resistência ao cisalhamento dos materiais rochosos, ou no contato concreto-rocha, a menos que as investigações ou condições existentes no campo indiquem o contrário. Devem-se utilizar como valores básicos, os parâmetros geomecânicos extraídos dos resultados de investigações e ensaios preliminares.

Nas fases iniciais de projeto pode-se adotar como valores de coesão e do ângulo de atrito para o maciço de fundação e seus planos de descontinuidade, aqueles já adotados em outras obras com materiais similares. Sempre que uma superfície de deslizamento interceptar trechos onde os parâmetros geomecânicos (atrito e coesão) são diferentes, a segurança ao deslizamento da estrutura deve ser calculada para cada trecho, admitindo-se que há ruptura de cisalhamento nos trechos onde o coeficiente de segurança necessário não é alcançado.

Nesse caso deve-se recalculer o trecho admitindo-se que o mesmo não tenha resistência de coesão ($c = 0$), e que seu ângulo de atrito seja o correspondente à condição residual (pós-ruptura), tal como na verificação ao deslizamento com a utilização de empuxo passivo.

O excesso de tensão de cisalhamento não absorvido pelo trecho deve ser transferido às partes remanescentes da superfície de deslizamento, recalculando-se a segurança ao deslizamento para cada trecho, e assim sucessivamente até que se satisfaçam os critérios ou se verifique a necessidade de se introduzir modificações no conjunto estrutura-fundação.

Convém ressaltar que deverá ser sempre verificada a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, conforme o nível de solicitação atingido.

O cálculo do FSD, segundo os critérios ELETROBRÁS (2003), divide-se em dois casos: (a) Com fundação em material com coesão; (b) Com fundação em material sem coesão, e é verificado se:

a) Com fundação em material com coesão:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg } \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum c_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum T_i} \geq 1,0 \quad (25)$$

Onde,

FSD_c : fator de minoração da coesão;

FSD_ϕ : fator de minoração do coeficiente de atrito;

$\sum N_i$: somatório algébrico dos esforços normais à superfície de escorregamento;

ϕ_i : ângulo de atrito da fundação;

c_i : coesão da superfície da fundação;

A_i : área efetiva do plano de contato da fundação;

$\sum T_i$: resultante máxima dos esforços horizontais na superfície de escorregamento.

b) Com fundação em material sem coesão:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg } \phi_i}{FSD_\phi}}{\sum T_i} \geq 1,0 \quad (26)$$

Onde,

FSD_ϕ : fator de minoração do coeficiente de atrito;

$\sum N_i$: somatório algébrico dos esforços normais à superfície de escorregamento;

ϕ_i : ângulo de atrito da fundação;

$\sum T_i$: resultante máxima dos esforços horizontais na superfície de escorregamento.

Nos dois casos, nota-se que o fator de segurança global é 1,0. Essa concepção é feita pois se aplicam à coesão (FSD_c) e ao atrito (FSD_ϕ) fatores de minoração parciais

para cada caso de carregamento. Ocorre que na coesão as incertezas quanto à sua estimativa são maiores, o que resulta em fatores de segurança parciais maiores também.

Os valores atribuídos aos fatores de minoração para a coesão (FSD_c) e o atrito (FSD_ϕ), para cada caso de carregamento, estão apresentados na Tabela 3.2:

Tabela 3.2 – Fatores de Minoração para coesão e atrito.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSD_c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD_ϕ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003, p. 154).

A adoção dos valores tabelados depende do conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Recomenda-se que, nos casos em que tal conhecimento é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento, sejam adotados os valores entre parênteses (ELETROBRÁS, 2003).

3.3.3 Fator de Segurança ao Tombamento

O Fator de Segurança ao Tombamento (FST) é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação. Em vertedouros e barragens esses momentos são verificados em relação ao pé das estruturas, a jusante (ELETROBRÁS, 2003; USACE, 1995).

Dentre as cargas que dão origem aos momentos estabilizantes, compreendem-se o peso próprio da estrutura e da água, quando confinada, e dos equipamentos permanentes. Já nos momentos de tombamento, que surgem devido à atuação de cargas desestabilizantes, encontram-se, por exemplo, a pressão hidrostática, a subpressão e os empuxos de terra, verificados os respectivos pontos de atuação e direção dos esforços.

Segundo a ELETROBRÁS (2003), deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Dessa forma, o FST é dado por:

$$FST = \frac{\sum M_E}{\sum M_T} \quad (24)$$

Onde,

$\sum M_E$: Somatório dos momentos estabilizantes atuantes sobre a estrutura, em relação ao ponto de tombamento;

$\sum M_T$: Somatório dos momentos de tombamento, em relação ao ponto de tombamento.

A segurança ao tombamento é dada se atendidos os coeficientes de segurança da Tabela 3.3:

Tabela 3.3 – Fatores de Segurança ao Tombamento.

Coeficientes de Segurança	Casos de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FST	1,5	1,2	1,1	1,3

Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003, p. 155).

3.3.4 Avaliação das tensões

Além dos fatores supracitados, a verificação da segurança referente ao estado limite último de perda de equilíbrio global, conforme expõe ELETROBRÁS (2003) deve considerar a análise de tensões e deformações de toda a estrutura, seus elementos estruturais e de fundações, levando em consideração cada caso de carregamento, de modo a determinar ou confirmar o dimensionamento dos elementos estruturais e verificar os itens abaixo:

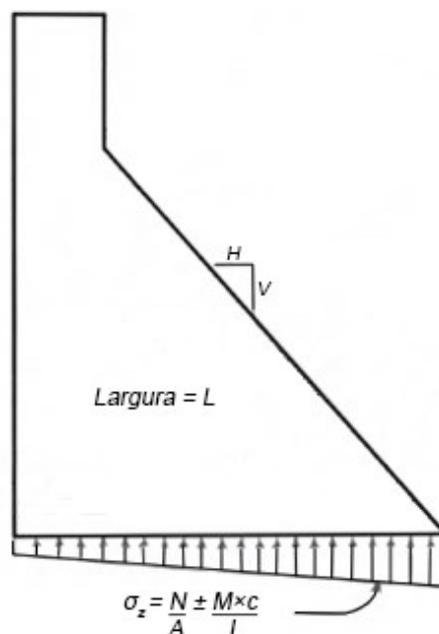
- Segurança contra a ruptura estrutural ou deformações excessivas;
- Níveis médios de tensões, distribuições de tensões e tensões máximas localizadas;
- Deformações estruturais;
- Segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas.

A análise de tensões nas fundações de barragens à gravidade pode ser realizada por diferentes métodos. Geralmente, supõe-se que as tensões verticais em qualquer plano horizontal variam linearmente, resultando em uma distribuição trapezoidal de tensões. O método dos elementos finitos também pode ser utilizado, dependendo da configuração da barragem, da continuidade entre os blocos e o grau de refinamento esperado (JANSEN, 1988).

Estruturas de concreto massa ou de gravidade constituem-se geralmente em estruturas de grandes dimensões cujo comportamento não pode ser definido de maneira satisfatória a partir das teorias usualmente adotadas no cálculo de concreto armado (ELETROBRÁS, 2003).

Nos casos onde não for possível a elaboração da análise de tensões na base das estruturas pelo método dos elementos finitos, é possível utilizar a teoria clássica de flexão composta da Resistência dos Materiais e supor uma distribuição linear de tensões normais na seção transversal da barragem (Figura 3.15). Para tanto, utilizam-se as solicitações de serviço (esforços não majorados por quaisquer coeficientes), atuantes sobre materiais isotrópicos e homogêneos, resistentes a tração e a compressão, no regime da lei de Hooke (ELETROBRÁS, 2003).

Figura 3.15 – Tensões verticais normais na fundação da barragem.



Fonte: Adaptado de Jansen (1988).

Assim, as tensões máximas na base ou ao longo de juntas de concretagem da barragem são obtidas junto às faces, de acordo com a Equação 27:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times c}{I} \therefore \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (27)$$

Onde,

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Tensão máxima na base ou ao longo de juntas de concretagem da barragem;

N : somatório das forças verticais normais à base da fundação;

A : área da seção na base da fundação;

M : momento fletor resultante das forças atuantes em relação ao centroide da área;

W : módulo de rigidez da seção na base da fundação.

Com relação à análise das tensões para os casos de carregamento, ELETROBRÁS (2003, p. 151-152) recomenda o seguinte:

Para as condições de carregamentos normais [...], as seções nas estruturas permanentes de concreto massa, deverão trabalhar sempre à compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível do concreto. Para as seções nas fundações não serão admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar aplicada dentro do núcleo central de inércia da área da base.

Para os carregamentos normais as seções nas estruturas permanentes de concreto massa, deverão trabalhar a compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível do concreto. Para as seções nas fundações não serão admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar aplicada no núcleo central da área da base.

Em contrafortes e barragens de gravidade de grandes dimensões e importância, o projeto final deve ser verificado através do mais abrangente método de análise de tensões por elementos finitos (JANSEN, 1988), embora seja observada a existência de incertezas características à modelagem computacional, frequentemente

relacionada às dificuldades de obtenção dos parâmetros e condições de contorno adequados (GUTSTEIN, 2011).

Como visto nos critérios de subpressão da ELETROBRÁS (item 3.1.3.1), “sempre que surgirem tensões de tração a montante deverá ser admitida a seção como frágil, não resistente à tração, resultando na abertura do contato” (ELETROBRÁS, 2003). Quando se considera a abertura de fissura na fundação, ocorre o aumento da subpressão e a diminuição da seção resistente da fundação. Essa diminuição faz com que o CG da seção se aproxime do ponto de atuação da resultante da subpressão, diminuindo seu braço de alavanca e fazendo com que a parcela da tensão referente à flexão diminua, conforme a Equação 27.

Contudo, o processo de abertura de fissura na fundação resulta em tensões de tração a montante que podem convergir para zero ou não, dependendo da seção em estudo. Assim, o processo deve ser iterativo, concomitante aos esforços atuantes e à geometria em estudo, de modo a buscar-se uma fundação totalmente comprimida.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Projetos de barragens à gravidade são realizados através de um processo iterativo que envolve uma estrutura preliminar seguida de uma verificação de estabilidade e de tensões. Caso a estrutura não cumpra os critérios, o *layout* é então modificado e novamente analisado. Esse processo é repetido até que seja encontrada uma seção transversal que satisfaça os critérios de estabilidade (USACE, 1995).

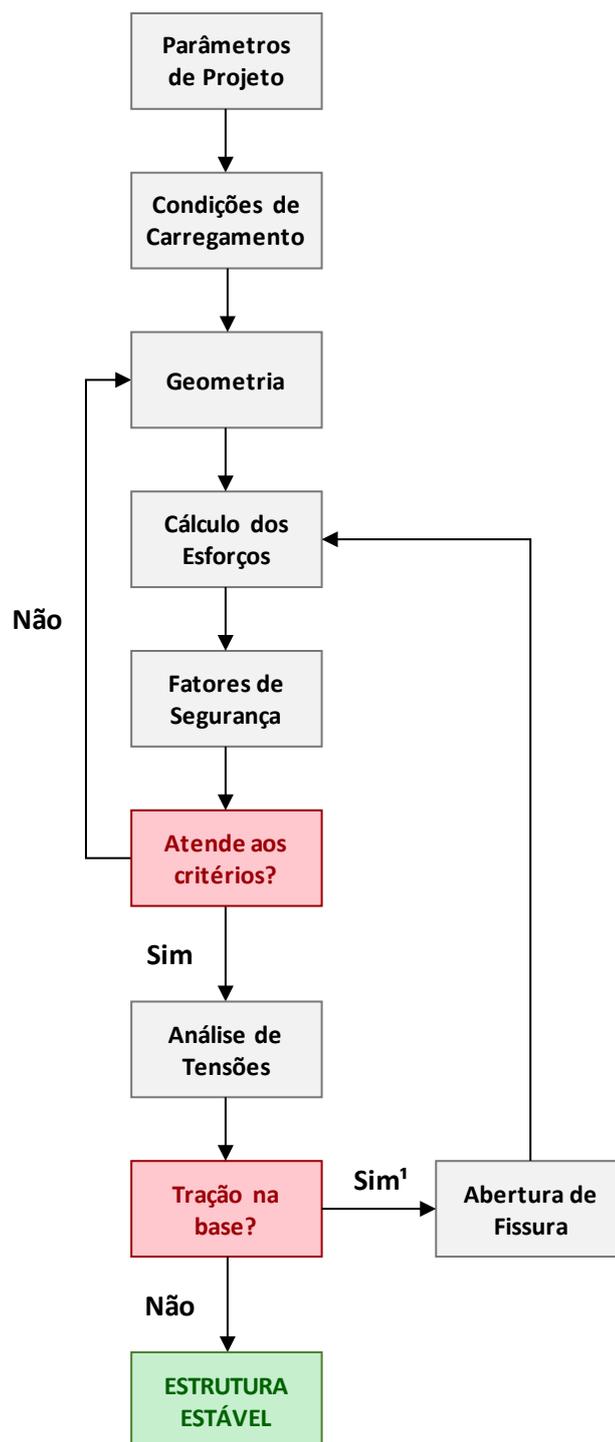
Durante a análise, buscou-se aliar a eficiência construtiva à eficácia estrutural, de modo que o modelo pudesse desempenhar suas funções estruturais de maneira satisfatória e simples, almejando-se, também, uma estrutura economicamente viável.

O processo de investigação e verificação de estabilidade do vertedouro foi baseado nos parâmetros de projeto fornecidos pelos setores de hidrologia e geotecnia da GeoEnergy Engenharia, sendo inicialmente proposta uma seção de vertedouro típica.

