

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS SCHMITZ

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE BARRAGEM DE CONCRETO PARA
PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH POÇO
FUNDO**

FLORIANÓPOLIS/SC
JUNHO DE 2018

LUCAS SCHMITZ

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE BARRAGEM DE CONCRETO PARA
PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH POÇO
FUNDO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

FLORIANÓPOLIS/SC

JUNHO DE 2018

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

Schmitz, Lucas

Estudo de Alternativas de Barragem de Concreto para Pequenas Centrais Hidrelétrica: Estudo de Caso da PCH Poço Fundo / Lucas Schmitz ; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi, 2018.

106 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Barragem de concreto. 3. Análise de estabilidade global. 4. Pequena Central Hidrelétrica. I. dos Reis Higashi, Rafael Augusto. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

LUCAS SCHMITZ

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS DE BARRAGEM DE CONCRETO PARA
PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS: ESTUDO DE CASO DA PCH POÇO
FUNDO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, julgado adequado e aprovado para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Florianópolis, 19 de junho de 2018.

Prof.^a Dr.^a Luciana Rohde
Coordenadora do Curso

BANCA EXAMINADORA



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

Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng.^a Lizzian Mendonça Nishioka
GeoEnergy Engenharia

*Aos meus pais, Mágui e Valcir,
à minha avó, Plantina, e meu irmão, Artur,
e à minha namorada, Jéssica,
com carinho,
dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por estar ao meu lado em todos os momentos, propiciando-me saúde por todos esses anos e dando-me força para não desistir.

Aos meus pais, Mágui e Valcir, à minha avó, Plantina, ao meu irmão, Artur e à minha namorada, Jéssica, por me apoiarem plenamente em minha caminhada e por serem as melhores pessoas que eu poderia ter ao meu lado.

Agradeço ao Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, por toda sua atenção e dedicação, e por acreditar em meu potencial.

Aos Engenheiros Lizzian Mendonça Nishioka e Fabrício Martins, por compartilharem parte de seus conhecimentos e pela convivência durante o período de estágio.

A empresa GeoEnergy Engenharia, por me dar a oportunidade de enfrentar meus primeiros desafios na vida profissional e disponibilizar seu banco de dados para que este trabalho pudesse ser desenvolvido.

Aos meus amigos de Blumenau, GeoEnergy, UFSC e em especial aos Rats, pelo apoio nos maus momentos e pela parceria em todas as horas.

A todos aqueles que de alguma maneira contribuíram positivamente para que eu pudesse completar mais esta etapa da minha vida acadêmica e pessoal.

“Mesmo que a vida pareça difícil, há sempre algo que você possa fazer para ter sucesso nela”.

Stephen Hawking

RESUMO

Os elevados custos que envolvem a implementação das hidrelétricas, sejam eles de planejamento, projetos ou execução, exigem cada vez mais soluções eficientes e econômicas, que cumpram com os requisitos da obra de forma eficaz. Deste modo, é essencial que sejam definidas geometrias que atendam às necessidades do empreendimento, minimizando os custos totais da obra e aliando segurança e competência para um desempenho ótimo. Dentre as estruturas que fazem parte de um arranjo hidrelétrico, a barragem exerce grande importância, sendo a de concreto uma das mais utilizadas. Para seu projeto e construção, são necessários estudos dos esforços, carregamentos e situações as quais a mesma estará sujeita após entrar em operação, para verificação de sua estabilidade e segurança, em conformidade com os Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 2003). Dessa forma, objetivou-se neste trabalho estudar a influência na escolha de um determinado tipo de barragem de concreto para um aproveitamento hidrelétrico, reunindo as diretrizes propostas na bibliografia existente. Realizou-se um estudo de caso da PCH Poço Fundo, propondo três soluções de barramento em concreto (Barragem de Gravidade, Muro de Flexão e Contraforte), expondo os cálculos de estabilidade global, além de uma análise preliminar econômica para cada alternativa de barragem. Os dados de projeto necessários ao estudo foram fornecidos pela empresa GeoEnergy Engenharia. Concluiu-se que a Barragem de Gravidade é a melhor alternativa para o projeto em estudo, pois apresentou uma economia no preço de construção de 60,77% em relação à Barragem Muro de Flexão e de 41,20% comparado à Barragem Contraforte, além de se mostrar uma alternativa eficaz e eficiente, cumprindo com todas as verificações de estabilidade.

Palavras-chave: Barragem. Análise de estabilidade. Barragem de gravidade. Muro de flexão. Contraforte. PCH.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção típica de uma barragem de terra.	34
Figura 2 – Seção típica de uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável.....	35
Figura 3 – Barramento de Gravidade em CCR da Barragem Ribeirão João Leite (GO).	36
Figura 4 – Processo de compactação com rolo vibratório da barragem da UHE Lajeado, Lajeado (TO).	37
Figura 5 – Barragem em arco da UHE Funil, Rio Grande (MG).	38
Figura 6 – Barragem em contraforte da UHE Itaipu, Foz do Iguaçu (PR).	39
Figura 7 – Seção típica de um muro de flexão usado para contenção de água.	40
Figura 8 – Seção do circuito hidráulico de geração da UHE Salto Pilão (SC).	41
Figura 9 – Arranjo compacto – PCH Meia Luiza (RS).	42
Figura 10 – Distribuição das pressões hidrostáticas, sem linha de drenos ou drenos inoperantes.	50
Figura 11 – Distribuição das pressões hidrostáticas, sem linha de drenos e com abertura de fissura.	51
Figura 12 – Forças sísmicas	53
Figura 13 – Pressões hidrodinâmicas devidas às ações sísmicas	54
Figura 14 – Fluxograma das etapas da pesquisa realizada.	65
Figura 15 – Localização da PCH Poço Fundo.	66
Figura 16 – Arranjo a montante da PCH Poço Fundo.	67
Figura 17 – Arranjo a jusante da PCH Poço Fundo.	67
Figura 18 – Determinação dos esforços pelo MicroStation TriForma V8 XM.	71
Figura 19 – Forma final da Barragem Gravidade. Seção (esq.) e perspectiva (dir.).	73
Figura 20 – Forma final da Barragem Muro Flexão. Seção (esq.) e perspectiva (dir.).	73
Figura 21 – Forma final da Barragem Contraforte. Seção (esq.), perspectiva (dir.) e vista frontal (abaixo).	74
Figura 22 – Esforços na Barragem Gravidade – CCN.	75
Figura 23 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1.	77
Figura 24 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.	79
Figura 25 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE2.	81
Figura 26 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCN.	83
Figura 27 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1.	85
Figura 28 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.	87

Figura 29 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE2.	89
Figura 30 – Esforços na Barragem Contraforte – CCN.	91
Figura 31 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1.	93
Figura 32 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.....	95
Figura 33 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE2.	97

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Matriz de geração de energia elétrica do Brasil: capacidade instalada.	27
Gráfico 2 – Crescimento da capacidade hidrelétrica instalada até 2020.	28
Gráfico 3 – Comparativo de volume de concreto para as três alternativas em estudo.	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das unidades geradoras em função da capacidade de geração.	29
Tabela 2 – Distâncias exigidas para a borda livre no barramento.	46
Tabela 3 – Valores mínimos admissíveis para Fator de Segurança à Flutuação (FSF).....	59
Tabela 4 – Valores mínimos admissíveis para Fator de Segurança ao Tombamento (FST)....	60
Tabela 5 – Fatores de redução da resistência ao atrito ($FSD\phi$) e da resistência à coesão ($FSDc$).	62
Tabela 6 – Coeficientes de segurança para a capacidade de carga da fundação.	64
Tabela 7 – Níveis de água no barramento.	68
Tabela 8 – Resumo dos Fatores de Segurança adotados.	72
Tabela 9 – Esforços na Barragem Gravidade – CCN.....	76
Tabela 10 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCN.	76
Tabela 11 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1.	78
Tabela 12 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE1.....	78
Tabela 13 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.	80
Tabela 14 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.....	80
Tabela 15 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE2.	82
Tabela 16 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE2.....	82
Tabela 17 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCN.....	84
Tabela 18 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCN.	84
Tabela 19 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1.	86
Tabela 20 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE1.....	86
Tabela 21 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.....	88
Tabela 22 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.....	88
Tabela 23 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE2.	90

Tabela 24 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE2.	90
Tabela 25 – Esforços na Barragem Contraforte – CCN.....	92
Tabela 26 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCN.	92
Tabela 27 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1.....	94
Tabela 28 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE1.	94
Tabela 29 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.	96
Tabela 30 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.....	96
Tabela 31 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE2.....	98
Tabela 32 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE2.	98
Tabela 33 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Gravidade.....	99
Tabela 34 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Muro de Flexão.....	99
Tabela 35 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Contraforte.....	99
Tabela 36 – Análise preliminar econômica para as alternativas de barragem.....	102

LISTA DE SIGLAS

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 a Rolo
CCV	Concreto Convencional Vibrado
CGH	Central Geradora Hidrelétrica
Eletrobrás	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
FSD	Fator de Segurança ao Deslizamento
FSD _c	Fator de Redução da Resistência à Coesão
FSD _φ	Fator de Redução da Resistência ao Atrito
FSF	Fator de Segurança à Flutuação
FST	Fator de Segurança ao Tombamento
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
UHE	Usina Hidrelétrica
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	27
1.1	JUSTIFICATIVA	30
1.2	OBJETIVOS	31
1.2.1	Objetivo geral	31
1.2.2	Objetivos específicos	31
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	33
2.1	TIPOS DE BARRAGEM	33
2.1.1	Barragem de Terra	33
2.1.2	Barragem de Enrocamento	34
2.1.3	Barragem de Concreto	35
2.1.3.1	Barragem de Concreto Tipo Gravidade	35
2.1.3.2	Barragem de Concreto Tipo Arco.....	38
2.1.3.3	Barragem de Concreto Tipo Contraforte	39
2.1.3.4	Barragem de Concreto Tipo Muro de Flexão	40
2.2	TIPOS DE ARRANJOS	40
2.2.1	Arranjos de Desvio	41
2.2.2	Arranjos Compactos	42
2.3	ESTUDOS NECESSÁRIOS PARA A DEFINIÇÃO DO BARRAMENTO.....	43
2.3.1	Localização do eixo do barramento.....	44
2.3.2	Tipo da barragem a ser escolhido	45
2.3.2.1	Altura da barragem	46
2.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	46
2.4.1	Ações atuantes	47
2.4.1.1	Peso próprio	48
2.4.1.2	Pressões hidrostáticas	48
2.4.1.3	Subpressão	49

2.4.1.4	Ações sísmicas	53
2.4.2	Condições de carregamento	55
2.4.2.1	Condição de Carregamento Normal (CCN).....	55
2.4.2.2	Condição de Carregamento Excepcional (CCE).....	56
2.4.2.3	Condição de Carregamento Limite (CCL).....	56
2.4.2.4	Condição de Carregamento de Construção (CCC)	57
2.4.3	Verificações de estabilidade global.....	57
2.4.3.1	Fator de Segurança à Flutuação (FSF).....	58
2.4.3.2	Fator de Segurança ao Tombamento (FST)	59
2.4.3.3	Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)	60
2.4.4	Avaliação das tensões	62
3	MÉTODO E ESTUDO DE CASO	65
3.1	DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	66
3.1.1	Arranjo Geral	66
3.2	PARÂMETROS DE PROJETO.....	68
3.2.1	Níveis de água.....	68
3.2.2	Parâmetros geotécnicos da fundação	69
3.2.3	Peso próprio dos materiais	69
3.3	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	69
3.3.1	Caso de Carregamento Normal (CCN).....	69
3.3.2	Caso de Carregamento Excepcional 1 – Enchente de 1.000 anos (CCE1).....	69
3.3.3	Caso de Carregamento Excepcional 2 – Esforços Sísmicos (CCE2).....	70
3.4	GEOMETRIA DA BARRAGEM.....	70
3.4.1	Cálculo da altura	70
3.5	CÁLCULO DA ESTABILIDADE GLOBAL	70
4	RESULTADOS.....	73
4.1	GEOMETRIAS DEFINITIVAS	73
4.2	BARRAGEM CONCRETO GRAVIDADE.....	75

4.3	BARRAGEM MURO FLEXÃO	83
4.4	BARRAGEM CONTRAFORTE.....	91
4.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	99
4.5.1	Comparativo de quantidades e preços	100
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104

1 INTRODUÇÃO

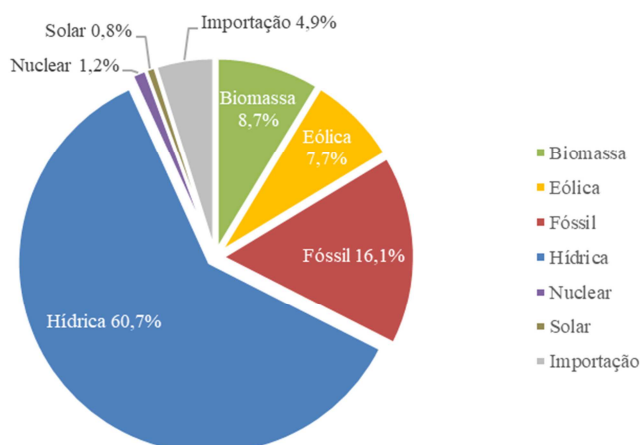
O Brasil possui uma das mais amplas, densas, diversificadas e extensas redes fluviais de todo o mundo. De acordo com Pereira (2015), aproximadamente 13% de toda a água doce do planeta está em território brasileiro, possuindo o terceiro maior potencial hidrelétrico do mundo, depois da China e da Rússia.

O uso da energia hidrelétrica em território brasileiro ocorre desde o final do século 19, mas as décadas de 1960 e 1970 marcaram a fase de maior investimento na construção de grandes usinas. A escassez de jazidas de carvão e de petróleo de boa qualidade no Brasil, exigiram do país aproveitar o máximo possível o enorme potencial hidráulico existente em seus rios.

A crescente ênfase em sustentabilidade, preservação ambiental e o aparente esgotamento de combustíveis fósseis, levam os países a investirem na busca por fontes de energia renováveis e com baixo impacto ambiental. No Brasil, o destaque é a energia hidrelétrica. Segundo o Ministério de Minas e Energia (BRASIL, 2014), o país busca a autossuficiência neste tipo de energia, devido a ser uma fonte renovável e de baixo custo.

A matriz energética elétrica brasileira (Gráfico 1) é uma demonstração disso. A energia hidrelétrica se apresenta como sendo a principal fonte energética, com participação crescente das fontes eólica e fotovoltaica.

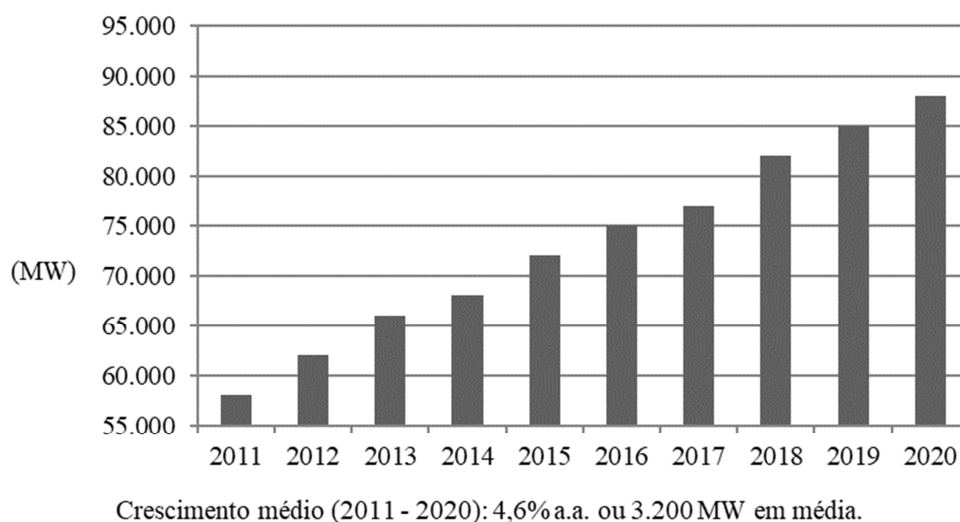
Gráfico 1 – Matriz de geração de energia elétrica do Brasil: capacidade instalada.



Fonte: Adaptado de ANEEL (2018).

Em 50 anos, a capacidade hidrelétrica instalada saltou de 5.000 MW para 75.000 MW (PEREIRA, 2015). O Gráfico 2 mostra o crescimento previsto até 2020 para a capacidade instalada.

Gráfico 2 – Crescimento da capacidade hidrelétrica instalada até 2020.



Fonte: Adaptado de Pereira (2015).

Segundo Pereira (2015), o país tem mais 249 GW de energia hidrelétrica inventariada, sobretudo na Região Amazônica, em empreendimentos diversos a serem implantados em médio e longo prazo. O Plano Nacional de Energia (2007) prevê até 2030 investimentos de até R\$ 83 bilhões para a área hidrelétrica.

O governo desempenha importante papel juntamente com a iniciativa privada ao proporcionar incentivos fiscais a esses tipos de empreendimentos. Dos três tipos de aproveitamento hidrelétrico, o que mais tem recebido incentivos do governo e maior atenção de investidores privados tem sido as Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), tendo em vista o seu reduzido impacto ambiental absoluto, se comparado a uma Usina Hidrelétrica (UHE), e uma maior capacidade de geração, se comparado a uma Central Geradora Hidrelétrica (CGH).

A Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), com base na Lei 13.097 de 19 de janeiro de 2015, diferencia UHE, PCH e CGH por meio dos critérios mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das unidades geradoras em função da capacidade de geração.

Categoria	Potência (MW)
CGH	< 5
PCH	5 < e < 50
UHE	> 50

Fonte: Adaptado de BRASIL (2015).

As usinas hidrelétricas 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. Para isso, é necessária a implantação de obras de engenharia especializadas, que variam de acordo com a potência da usina, com os aspectos geológicos, topográficos, geotécnicos e hidrológicos do local com as tecnologias utilizadas (ELETROBRÁS, 2000). Schreiber (1977) coloca ainda que o projeto de um aproveitamento elétrico “abrange vários ramos da engenharia como Hidrologia, Hidráulica, Geologia Aplicada, Mecânica dos Solos e das Rochas, Estática, Mecânica, Eletricidade, Arquitetura, etc.”, ressaltando a importância de uma equipe de projeto bem qualificada para a execução do mesmo.

As estruturas que compõem as UHE, PCH e CGH são basicamente: barragem, dispositivos captação e adução de água, casa de força e vertedouros. As barragens, por sua vez, são responsáveis pelo barramento da água e conseqüentemente a criação do reservatório a fim de manter um nível de água mínimo.

A avaliação da estabilidade global é essencial na elaboração de projetos de UHE, PCH e CGH. Segundo o Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (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 tanto à avaliação da segurança global quanto aos movimentos de corpo rígido.

Dentre as estruturas que fazem parte de um arranjo hidrelétrico, a barragem exerce grande importância. Em virtude de sua ampla dimensão, é sujeita a enormes esforços hidrostáticos e de subpressão, devido à coluna d'água represada e à percolação da mesma pela

fundação do barramento, respectivamente. Uma eventual ruptura poderia causar danos de grandes proporções a jusante do reservatório, passíveis ao meio ambiente, infraestrutura, materiais e principalmente a populações que ali habitam.

O Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999) orienta que inspeções de rotina e periódicas deverão ser realizadas, e em caso de obras de reparo ou de manutenção recomendadas nas inspeções, estas deverão ser implementadas com a máxima brevidade possível. Propõe também que as barragens deverão ser dotadas de um plano de emergência, objetivando a preservação das pessoas residentes a jusante em caso de acidente.

Dentre as barragens, um dos tipos mais utilizados é a de concreto. Para seu projeto e construção, são necessários estudos dos esforços, carregamentos e situações as quais a mesma estará sujeita durante a construção e após entrar em operação, para verificação de sua estabilidade e segurança.

Dessa forma, será abordado neste trabalho um pouco da bibliografia examinada acerca do tema barragens, com foco nas estruturas de concreto. 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 realizado um estudo de caso, propondo três soluções de barragem de concreto para a PCH Poço Fundo. Serão expostos os cálculos de análise de estabilidade global, além de uma análise preliminar econômica, conforme os parâmetros de projeto e metodologia adotados no trabalho, ambos definidos no capítulo 3, com resultados discutidos no capítulo 4.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os elevados custos que envolvem a implementação das hidrelétricas, sejam eles de planejamento, projetos ou execução, exigem cada vez mais soluções eficientes e econômicas, que cumpram com os requisitos da obra de forma eficaz.

Deste modo, é essencial que sejam definidas geometrias que atendam às necessidades do empreendimento além de critérios de projetos adequados para as estruturas em estudo. Projetos de barragens devem buscar a minimização dos custos totais da obra, aliando segurança e competência para um desempenho ótimo no dia a dia, sendo essa a principal motivação para elaboração desse trabalho.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Estudar a influência de determinados tipos de barragem de concreto e propor a melhor solução de barramento para a PCH Poço Fundo, reunindo as diretrizes propostas na bibliografia existente.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Analisar os esforços atuantes em uma barragem;
- b) Elaborar uma planilha de cálculo de estabilidade global de barragens;
- c) Propor três soluções de geometria para o projeto em estudo;
- d) Verificar a estabilidade global das barragens propostas;
- e) Determinar as tensões atuantes na fundação de cada tipo de barragem e compará-las com a tensão admissível da rocha de fundação;
- f) Realizar uma análise preliminar econômica para cada alternativa estudada;
- g) Sugerir uma alternativa eficiente, que se adeque melhor à PCH Poço Fundo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TIPOS DE BARRAGEM

Barragem é uma estrutura que tem por função principal o represamento da água. A sua construção, de acordo com Schreiber (1977), pode ter três finalidades: a concentração do desnível de um rio para produzir uma queda, a criação de um grande reservatório capaz de regularizar o deflúvio ou simplesmente o levantamento do nível d'água para possibilitar a entrada da água num canal.

Pereira (2015) explica que os tipos de barragem são variáveis e influenciados por condicionantes locais, como a disponibilidade ou não de dado material. Os mais comumente usados são:

- Barragem de terra com seção homogênea;
- Barragem de enrocamento com núcleo impermeável e face impermeável (concreto ou concreto asfáltico);
- Barragem de concreto (CCV, CCR, arco ou em contraforte).

