

UNICAMP

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE
CAMPINAS

Instituto de Matemática, Estatística e
Computação Científica

JOSÉ ADSON REIS SANTOS

**Revisão e aplicação do modelo DLBreach em
rompimento por galgamento de barragem
homogênea não coesiva**

Campinas

2024

José Adson Reis Santos

Revisão e aplicação do modelo DLBreach em rompimento por galgamento de barragem homogênea não coesiva

Dissertação apresentada ao Instituto de Matemática, Estatística e Computação Científica da Universidade Estadual de Campinas como parte dos requisitos exigidos para a obtenção do título de Mestre em Matemática Aplicada.

Orientador: Giuseppe Romanazzi

Este trabalho corresponde à versão final da Dissertação defendida pelo aluno José Adson Reis Santos e orientada pelo Prof. Dr. Giuseppe Romanazzi.

Campinas

2024

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)
Biblioteca do Instituto de Matemática, Estatística e Computação Científica
Ana Regina Machado - CRB 8/5467

Sa59r Santos, José Adson Reis, 1999-
Revisão e aplicação do modelo DLBreach em rompimento por galgamento da barragem homogênea não coesiva / José Adson Reis Santos. – Campinas, SP : [s.n.], 2024.

Orientador: Giuseppe Romanazzi.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Instituto de Matemática, Estatística e Computação Científica.

1. Barragens e açudes - Segurança. 2. Modelo DLBreach. 3. Modelos matemáticos. I. Romanazzi, Giuseppe, 1976-. II. Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Instituto de Matemática, Estatística e Computação Científica. III. Título.

Informações Complementares

Título em outro idioma: Review and application of the DLBreach model in failure due to overtopping of a homogeneous non-cohesive dam

Palavras-chave em inglês:

Dam safety

DLBreach model

Mathematical models

Área de concentração: Matemática Aplicada

Titulação: Mestre em Matemática Aplicada

Banca examinadora:

Giuseppe Romanazzi [Orientador]

Diego Samuel Rodrigues

Laura Maria Canno Ferreira Fais

Data de defesa: 26-08-2024

Programa de Pós-Graduação: Matemática Aplicada

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0009-0009-9845-0184>

- Currículo Lattes do autor: <https://lattes.cnpq.br/6837599109242490>

**Dissertação de Mestrado defendida em 26 de agosto de 2024 e aprovada
pela banca examinadora composta pelos Profs. Drs.**

Prof(a). Dr(a). GIUSEPPE ROMANAZZI

Prof(a). Dr(a). DIEGO SAMUEL RODRIGUES

Prof(a). Dr(a). LAURA MARIA CANNO FERREIRA FAIS

A Ata da Defesa, assinada pelos membros da Comissão Examinadora, consta no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria de Pós-Graduação do Instituto de Matemática, Estatística e Computação Científica.

Agradecimentos

As dificuldades enfrentadas na vida acadêmica até chegar a esta fase são cheias de altos e baixos. No entanto, ao longo desse caminho, sempre encontramos pessoas que nos incentivam a continuar, seja no futebol, nos lanches com os colegas, ou nas “resenhas” que tornam um dia ruim em um bom. Ao fim desta jornada, gostaria de agradecer a todos que, de alguma forma, fizeram parte dessa minha jornada.

Primeiramente, agradeço a Deus, que permitiu que tudo isso acontecesse ao longo da minha vida, e não somente nestes anos como universitário, mas desde o início de toda a minha trajetória.

Agradeço à minha mãe, Arialдина, que sempre esteve ao meu lado, me incentivando a ter foco e a me dedicar ao máximo aos meus estudos. Sem ela, parte deste sonho não estaria completa. Agradeço ao meu pai, José, que sempre me disse: "Eu não quero que você passe pelo que eu passei, continue estudando até você chegar onde deseja." Sempre pude contar com ele quando precisei.

Agradeço ao meu primo, Alissoney, que sempre me ajudou e tirou minhas dúvidas. Ele não é apenas um primo, mas sim um irmão. Agradeço à minha tia, Arilene, que é como uma segunda mãe para mim, sempre incentivando. Também agradeço aos meus tios Ademir, Mané Gato, Marcos, e ao meu padrinho e madrinha Vicente e Valdirene assim como agradeço meus primos Hyonara e Vinicius. Vocês todos fazem parte deste processo de formação.

Agradeço muito à minha namorada, Caroline, que sempre esteve ao meu lado, teve paciência e me ajudou a superar momentos difíceis. Também agradeço aos meus sogros, Fredson e Silvana, que sempre me ajudaram e apoiaram ao longo dessa jornada.

Agradeço aos meus amigos Lucas Vinícius e Ítalo, que vivenciaram toda essa jornada comigo. Compartilhamos momentos engraçados e difíceis, eles sempre estiveram ao meu lado, ajudando nas dificuldades que enfrentamos durante os estudos. Ao meu professor Félix que me ajudou a chegar nessa etapa.

Gostaria de agradecer ao meu orientador, Giuseppe Romanazzi, pelo seu empenho e pelas valiosas orientações ao longo da minha trajetória acadêmica. Seu suporte e dedicação foram fundamentais para o meu crescimento e sucesso neste percurso.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001 e da Fundação de Amparo à Pesquisa e ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Maranhão (FAPEMA), através do processo BM-06263/22.

Resumo

A investigação de falhas em barragens requer uma abordagem multidisciplinar, que inclui o uso de modelos matemáticos. O modelo DLBreach é uma ferramenta simplificada utilizada para simular falhas de barragens, seja por galgamento ou erosão interna (piping). Ele considera aspectos como a formação de brechas a montante e a jusante, além da migração do corte vertical. O modelo é capaz de simular rompimentos em barragens de diferentes materiais e dimensões. Durante o desenvolvimento deste trabalho, foram identificadas inconsistências nas equações do DLBreach em relação às referências utilizadas, o que motivou a realização de ajustes no modelo. Além disso, um código foi criado do zero para implementar essas correções. O objetivo deste trabalho é, portanto, resolver numericamente as equações revisadas do DLBreach para simular o rompimento por galgamento de barragens homogêneas não coesivas. Pretendemos entender as capacidades do modelo e por isso serão realizadas análises e simulação de rompimento em dois casos reais.

Palavras-chave: Barragens. Modelo DLBreach. Rompimento.

Abstract

The investigation of dam failures requires a multidisciplinary approach, which includes the use of mathematical models. The DLBreach model is a simplified tool used to simulate dam failures, whether by overtopping or internal erosion (piping). It considers aspects such as the formation of upstream and downstream breaches, as well as the migration of the vertical cut. The model is capable of simulating failures in dams made of different materials and dimensions. During the development of this work, inconsistencies were identified in the DLBreach equations concerning the references used, which prompted adjustments to the model. Additionally, a code was developed from scratch to implement these corrections. The aim of this study is, therefore, to numerically solve the revised DLBreach equations to simulate overtopping failure of homogeneous non-cohesive dams. We intend to understand the model's capabilities, and for this reason, failure analysis and simulations will be performed on two real cases.

Keywords: Dams. DLBreach model. Rupture.

Lista de ilustrações

Figura 1 – Gráfico do número de grandes barragens inauguradas por década (Adaptado de (SÓRIA, 2008))	18
Figura 2 – Quantidade de barragens que Preocupam (ANA, 2023).	19
Figura 3 – Gráfico de Representação da Evolução do Cadastro de Barragens no SNISB, (ANA, 2023).	20
Figura 4 – Representação do rompimento por transbordamento (Adaptado de (WU, 2016)).	21
Figura 5 – Representação do rompimento por piping (Adaptado de (WU, 2016)).	22
Figura 6 – Representação da brecha	22
Figura 7 – Seção Transversal da Ruptura com Definições Variáveis (m = inclinação lateral: horizontal/vertical, B = largura da superfície de água, b = largura do fundo, h = profundidade do líquido na brecha, A = área molhada, onde $A = h(b + mh)$) (Adaptado de (WU, 2016)).	27
Figura 8 – Seção Longitudinal da Brecha: Período de Formação Intensiva, (z_s = nível a montante, H = nível a montante acima do fundo da ruptura, z_b = elevação do fundo da ruptura, h_{ds} = profundidade do fluido no downstream; z_t = nível a jusante) (Adaptado de (WU, 2016)).	27
Figura 9 – Esboço da mistura de água e sedimento.	36
Figura 10 – Representação do transporte de sedimento	41
Figura 11 – Ajuste da erosão de sedimentos considerando o deslizamento ou colapso das paredes laterais acima da superfície da água no canal de rompimento (Adaptado de (WU, 2016)).	43
Figura 12 – Área do lado rompida no topo plano (Adaptado de (WU, 2016))	44
Figura 13 – Alocação da erosão de sedimentos ao longo da seção transversal (Adaptado de (WU, 2016))	44
Figura 14 – Distribuição da erosão ao longo da encosta a jusante (Adaptado de (WU, 2016)).	45
Figura 15 – Plano de falha nas paredes laterais (Adaptado de (WU, 2016)).	46
Figura 16 – Representação do plano de falha nas paredes laterais.	47
Figura 17 – Representação do <i>wave set-up</i>	52
Figura 18 – Transporte de sedimentos ao longo da costa	54
Figura 19 – Verificação da condição 3 de convergência. Em azul contínuo é representado o gráfico da função $func1 = G(H)G'(H) $ e em vermelho a tratos é representado o gráfico da função $func2 = G'(H)^2$	59
Figura 20 – Mapa da Área de Estudo, adaptado de (SMITH; ZARILLO, 1988)	65

Figura 21 – Evolução da brecha no caso retangular. Cada retângulo em azul representa a dimensão da brecha nos tempos 0.025 s (retângulo de perímetro/área menor), 4.975 s , 24.975 s e 40.175 (retângulo com perímetro maior).	66
Figura 22 – Evolução da brecha no caso trapezoidal. no caso trapezoidal. Em azul são plotados os contornos da brecha em vários instantes de tempo: 0.025 s (trapézio de perímetro menor), 4.975 s, 24.975 s, 38.625 s (trapézio de perímetro maior).	68
Figura 23 – Representação da barragem, brecha e do canal de água na brecha no tempo 0.125 s. No gráfico a esquerda é representada a seção longitudinal da barragem com o canal de água do rompimento traçado em azul. As linhas pretas em entrada (esquerda) e na saída (direita) do canal representam respetivamente z_s o nível de água na baia e z_t o nível de água no mar. Na figura a direita é representada sempre no mesmo tempo a seção transversal do canal de rompimento. O trapézio em ciano representa o contorno do canal da brecha, em azul temos representado o nível de água no canal.	70
Figura 24 – Representação da barragem, brecha e da água na brecha no tempo 225.125 s	71
Figura 25 – Estrutura da barragem e da brecha	72
Figura 26 – Estrutura da barragem e da brecha	73
Figura 27 – Dique construído no estuário do canal Zwin: (a) Seção transversal do dique; (b) Seção longitudinal da brecha inicial (Adaptado de (VISSER, 1998))	77
Figura 28 – Estrutura da barragem e da brecha Zwin	78
Figura 29 – Estrutura da barragem e da brecha Zwin	79

Lista de tabelas

Tabela 1 – Expoente m_r para equação 2.3 em Reservatórios com Área de Superfície e Volume Conhecidos (Adaptado de (WU, 2016)).	30
Tabela 2 – Parâmetros conhecidos da função G	58
Tabela 3 – Dados iniciais utilizando na brecha retangular	65
Tabela 4 – Valores obtidos da brecha retangular	66
Tabela 5 – Dados iniciais utilizado na brecha trapezoidal	67
Tabela 6 – Valores obtidos da brecha trapezoidal	67
Tabela 7 – Comparação entre os modelos com brecha retangular e trapezoidal no tempo $t = 0.025 s$	69
Tabela 8 – Comparação entre os modelos com brecha retangular e trapezoidal no tempo $t = 18 s$	69
Tabela 9 – Dados Iniciais modelo com efeitos das ondas.	69
Tabela 10 – Valores obtidos com efeito das ondas e usando o Algoritomo 1 para deduzir H, h, Q	69
Tabela 11 – Valores obtidos do modelo utilizando o método de Newton	72
Tabela 12 – Comparação entre os modelos que consideram as ondas. Resultados obtidos no tempo $t = 0.125 s$	73
Tabela 13 – Comparação entre os modelos que consideram as ondas. Resultados obtidos no tempo $t = 120 s$	74
Tabela 14 – Dados para brecha inicial	75
Tabela 15 – Vazão Máxima	75
Tabela 16 – Modelos e Tempo de Ruptura (Erosão Completa)	76
Tabela 17 – Dados iniciais para o canal de Zwin	77
Tabela 18 – Valores obtidos para o canal de Zwin	78
Tabela 19 – Comparação entre os modelos caso Zwin tempo 0.125	79
Tabela 20 – Comparação entre os modelos no tempo 1 s	79

Lista de parâmetros e unidades de medida

- z_s Nível de água a montante [m]
- z_b Elevação do leito da brecha [m]
- z_t Nível de água a jusante [m]
- m Inclinação das paredes laterais do canal de rompimento, definida como a cotangente do ângulo de inclinação β
- β Ângulo de inclinação das paredes laterais do canal de rompimento
- θ Ângulo de inclinação da declive da barragem a jusante
- H Nível de água a montante acima do fundo da ruptura [m]
- h Profundidade do fluido no canal de rompimento [m]
- B_{top} largura do topo da brecha [m]
- b Largura da superfície da brecha [m]
- B Largura do topo do canal de água na brecha [m]
- C_t Concentração real de carga total de sedimentos [kg/m^3]
- C_t^* Capacidade de transporte de sedimentos real ou concentração no estado de equilíbrio [kg/m^3]
- L_s Comprimento de adaptação [m]
- L Comprimento do trecho do canal de rompimento da barragem considerado podendo ser aquele do topo plano ou aquele no declive a jusante [m]
- ρ_w Densidade da água [kg/m^3]
- ρ_s Densidade do sedimento [kg/m^3]
- Q Vazão na brecha [m^3/s]
- γ_s Peso específico do sedimento [N/m^3]
- ρ Densidade da mistura [kg/m^3]
- μ Viscosidade dinâmica da água [Ns/m^2]
- γ Peso específico da água [N/m^3]
- d Diâmetro do sedimento [m]

- n Coeficiente de rugosidade de Manning [$s/m^{(1/3)}$]
- ν Viscosidade cinemática da água [m^2/s]
- g Aceleração da gravidade [m/s^2]
- τ_c Tensão crítica de cisalhamento [Pa]
- τ_b Tensão de cisalhamento do leito do canal de ruptura [Pa]
- τ'_b Tensão de cisalhamento dos grãos [Pa]
- $C_{t,in}$ Concentração de sedimentos de entrada [kg/m^3]
- $C_{t,out}$ Concentração de sedimentos de saída [kg/m^3]
- Q_s Taxa de transporte de sedimentos ao longo da costa [m^3/s]
- U Velocidade média da seção transversal [m/s]
- ω_s Velocidade de sedimentação do sedimento [m/s]
- q_{b*} Taxa de transporte de carga de leito [m^2/s]
- C_{b*} Capacidade média de carga do leito [kg/m^3]
- δ Espessura da zona de carga de leito [m]
- A_δ Área do leito [m^2]
- A_{SU} Área suspensa [m^2]
- A_b Área da seção transversal do leito do canal [m^2]
- S_0 Inclinação do declive a jusante da barragem
- S_f Inclinação de fricção a jusante
- $V(t)$ Volume de água no reservatório no instante t [m^3]
- K_{sm} Correção de submersão
- R Raio hidráulico [m]
- C Concentração por volume
- V_w Volume de água no reservatório no início do rompimento [m^3]
- V_s Volume de sedimentos [m^3]
- ΔV_b Mudança de volume [m^3]

- A Área molhada [m^2]
- $A_s(z)$ Área de superfície de água no reservatório ao nível z [m^2]
- $A_{e,tot}$ Área total da superfície erodível do canal de ruptura [m^2]
- A_{bed} Área do leito [m^2]
- H_b Altura do declive [m]
- W peso do bloco de falha [N]
- C_s Coesão do solo Pa
- η Wave setup ou configuração de ondas [m]
- H_s Altura significativa das ondas [m]
- H_w Altura total das ondas [m]
- H_{tide} Nível da maré [m]
- q_w Descarregamento médio de transbordamento através das ondas [m^3/s]
- R_c Distância vertical entre nível da água parada e a crista [m]
- ξ_{op} Número de Iribarren
- Q_t Vazão total [m^3/s]
- Q_u Vazão de massa submersa ao longo da costa kg/s

Sumário

Introdução	16
1 Barragens e Modelos de Rompimentos	18
1.1 Modelos de Rompimentos	23
1.1.1 Modelos Paramétricos	23
1.1.2 Modelos Matemáticos Semi-Físicos	24
1.1.3 Modelos Matemáticos	24
2 O modelo DLBreach modificado e aplicado a rompimento de barragens não coesivas	26
2.1 O Modelo DLBreach	26
2.2 Balanceamento de Água no Reservatório	29
2.3 Nível de Água e vazão no flat top do canal do rompimento	31
2.4 Nível de água e vazão no declive a jusante da barragem	33
2.5 Coeficiente de Rugosidade de Manning	34
3 Transporte de Sedimentos e Erosão da Brecha no Modelo DLBreach modificado	35
3.1 Propriedades da água e do sedimento	35
3.2 Transportes de Sedimentos Não Coesivos	37
3.2.1 Erosão da Brecha	42
3.2.2 Erosão do Declive a Jusante	44
3.3 Variação da Inclinação das Paredes Laterais	46
4 Efeito das Ondas	52
4.1 Configurações das Ondas	52
4.2 Descarga por Transbordamento de Ondas	53
4.3 Transporte de Areia ao Longo das Linhas Litorâneas	54
5 Alterações do Modelo e Simulações	56
5.1 DLBreach Original e Modificações Implementadas	56
5.2 Método de Newton aplicado a equação (2.10) e análise de convergência	57
5.3 Algoritmos	59
5.4 Simulações numéricas do rompimento da barreira do Mecox bay	64
5.4.1 Ruptura da barreira de Mecox	64
5.4.2 Simulação Numérica na Brecha retangular sem efeito das ondas , usando o Algoritmo 2	65
5.4.3 Brecha trapezoidal sem efeito das ondas, usando o Algoritmo 2	67
5.4.4 Modelo DLBreach com efeito das ondas	69
5.4.4.1 DLBreach usando Algoritmo 1 e ondas (Algoritmo 3 e 4)	69
5.4.4.2 DLBreach usando Algoritmo 2 e ondas (Algoritmo 3 e 4)	71

5.4.5	Comparação da vazão máxima entre o DLBreach e os modelos paramétricos, e do tempo de erosão	74
5.5	Ruptura do canal Zwin	76
5.6	Resultados	79
6	Conclusões	81
	REFERÊNCIAS	82

Introdução

De acordo com a legislação, “barragem: qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” (Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020) (Brasil, 2020). Elas servem para controlar inundações, regular o fluxo de água para irrigação, abastecimento de água potável, e produção de energia, entre outras utilidades. Essas construções são essenciais para o progresso das civilizações, (JANSEN; STATES, 1983).