A seção foi carregada segundo às condições de carregamento (Carregamento Normal, Excepcional 1, Excepcional 2 e Excepcional 3), a serem descritas posteriormente e após verificadas as condições de equilíbrio da estrutura e de tensões na fundação, a geometria da seção foi modificada e novamente analisada (quando necessário), até que todas as condições necessárias à estabilidade da estrutura fossem cumpridas.

O fluxograma desse processo encontra-se na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Fluxograma para verificação de estabilidade.



Fonte: Autor e orientador.

(1) A análise com abertura de fissura na base deve respeitar o critério utilizado.

Concluídas as verificações, foi definido o desenho final de vertedouro. Dessa forma, serão apresentados a seguir os parâmetros, critérios e fatores de projeto considerados nos cálculos.

4.1 PARÂMETROS DE PROJETO

A definição dos parâmetros de projeto é parte determinante na análise de estabilidade de estruturas hidráulicas, pois trata das propriedades físicas e mecânicas dos materiais em análise, bem como dos níveis de água – e conseqüentemente das cargas hidráulicas – e demais condições a que essas estruturas estarão submetidas. Como mencionado, os parâmetros de projeto desse trabalho foram obtidos com auxílio da equipe de engenheiros da empresa GeoEnergy Engenharia.

4.1.1 Níveis de água

Tabela 4.1 – Níveis de água de projeto.

Nível de água no Vertedouro	N.A. Montante (m)	N.A. Jusante (m)
N.A. Normal	373,50	353,08
N.A. Máximo Normal (T.R. 1.000 anos)	378,50	360,65

Fonte: Aatoria própria.

4.1.2 Parâmetros geotécnicos da fundação

O vertedouro estará fundado sobre derrames sucessivos de basalto, cujos parâmetros de resistência são os listados a seguir:

ϕ (ângulo de atrito interno da rocha)	38°
c (coesão do contato concreto-rocha)	0,5 MPa
σ_{adm} (tensão admissível na rocha)	10 MPa

4.1.3 Peso próprio dos materiais

Concreto	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
Água	$\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$

4.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

4.2.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

- a) Nível de água normal a montante: El. 373,50 m;
- b) Nível de água normal a jusante: El. 353,08 m;
- c) Peso próprio do vertedouro;
- d) Peso de água;
- e) Empuxo hidrostático;
- f) Condição de drenos operantes;
- g) Subpressão correspondente ao item 3.1.3.1.

4.2.2 Caso de Carregamento Excepcional 1 – Enchente de 1.000 anos (CCE1)

- a) Nível de água normal a montante: El. 378,50 m;
- b) Nível de água normal a jusante: El. 361,35 m;
- c) Peso próprio do vertedouro;
- d) Peso de água;
- e) Empuxo hidrostático;
- f) Condição de drenos operantes;
- g) Subpressão correspondente ao item 3.1.3.1.

4.2.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – Esforços sísmicos (CCE2)

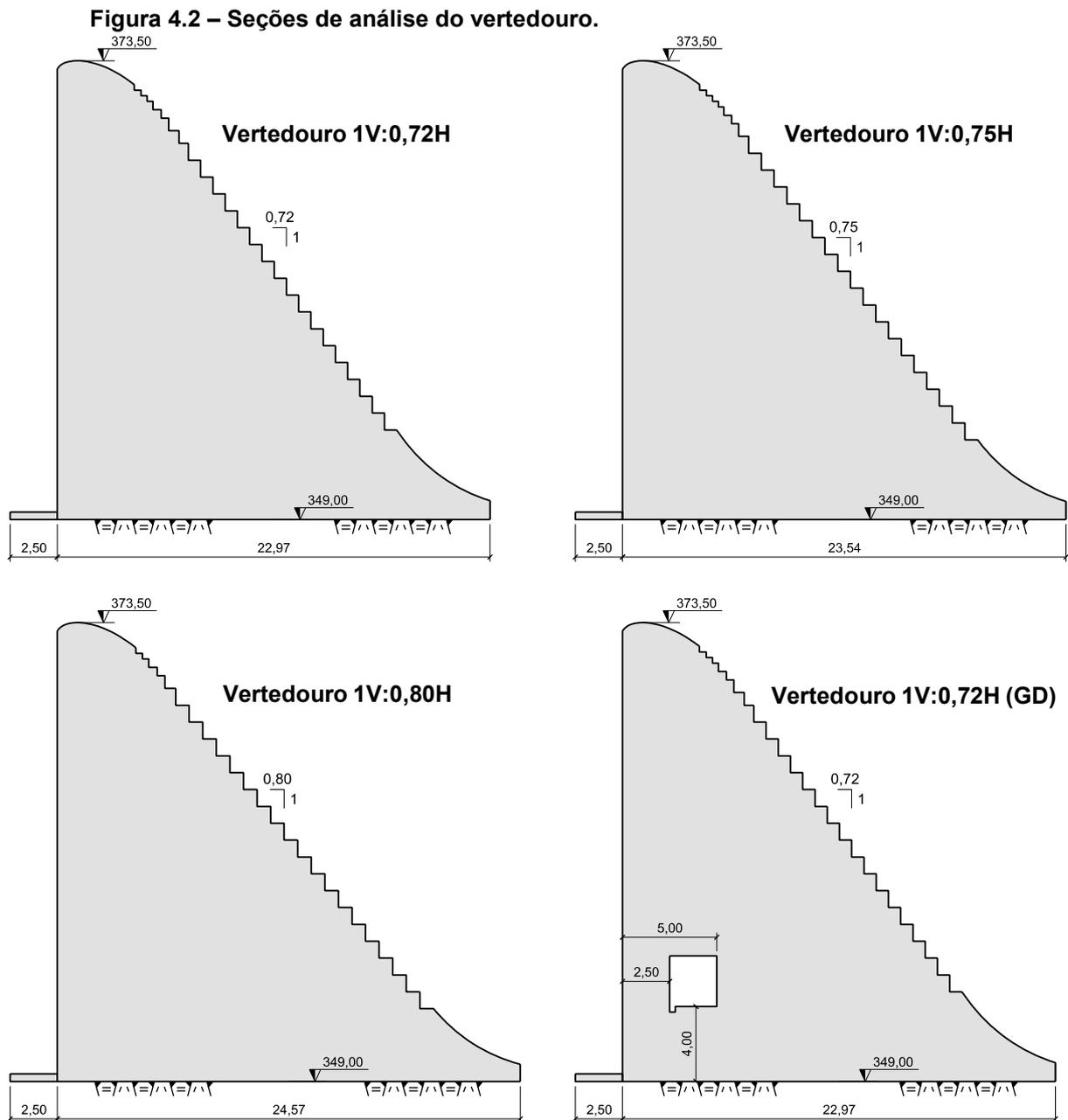
- a) Carregamento referente ao item 4.2.1 (CCN);
- b) Esforços inerciais de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical;
- c) Cargas hidráulicas sísmicas utilizando a fórmula de Zangar, com $C_m = 0,74$;
- d) Pressão hidrodinâmica devido à aceleração do sismo aumentadas ou diminuídas em 0,03 da pressão estática da água.

4.2.4 Caso de Carregamento Excepcional 3 – Drenos inoperantes (CCE3)

- a) Carregamento referente ao item 4.2.1 (CCN);
- b) Condição de drenos inoperantes.

4.3 GEOMETRIA

A altura do paramento a montante é de 24,5 m. A ogiva do vertedouro foi delineada segundo perfil curvilíneo do tipo Creager, com degraus de transição, desenvolvendo-se até o ponto de tangência com a declividade da calha em degrau (Figura 4.2). As seções foram nomeadas conforme a inclinação, a saber: Vertedouro 1V:0,72H; Vertedouro 1V:0,75H; Vertedouro 1V:0,80H; e Vertedouro 1V:0,72H (GD).



Fonte: Autoria própria.

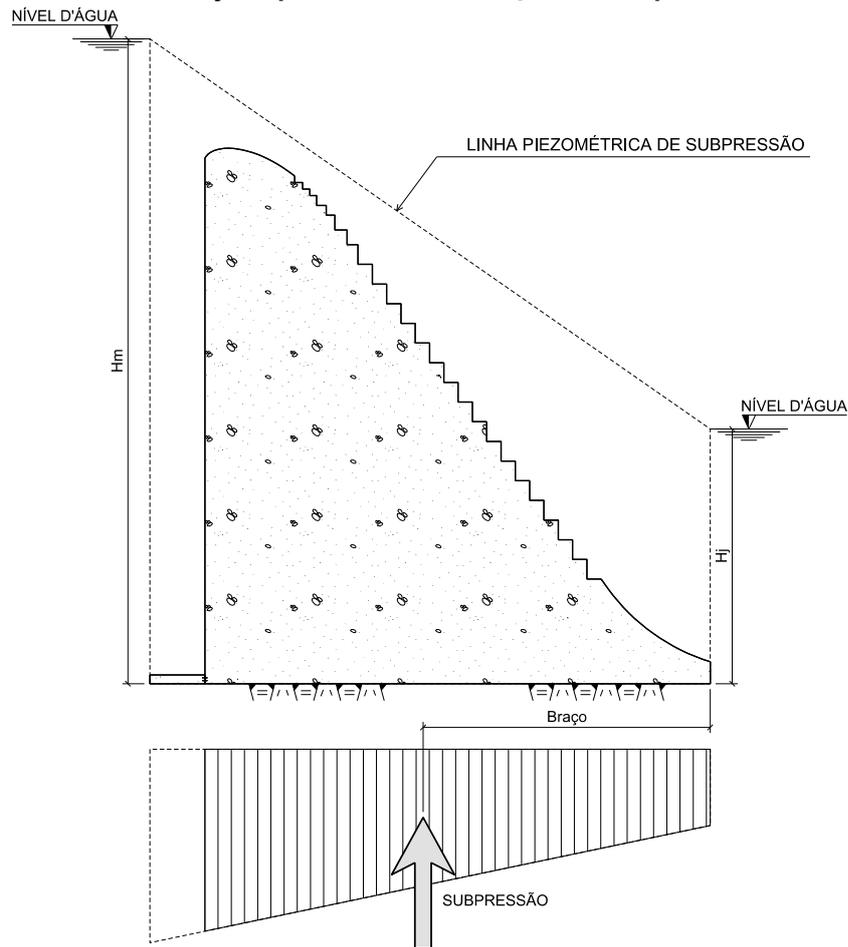
No pé do vertedouro a montante foi utilizada uma laje impermeável. Como explica Andrade (1982), esse tipo de elemento costumava ser colocado a montante e a jusante das estruturas hidráulicas, tais como tomadas d'água, vertedouros e saídas do tubo de sucção da casa de força, e serviam para evitar a modificação do escoamento hidráulico, provocado por imperfeições que acarretassem modificação do topo rochoso pelo carreamento de pedras mais soltas.

Entretanto, sabe-se hoje que a laje impermeável, além de regularizar os escoamentos, minimiza consideravelmente os efeitos da subpressão, por diminuir o afluxo das águas de infiltração pelo aumento do caminho de percolação. Para o uso desse elemento, levou-se em consideração os seguintes aspectos:

- a) A junta que separa a laje do vertedouro é impermeável, visto que a mesma dispõe de veda-juntas;
- b) A laje impermeável encontra-se estável, pois os esforços verticais (peso de água, peso da laje e subpressão) se equilibram e os esforços horizontais (empuxos) são desprezíveis.

Assim, a consideração do efeito da laje impermeável na verificação de estabilidade foi feita conforme a prática comum, da seguinte forma:

- a) Foi traçada uma linha auxiliar a partir da laje impermeável, com altura H_m , referente ao valor da subpressão a montante;
- b) Em seguida, traçou-se uma nova linha, verificando-se as subpressões intermediárias quando necessário;
- c) Ao final, desprezou-se a área do diagrama de subpressão referente à laje impermeável, obtendo-se assim a subpressão atuante na estrutura, como mostra a Figura 4.3.

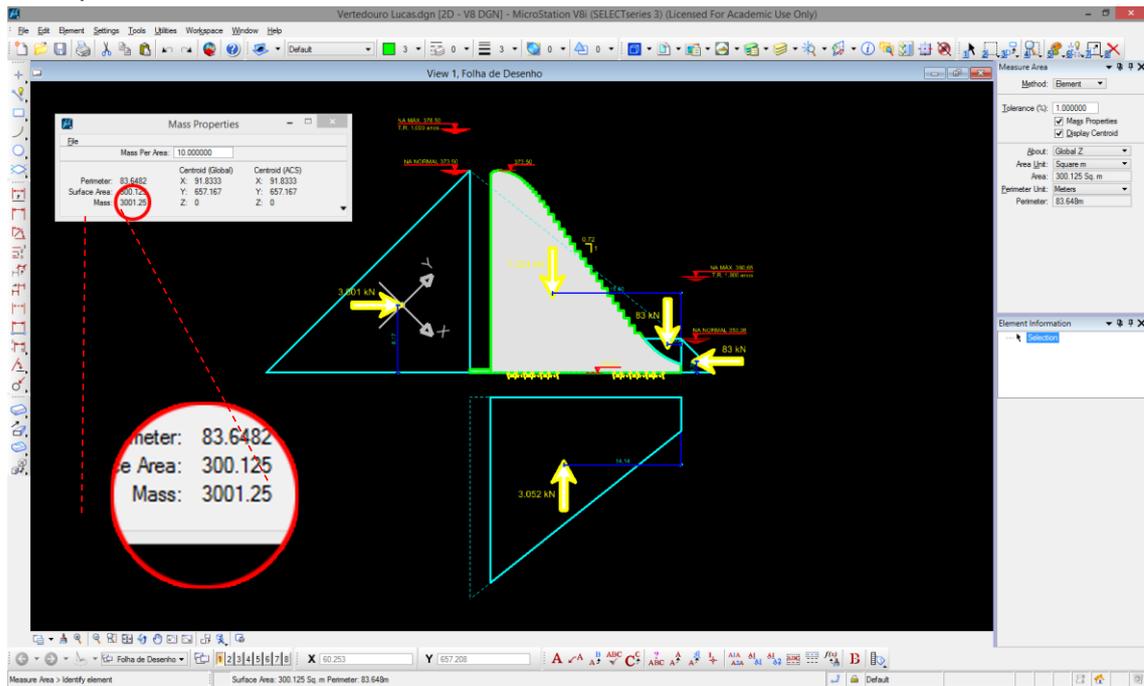
Figura 4.3 – Efeito da laje impermeável na redução da subpressão.