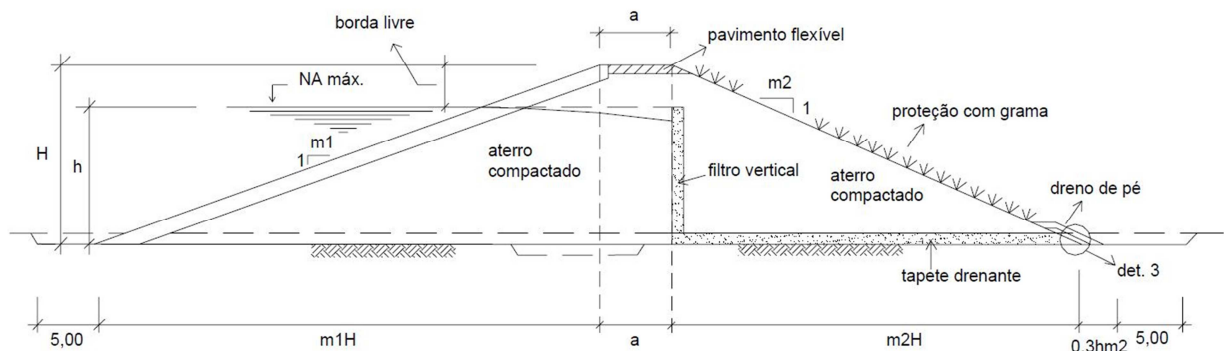
2.1.1 Barragem de Terra

É um tipo de barragem apropriado para locais onde a topografia se apresente suavemente ondulada, nos vales pouco encaixados, e onde existam áreas de empréstimo de materiais argilosos/arenosos suficientes para a construção do maciço compactado (ELETROBRÁS, 2000).

Cruz (1996) cita que a arte de projetar uma barragem de terra está ligada à habilidade de controlar o fluxo de água pelo conjunto barragem-fundação. A estabilidade externa (taludes) e interna (conjunto barragem-fundação) deve atender aos requisitos básicos de segurança estabelecidos em função do tipo da obra e das diversas condições de carregamento.

A seção típica recomendada para barragens de terra é apresentada na Figura 1 a seguir.

Figura 1 – Seção típica de uma barragem de terra.



Fonte: Eletrobrás (2000).

2.1.2 Barragem de Enrocamento

As barragens são definidas como de enrocamento se a maior parte da seção transversal consiste de material rochoso e a menor parte, em geral apenas a zona vedante, de outros materiais (SCHREIBER, 1977). Em geral, existem dois tipos de barragem de enrocamento: com face externa impermeável (mais comumente concreto, asfalto) e com núcleo interno impermeável.

Segundo Pereira (2015), as barragens de enrocamento com núcleo impermeável, normalmente argila compactada, são indicadas quando no local da obra há disponibilidade de material rochoso, ou de uma pedreira próxima ou resultado de escavação, e de material que possa ser compactado (argila) para o núcleo impermeável. A barragem de enrocamento com face de concreto é uma das escolhas possíveis para locais onde não exista solo apropriado para se executar o núcleo impermeável.

A Figura 2 a seguir ilustra uma seção típica de barragem de enrocamento com núcleo impermeável.

Figura 3 – Barramento de Gravidade em CCR da Barragem Ribeirão João Leite (GO).



Fonte: Pereira (2015).

Em virtude do grande volume de concreto empregado neste tipo de barramento, este requer cuidados com seu comportamento térmico, para evitar que fissuras surjam devido à variação de volume na seção. Este tipo de material denomina-se concreto massa (KUPERMAN, 2005).

Em conformidade com Pereira (2015), o método usual de construir barragens de concreto tipo gravidade baseia-se numa série de monólitos divididos por juntas de contração. Schreiber (1977) recomenda que a barragem seja dividida, ao longo de seu eixo, em blocos de cerca de 15m, por juntas verticais de dilatação, que devem estender-se da rocha de fundação até a crista. As juntas são fechadas por meio de vedações paralelas à face de montante da barragem. Ainda segundo Pereira (2015), esse método tem a vantagem de prevenir trincas de temperatura, mas o equipamento necessário para refrigeração do concreto e as juntas de construção o tornam menos econômico que o método convencional de construção de barragens em aterro.

Os dois sistemas construtivos atualmente adotados para este tipo de barragem correspondem ao uso do concreto convencional vibrado (CCV) e do concreto compactado a rolo (CCR).

2.1.3.1.1 Barragem de Concreto Compactado a Rolo (CCR)

Diferente do CCV, cujo método construtivo baseia-se na forma convencional de concretagem com adensamento por vibração, o CCR é definido como sendo um concreto de abatimento nulo, aspecto arenoso com propriedades próprias, que é transportado, espalhado e compactado de forma contínua (Figura 4), por meio de maquinários usualmente aplicados em obras de terra e enrocamento (OLIVEIRA et al., 1995).

Figura 4 – Processo de compactação com rolo vibratório da barragem da UHE Lajeado, Lajeado (TO).



Fonte: Furnas (1997).

Seu lançamento se dá em camadas de 20 a 100 centímetros de espessura e posterior compactação por meio de rolo compressor. Segundo Milani Filho (2003), o CCR tem basicamente as mesmas características do concreto convencional, com pequenas diferenças na dosagem por ter menos água que os traços tradicionais, sendo assim mais seco e com consistência que possibilita a sua compactação com máquinas. Esta técnica construtiva gera uma quantidade muito maior de juntas de construção, formadas entre as compactadas com rolo, às quais deve ser dada especial atenção para garantir boa aderência e resistência ao cisalhamento.

Quanto à resistência, Milani Filho (2003) cita que comparado com traços semelhantes de concreto sem compactação a rolo, o CCR apresenta resistência até 30% maior, além de agregar consumo baixo de cimento e rapidez na construção. Andriolo (1998) em seu trabalho

cita que para proporcionar maior impermeabilidade junto às faces de montante das barragens de CCR, estas são envelopadas com uma camada fina de CCV.

A maior ênfase na aplicação da tecnologia do CCR ocorreu nos anos 80, quando veio competir diretamente com as barragens de CCV. Atualmente, as barragens que usam essa tecnologia têm disputado espaço até mesmo com as barragens de terra, as de enrocamento e as de enrocamento com face de concreto (FURNAS, 1997). No entanto, as barragens de gravidade de concreto convencional ainda são construídas, principalmente em situações onde as dimensões e volumes das estruturas não viabilizam a aplicação de CCR (GUTSTEIN, 2003).

2.1.3.2 Barragem de Concreto Tipo Arco

De acordo com Souza et al. (1983), as barragens em arco (Figura 5) tiram proveito da propriedade de as estruturas em arco resistirem com facilidade a cargas uniformemente distribuídas sobre sua face de montante, transmitindo-as para suas ombreiras. Nessas condições, as forças decorrentes do empuxo hidrostático são transferidas para as margens e o leito do rio. Deste modo, para seu emprego, é necessário haver condições naturais especialíssimas como vales fechados constituídos de rocha resistente e sã. Dadas às suas pequenas seções transversais, empregam pouco material de forma que seu peso desempenha papel secundário no equilíbrio estático.

Figura 5 – Barragem em arco da UHE Funil, Rio Grande (MG).



Fonte: CBDB (2009).

Mendes (2013) explica que as barragens em arco costumam gerar impactos ambientais bastante reduzidos, por serem geralmente construídas em vales estreitos e encaixados, em rios cujos acidentes naturais como saltos e quedas favorecem a geração hidrelétrica e exigem pequenos reservatórios.

2.1.3.3 Barragem de Concreto Tipo Contraforte

As barragens de concreto em contraforte dependem de estruturas verticais para sua sustentação (Figura 6). Conforme Schreiber (1977), os contrafortes têm forma triangular e a frente de montante inclinada, para obter um esforço adicional ao peso do concreto pela componente vertical da pressão d'água. A parede vedante é formada ou por lajes de concreto armado apoiadas nos contrafortes, ou por abóbadas cilíndricas, geralmente, em forma de meio-círculo. As lajes não podem ser contínuas, mas apoiadas cada uma em dois contrafortes, e precisam, por isso, de uma armação bastante pesada.

Figura 6 – Barragem em contraforte da UHE Itaipu, Foz do Iguaçu (PR).



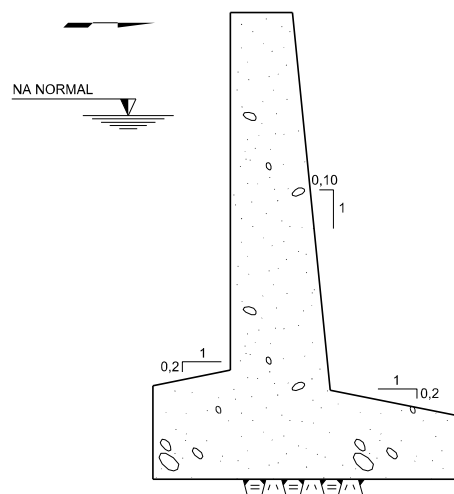
Fonte: Itaipu Binacional (2011).

Os tipos de contrafortes são construções com partes relativamente finas de concreto armado e exigem grandes despesas para as formas e o cimbramento.

2.1.3.4 Barragem de Concreto Tipo Muro de Flexão

Este tipo de barramento apresenta as mesmas características da barragem de contraforte, porém sem a presença dos elementos verticais que introduzem uma rigidez adicional na estrutura. São estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão (Figura 7), utilizando o peso de coluna d’água atuante sobre a sua base para manter-se em equilíbrio.

Figura 7 – Seção típica de um muro de flexão usado para contenção de água.



Fonte: Autoria própria.

Apesar de serem muito utilizados para a contenção de taludes, também podem ser empregados como estruturas de barramento da água. Segundo Gerscovich (2016), este tipo de muro, quando empregado para estruturas de contenção de taludes, torna-se antieconômico para alturas acima de 5 a 7m. Alturas acima disso recomenda-se a utilização de contrafortes para aumentar a estabilidade contra o tombamento.

Bem como os contrafortes, o muro de flexão demanda um alto gasto com armaduras, formas e estruturas de cimbramento.

2.2 TIPOS DE ARRANJOS

Cada sítio escolhido para uma usina hidrelétrica é único, com condições topográficas, geológicas e hidrológicas particulares. O melhor arranjo para um determinado aproveitamento hidrelétrico é aquele que consegue posicionar todos os elementos do empreendimento de

maneira a combinar a segurança requerida pelo projeto e as facilidades de operação e manutenção com o custo global mais baixo, influenciando assim na escolha do tipo de barramento a ser construído.

Pereira (2015) classifica os arranjos das obras de uma usina hidrelétrica em dois tipos: de desvio e compactos.

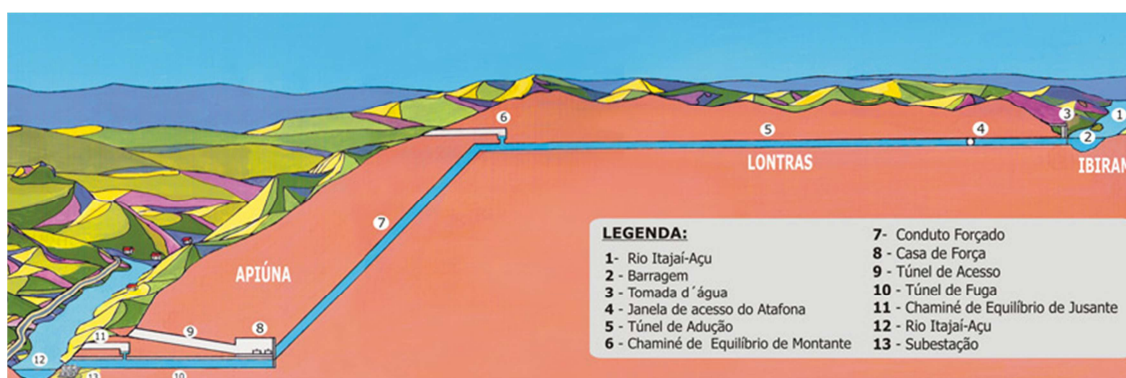
2.2.1 Arranjos de Desvio

O arranjo de desvio ou derivação corresponde à locais em que exista uma queda natural acentuada em um trecho curto do rio. Nesses locais, a barragem é posicionada a montante da queda e o circuito de adução e geração são posicionados em uma das ombreiras, com a casa de força a jusante, distante do barramento principal (PEREIRA, 2015).

Devido à grande distância entre a barragem e a casa de força, torna-se necessário que seja concebido antes do conduto forçado um sistema de baixa pressão (SOUZA et al., 2009), constituído por um canal ou conduto. Este circuito então é posicionado em uma das margens, efetuando a ligação com os condutos de alta pressão.

A Figura 8 a seguir ilustra uma seção do circuito hidráulico de geração da UHE Salto Pilão, com potência instalada de 191,89 MW. Localizada entre as cidades de Apiúna, Lontras e Ibirama (SC), é caracterizada como um arranjo de desvio. A adução da água se dá no Rio Itajaí-Açu em Ibirama, que é desviada por um túnel com aproximadamente 7 km de extensão, definindo uma queda de quase 200 m, e então é liberada no mesmo rio em Apiúna.

Figura 8 – Seção do circuito hidráulico de geração da UHE Salto Pilão (SC).



Fonte: Prefeitura de Apiúna (SC) (2008).

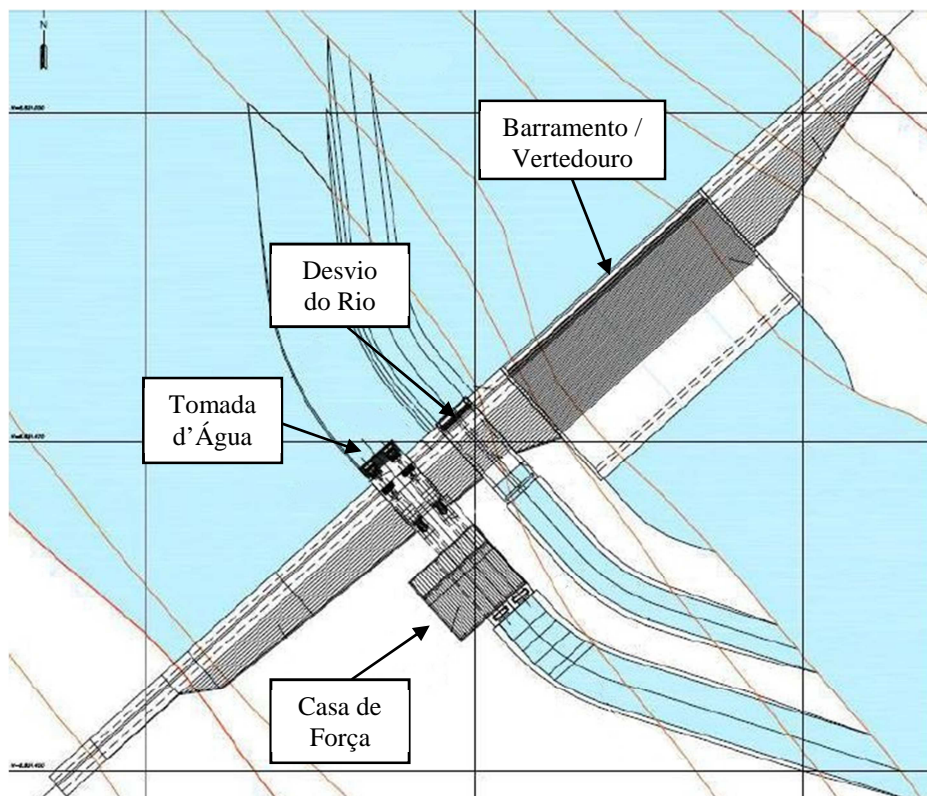
Segundo Duarte (2009), neste tipo de arranjo há uma enorme redução da área alagada em relação ao arranjo compacto, ao passo que neste caso a barragem não possui função de agregar queda. Desse modo, o barramento apresentará altura menor comparado com os de arranjos compactos, sendo propício à barramentos em concreto para estas situações.

2.2.2 Arranjos Compactos

Quando as estruturas de tomada d'água/casa de força e do vertedouro são incorporadas ao barramento, caracteriza-se como um arranjo compacto e o desnível necessário para a geração de energia hidráulica é criado pela barragem (Figura 9). A casa de força fica posicionada a jusante e é ligada diretamente com a tomada d'água por meio de condutos forçados. Como a altura do barramento tem influência direta na queda total, este esquema resulta em uma grande área alagada (SOUZA et al., 2009).

A Figura 9 ilustra em planta o barramento da PCH Meia Luiza, inventariada na Bacia do Rio da Prata (RS), exemplo de um arranjo compacto.

Figura 9 – Arranjo compacto – PCH Meia Luiza (RS).



Fonte: Adaptado de Inventário Hidrelétrico do Rio da Prata (2010).

Pereira (2015) explica que quando os locais de implantação desse tipo de arranjo estão em planícies em trechos baixos de rios, tem-se um eixo de barramento com alguma extensão, e os encontros laterais, normalmente extensos, são de barragem de terra ou enrocamento. Para os casos onde esses locais estão posicionados em vales encaixados de rios, a barragem principal pode ser de enrocamento com núcleo de terra, com face de concreto, com núcleo asfáltico ou mesmo ser uma barragem de concreto.

2.3 ESTUDOS NECESSÁRIOS PARA A DEFINIÇÃO DO BARRAMENTO

A complexidade de um projeto de barragem, devido ao porte da obra e sua importância e risco, exige diversos estudos da área, solos e bacia a se represar. Assim são realizados estudos topográficos que têm por função a elaboração das plantas topográficas, definição das seções mais adequadas para o projeto e o cálculo das áreas de inundação e desapropriação. Também é a partir dos estudos topográficos que se define o perfil longitudinal do rio (ARAÚJO, 2003). Schreiber (1977) recomenda iniciar os estudos baseando-se em mapas e perfis, que no Brasil em geral não existem na qualidade necessária. Assim, indica como primeira tarefa, obter dados necessários para os estudos iniciais, isto é, um perfil longitudinal do rio e as fotografias aéreas. Moliterno (1995) explica que é com base em estudos por aerofotogrametria que se define o ponto a ser represado, com a escolha da garganta mais estreita.

Os estudos geológicos, de acordo com Moliterno (1995), são feitos posteriormente aos levantamentos topográficos e aerofotogramétricos. Em campo são realizadas sondagens de percussão, sondagens rotativas, classificação de material, ensaios de perda d'água, pesquisas de anomalias geológicas, entre outros. De posse desses ensaios, determina-se se o solo e a geologia da área são adequados para um projeto de barragem. Conforme Schreiber (1977), os furos de sondagem têm a finalidade de se verificar a estratigrafia das camadas rochosas, sua permeabilidade, a existência eventual de falhas geológicas e outras zonas fracas. O número de sondagens, segundo ele, depende das condições geológicas do local.

Pereira (2015) explica que o subsolo deve ser exaustivamente investigado e muito bem caracterizado, por equipe experiente, para embasar o projeto das fundações das estruturas componentes do arranjo geral das obras da usina. Ênfase deve ser dada à pesquisa das

ombreiras, especialmente as muito íngremes e com capeamento espesso de solo. Ainda segundo Pereira (2015), é necessário conhecer em detalhes a capacidade de suporte, a permeabilidade e a deformabilidade do maciço de fundação. Em função das cargas que são transmitidas para o subsolo, nos diversos casos de carregamento, esses parâmetros subsidiam os estudos e projetos de engenharia que definem as cotas de assentamento das estruturas, bem como os projetos de escavação, tratamento, drenagem e instrumentação da fundação, visando à segurança da obra.

Já os estudos hidrológicos têm por finalidade reconhecer o regime de águas na bacia escolhida. Moliterno (1995) classifica os dados hidrológicos a serem levantados em pluviometria, evaporação, infiltração, medição de vazão, descargas máximas e mínimas e cálculo da vazão milenar. O registro de vazões máximas é de extrema importância para o projeto da estrutura de contenção, assim como o cálculo da vazão milenar para o dimensionamento dos vertedouros e corpo da barragem. De acordo com Eletrobrás (2003), para barragens de altura maior que 30 metros, em que o caso de ruptura ponha pessoas em risco, a estrutura deve ser dimensionada para cheia máxima, calculada por meio de equações estatísticas. Já para o projeto de uma barragem devem ser consideradas as cheias máximas prováveis, cheias de dadas recorrências e cheia de projeto da barragem.

2.3.1 Localização do eixo do barramento

A fixação do eixo definitivo de uma determinada barragem será determinada com base nos estudos citados no item anterior. Diversas análises deverão ser realizadas com diferentes variações do conjunto formado pelas estruturas da usina, com o objetivo de se chegar à solução mais econômica.

Um papel importante é representado pelo desvio do rio durante a construção da barragem. Schreiber (1977) em seu trabalho explica que às vezes um local com perfil mais amplo possibilita uma solução menos onerosa para os órgãos de desvio, o que compensa o custo maior da barragem. Já para um local muito estreito, por exemplo, o desvio deve ser feito por túneis, enquanto que um perfil mais largo do vale permite a escavação de um canal, que depois será preenchido pelo material da barragem, ou a construção a céu aberto de galeria, de concreto armado, cobertas depois pela barragem de terra e fechadas por tampões de concreto.

Exercem, também, influências sobre a localização do eixo de uma barragem, as condições geológicas. Embora, hoje em dia, os conhecimentos da Mecânica dos Solos e das Rochas e a técnica das fundações estejam bastante avançados, de tal forma que se constroem barragens em lugares que, a décadas atrás, seriam recusados categoricamente devido às condições geológicas desfavoráveis. Assim, é o custo das medidas necessárias para o tratamento da fundação que podem determinar, entre outros, a escolha do local definitivo (SCHREIBER, 1977).

2.3.2 Tipo da barragem a ser escolhido

São dois os aspectos que determinam a escolha do tipo da barragem: o técnico e o econômico. As condições técnicas, que podem influir na determinação da escolha do tipo da barragem, pertencem principalmente à geologia, ou, em outras palavras, o tipo da barragem depende da qualidade dos materiais sobre os quais ou com os quais deverá ser construída.