Apesar dos muitos benefícios que as barragens oferecem, a ocorrência de enchentes resultantes de sua ruptura tem causado alguns acidentes pelo mundo (XIONG, 2011). Tal como acontece com outros grandes projetos, é impossível garantir a segurança absoluta de uma barragem (ALMEIDA, 2002). Portanto, é importante estabelecer cuidadosamente medidas de segurança durante todas as fases do projeto e operação das barragens.

O modelo DLBreach (Dam-Levee Breach) (WU, 2016) é uma ferramenta simplificada para simular a evolução de uma brecha na crista de uma barragem devido ao galgamento ou à erosão interna. Esse modelo considera a formação da brecha no plano de crista e a jusante, bem como a migração do corte vertical. No entanto, não fornece nenhuma informação de saída a respeito da geometria da brecha no upstream e no downstream, mas apenas no flat-top. Contudo, Não fornece a sequência exata dos passos algorítmicos do modelo. Durante o galgamento, o DLBreach fornece apenas as dimensões da brecha no plano de crista. O DLBreach modela o processo de galgamento considerando materiais coesivos e não coesivos homogêneos assim como barragens heterogêneas que contém núcleo de argila e/ou eventuais vertedouros. O perfil e a progressão do rompimento dependem das dimensões geométricas da barragem, do entalhe inicial, das características do solo, do fluxo de água e da profundidade do reservatório a montante e a jusante ao longo da simulação.

Foram encontradas várias inconsistências no manual do DLBreach (WU, 2016) em relação ao que é publicado na literatura. Essas inconsistências foram uma das razões que motivaram o desenvolvimento desta dissertação.

A seguir são apresentados dados históricos sobre as barragens, assim como a ruptura por galgamento e por “*piping*”.

No Capítulo 2, é apresentado o modelo DLBreach modificado em relação ao original (WU, 2016). Foram alterados alguns parâmetros e fórmulas, conforme indicado nas referências citadas, incluindo as equações utilizadas para calcular a vazão e a altura

(ou profundidade) crítica no canal de rompimento na cresta da barragem.

No Capítulo 3 são apresentadas as propriedades da água e do sedimento, o transporte de sedimentos no caso não coesivo, descrevendo também a erosão da brecha.

No Capítulo 4, é apresentado o efeito das ondas e o transporte de areia ao longo das linhas litorâneas, aspectos que são relevantes ao considerar barragens em rios ou em áreas litorâneas.

No Capítulo 5, são apresentadas as simulações relacionadas a dois casos de campo (Mecox e Zwin), juntamente com uma comparação dos modelos utilizados.

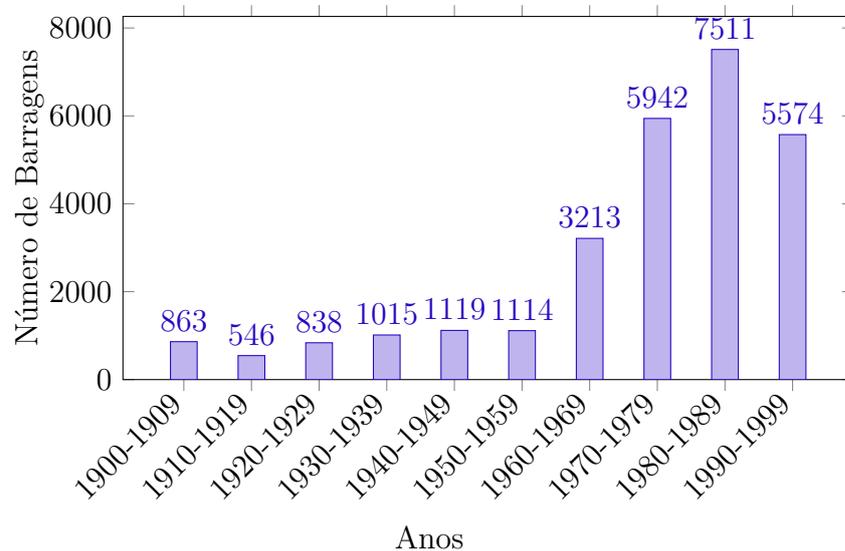
Por fim, são apresentadas as conclusões e possíveis avanços futuros no capítulo 6.

1 Barragens e Modelos de Rompimentos

O termo barragem se refere a uma construção transversal em um curso de água ou de outro líquido, cujo propósito seja elevar o seu nível, criar um reservatório ou simplesmente regular o fluxo do rio. (NACIONAL, 2002). Segundo (HULSING, 1968), “barragens funcionam como seções de controle da vazão que chega da montante de um curso de água ou de outro líquido”. No o início das civilizações, as barragens têm proporcionado benefícios para a sobrevivência humana, como o armazenamento de água para abastecimento e prevenir enchentes (JANSEN; STATES, 1983).

Desde o começo do século XX, observou-se um aumento significativo na construção de grandes barragens¹, impulsionado pela crescente demanda decorrente do desenvolvimento industrial e do crescimento populacional daquele período. Como ilustrado na Figura 1, observa-se um aumento significativo de novas barragem entre os anos 1950 e início dos anos 1980, alcançando o pico de 7.511 grandes barragens inauguradas durante a década de 1970

Figura 1 – Gráfico do número de grandes barragens inauguradas por década (Adaptado de (SÓRIA, 2008))



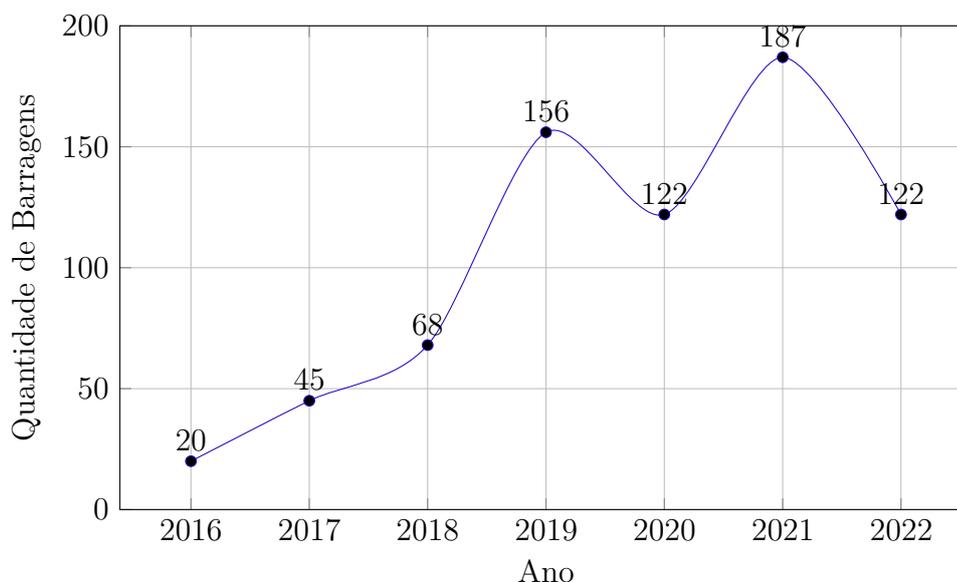
No Brasil, houve um progresso no que diz respeito ao registro de barragens (ANA, 2023). De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens divulgado em 30/06/2023 referente a 2022, elaborado anualmente pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). Conforme o relatório, mostrado na Figura 2, 122 barragens

¹ O ICOLD (International Commission on Large Dams, 2014) Classifica grandes barragens como aquelas com altura superior a 15 metros, ou com altura entre 5 e 15 metros, desde que o reservatório tenha uma área superior a 3 km²

foram identificadas como preocupantes pelos órgãos encarregados da fiscalização da segurança das barragens no Brasil, portanto houve uma queda de 35% em relação as barragens identificadas como preocupante,. Comparando com 2021, quando havia 187 estruturas nessa categoria. Apenas oito estados não possuem barragens que são fonte de preocupação: Amazonas, Mato Grosso, Paraíba, Paraná, Rondônia, Roraima, Santa Catarina e Sergipe. Por outro lado, os estados que mais relatam barragens com esse tipo de preocupação são Pará (35), Minas Gerais (14), Pernambuco (13), Rio Grande do Sul (13) e Espírito Santo (10) (ANA, 2023).

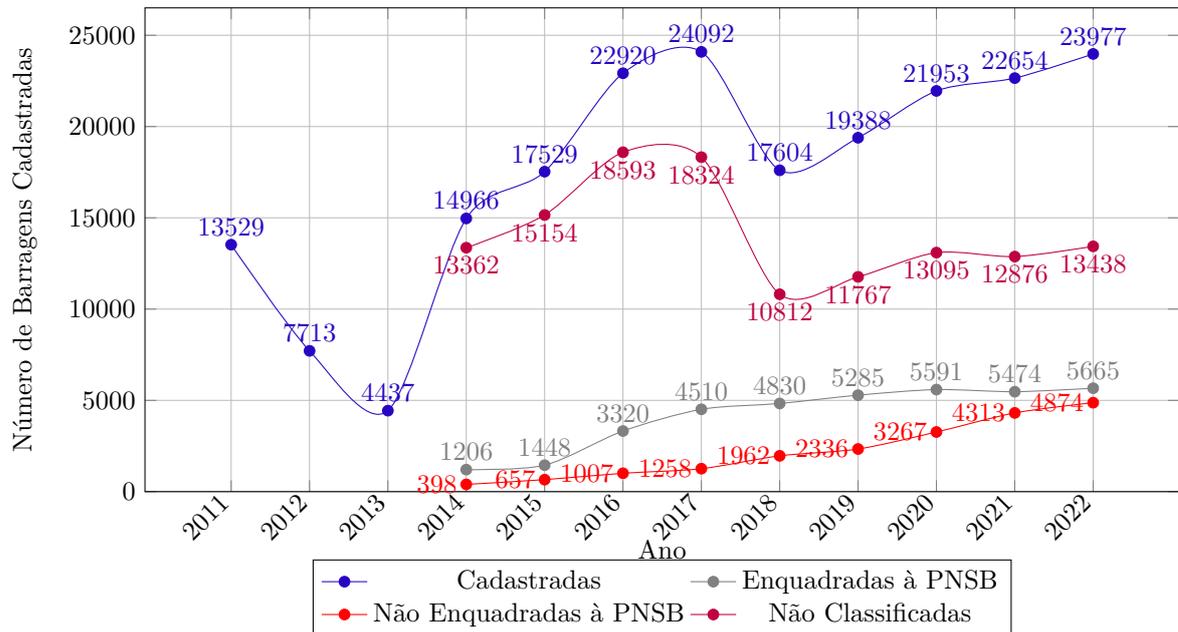
É importante destacar que essas estruturas preocupantes não necessariamente representam risco iminente de rompimento. Elas são analisadas com base em um conjunto de informações e de acordo com critérios estabelecidos por cada órgão fiscalizador, levando em consideração ações de gestão, manutenção e correção de anomalias.

Figura 2 – Quantidade de barragens que Preocupam (ANA, 2023).



De acordo com os dados apresentados no Relatório de Segurança de Barragens (RSB) de 2022 houve um avanço na implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), com um aumento no número de barragens registradas. O cadastro cresceu de 22.654 para 23.977 ver Figura 3, o que representa um aumento de 6% entre 2021 e 2022. Anualmente, os números relacionados à identificação, registro, classificação, enquadramento na PNSB e emissão de regulamentos têm aumentado, com todas essas atividades sendo realizadas por 33 órgãos encarregados da fiscalização (ANA, 2023).

Figura 3 – Gráfico de Representação da Evolução do Cadastro de Barragens no SNISB, (ANA, 2023).



Das estruturas cadastradas pelos órgãos fiscalizadores no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), 56% possuem informações sobre sua altura, 88% têm informações sobre volume, e 51% possuem algum tipo de ato de autorização. Portanto, somente estas últimas estruturas são consideradas regularizadas (ANA, 2023).

O rompimento de uma barragem refere-se ao colapso de sua estrutura, resultando no derrame descontrolado do conteúdo armazenado, devido ao colapso total ou parcial da barragem (NACIONAL, 2002). Quando há o rompimento de uma barragem, os fluxos e os níveis de água poderão exceder significativamente os valores máximos naturais na área a jusante do reservatório, afetando populações que anteriormente estavam protegidas contra inundações e, portanto, aumentando o potencial de danos devido à falta de preparação desses locais (COLLISCHONN; TUCCI, 1997).

(MASCARENHAS, 1990) classifica as causas predominantes de ruptura em dois grupos: aquelas relacionadas a falhas materiais, como galgamento (*overtopping*) e erosão interna (*piping*), e aquelas relacionadas a falhas humanas.

(CARMO, 2009) classifica a ruptura com base na cronologia do evento, que pode ser:

- Rompimento total e imediato, como no caso de Brumadinho e Mariana (LASCHEFSKI, 2020).
- Rompimento parcial e rápido;
- Rompimento parcial e lento.

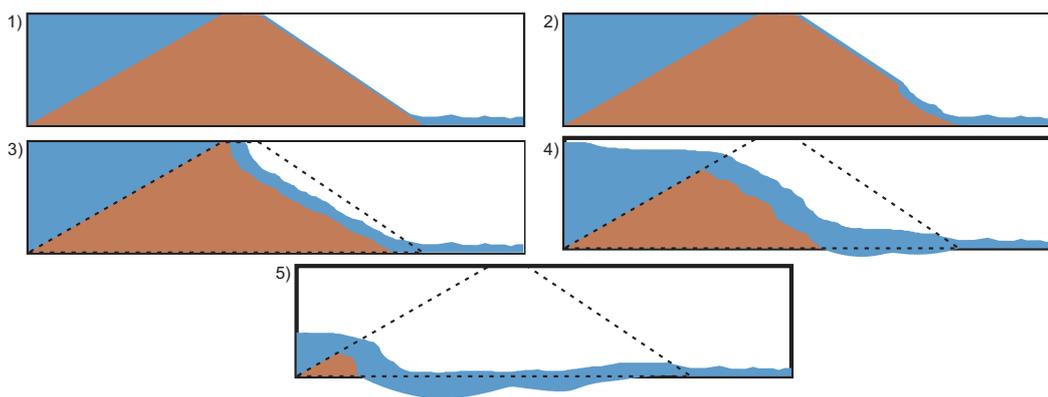
O incidente mais antigo documentado envolvendo barragens que se tem o registro ocorreu por volta de 3000 anos antes de Cristo, em Wadi el-Garawi, no Egito. A barragem Sadd el-Kafara, com 107 metros de comprimento e 11 metros de altura, foi construída para represar água para os operários das pedreiras próximas. No entanto, acredita-se que não tenha sido incorporado um dispositivo de liberação de excesso de água durante períodos de chuva intensa. Conseqüentemente, logo após a conclusão da construção, a estrutura sofreu um transbordamento devido a uma inundação (JANSEN; STATES, 1983).

Os mecanismos mais comuns para falhas em barragens de terra são a erosão externa devido ao transbordamento (overtopping) e a erosão interna devido à infiltração (piping) (WU, 2016). A seguir serão evidenciados:

- Galgamento (*overtopping*):

Uma das causas do galgamento resulta da incapacidade na liberação de grandes volumes de água pelos vertedouros. O transbordamento de água sobre uma barragem pode provocar erosão tanto na crista quanto na face a jusante, ver figura 4, o que pode levar à sua falha. O galgamento pode ocorrer devido a várias razões, algumas são, como grandes entradas de água no reservatório causadas por chuvas excessivas ou pela falha de uma barragem a montante, ondas extremas, projeto inadequado, construção e manutenção da estrutura e obstrução por detritos na comporta de alívio.

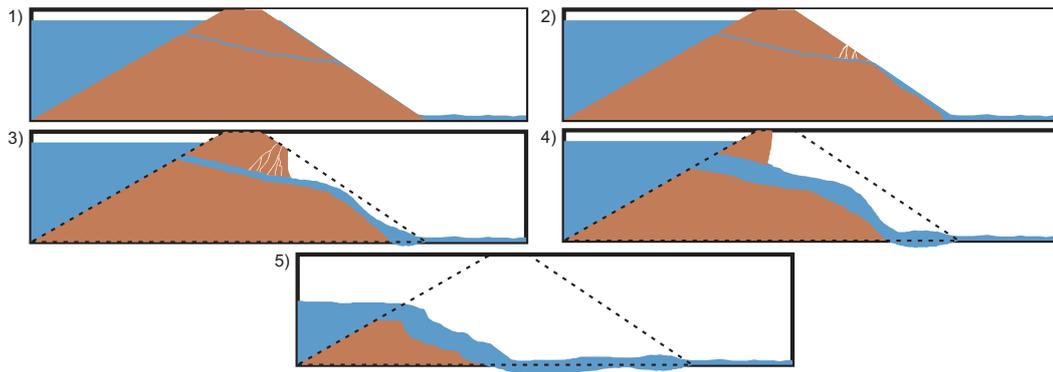
Figura 4 – Representação do rompimento por transbordamento (Adaptado de (WU, 2016)).



- Erosão interna (*Piping*):

Refere-se à erosão que ocorre dentro da barragem ou em suas fundações devido à infiltração de água. A falha por piping ou erosão interna ocorre quando as forças de infiltração removem partículas finas ao longo de um trajeto entre as faces a montante e a jusante. Com a remoção de material nas paredes, principalmente por forças de cisalhamento, o canal aumenta de diâmetro até que haja um colapso local ou o afundamento da "cobertura" da crista.

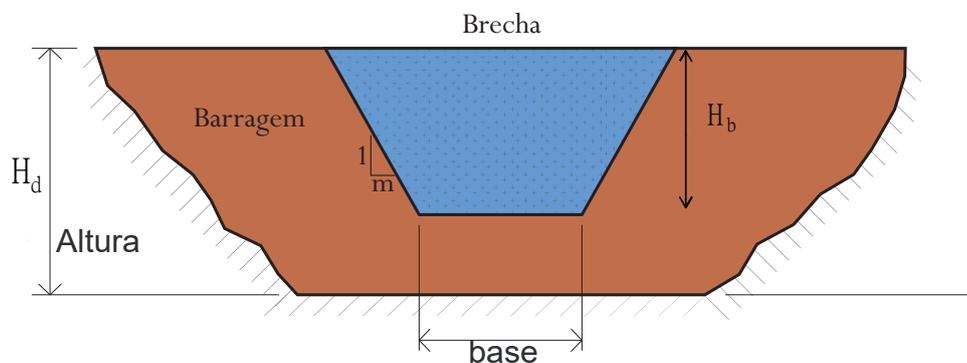
Figura 5 – Representação do rompimento por piping (Adaptado de (WU, 2016)).



Segundo (COLLISCHONN; TUCCI, 1997), uma brecha é “uma abertura formada pelo rompimento de uma barragem por onde passa a água de um reservatório, potencialmente alargando-se e aprofundando-se”. Segundo os autores, o mecanismo de formação de brechas em barragens de concreto ou de terra não é ainda completamente claro. Segundo (LAURIANO et al., 2010), o processo de ruptura e formação da brecha tem grande influência no tamanho, duração e formato do hidrograma de saída da barragem. A suposição de ruptura instantânea completa é a abordagem mais antiga e representa o pior cenário possível. Esta suposição pode ser utilizada quando se trata de barragens de concreto em arco, ou quando é necessária a solução mais conservadora que corresponde ao pior caso do ponto de vista da segurança.