Fonte: Autoria própria.

4.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

O cálculo dos esforços foi realizado com auxílio de um programa computacional de desenho, o MicroStation V8i (SELECTseries 3), no qual foram delineados os esforços solicitantes sobre a seção, conforme descritos no item 3.1. O programa facilita a obtenção das áreas dos diagramas e dos respectivos centros de gravidade (CG), possibilitando a determinação precisa do esforço resultante em questão e o ponto de aplicação do mesmo.

Figura 4.4 – Determinação e análise dos esforços pelo MicroStation V8i (SELECTseries 3).



Fonte: Autoria própria.

Por fim, multiplicou-se o valor desses esforços pela largura da seção, que no caso era igual a um metro por se tratar de uma análise bidimensional.

4.5 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

A verificação de estabilidade do vertedouro foi feita através do uso de programas computacionais de desenho e pelo desenvolvimento de planilhas eletrônicas.

4.5.1 Fatores de segurança analisados

Durante a análise de estabilidade das geometrias propostas foram verificados os fatores de segurança à Flutuação (FSF), ao Tombamento (FST) e ao Deslizamento (FSD) pelos critérios ELETROBRÁS (2003), apresentados no item 3.3. Logo após, os resultados encontrados foram comparados aos mínimos recomendados para cada fator de segurança. O resumo das equações e valores tabelados utilizados nas verificações em questão encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resumo dos Fatores de Segurança utilizados.

Verificação	Equação	Fatores de Segurança adotados			
		CCN		CCE	
FSF	$FSF = \frac{\sum V}{\sum U}$	1,3		1,1	
FSD	$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg } \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum c_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum H_i} \geq 1,0$	FSD_c	FSD_ϕ	FSD_c	FSD_ϕ
		3,0	1,5	1,5	1,1
FST	$FST = \frac{\sum M_E}{\sum M_T}$	1,5		1,2	

Fonte: Autoria própria.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir apresentam-se as verificações de estabilidade das seções do vertedouro estudadas. As análises foram realizadas para os casos citados no item 4.2, a saber:

- a) Caso de Carregamento Normal (CCN);
- b) Caso de Carregamento Excepcional 1 (CCE1) – Enchente de 1.000 anos;
- c) Caso de Carregamento Excepcional 2 (CCE2) – Esforços sísmicos;
- d) Caso de Carregamento Excepcional 3 (CCE3) – Drenos inoperantes.

As condições de uso de dreno (operante e inoperante) foram aplicadas apenas na seção composta de galeria de drenagem. Dessa forma, o CCE3 não foi verificado para todas as geometrias. Por convenção, adotou-se os valores de tensão positivos como compressão, e os negativos como tração.

5.1 VERTEDOIRO 1V:0,72H

a) Vertedouro 1V:0,72H – CCN

A verificação de estabilidade é referente à seção do vertedouro de declividade 1V:0,72H, doravante referido como Vertedouro 1V:0,72H. Iniciou-se pelo CCN, e os esforços atuantes na estrutura encontram-se na Figura 5.1.

de água a jusante. No tocante aos fatores de segurança, o Vertedouro 1V:0,72H encontra-se dentro dos limites de estabilidade (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCN.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.407	2,43	1,3	A (m ²)	22,97
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	3.052			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	4.355	2,09	1,0	\emptyset (graus)	38
	ΣH (kN)	2.918			FSDC	3,0
FST	ME (kN.m/m)	113.770	1,68	1,5	FSD \emptyset	1,5
	MT (kN.m/m)	67.673				

Fonte: Autoria própria.

No que diz respeito às tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H, nota-se pela Tabela 5.3 que o mesmo está com a base totalmente comprimida.

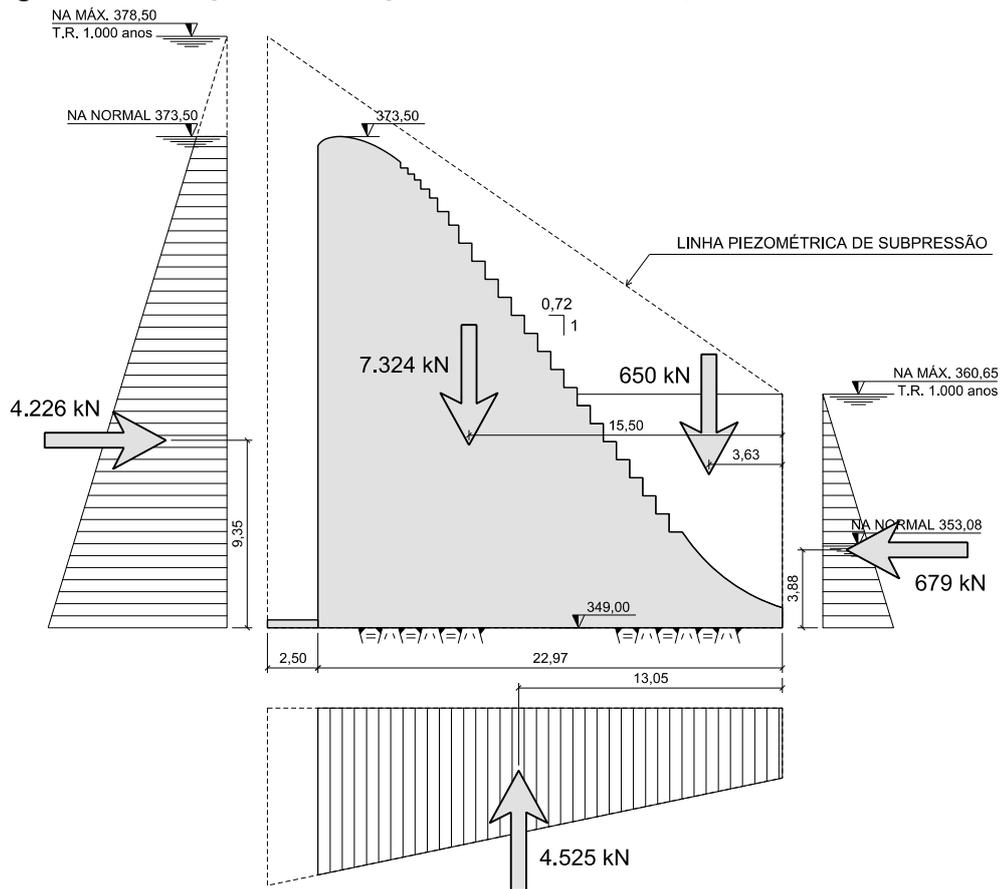
Tabela 5.3 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H – CCN.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
		Montante	Jusante
Comprimento (m)	22,97	145,0	234,2
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	87,94		
Mr (kN.m/m)	3.920		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Vertedouro 1V:0,72H – CCE1

Em seguida, procedeu-se à análise de estabilidade para o CCE1 (Figura 5.2).

Figura 5.2 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.

Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 5.4 encontram-se os esforços atuantes na seção do vertedouro, assim como os momentos em relação ao ponto de tombamento da estrutura.

Tabela 5.4 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.324	15,50	113.522
Peso de água	↓	650	3,63	2.360
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	4.525	13,05	59.051
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Como mostra a Tabela 5.5, os fatores de segurança do Vertedouro 1V:0,72H apresentam-se de acordo com os limites de estabilidade.

Tabela 5.5 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.974	1,76	1,1	A (m ²)	22,97
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	4.525			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	3.449	2,85	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	118.516	1,20	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	98.564				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

A Tabela 5.6 demonstra que ocorre tração (tensão negativa) no paramento a montante do Vertedouro 1V:0,72H, sendo necessária, portanto, a avaliação da extensão de atuação desse esforço. Por isso, será considerada a abertura de fissura na seção.

Tabela 5.6 – Tensões na fundação (1) – Vertedouro 1V:0,72H – CCE1.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	22,97	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	87,94	-73,4	373,7
Mr (kN.m/m)	19.660		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

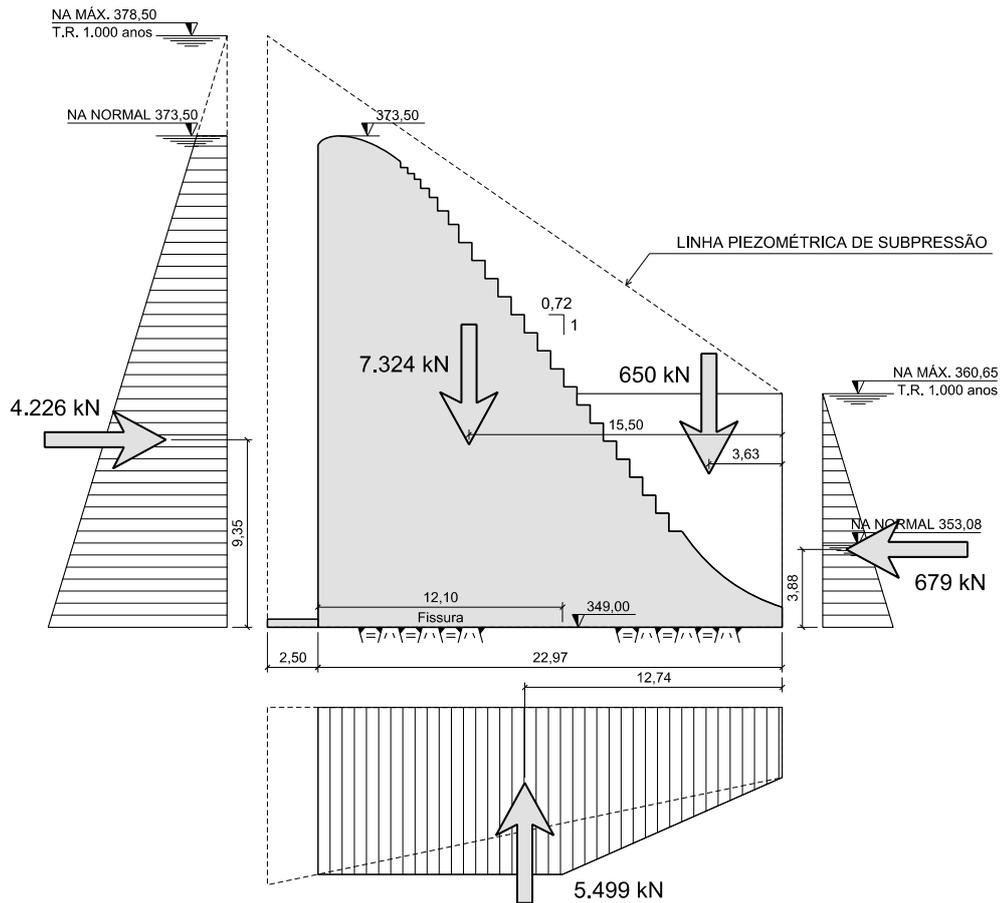
Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

c) Vertedouro 1V:0,72H com abertura de fissura – CCE1-b

Após verificada a tração na fundação da estrutura para o CCE1, foi feita a análise de estabilidade com abertura de fissura. Essa análise consiste em permitir a abertura da fundação, fazendo com que ocorra um aumento na subpressão e diminuição do comprimento de cálculo da fundação.

O processo de abertura é feito de maneira iterativa, visando alcançar a zona de tração zero a montante, como abordado no item 3.3.4. No trabalho, foi utilizada a ferramenta *solver*, do Microsoft Excel 2013, que resolve o processo iterativo para um conjunto de condições.

Figura 5.3 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H com abertura de fissura-CCE1-b.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.7 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.324	15,50	113.522
Peso de água	↓	650	3,63	2.360
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	5.499	12,74	70.038
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.8 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.974	1,45	1,1	A (m ²)	10,87
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	5.499			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	2.475	1,52	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	118.516	1,08	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	109.551				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.9 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H – CCE1-b.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	10,87	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	19,68	0,0	455,4
Mr (kN.m/m)	4.482		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		12,10	

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Concluiu-se que o Vertedouro 1V:0,72H não atendeu aos critérios de estabilidade adotados nesse trabalho. Isso ocorreu por dois motivos:

- $FST = 1,08$, sendo o limite mínimo igual a 1,2;
- O comprimento do paramento a montante tracionado foi maior do que $\frac{1}{3}$ da base da fundação ($12,10 \text{ m} > \frac{1}{3} \times 22,97 = 7,66 \text{ m}$).

Visto que a seção não satisfaz as condições de estabilidade requeridas para o CCE1, a seção foi considerada inadequada e a análise foi interrompida.