Em conformidade com Schreiber (1977), na aplicação dos tipos de barragens de concreto, a resistência da rocha contra cisalhamento deve ser estudada minuciosamente, posto que este tipo de barramento transmite tensões maiores à fundação, aumentando, assim, o perigo de cisalhamento da rocha, principalmente em rochas brandas. O cisalhamento pode aparecer não somente no plano de fundação, mas também entre as camadas da própria rocha. As barragens de terra ou de enrocamento não exigem condições especiais de fundação.

Outra situação que determinaria a escolha do tipo de barragem seria para casos onde sejam encontradas rochas de compressibilidades diferentes na área ocupada pela fundação. Como solução seria preferível aplicar um tipo de barramento com certa elasticidade, que, sem danos perigosos à estabilidade, possa acompanhar eventuais assentamentos diferenciais.

Ainda segundo Schreiber (1977), entre os tipos tecnicamente viáveis de barragem, será escolhido aquele que resultar em investimentos menores. Se existe terra argilosa, siltosa ou arenosa com as qualidades adequadas, em quantidades suficientes, numa distância razoável, uma barragem de terra será o tipo indicado, principalmente se areia natural para concreto não existir em quantidade suficiente perto do local da barragem. Por outro lado, a escavação em rocha quando necessária em grandes quantidades, para a construção do vertedouro e de outras

obras, pode orientar o projeto para uma barragem de enrocamento, sobretudo se a quantidade disponível de terra argilosa para a vedação é pequena. Em outros casos, um perfil constituído parcialmente de terra e parcialmente de enrocamento pode ser a solução mais econômica.

2.3.2.1 Altura da barragem

A altura de um barramento é delimitada pelo nível de máxima enchente no reservatório que é definido por meio de estudos energéticos. Além disso, o manual da Eletrobrás (2003) exige a aplicação de uma borda livre no barramento, sendo esta a distância vertical entre o nível do reservatório e a cota de galgamento da barragem. Para a borda livre em barragens, a Tabela 2 resume as distâncias mínimas necessárias.

Tabela 2 – Distâncias exigidas para a borda livre no barramento.

Estrutura	BL normal (m)	BL mínima (m)
Barragem de terra e enrocamento	Mínima de 3,0 m	1,0 m acima do NA máx. maximum
Barragem de concreto	Mínima de 1,5 m	0,5 m acima do NA máx. maximum

Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003).

A borda livre normal é definida como a diferença de elevação entre a crista da barragem e o nível normal do reservatório. A borda livre mínima é definida como a diferença de elevação entre a crista da barragem e o nível de água máximo do reservatório.

2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

De forma a verificar os esforços atuantes em estruturas hidráulicas, exige-se uma análise da seção transversal do barramento, estudando seus componentes principais além de todos os carregamentos, assim como os componentes de subpressão.

Em conformidade com CBDB (1999) e Eletrobrás (2003), nos projetos de usinas hidrelétricas a análise de estabilidade global aplica-se para estruturas principais do arranjo e elementos estruturais que o compõem, e engloba a análise de tensões no contato concreto-rocha e a determinação dos fatores de segurança, referentes à capacidade da estrutura de não

sofrer escorregamento, tombamento e flutuação. A definição desses critérios será apresentada no item 2.4.3.

Conforme CBDB (1999) e Marques Filho (2011), na análise de segurança global a barragem é considerada como corpo rígido e a análise baseia-se no método da linearidade elástica. Apesar de alguns modelos serem complexos e de serem necessários cuidados especiais com a drenagem e a percolação, a partir de condições fictícias, mas de fácil conceituação, uma avaliação das condições gerais de estabilidades é possível de ser feita.

2.4.1 Ações atuantes

As principais ações atuantes a serem consideradas nos projetos de estruturas civis de concreto de aproveitamento hidráulico, barragens e vertedouros, para as verificações de estabilidade e análise de tensões, em conformidade com o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999), são as seguintes:

- a) Peso próprio da estrutura e dos equipamentos permanentes;
- b) Cargas acidentais uniformemente distribuídas ou concentradas e cargas móveis e de vento;
- c) Cargas de construção e ações temporárias;
- d) Esforços hidrostáticas resultantes de combinações de diferentes níveis d'água do reservatório com os níveis de jusante;
- e) Subpressões devidas às condições de funcionamento da drenagem de fundação (operante/inoperante);
- f) Empuxo de aterros, reaterros e assoreamentos;
- g) Esforços hidrodinâmicos devidos o fluxo d'água;
- h) Esforços devidos à variação de temperatura e à retração do concreto;
- i) Ancoragens ativas;
- j) Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio, nos casos em que o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente;
- k) Esforços devidos a sismos naturais ou induzidos;
- l) Efeito de onda (*wave loads*).

De acordo com os critérios da Eletrobrás (2003), os pesos específicos e/ou densidades dos materiais deverão estar em conformidade com os resultados de ensaios em campo ou laboratório. Nos casos em que há falta de determinação desses parâmetros, devem ser adotados valores com base na experiência em materiais similares.

Nos itens abaixo serão apresentadas as principais ações atuantes, e os procedimentos comuns para determinação de seus valores.

2.4.1.1 Peso próprio

O peso próprio de uma estrutura (P_p) é uma carga permanente, e é determinado pelo produto do volume da estrutura e o peso específico do concreto empregado, dos níveis de compactação e da dosagem para o sistema de construção em CCR ou CCV, conforme a Equação 1:

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

Onde:

V = volume da estrutura;

γ = peso específico do concreto empregado.

O peso específico, em conformidade com Eletrobrás (2003), varia entre 21 e 26 kN/m³, de acordo com o agregado utilizado.

2.4.1.2 Pressões hidrostáticas

A pressão hidrostática (ou empuxo hidrostático) é um esforço que varia linearmente com a profundidade da água a partir da superfície, a montante e a jusante da estrutura, representada por meio de diagramas triangulares ou trapezoidais, de acordo com os níveis d'água especificados nas condições de carregamento em estudo (ELETROBRÁS, 2003).

Em razão de seu diagrama linear, o empuxo hidrostático (E), resultante das cargas hidrostáticas, é aplicado a 2/3 do nível d'água, e seu valor pode ser obtido pela Equação 2:

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

Em que:

$H_{m,j}$ = nível d'água a montante (H_m) ou a jusante (H_j);

γ_a = peso específico da água;

b = largura da seção.

Em relação ao esforço vertical exercido pela água sobre a estrutura (P_a), utiliza-se a Equação 3:

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

Onde:

V = volume de água;

γ_a = peso específico da água ($\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$).

2.4.1.3 Subpressão

A subpressão (ou pressão intersticial) ocorre em decorrência da percolação da água através do maciço de fundação, seja ele em seções de concreto, de rocha ou de aterro, e pode ser determinada por análise de redes de fluxo, na maioria dos casos, simplificadas (ELETROBRÁS, 2003).

Em projetos de barragens de concreto à gravidade, a verificação da subpressão é normalmente feita com base em diferentes critérios, tais como o critério da Eletrobrás (2003), o critério do *United States Army Corps of Engineers – USACE* (1995), e o critério do *United States Bureau of Reclamation – USBR* (1976), que seguem abaixo:

2.4.1.3.1 Critérios da Eletrobrás

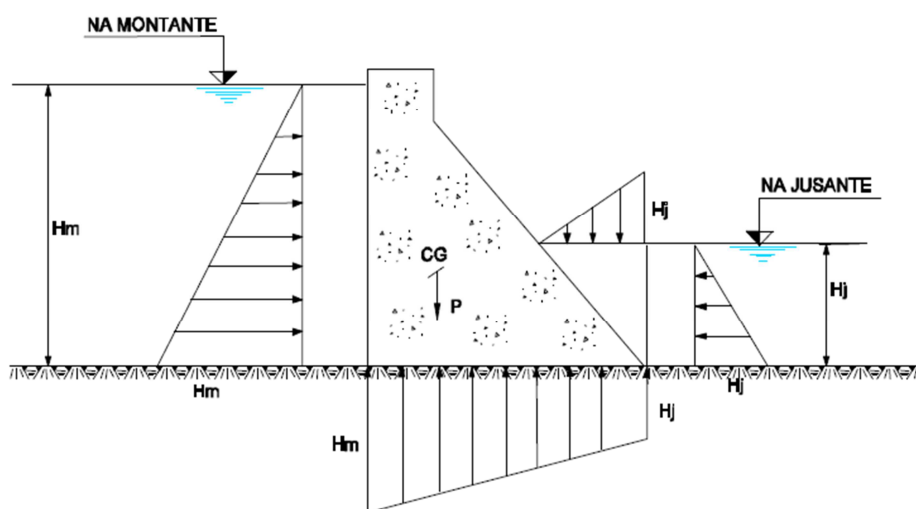
De acordo com os critérios da Eletrobrás (2003), caso as redes de fluxo não forem determinadas com precisão, poderão ser empregados critérios simplificados, admitindo-se

uma variação linear de perdas de carga ao longo de linhas de fluxo que correspondem a caminhos de percolação preferenciais.

A subpressão, em fundações contínuas, deverá ser considerada como atuante sobre toda a área da base, sendo a subpressão exercida na extremidade de montante correspondente à altura hidrostática a montante (H_m), a partir do nível de água especificado em projeto, e a subpressão na extremidade de jusante igual à altura hidrostática de jusante (H_j) a partir do nível de água especificado a jusante (ELETROBRÁS, 2003).

Conforme os critérios da Eletrobrás (2003), admite-se, para os casos de não existência de drenos ou de drenos inoperantes, uma variação linear entre os valores de subpressão das extremidades de montante e de jusante, como ilustra a Figura 10.

Figura 10 – Distribuição das pressões hidrostáticas, sem linha de drenos ou drenos inoperantes.



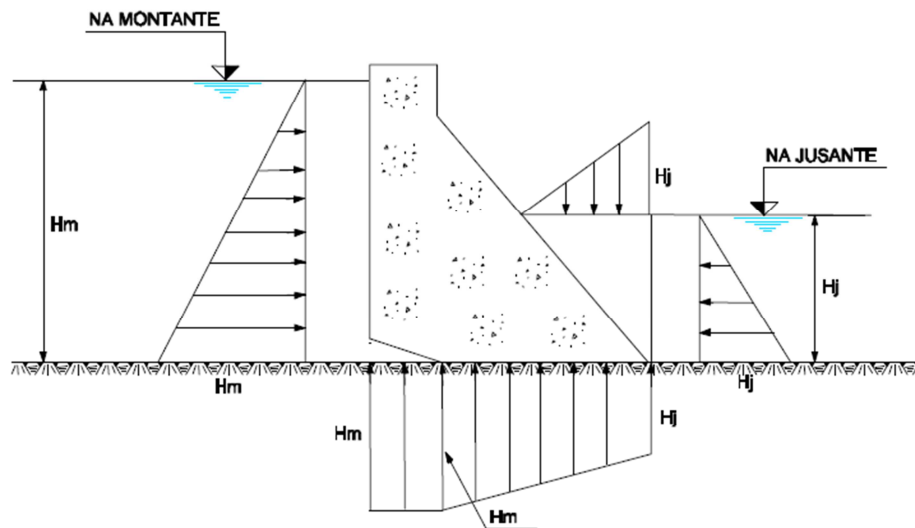
Fonte: Eletrobrás (2003).

Nas verificações de estabilidade global das estruturas, nas regiões de contato concreto-fundação, sempre que surgirem tensões de tração a montante, a seção deverá ser admitida como frágil, não resistente à tração, e com abertura de fissura na seção.

Os critérios da Eletrobrás (2003) orientam que, para esses casos, no contato aberto, isto é, região em que há tensões de tração, deverá ser empregado o valor da subpressão H_m ,

variando linearmente e em conformidade com a linha piezométrica, até o valor de H_j , aplicada apenas ao trecho restante da seção (trecho não trincado), conforme a Figura 11.

Figura 11 – Distribuição das pressões hidrostáticas, sem linha de drenos e com abertura de fissura.



Fonte: Eletrobrás (2003).

Em conformidade com Eletrobrás (2003):

Nos carregamentos excepcionais, limites e de construção admitir-se-á que a resultante possa estar aplicada fora do núcleo central de inércia. Nestes casos, os cálculos deverão ser refeitos admitindo-se uma pressão intersticial ou subpressão integral na zona tracionada, quando eventuais tensões efetivas de tração superarem as tensões admissíveis definidas para cada caso, sendo nula, entretanto, a capacidade de resistência a tração no contato concreto-rocha. A partir dos novos esforços solicitantes, recalculam-se as tensões normais e de cisalhamento e os coeficientes de segurança ao deslizamento, tombamento e flutuação, se for o caso.

Admite-se, portanto, uma abertura do contato concreto-fundação de até 1/3 do comprimento da seção da base, exceto para o caso de carregamento normal, em que a base deverá estar totalmente comprimida (ELETROBRÁS, 2003).

Os critérios para as situações de subpressão com uma ou mais linhas de drenos operantes ou com drenos inoperantes não cabem neste trabalho, porém podem ser encontrados nos Critérios de Projeto da Eletrobrás (2003), a partir da página 127.

2.4.1.3.2 Critérios da USACE

De acordo com os critérios da USACE (1995), semelhante ao que é prescrito pelos critérios da Eletrobrás (2003), a subpressão é considerada atuante sobre toda a área da 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 até o pé a jusante, e pode ser determinada, multiplicando-se o valor encontrado pelo peso específico da água ($\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$), para um ponto qualquer “x”, pela Equação 4:

$$H_x = H_2 + \frac{X}{L} \times (H_1 - H_2) \quad (4)$$

Em que:

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 barragem;

X = distância em relação a jusante em que se pretende determinar o valor da subpressão.

Os critérios para as situações de subpressão com instalação de drenos de fundação também não cabem neste trabalho, porém podem ser encontrados nos critérios da USACE (1995).

2.4.1.3.3 Critérios da USBR

Conforme a transcrição dos critérios da USBR (1976), admite-se que o diagrama da subpressão através de uma seção da barragem é “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 [...]”.

2.4.1.4 Ações sísmicas

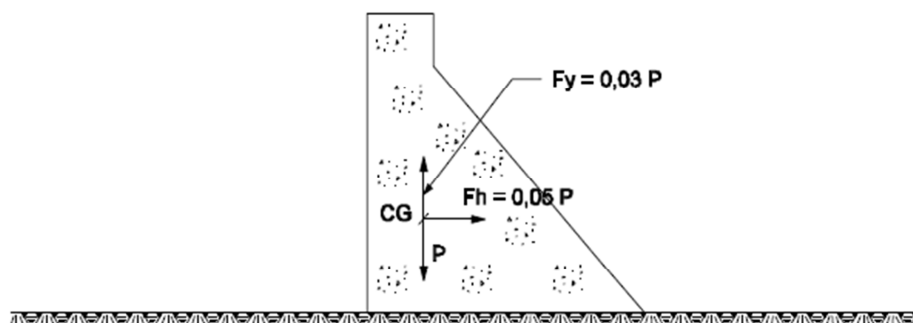
De acordo com Eletrobrás (2003), as forças oriundas de abalos sísmicos devem ser consideradas nas verificações de estabilidade, sendo determinadas para cada caso específico por meio de estudos baseados em investigações de intensidade e localização de movimento sísmico ao qual a estrutura estará sujeita, existência de falhas geológicas ativas e estimativa de extensão das mesmas, resposta da estrutura aos movimentos sísmicos, e existência de registros sismológicos.

Ainda, caso não haja a possibilidade de se realizar uma avaliação mais precisa dos esforços de origem sísmica, permite-se extrapolar este complexo problema dinâmico para um problema equivalente de forças estáticas.

Uma vez determinados os esforços, estes deverão ser aplicados às estruturas, obtendo-se então os coeficientes de segurança à estabilidade global das mesmas (ELETROBRÁS, 2003).

Deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade, para estruturas de concreto assente 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 da respectiva estrutura (Figura 12), sendo “g” o valor da aceleração da gravidade em m/s^2 . Este mesmo critério deve ser empregado à rocha de fundação nos casos em que o plano considerado na análise de estabilidade situa-se abaixo do contato estrutura-fundação.

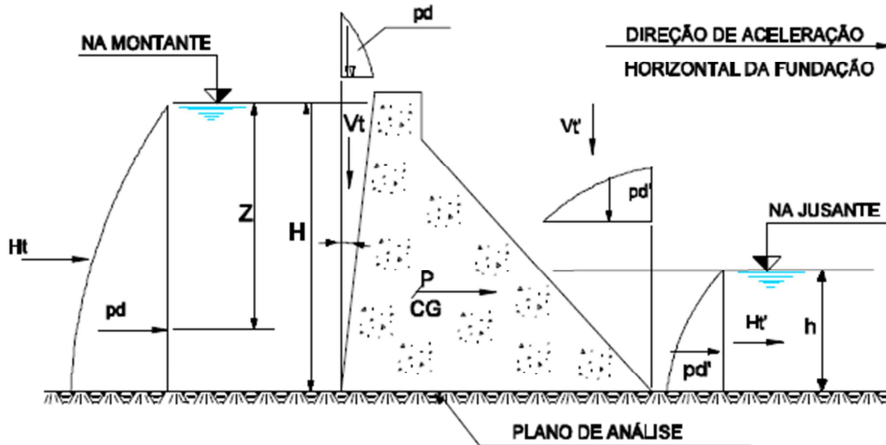
Figura 12 – Forças sísmicas



Fonte: Eletrobrás (2003).

As pressões hidrodinâmicas (ou cargas hidráulicas) sísmicas em estruturas de retenção (Figura 13) podem ser determinadas conforme a fórmula de Zangar (1952), Equação 5, adotando-se os valores mais desfavoráveis para a análise:

Figura 13 – Pressões hidrodinâmicas devidas às ações sísmicas



Fonte: Eletrobrás (2003).

$$p_d = C \times \lambda \times w \times h \quad (5)$$

Em que:

C = coeficiente de distribuição e magnitude das pressões;

λ = relação entre aceleração do sismo e aceleração gravitacional ($\lambda = 0,05$);

w = peso específico da água;

h = profundidade do reservatório.

O coeficiente de distribuição e magnitude das pressões é determinado pela Equação 6:

$$C = C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (6)$$

Onde:

y = altura da lâmina de água até a altura de cálculo da pressão;

h = profundidade do reservatório.

C_m = coeficiente obtido experimentalmente.

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

2.4.2 Condições de carregamento

Em conformidade com Eletrobrás (2003), para os estudos de estabilidade global e respectivos cálculos dos esforços internos ou tensões atuantes, existem as seguintes condições de carregamento.

2.4.2.1 Condição de Carregamento Normal (CCN)

A CCN corresponde às possíveis combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção rotineira da obra, em condições hidrológicas normais (ELETROBRÁS, 2003).

De acordo com Eletrobrás (2003), esta condição de carregamento deverá considerar as seguintes cargas:

- Peso próprio da estrutura e equipamentos;
- Carga acidental uniformemente distribuída ou concentrada e cargas móveis;
- Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção;
- Empuxos hidrostáticos com o nível da água 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 independentemente;
 - Subpressão com drenagem operante;
 - Empuxo de terraplenos e de assoreamento;
 - Pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos;
 - Pressão intersticial;
 - Esforços devidos ao vento;
 - Variação de temperatura e retração do concreto;
 - Ancoragens ativas;
 - Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio, nos casos em que o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente.

2.4.2.2 Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

Conforme Eletrobrás (2003), a CCE refere-se a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, isto é, considera-se a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, entre outras, com as ações correspondentes à condição de carregamento normal.

Esta condição de carregamento excepcional deverá adicionar, à condição de carregamento normal, uma das seguintes cargas excepcionais (ELETROBRÁS, 2003):

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

2.4.2.3 Condição de Carregamento Limite (CCL)

A CCL é uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura e, em geral, nestas combinações, considera-se a ocorrência de mais de uma ação excepcional com as ações correspondentes à condição de carregamento normal (ELETROBRÁS, 2003).

Em conformidade com Eletrobrás (2003), esta condição de carregamento deverá adicionar, à condição de carregamento normal, uma das seguintes cargas excepcionais:

- Empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao nível da água do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis d'água máximo maximorum e mínimo minimorum;
- Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- Pressão hidrodinâmica devido à ação sísmica;
- Efeito de onda;

- Quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

2.4.2.4 Condição de Carregamento de Construção (CCC)

De acordo com Eletrobrás (2003), a CCC refere-se às possíveis combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante as fases de construção, considerando equipamentos de construção, cargas anormais temporárias consequentes de transporte, instalação e montagem de equipamentos permanentes, cimbramentos, e quaisquer outras condições semelhantes, que ocorrem durante períodos curtos.

Esta condição de carregamento deverá ser analisada e complementada em função de cada caso específico, sendo as condições apresentadas a seguir apenas de caráter genérico (ELETROBRÁS, 2003):

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular, por exemplo: esforços sobre estruturas em primeiro estágio, nos casos em que o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente, adufas vazias para o vertedouro, etc.;
- Cargas de equipamentos de construção e montagem;
- Cargas devidas às ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares, cargas de compactação de aterros e reaterros;
- Cargas vivas excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários;
- Esforços devidos à injeções.

2.4.3 Verificações de estabilidade global

Em conformidade com o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999):

A análise de segurança global deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos e englobará a análise de estabilidade no contato concreto-rocha, análise de estabilidade em planos inferiores ao da fundação, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais.

De acordo com o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999), a análise de estabilidade de uma estrutura é feita considerando-a um conjunto monolítico, isto é, um corpo rígido, devendo ser verificadas as condições de estabilidade globais quanto à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, para todos os casos de carregamento e planos potenciais de ruptura, conforme descrito a seguir. Essas verificações são correspondentes ao estado limite último de perda de equilíbrio global ou parcial das estruturas (ELETROBRÁS, 2003).

2.4.3.1 Fator de Segurança à Flutuação (FSF)

De acordo com os Eletrobrás (2003), o FSF é definido como a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão e é determinado pela Equação 7:

$$FSF = \Sigma V / \Sigma U \quad (7)$$

Em que:

ΣV = somatório das forças gravitacionais;

ΣU = somatório das forças de subpressão.

Em conformidade com os Critérios de Projeto da Eletrobrás (2003), no cálculo deste fator, deverão ser desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devidas à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. “A consideração do atrito lateral implica em ajustar o coeficiente de segurança mínimo, que deverá, então, ser aumentado.” (CBDB, 1999).