A Figura 6 mostra como seria uma brecha durante o evento de rompimento de barragem, mostrando alguns parâmetros onde é dito melhor no próximo Capítulo. Enquanto alguns modelos tratam a brecha como tendo a forma trapezoidal, conforme mostrado na Figura 6, outros assumem que a brecha tem forma retangular, triangular, parabólica, etc..

Figura 6 – Representação da brecha



1.1 Modelos de Rompimentos

O interesse público na segurança de barragens aumentou significativamente, o que por sua vez estimulou e expandiu a investigação sobre vários aspectos da ruptura de barragens. Como resultado, vários modelos matemáticos foram desenvolvidos. Alguns modelos serão apresentados aqui.

1.1.1 Modelos Paramétricos

Os modelos paramétricos fornecem uma maneira simples e fácil de estimar as características das rupturas de barragens. Esses modelos são obtidos através de dados históricos de rompimento de barragens que foram coletados e analisados estatisticamente por meio de métodos de regressão. O resultado é um conjunto de equações paramétricas que descrevem os parâmetros de ruptura em função de propriedades simples da barragem ou reservatório, normalmente considerados: largura da ruptura, profundidade, ângulo de inclinação, tempo de formação e vazão máxima (MORRIS; WEST; HASSAN, 2018).

As principais vantagens desta abordagem estão na obtenção de dados mais rapidamente, a facilidade de uso e a redução de custos associados ao uso de alguns modelos matemáticos mais avançados. O uso de equações simples para determinar parâmetros de saída requer menos parâmetros de entrada e ainda fornece valores estimados para que sejam utilizados posteriormente. Os parâmetros de entrada normalmente incluem: volume de água no reservatório no início do rompimento (V_w), volume total do reservatório (V_r), altura da água acima da ruptura (h_w); altura da barragem (h_d), altura final da ruptura (h_b) e a inclinação das paredes laterais do canal do rompimento m , ver Figura 6.

Porém os modelos paramétricos têm várias desvantagens que podem prejudicar a sua utilização não obstante a sua simplicidade. A principal desvantagem é a falta de um número considerável de dados históricos para construir modelos. Isso pode ser visto nos trabalhos de (FROEHLICH, 2016; XU; ZHANG, 2009) onde eles compararam 111 e 182 casos de falhas, respectivamente, alguns datados do século XIX. Muitos deles estão mal documentados e não fornecem valores precisos para o escoamento máximo e a geometria da ruptura. O trabalho de (XU; ZHANG, 2009) traz informações detalhadas apenas para 75 barragens porque os dados para as restantes 107 barragens estavam ausentes ou não eram confiáveis. A maioria das alturas de falhas registradas usando diferentes métodos também são inferiores a 15 metros (WAHL, 2004). Portanto, aplicar esta informação histórica como regra prática para rupturas de barragens, especialmente para barragens maiores, pode gerar erros significativos.

A segunda desvantagem é que esses métodos não consideram fatores importantes, como dados de projetos, modo de falha e propriedades do material, como, a erodibilidade do solo, considerada uma variável importante no processo de ruptura (XU; ZHANG, 2009).

Muitos desses fatores não estão documentados em contextos de falhas históricas, o que contribui para aumentar as incertezas nos métodos paramétricos. Como exemplos temos os modelos paramétricos de Froehlich, Xu e Zhang ([FROEHLICH, 2016](#); [XU](#); [ZHANG, 2009](#)) entre outros.

1.1.2 Modelos Matemáticos Semi-Físicos

Esses modelos são construídos baseados em parâmetros de outros modelos, como o tempo de formação da ruptura em horas e a largura média do rompimento em metros, e incorporam processos físicos adicionais para determinar parâmetros como a vazão máxima a jusante. Eles podem empregar modelos matemáticos, como as equações de Saint-Venant 1D ou 2D, para representar o comportamento do fluido na represa. Além disso, eles podem usar relações pseudo-físicas, que são apresentadas como tendo relação com a física, mas na verdade não seguem ou não estão embasadas nos princípios científicos estabelecidos pela física, como a taxa de erosão ao longo do tempo ou a relação entre a velocidade da água e a erosão. Esses modelos geralmente têm um processo de rompimento predefinido e sua precisão depende da confiabilidade e sensibilidade dos parâmetros e dados inseridos, bem como das relações utilizadas ([MORRIS; WEST; HASSAN, 2018](#)).

Temos como exemplo o HEC-RAS que é uma ferramenta comum desenvolvida pelo United States Army Corps of Engineers (USACE) para estudar rios, inundações e barragens, com foco em inundação. Muito usado em estudos de rompimento de barragens devido à sua facilidade de uso. No entanto, ele difere dos modelos matemáticos, como EMBREA, WinDAM e DLBreach. Enquanto esses modelos determinam características de ruptura, o HEC-RAS é um software de simulação usado em dinâmica de fluidos computacional – especificamente, para modelar a hidrodinâmica em rios naturais ou em canais artificiais ([MORRIS; WEST; HASSAN, 2018](#)).

1.1.3 Modelos Matemáticos

Esses modelos usam relações físicas no tempo e espaço para determinar o escoamento gerado pelo rompimento, bem como a evolução geométrica desse rompimento. Eles incorporam modelos de transporte de sedimentos e modelos para avaliar a estabilidade das margens da ruptura. Notavelmente, oferecem alta precisão na reprodução do hidrograma da barragem, superando outros modelos. Além disso, esses modelos foram rigorosamente testados em ambientes de laboratório e em estudos de campo, e seu desenvolvimento ocorreu nas últimas décadas. Exemplos como EMBREA e DLBreach consideram uma variedade de fatores para prever com precisão o comportamento de um rompimento de barragem de aterro, abrangendo aspectos como erosão, transporte de sedimentos e estabilidade do talude ([MORRIS; WEST; HASSAN, 2018](#)). O DLBreach é apresentado no próximo capítulo com mais detalhes.

Existem possíveis desvantagens que um usuário pode considerar com relação a essa abordagem de modelagem de rompimento. Em primeiro lugar, deve-se reconhecer que os resultados dos modelos matemáticos são dependentes da confiabilidade dos dados fornecidos, e não se deve presumir que sejam sempre corretos devido à complexidade da medição. O usuário deve ser cuidadoso e não presumir que os resultados de um modelo matemático sejam corretos apenas porque o método é mais rigoroso. No entanto, é importante reconhecer que a funcionalidade adicional e a complexidade do modelo permitem aos usuários avaliar como diferentes parâmetros de rompimento influenciam a previsão de ruptura, na modelagem de Mecox Bay, foi verificado que a alteração de alguns parâmetros resulta em diferentes tempos de erosão. Uma vez que algumas análises mostram menos sensibilidade a parâmetros de rompimento do que outras (devido ao projeto específico do local, condições estaduais e de carga), isso pode permitir que o usuário aceite uma maior incerteza em alguns parâmetros de modelagem com um efeito mínimo nas previsões de rompimento sendo esses parâmetros que podem ter uma aproximação ou uma pequena alteração. Como resultado, o modelo produz hidrogramas e a geometria do rompimento com maior confiabilidade em comparação com abordagens paramétricas e semi-físicas (MORRIS; WEST; HASSAN, 2018).

2 O modelo DLBreach modificado e aplicado a rompimento de barragens não coesivas

Neste capítulo apresenta-se o modelo DLBreach (Dam-Levee Breach), junto com as equações matemáticas que o caracteriza. A referência principal (WU, 2016) servirá como base ao longo de todo trabalho. Algumas alterações em relação aos parâmetros são realizadas no modelo, conforme explicado no Capítulo 4.

2.1 O Modelo DLBreach

O modelo matemático DLBreach (Dam-Levee Breach) foi desenvolvido para simular os processos de falha em barragens, levando em consideração tanto materiais coesivos e não coesivos, quanto barragens homogêneas e heterogêneas formadas de núcleo de material mais coesivo (normalmente argila ou cimento) e com a parte externa de aterro ou areia. Este modelo pode considerar o galgamento e a erosão interna. No caso do galgamento, é possível modelar dois tipos de erosão: uma “erosão de superfície” para barragens coesivas e não coesivas e o “headcut”, para barragens coesivas. O DLBreach permite modelar o rompimento de barragens com o fluxo através da brecha, que pode ser unidirecional (one-way), como é comum nas barragens de reservatórios, ou bidirecional (two-ways), como é comum nas barragens de rios ou litorâneas.

O perfil do rompimento e sua progressão são influenciados ao longo de toda a simulação pelas dimensões geométricas da barragem, pelo entalhe inicial, pelas características do solo, pelo fluxo de água e pela profundidade do reservatório a montante. O estudo apresentado nessa dissertação tem como foco principal ruptura por galgamento de barragens homogêneas não coesivas.

O modelo DLBreach utiliza as seguintes variáveis geométricas: o nível a montante acima do fundo da ruptura (H), profundidade líquido no canal de rompimento (ou da brecha) que é suposto constante ao longo do canal (h), altura da água no downstream h_{ds} , altura da barragem H_d , altura da brecha H_b , largura do fundo da brecha (b), largura do topo da água na brecha (B), declive lateral de ruptura (m), onde m (horizontal/vertical), 7 , nível a jusante (z_t), elevação do leito da brecha respeito a base da barragem (z_b) e área molhada na brecha (A). Note que a base da barragem é suposta não erodível na modelagem nesta dissertação. O DLBreach simula a erosão no topo plano (flat top), que refere-se à parte superior da barragem, que é plana ou relativamente nivelada, e na encosta a jusante (downstream slope), que se refere à parte da barragem que está voltada para o lado a jusante ou para o ponto mais baixo da barragem, conforme ilustrado nas Figuras 7

e 8.

Figura 7 – Seção Transversal da Ruptura com Definições Variáveis (m = inclinação lateral: horizontal/vertical, B = largura da superfície de água, b = largura do fundo, h = profundidade do líquido na brecha, A = área molhada, onde $A = h(b+mh)$) (Adaptado de (WU, 2016)).

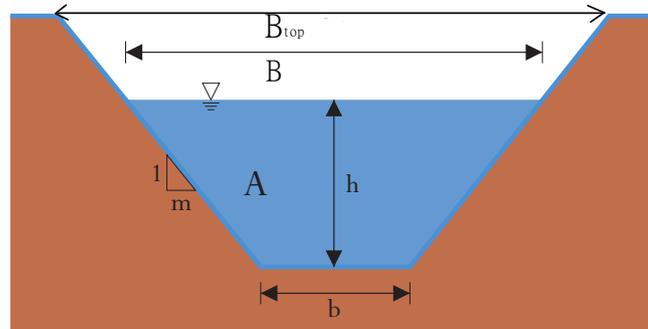
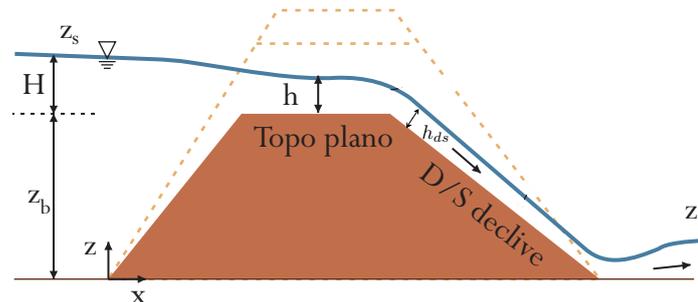


Figura 8 – Seção Longitudinal da Brecha: Período de Formação Intensiva, (z_s = nível a montante, H = nível a montante acima do fundo da ruptura, z_b = elevação do fundo da ruptura, h_{ds} = profundidade do fluido no downstream; z_t = nível a jusante) (Adaptado de (WU, 2016)).



O DLBreach em sua saída fornece a vazão ruptura (Q) medido em m^3/s , o volume de água liberado medido em m^3 e a taxa de descarga de sedimentos a jusante em m^3/s .

Em casos de rompimento de barragens em contextos fluviais ou costeiros, a ruptura pode continuar a evoluir devido ao fluxo constante do rio ou às marés, mesmo após o período inicial de rompimento intensivo, embora o fluxo através da ruptura se torne subcrítico. Portanto, o DLBreach divide o processo de rompimento em dois estágios no flat-top: o período de rompimento intensivo e o período de evolução geral.

Na fase inicial do rompimento tem o período intensivo: o fluxo é geralmente supercrítico ou crítico. Quando o fluxo é supercrítico, isso quer dizer que a velocidade da água é maior do que a velocidade das ondas de superfície passando no canal de rompimento, o que pode ser perigoso. Por outro lado, o fluxo crítico acontece quando a água está quase na mesma velocidade da água que já estava passando, o que também pode ser instável,

Figura 8, em ambos os casos o tempo necessário para a formação da ruptura costuma ser curto.

Para uma definição mais formal de fluxo supercrítico e crítico temos o número de Froude (PORTO, 2004), que é uma grandeza adimensional, utilizado para caracterizar o comportamento de fluxos de fluido em relação às ondas de gravidade. Ele é definido pela razão entre a velocidade do fluido e a velocidade das ondas de gravidade, levando em consideração a aceleração devida à gravidade e uma característica de comprimento. Conforme a equação (2.1), a fórmula geral é:

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}}, \quad (2.1)$$

em que, F_r é o número de Froude, U [m/s] é a velocidade do fluido, g [m/s^2] é a aceleração devida à gravidade e h [m] a profundidade da água.

O número de Froude determinar se um escoamento é subcrítico, crítico ou supercrítico em relação às ondas de gravidade.

- $F_r < 1$: Escoamento subcrítico - a velocidade é menor do que a velocidade das ondas de gravidade.
- $F_r = 1$: Escoamento crítico - neste ponto, a velocidade do fluido é igual à velocidade das ondas de gravidade. Isso resulta em um equilíbrio delicado entre a força inercial e a gravidade, e as ondas são estacionárias em relação ao fluxo.
- $F_r > 1$: Escoamento supercrítico - a velocidade é maior do que a velocidade das ondas de gravidade.

No processo de ruptura de uma barragem, o período de rompimento intensivo normalmente é a fase inicial crítica, caracterizada por mudanças abruptas e rápidas no fluxo de água e no transporte de sedimentos. Durante essa fase, a erosão se intensifica rapidamente, resultando em uma grande quantidade de material sendo removido da estrutura da barragem, e a concentração de sedimentos transportados pelo fluxo aumenta significativamente. À medida que essa fase crítica passa, o sistema entra no período de evolução geral, onde o processo de erosão e transporte de sedimentos se estabiliza. Nessa fase, as condições de fluxo tendem a se tornar mais estáveis, e a adaptação do sistema acontece de forma mais gradual, com uma menor taxa de alteração na geometria do leito e no transporte de sedimentos. O DLBreach monitora essas transições ao observar variações nas tensões de cisalhamento, concentração de sedimentos e outras variáveis físicas, ajustando a modelagem conforme o sistema passa do rompimento intensivo para a evolução geral.

2.2 Balanceamento de Água no Reservatório

No caso de rompimento de barragens de reservatórios ou de rios, séries temporais da elevação da superfície do nível de água a montante podem ser fornecidas no DLBreach. A série temporal é representada por pares de valores de tempo decorrido t_i e nível de água z_s :

$$t_i, z_{s,i} \quad i = 1 \cdots N$$

A elevação do nível da água em um tempo diferente t daqueles fornecidos t_i é calculada a partir dos pares de valores acima usando interpolação linear por partes.

O volume da água no reservatório e a vazão através da brecha são relacionados através da equação de conservação conforme a equação (2.2)

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q \quad (2.2)$$

onde t é a variável temporal, $V = V(t)$ é volume de água no reservatório, $Q_{in} = Q_{in}(t)$ é a vazão de entrada no reservatório, $Q = Q(t)$ é a vazão da brecha, todos medidos no tempo t .

Supondo conhecido Q_{in} e os volumes em vários instantes de tempo a equação (2.2) pode ser utilizada para determinar Q através da brecha.

Em muitos casos de campo, o nível de água $z_s = z_s(t)$ pode não ser disponível ao longo do tempo, e apenas a capacidade de armazenamento do reservatório (ou o volume de água V_w disponível antes que acontece o rompimento) e a área de superfície em um nível específico (como o nível médio normal ou a altura da água antes da falha) podem ser conhecidas. A área de superfície A_s é então assumida como uma função de potência da profundidade da água, conforme a equação (2.3):

$$A_s(z) = \alpha_r z^{m_r} \quad (2.3)$$

Integrando a equação (2.3) da base $z = 0$ até o nível de água $z = z_s$ temos a relação entre o volume de água no reservatório V e o nível de água (até a superfície) z_s : onde α_r e m_r são coeficientes.

$$V = V(z_s) = \int_0^{z_s} A_s(z) dz = \frac{\alpha_r}{m_r + 1} z_s^{m_r + 1} \quad (2.4)$$

Usando que a mudança infinitesimal do volume do reservatório dV satisfaz $dV \approx A_s(z_s) dz_s$ obtemos a relação

$$\frac{dV}{dz_s} = A_s(z_s), \quad (2.5)$$

com $V = V(z_s)$, onde $A_s(z_s)$ é obtida da equação (2.3) substituindo a z a z_s corrente

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV}{dz_s} \frac{dz_s}{dt} = A_s(z_s) \frac{dz_s}{dt} \quad (2.6)$$

Utilizando tempo decorrido t e nível de água z_s , pode-se determinar uma aproximação Q em relação a $\frac{dV}{dt}$. Discretizando a equação (2.5) pelo método de diferenças finitas centrada (de segunda ordem no tempo) obtemos :

$$\frac{dV}{dt} \left(t_{n+\frac{1}{2}} \right) = A_s \left(t_{n+\frac{1}{2}} \right) \frac{dz_s}{dt} \left(t_{n+\frac{1}{2}} \right) \approx A_s \left(t_{n+\frac{1}{2}} \right) \frac{z_s(t_{n+1}) - z_s(t_n)}{\Delta t} \quad (2.7)$$

Dessa forma, usando a equação (2.2) temos que:

$$\frac{V(t_{n+1}) - V(t_n)}{\Delta t} = Q_{in}^{n+1/2} - Q^{n+1/2} \quad (2.8)$$

Δt é o intervalo do passo de tempo, e n é o contador do nível de tempo. $t_{n+1/2}$ denota o tempo médio entre t_n, t_{n+1} .

Se tanto a capacidade de armazenamento do reservatório, V_N , quanto a área de superfície, A_{sN} , no nível normal do reservatório (ou o nível da água antes da falha), z_N , forem conhecidos, pode-se obter a equação (2.9) do expoente m_r ao substituir essas condições nas equações (2.3) e (2.4):

$$m_r = \frac{A_{sN} z_N}{V_N} - 1 \quad (2.9)$$

A Tabela 1 mostra reservatórios com capacidade de armazenamento e área de superfície conhecidas em um nível de água de referência, para os quais o expoente m_r tem valores entre 1.0 – 3.1 e um valor médio de 2.0. Se apenas a capacidade de armazenamento ou área de superfície do reservatório forem conhecidas, m_r pode ser estimado como 2.0. Uma vez que o coeficiente m_r é determinado ou assumido, o coeficiente α_r pode ser derivado usando a equação (2.3) ou (2.4).

Tabela 1 – Expoente m_r para equação 2.3 em Reservatórios com Área de Superfície e Volume Conhecidos (Adaptado de (WU, 2016)).