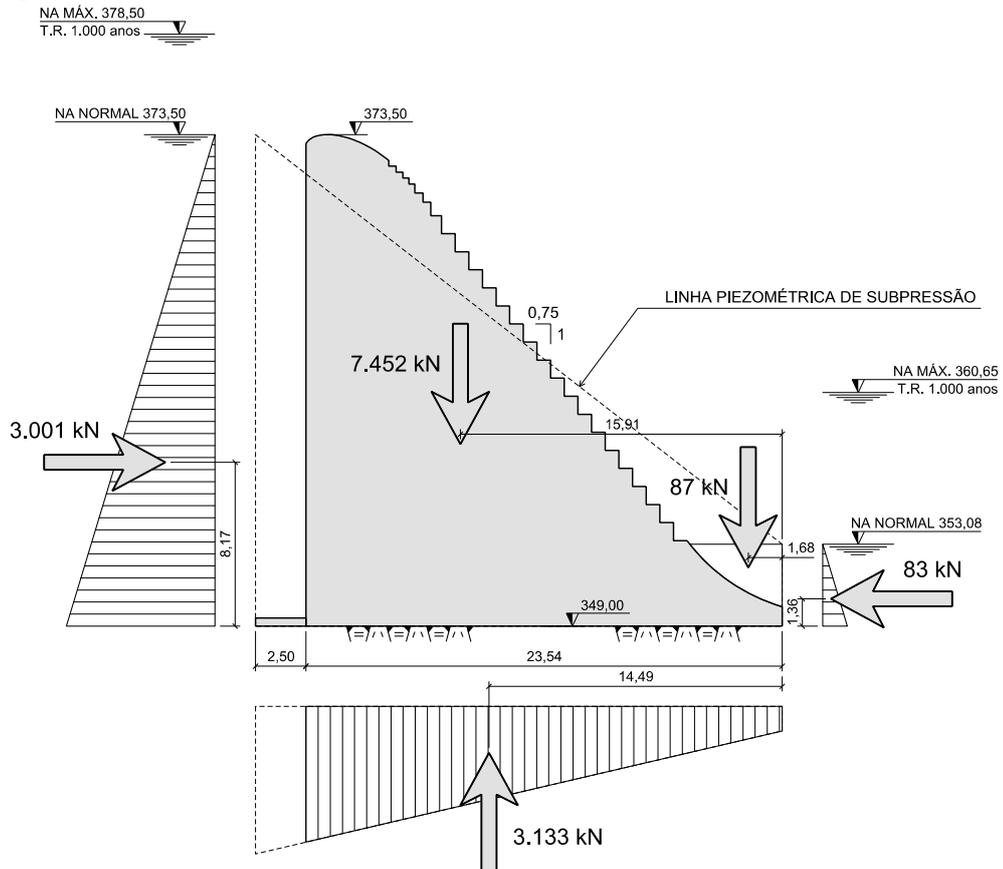
5.2 VERTEDOIRO 1V:0,75H

a) Vertedouro 1V:0,75H – CCN

Detectada a condição de não estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H, diminuiu-se a declividade do mesmo para 1V:0,75H. A análise procedeu da mesma maneira descrita no item 5.1, iniciando-se pelo CCN (Figura 5.4).

No decorrer da análise serão mostradas as figuras e tabelas produzidas para a seção em análise.

Figura 5.4 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.10 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCN.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.452	15,91	118.561
Peso de água	↓	87	1,68	146
Empuxo de água a jusante	←	83	1,36	113
Empuxo de água a montante	→	3.001	8,17	24.518
Subpressão	↑	3.133	14,49	45.397
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Os fatores de segurança para o caso CCN do Vertedouro 1V:0,75H estão de acordo com os limites de estabilidade, como mostra a Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCN.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)			7.539	2,41
$\Sigma \uparrow$ (kN)		3.133	C (kN/m ²)	500		
FSD	ΣN (kN)	4.406	2,13	1,0	\emptyset (graus)	38
	ΣH (kN)	2.918			FSDC	3,0
FST	ME (kN.m/m)	118.820	1,70	1,5	FSD \emptyset	1,5
	MT (kN.m/m)	69.915				

Fonte: Autoria própria.

Em relação às tensões na fundação, a Tabela 5.3 mostra que a base do Vertedouro 1V:0,75H está totalmente comprimida.

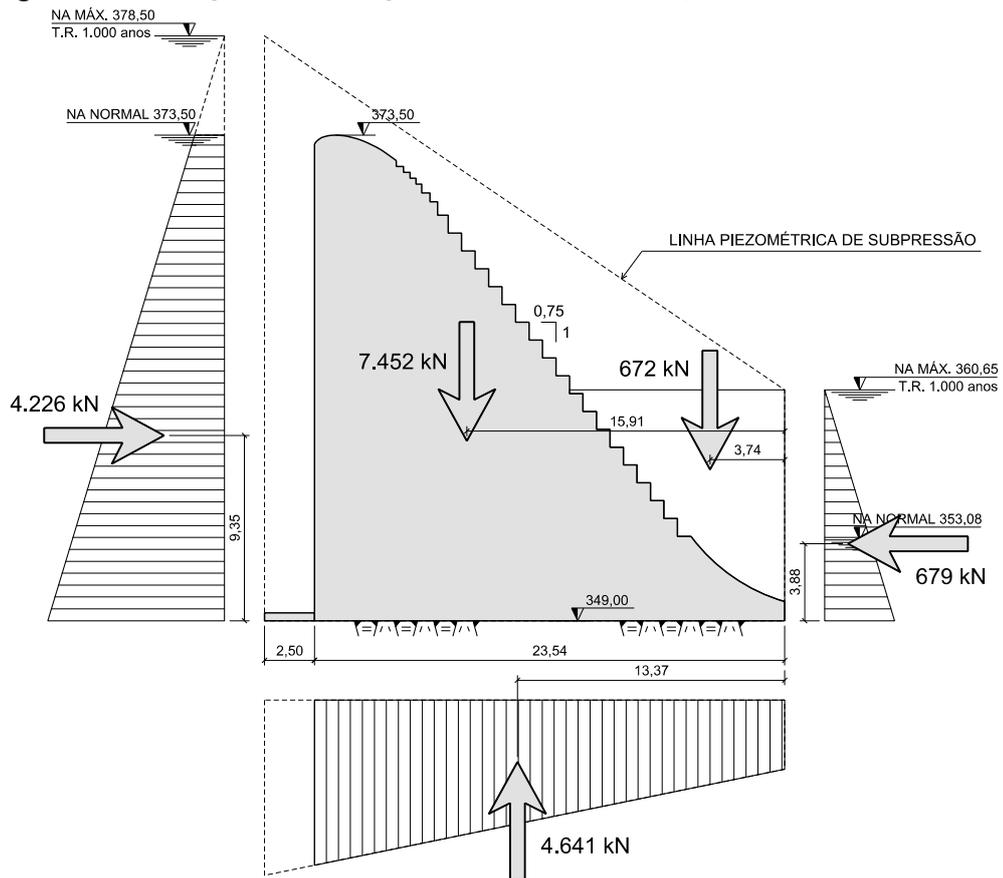
Tabela 5.12 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,75H – CCN.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	23,54	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	92,36	155,2	219,2
Mr (kN.m/m)	2.954		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Vertedouro 1V:0,75H – CCE1

Logo após, realizou-se a análise de estabilidade para o CCE1 (Figura 5.5).

Figura 5.5 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.13 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.452	15,91	118.561
Peso de água	↓	672	3,74	2.513
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	4.641	13,37	62.050
Sentido dos esforços estabilizantes:	↓←			

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Assim como na condição anterior, os fatores de segurança do Vertedouro 1V:0,75H satisfizeram os limites de estabilidade, como mostra a Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	8.124	1,75	1,1	A (m ²)	23,54
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	4.641			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	3.483	2,91	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	123.709	1,22	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	101.563				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Todavia, pela Tabela 5.15 verifica-se a ocorrência de tração no paramento a montante do Vertedouro 1V:0,75H, sendo necessária a análise com abertura de fissura para essa condição.

Tabela 5.15 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,75H – CCE1.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	23,54	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	92,36	-56,1	352,1
Mr (kN.m/m)	18.849		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

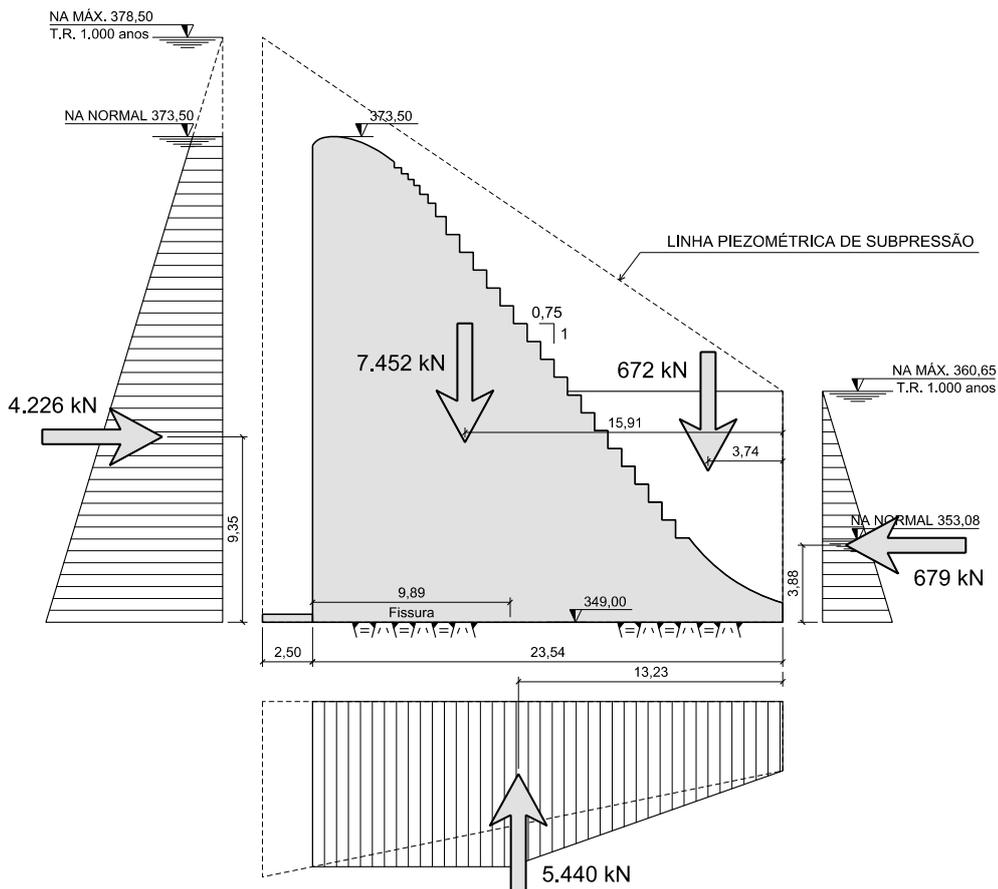
Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

c) Vertedouro 1V:0,75H com abertura de fissura – CCE1-b

Tendo sido constatada a tração na fundação para o CCE1, foi realizado o mesmo processo iterativo da seção anterior, com abertura de fissura e análise de estabilidade com auxílio da ferramenta *solver*. A análise com abertura de fissura retornou os resultados que seguem.

Figura 5.6 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,75H com abertura de fissura-CCE1-b.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.16 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.452	15,91	118.561
Peso de água	↓	672	3,74	2.513
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	5.440	13,23	71.984
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.17 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	8.124	1,49	1,1	A (m ²)	13,65
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	5.440			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	2.684	1,82	1,0	\emptyset (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	123.709	1,11	1,2	FSD \emptyset	1,1
	MT (kN.m/m)	111.497				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.18 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,75H – CCE1-b.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	13,65	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	31,06	0,0	393,2
Mr (kN.m/m)	6.106		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		9,89	

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tendo sido terminada a verificação, constatou-se que o Vertedouro 1V:0,75H não atendeu aos critérios de estabilidade, dado que:

- $FST = 1,11$, abaixo do limite mínimo de 1,2 requerido;
- Comprimento do paramento a montante tracionado maior do que $\frac{1}{3}$ da base da fundação ($9,89 \text{ m} > \frac{1}{3} \times 23,54 = 7,85 \text{ m}$).

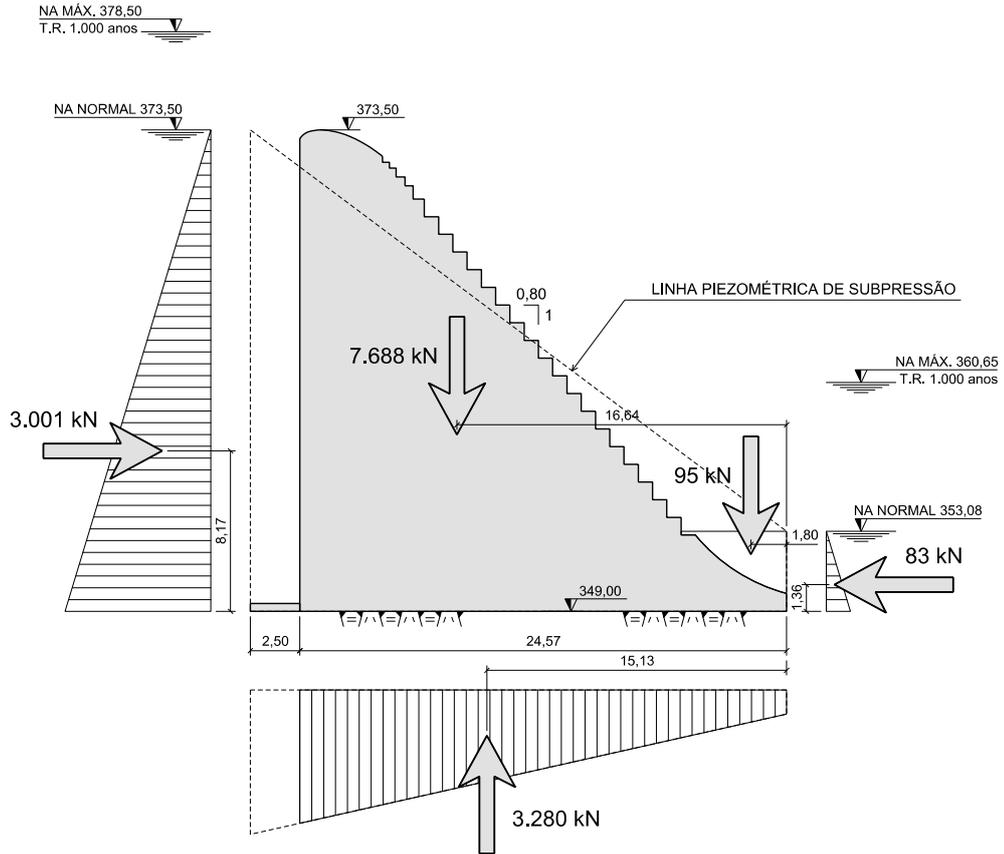
Sendo assim, a seção foi considerada instável e a análise foi cancelada.