As forças verticais deverão englobar as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes, se instalados, e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, se utilizados durante determinadas fases da construção, sendo ignoradas todas as cargas acidentais nas verificações de estabilidade (ELETROBRÁS, 2003).

A Tabela 3 apresenta os valores mínimos admissíveis do fator de segurança à flutuação (FSF), de acordo com as diferentes condições de carregamento, apresentadas no item anterior.

Tabela 3 – Valores mínimos admissíveis para Fator de Segurança à Flutuação (FSF).

Coeficiente de Segurança	Condição de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2

Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003).

2.4.3.2 Fator de Segurança ao Tombamento (FST)

O FST, em qualquer direção, é definido como a relação entre o somatório de momentos estabilizantes e o somatório de momentos de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação e é dado pela Equação 8 (ELETROBRÁS, 2003):

$$FST = \Sigma M_e / \Sigma M_t \quad (8)$$

Onde:

ΣM_e = somatório dos momentos estabilizantes atuantes sobre a estrutura, tais como, o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes mínimas e o peso próprio dos equipamentos permanentes, se instalados;

ΣM_t = somatório dos momentos de tombamento, devidos à atuação de cargas desestabilizantes, consideradas como tal, pressão hidrostática, subpressão, empuxos de terra, etc.

Os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito originados nas superfícies em contato com a fundação deverão ser desprezados (ELETROBRÁS, 2003).

Em conformidade com o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999), “na estrutura cuja base tem dimensão igual ou superior à sua altura, dispensa-se a análise de estabilidade ao tombamento”.

A Tabela 4 apresenta os valores mínimos admissíveis do fator de segurança ao tombamento (FST), conforme as diferentes condições de carregamento, apresentadas no item anterior.

Tabela 4 – Valores mínimos admissíveis para Fator de Segurança ao Tombamento (FST).

Coeficiente de Segurança	Condição de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FST	1,5	1,2	1,1	1,3

Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003).

2.4.3.3 Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)

De acordo com Eletrobrás (2003):

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.

Os valores característicos para coesão e ângulo de atrito devem ser definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura em análise, conforme os parâmetros extraídos de investigações e ensaios preliminares. Todavia, em fases iniciais de projeto, pode-se adotar, para o maciço de fundação e seus planos de descontinuidade, valores de coesão e ângulo de atrito já adotados em outras obras com materiais similares (ELETROBRÁS, 2003).

Em conformidade com Eletrobrás (2003), se uma superfície de deslizamento interceptar trechos em que os parâmetros geomecânicos de coesão e ângulo de atrito são diferentes, a segurança ao deslizamento da estrutura deve ser calculada para cada trecho, assumindo-se que existe ruptura de cisalhamento nos trechos em que o coeficiente de segurança necessário não é alcançado.

Nessa situação, calcula-se a segurança ao deslizamento para o trecho, admitindo-se que este não tenha resistência de coesão ($C = \text{zero}$) e que seu ângulo de atrito seja o correspondente à condição pós-ruptura, bem como na verificação ao deslizamento com o emprego de empuxo passivo.

O cisalhamento excedente, não absorvido pelo trecho, deve ser transferido às partes remanescentes da superfície de deslizamento, recalculando-se a segurança 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 (ELETROBRÁS, 2003).

O FSD é definido pelas Equações 9 e 10, conforme a seguir:

a) Com fundação em material com coesão pela Equação 9:

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma N_i \operatorname{tg}(\varphi_i)}{FSD\varphi} + \frac{\Sigma C_i A_i}{FSDc}}{\Sigma T_i} \geq 1,0 \quad (9)$$

Onde:

FSD φ = fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc = fator de redução da resistência à coesão;

ΣN_i = somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

φ_i = ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise;

C_i = coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;

A_i = área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;

ΣT_i = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

b) Com fundação em material sem coesão pela Equação 10:

$$FSD = \frac{\Sigma N_i \operatorname{tg}(\varphi_i) / FSD\varphi}{\Sigma T_i} \geq 1,0 \quad (10)$$

Em que:

FSD φ = fator de redução da resistência ao atrito;

ΣN_i = somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

φ_i = ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise;

ΣT_i = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

Os valores atribuídos aos fatores de redução da resistência ao atrito (FSD φ) e da resistência à coesão (FSDc), de acordo com as diferentes condições de carregamento, estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Fatores de redução da resistência ao atrito ($FSD\phi$) e da resistência à coesão ($FSDc$).

Coeficiente de Segurança	Condição de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSDϕ	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSDc	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003).

Recomenda-se que, nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou os materiais não apresentem constância de comportamento, sejam adotados os valores entre parênteses (CBDB, 1999).

De acordo com Eletrobrás (2003), deverá ser sempre verificada a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, conforme o nível de solicitação atingido.

2.4.4 Avaliação das tensões

Em conformidade com Eletrobrás (2003), a verificação de segurança correspondente ao estado limite último de perda de equilíbrio global ou parcial das estruturas deve ser complementada por avaliações de tensões e deformações, que devem ser desenvolvidas para todos os elementos da estrutura e suas fundações, admitindo-se possíveis condições de carregamentos, de modo a determinar e confirmar o dimensionamento dos elementos estruturais, e também verificar os itens que seguem:

- Segurança contra a ruptura da estrutura 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.

Os critérios de projeto devem ser estabelecidos para cada estrutura específica. As análises de tensões em estruturas maciças devem incluir os esforços decorrentes de retração, variações de temperatura e pesos de massas superpostas, bem como, em certos casos, os efeitos de diagramas de subpressão. Além disso, a alterações nas tensões decorrentes de

deformação lenta do concreto deverão ser consideradas na determinação das deformações e tensões finais (ELETROBRÁS, 2003).

Apresenta-se, a seguir, a Equação 11 para determinação das tensões normais máximas ($\sigma_{máx}$) nas seções transversais, a partir das solicitações de serviço, ou seja, esforços não majorados por quaisquer coeficientes, na base da fundação ou em qualquer outro plano:

$$\sigma_{máx} = \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{\Sigma N}{l \times b} \pm \frac{6M}{l \times b^2} \quad (11)$$

Onde:

ΣN = somatório das forças verticais normais à base da fundação;

A = área da seção na base da fundação;

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

W = módulo de rigidez da seção na base da fundação;

b, l = dimensões da seção na base da fundação, sendo l no sentido longitudinal.

De acordo com Eletrobrás (2003), para as condições de carregamentos normais, as seções nas estruturas 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, conforme já mencionado no item 2.4.1.3.1.

Nos carregamentos oriundos de abalos sísmicos deve-se considerar que, devido à natureza cíclica do fenômeno, não haverá aumento da subpressão e da pressão intersticial, em zonas eventualmente tracionadas (ELETROBRÁS, 2003).

De acordo com Eletrobrás (2003), a capacidade de carga das fundações está relacionada à tensão normal máxima, definida de acordo com critérios que atendam as condições de ruptura e as limitações relativas aos recalques excessivos, prejudiciais ao comportamento e à perfeita utilização da estrutura. A tensão normal máxima admissível na fundação é obtida a partir da Equação 12:

$$\sigma_{t,adm} = \frac{\text{capacidade de carga na fundação}}{\text{coeficiente de segurança}} \quad (12)$$

A capacidade de carga da fundação, isto é, do material de fundação, deve ser determinada por métodos adequados, empregando-se como subsídios resultados de ensaios em campo ou laboratório. Para o coeficiente de segurança, são recomendados os valores apresentados na Tabela 6, para cada condição de carregamento.

Tabela 6 – Coeficientes de segurança para a capacidade de carga da fundação.

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

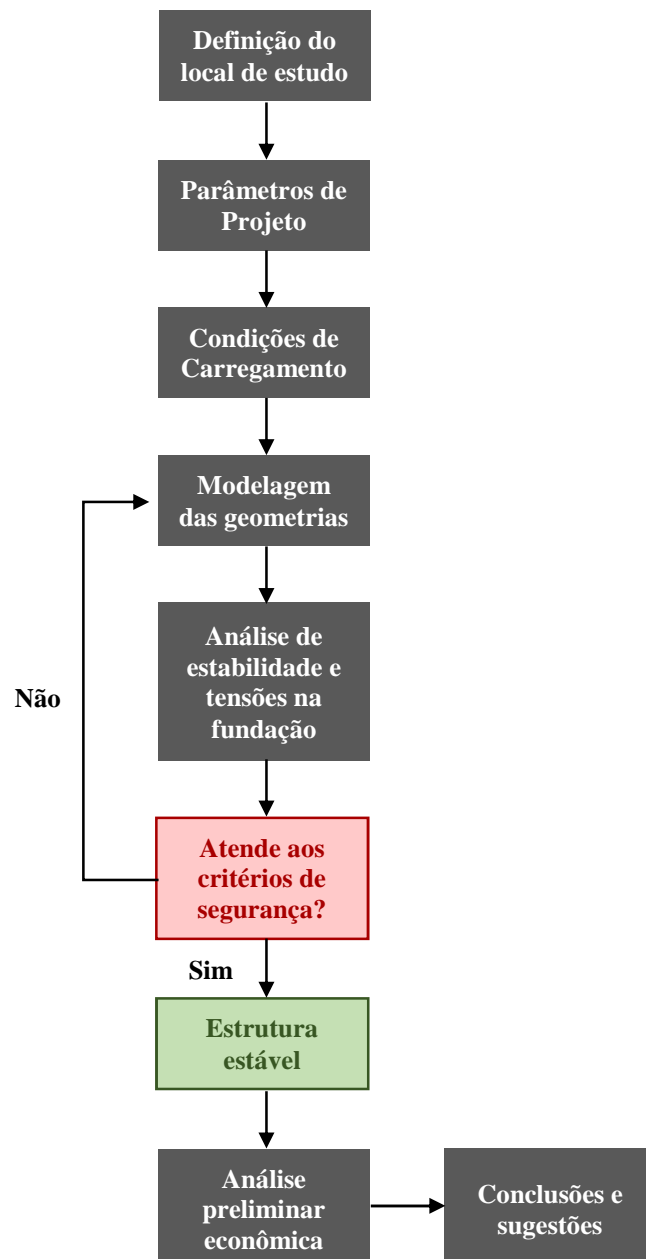
Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003).

Recomenda-se que, nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou os materiais não apresentem constância de comportamento, sejam adotados os valores entre parênteses (ELETROBRÁS, 2003).

3 MÉTODO E ESTUDO DE CASO

O método para se projetar barragens consiste em, a partir de uma estrutura preliminar e dos parâmetros de projeto, realizar um processo iterativo da verificação de estabilidade e das tensões na fundação. Uma vez que a estrutura não atenda os critérios exigidos, a geometria é então alterada e analisada repetidamente até que seja encontrada uma que satisfaça. O direcionamento deste método seguiu o fluxograma indicado na Figura 14.

Figura 14 – Fluxograma das etapas da pesquisa realizada.

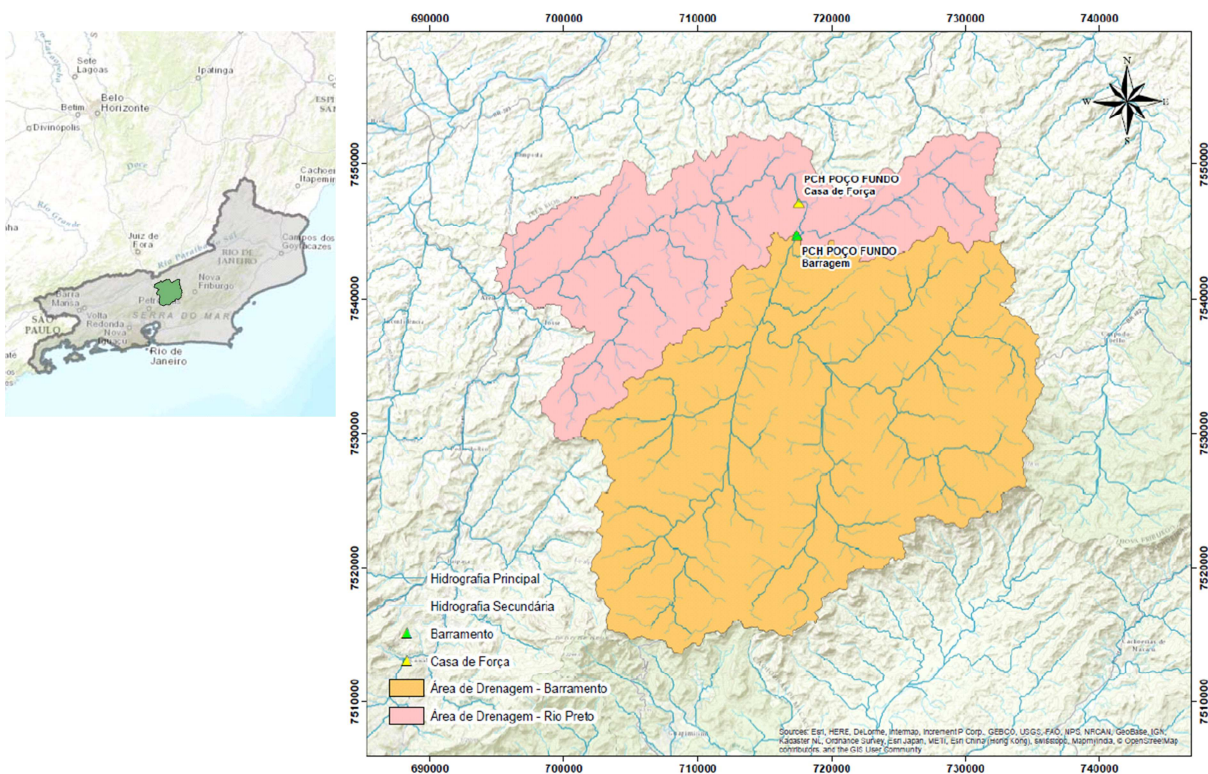


Fonte: Autor e orientador.

3.1 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

O local de estudo escolhido foi a PCH Poço Fundo, localizada no Rio Preto, afluente da margem direita do Rio Piabanha. O sítio do empreendimento situa-se no Município de São José do Vale do Rio Preto, próximo à cidade de Teresópolis, no Estado do Rio de Janeiro (Figura 15). Em função das características do local, concebeu-se um empreendimento hidrelétrico de desvio, com 14,00 MW de potência instalada com duas máquinas Francis de eixo horizontal. O N.A. máximo normal do reservatório foi fixado na cota 322,40 m e o N.A. máximo normal a jusante da casa de força na cota 247,86 m, definindo uma queda bruta de 74,54 m.

Figura 15 – Localização da PCH Poço Fundo.

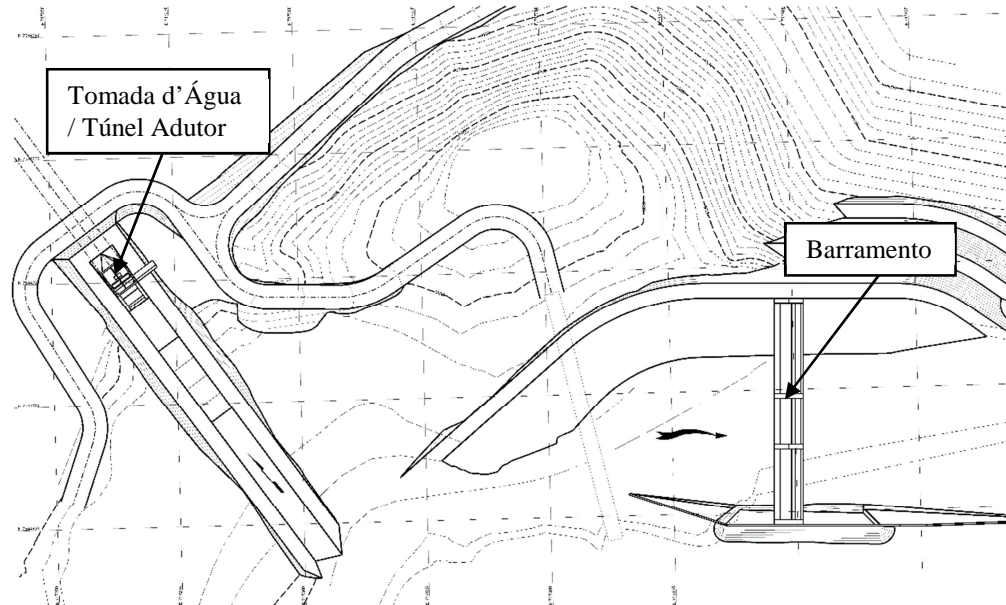


Fonte: Disponibilizado por GeoEnergy Engenharia.

3.1.1 Arranjo Geral

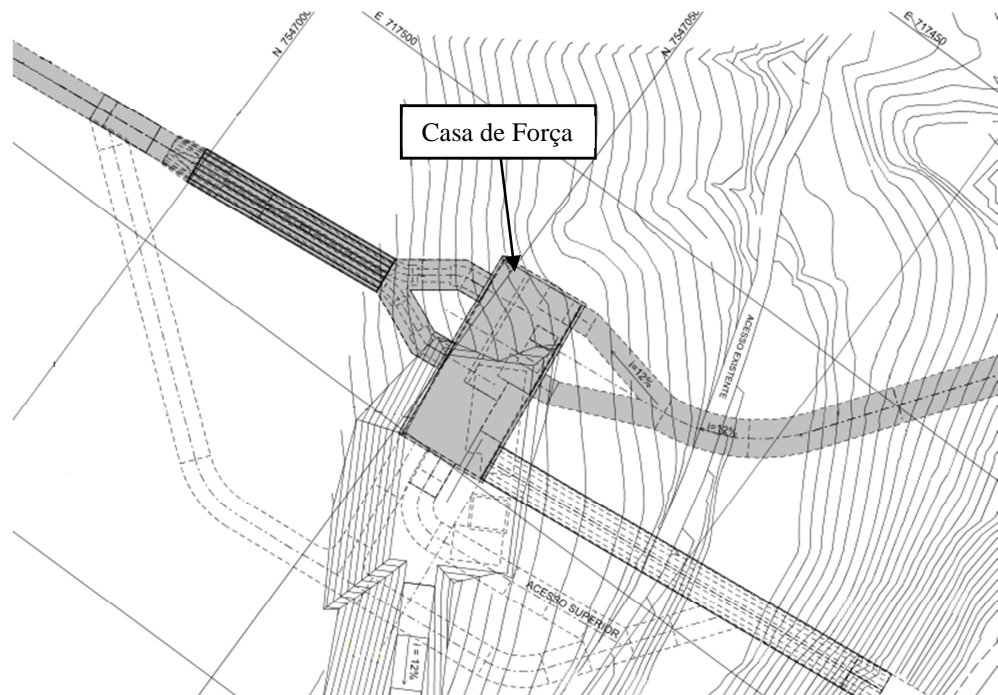
O arranjo geral das obras é de desvio com as estruturas de barramento e vertimento alinhadas, tomada d'água/túnel adutor posicionados em local a montante do eixo na margem esquerda e casa de força subterrânea a jusante. As Figuras 16 e 17 a seguir ilustram o arranjo geral do empreendimento, a montante e a jusante, respectivamente.

Figura 16 – Arranjo a montante da PCH Poço Fundo.



Fonte: Disponibilizado por GeoEnergy Engenharia.

Figura 17 – Arranjo a jusante da PCH Poço Fundo.



Fonte: Disponibilizado por GeoEnergy Engenharia.

Conforme o item 2.2.1 deste trabalho, este tipo de arranjo é ideal para locais com acentuada queda natural localizada, com a barragem não possuindo função de agregar queda.

Portanto, devido ao barramento não exigir grande altura e o eixo da barragem estar posicionada em vale encaixado do rio, optou-se, por motivos econômicos, por um barramento em concreto.

Em relação à barragem em concreto, avaliou-se três alternativas de layouts, sendo elas: gravidade, muro de flexão e contraforte, todas executadas em CCV. Foram propostas geometrias que cumpram com os critérios de estabilidade apresentados no item 2.4, almejando aliar eficiência construtiva à desempenho estrutural, além de buscar estruturas mais econômicas o possível.

As estruturas foram carregadas de acordo com os parâmetros de projeto e as condições de carregamento a serem especificadas em seguida. As geometrias finais e os resultados serão apresentados e discutidos no Capítulo 4.

3.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros de projeto são necessários para a análise de estabilidade, fornecendo os níveis de água a montante e a jusante da estrutura em estudo, assim como as propriedades físicas e mecânicas dos materiais envolvidos.

Para a PCH Poço Fundo, os parâmetros de projeto foram fornecidos pela equipe de engenheiros da empresa GeoEnergy Engenharia e serão apresentados a seguir.

3.2.1 Níveis de água

Tabela 7 – Níveis de água no barramento.

Nível de água na barragem	N.A. Montante (m)	N.A. Jusante (m)
N.A. Normal	322,40	319,40
N.A. Máximo (T.R. 1.000 anos)	323,40	320,40

Fonte: Autoria própria.

3.2.2 Parâmetros geotécnicos da fundação

A barragem estará fundada sobre derrames sucessivos de basalto, cujos parâmetros de resistência são os listados a seguir:

ϕ (ângulo de atrito interno da rocha)	30°
c (coesão do contato concreto-rocha)	0,25 MPa
σ_{adm} (tensão admissível na rocha)	10 MPa

3.2.3 Peso próprio dos materiais

Concreto simples	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
Concreto armado	$\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$
Água	$\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$

3.3 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

Foram feitas análises para três casos de carregamento em conformidade com os critérios da Eletrobrás (2003), já descritos no item 2.4.2 deste trabalho. Para o cálculo do peso próprio da barragem, foi utilizado o peso específico de concreto simples para a Barragem Gravidade, e concreto armado para as Barragens Muro de Flexão e Contraforte.

3.3.1 Caso de Carregamento Normal (CCN)

- Nível de água normal a montante: El. 322,40 m;
- Nível de água normal a jusante: El. 319,40 m;
- Peso próprio da barragem;
- Peso de água;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão correspondente ao item 2.4.1.3.1.

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

- Nível de água máximo a montante: El. 323,40 m;
- Nível de água máximo a jusante: El. 320,40 m;

- c) Peso próprio da barragem;
- d) Peso de água;
- e) Empuxo hidrostático;
- f) Subpressão correspondente ao item 2.4.1.3.1.