Nome do Caso	z_N (m)	V_N (m^3)	A_{sN} (m^2)	m_r
Apishapa	34.14	2.25×10^7	2.59×10^6	2.93
Baldwin Hills	47.2	1.1×10^6	7.689×10^4	2.30
Castlewood	21.34	4.23×10^6	8.094×10^5	3.08
Horse Creek	12.19	2.1×10^7	4.856×10^6	1.82
Kelly Barnes	11.58	7.77×10^5	1.7×10^5	1.53
Lake Frances	15.24	8.65×10^5	1.74×10^5	2.07
Poerua Landslide	80	$(5 - 7) \times 10^6$	2×10^5	1.67
Sheep Creek	17.07	2.91×10^6	3.44×10^5	1.02
Spring Lake	5.49	1.35×10^5	7.284×10^4	1.96
Média	27, 14	6.613×10^6	1.033×10^6	2.04

A partir da próxima seção, descrevem-se as equações conforme são impostas no nosso DLBreach modificado. Detalhes das mudanças feitas em relação ao DLBreach original são explicados no Capítulo 5.

2.3 Nível de Água e vazão no flat top do canal do rompimento

O nível da água H a montante e acima do canal de rompimento pode ser determinado a partir da vazão. A equação utilizada no topo plano para deduzir Q é a equação (2.10):

$$Q = k_{sm}(c_1 b H^{1.5} + c_2 m H^{2.5}) \quad (2.10)$$

Essa equação vem do modelo (Beed Model) (SINGH et al., 1988), onde b representa a largura da base da ruptura em metros, H é a altura na parte inicial de ruptura, z_s é o nível da água na montante, z_b é a elevação da base da ruptura, $H = z_s - z_b$. O parâmetro m corresponde ao declive lateral (horizontal/vertical) da ruptura ver Figura 7. Os valores de c_1 e c_2 em \sqrt{m}/s foram adotados como 1.7 e 1.35, respectivamente, conforme sugerido por (SINGH et al., 1988). A equação (2.10) pode ser usada para deduzir H , neste caso precisaremos resolver esta equação não linear em H . Testes usando este último procedimento e usando aquele clássico onde se conhece H e se deduz Q foram testados a seguir ver Capítulo 5.

O coeficiente k_{sm} é uma correção de submersão que considera os efeitos a jusante z_t e é determinado por meio de uma relação empírica proposta por (SINGH, 1996), conforme mostra-se na equação 2.11.

$$k_{sm} = \begin{cases} 1.0 & \frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} < 0.67 \\ 1.0 - 27.8 \left(\frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} - 0.67 \right)^2 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (2.11)$$

onde z_t representa o nível da água a jusante (*tailwater level*).

No periodo de evolução geral usa-se a equação de Keulegan para determinar Q (WU, 2016) que é definida por:

$$z_s - z_t = \left(\frac{2gn^2L}{R^{4/3}} + \lambda_{en} + \lambda_{ex} \right) \frac{Q|Q|}{2gA^2} - LB \frac{\rho_a C_d U_{win}^2 \cos \theta_{win}}{\rho g A} \quad (2.12)$$

Esta equação define o nivel de agua na brecha a montante proximo do rompimento no caso de evolução geral (quando todo o leito da brecha foi erodido, que é $z_s - z_t$), em função da vazão Q . Em (2.12) L é o comprimento da brecha ou entrada na direção do fluxo da brecha, Q é a vazão através da brecha, A é a área molhada, R é o raio hidráulico, B é a largura da brecha na superfície da água, n é o coeficiente de rugosidade de Manning da brecha, g é a aceleração gravitacional, λ_{en} e λ_{ex} são as perdas locais de carga na entrada e saída da brecha, respectivamente, ρ é a densidade da água, ρ_a é a densidade do ar, C_d é o

coeficiente de arrasto do vento, U_{win} é a velocidade do vento e θ_{win} é o ângulo do vento em relação ao eixo da brecha apontando do lado de montante para o lado de jusante.

A seguinte equação (2.13) é usada para determinar a profundidade h representativa da água no canal de rompimento no flat top em ambos os períodos de rompimento

$$h = \max \left[\frac{2}{3}H, \left(\frac{z_s + z_t}{2} - z_b \right) \right] \quad (2.13)$$

Quando o nível a jusante é baixo, o primeiro termo em colchetes (2.13) é maior que o segundo termo, especificando assim a profundidade crítica do fluxo no rompimento, correspondente ao período intensivo de rompimento. Quando o nível da água a jusante atinge um determinado valor, o segundo termo se torna mais significativo, marcando o início do período de evolução geral.

Note que $h = \frac{2}{3}H$ é o valor da profundidade crítica do canal, que corresponde ao mínimo de energia específica (specific head energy) quando a seção transversal é retangular (BOS, 1976), conforme explicado a seguir.

A energia específica no canal é dada por

$$E(h) = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.14)$$

onde $v = \frac{Q}{A}$ é a velocidade média na seção transversal de área retangular molhada $A = bh$.

Observamos que

$$\frac{dE}{dh} = 1 + \frac{v}{g} \frac{dv}{dh} = 1 - \frac{(Q/b)^2}{gh^3} \quad (2.15)$$

De $\frac{dE}{dh} = 0$, obtemos $h = \left(\frac{Q}{b} \right)^{2/3} g^{-1/3}$.

Agora, sabendo que $Q = c_1 b H^{1.5}$ no caso da seção retangular, onde $H = z_s - z_b$, deduzimos deduzimos a seguir que um possível bom valor de c_1 para ter $h = \frac{2}{3}H$ é $c_1 = 1.7$.

Colocando $Q = c_1 b H^{1.5}$ na expressão de $h = (Q/b)^{(2/3)}/g^{(1/3)}$, obtemos

$$h = \frac{c_1^{2/3}}{g^{1/3}} H \quad (2.16)$$

De $h = \frac{2}{3}H$ obtemos

$$c_1 = \left(\frac{2}{3} g^{(1/3)} \right)^{3/2} \approx 1.7 \quad (2.17)$$

Para determinar o valor da profundidade representativa de água no canal de rompimento h no caso da brecha trapezoidal se usa a seguinte relação (BOS, 1976):

$$5mh^2 + (3b - 4mH_1)h - 2bH_1 = 0 \quad (2.18)$$

temos que:

$$h = \frac{-(3b - 4mH_1) + \sqrt{(3b - 4mH_1)^2 + 40mbH_1}}{10m} \quad (2.19)$$

onde $H_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = (z_s - z_b) + \frac{(\frac{Q}{A_1})^2}{2g}$, $A_1 = (z_s - z_b)(b + m(z_s - z_b))$, H_1 é a (head specific energy), energia na entrada da brecha e A_1 área molhada na entrada da brecha. Note que o DLBreach original usa sempre a (2.13) também no caso de rompimento com brecha trapezoidal.

2.4 Nível de água e vazão no declive a jusante da barragem

Um fluxo uniforme é assumido na seção de declive a jusante. Este leva a usar uma outra relação entre a profundidade da água no declive jusante e vazão no canal conforme a seguinte equação 2.20 (CUNGE; HOLLY; VERWEY, 1980):

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2} \quad (2.20)$$

onde R é o raio hidráulico, $S_0 = \tan(\beta)$ é o declive a jusante do canal da brecha e n é o coeficiente de rugosidade de Manning. $A = h_{ds}(b + mh_{ds})$, e $R = A/(b + 2h\sqrt{1 + m^2})$ ver Figura 8, com h_{ds} altura do trapézio da seção transversal (perpendicular ao downstream slope). A equação 2.20 é resolvida iterativamente para obter h_{ds} , utilizando método de Newton se for conhecido o valor da vazão na brecha Q . Note que no DLBreach se supõe que o valor da vazão no declive é igual aquele computado no flat top usando a 2.9.

Sabemos que a vazão Q num tubo ou canal é

$$Q = Av \quad (2.21)$$

onde A é a área molhada e v é a velocidade média do líquido que depende da fricção exercida das paredes e leito do canal. Esta velocidade tem a expressão (CHOW, 1959)

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (2.22)$$

onde S_f é a inclinação da fricção a jusante do canal da brecha é dada por:

$$S_f = \frac{\tau_b}{\rho_w g R} \quad (2.23)$$

Na equação (2.23) τ_b é a tensão de cisalhamento do leito, ρ_w é a densidade da água e g é a aceleração gravitacional.

Quando assume-se que o fluxo é uniforme, ou seja, Q e h constantes (caso cinemático), a inclinação de fricção é aproximadamente igual ao declive do canal (MILLER, 1984), então $S_f = S_0$. Podemos então determinar a tensão de cisalhamento τ_b usando (2.21) e (2.23) como segue

$$\begin{aligned}
Q &= \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\tau_b}{\rho_w g R} \right)^{\frac{1}{2}} \\
Q^2 &= \frac{1}{n^2} A^2 R^{\frac{4}{3}} \left(\frac{\tau_b}{\rho_w g R} \right) \\
\tau_b &= \frac{Q^2 n^2 \rho_w g}{A^2 R^{\frac{1}{3}}}
\end{aligned} \tag{2.24}$$

2.5 Coeficiente de Rugosidade de Manning

Diferentes valores de n de Manning podem ser especificados para o topo da ruptura e para o declive a jusante, se as propriedades do solo nessas seções forem diferentes. O valor de n de Manning está relacionado ao tamanho mediano de sedimento d_{50} (em metros) através da equação (2.25):

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{A_n} \tag{2.25}$$

onde A_n é um coeficiente empírico. Em leitos de corrente fixa, A_n é tipicamente cerca de 20, mas pode diminuir para aproximadamente 10 em leitos de corrente móvel devido às formas do leito (WU, 2007). Em situações de rompimentos rápidos de barragens, pode não haver tempo ou espaço suficiente para o desenvolvimento completo das formas do leito. Diferentemente dos sedimentos do leito do rio, os sedimentos das barragens, que não passaram por erosão, podem ser altamente irregulares, resultando em valores menores de A_n . Modelos experimentais mostram que A_n é 16 em condições de laboratório e 12 em condições de campo, refletindo as diferenças no transporte de sedimentos e nas formas do leito entre os dois ambientes (WU, 2016). Os valores estimados são de 0,03mm, uma vez que o solo coeso se move em unidades compactas ou aglomerados, em vez de mover-se como partículas individuais soltas tendo então como um valor mínimo especificado de 0,016mm (WU, 2016).

3 Transporte de Sedimentos e Erosão da Brecha no Modelo DLBreach modificado

Neste capítulo são apresentadas as propriedades do líquido do reservatório e do sedimento de quem é formada a barragem, bem como os processos relacionados ao transporte de sedimentos não coesivos e erosão da brecha. Exemplos de sedimentos comuns em barragens de aterro são areia, argila, silte ou quartzo. Será tratado somente o transporte de sedimento não coesivo como a areia. Para o transporte de sedimento são aplicadas alterações em relação ao DLBreach original conforme explicado no Capítulo 5.

A seguir, utilizaremos o termo água para nos referir ao líquido contido no reservatório, embora as mesmas definições possam ser aplicadas a qualquer outro líquido presente no reservatório que escoe pelo canal da brecha.

3.1 Propriedades da água e do sedimento

Densidade e peso específico da água

A densidade da água, ρ_w , é a massa de água por unidade de volume, expressa em kg/m^3 no sistema internacional (SI) (WU, 2007). Por exemplo o valor utilizado para a água do mar é de $1025 kg/m^3$. O peso específico da água, γ , é o peso da água por unidade de volume, medido em N/m^3 (Newtons por metro cúbico). Ele está relacionado com a densidade da água por meio da equação (3.1):

$$\gamma = \rho_w g. \quad (3.1)$$

Viscosidade da água

A água deforma-se sob a ação do cisalhamento. A viscosidade dinâmica da água, μ , é a constante de proporcionalidade que relaciona a tensão de cisalhamento, τ [N/m^2], à taxa de deformação, du/dz , conforme equação 3.2 (WU, 2007):

$$\tau = \mu \frac{du}{dz}, \quad (3.2)$$

onde μ é a viscosidade da água, e z é a coordenada normal à direção do fluxo.

A viscosidade cinemática da água, ν , é a razão entre a viscosidade dinâmica e a densidade da água:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho_w}. \quad (3.3)$$

As unidades usadas para as viscosidades μ e ν são Nsm^{-2} e m^2/s , respectivamente.

Densidade e peso específico do sedimento

A densidade do sedimento, ρ_s , é a massa de sedimento por unidade de volume, medido em kg/m^3 . O seu valor, depende das características intrínsecas do sedimento e das condições externas como a temperatura. Porém em canais de rios naturais a densidade do sedimento pode se supor constante (WU, 2007). Exemplos de densidades de sedimentos são areia $1500kg/m^3$, quartzo $2650kg/m^3$, argila $1600kg/m^3$.

O peso específico do sedimento γ_s é o peso do sedimento por unidade de volume medido em N/m^3 . Isso está relacionado à densidade do sedimento por meio de

$$\gamma_s = \rho_s g \quad (3.4)$$

Devido ao efeito de flutuabilidade, o peso específico das partículas de sedimento submersas na água é mais leve do que o peso específico real exposto ao ar. De acordo com o princípio de Arquimedes, o peso específico do sedimento submerso é a diferença entre os pesos específicos do sedimento e da água, $\gamma_s - \gamma$ (WU, 2007).

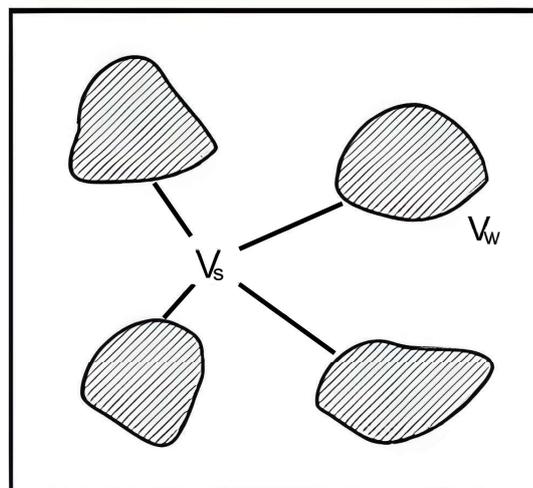
Propriedades da mistura de água e sedimento

A concentração relativa de sedimento C é definida como:

$$C = \frac{V_s}{V_w + V_s} \quad (3.5)$$

onde V_s é o volume do sedimento e V_w é o volume da água de uma amostra de mistura com água e sedimento. Então C é concentração volumétrica relativa do sedimento na mistura, e não possui unidade de medidas. A Figura 9 mostra um esboço de uma mistura consistindo de um volume de água V e volume de sedimento V_s .

Figura 9 – Esboço da mistura de água e sedimento.



A densidade da mistura, ρ [kg/m^3], é determinada pela equação (3.6)

$$\rho = \rho_w(1 - C) + \rho_s C \quad (3.6)$$

e o peso específico da mistura correspondente é dado por $\gamma = \rho g$.

3.2 Transportes de Sedimentos Não Coesivos

Os sedimentos que se deslocam junto com a água costumam ser divididos em duas cargas: a carga de fundo, que se move perto do leito do canal, e a carga suspensa, que se desloca na parte superior da coluna d'água. Quando se trata de ruptura de barragens, o fluxo é muito intenso, o que resulta na presença de ambas as cargas. Para descrever o transporte de sedimentos não coesivos na brecha, o DLBreach utiliza a seguinte equação 3.7 que engloba a soma da carga de fundo e da carga suspensa, considerando um estado de não equilíbrio (WU, 2007).

$$\frac{\partial(AC_t)}{\partial t} + \frac{\partial(QC_t)}{\partial x} = -\frac{|Q|}{L_s}(C_t - C_{t*}) \quad (3.7)$$

onde t é a variável temporal, x é a variável espacial longitudinal ao longo do canal da brecha (ou rompimento), A é a área molhada de seção transversal do fluxo no canal de rompimento, Q é a vazão (ou descarga) no rompimento, C_t é a concentração da carga total de sedimentos, C_{t*} é a capacidade de transporte de sedimentos ou concentração de sedimento, e L_s é o comprimento de adaptação que caracteriza o ajuste dos sedimentos de um estado de não equilíbrio para o estado de equilíbrio.

A concentração de carga total de sedimentos é definida como

$$C_t = \frac{\iint_{A_\delta} C_\delta dA_\delta + \iint_{A_{SU}} C_{SU} dA_{SU}}{A} \quad (3.8)$$

onde A_δ é a parcela da área da seção transversal no fundo e A_{SU} aquela suspensa, ver Figura 10. Note que se C_δ , C_{SU} forem constantes na seção transversal teremos $C_t = C_\delta + C_{SU}$. Em cada uma das partes do topo plano e da encosta a jusante, C_{t*} e L_s podem ser considerados constantes.

Sendo que nos estudos de campo e laboratório de rompimentos foi revelado que AC_t varia pouco no tempo, assim como Q , resolvemos a equação (3.7) sem o termo temporal $\frac{\partial AC_t}{\partial t}$ e com Q constante no espaço e no tempo. Assim observando que $|Q|/Q = \text{sign}(Q)$ obtemos da (3.7) que $y(x) = C_t(x, t)$ satisfaz

$$\frac{dy}{dx} = -\text{sign}(Q)\frac{y}{L_s} + \text{sign}(Q)\frac{C_t^*}{L_s} \quad (3.9)$$

Encontramos a solução homogênea da (3.9):

$$\begin{aligned}\frac{dy}{dx} + \frac{\text{sign}(Q)y}{L_s} &= 0 \\ \int \frac{1}{y} dy &= \int -\frac{\text{sign}(Q)}{L_s} dx \\ \ln y(x) &= -\frac{\text{sign}(Q)}{L_s} x + \text{const} \\ y(x) &= ke^{-\frac{\text{sign}(Q)}{L_s} x}\end{aligned}\quad (3.10)$$

onde $k = e^{\text{const}}$.

Como solução particular y_p da (3.9) consideramos aquela constante:

$$y_p = \text{constante.} \quad (3.11)$$

$$\frac{dy_p}{dx} = 0 \quad (3.12)$$

$$\frac{1}{L_s} y_p = \frac{C_{t*}}{L_s} \quad (3.13)$$

$$y_p = C_{t*} \quad (3.14)$$

Então será solução da equação (3.9) a soma da solução homogênea com a particular

$$C_t(x) = C_{t*} + ke^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}} \quad (3.15)$$

Sendo que normalmente se conhece o valor da concentração num extremo do trecho do canal de rompimento, por exemplo no ponto $x = 0$, $C_t(0) = C_{t,in}$ podemos expressar o valor de $C_t(x)$ em função de $C_{t,in}$. Partindo de $C_{t,in} = C_t(0)$ da (3.15) obtemos $C_{t,in} = C_{t*} + k$ e então $k = C_{t,in} - C_{t*}$, substituindo esta expressão na (3.15) obtemos

$$C_t(x) = C_{t*} + (C_{t,in} - C_{t*}) e^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}} \quad (3.16)$$

que pode ser escrita também como

$$C_t(x) = C_{t,in} e^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}} + C_{t*} \left(1 - e^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}}\right) \quad \forall x \in [0, L] \quad (3.17)$$

Com $x \in [0, L]$, onde L é o comprimento do trecho do rompimento considerado que pode ser o topo plano ou o declive a jusante, A solução (3.20) ou (3.21) pode ser usada para conhecer por exemplo o valor da concentração total no fim do trecho em $x = L$. Assim posto $C_{t,out} = C_t(L)$ temos que

$$C_{t,out} = C_{t*} + (C_{t,in} - C_{t*}) e^{-\frac{\text{sign}(Q)L}{L_s}} \quad (3.18)$$

No exemplo da baía de Mecox, usaremos $C_{t,in} = 0$ para indicar que a baía possui água limpa. A concentração no final do canal, $C_{t,out}$, será obtida utilizando a equação (5).