5.3 VERTEDOIRO 1V:0,80H

a) Vertedouro 1V:0,80H – CCN

Tendo em vista que os modelos anteriores se mostraram instáveis, a segunda alteração na seção do vertedouro passou-o da declividade de 1V:0,75H para 1V:0,80H. A verificação iniciou para o CCN, conforme a Figura 5.7.

Figura 5.7 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.19 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCN.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.688	16,64	127.928
Peso de água	↓	95	1,80	171
Empuxo de água a jusante	←	83	1,36	113
Empuxo de água a montante	→	3.001	8,17	24.518
Subpressão	↑	3.280	15,13	49.626
Sentido dos esforços estabilizantes:	↓←			

Fonte: Autoria própria.

Os fatores de segurança para o caso CCN do Vertedouro 1V:0,80H (Tabela 5.20) também cumpriram os limites de estabilidade estabelecidos no trabalho.

Tabela 5.20 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCN.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.783	2,37	1,3	C (kN/m ²)	24,57
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	3.280			500	
FSD	ΣN (kN)	4.503	2,21	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	2.918			FSDC	3,0
FST	ME (kN.m/m)	128.212	1,73	1,5	FSD ϕ	1,5
	MT (kN.m/m)	74.145				

Fonte: Autoria própria.

As tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,80H, como pode ser observado na Tabela 5.21, indicam que a base está totalmente comprimida.

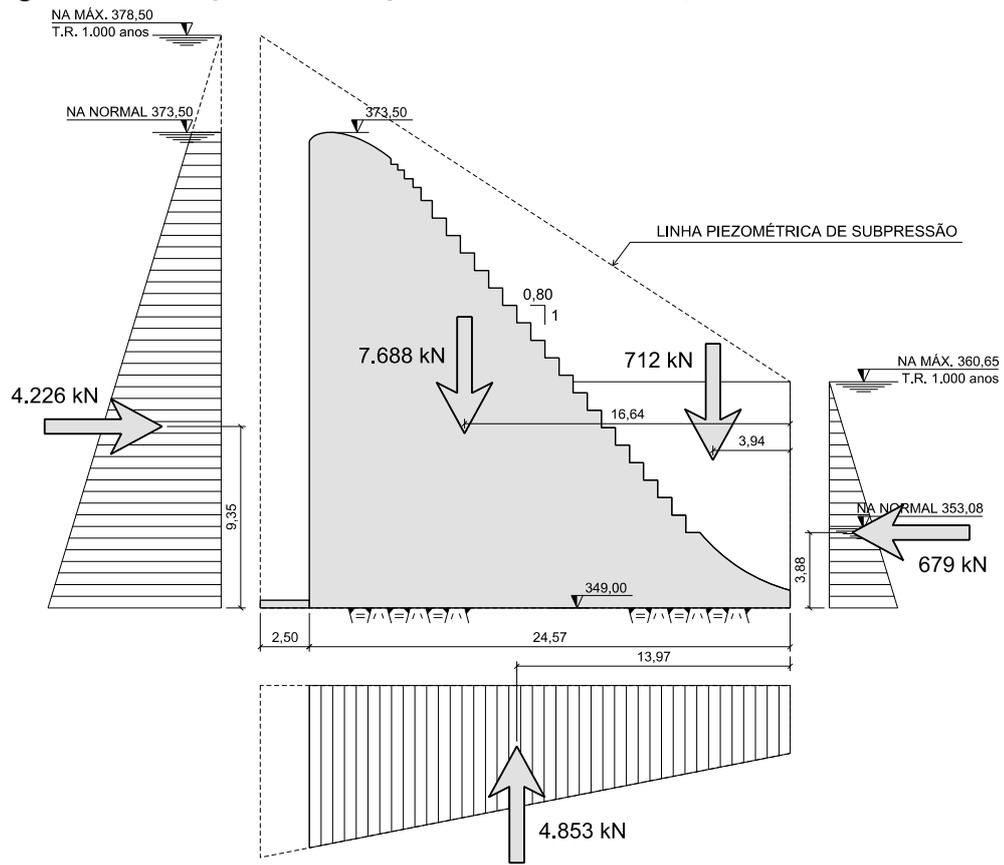
Tabela 5.21 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,80H – CCN.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	24,57	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	100,61	170,8	195,7
Mr (kN.m/m)	1.252		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Vertedouro 1V:0,80H – CCE1

Após a verificação para o CCN, foi feita a análise de estabilidade para o CCE1, seguindo o mesmo modelo das seções anteriores (Figura 5.8).

Figura 5.8 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.22 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.688	16,64	127.928
Peso de água	↓	712	3,94	2.805
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	4.853	13,97	67.796
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Os fatores de segurança do Vertedouro 1V:0,80H foram descritos na Tabela 5.23, e encontram-se conforme os limites de estabilidade previstos.

Tabela 5.23 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	8.400	1,73	1,1	A (m ²)	24,57
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	4.853			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	3.547	3,02	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	133.368	1,24	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	107.310				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Entretanto, contata-se na Tabela 5.15 a situação de tração no paramento a montante do Vertedouro 1V:0,80H, sendo requerida a análise dos fatores de segurança pela abertura de fissura.

Tabela 5.24 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,80H – CCE1.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	24,57	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	100,61	-29,7	318,5
Mr (kN.m/m)	17.516		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

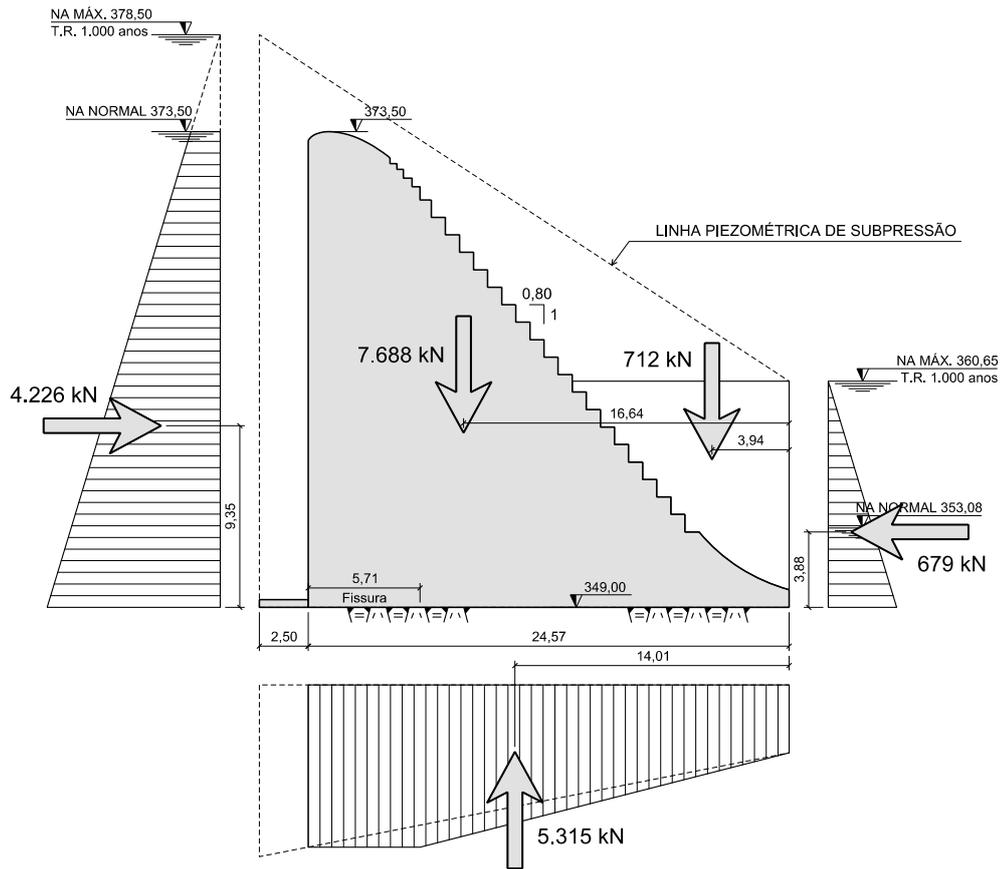
Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

c) Vertedouro 1V:0,80H com abertura de fissura – CCE1-b

Deu-se então prosseguimento à análise de estabilidade com abertura de fissura, como feita no Vertedouro 1V:0,72H e Vertedouro 1V:0,75H, que encontrou os resultados apresentados na Figura 5.9 e nas Tabelas 5.25 à 5.27.

Figura 5.9 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,80H com abertura de fissura-CCE1-b.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.25 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.688	16,64	127.928
Peso de água	↓	712	3,94	2.805
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	5.315	14,01	74.455
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.26 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	8.400	1,58	1,1	A (m ²)	18,86
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	5.315			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	3.085	2,39	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	133.368	1,17	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	113.968				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.27 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,80H – CCE1-b.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	18,86	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	59,31	0,0	327,1
Mr (kN.m/m)	9.700		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		5,71	

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

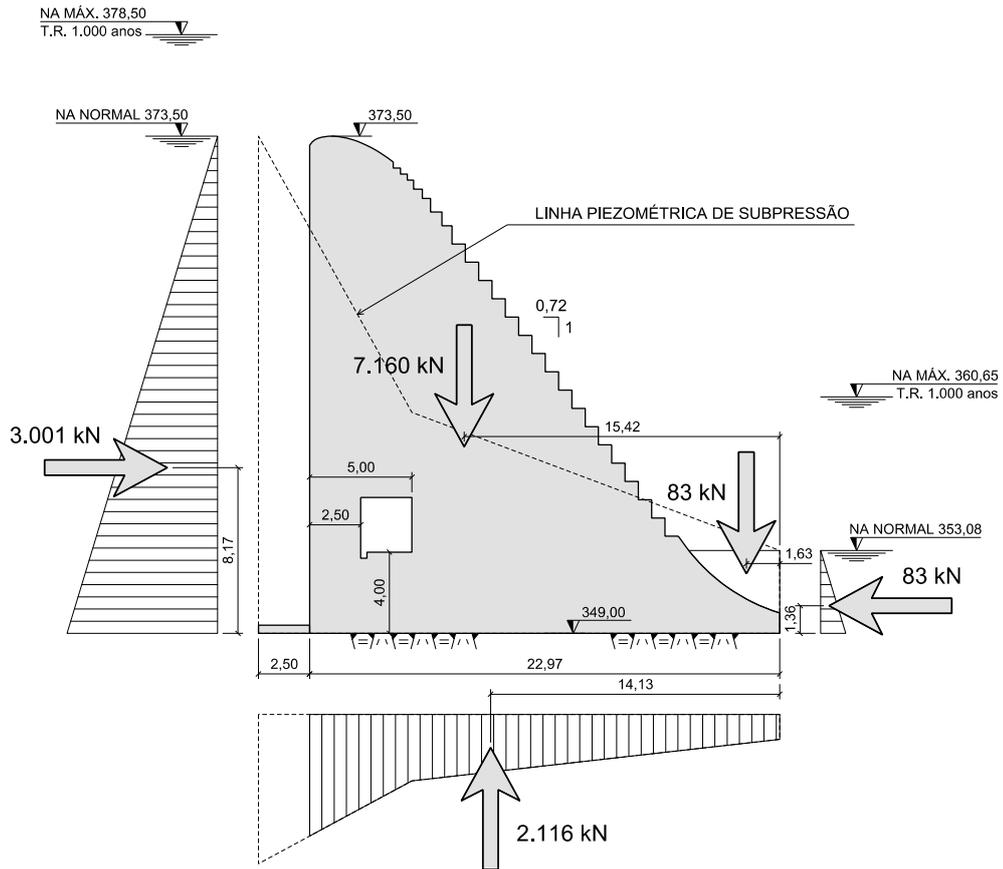
Constatou-se, também no Vertedouro 1V:0,80H, a instabilidade da seção pelo não atendimento aos critérios de estabilidade. Dessa vez, embora o comprimento do paramento a montante tracionado (5,71 m) tenha sido menor do que 1/3 da base (8,19 m), verificou-se que o *FST* estava abaixo do mínimo exigido ($1,17 < 1,2$).

5.4 VERTEDOIRO 1V:0,72H – GALERIA DE DRENAGEM (GD)

a) Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN

Com o intuito de estabelecer uma seção estável e com a menor declividade possível, adotou-se a seção inicial, com declividade de 1V:0,72H, e com a utilização de uma galeria de drenagem a montante. A verificação começou pelo CCN (Figura 5.10 e Tabela 5.28).