3.3.3 Caso de Carregamento Excepcional 2 – Esforços Sísmicos (CCE2)

- a) Carregamento referente ao item 3.3.1;
- 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.

3.4 GEOMETRIA DA BARRAGEM

As geometrias preliminares das três alternativas de barragem foram elaboradas com base em estruturas projetadas pela empresa GeoEnergy Engenharia, porém, não significa que alguma dessas geometrias foi adotada na PCH Poço Fundo. A modelagem ocorreu com auxílio do software de desenho MicroStation TriForma V8 XM. As formas finais serão apresentadas no Capítulo 4.

3.4.1 Cálculo da altura

A altura fixada para o barramento foi determinada com base na coluna de água para o nível normal e máximo a montante, acrescido da borda livre exigida, conforme descrito no item 2.3.2.1. A barragem será construída na cota de fundação 318,40 m e os níveis de água normal e máximo a montante estão na cota 322,40 m e 323,40 m respectivamente. Portanto a altura do barramento será de 6,0 m.

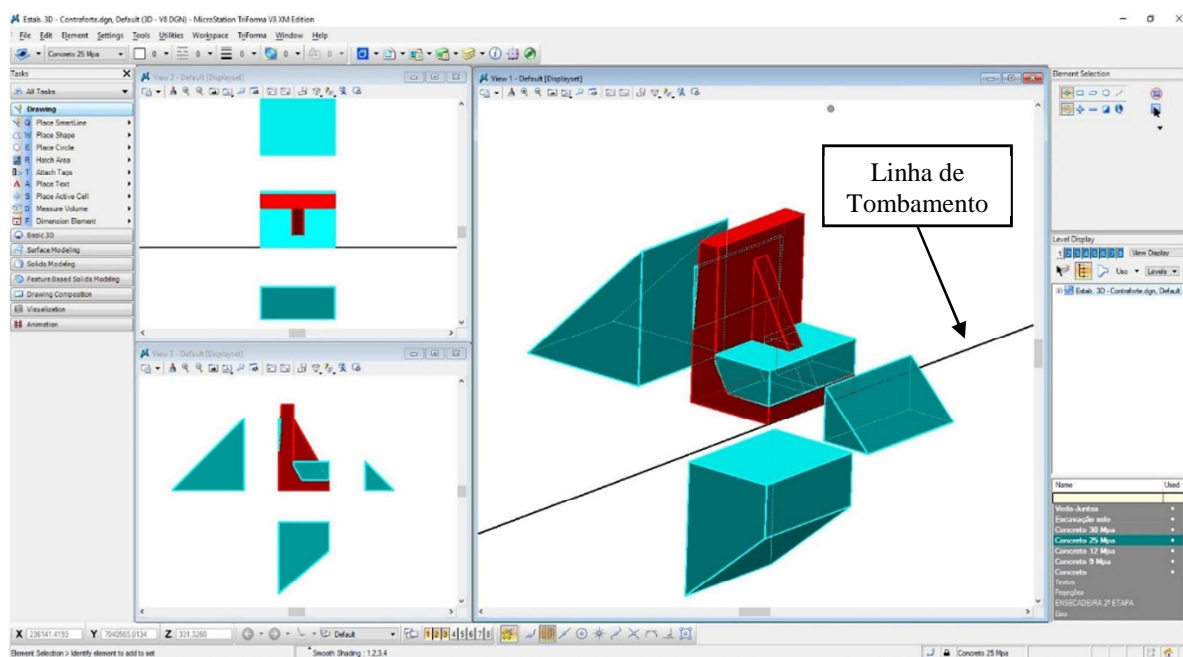
3.5 CÁLCULO DA ESTABILIDADE GLOBAL

As verificações de estabilidade das alternativas de barragem foram realizadas por meio do uso de programa computacional de desenho e pelo desenvolvimento de planilhas eletrônicas de cálculo.

Para o cálculo dos esforços, foi utilizado o software de desenho MicroStation TriForma V8 XM, pelo qual foram modeladas as cargas atuantes sobre as estruturas. Por meio deste programa, foram obtidos as áreas e os volumes necessários para a análise de estabilidade, além dos respectivos centros de gravidade.

Para as Barragens Gravidade e Muro de Flexão, por possuírem seção transversal constante ao longo de seus eixos, a análise de estabilidade foi realizada em duas dimensões, ou seja, os esforços foram calculados por metro de largura. Já a Barragem Contraforte foi calculada em 3 dimensões, como ilustrado na Figura 18. Para este caso foi selecionado a largura de seção que incluísse uma nervura do contraforte.

Figura 18 – Determinação dos esforços pelo MicroStation TriForma V8 XM.



Fonte: Autoria própria.

Com relação aos fatores de segurança analisados, as estruturas foram verificadas quanto à Flutuação (FSF), ao Deslizamento (FSD) e ao Tombamento (FST) de acordo com Eletrobrás (2003) e apresentados no item 2.4.3. Estes foram comparados aos mínimos recomendados, resumidos na Tabela 8.

Tabela 8 – Resumo dos Fatores de Segurança adotados.

Fator	Valores adotados			
	CCN		CCE	
FSF	1,3		1,1	
FSD	FSDϕ	FSDc	FSDϕ	FSDc
	1,5	3,0	1,1	1,5
FST	1,5		1,2	

Fonte: A autoria própria.

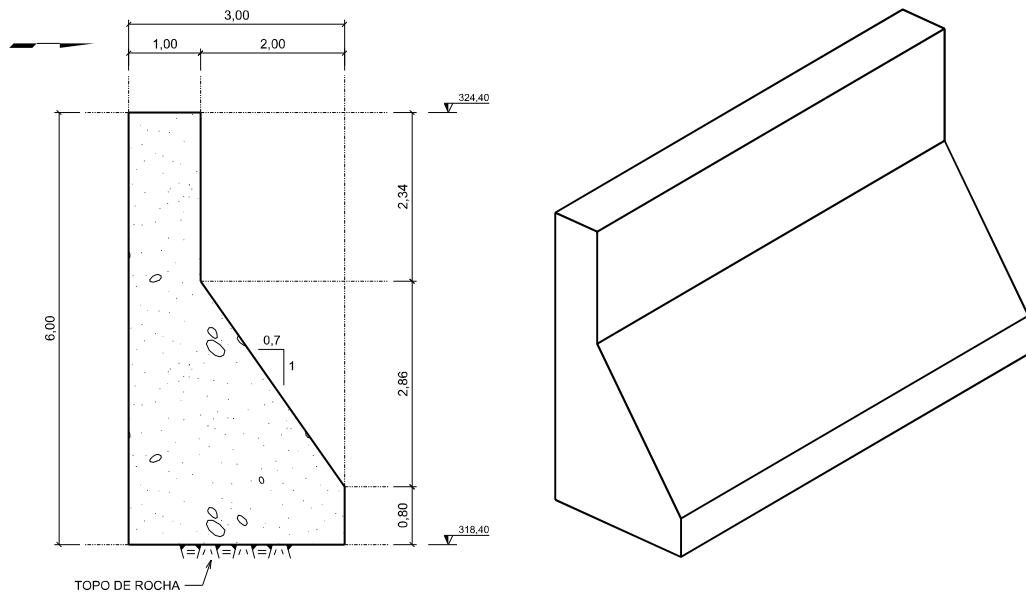
Para o caso de surgimento de tensões de tração na base, admitiu-se a abertura de fissuras conforme o critério da Eletrobrás (2003), descrito no item 2.4.1.3.1 do presente trabalho.

4 RESULTADOS

4.1 GEOMETRIAS DEFINITIVAS

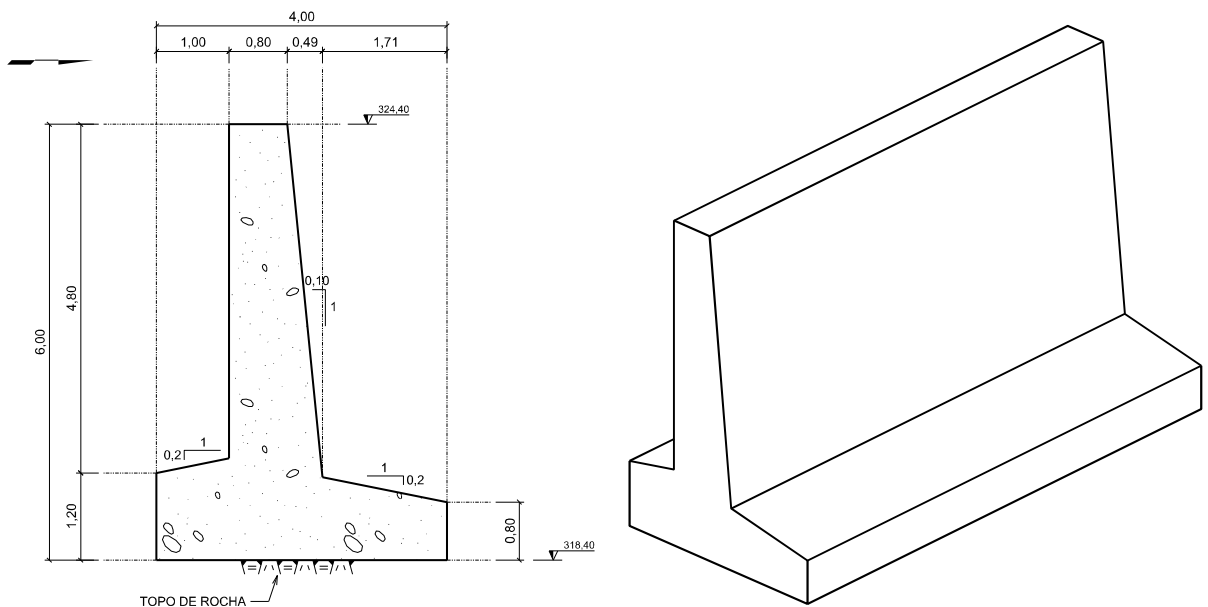
A seguir são ilustradas as formas finais das três alternativas de barramento para a PCH Poço Fundo (Figuras 19, 20 e 21), após realizada a análise de estabilidade.

Figura 19 – Forma final da Barragem Gravidade. Seção (esq.) e perspectiva (dir.).



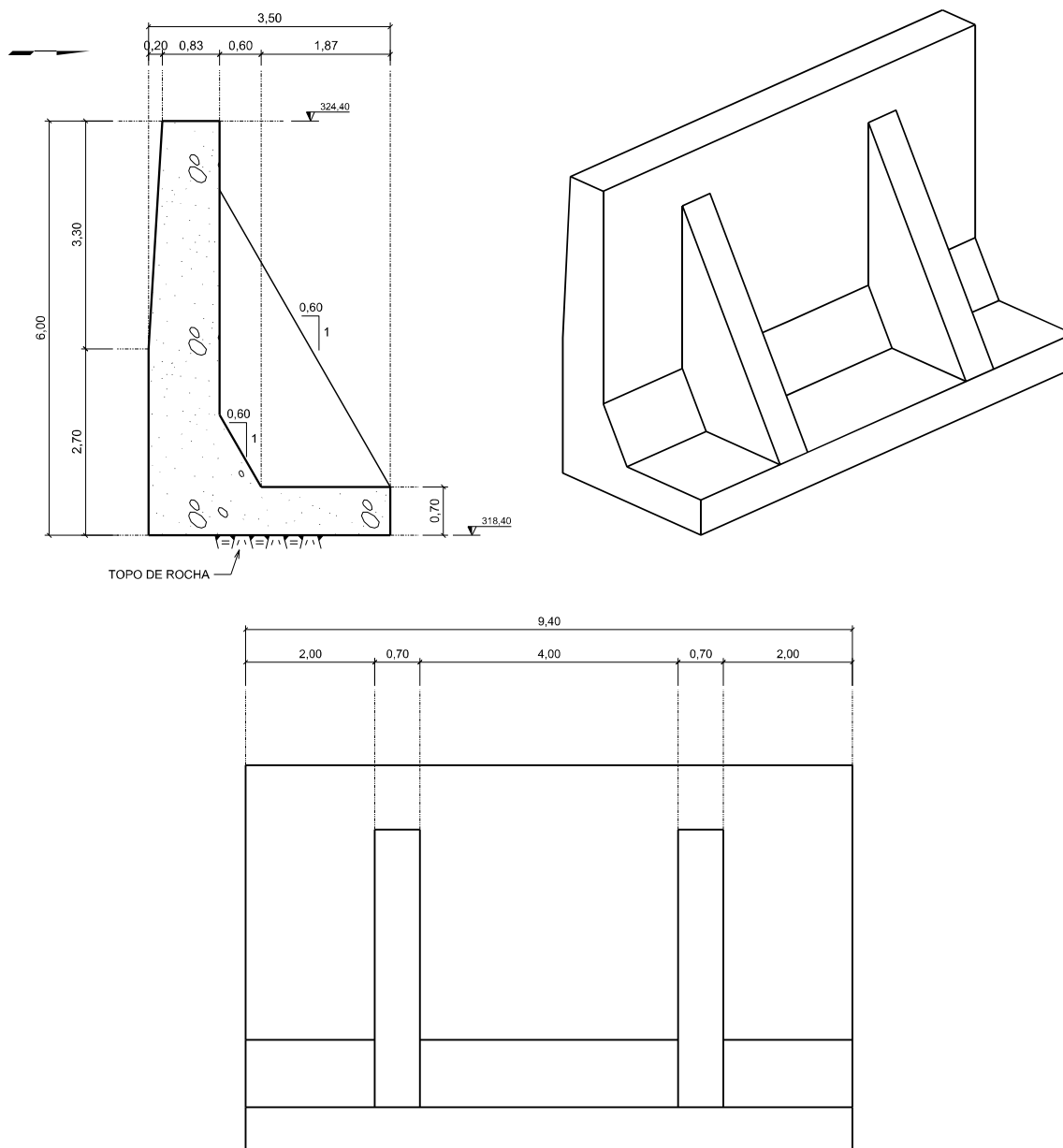
Fonte: Autoria própria.

Figura 20 – Forma final da Barragem Muro Flexão. Seção (esq.) e perspectiva (dir.).



Fonte: Autoria própria.

Figura 21 – Forma final da Barragem Contraforte. Seção (esq.), perspectiva (dir.) e vista frontal (abaixo).



Fonte: Autoria própria.

Em seguida apresentam-se as verificações de estabilidade das seções estudadas. As análises foram realizadas para os casos citados no item 3.5.

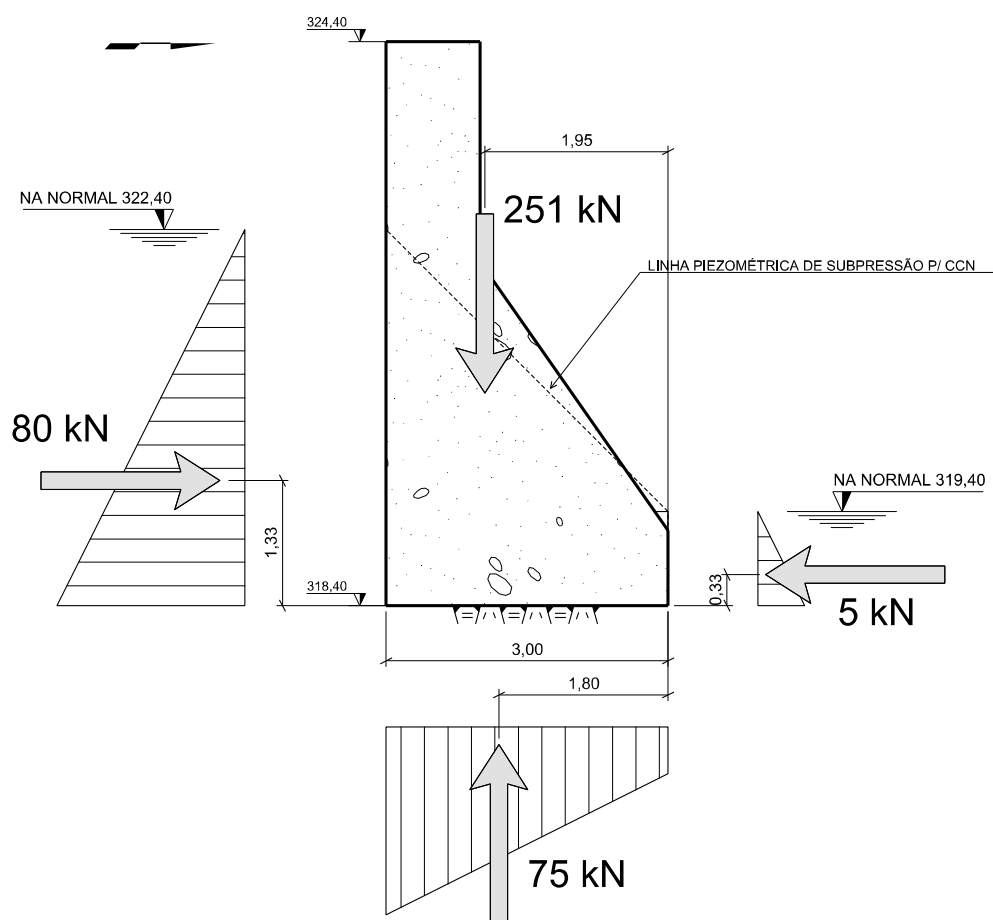
Por convenção, adotou-se os valores de tensão positivos como compressão, e os negativos como tração.

4.2 BARRAGEM CONCRETO GRAVIDADE

a) Barragem Concreto Gravidade – CCN

A análise de estabilidade referente à seção da Barragem Gravidade iniciou-se pelo CCN, e os esforços atuantes na estrutura encontram-se na Figura 22.

Figura 22 – Esforços na Barragem Gravidade – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Os esforços atuantes e os momentos relativos ao ponto de tombamento da estrutura foram listados na Tabela 9.

Foram considerados “esforços estabilizantes” aqueles que atuam no sentido oposto aos esforços de tombamento.

Tabela 9 – Esforços na Barragem Gravidade – CCN.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	251	1,95	489
Peso de água de jusante	↓	0	0,05	0
Empuxo de água de jusante	←	5	0,33	2
Σ ME				491
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	80	1,33	106
Subpressão	↑	75	1,80	135
Σ MT				241

Fonte: Autoria própria.

Em relação aos fatores de segurança, a estrutura encontra-se dentro dos limites de estabilidade (Tabela 10). No que diz respeito às tensões na fundação, nota-se que a base está totalmente comprimida. Para o cálculo desta tensão, por convenção, utilizou-se os esforços que geram momento no sentido horário como positivos.

Tabela 10 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCN.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	$\Sigma\downarrow$ (kN/m)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma\downarrow$ (kN/m)	251	3,35	1,3	A (m ²)	3,00
	$\Sigma\uparrow$ (kN/m)	75			c (kN/m ²)	250
FSD	Σ N (kN/m)	176	4,24	1,0	ϕ (graus)	30
	Σ H (kN/m)	75			FSD _c	3,0
FST	ME (kN.m/m)	491	2,03	1,5	FSD _{ϕ}	1,5
	MT (kN.m/m)	241				

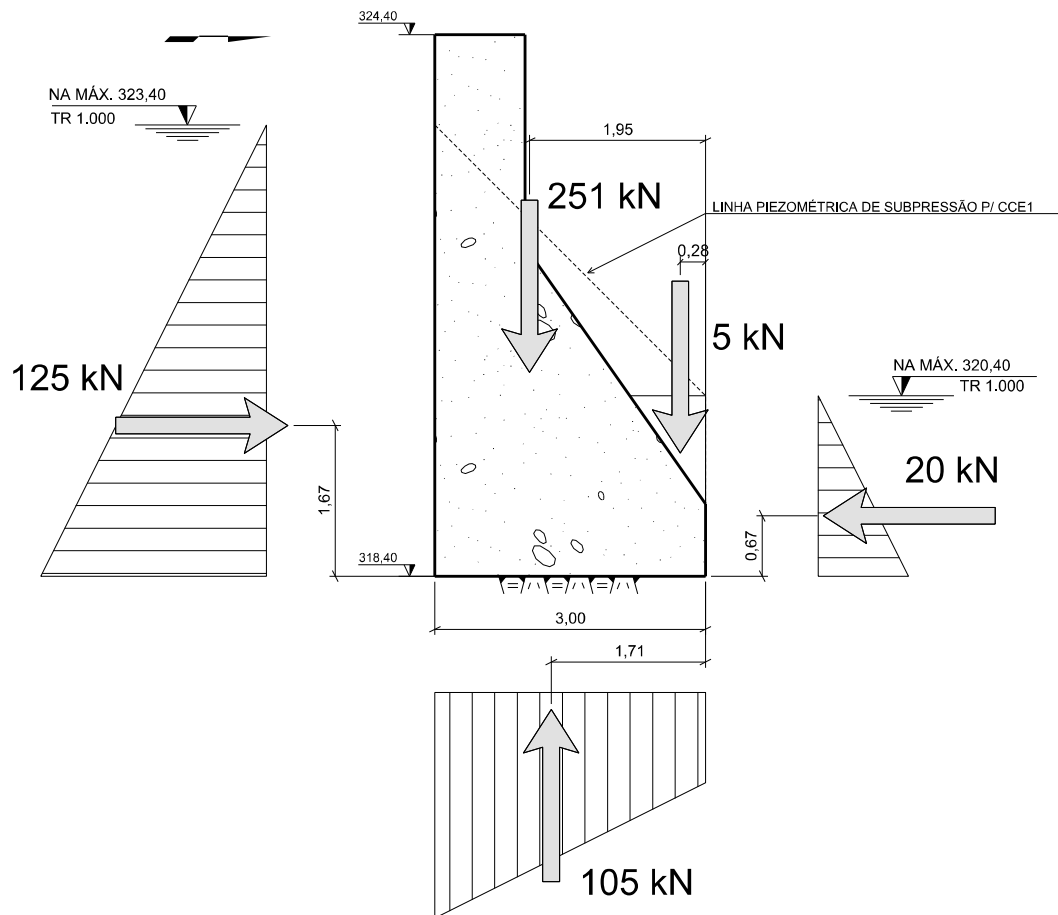
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	1,5	49,0	68,4
Mr (kN.m/m) =	14,5		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Barragem Concreto Gravidade – CCE1

Em seguida, seguiu-se a análise de estabilidade para o CCE1 (Figura 23).