No caso de barragem litorânea como no caso de Mecox, ver Capítulo 5, uma fonte de sedimento litorâneo é fornecida por meio da taxa de transporte de sedimentos litorâneos Q_s que é assumida constante ao longo de todo o trecho.

Esta fonte leva a ter a seguinte equação de transporte de sedimento

$$\frac{\partial(AC_t)}{\partial t} + \frac{\partial(QC_t)}{\partial x} = -\frac{|Q|}{L_s}(C_t - C_{t*}) + \frac{Q_s}{L} \quad (3.19)$$

resolvendo de modo análogo como feito para a equação (3.7) e supondo $\frac{\partial AC_t}{\partial t} = 0$ obtemos

$$C_t(x) = C_t(0)e^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}} + \left(C_{t*} + \frac{Q_s L_s}{LQ_t}\right) \left(1 - e^{-\frac{\text{sign}(Q)x}{L_s}}\right) \quad (3.20)$$

Note que $Q_s > 0$ pode ser definida como a taxa de transporte de sedimentos ao longo da costa e é medida em m^3/s . O Capítulo 4 fornece uma formula para determinar esta taxa Q_s .

O comprimento de adaptação L_s na equação 3.20 pode ser relacionado simplesmente com a largura da superfície da água B , conforme a equação 3.21:

$$L_s = \lambda B \quad (3.21)$$

onde λ é um coeficiente empírico determinado como 3 e 6 em casos de pequena e grande escala, respectivamente. Em particular nas rupturas de barragens no campo, λ é recomendado como sendo 6. Para rupturas de diques e barreiras, λ é aproximadamente 3 (WU, 2016).

A capacidade de transporte de sedimentos C_{t*} é determinada utilizando a combinação da fórmula de carga suspensa e da fórmula de carga de fundo como vamos ver a seguir. Baseando-se no balanço de energia do fluxo com sedimentos, (ZHANG, 1961; ZHANG; XIE, 1993) derivou a relação entre a capacidade de transporte de carga suspensa C_* e o parâmetro $\left(\frac{U^3}{gR\omega_s}\right)$. Aqui, R é o raio hidráulico do canal, ω_s é a velocidade de sedimentação do sedimento e U é a velocidade média da seção transversal $U = \frac{Q}{A}$. A razão para escolher a fórmula de (ZHANG, 1961) deve-se ao fato de que os dados usados para derivar a fórmula abrangem concentrações de sedimentos de até 100 kg/m^3 e que ela tem o potencial de lidar com altas concentrações de sedimentos em fluxos de ruptura de diques. (GUO, 2002) aproximou C_* pela relação:

$$C_* = \left(\frac{\frac{1}{20} \left(\frac{U^3}{gR\omega_s}\right)^{1.5}}{\left[1 + \left(\frac{1}{45} \frac{U^3}{gR\omega_s}\right)^{1.15}\right]} \right) \quad (3.22)$$

ω_s a velocidade de sedimentação que pode ser obtida por:

$$\omega_s = \left(\frac{6}{s^*} + \frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{-1} \sqrt{(s-1)gd} \quad (3.23)$$

onde: $s^* = \frac{d\sqrt{(s-1)gd}}{4\nu}$ é o parâmetro adimensional sedimento-fluido introduzido por (MADSEN; GRANT, 1976), d é o diâmetro médio do sedimento, $s = \frac{\rho_s}{\rho}$ é o peso específico do sedimento e ν a viscosidade cinemática da água.

(WU; WANG; JIA, 2000) relacionaram a taxa de transporte de carga de fundo q_{b^*} a tensão de cisalhamento dos grãos τ'_b . A fórmula foi ajustada com base nos dados provenientes de experimentos em laboratório e medições realizadas em campo. A fórmula para a carga de fundo de tamanho único é expressa por:

$$q_{b^*} = 0.0053 \left(\frac{\tau'_b}{\tau_c} - 1 \right)^{2.2} \sqrt{(\gamma_s/\gamma - 1)gd^3} \quad (3.24)$$

onde q_{b^*} é a taxa de transporte de carga de leito por volume por unidade de tempo e largura (m^2/s), d é o diâmetro do sedimento, γ_s peso específico do sedimento, γ peso específico da água, τ_c é a tensão crítica de cisalhamento medida em Pa dada em (WU; WANG; JIA, 2000) por $\tau_c = 0.03(\gamma_s - \gamma)d$, τ'_b é o tensão de cisalhamento dos grãos dado pela fórmula $\tau'_b = \left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_b$, onde τ_b é a tensão de cisalhamento medida em Pa , com $n' = \frac{d^{1/6}}{20}$ e n coeficiente de rugosidade de Manning medido em $s/m^{1/3}$.

Em geral, a capacidade média de carga de leito C_{b^*} está relacionada à taxa de transporte de sedimento do leito q_{b^*} e a velocidade do do sedimento no leito u_b por

$$C_{b^*} = \frac{q_{b^*}}{\delta u_b}, \quad (3.25)$$

onde δ é a espessura da zona de carga de leito, que geralmente é assumida como aproximadamente o dobro do diâmetro do sedimento $\delta = 2d$. O DLBreach para o que entendemos assume $u_b = U$, ou seja, que a velocidade no leito é igual a velocidade media na seção transversal (cross section). Assim

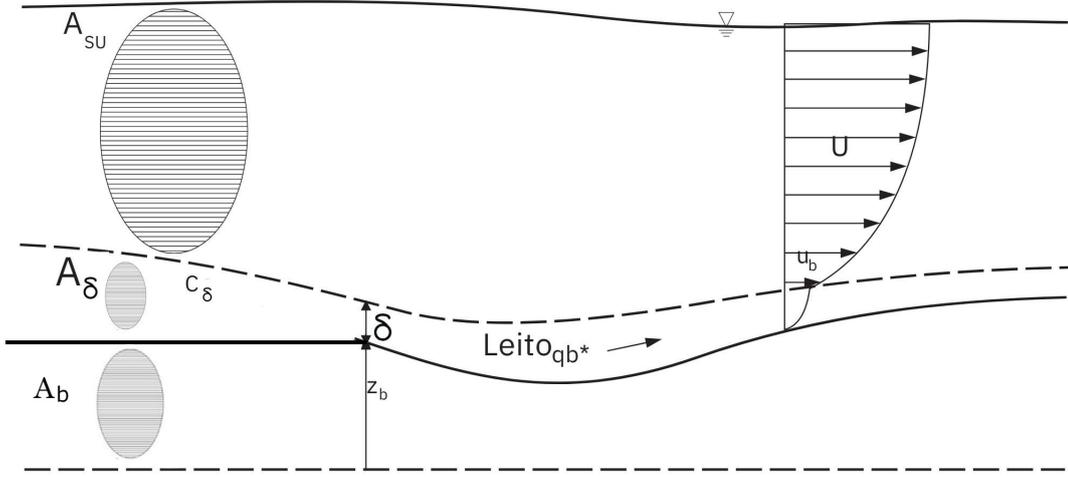
$$C_{b^*} = \frac{q_{b^*}A}{2dQ}. \quad (3.26)$$

A capacidade total de transporte de sedimentos C_{t^*} é calculada usando

$$C_{t^*} = \frac{C_{b^*}A_\delta + C_*A_{SU}}{A}, \quad (3.27)$$

onde A_δ é área do leito e A_{SU} é a área suspensa, ver Figura 10.

Figura 10 – Representação do transporte de sedimento



A equação de balanço de massa de sedimentos é escrita conforme equação 3.28:

$$\frac{\partial(AC_t)}{\partial t} + \frac{\partial(QC_t)}{\partial x} + (1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t} = 0 \quad (3.28)$$

onde p' é a porosidade dos materiais do aterro e A_b é a área da seção transversal do leito do canal da brecha acima de um ponto de referência.

Da equação (3.28), sempre supondo que AC_t for invariante no tempo, temos que:

$$(1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t} = - \frac{\partial(QC_t)}{\partial x} \quad (3.29)$$

$$\int_0^L (1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t}(x, t) dx = - \int_0^L \frac{\partial(QC_t(x, t))}{\partial x} dx \quad (3.30)$$

$$L(1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t} = -(QC_t(L, t) - QC_t(0, t)) \quad (3.31)$$

$$(1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t} = \frac{Q(C_t(0, t) - C_t(L, t))}{L} \quad (3.32)$$

então aplicando o método de Euler avançado temos,

$$(1 - p') \frac{\Delta A_b}{\Delta t} = Q \frac{C_{t,in} - C_{t,out}}{L}, \quad (3.33)$$

em que Δt é o comprimento do intervalo de tempo da discretização temporal considerada. Sendo que neste intervalo de tempo a mudança do volume do leito é $\Delta V_b = \Delta A_b L$. Portanto, a mudança de volume do leito em cada trecho é determinada por:

$$\Delta V_b = \frac{Q(C_{t,in} - C_{t,out})\Delta t}{1 - p'} \quad (3.34)$$

Assim, temos uma expressão que relaciona a mudança de volume do leito, ΔV_b , em cada trecho do dique com a vazão Q , as concentrações de sedimentos na entrada $C_{t,in}$ e saída

$C_{t,out}$ desse trecho, e o intervalo de tempo Δt , levando em consideração a porosidade dos materiais do dique p' .

Supondo de ter uma taxa de sedimento litorâneo $\frac{Q_s}{L}$ (em m^2/s) de sedimento litorâneo a equação (3.28) pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial(AC_t)}{\partial t} + \frac{\partial(QC_t)}{\partial x} + (1 - p') \frac{\partial A_b}{\partial t} = \frac{Q_s}{L_{reach}} \quad (3.35)$$

Seguindo o processo realizado na equação (3.28), obtemos:

$$\Delta V_b = \frac{Q(C_{tin} - C_{tout})\Delta t}{1 - p'} + \frac{Q_s \Delta t}{1 - p'} \quad (3.36)$$

Com essa mudança, a erosão pode ocorrer de forma mais lenta, proporcionando resultados mais próximos ao esperado. A equação (3.36) foi aplicada no modelo com o objetivo de obter resultados mais precisos.

3.2.1 Erosão da Brecha

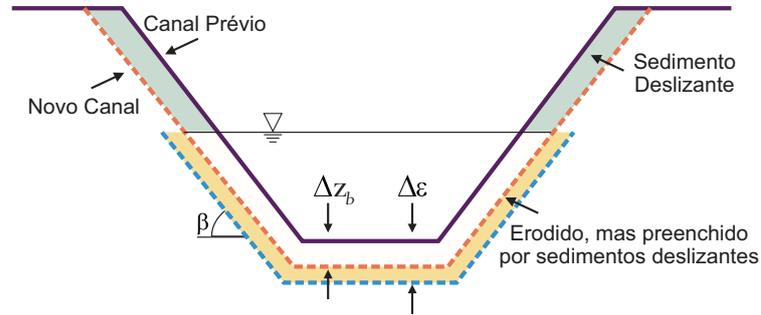
A mudança de volume ΔV_b pode ser convertida na mudança da altura (nível) do fundo do leito z_b . Essa alocação no caso não coesivo pode envolver o deslizamento das paredes laterais, conforme discutido abaixo.

No caso de sedimentos não coesivos, os sedimentos nas paredes laterais acima da superfície da água caem no canal de ruptura devido ao deslizamento das partículas. Conforme mostrado na Figura 11, a erosão dos sedimentos ocorre apenas nas paredes molhadas e este leva a um deslizamento das paredes secas acima da água. Em particular algumas partículas do sedimento das paredes acima da superfície da água deslizam para o fundo da ruptura (WU, 2016). Os declives laterais do canal de ruptura estão no ângulo de repouso β , $0 \leq \beta \leq \frac{\pi}{2}$. Esse processo de deslizamento pode ser tratado como um processo contínuo, e a espessura real de erosão é calculada a cada intervalo de tempo da seguinte forma:

$$\Delta z_b = \frac{\Delta V_b}{A_{e,tot}} \quad (3.37)$$

onde $A_{e,tot}$ é a área total da superfície erodível do canal de ruptura, ou seja, é a área do leito mais as áreas das paredes laterais acima da superfície da água. Uma vez que as paredes superiores deslizam no fundo, a espessura real da erosão do leito Δz_b é menor que $\Delta \epsilon$, onde $\Delta \epsilon$ é a espessura de erosão no intervalo de tempo desconsiderando o deslizamento das paredes laterais, ver Figura 11.

Figura 11 – Ajuste da erosão de sedimentos considerando o deslizamento ou colapso das paredes laterais acima da superfície da água no canal de rompimento (Adaptado de (WU, 2016)).



A área do leito do canal A_{bed} é igual a largura do fundo da ruptura (ou do canal) multiplicada pelo comprimento L do trecho do canal considerado. Para a área lateral, é necessário considerar a forma trapezoidal do corpo do dique (barragem). A Figura 12 mostra a área de projeção (sombreada em cinza), A_{side} , da parede lateral da ruptura sobre o plano vertical normal ao comprimento do dique. A área total erodível é dada pela equação 3.38

$$A_{e,tot} = A_{bed} + 2A_{side} \frac{1}{\text{sen}\beta} \quad (3.38)$$

onde β é o ângulo de declive das paredes laterais do canal ver Figura 11 e 13, o fator $1/\text{sen}\beta$ é introduzido para converter a área projetada da lateral na área da superfície lateral inclinada da ruptura.

Como mostrado na Figura 13, a largura da ruptura na superfície da água ou na crista da barragem, ΔB , tem a seguinte relação com Δz_b :

$$\Delta B = \frac{2\Delta z_b}{\text{sen}\beta} \quad (3.39)$$

o fator $\frac{1}{\text{sen}\beta}$ é introduzido na equação 3.39 para converter a espessura da camada de erosão Δz_b (normal à parede lateral) para a largura horizontal $\frac{\Delta B}{2}$.

Para a mudança na largura do fundo da ruptura, Δb , existe a seguinte relação:

$$\Delta b = 2\Delta z_b \left(\frac{1}{\text{sen}\beta} - \frac{1}{\text{tg}\beta} \right) \quad (3.40)$$

Figura 12 – Área do lado rompida no topo plano (Adaptado de (WU, 2016))

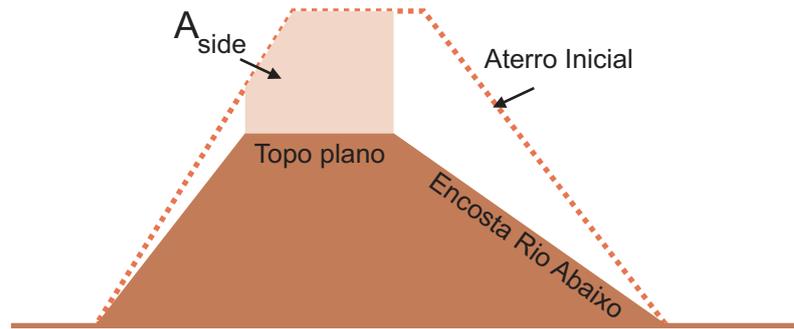
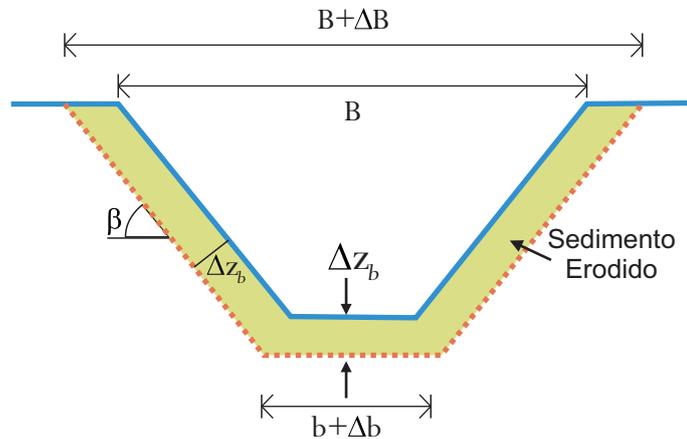


Figura 13 – Alocação da erosão de sedimentos ao longo da seção transversal (Adaptado de (WU, 2016))



3.2.2 Erosão do Declive a Jusante

Para encostas (ou declive) a jusante, a taxa de erosão lateral é afectada pela razão entre as larguras do rompimento do declive a jusante e aquele do trecho do topo plano. Normalmente, a largura da erosão a jusante é maior que a largura do topo plano por causa da força da gravidade, que leva a uma maior erosão a jusante. Esta largura maior resulta em uma área molhada maior, o que leva a um fluxo mais lento, reduzindo assim a erosão lateral. Esta é a razão da presença, na seguinte equação (3.41), de um fator de correção $c_b \leq 1$, que reduz o efeito da erosão do leito nas paredes laterais em comparação ao que acontecia na equação (3.39),

$$\Delta B_{dws} = \frac{2c_b \Delta z_b}{\text{sen}(\beta)} \quad (3.41)$$

onde ΔB_{dws} é a largura da ruptura na superfície da água no declive a jusante, sendo o fator de correção c_b :

$$c_b = \min \left[1, \max \left(0, 1.8 \frac{b_{top}}{b_{dws}} - 0.8 \right) \right] \quad (3.42)$$

onde b_{top} é largura da base (fundo do canal) da seção do topo plano e b_{dws} é a largura da base no declive a jusante.

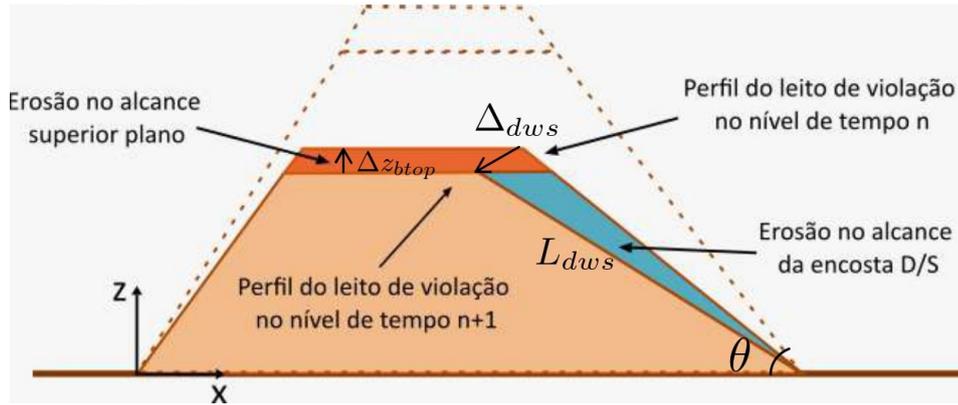
A mudança na largura da base na extensão do declive a jusante é determinada por:

$$\Delta b_{dws} = 2\Delta z_b \left[\max \left(\frac{c_b}{\text{sen}(\beta)}, \frac{1}{\text{tg}(\beta)} \right) - \frac{1}{\text{tg}(\beta)} \right] \quad (3.43)$$

Através da atualização $b_{dws} = b_{dsw} + \Delta b_{dws}$, garante-se a desaceleração da mudança na largura do leito, que será mais evidente quanto maior for b_{dws} em relação a b_{top} .