Figura 5.10 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.28 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.160	15,42	110.407
Peso de água	↓	83	1,63	135
Empuxo de água a jusante	←	83	1,36	113
Empuxo de água a montante	→	3.001	8,17	24.518
Subpressão	↑	2.116	14,13	29.899
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

De acordo com os critérios da ELETROBRÁS (2003) para a determinação da subpressão na linha de drenos, sabendo que $H_m = 24,50\text{ m}$; $H_j = 4,08\text{ m}$ e $h_g = 4,00\text{ m}$, tem-se que:

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} \times (H_m - H_j) \therefore H_{dm} = 10,89\text{ m}$$

Os fatores de segurança para o caso CCN do Vertedouro 1V:0,72H (GD) estão de acordo com os limites de estabilidade definidos no trabalho, como mostra a Tabela 5.19.

Tabela 5.29 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.243	3,42	1,3	A (m ²)	22,97
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	2.116			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	5.127	2,23	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	2.918			FSDC	3,0
FST	ME (kN.m/m)	110.655	2,03	1,5	FSD ϕ	1,5
	MT (kN.m/m)	54.417				

Fonte: Autoria própria.

Segundo o que se apresenta na Tabela 5.30, as tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) indicam que a base encontra-se totalmente comprimida.

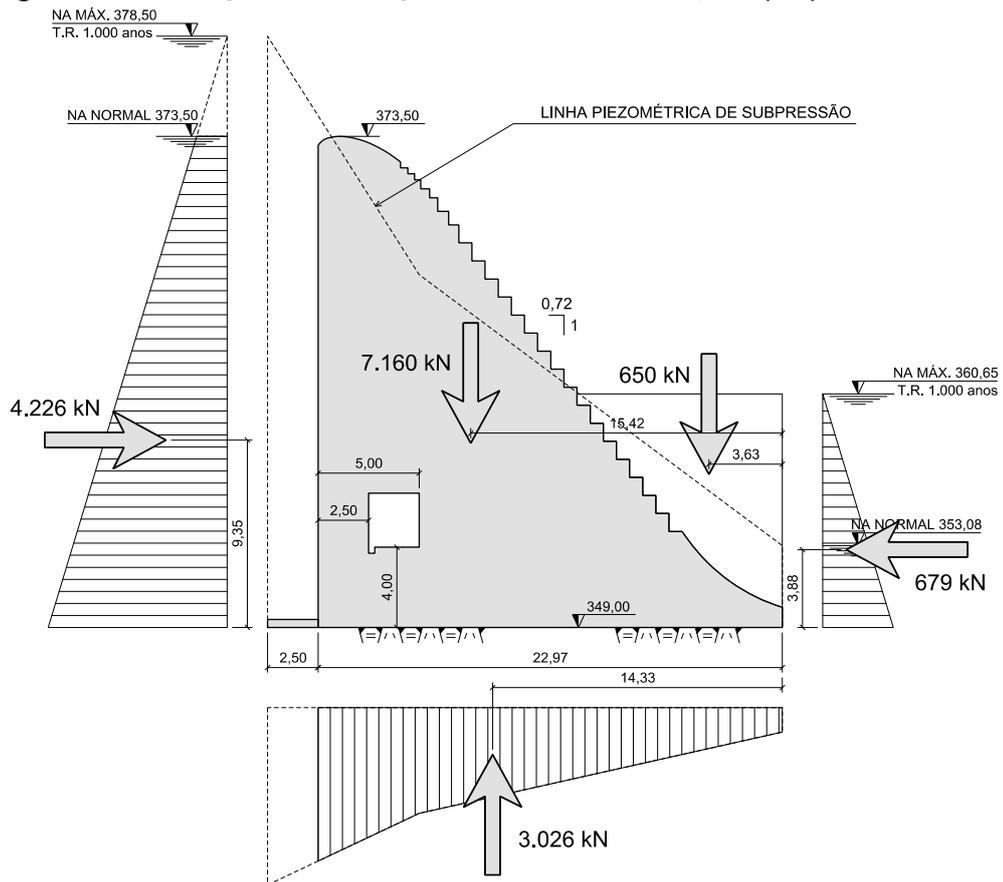
Tabela 5.30 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCN.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
		Montante	Jusante
Comprimento (m)	22,97	193,1	253,3
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	87,94		
Mr (kN.m/m)	2.645		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1

Tendo sido concluída a verificação para o CCN, foi analisada a estabilidade para o CCE1 (Figura 5.11).

Figura 5.11 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.

Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 5.31 encontram-se os esforços atuantes, os braços de alavanca de cada um desses, relativos ao ponto de tombamento da estrutura, e os respectivos momentos.

Tabela 5.31 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.160	15,42	110.407
Peso de água	↓	650	3,63	2.360
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	3.026	14,33	43.363
Sentido dos esforços estabilizantes:	↓←			

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

A subpressão na linha de drenos foi de $H_{dm} = 17,60 \text{ m}$, conforme o seguinte cálculo: Para $H_m = 29,50 \text{ m}$; $H_j = 11,65 \text{ m}$ e $h_g = 4,00 \text{ m}$,

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} \times (H_m - H_j) \therefore H_{dm} = 17,60 \text{ m}$$

Os fatores de segurança do Vertedouro 1V:0,72H (GD) encontram-se na Tabela 5.23, e seus valores respeitam os limites de estabilidade estabelecidos.

Tabela 5.32 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\sum \downarrow$ (kN)	7.810	2,58	1,1	A (m ²)	22,97
	$\sum \uparrow$ (kN)	3.026			C (kN/m ²)	500
FSD	$\sum N$ (kN)	4.784	3,12	1,0	ϕ (graus)	38
	$\sum H$ (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	115.401	1,39	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	82.876				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

Contudo, ao se verificarem as tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD), na Tabela 5.33, identificou-se que a base do paramento a montante estava sendo tracionada. Dessa forma, foi feita uma nova verificação de estabilidade para o CCE1, dessa vez com a abertura de fissura.

Tabela 5.33 – Tensões na fundação – Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
		Montante	Jusante
Comprimento (m)	22,97	-46,7	463,2
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	87,94		
Mr (kN.m/m)	22.419		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

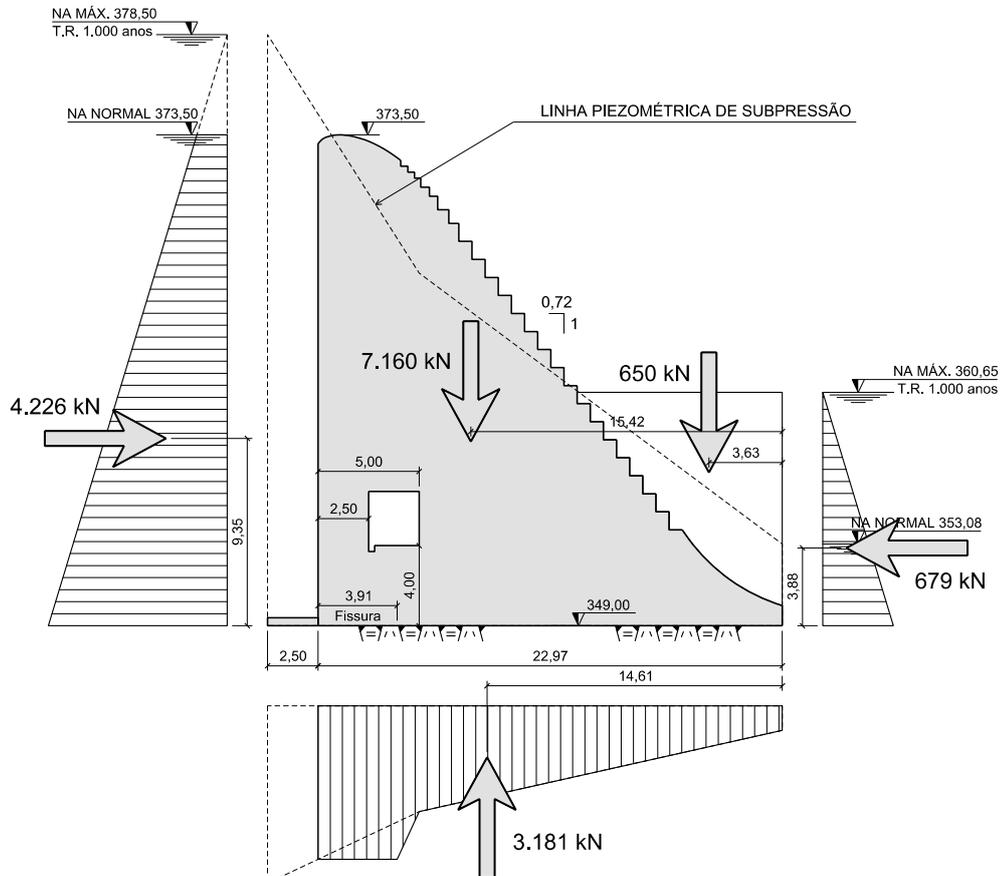
Fonte: Autoria própria.

Nota: Análise inicial, sem a abertura de fissura.

c) Vertedouro 1V:0,72H (GD) com abertura de fissura – CCE1-b

Seguindo o mesmo procedimento realizado nas seções anteriores, deu-se continuidade à análise de estabilidade com abertura de fissura (Figura 5.12).

Figura 5.12 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) com abertura de fissura – CCE1-b.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.34 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.160	15,42	110.407
Peso de água	↓	650	3,63	2.360
Empuxo de água a jusante	←	679	3,88	2.635
Empuxo de água a montante	→	4.226	9,35	39.513
Subpressão	↑	3.181	14,61	46.474
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

A fissura aberta teve extensão de 3,91 m a montante. Assim, foi possível se beneficiar dos efeitos da galeria de drenagem no vertedouro, como abordado nos critérios de subpressão, visto que a abertura não ultrapassou o limite da linha de drenos, que é igual a 5,00 m.

Tabela 5.35 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.810	2,46	1,1	A (m ²)	19,06
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	3.181			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	4.629	2,72	1,0	\emptyset (graus)	38
	ΣH (kN)	3.547			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	115.401	1,34	1,2	FSD \emptyset	1,1
	MT (kN.m/m)	85.988				

Fonte: Autoria própria.

Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.36 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE1-b.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	19,06	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	60,55	0,1	485,7
Mr (kN.m/m)	14.701		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		3,91	

Fonte: Autoria própria.

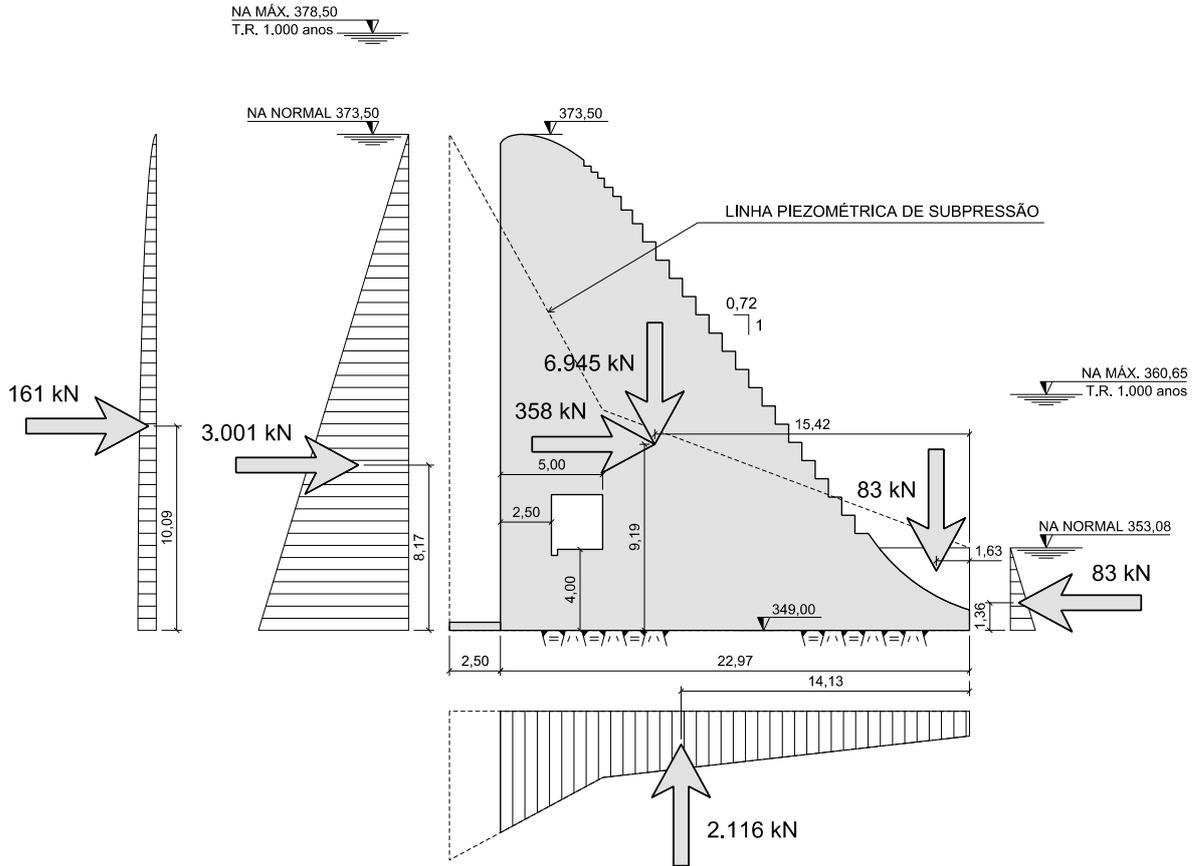
Nota: Segunda análise, com abertura de fissura.