Figura 23 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 11 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 11 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	251	1,95	489
Peso de água de jusante	↓	5	0,28	1
Empuxo de água de jusante	←	20	0,67	13
Σ ME				504
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	125	1,67	209
Subpressão	↑	105	1,71	180
Σ MT				389

Fonte: Autoria própria

Como mostra a Tabela 12, os fatores de segurança da estrutura apresentam-se de acordo com os limites de estabilidade. No entanto, demonstra que ocorre tração (tensão negativa) no paramento a montante da barragem gravidade, sendo necessária, portanto, a avaliação da extensão de atuação desse esforço. Por isso, será considerada a abertura de fissura na seção.

Tabela 12 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE1.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN/m)	256	2,44	1,1	A (m ²)	3,00
	$\Sigma \uparrow$ (kN/m)	105			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN/m)	151	5,52	1,0	ϕ (graus)	30
	ΣH (kN/m)	105			FSD _C	1,5
FST	ME (kN.m/m)	504	1,30	1,2	FSD _{ϕ}	1,1
	MT (kN.m/m)	389				

Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	1,5	-23,7	124,4
Mr (kN.m/m) =	111,1		
Compr. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

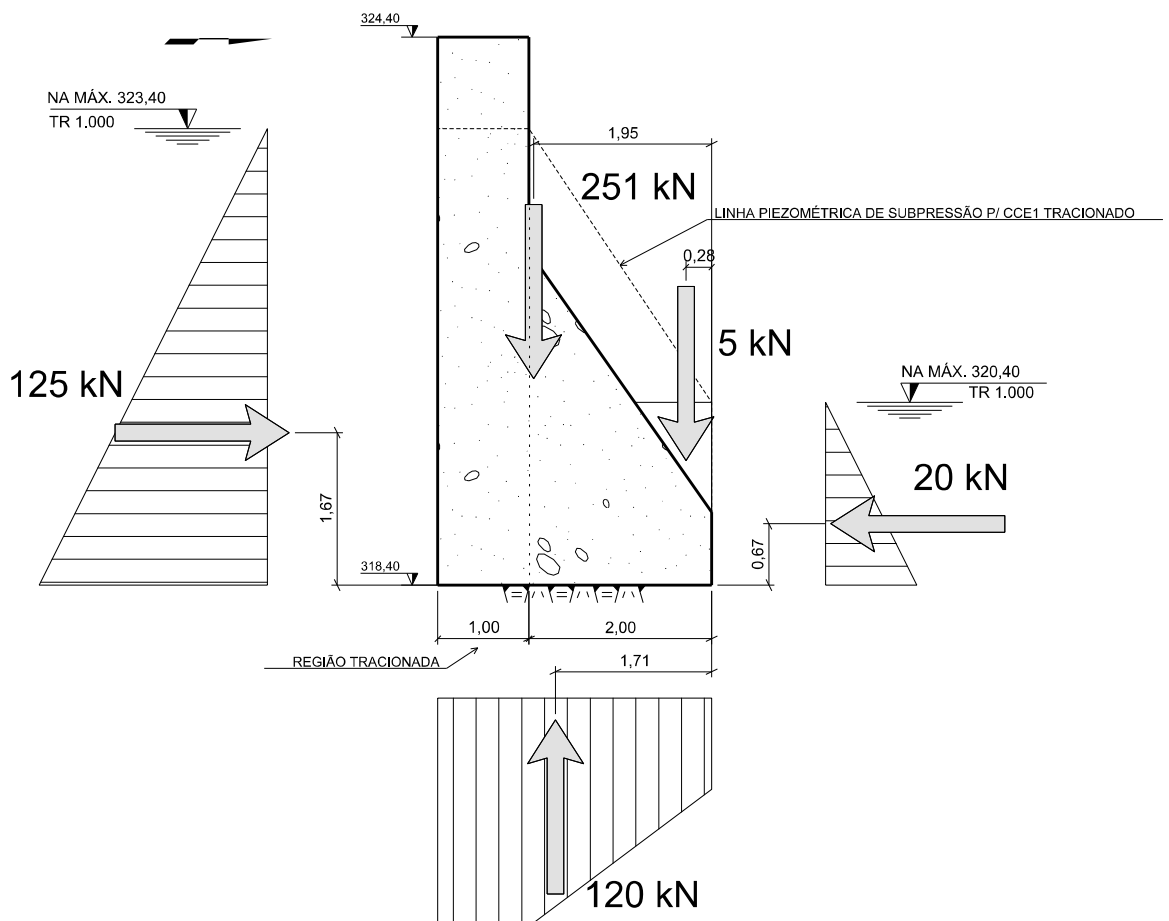
Fonte: Autoria própria.

c) Barragem Concreto Gravidade – CCE1 tracionado

Devido a tensão de tração de $23,7 \text{ kN/m}^2$ na fundação da estrutura para o CCE1, foi realizada a análise de estabilidade com abertura de fissura (Figura 24). Essa análise consiste em permitir a abertura da fundação a montante, fazendo com que a subpressão seja integral na região tracionada e ocorra a diminuição do comprimento de cálculo da área de fundação.

Este processo é feito de maneira iterativa, visando alcançar a zona de tração zero a montante da estrutura.

Figura 24 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 13 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 13 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	251	1,95	490
Peso de água de jusante	↓	5	0,28	1
Empuxo de água de jusante	←	20	0,67	13
Σ ME				505
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	125	1,67	209
Subpressão	↑	120	1,71	205
Σ MT				414

Fonte: Autoria própria.

Como mostra a Tabela 14, concluiu-se que a estrutura atendeu aos critérios de estabilidade adotados. Os fatores de segurança apresentaram-se maiores que os limites e o comprimento tracionado de 1,00 m não foi maior do que 1/3 do comprimento total da fundação.

Tabela 14 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE1 tracionado.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	$\Sigma\downarrow$ (kN/m)	256	2,13	1,1	A (m ²)	2,01
	$\Sigma\uparrow$ (kN/m)	120			c (kN/m ²)	250
FSD	Σ N (kN/m)	136	3,86	1,0	ϕ (graus)	30
	Σ H (kN/m)	105			FSD _c	1,5
FST	ME (kN.m/m)	505	1,22	1,2	FSD _{ϕ}	1,1
	MT (kN.m/m)	414				

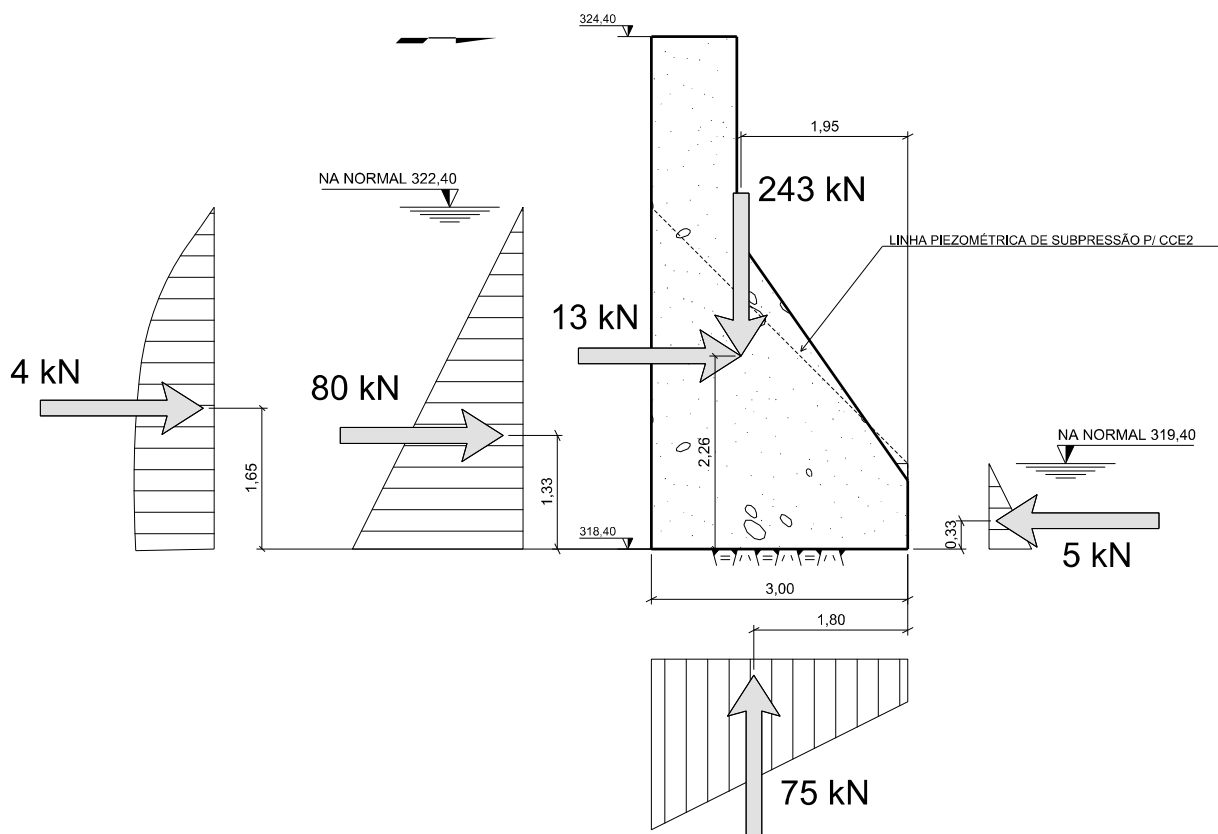
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	2,01	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	0,7	0,0	135,7
Mr (kN.m/m) =	45,4		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		1,00	

Fonte: Autoria própria.

d) Barragem Concreto Gravidade – CCE2

Dado que a estrutura se encontra estável para o CCE1, a análise de estabilidade da seção continuou para o caso CCE2, como segue nos itens subsequentes.

Figura 25 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE2.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 15 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 15 – Esforços na Barragem Gravidade – CCE2.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	243	1,95	475
Peso de água de jusante	↓	0	0,05	0
Empuxo de água de jusante	←	5	0,33	2
Σ ME				476

Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	80	1,33	106
Subpressão	↑	75	1,80	135
Força inercial horizontal - Peso próprio	→	13	2,26	28
Efeito Zangar	→	4	1,65	7
Σ MT				277

Fonte: Autoria própria.

Tabela 16 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Gravidade – CCE2.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	$\Sigma\downarrow$ (kN/m)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma\downarrow$ (kN/m)	244	3,25	1,1	c (kN/m ²)	250
	$\Sigma\uparrow$ (kN/m)	75			\emptyset (graus)	30
FSD	Σ N (kN/m)	169	7,07	1,0	FSD _c	1,5
	Σ H (kN/m)	83			FSD _{\emptyset}	1,1
FST	ME (kN.m/m)	476	1,72	1,2		
	MT (kN.m/m)	277				

Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	1,5	44,3	68,1
Mr (kN.m/m) =	17,9		
Compr. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

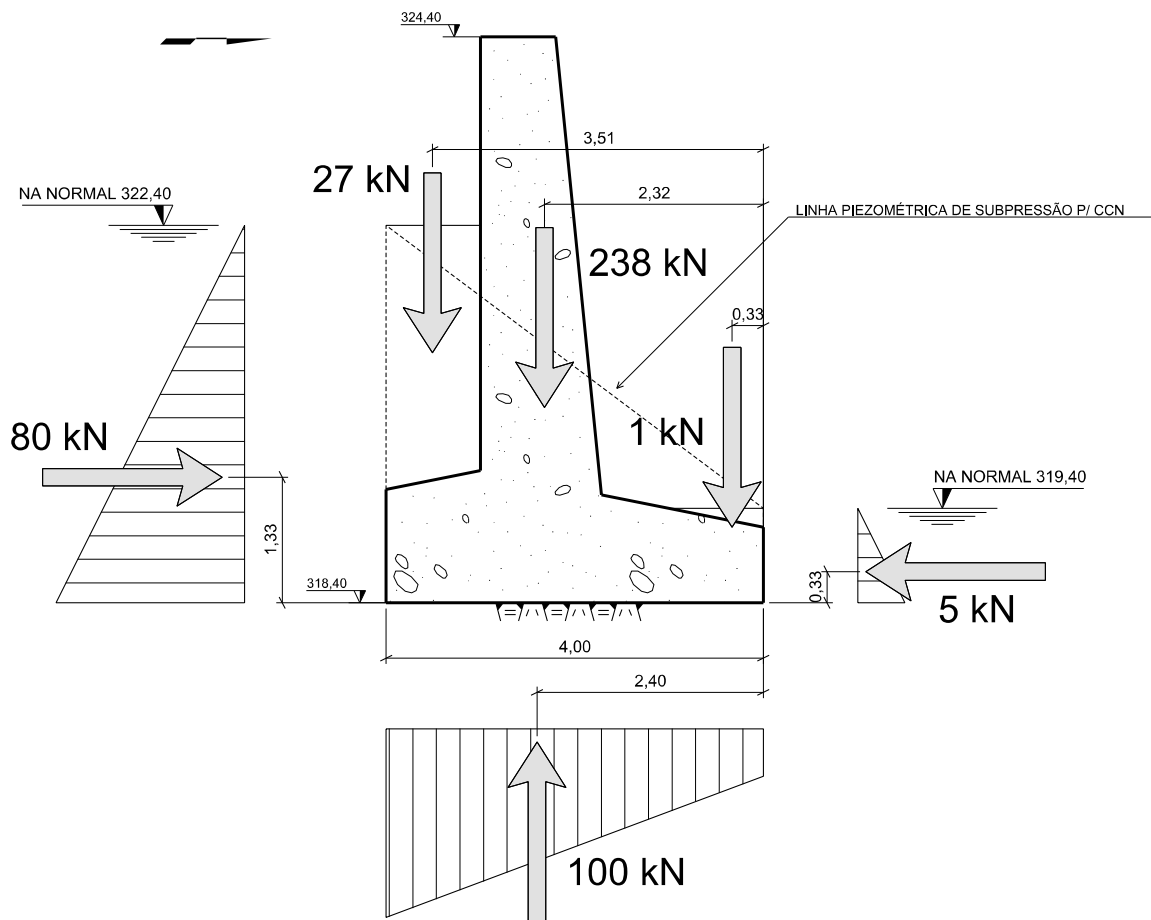
Após a análise de estabilidade da Barragem Concreto Gravidade, concluiu-se que este encontra-se estável para todos os casos de carregamento, sendo definida essa geometria como a final para este tipo de barragem.

4.3 BARRAGEM MURO FLEXÃO

a) Barragem Muro de Flexão – CCN

Os esforços atuantes na seção da Barragem Muro de Flexão encontram-se na Figura 26.

Figura 26 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 17 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 17 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCN.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	238	2,32	551
Peso de água de montante	↓	27	3,51	95
Peso de água de jusante	↓	1	0,33	0
Empuxo de água de jusante	←	5	0,33	2
Σ ME				648
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	80	1,33	106
Subpressão	↑	100	2,40	240
Σ MT				346

Fonte: Autoria própria.

Em relação aos fatores de segurança, a estrutura encontra-se dentro dos limites de estabilidade (Tabela 18). No que diz respeito às tensões na fundação, nota-se que a base está totalmente comprimida.

Tabela 18 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCN.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	$\Sigma \downarrow$ (kN/m)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN/m)	266	2,66	1,3	A (m ²)	4,00
	$\Sigma \uparrow$ (kN/m)	100			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN/m)	166	5,29	1,0	ϕ (graus)	30
	ΣH (kN/m)	75			FSD _c	3,0
FST	ME (kN.m/m)	648	1,87	1,5	FSD _{ϕ}	1,5
	MT (kN.m/m)	346				

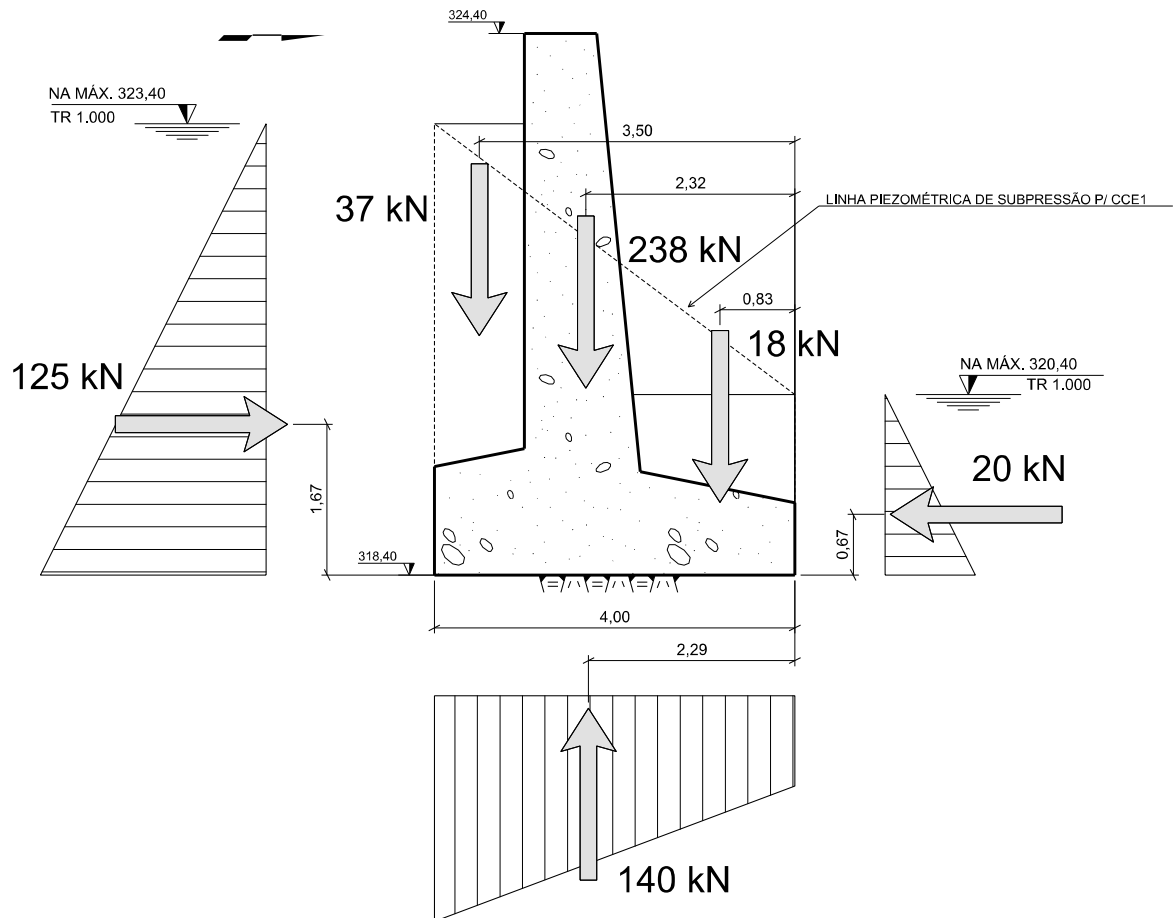
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	4,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	2,7	30,3	52,5
Mr (kN.m/m) =	29,7		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Barragem Muro de Flexão – CCE1

Em seguida, seguiu-se a análise de estabilidade para o CCE1 (Figura 27).

Figura 27 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 19 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 19 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	238	2,32	551
Peso de água de montante	↓	37	3,50	130
Peso de água de jusante	↓	18	0,83	15
Empuxo de água de jusante	←	20	0,67	13
Σ ME				709
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	125	1,67	209
Subpressão	↑	140	2,29	320
Σ MT				529

Fonte: Autoria própria.

Como mostra a Tabela 20, os fatores de segurança da estrutura apresentam-se de acordo com os limites de estabilidade. No entanto, demonstra que ocorre tração (tensão negativa) no paramento a montante da barragem gravidade, sendo necessária, portanto, a avaliação da extensão de atuação desse esforço. Por isso, será considerada a abertura de fissura na seção.

Tabela 20 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE1.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN/m)	293	2,09	1,1	A (m ²)	4,00
	$\Sigma \uparrow$ (kN/m)	140			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN/m)	153	7,11	1,0	\emptyset (graus)	30
	ΣH (kN/m)	105			FSD _c	1,5
FST	ME (kN.m/m)	709	1,34	1,2	FSD _{\emptyset}	1,1
	MT (kN.m/m)	529				

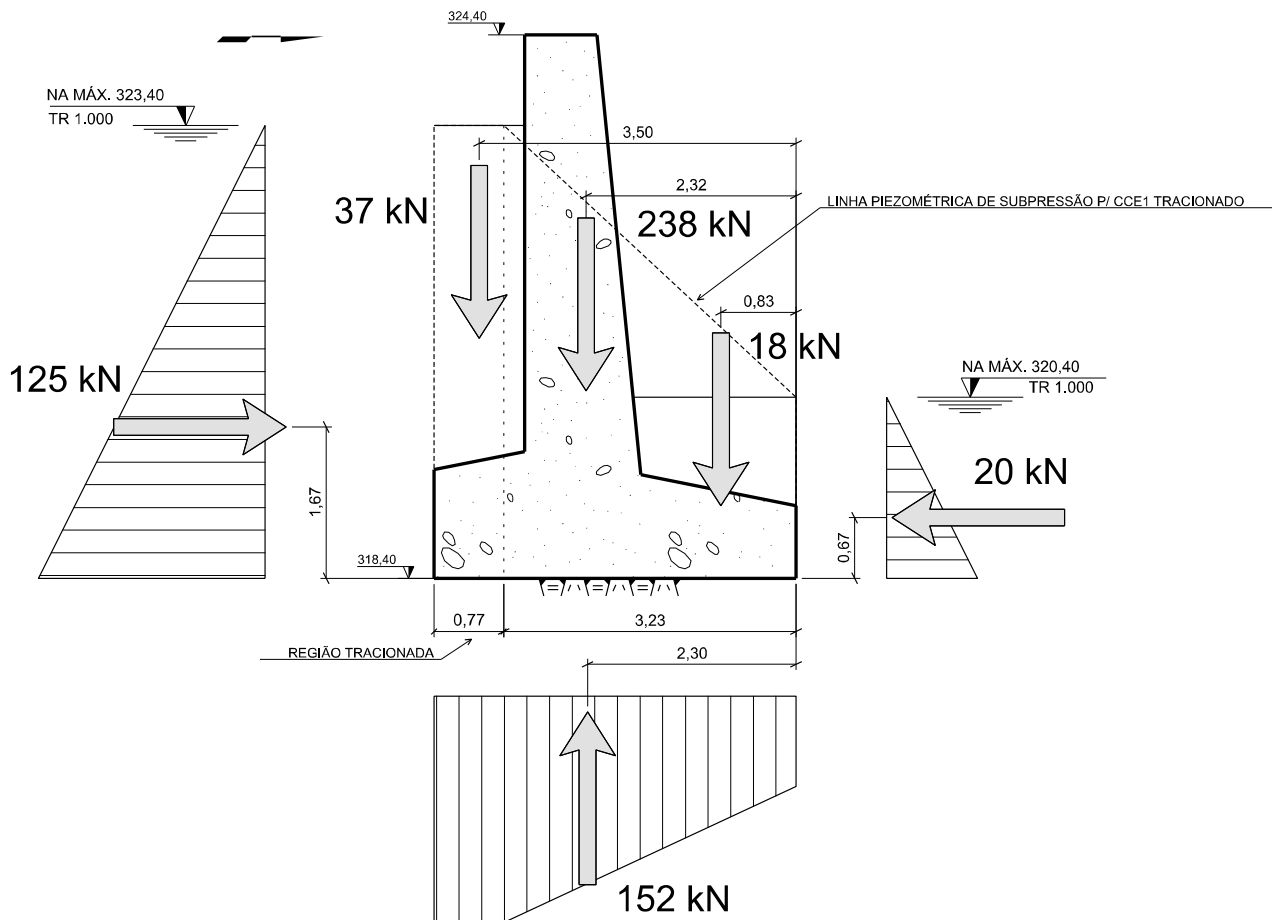
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	4,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ²) =	2,7	-8,7	85,0
Mr (kN.m/m) =	124,9		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

c) Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado

Devido a tensão de tração de $8,7 \text{ kN/m}^2$ na fundação da estrutura para o CCE1, foi realizada a análise de estabilidade com abertura de fissura (Figura 28).