No entanto, como o declive a jusante gira em torno da base do aterro, a espessura de erosão da base a jusante é zero e aumenta linearmente ao longo do declive, conforme mostrado na Figura 14 a seguir. É essencial levar em conta o perfil linear de espessura de erosão ao calcular a área total de erosão $A_{e,totdws}$ na faixa de encosta a jusante, conforme a equação (3.44).

Figura 14 – Distribuição da erosão ao longo da encosta a jusante (Adaptado de (WU, 2016)).



A área total erodível na encosta a jusante é determinada por:

$$A_{e,totdws} = A_{leito} + A_{e,lateral} \quad (3.44)$$

onde

$$A_{leito} = b_{dws} L_{dws} \quad (3.45)$$

e

$$A_{e,lateral} = \frac{\Delta_{dws} \cdot L_{dws}}{\text{sen}\beta} - \left(\Delta_{dws} \cos \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) + \frac{\Delta z_{btop}}{S_0} \right) \frac{\Delta z_{btop}}{\text{sen}\beta} \quad (3.46)$$

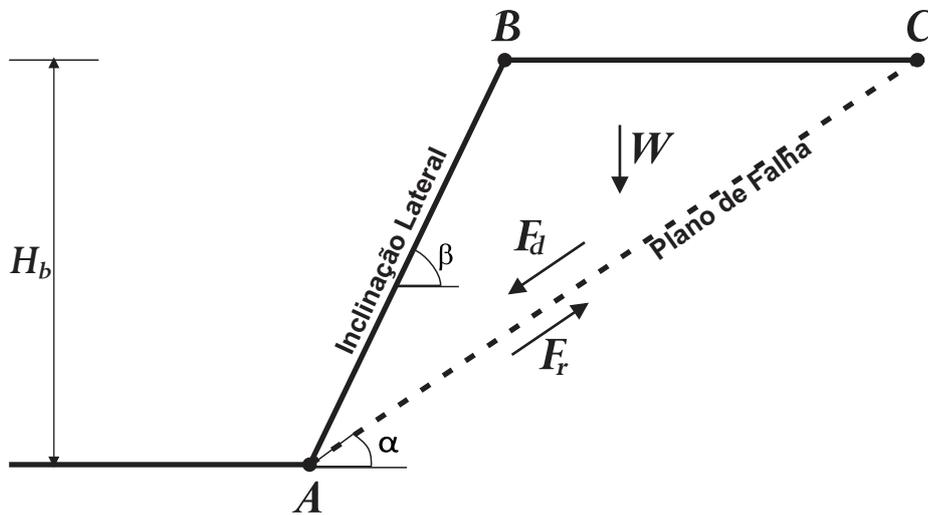
Esta fórmula usa L_{dws} como o comprimento do leito a jusante.

$\Delta_{dws} = \frac{\Delta z_{btop}}{\text{sen} \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right)}$, $S_0 = \text{tg}\theta$ é a inclinação corrente do declive a jusante, e θ é o ângulo da inclinação (ver Figura 14). O ângulo β é sempre o ângulo das paredes laterais em relação à vertical do leito.

3.3 Variação da Inclinação das Paredes Laterais

A inclinação lateral da brecha depende das propriedades do solo, da altura da borda da brecha, entre outros parâmetros. A Figura 15 mostra um diagrama de forças para uma inclinação lateral com ângulo β . Tal como acontece com as margens dos rios, as paredes laterais da brecha podem falhar por uma variedade de mecanismos, incluindo falhas planares, rotacionais e erosão por piping (WU, 2007). O DLBreach considera somente mecanismos de falhas planares. Nas nossas simulações, não vamos mudar a inclinação das paredes laterais; porém, uma análise de como o DLBreach pode considerar essa mudança é feita aqui.

Figura 15 – Plano de falha nas paredes laterais (Adaptado de (WU, 2016)).



Na Figura 15, observamos que, em uma brecha de altura H_b com parede lateral de inclinação β , atuam duas forças no plano da falha com ângulo α em relação ao leito da cabala da brecha. A força motriz da falha F_d é devida à ação do peso W no bloco acima do plano de falha, e a barragem responde com uma resistência F_r devido ao atrito e coesão que atuam na mesma direção, mas com sentido oposto. Essas três forças são expressas matematicamente a seguir:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_s \overline{BC} H_b \quad (3.47)$$

$$F_d = W \sin(\alpha) \quad (3.48)$$

$$F_r = S \overline{AC} \quad (3.49)$$

onde $\gamma_s = \rho_s g$ é o peso específico do sedimento e S é a força de cisalhamento definida na equação (3.62).

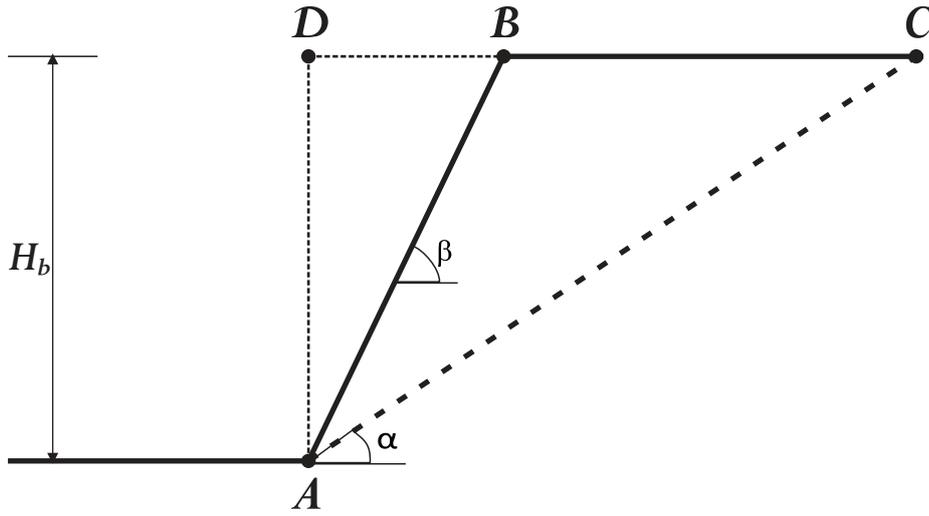
Para determinar \overline{BC} , prosseguimos da seguinte forma. Alongamos o segmento \overline{BC} até o ponto D , que se encontra na perpendicular ao ponto A no leito (ver Figura

(16)). Assim, teremos:

$$\text{sen}(\beta) = \frac{\overline{DA}}{\overline{AB}} \quad (3.50)$$

$$\text{cos}(\beta) = \frac{\overline{DB}}{\overline{AB}} \quad (3.51)$$

Figura 16 – Representação do plano de falha nas paredes laterais.



Portanto, o segmento \overline{DB} tem a medida:

$$\overline{DB} = \overline{AB} \cos(\beta) \quad (3.52)$$

onde

$$\overline{AB} = \frac{H_b}{\text{sen}\beta} \quad (3.53)$$

Finalmente, obtemos:

$$\overline{DB} = \frac{H_b}{\text{tg}\beta} \quad (3.54)$$

Encontrando o lado \overline{DC} , analogamente como foi feito para encontrar o lado \overline{DB}

$$\text{sen}\alpha = \frac{H_b}{\overline{AC}} \text{ e } \text{cos}\alpha = \frac{\overline{DC}}{\overline{AC}}$$

$$\overline{DC} = \frac{1}{\text{tg}\alpha} H_b \quad (3.55)$$

Por fim, para determinar \overline{BC} computamos $\overline{DC} - \overline{DB}$, então

$$\overline{BC} = H_b \left(\frac{1}{\text{tg}\alpha} - \frac{1}{\text{tg}\beta} \right) \quad (3.56)$$

e

$$W = \frac{1}{2}\gamma_s H_b^2 \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \quad (3.57)$$

Dessa forma:

$$F_d = \frac{1}{2}\gamma_s H_b^2 \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \operatorname{sen}\alpha \quad (3.58)$$

A resistência F_r

$$F_r = S\overline{AC} \quad (3.59)$$

onde S é a força de cisalhamento do plano de falha de deslizante.

$$\operatorname{sen}\alpha = \frac{H_b}{\overline{AC}} \longrightarrow \overline{AC} = \frac{H_b}{\operatorname{sen}\alpha} \quad (3.60)$$

Utilizando o critério de falha de Mohr-Coulomb¹

$$S = C_s + \sigma_n \operatorname{tg}\phi \quad (3.61)$$

onde σ_n é a tensão normal e C_s coesão do solo. Das equações 3.59 e 3.61 obtemos:

$$F_r = C_s \overline{AC} + F_n \operatorname{tg}\phi \quad (3.62)$$

onde $F_n = \sigma_n \overline{AC}$ (Força normal no plano de falha). Agora considerando o equilíbrio das forças que atuam sobre o bloco

$$F_n = W \cos \alpha \quad (3.63)$$

usando a equação (3.56), (3.57), (3.60) e (3.63) na equação (3.62), obtemos:

$$F_r = \frac{C_s H_b}{\operatorname{sen}\alpha} + \frac{1}{2} H_b^2 \gamma_s \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \cos \alpha \operatorname{tg}\phi \quad (3.64)$$

A estabilidade da inclinação requer $F_d \leq F_r$, assim:

$$\frac{1}{2}\gamma_s H_b^2 \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \operatorname{sen}\alpha \leq \frac{1}{2}\gamma_s H_b^2 \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \cos \alpha \operatorname{tg}\phi + \frac{C_s H_b}{\operatorname{sen}\alpha} \quad (3.65)$$

$$\left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \operatorname{sen}\alpha \leq \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \cos \alpha \operatorname{tg}\phi + \frac{2C_s}{\gamma_s H_b \operatorname{sen}\alpha} \quad (3.66)$$

$$\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \leq \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} \operatorname{tg}\phi + \frac{2C_s}{\gamma_s H_b \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (3.67)$$

¹ O critério de falha de Mohr-Coulomb representa o envelope linear que é obtido de uma plotagem da resistência ao cisalhamento de um material τ com a tensão normal aplicada σ . Esta relação é expressa como: $\tau = C_s + \sigma_n \operatorname{tg}\phi$, em que C_s é a interseção do envelope de falha com o eixo τ , e ϕ é o ângulo do envelope de falha. A quantidade C_s é frequentemente denominada coesão e o ângulo ϕ é chamado de ângulo de fricção interna (COULOMB, 1773).

utilizando a relação trigonométrica: $1 + \frac{1}{\operatorname{tg}^2\alpha} = \frac{1}{\operatorname{sen}^2\alpha}$

$$\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \leq \left(\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} \operatorname{tg}\phi + \frac{2C_s}{\gamma_s H_b} \left(1 + \frac{1}{\operatorname{tg}^2\alpha} \right) \quad (3.68)$$

logo,

$$\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg}^2\alpha} \operatorname{tg}\phi + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\alpha} - \frac{2C_s}{\gamma_s H} \frac{1}{\operatorname{tg}^2\alpha} \leq \frac{2C_s}{\gamma H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \quad (3.69)$$

Multiplicando por $\operatorname{tg}\alpha^2$

$$\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\phi + \frac{\operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta} - \frac{2C_s}{\gamma_s H_b} \leq \operatorname{tg}^2\alpha \left(\frac{2C_s}{\gamma_s} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta} \right) \quad (3.70)$$

$$\operatorname{tg}^2\alpha \geq \frac{\operatorname{tg}\alpha + \frac{\operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} - \frac{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} - \operatorname{tg}\phi}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \quad (3.71)$$

$$\operatorname{tg}^2\alpha - \frac{\operatorname{tg}\alpha + \frac{\operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \geq - \frac{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \quad (3.72)$$

$$\operatorname{tg}^2\alpha - \operatorname{tg}\alpha \frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} + \left(\frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right)^2 \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right)^2 - \frac{\frac{2C_s}{\gamma_s H} + \operatorname{tg}\phi}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \quad (3.73)$$

o que leva à seguinte desigualdade:

$$\left(\operatorname{tg}\alpha - \frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right)^2 \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right)^2 - \frac{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \quad (3.74)$$

que é sempre satisfeito para qualquer ângulo α , se

$$\frac{1}{4} \left(\frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right)^2 \leq \frac{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \quad (3.75)$$

A partir da equação 3.75 é possível obter uma condição de estabilidade do declive:

$$\frac{1}{4} \left(\frac{1 + 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}} \right) \leq \frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi \quad (3.76)$$

$$\frac{1 + 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta}}{\frac{8C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{4}{\operatorname{tg}\beta}} \leq \frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi \quad (3.77)$$

$$1 + 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta} \leq \left(\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \operatorname{tg}\phi \right) \left(\frac{8C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{4}{\operatorname{tg}\beta} \right) \quad (3.78)$$

$$1 + 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta} \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \operatorname{tg}\phi + \frac{8C_s}{\gamma_s H \operatorname{tg}\beta} + \frac{4\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} \quad (3.79)$$

$$1 + 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta} - \frac{8C_s}{\gamma_s H_b \operatorname{tg}\beta} - \frac{4\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \operatorname{tg}\phi \quad (3.80)$$

$$1 - 2\frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{\operatorname{tg}^2\phi}{\operatorname{tg}^2\beta} - \frac{8C_s}{\gamma_s H_b \operatorname{tg}\beta} \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \operatorname{tg}\phi \quad (3.81)$$

Multiplicando por $\text{tg}^2\phi$.

$$\text{tg}^2\phi - 2\frac{\text{tg}^3\phi}{\text{tg}\beta} + \frac{\text{tg}^4\phi}{\text{tg}^2\beta} - \frac{8C_s}{\gamma_s H_b \text{tg}\beta} \text{tg}^2\phi \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} \text{tg}^2\phi + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}^3\phi \quad (3.82)$$

Adicionando $\frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi + \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2}$

$$\begin{aligned} \text{tg}^2\phi - 2\frac{\text{tg}^3\phi}{\text{tg}\beta} + \frac{\text{tg}^4\phi}{\text{tg}^2\beta} - \frac{8C_s}{\gamma_s H_b \text{tg}\beta} \text{tg}^2\phi + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi + \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} \\ \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} \text{tg}^2\phi + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}^3\phi + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi + \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} \end{aligned} \quad (3.83)$$

$$\left(\text{tg}\phi - \frac{\text{tg}^2\phi}{\text{tg}\beta}\right)^2 + 2\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} \left(\text{tg}\phi - \frac{\text{tg}^2\phi}{\text{tg}\beta}\right) + \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} \leq \frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} (\text{tg}^2\phi + 1) + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi (\text{tg}^2\phi + 1) \quad (3.84)$$

$$\left(\left(\text{tg}\phi - \frac{\text{tg}^2\phi}{\text{tg}\beta}\right) + \frac{4C_s}{\gamma_s H_b}\right)^2 \leq \left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b}\right) (\text{tg}^2\phi + 1) \quad (3.85)$$

$$\text{tg}\phi - \frac{\text{tg}^2\phi}{\text{tg}\beta} + \frac{4C_s}{\gamma_s H_b} \leq \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b}\right) (\text{tg}^2\phi + 1)} \quad (3.86)$$

$$\text{tg}\phi - \frac{\text{tg}^2\phi}{\text{tg}\beta} \leq -\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} + \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b}\right) (\text{tg}^2\phi + 1)} \quad (3.87)$$

Multiplicando por $\frac{1}{\text{tg}^2\phi}$, temos

$$\frac{1}{\text{tg}\phi} - \frac{1}{\text{tg}\beta} \leq -\frac{1}{\text{tg}^2\phi} \left[\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} - \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b}\right) (\text{tg}^2\phi + 1)} \right] \quad (3.88)$$

$$-\frac{1}{\text{tg}\beta} \leq -\frac{1}{\text{tg}\phi} - \frac{1}{\text{tg}^2\phi} \left[\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} - \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b}\right) (\text{tg}^2\phi + 1)} \right] \quad (3.89)$$

Portanto temos como condição de estabilidade

$$\frac{1}{\text{tg}\beta} \geq \frac{1}{\text{tg}\phi} + \frac{1}{\text{tg}^2\phi} \left[\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} - \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi\right) (1 + \text{tg}^2\phi)} \right] \quad (3.90)$$

O ângulo de inclinação estável maior, denotado como β_s , pode então ser determinado alterando a desigualdade da equação 3.90 por uma igualdade, ou seja, substituindo “ \geq ” por “ $=$ ”.

$$\beta_s = \arctan \left(\frac{1}{\frac{1}{\text{tg}\phi} + \frac{1}{\text{tg}^2\phi} \left[\frac{4C_s}{\gamma_s H_b} - \sqrt{\left(\frac{16C_s^2}{\gamma_s^2 H_b^2} + \frac{8C_s}{\gamma_s H_b} \text{tg}\phi\right) (1 + \text{tg}^2\phi)} \right]} \right) \quad (3.91)$$

Esta inclinação corresponde ao maior ângulo de falha, α_s , igualando o segundo termo equação 3.74 a 0, então obtemos:

$$\operatorname{tg}\alpha_s = \frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\beta_s}}{\frac{2C_s}{\gamma_s H_b} + \frac{1}{\operatorname{tg}\beta_s}} \quad (3.92)$$

Observe que para solos não coesos, $C_s = 0$, as equações 3.90 e 3.92 reduzem-se a $\beta_s = \alpha_s = \phi$. A ruptura de aterros geralmente começa em taludes menores que β_s . À medida que a brecha sofre erosão verticalmente na base da encosta e lateralmente na ponta da encosta, a encosta se torna mais íngreme até que o ângulo β_s seja alcançado e ocorra a falha. A nova inclinação será definida pelo ângulo α_s . Esse processo de aprofundamento, alargamento e eventual falha se repetirá (WU, 2016). Assim, a inclinação da brecha está compreendida entre o ângulo de estabilidade mais inclinado β_s e seu ângulo de falha correspondente α_s . DLBreach considera a inclinação do intervalo β como a média de β_s e α_s :

$$\beta = \frac{\alpha_s + \beta_s}{2} \quad (3.93)$$

O modelo acima mostra que para solos quase não cosivos, ou seja, próximo a ser não coesivos β está próximo do ângulo de fricção.

4 Efeito das Ondas

Neste capítulo, exploraremos as configurações das ondas, a dinâmica da descarga por transbordamento de ondas e o transporte de areia ao longo das linhas litorâneas. Esses tópicos são essenciais para entender o funcionamento do modelo DLBreach, incluindo o efeito das ondas na dinâmica costeira e na erosão litorânea.