Entretanto, deve-se observar que foi utilizada uma adaptação do critério ELETROBRÁS (2003), na qual não foi considerada uma diminuição da eficiência dos drenos em função da proximidade da fissura. Além disso, também foi considerada a redução da subpressão no trecho tracionado devido à laje impermeável.

Dado que o Vertedouro 1V:0,72H (GD) encontra-se estável para o CCE1, a verificação de estabilidade da seção continuou para os casos CCE2 e CCE3, como segue nos itens subsequentes.

d) Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2

Figura 5.13 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.37 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	6.945	15,42	107.095
Peso de água	↓	81	1,63	131
Empuxo de água a jusante	←	83	1,36	113
Empuxo de água a montante	→	3.001	8,17	24.518
Subpressão	↑	2.116	14,13	29.899
Força inercial horizontal - Peso próprio	→	358	9,07	3.247
Zangar	↑	161	10,09	1.627
Sentido dos esforços estabilizantes:		↓←		

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.38 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.026	3,09	1,1	A (m ²)	22,97
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	2.277			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	4.748	3,37	1,0	ϕ (graus)	38
	ΣH (kN)	3.276			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	107.339	1,81	1,2	FSD ϕ	1,1
	MT (kN.m/m)	59.291				

Fonte: Autoria própria.

Nota: segunda análise, com abertura de fissura.

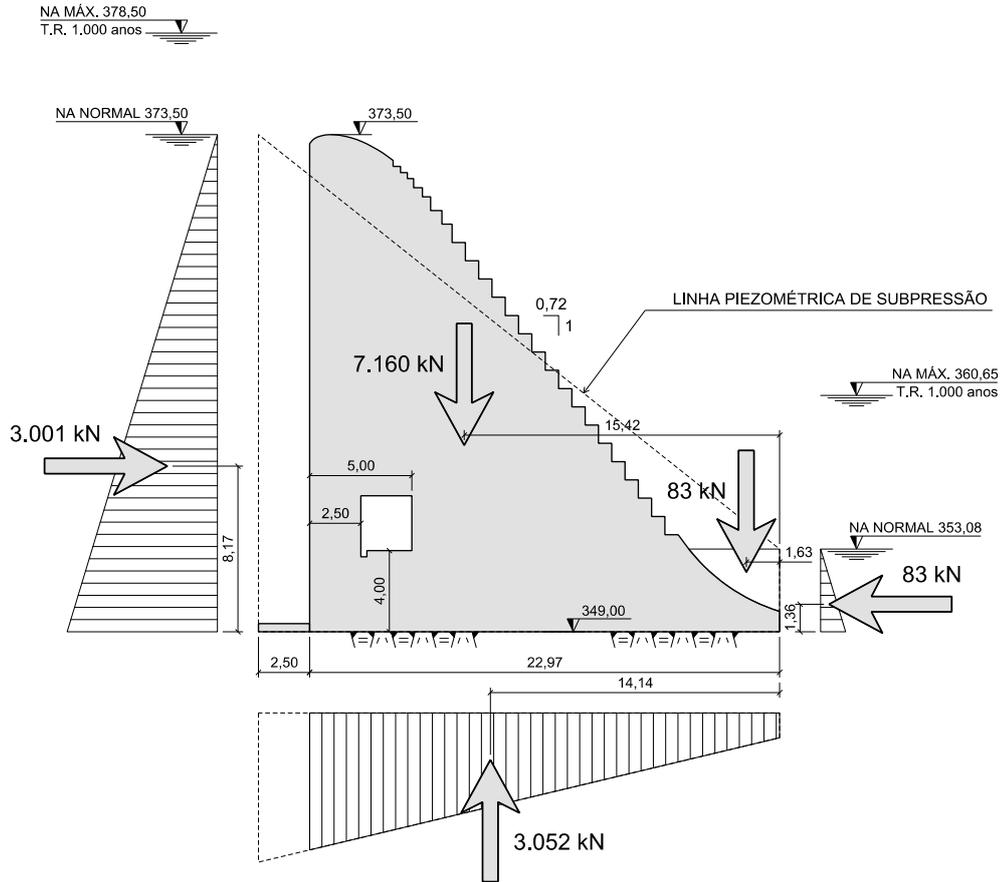
Tabela 5.39 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE2.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	22,97 m	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00 m		
w (m ³)	87,94 m ³	132,9	280,5
Mr (kN.m/m)	6.488		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

e) Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3

Figura 5.14 – Atuação dos esforços no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.40 – Esforços atuantes no Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.

Esforços atuantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio	↓	7.160	15,42	110.407
Peso de água	↓	83	1,63	135
Empuxo de água a jusante	←	83	1,36	113
Empuxo de água a montante	→	3.001	8,17	24.518
Subpressão	↑	3.052	14,14	43.155
Sentido dos esforços estabilizantes:			↓←	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.41 – Verificação de estabilidade e parâmetros do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.

FS	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de cálculo	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	7.243	2,37	1,1	A (m ²)	22,97
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	3.052			C (kN/m ²)	500
FSD	ΣN (kN)	4.191	3,64	1,0	\emptyset (graus)	38
	ΣH (kN)	2.918			FSDC	1,5
FST	ME (kN.m/m)	110.655	1,64	1,2	FSD \emptyset	1,1
	MT (kN.m/m)	67.673				

Fonte: Autoria própria.

Nota: segunda análise, com abertura de fissura.

Tabela 5.42 – Tensões na fundação do Vertedouro 1V:0,72H (GD) – CCE3.

Parâmetros de cálculo		Tensão máxima (kN/m ²)	
Comprimento (m)	22,97	Montante	Jusante
Largura (m)	1,00		
w (m ³)	87,94	123,9	241,0
Mr (kN.m/m)	5.152		
Compr. paramento a mont. tracionado (m):		0,00	

Fonte: Autoria própria.

Após a verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H (GD), concluiu-se que o mesmo encontra-se estável para todos os casos de carregamento (CCN, CCE1, CCE2 e CCE3), sendo definida essa sessão como sendo a geometria final do vertedouro.

5.5 ANÁLISE DAS VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Nas Tabelas 5.43, 5.44, 5.45 e 5.46 são apresentados os resumos dos fatores de segurança e das tensões na fundação da estrutura conforme os casos de carregamento verificados.

Tabela 5.43 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H.

Caso de Carregamento	Fatores de Segurança						Tensão máxima (kN/m ²)	
	FSF Calculado	FSF Mínimo	FSD Calculado	FSD Mínimo	FST Calculado	FST Mínimo	Montante	Jusante
CCN	2,43	1,3	2,09	1,0	1,68	1,5	145,0	234,2
CCE1	1,76	1,1	2,85	1,0	1,20	1,2	-73,4	373,7
CCE1-b	1,45	1,1	1,52	1,0	1,08	1,2	0,0	455,4

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.44 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,75H.

Caso de Carregamento	Fatores de Segurança						Tensão máxima (kN/m ²)	
	FSF Calculado	FSF Mínimo	FSD Calculado	FSD Mínimo	FST Calculado	FST Mínimo	Montante	Jusante
	CCN	2,41	1,3	2,13	1,0	1,70	1,5	155,2
CCE1	1,75	1,1	2,91	1,0	1,22	1,2	-56,1	352,1
CCE1-b	1,49	1,1	1,82	1,0	1,11	1,2	0,0	393,2

Fonte: Autoria própria.

Tabela 5.45 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,80H.

Caso de Carregamento	Fatores de Segurança						Tensão máxima (kN/m ²)	
	FSF Calculado	FSF Mínimo	FSD Calculado	FSD Mínimo	FST Calculado	FST Mínimo	Montante	Jusante
	CCN	2,37	1,3	2,21	1,0	1,73	1,5	170,8
CCE1	1,73	1,1	3,02	1,0	1,24	1,2	-29,7	318,5
CCE1-b	1,58	1,1	2,39	1,0	1,17	1,2	0,0	327,1

Fonte: Autoria própria.

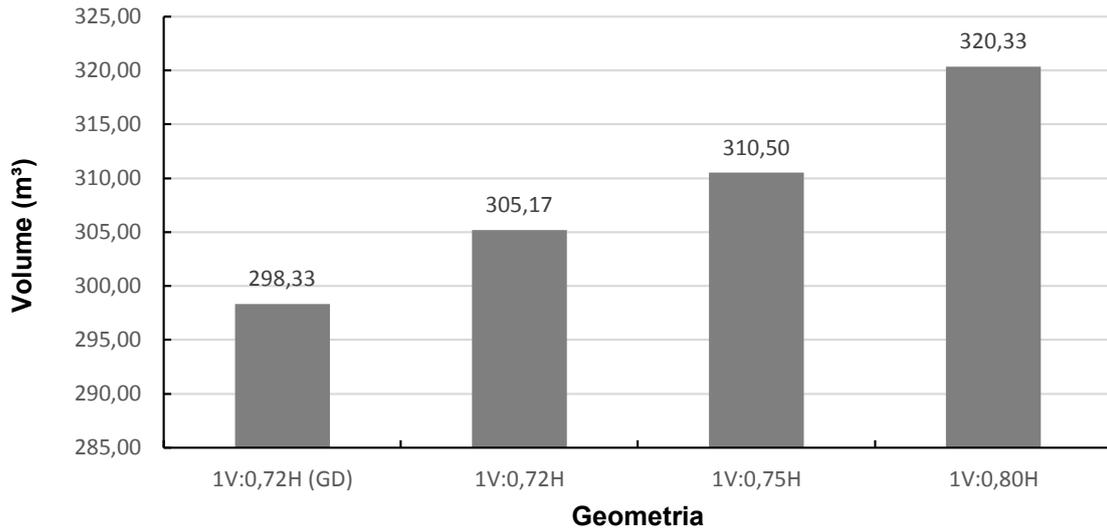
Tabela 5.46 – Resumo da verificação de estabilidade do Vertedouro 1V:0,72H (GD).

Caso de Carregamento	Fatores de Segurança						Tensão máxima (kN/m ²)	
	FSF Calculado	FSF Mínimo	FSD Calculado	FSD Mínimo	FST Calculado	FST Mínimo	Montante	Jusante
	CCN	3,42	1,3	2,23	1,0	2,03	1,5	193,1
CCE1	2,58	1,1	3,12	1,0	1,39	1,2	-46,7	463,2
CCE1-b	2,50	1,1	2,78	1,0	1,36	1,2	0,1	479,4
CCE2	3,09	1,1	3,37	1,0	1,81	1,2	132,9	280,5
CCE3	2,37	1,1	3,64	1,0	1,64	1,2	123,9	241,0

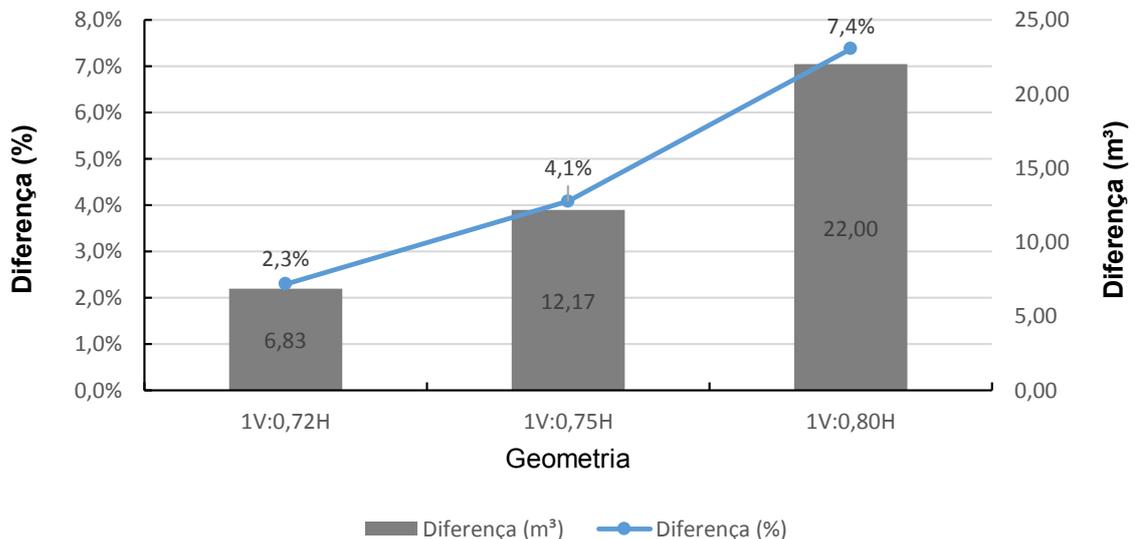
Fonte: Autoria própria.

A Figura 5.15 ilustra o volume de concreto em cada seção. Com auxílio da Figura 5.16, verificam-se as diferenças percentuais e volumétricas entre a seção final (Vertedouro 1V:0,72H (GD)) e as seções descartadas, ou seja, aquelas que foram consideradas instáveis.

Vê-se que essa diferença é de 2,3% para o Vertedouro 1V:0,72H, enquanto que para o Vertedouro 1V:0,80H chega a 7,4%, um total de 22 m³ de concreto a mais do que o utilizado no Vertedouro 1V:0,72H (GD).

Figura 5.15 – Volume de concreto em cada seção.

Fonte: Autoria própria.

Figura 5.16 – Diferença percentual e volumétrica entre a seção final e as seções descartadas.

Fonte: Autoria própria.