Figura 28 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 21 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 21 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	238	2,32	551
Peso de água de montante	↓	37	3,50	130
Peso de água de jusante	↓	18	0,83	15
Empuxo de água de jusante	←	20	0,67	13
Σ ME				709
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	125	1,67	209
Subpressão	↑	151	2,30	347
Σ MT				556

Fonte: Autoria própria.

Como mostra a Tabela 22, concluiu-se que a estrutura atendeu aos critérios de estabilidade adotados. Os fatores de segurança apresentaram-se maiores que os limites e o comprimento tracionado de 0,76 m não foi maior do que 1/3 do comprimento total da fundação.

Tabela 22 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE1 tracionado.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN/m)	293	1,93	1,1	A (m ²)	3,25
	$\Sigma \uparrow$ (kN/m)	151			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN/m)	141	5,86	1,0	ϕ (graus)	30
	ΣH (kN/m)	105			FSD _C	1,5
FST	ME (kN.m/m)	709	1,27	1,2	FSD _{ϕ}	1,1
	MT (kN.m/m)	556				

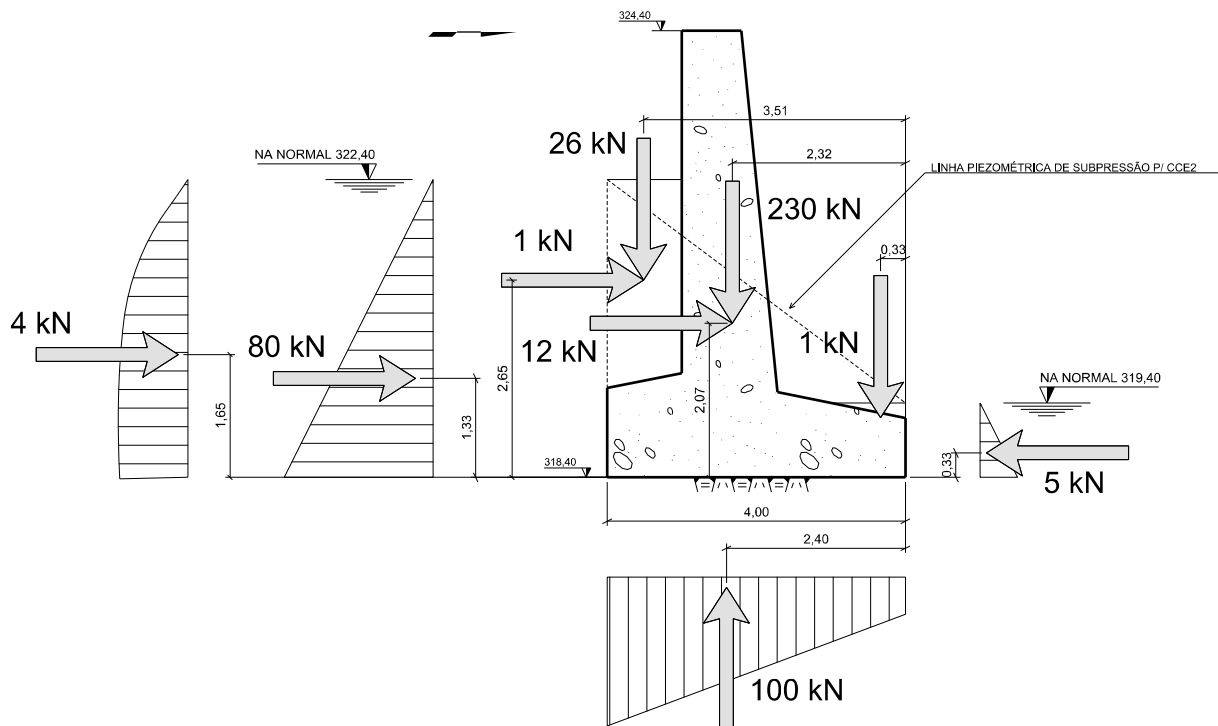
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,25	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	1,8	0,0	87,0
Mr (kN.m/m) =	76,3		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,76	

Fonte: Autoria própria.

d) Barragem Muro de Flexão – CCE2

Dado que a estrutura se encontra estável para o CCE1, a análise de estabilidade da seção continuou para o caso CCE2, como segue nos itens subsequentes.

Figura 29 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE2.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 23 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 23 – Esforços na Barragem Muro de Flexão – CCE2.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Peso próprio da Barragem	↓	230	2,32	534
Peso de água de montante	↓	26	3,51	92
Peso de água de jusante	↓	1	0,33	0
Empuxo de água de jusante	←	5	0,33	2
Σ ME				628
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN.m/m)
Empuxo de água de montante	→	80	1,33	106
Subpressão	↑	100	2,40	240
Força inercial horizontal - Peso próprio	→	12	2,07	25
Força inercial horizontal - Peso de água	→	1	2,65	4
Efeito Zangar	→	4	1,65	7
Σ MT				382

Fonte: Autoria própria.

Tabela 24 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Muro de Flexão – CCE2.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	Σ ↓ (kN/m)	258	2,58	1,1	A (m ²)	4,00
	Σ ↑ (kN/m)	100			c (kN/m ²)	250
FSD	Σ N (kN/m)	158	8,93	1,0	Ø (graus)	30
	Σ H (kN/m)	84			FSD _c	1,5
FST	ME (kN.m/m)	628	1,65	1,2	FSD _Ø	1,1
	MT (kN.m/m)	382				

Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	4,00	Montante	Jusante
Larg. (m) =	1,00		
w (m ³) =	2,7	27,0	51,8
Mr (kN.m/m) =	33,1		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

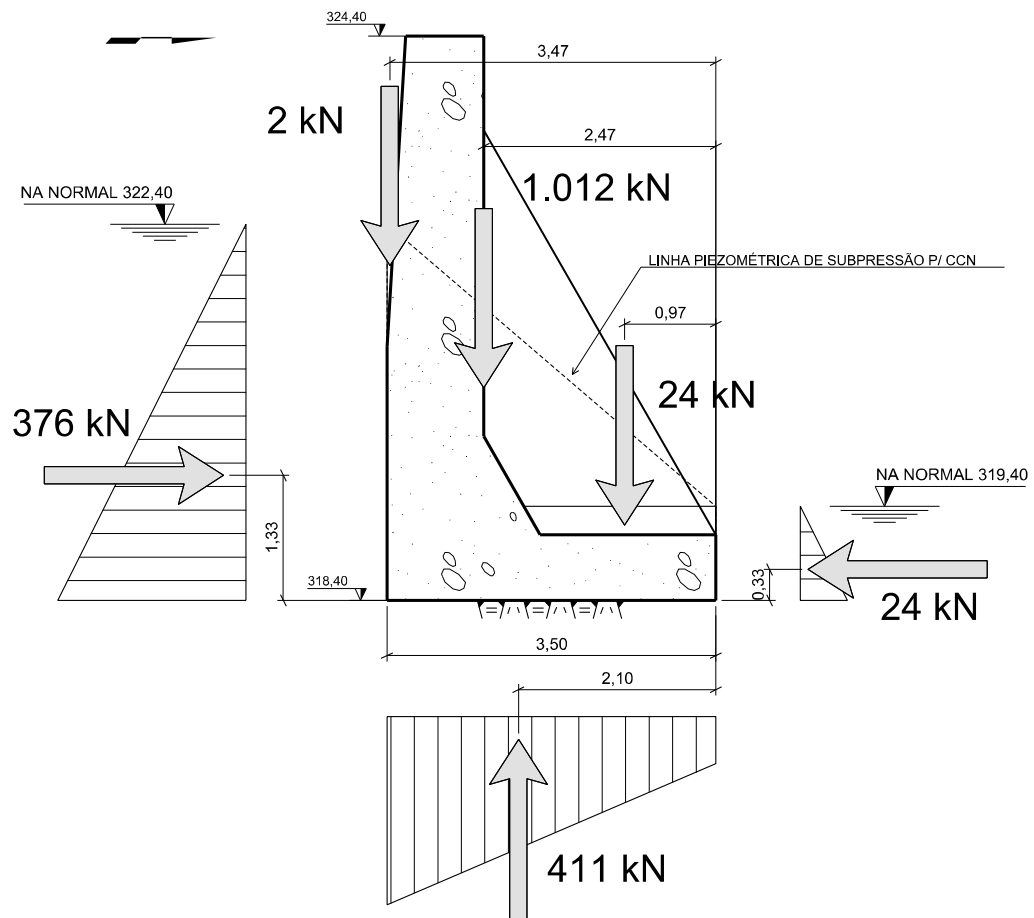
Após a análise de estabilidade da Barragem Muro de Flexão, concluiu-se que este encontra-se estável para todos os casos de carregamento, sendo definida essa geometria como a final para este tipo de barragem.

4.4 BARRAGEM CONTRAFORTE

a) Barragem Contraforte – CCN

Os esforços atuantes no bloco da Barragem Contraforte encontram-se na Figura 30.

Figura 30 – Esforços na Barragem Contraforte – CCN.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 25 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 25 – Esforços na Barragem Contraforte – CCN.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Peso próprio da Barragem	↓	1.012	2,47	2.503
Peso de água de montante	↓	2	3,47	8
Peso de água de jusante	↓	24	0,97	23
Empuxo de água de jusante	←	24	0,33	8
			Σ ME	2.542
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Empuxo de água de montante	→	376	1,33	500
Subpressão	↑	411	2,10	864
			Σ MT	1.364

Fonte: Autoria própria.

Em relação aos fatores de segurança, a estrutura encontra-se dentro dos limites de estabilidade (Tabela 26). No que diz respeito às tensões na fundação, nota-se que a base está totalmente comprimida.

Tabela 26 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCN.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	$\Sigma \downarrow$ (kN)				A (m ²)	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	1.038	2,52	1,3	A (m ²)	16,45
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	411			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN)	627	4,57	1,0	ϕ (graus)	30
	ΣH (kN)	353			FSD _C	3,0
FST	ME (kN.m)	2.542	1,86	1,5	FSD _{ϕ}	1,5
	MT (kN.m)	1.364				

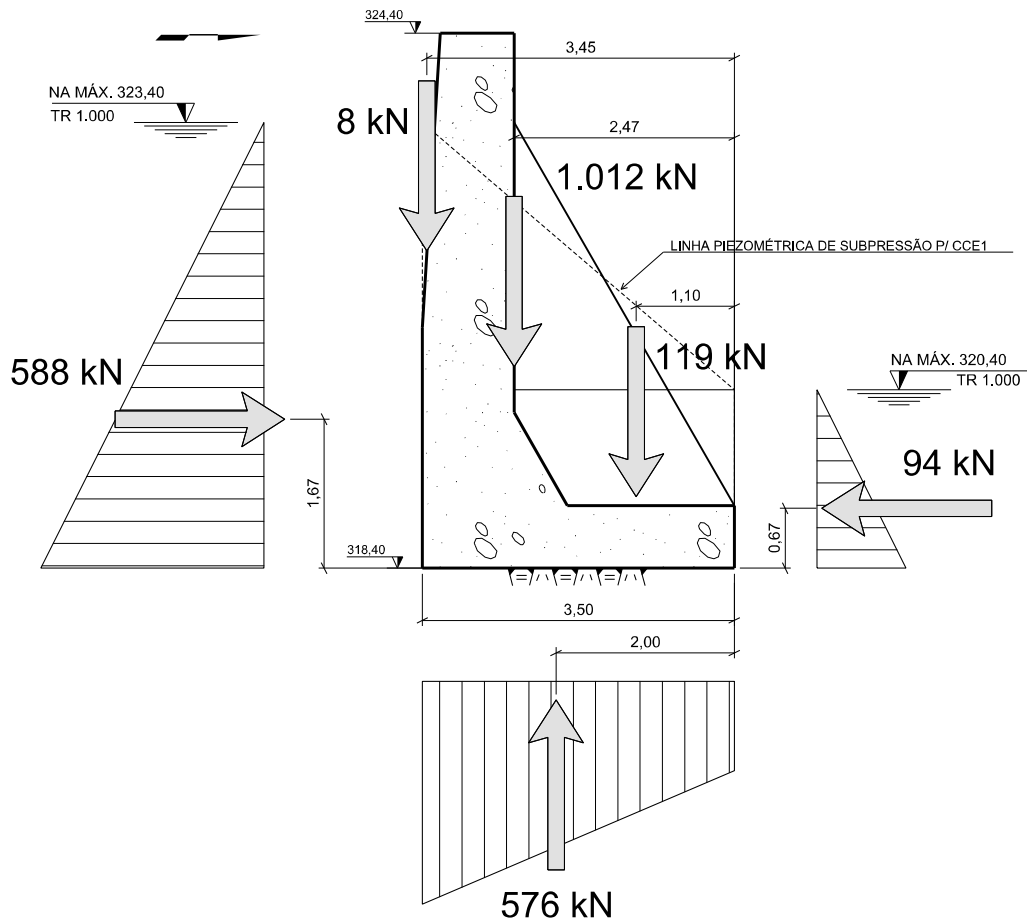
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,50	Montante	Jusante
Larg. (m) =	4,70		
w (m ³) =	9,6	46,6	29,7
Mr (kN.m) =	-81,3		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

b) Barragem Contraforte – CCE1

Em seguida, seguiu-se a análise de estabilidade para o CCE1 (Figura 31).

Figura 31 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 27 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 27 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Peso próprio da Barragem	↓	1.012	2,47	2.503
Peso de água de montante	↓	8	3,45	26
Peso de água de jusante	↓	119	1,10	131
Empuxo de água de jusante	←	94	0,67	63
Σ ME				2.724
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Empuxo de água de montante	→	588	1,67	981
Subpressão	↑	576	2,00	1.152
Σ MT				2.133

Fonte: Autoria própria.

Como mostra a Tabela 28, os fatores de segurança da estrutura apresentam-se de acordo com os limites de estabilidade. No entanto, demonstra que ocorre tração (tensão negativa) no paramento a montante da barragem gravidade, sendo necessária, portanto, a avaliação da extensão de atuação desse esforço. Por isso, será considerada a abertura de fissura na seção.

Tabela 28 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE1.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
FSF	$\Sigma \downarrow$ (kN)	1.139	1,98	1,1	A (m ²)	16,45
	$\Sigma \uparrow$ (kN)	576			c (kN/m ²)	250
FSD	ΣN (kN)	563	6,15	1,0	ϕ (graus)	30
	ΣH (kN)	494			FSD _C	1,5
FST	ME (kN.m)	2.724	1,28	1,2	FSD _{ϕ}	1,1
	MT (kN.m)	2.133				

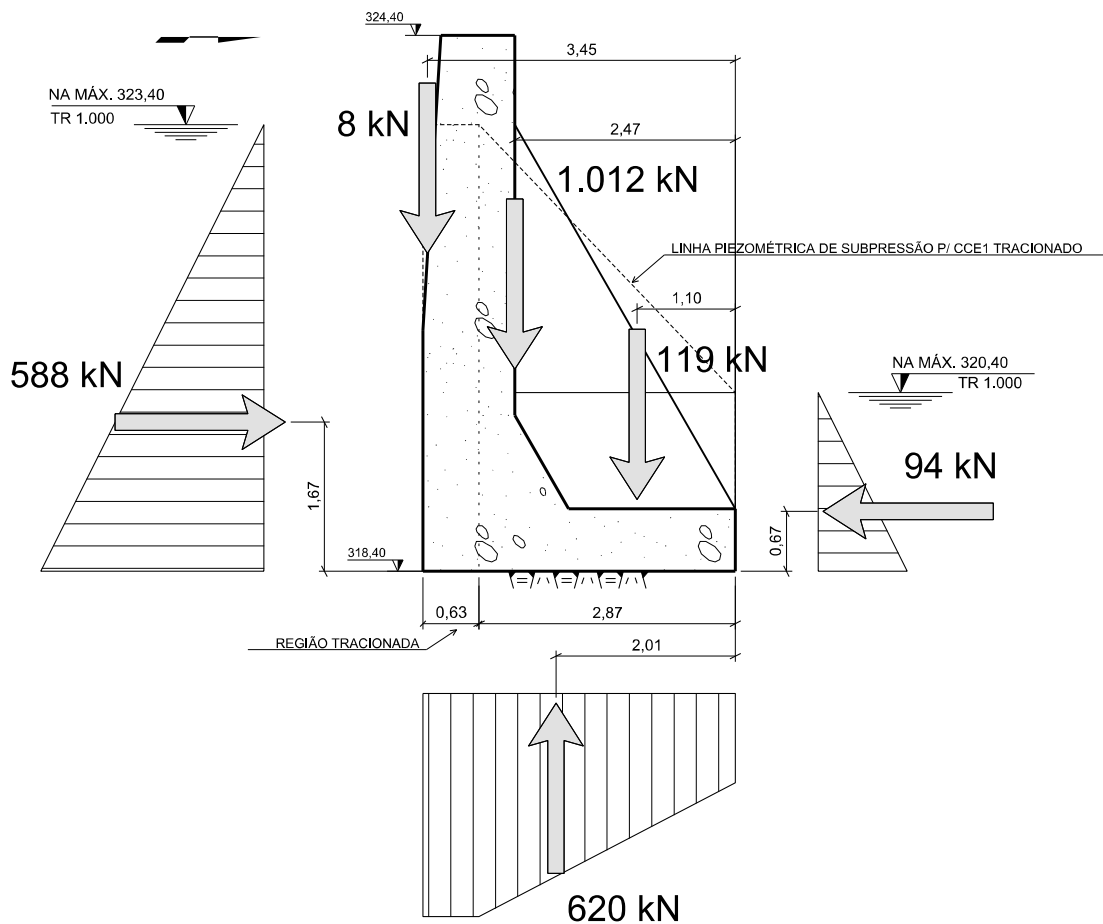
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,50	Montante	Jusante
Larg. (m) =	4,70		
w (m ³) =	9,6	-6,9	75,4
Mr (kN.m) =	395,0		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

c) Barragem Contraforte – CCE1 tracionado

Devido a tensão de tração de $6,9 \text{ kN/m}^2$ na fundação da estrutura para o CCE1, foi realizada a análise de estabilidade com abertura de fissura (Figura 32).

Figura 32 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 29 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 29 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Peso próprio da Barragem	↓	1.012	2,47	2.503
Peso de água de montante	↓	8	3,45	26
Peso de água de jusante	↓	119	1,10	131
Empuxo de água de jusante	←	94	0,67	63
			Σ ME	2.724
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Empuxo de água de montante	→	588	1,67	981
Subpressão	↑	620	2,01	1.246
			Σ MT	2.227

Fonte: Autoria própria.

Como mostra a Tabela 30, concluiu-se que a estrutura atendeu aos critérios de estabilidade adotados. Os fatores de segurança apresentaram-se maiores que os limites e o comprimento tracionado não foi maior do que 1/3 do comprimento total da fundação.