4.1 Configurações das Ondas

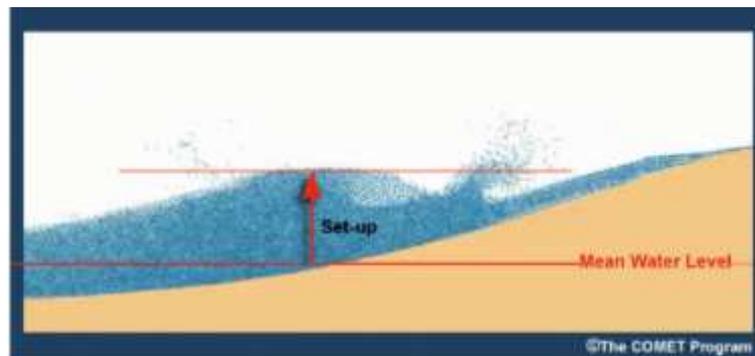
A configuração das ondas, também chamado (wave set-up), é a elevação do nível da água na zona de arrebenção devido à transferência do impulso das ondas para a coluna de água durante o processo de quebra das ondas. Os níveis de água na zona de arrebenção aumentam durante a quebra das ondas devido à transferência de ondas dinâmicas associadas para a coluna de água (DEAN; WALTON, 2010). Existem diversas fórmulas empíricas disponíveis para calcular o aumento do nível da água. Neste modelo, o aumento do nível das águas costeiras η também chamado *wave setup* é estimado usando a relação

$$\eta = \alpha_w H_s \quad (4.1)$$

onde H_s é a altura significativa das ondas e α_w é um coeficiente empírico.

A altura significativa das ondas H_s é definida como a média do maior tercil das alturas observadas em um período de tempo específico (STEWART, 2008).

Figura 17 – Representação do *wave set-up*



Através de análise dos resultados de vários experimento de campo, (DEAN; WALTON, 2010) sugeriram que α_w varia aproximadamente de 0.05 a 0.5.

A altura total das ondas H_w na proximidade da costa pode ser considerada como a soma do nível da maré H_{tide} e do wave setup η

$$H_w = H_{tide} + \eta \quad (4.2)$$

Assim, a descarga de fluxo através da brecha Q é calculada considerando esses fatores adicionais, que influenciam significativamente o nível da água e, conseqüentemente, a quantidade de água que passa pela brecha.

4.2 Descarga por Transbordamento de Ondas

O DLBreach usa o seguinte modelo para determinar o escoamento do transbordamento de ondas. Quando o nível da maré é menor que a elevação do fundo da ruptura, ou seja quando $R_c > 0$ ($R_c = z_b - z_t$ a diferença entre o nível da crista e o nível da água parada), o escoamento gerado pelo transbordamento das ondas pode ser calculado usando a fórmula de van der Meer e Janssen (1995):

$$\frac{q_w}{\sqrt{gH_s^3}} = \begin{cases} 0.06 \frac{\xi_{op}}{\sqrt{\text{tg}\alpha}} \exp\left(-5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{op}}\right) & \xi_{op} < 2 \\ 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\xi_{op}}\right) & \xi_{op} > 2 \end{cases} \quad (4.3)$$

onde q_w é a vazão média de transbordamento apenas devido a ondas por unidade de comprimento da estrutura, H_s é a altura significativa de onda e $\text{tg}\alpha$ é a inclinação da estrutura para o mar.

O número de Iribarren, ξ_{op} é um parâmetro adimensional usado para modelar diversos efeitos de ondas de gravidade superficial (quebra) em praias e estruturas costeiras, ξ_{op} é definido como:

$$\xi_{op} = \frac{\text{tg}\alpha}{\sqrt{H_s/L_{op}}} \quad (4.4)$$

onde $L_{op} = \frac{gT_p^2}{2\pi}$ e T_p é o período de pico da onda.

O transbordamento de ondas pode ser expresso em duas fórmulas: uma para ondas quebrantes ($\xi_{op} < 2$) e outra para ondas não quebrantes ($\xi_{op} > 2$).

Quando o nível da maré z_t supera a elevação do fundo da brecha z_b , a descarga por transbordamento resulta de um efeito combinado entre a maré e as ondas. Hughes e Nadal (2009) desenvolveram uma fórmula para calcular essa descarga combinada, considerando tanto o transbordamento devido à maré quanto o causado pelas ondas, onde a taxa de transbordamento associada às ondas é

$$q_w = 0.0336 \sqrt{gH_s^3} \quad (4.5)$$

Em resumo, o DLBreach determina a descarga por transbordamento de ondas utilizando a equação (4.3) quando $R_c > 0$ e quando $R_c < 0$ utiliza a equação (4.5). A vazão total pode ser determinado por

$$Q_t = Q \pm q_w L_{reach} \quad (4.6)$$

onde se usa o sinal + no caso de $R_c < 0$ e o sinal – no caso de $R_c > 0$. Na (4.6) Q é a vazão da brecha expressa da equação (2.10) se estivéssemos no período intensivo e pela equação (2.12) de Keulegan se estivéssemos no período de evolução geral.

4.3 Transporte de Areia ao Longo das Linhas Litorâneas

No contexto das ondas do mar, o transporte de areia ao longo das linhas litorâneas refere-se ao movimento dos sedimentos paralelamente à costa devido à ação das ondas e correntes litorâneas ver Figura 18. Esta dinâmica é crucial para a formação e manutenção das praias e outras formações costeiras.

DLBreach considera o transporte de sedimentos ao longo da costa da praia adjacente como uma fonte de sedimentos para a evolução do canal ou da abertura. A taxa de transporte ao longo da costa é calculada usando a fórmula de Kamphuis.

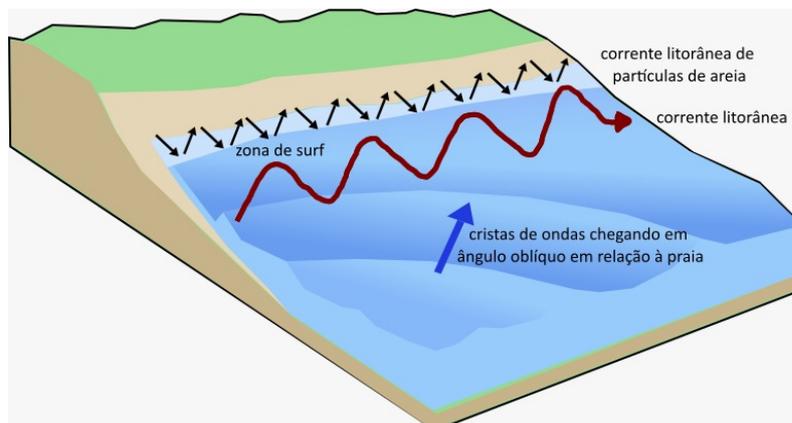
A fórmula de Kamphuis para o transporte de sedimentos litorâneos, é representada pela equação (4.7):

$$Q_u = 2.27 F_e H_s^2 T_p^{1.5} S_0^{0.75} d_{50}^{-0.25} \text{sen}(2\alpha_b)^{0.6} \quad (4.7)$$

onde Q_u é a taxa de transporte de massa submersa ao longo da costa (kg/s), S_0 é a inclinação da praia, α_b é o ângulo de quebra de ondas e d_{50} é o diâmetro do sedimento. Como a fórmula de transporte de sedimentos ao longo da costa é empírica, um fator de escala F_e é usado para multiplicar a fórmula e obter uma estimativa precisa da taxa de transporte de sedimentos ao longo da costa. Por exemplo no caso do Mecox Bay $F_e = 1.135$ como mostrado do Capítulo 5.

A fórmula de Kamphuis é atraente porque leva em consideração o período das ondas e a inclinação da praia, ambos influenciando a quebra das ondas, além do tamanho dos grãos, que é um fator importante para a mobilização e o transporte de sedimentos.

Figura 18 – Transporte de sedimentos ao longo da costa



Para determinar a taxa de transporte de sedimentos ao longo da costa Q_s em m^3/s (descarga de sedimentos do mar), recorre-se à fórmula descrita em (BAYRAM; LARSON; HANSON, 2007), que relaciona a taxa Q_s com o transporte de massa Q_u

$$Q_s = \frac{Q_u}{(\rho_s - \rho_w)(1 - p')} \quad (4.8)$$

Este transporte de sedimento litorâneo, a taxa Q_s é utilizada na equação (3.21) do transporte de sedimento e na fórmula (3.38) do volume erodido.

5 Alterações do Modelo e Simulações

Neste capítulo, abordaremos as modificações que foram implementadas no modelo, destacando que algumas equações e valores utilizados inicialmente não estavam totalmente alinhados com as referências citadas ou não aperçem explicitamente no (WU, 2016). Estas alterações foram aplicadas na nossa modelagem para obter simulações mais reais segundo a nossa interpretação do problema do rompimento.

Além disso, incluiremos uma seção dedicada ao algoritmo desenvolvido, uma vez que o trabalho original (WU, 2016) não disponibilizou o algoritmo da implementação do modelo DLBreach. Para ilustrar a aplicação do modelo revisado, consideraremos os casos de rompimento de barragens na Baía de Mecox e no Canal de Zwin.

5.1 DLBreach Original e Modificações Implementadas

No DLBreach, a equação 2.10, possui valores para os parâmetros c_1 e c_2 definidos como $c_1 = 1.7$ e $c_2 = 1.3$. A nossa relação 2.10 é em vez baseada no Beed Model (SINGH et al., 1988), onde o valor por c_2 é $c_2 = 1.35$.

Para o coeficiente k_{sm} o expoente é diferente, sendo que no DLBreach

$$k_{sm} = \begin{cases} 1.0 & \frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} < 0.67 \\ 1.0 - 27.8 \left(\frac{z_t - z_b}{z_s - z_b} - 0.67 \right)^3 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (5.1)$$

O expoente 2 é em vez utilizado na nossa modelagem, ver equação (2.11) este valor se baseia novamente no Beed Model.

O cálculo da altura característica h no caso de brechas trapezoidais, conforme apresentado na equação (2.19), $h = \frac{-(3b - 4mH_1) + \sqrt{(3b - 4mH_1)^2 + 40mbH_1}}{10m}$, também é considerado uma alteração ao modelo DLBreach original. Este modelo adota uma abordagem padrão, utilizando sempre $h = \frac{2}{3}H$ durante o período de rompimento intensivo independente do formato da brecha. A nova abordagem permite uma representação mais precisa das características específicas das brechas trapezoidais.

Referente ao transporte de sedimentos, as alterações são realizadas na capacidade de transporte de carga no leito C_{b*} e na capacidade total de transporte C_t .

No DLBreach, para a capacidade de transporte de carga no leito C_{b*} , utiliza a seguinte fórmula

$$C_{b*} = \frac{q_{b*}}{Q} \quad (5.2)$$

onde q_{b*} é taxa de transporte de carga de fundo por volume por unidade de tempo e largura (m^2/s) e Q é a vazão. No nosso modelo para questões dimensionais usamos a equação (3.26). Para a capacidade de transporte total de carga C_{t*} o DLBreach original utiliza

$$C_{t*} = C_* + C_{b*} \quad (5.3)$$

A modificação realizada é apresentada na equação (3.27).

As ultimas duas alterações foram feitas devido as unidades de medidas que não estavam se encaixando com o modelo.

A taxa de transporte de sedimentos ao longo da costa Q_s também é uma modificação em relação ao modelo original do DLBreach. Utilizamos a equação (4.8) para determinar essa taxa, uma vez que o DLBreach não define claramente uma relação específica para sua determinação e aplicação.

Outra modificação realizada foi sobre o cálculo da área erodível, $A_{e,totdws}$ (3.44), no declive a jusante não é explicitamente mencionado no manual do DLBreach, sendo, portanto, uma modificação introduzida em relação ao modelo original. Essa área, inserida em uma fórmula similar à equação (3.38), permite determinar a taxa de erosão no declive a jusante.

Em nosso modelo utilizamos também o método de Newton para determinar o nível de água H a montante perto do rompimento usando a (2.11) quando conhecemos a vazão na brecha Q . A maneira como este é feito é explicado na seção seguinte.

5.2 Método de Newton aplicado a equação (2.10) e análise de convergência

Neste tópico, analisaremos o método de Newton usado para resolver a equação (2.10) ($Q = k_{sm}(c_1bH^{1.5} + c_2mH^{2.5})$) em função de H quando for conhecido o valor de Q . São apresentadas as condições necessárias para a convergência e são utilizados dados de testes para verificar se as soluções se aproximam da solução exata.

Para resolver a equação (2.10) é utilizado o método de Newton, com os dados mostrados na Tabela 2. Para aproximar o valor de H em (2.10) se for conhecida a vazão Q no canal usamos o seguinte método de Newton

$$H_{k+1} = H_k - \frac{G(H_k)}{G'(H_k)} \quad (5.4)$$

onde

$$G(H) = c_1bH^{1.5} + c_2mH^{2.5} - \frac{Q}{K_{sm}} \quad (5.5)$$

O método de Newton converge se as seguintes condições foram satisfeitas

1. G, G', G'' contínuas num intervalo I que contem o zero ξ de G ;
2. $G'(\xi) \neq 0$;
3. $\left| \frac{G(H)G''(H)}{G'(H)^2} \right| < 1$
4. $H_0 \in I$

Analizamos se as condições em cima são satisfeitas. Observamos que a derivada da função G é :

$$G'(H) = 2.5c_2mH^{1.5} + 1.5c_1bH^{0.5} \quad (5.6)$$

Notamos que G, G' e também a sua derivada G'' são contínuas para $H > 0$. Agora igualando $G'(H)$ a zero obtemos

$$2.5c_2mH^{1.5} + 1.5c_1bH^{0.5} = 0 \quad (5.7)$$

$$H^{0.5}(2.5c_2mH + 1.5c_1b) = 0 \quad (5.8)$$

Dessa forma temos:

$$G'(H) = 0 \Leftrightarrow H = 0 \quad \text{ou} \quad H = \frac{-1.5c_1b}{2.5c_2m} \quad (5.9)$$

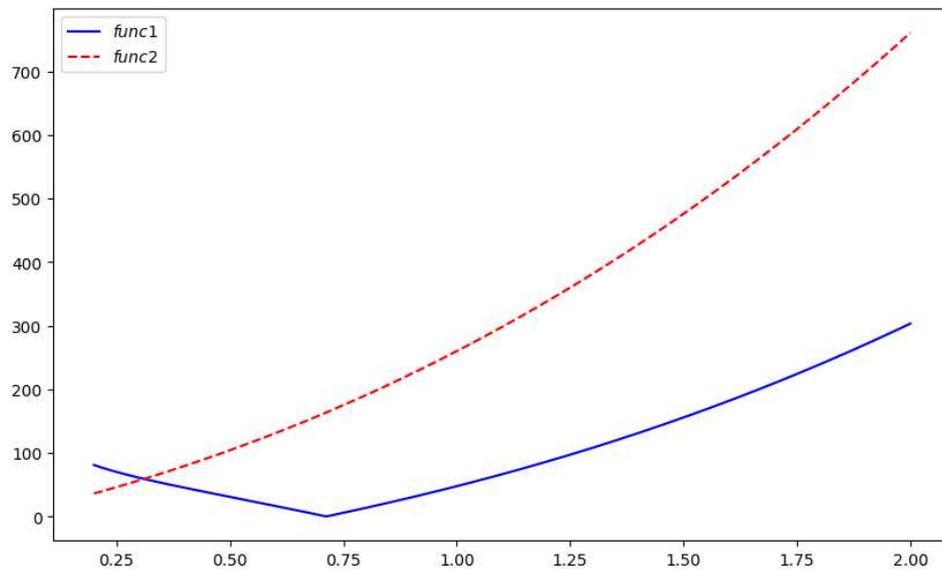
Note que $G'(H)$ será diferente de zero para todas $H > 0$, portanto também a segunda condição pela convergência é satisfeita, sendo que esperamos que altura da água é positiva.

Tabela 2 – Parâmetros conhecidos da função G

Dados					
K_{sm}	c_1	c_2	m	b	Q
1	1.7	1.35	1	5	5.6861

Agora analisamos a condição 3, usando a Figura 19 abaixo

Figura 19 – Verificação da condição 3 de convergência. Em azul contínuo é representado o gráfico da função $func1 = |G(H)G'(H)|$ e em vermelho a tratos é representado o gráfico da função $func2 = G'(H)^2$.



Na Figura 19, $func1$ em azul representa o gráfico $|G(H)G''(H)|$ e $func2$ em vermelho a tratos representa o gráfico de $G'(H)^2$. Neste teste, utilizamos para Q o primeiro valor medido na simulação de Mecox Bay, $Q = 5.6861$. Espera-se que, nos tempos subsequentes, os gráficos dessas duas funções permaneçam semelhantes. É possível notar que, no intervalo $[0.3, 2]$, a $func1$ é menor que a $func2$, e, portanto, temos que para cada $H \in [0.3, 2] : |G(H)G''(H)| < G'(H)^2$. Assim, a condição 3 é satisfeita em $I = [0.3, 2]$, o que indica que podemos alcançar a convergência do método de Newton se iniciarmos com H_0 neste intervalo. Essa análise permite determinar o intervalo em que o método de Newton pode ser aplicado para obter a altura H , utilizando a equação (2.10).

5.3 Algoritmos

Nesta seção, apresentamos vários algoritmos do nosso modelo DLBreach tendo em conta as alterações em respeito o modelo DLBreach original discutidas nas seções anteriores. A criação desses algoritmos foi necessária devido à ausência de uma ordem clara para a aplicação das equações, já que não é fornecido nenhum algoritmo e sim apenas um software executável para o modelo DLBreach.

O Algoritmo 1 determina o valor de H , o valor de h para o caso retangular e trapezoidal e determina a vazão Q .

Algoritmo 1 – Cálculo de Q e h

```

1 Input:  $z_s, z_b, z_t$ 
2 Output:  $Q, h, H$ 
3 begin
4   Calcular a altura  $H$ ;
      
$$H = z_s - z_b$$

   Calcular  $h$  caso retangular
      
$$h = \max\left(\frac{2}{3}H, \frac{1}{2}(H + \max(z_t - z_b, 0))\right)$$

   Caso trapezoidal;
      
$$h = \frac{-(3b - 4mH) + \sqrt{(3b - 4mH)^2 + 40mbH}}{10m}$$

   Determine  $K_{sm}$  usando a equação (2.11);
5   Calcular  $Q$ ;
      
$$Q_{bay} = K_{sm} (c_1 b H^{1.5} + c_2 m H^{2.5})$$

6   return  $Q, h, H$ ;
7 end

```

O Algoritmo 2 é utilizado para determinar o valor da vazão Q e a altura da água próximo a brecha H , Em particular usando os dados temporais de z_s se deduz a vazão pela brecha Q e depois com o método de Newton explicado na seção anterior se deduz a altura H . Para determinar h basta utilizar o que foi feito no Algoritmo 1 no caso retangular e trapezoidal.

Algoritmo 2 – Cálculo de Q, H e h

```

1 Input:  $z_{si}, t_i, b, m$ 
2 Output:  $H, h, Q$  for cada  $i$  do
3   Calcule  $Q$  usando a fórmula:
4   
$$Q_{bay} \leftarrow -A_s \frac{z_{s_{i+1}} - z_{s_i}}{t_{i+1} - t_i};$$

5   Determine  $k_{sm}$  usando a equação (2.11); Calcule  $H$  usando o método de
   Newton explicado na Seção 5.2:
6   Compute  $h$  no caso retangular ou no caso caso trapezoidal como feito no
   Algoritmo 1
7 end

```

O Algoritmo 3 determina o valor de H_w a altura total da água fora do reservatório.