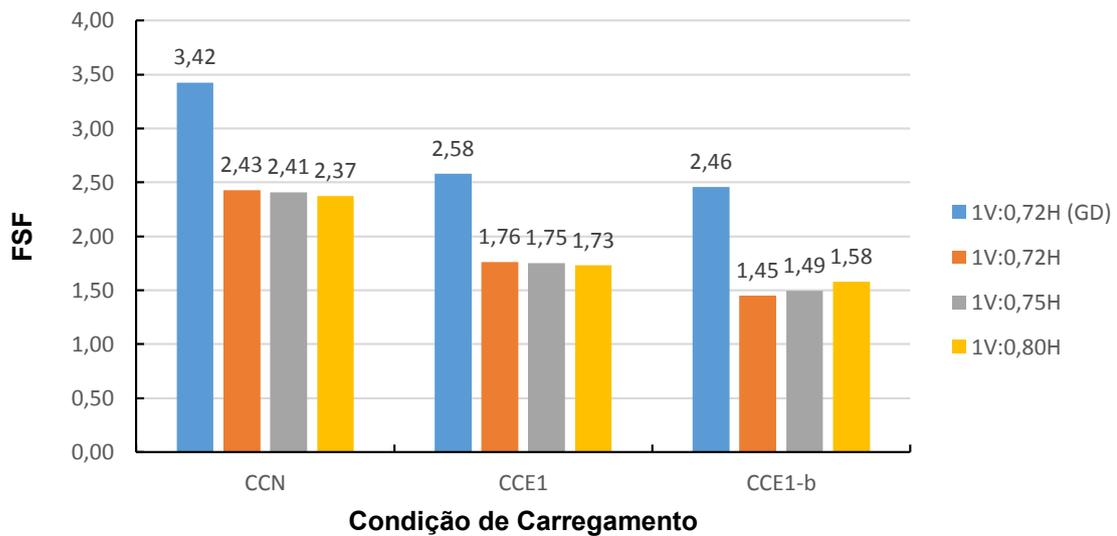
A diferença entre os valores do FSF foi notável (Figura 5.17). No CCN, o Vertedouro 1V:0,72H (GD) obteve um fator de 3,42, enquanto que a média das outras seções foi de apenas $2,40 \pm 0,03$ (diferença de $1,02 \pm 0,03$). Também houve diferença, para o CCE1 e o CCE1-b, entre o FSF da seção final e a média do FSF das outras seções:

a) CCE1:

- a. Vertedouro 1V:0,72 (GD): 2,58;
- b. Média das demais seções: $1,75 \pm 0,02$;
- c. Diferença: $0,83 \pm 0,02$.

b) CCE1-b:

- a. Vertedouro 1V:0,72 (GD): 2,46;
- b. Média das demais seções: $1,51 \pm 0,07$;
- c. Diferença: $0,95 \pm 0,07$.

Figura 5.17 – Comparação entre os valores de FSF.

Fonte: Autoria própria.

Para o FSD (Figura 5.18) a diferença foi menor, conforme os valores mostrados:

a) CCN:

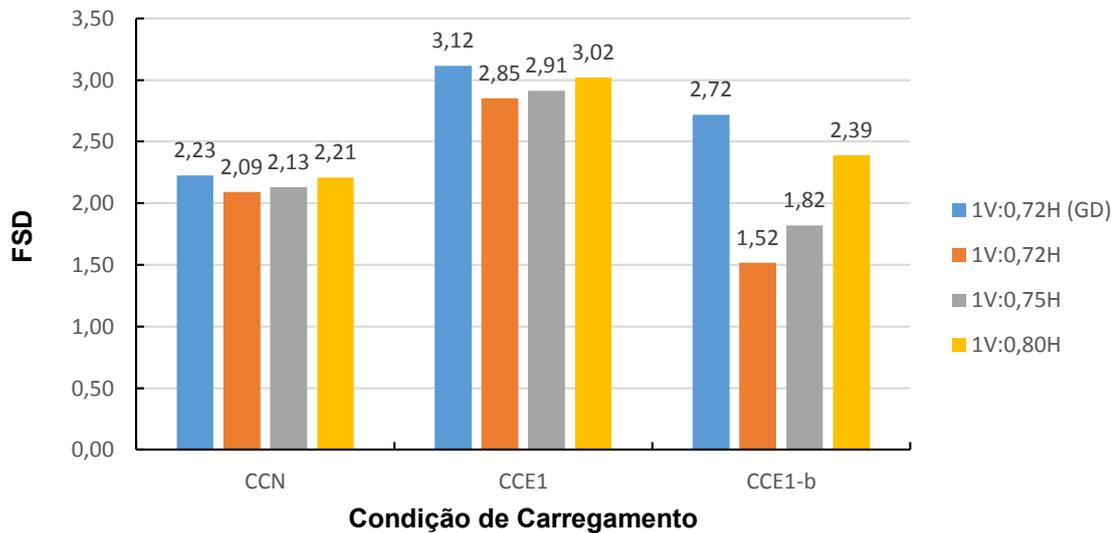
- a. Vertedouro 1V:0,72 (GD): 2,23;
- b. Média das demais seções: $2,14 \pm 0,06$;
- c. Diferença: $0,08 \pm 0,06$.

b) CCE1:

- a. Vertedouro 1V:0,72 (GD): 3,12;
- b. Média das demais seções: $2,93 \pm 0,09$;

- c. Diferença: $0,19 \pm 0,09$.
- c) CCE1-b:
- Vertedouro 1V:0,72 (GD): 2,72;
 - Média das demais seções: $1,91 \pm 0,44$;
 - Diferença: $0,81 \pm 0,44$.

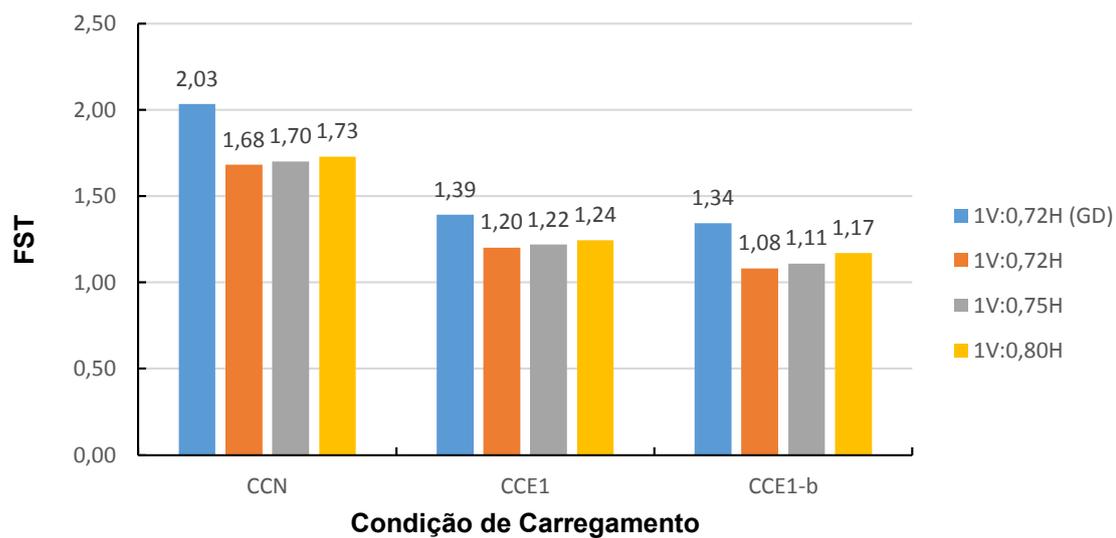
Figura 5.18 – Comparação entre os valores de FSD.



Fonte: Autoria própria.

Por fim, comparou-se os valores do FST entre as seções. O Vertedouro 1V:0,72H (GD) obteve um FST de 2,03 para o CCN, sendo que a média das outras seções foi de $1,70 \pm 0,02$ (diferença de $0,33 \pm 0,02$). As diferenças para o CCE1 e CCE1-b encontram-se a seguir:

- CCE1:
 - Vertedouro 1V:0,72 (GD): 1,39;
 - Média das demais seções: $1,22 \pm 0,02$;
 - Diferença: $0,17 \pm 0,02$.
- CCE1-b:
 - Vertedouro 1V:0,72 (GD): 1,34;
 - Média das demais seções: $1,12 \pm 0,05$;
 - Diferença: $0,22 \pm 0,05$.

Figura 5.19 – Comparação entre os valores de FST.

Fonte: Autoria própria.

6 CONCLUSÕES

A análise de estabilidade é um processo essencial na elaboração de projetos de estruturas hidráulicas, visto que nela são determinados os fatores que visam avaliar a segurança da estrutura. Identifica-se, também, que uma das principais causas de instabilidade em vertedouros é ação da subpressão, devido à sua atuação no alívio do peso da estrutura e conseqüente redução das tensões de contato na interface concreto-rocha.

Portanto, cabe ao engenheiro projetista atenção especial tanto na escolha do critério utilizado para o cálculo da subpressão como nos meios empregados para minimização desse esforço. Além disso, os projetos de vertedouros devem aliar a eficiência construtiva à eficácia estrutural, a fim de que a estrutura desempenhe suas funções de maneira satisfatória e menos onerosa possível, buscando a viabilidade econômica.

No estudo realizado, foram analisados os esforços atuantes em um vertedouro, com auxílio de programas de desenho e planilha de cálculo desenvolvida para esse propósito, além de verificadas a estabilidade de vertedouros com e sem a utilização de galerias de drenagem.

Durante as análises de estabilidade, a galeria de drenagem mostrou-se eficaz na diminuição da subpressão, sendo diretamente responsável pela diminuição da subpressão atuante na estrutura. Ao comparar-se a influência do uso de galerias de drenagem entre as diferentes condições de carregamento, constatou-se que o emprego dessa solução pode aumentar a segurança do vertedouro e minimizar o consumo de concreto na estrutura, que no estudo chegou a 7,4% de economia do material.

Devido à geometria e à disposição dos esforços atuantes na estrutura, observou-se que o Fator de Segurança ao Tombamento foi o critério de maior sensibilidade, sendo o mais crítico em todas as seções analisadas.

Ao término das análises, foi definida a geometria do vertedouro de acordo com os critérios estabelecidos nesse trabalho e de acordo com os resultados encontrados. O Vertedouro 1V:0,72H – Galeria de drenagem (GD) mostrou-se eficaz e eficiente,

sendo a única seção a cumprir todas as verificações de estabilidade, além de apresentar menor consumo de concreto.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Por fim, sugerem-se para trabalhos futuros os seguintes temas:

- a) Comparação entre os diferentes métodos de cálculo de subpressão;
- b) Comparação entre os diferentes critérios de segurança de barragens;
- c) Comparação entre valores obtidos por diferentes critérios de cálculo de subpressão e valores instrumentais;
- d) Análise de viabilidade econômica e financeira de vertedouros e barragens com a utilização de diferentes critérios de cálculo;
- e) Análise de viabilidade econômica e financeira de vertedouros e barragens com a utilização de galerias de drenagem;
- f) Desenvolvimento de programas de análise de estabilidade para seções curvas de vertedouros;
- g) Estudo da influência de lajes impermeáveis em estruturas hidráulicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Matriz de energia elétrica**. Disponível em: <<http://goo.gl/PaHzFi>>. Acesso em: 23 abr. 2014.

ANDRADE, R. M. de. **A drenagem nas fundações das estruturas hidráulicas: análise, interpretação, prática**. Rio de Janeiro: Engevix, 1982. 437p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético. **Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas, edição 2007**. Disponível em: <<http://goo.gl/LNeJ2G>>. Acesso em: 23 abr. 2014.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. **Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas – PCH**. Rio de Janeiro: ELETROBRÁS, 2000.

_____. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: CBDB/ELETROBRÁS, 2003.

CIFU, S. Projeto estrutural de barragens de concreto. **Revista CONCRETO & Construções**, São Paulo, Ano XXXIX, n. 63, p. 67-76, 2011.

COMITÊ BRASILEIRO DE GRANDES BARRAGENS. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: CBDB, 1999.

FRANCISCHELLI, E. **Galeria de drenagem – Barragem UHE machadinho**. 2012. Disponível em: <<http://goo.gl/K1bzbq7>>. Acesso em: 01 dez. 2014.

GUTSTEIN, D. **Projeto de Estruturas de Barragens de Gravidade de Concreto por meio de Métodos Computacionais: Visão Geral e Metodologia**. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011. [Orientador: LORIGGIO, D. D.].

JANSEN, R. B. **Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1988.

LEVIS, S. D. **Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto**. 2006. 186 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

PORTO, E. C. **Critério para determinação de vazões pela fundação de barragens com base nos ensaios de perda d'água o caso da usina hidrelétrica de Itaipu.** 2002. 93 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

SANTOS, I. P. **Análise de barragens de gravidade: uma abordagem computacional.** 2011. 153 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2011. [Orientador: LORIGGIO, D. D.].

SCHREIBER, G. P. **Usinas hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Edgard Blücher/Engevix, 1977. 235 p.

SILVA, P. C. da; FERNANDES, P. M. **Análise de estabilidade global de uma barragem de concreto incluindo efeito sísmico.** 2013. 96 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, 2013.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-2200: Engineering and Design – Gravity Dam Design.** Washington, DC: Department of the Army, 1995.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams.** 3 ed. 1987. 860 p.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Gravity Dams.** Denver: United States Government Printing Office, 1976. 553 p.

ZANGAR, C. N. **Hydrodynamic pressure on dams due to horizontal earthquake effects.** Engineering Monograph No. 11. Denver, CO: U.S. Department of Internal Bureau of Reclamation. 1952.