Tabela 30 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE1 tracionado.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	Σ ↓ (kN)	1.139			A (m ²)	13,49
FSF	Σ ↑ (kN)	620	1,84	1,1	c (kN/m ²)	250
	Σ N (kN)	519			\emptyset (graus)	30
FSD	Σ H (kN)	494	5,11	1,0	FSD _c	1,5
	ME (kN.m)	2.724			FSD _{\emptyset}	1,1
FST	MT (kN.m)	2.227	1,22	1,2		

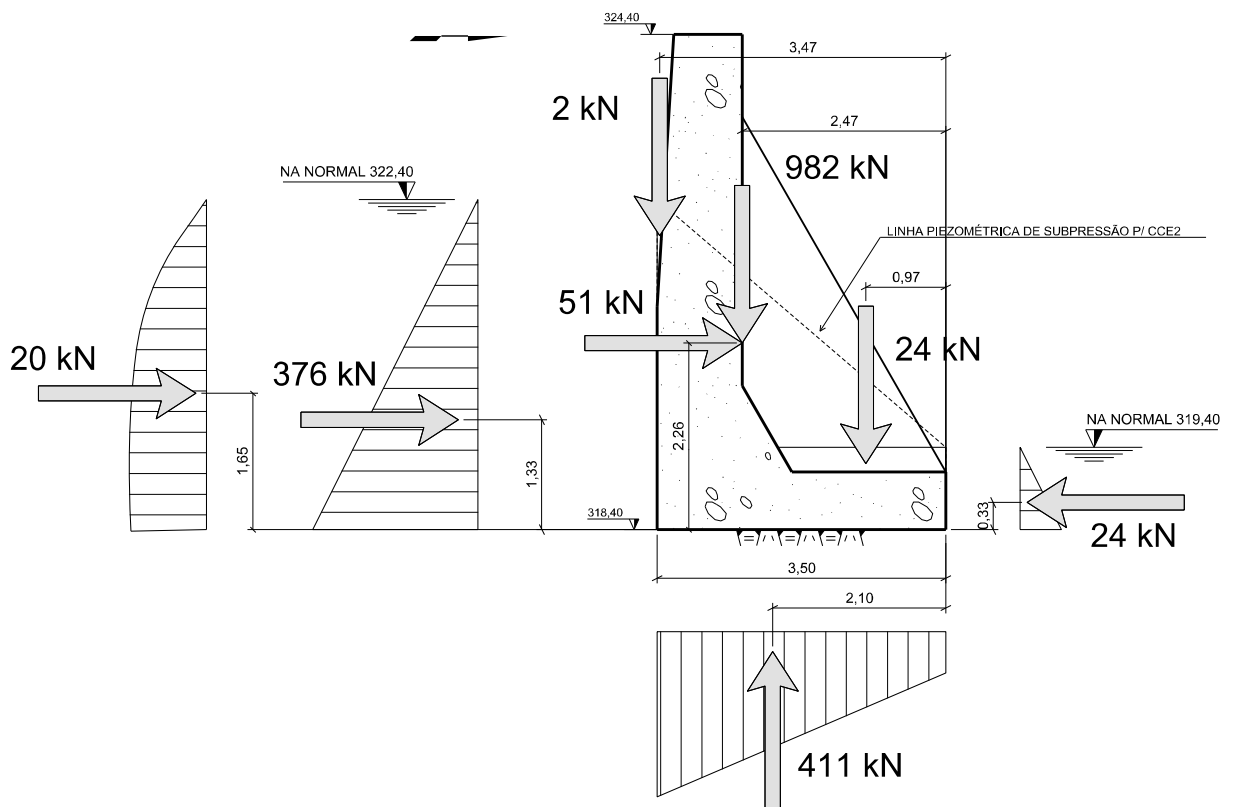
Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	2,87	Montante	Jusante
Larg. (m) =	4,70		
w (m ³) =	6,5	0,0	76,9
Mr (kN.m) =	248,1		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,63	

Fonte: Autoria própria.

d) Barragem Contraforte – CCE2

Dado que a estrutura se encontra estável para o CCE1, a análise de estabilidade da seção continuou para o caso CCE2, como segue nos itens subsequentes.

Figura 33 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE2.



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 31 encontram-se os esforços atuantes na seção da estrutura, bem como os momentos em relação ao ponto de tombamento.

Tabela 31 – Esforços na Barragem Contraforte – CCE2.

Esforços Estabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Peso próprio da Barragem	↓	982	2,47	2.428
Peso de água de montante	↓	2	3,47	8
Peso de água de jusante	↓	23	0,97	22
Empuxo de água de jusante	←	24	0,33	8
			Σ ME	2.466
Esforços Desestabilizantes	Sentido	Força (kN)	Braço (m)	Momento (kN.m)
Empuxo de água de montante	→	376	1,33	500
Subpressão	↑	411	2,10	864
Força inercial horizontal - Peso próprio	→	51	2,26	114
Força inercial horizontal - Peso de água	→	0	3,56	0
Efeito Zangar	→	20	1,65	33
			Σ MT	1.512

Fonte: Autoria própria.

Tabela 32 – Verificação de estabilidade, parâmetros e tensão na fundação da Barragem Contraforte – CCE2.

Fatores de Segurança	Somatório dos esforços		FS Calculado	FS Mínimo	Parâmetros de estabilidade	
	Σ ↓ (kN)				A (m ²)	
FSF	Σ ↓ (kN)	1.007	2,45	1,1	A (m ²)	16,45
	Σ ↑ (kN)	411			c (kN/m ²)	250
FSD	Σ N (kN)	596	7,97	1,0	ϕ (graus)	30
	Σ H (kN)	383			FSD _C	1,5
FST	ME (kN.m)	2.466	1,63	1,2	FSD _{ϕ}	1,1
	MT (kN.m)	1.512				

Parâmetros de cálculo		Tensão (kN/m ²)	
Comp. (m) =	3,50	Montante	Jusante
Larg. (m) =	4,70		
w (m ³) =	9,6	42,5	30,0
Mr (kN.m) =	-59,7		
Comprim. Parament. Mont. Traci. (m) =		0,00	

Fonte: Autoria própria.

Após a análise de estabilidade da Barragem Contraforte, concluiu-se que este encontra-se estável para todos os casos de carregamento, sendo definida essa geometria como a final para este tipo de barragem.

4.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir nas Tabelas 33, 34 e 35 apresentam-se os resumos dos fatores de segurança, além das tensões na fundação das estruturas analisadas de acordo com os casos de carregamento.

Tabela 33 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Gravidade.

Caso de Carregamento	Fatores de segurança						Tensões fundação (kN/m ²)	
	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	Mont.	Jus.
	CCN	3,35	> 1,3	4,24	> 1,0	2,03	> 1,5	49,0
CCE1	2,13	> 1,1	3,86	> 1,0	1,22	> 1,2	0,0	135,7
CCE2	3,25	> 1,1	7,07	> 1,0	1,72	> 1,2	44,3	68,1

Fonte: Autoria própria.

Tabela 34 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Muro de Flexão.

Caso de Carregamento	Fatores de segurança						Tensões fundação (kN/m ²)	
	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	Mont.	Jus.
	CCN	2,66	> 1,3	5,29	> 1,0	1,87	> 1,5	30,3
CCE1	1,93	> 1,1	5,86	> 1,0	1,27	> 1,2	0,0	87,0
CCE2	2,58	> 1,1	8,93	> 1,0	1,65	> 1,2	27,0	51,8

Fonte: Autoria própria.

Tabela 35 – Resumo da análise de estabilidade para a Barragem Contraforte.

Caso de Carregamento	Fatores de segurança						Tensões fundação (kN/m ²)	
	FSF	FSF Limite	FSD	FSD Limite	FST	FST Limite	Mont.	Jus.
	CCN	2,52	> 1,3	4,57	> 1,0	1,86	> 1,5	46,6
CCE1	1,84	> 1,1	5,11	> 1,0	1,22	> 1,2	0,0	76,9
CCE2	2,45	> 1,1	7,97	> 1,0	1,63	> 1,2	42,5	30,0

Fonte: Autoria própria.

Nota-se que o pior caso de carregamento para todas as alternativas foi o CCE1, onde a maior parte dos fatores de segurança resultaram em menores valores comparados com os outros casos. Isso se explica devido a esse caso possuir as maiores cargas hidrostáticas desestabilizantes. Além disso, no CCE1 ocorreu para as três alternativas tração na fundação a

montante, necessitando realizar a análise de estabilidade admitindo a abertura de fissuras na seção. Isto indica que as seções foram projetadas com a menor quantidade possível de concreto, estando porem dentro dos limites exigidos na verificação de estabilidade.

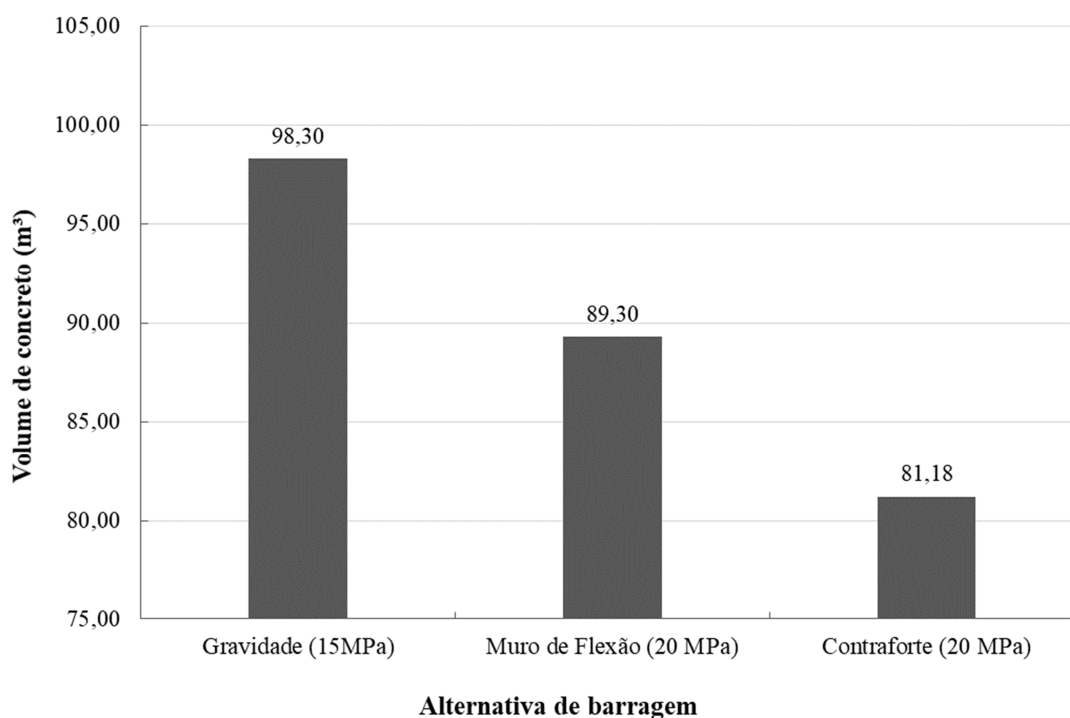
Percebe-se também que o coeficiente de tombamento (FST) foi o que apresentou os valores mais próximos do limite, para todos os casos e todas as alternativas analisadas. Durante o processo iterativo para a modelagem das formas, este foi o fator mais crítico da verificação de estabilidade, sendo na maior parte das vezes o único que não atendia aos critérios, exigindo assim a mudança da geometria da barragem e consequentemente uma nova análise.

Em relação as tensões na fundação, a Barragem Gravidade apresentou a maior tensão (135,7 kN/m²) e a Barragem Contraforte a menor (76,9 kN/m²). A justificativa se dá em parte pela maior quantidade de concreto na Barragem Gravidade comparada com a Contraforte (ilustradas no Gráfico 3 no item a seguir), para blocos de mesma largura. Outro fator é em relação a área de contato da fundação, com a Barragem Gravidade possuindo menor área, fazendo com que a tensão atuante sobre a fundação seja maior.

4.5.1 Comparativo de quantidades e preços

O Gráfico 3 ilustra o volume de concreto para cada alternativa de barragem, considerando um bloco com 9,40 m de largura (largura de um bloco de contraforte contendo duas nervuras). Percebe-se que a diferença de volume do bloco Gravidade em relação ao Muro de Flexão é de 9,00 m³, ou 10,08%, e em relação ao Contraforte é de 17,12 m³, ou 21,09%.

Gráfico 3 – Comparativo de volume de concreto para as três alternativas em estudo.



Fonte: Autoria própria.

A Tabela 36 mostra uma análise preliminar econômica para cada alternativa de barragem, considerando um bloco com 9,40 m de largura. Estes dados foram disponibilizados pelos engenheiros da empresa GeoEnergy Engenharia e são baseados em valores praticados em obras de infraestrutura, com os preços unitários incluindo gastos com materiais, serviços, encargos entre outros. Para o preço do concreto, entende-se o fornecimento dos agregados e aditivos, o preparo e o lançamento. Cimento e aço são cobrados em itens a parte, estimados por taxas usuais.

Considerou-se uma quantidade de cimento de 190 kg/m³, 240 kg/m³ e 340 kg/m³ para os concretos 9 MPa, 15 MPa e 20 MPa, respectivamente. Já a taxa de armadura considerada foi de 50 kg/m³ para o Muro Flexão e de 60 kg/m³ para o Contraforte. Além disso, foi considerado uma camada de regularização de 10 cm com concreto 9 Mpa para todas as barragens.

Tabela 36 – Análise preliminar econômica para as alternativas de barragem.

Item	Descrição	Unid	Qtde.	Pr. Unit.	Pr. Total
01	Barragem Gravidade				69.317,47
01.01	Limpeza rigorosa e preparo de fundação para concreto	m ²	28,20	55,00	1.551,00
01.02	Forma plana - Inclusive travamentos e acessórios	m ²	139,64	165,00	23.040,60
01.03	Armadura aço CA-50 - Fornecimento e aplicação	t	0,00	6.600,00	0,00
01.04	Cimento - Fornecimento, estocagem e manuseio	t	24,13	350,00	8.444,49
01.05	Junta de Dilatação - Tipo Fugemband O-22	m	6,50	150,00	975,00
01.06	Concreto 9 MPa - Regularização (e=10cm)	m ³	2,82	320,00	902,40
01.07	Concreto 15 MPa - Massa	m ³	98,30	350,00	34.403,99
01.08	Concreto 20 MPa - Estrutural	m ³	0,00	400,00	0,00
02	Barragem Muro Flexão				111.441,50
02.01	Limpeza rigorosa e preparo de fundação para concreto	m ²	37,60	55,00	2.068,00
02.02	Forma plana - Inclusive travamentos e acessórios	m ²	152,94	165,00	25.235,76
02.03	Armadura aço CA-50 - Fornecimento e aplicação	t	5,36	6.600,00	35.362,80
02.04	Cimento - Fornecimento, estocagem e manuseio	t	31,08	350,00	10.876,74
02.05	Junta de Dilatação - Tipo Fugemband O-22	m	6,50	150,00	975,00
02.06	Concreto 9 MPa - Regularização (e=10cm)	m ³	3,76	320,00	1.203,20
02.07	Concreto 15 MPa - Massa	m ³	0,00	350,00	0,00
02.08	Concreto 20 MPa - Estrutural	m ³	89,30	400,00	35.720,00
03	Barragem Contraforte				97.875,09
03.01	Limpeza rigorosa e preparo de fundação para concreto	m ²	32,90	55,00	1.809,50
03.02	Forma plana - Inclusive travamentos e acessórios	m ²	150,89	165,00	24.897,18
03.03	Armadura aço CA-50 - Fornecimento e aplicação	t	4,06	6.600,00	26.789,40
03.04	Cimento - Fornecimento, estocagem e manuseio	t	28,23	350,00	9.879,21
03.05	Junta de Dilatação - Tipo Fugemband O-22	m	6,50	150,00	975,00
03.06	Concreto 9 MPa - Regularização (e=10cm)	m ³	3,29	320,00	1.052,80
03.07	Concreto 15 MPa - Massa	m ³	0,00	350,00	0,00
03.08	Concreto 20 MPa - Estrutural	m ³	81,18	400,00	32.472,00

Fonte: Autoria própria.

Nota-se uma grande diferença no custo total entre a Barragem Gravidade e a Barragem Muro de Flexão, R\$ 42.124,03, ou 60,77 % no acréscimo de valor, e de R\$ 28.557,62 para a Barragem Contraforte, ou 41,20 % de acréscimo. Isso se deve à elevada taxa de armadura que exigem as barragens Muro de Flexão e Contraforte, sendo que a Gravidade não necessita de armação para garantir desempenho estrutural. Em alguns projetos é considerado uma armadura de retração na face a montante da barragem, no entanto para este estudo não foi adotado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A implementação de uma usina hidrelétrica envolve elevados custos, sejam eles de planejamento, projetos ou execução, exigindo cada vez mais dos engenheiros a busca por estruturas econômicas e que ao mesmo tempo cumpram com suas funções de maneira satisfatória e dentro dos limites de projeto.

Em vista disso, é essencial que sejam definidas geometrias que atendam às necessidades do empreendimento além de critérios adequados para as estruturas em estudo. A análise de estabilidade é um processo essencial na elaboração desses projetos, visto que nela são determinados os fatores que visam avaliar a segurança da estrutura.

Dentre estas estruturas que fazem parte de um arranjo hidrelétrico, a barragem em concreto é uma das mais utilizadas e exerce grande importância. Para seu projeto e construção, são necessários estudos dos esforços, carregamentos e situações as quais a mesma estará sujeita após entrar em operação, para verificação de sua estabilidade e consequentemente sua segurança pretendida.

No trabalho realizado, foram propostas e analisadas três alternativas de barragem em concreto para a PCH Poço Fundo, sendo elas: Barragem de Gravidade, Muro de Flexão e Contraforte. Com auxílio de programa de desenho e planilha de cálculo, estas foram modeladas e tiveram os esforços atuantes analisados, buscando por geometrias econômicas e que ao mesmo tempo cumprissem com a estabilidade exigida.

Ao término do processo, chegou-se a três geometrias finais de barramento, todas elas estáveis para todos os casos de carregamento analisados. Pela análise dos resultados, observou-se que o Fator de Segurança ao Tombamento foi o critério de maior sensibilidade, sendo o mais crítico em todas as seções analisadas, devendo-se à geometria imposta e à disposição dos esforços atuantes na estrutura.

Além disso, realizou-se uma análise preliminar econômica das alternativas de barramento, ao se analisar um bloco de mesma largura. A Barragem de Gravidade apresentou

o menor preço, com uma economia de 60,77% em relação ao preço do Muro de Flexão e de 41,20% em relação ao Contraforte.

Com relação as alternativas de Muro de Flexão e Contraforte, este último mostrou-se mais econômico do que o primeiro, comprovando assim que a introdução de contrafortes ao Muro de Flexão é uma forma de diminuir a quantidade de concreto da seção, mantendo-se a estabilidade da estrutura. Além disso, o Contraforte, por apresentar a menor tensão na fundação (76,9 kN/m²), seria a melhor alternativa para sítios onde a fundação apresentasse uma baixa tensão admissível.

Dessa forma, definiu-se a Barragem de Gravidade como a melhor alternativa de barramento para a PCH Poço Fundo. Apesar desta ter apresentado a maior tensão na fundação (135,7 kN/m² ou aproximadamente 0,14 MPa), situou-se bem distante da tensão admissível do maciço rochoso (10 MPa). Portanto, além de econômica, mostrou-se como uma alternativa eficaz e eficiente, cumprindo com todas as verificações de estabilidade.

O resultado deste estudo ajudou a explicar o fato da Barragem Gravidade ser a alternativa em concreto mais utilizada nos empreendimentos hidrelétricos e ser a opção número um em ordem de escolha durante os estudos de projeto básico.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

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

- a) Análise da influência da altura na escolha do tipo de barramento;
- b) Comparação de diferentes geometrias de um tipo de barragem em concreto e o impacto provocado economicamente;
- c) Estudo de métodos para diminuição da subpressão em barragens de concreto;
- d) Análise da influência dos níveis de água a montante e a jusante do barramento na determinação da geometria.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRIOLO, Francisco R. **The Use of Roller Compacted Concrete**. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Matriz de Energia Elétrica**. Disponível em: <<http://www.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/OperacaoCapacidadeBrasil.cfm>>. Acesso em: 10 abr. 2018.

ARAÚJO, T. **Notas de aula da disciplina de obras de terra**. Santa Maria: UFSM, 2003.

BRASIL. **Lei nº 13.097, 19 de janeiro de 2015**. Capítulo VII, Seção I, Das Pequenas Centrais Hidrelétricas. Disponível em: <<https://bit.ly/2JezkXL>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético. **Plano Nacional de Energia 2030**. Disponível em: <<https://bit.ly/2JqRbhw>>. Acesso em: 08 abr. 2018.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético. **Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas, edição 2014**. Disponível em: <<http://goo.gl/LNeJ2G>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. – ELETROBRAS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Eletrobrás, 2003.

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

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

COMITÊ BRASILEIRO DE GRANDES BARRAGENS. **Desvio de Grandes Rios Brasileiros**. Rio de Janeiro: CBDB, 2009.

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

EQUIPE DE FURNAS; PACELLI, W. A. (Ed.). **Concretos – Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com Rolo – Ensaio e Propriedades**. São Paulo: PINI, 1997.

GERSCOVICH, Denise M.S. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina do Texto, 2016.

GUTSTEIN, D. **Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

- ITAIPU BINACIONAL. **Barragem Contraforte** – UHE Itaipu, 2011. Disponível em: <<https://bit.ly/2HnBqD6>>. Acesso em: 08 mai. 2018.
- KUPERMAN, S. C. **Concreto Massa Convencional e Compactado com Rolo para Barragens**. vol I. São Paulo: IBRACON, 2005. p.1259-1265.
- MARQUES FILHO, J. **Concreto Massa e Compactado a Rolo**. vol II. São Paulo: IBRACON, 2011. p.1399-1420.
- MENDES, N.B. **Estudo comparativo analítico-numérico de aspectos da interação fluidoestrutura em cascas com aplicações a barragens em arco**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília, Brasília, 2013. 318 p.
- MILANI FILHO, L. **O uso do concreto compactado com rolo em barragens – tendências futuras**. Dissertação de Mestrado em Engenharia da Energia – Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2003. 106 p.
- MOLITERNO, A. **Caderno de Estruturas em Alvenaria e Concreto Simples**. São Paulo: Edgard Blücher, 1995.
- OLIVEIRA, P. J.; SALLES, F. M. **Concreto compactado com rolo – Características e propriedades**. In: SIMPÓSIO DE OBRAS EM CONCRETO COMPACTADO COM ROLO, 1., 1995, São Paulo. Anais... São Paulo, abr. 1995. p. 187-190.
- PEREIRA, G. M. **Projeto de Usinas Hidrelétricas Passo a Passo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- PREFEITURA DE APIÚNA. **Circuito Hidráulico de Geração** – UHE Salto Pilão, 2008. Disponível em: <<https://bit.ly/2J9tSJI>>. Acesso em: 08 mai. 2018.
- SCHREIBER, G. P. **Usinas hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Edgard Blücher/Engevix, 1977.
- SOUZA, Z. de, FUCHS, R. D., SANTOS, A. H. M. **Centrais Hidro e Termelétricas**. São Paulo: Blücher: Centrais Elétricas Brasileiras S/A - ELETROBRÁS: Escola Federal de Engenharia de Itajubá, 1983.
- SOUZA, Z. de.; SANTOS, A. H. M.; BORTONI, E. C. **Centrais Hidrelétricas: implantação e comissionamento**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2009.
- 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 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.