Algoritmo 3 – Cálculo de H_w altura da água a jusante com efeitos das ondas

- 1 **Input:** H_{tide} , α_w , H_s
- 2 **Output:** H_w Calcular η (Elevação devido às ondas) usando a fórmula:
- 3 $\eta = \alpha_w \cdot H_s$;
- 4 Calcular H_w (Altura total) usando a fórmula:
- 5 $H_w = H_{tide} + \eta$;

O Algoritmo 4 determina q_w a taxa de trasbordamento devido as ondas a jusante da barragem e a vazão total Q_t .

Algoritmo 4 – Cálculo de Q_t vazão total

- 1 **Input:** z_b , z_t , θ , H_s , g , Q
- 2 **Output:** q_w , Q_t
- 3 Calcular $R_c = Z_b - Z_t$;
- 4 Calcular $\xi_{op} = \frac{\text{tg}\theta}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{op}}}}$;
- 5 **if** $R_c > 0$ **then**
- 6 **if** $\xi_{op} < 2$ **then**
- 7 $q_w = 0.06 \cdot \frac{\xi_{op}}{\sqrt{\text{tg}\theta}} \cdot \exp\left(-5.2 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \xi_{op}}\right) \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3}$;
- 8 **else**
- 9 $q_w = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \xi_{op}}\right) \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3}$;
- 10 **end**
- 11 **end**
- 12 **else**
- 13 $q_w = 0.0336 \cdot \sqrt{g \cdot H_s^3}$;
- 14 **end**
- 15 Calcular $q_w \cdot l_{bed}$;
- 16 Calcular $Q_t = Q - q_w \cdot l_{bed}$;

O Algoritmo 5 determina a capacidade total de transporte C_{t*} , computando a capacidade de transporte de carga suspensa C_* e a taxa de transporte de sedimento do leito q_{b*} .

Algoritmo 5 – Cálculo da Capacidade de Transporte

1 **Input:** $Q, A, R, w_s, \tau'_b, \tau_c, \gamma_s, \gamma, g, d$

2 **Output:** C_{t*}

3 **begin**

4 Determinar a velocidade média da seção transversal:

$$U = \frac{Q}{A}$$

5 Calcular a capacidade de transporte em suspensão (C_*) usando uma expressão baseada em $U, g, R,$ e w_s :

$$C_* = \left(\frac{\frac{1}{20} \left(\frac{U^3}{gRw_s} \right)^{1.5}}{\left[1 + \left(\frac{1}{45} \frac{U^3}{gRw_s} \right)^{1.15} \right]} \right)$$

6 Calcular a taxa de transporte de sedimentos de fundo q_{be} :

$$q_{b*} = 0.0053 \left(\frac{\tau'_b}{\tau_c} - 1 \right)^{2.2} \sqrt{(\gamma_s/\gamma - 1)gd^3}$$

7 Calcular a concentração de sedimentos de fundo (C_b):

$$C_{b*} = \frac{q_{b*} \cdot A}{2 \cdot d \cdot Q}$$

8 Somar as concentrações para obter a capacidade total de transporte:

$$C_{t*} = C_* + C_{b*}$$

9 Exibir os valores de C_*, C_{b*} e C_{t*} ;

10 **end**

O Algoritmo 6 determina variação de volume no leito ΔV_b , e a concentração de sedimento na saída de cada trecho. Precisa ir em input $C_{t,in}$, a concentração de sedimento na entrada do fluido no trecho considerado. No caso de água limpa podemos usar $C_{t,in} = 0$.

Algoritmo 8 – Cálculo de Δd_{ws} , Δb_{dws} e ΔB_{dws}	
1	Input: Δz_b (do Algoritmo 7 no flat top) , θ , c_b , β
2	Output: Δz_{bdw} , Δb_{dw} , ΔB_{dw}
3	begin
4	Cálculo de Δd_{ws} ;
	$\Delta d_{ws} = \frac{\Delta z_{b_{top}}}{\text{sen}(\pi/2 - \theta)}$
5	Equação de ΔB_{dws}
	$\Delta B_{dw} = \frac{2 \cdot \Delta z_{bdw} \cdot c_b}{\text{sen}(\beta)}$
6	Calcular Δb_{dws} ;
	$\Delta b_{dws} = 2\Delta z_b \left[\max \left(\frac{c_b}{\text{sen}(\beta)}, \frac{1}{\text{tg}(\beta)} \right) - \frac{1}{\text{tg}(\beta)} \right]$
7	end

5.4 Simulações numéricas do rompimento da barreira do Mecox bay

Nesta seção é apresentado a simulação numérica do Mecox bay (Baía de Mecox) e na Seção 5.5 o caso da ruptura do canal de Zwin. Nestas simulações usaremos o nosso DLBreach modificado e os relutados serão comparados com o DLBreach original e com os modelos paramétricos Froehlich (FROEHLICH, 2016) e Xu e Zhang (XU; ZHANG, 2009). A comparações com os modelos paramétricos serão feitas somente no caso do Mecox bay.

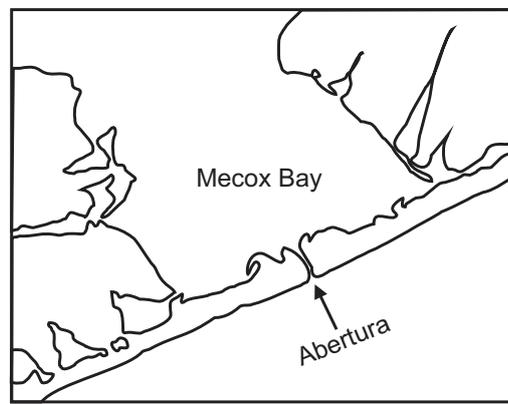
5.4.1 Ruptura da barreira de Mecox

A Baía Mecox está localizada na costa sul do leste de Long Island, Nova York. A baía possui aproximadamente $4km^2$ de área e, em geral, tem uma profundidade de 1 a 2 metros. Ela é separada do Oceano Atlântico por uma barreira de praia com cerca de 400 metros de largura ver Figura 20. O canal de Mecox é um canal efêmero. O canal é aberto periodicamente para diminuir o nível da água e renovar a baía, isso acontece artificialmente cerca de sete vezes por ano e naturalmente cerca de uma vez por ano por causa de tempestades. Independentemente da forma como for aberto, o canal de Mecox fecha naturalmente em um período de 1 a 2 semanas (SMITH; ZARILLO, 1988).

O comprimento da barreira é de cerca de 400 metros durante o período de medição e de cerca de 230 metros na entrada. A inclinação da praia voltada para a baía é assumida como 1/40 e a inclinação da praia voltada para o mar é 1/15. A altura da barreira

é assumida como sendo de 2 metros e o seu topo está 1 metro acima do nível do mar. Isto significa que o fundo da barreira está 1 metro abaixo do nível do mar. A abertura inicial tinha 1 m de profundidade e 5 m de largura de acordo com (SMITH; ZARILLO, 1988), ou seja $z_b = 1, H_d = 2, b = 5$. A partir dos dados disponíveis, não é possível determinar claramente a forma geométrica do rompimento. Assim, inicialmente simulamos a brecha da barreira de Mecox supondo uma forma retangular, utilizando $b = B = 5$, conforme descrito na seção 5.4.2. Em seguida, realizamos simulações considerando a possibilidade de uma forma trapezoidal, conforme discutido na seção 5.4.3.

Figura 20 – Mapa da Área de Estudo, adaptado de (SMITH; ZARILLO, 1988)



5.4.2 Simulação Numérica na Brecha retangular sem efeito das ondas , usando o Algoritmo 2

Neste parágrafo, simulamos o rompimento da barreira de Mecox, analisando a evolução da brecha retangular e utilizando o Algoritmo 2 (em vez do Algoritmo 1) para determinar a vazão Q e o nível de água h no canal. Nesta aplicação do DLBreach, desconsideramos o efeito das ondas e a erosão no declive a jusante. Além disso, consideramos a concentração de sedimento na ruptura ou abertura da baía como $C_{t,in} = 0$ o que indica que a água na baía está livre de sedimentos.

Na seguinte Tabela 3 estão listados os dados iniciais da ruptura da barreira de Mecox usados nesta simulação.

Tabela 3 – Dados iniciais utilizando na brecha retangular

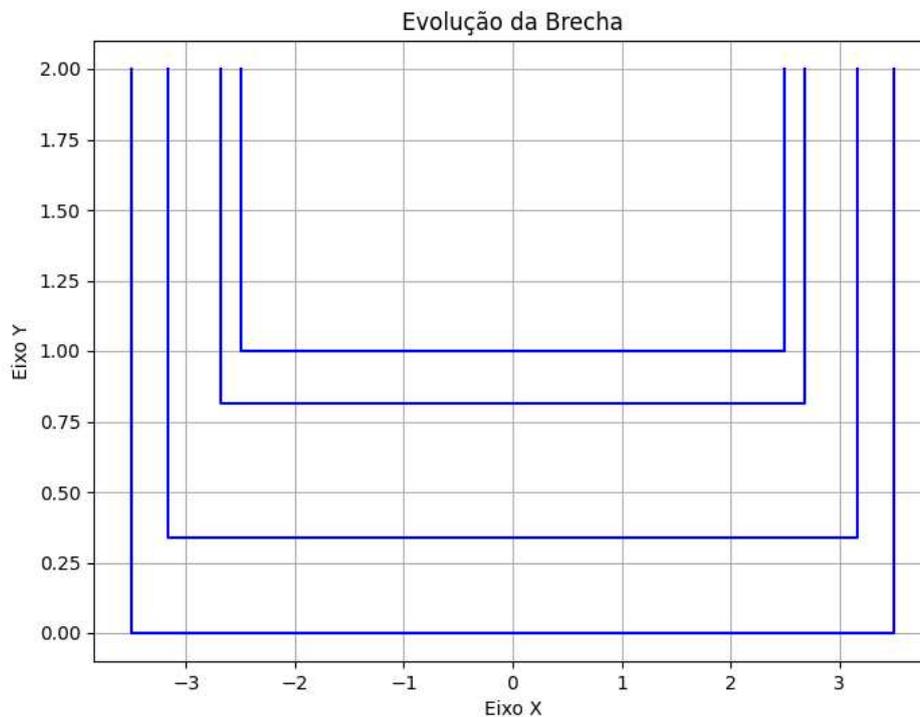
Parâmetros	Descrição	Valores
Δt [s]	Passo de Tempo	0.05
z_s [m]	Nível da Água a Montante	1.827
z_b [m]	Elevação do Fundo da Ruptura	1
$B = b$ [m]	Largura do Topo e Base da Brecha	5

A simulação do DLBreach neste caso foi concluída após 922 iterações, totalizando cerca de 40 segundos, que corresponde ao tempo necessário para a completa erosão da barreira ($z_b = 0$). Os dados relativos ao nível de água H na baía próxima ao canal, à altura h da água no canal, à vazão Q no canal, à largura da base do canal $B = b$, ao batímetro da base do canal e ao nível de água no reservatório estão listados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores obtidos da brecha retangular

Iterações	Tempo [s]	H [m]	Q [m^3/s]	h [m]	$B = b$	z_b [m]	z_s [m]
1	0.025	0.7648	5.6861	0.5652	5.0042	0.9978	1.8269
2	0.075	0.7644	5.6861	0.6350	5.0086	0.9956	1.8269
3	0.125	0.7640	5.6861	0.6359	5.0129	0.9935	1.8269
4	0.175	0.7635	5.6861	0.6367	5.0172	0.9913	1.8269
5	0.225	0.7631	5.6861	0.6376	5.0215	0.9892	1.8269
6	0.275	0.7627	5.6861	0.6385	5.0258	0.9870	1.8269
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
922	40.175	0.65451	5.6860	1.3667	6.8959	0	1.8268

Figura 21 – Evolução da brecha no caso retangular. Cada retângulo em azul representa a dimensão da brecha nos tempos 0.025 s (retângulo de perímetro/área menor), 4.975 s, 24.975 s e 40.175 s (retângulo com perímetro maior).



A Figura 21 ilustra a brecha vista na seção transversal, permitindo observar como as dimensões da brecha aumentam ao longo do tempo. No momento da ruptura completa, que ocorre em apenas 40 segundos, a brecha apresenta uma altura de 2 metros e

uma largura de aproximadamente 6,9 metros, com uma vazão bastante baixa de $5,69 \text{ m}^3/\text{s}$. Como será discutido nas próximas seções 5.4.4 e 5.4.5, o tempo de ruptura é consideravelmente maior, assim como a vazão da brecha, que varia entre 30 e $40 \text{ m}^3/\text{s}$ no momento da ruptura final. Essas diferenças se devem ao fato de que o DLBreach implementado nesta seção não considerou o efeito das ondas. Na seção seguinte, abordaremos os resultados obtidos ao utilizar uma brecha trapezoidal.

5.4.3 Brecha trapezoidal sem efeito das ondas, usando o Algoritmo 2

Da mesma forma que o modelo foi utilizado na brecha retangular, sem efeitos das ondas e usando o Algoritmo 2 para deduzir Q , H , h , nesta seção utilizamos o mesmo procedimento para uma brecha trapezoidal, com os dados iniciais apresentados na Tabela 5. A única diferença em relação a seção anterior 5.4.2 é que utilizamos uma brecha trapezoidal com ângulo de inclinação das paredes laterais $\beta = \pi/4$ fixo ao longo da simulação.

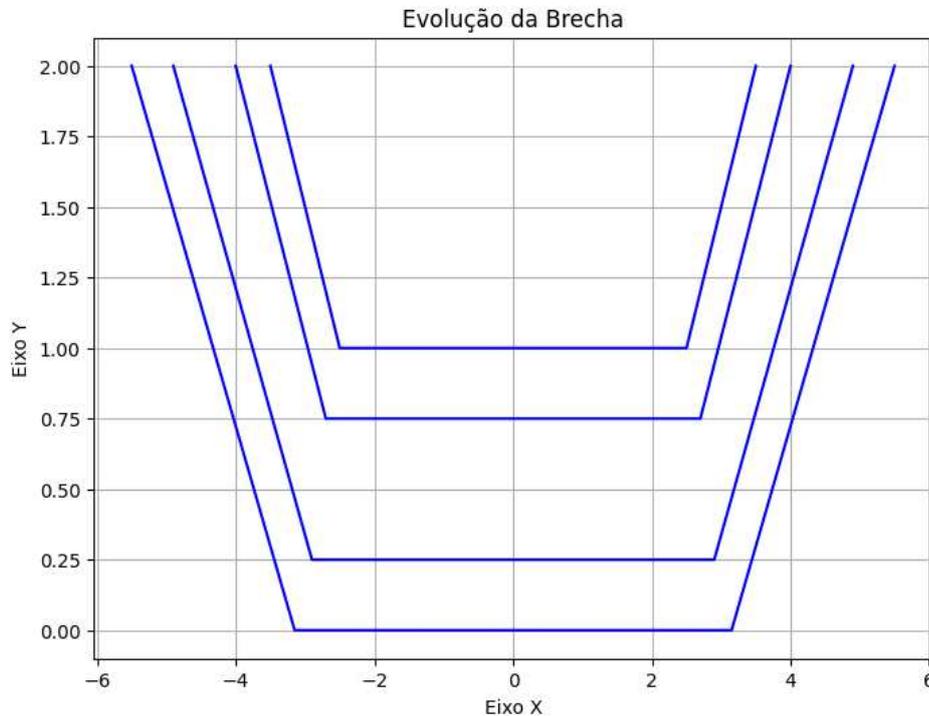
Tabela 5 – Dados iniciais utilizado na brecha trapezoidal

Parâmetros	Descrição	Valores
Δt [s]	Passo de Tempo	0.05
z_s [m]	Nível da Água a Montante	1.827
z_b [m]	Elevação do Fundo da Ruptura	1
B_{top} [m]	Largura inicial da brecha	7
b [m]	Largura da Base da Brecha	5

Tabela 6 – Valores obtidos da brecha trapezoidal

Iterações	Tempo [s]	H [m]	Q [m^3/s]	h [m]	b [m]	B_{top} [m]	z_b [m]	z_s [m]
1	0.025	0.7121	5.6861	0.5388	5.0018	7.0063	0.9977	1.8269
2	0.075	0.7120	5.6861	0.6088	5.0038	7.0130	0.9953	1.8269
3	0.125	0.7118	5.6861	0.6099	5.0057	7.0197	0.9930	1.8269
4	0.175	0.7116	5.6861	0.6111	5.0077	7.0264	0.9906	1.8269
5	0.225	0.7115	5.6861	0.6122	5.0097	7.0331	0.9882	1.8269
6	0.275	0.7113	5.6861	0.6133	5.0116	7.0397	0.9859	1.8269
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
773	38.625	0.6756	5.6861	1.5180	5.8284	9.8284	0	1.8269

Figura 22 – Evolução da brecha no caso trapezoidal. no caso trapezoidal. Em azul são plotados os contornos da brecha em vários instantes de tempo: 0.025 s (trapézio de perímetro menor), 4.975 s, 24.975 s, 38.625 s (trapézio de perímetro maior).



Na Tabela 6 listamos os valores obtidos nesta simulação com brecha trapezoidal dos parâmetros H , Q , h , b , B_{top} largura superior do canal de rompimento, z_b e z_s nível de água no reservatório. Na última iteração do modelo, correspondente ao tempo 38.625 s ocorre o rompimento completo da barreira.

Na Figura 22 plotamos a seção transversal da brecha obtidas na simulação até obter o rompimento completo da barreira (que se obtém quando $z_b = 0$). Os tempos em que representamos as brechas são 0.025 s (trapézio de perímetro menor), 4.975 s, 24.975 s, 38.625 s (trapézio de perímetro maior).

Na brecha retangular, após a primeira iteração a altura H é de 0.7648 m, diminuindo para 0.65551 m após 922 iterações, como é mostrado na Tabela 5. Na brecha trapezoidal, a altura inicial é maior, 0.7121 m, e diminui para 0.6756 m após 773 iterações, como é mostrado na Tabela 6. Ambas as brechas mantêm uma vazão constante de aproximadamente $5.6861 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo do tempo. No caso da brecha retangular temos uma erosão mais lenta em relação a brecha trapezoidal.

Com a comparação após passar 18 segundos, como é mostrado na Tabela 8 temos uma erosão que ocorre muito rápido em relação ao DLBreach original, levando em consideração que não tem o efeito das ondas.

Conforme será analisado na próxima seção, a presença das ondas é relevante para atrasar o rompimento, que, como veremos, ocorrerá 30 segundos após a formação da

brecha inicial.

Tabela 7 – Comparação entre os modelos com brecha retangular e trapezoidal no tempo $t = 0.025$ s

Modelos	Q [m^3/s]	z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	7.1165	0.99	5.00	7.00	3.16
DLBreach brecha retangular	5.6861	0.99	5.00	5.00	2.98
DLBreach brecha trapezoidal	5.6861	0.99	5.00	7.00	3.16

Tabela 8 – Comparação entre os modelos com brecha retangular e trapezoidal no tempo $t = 18$ s

Modelos	Q [m^3/s]	z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	7.1270	0.99	5.00	7.00	3.16
DLBreach brecha retangular	5.6861	0.52	5.39	5.39	5.48
DLBreach brecha trapezoidal	5.6861	0.40	5.49	8.69	6.94

5.4.4 Modelo DLBreach com efeito das ondas

5.4.4.1 DLBreach usando Algoritmo 1 e ondas (Algoritmo 3 e 4)

Acrescentando o efeito das ondas ao modelo DLBreach no caso do Mecox Bay e usando o Algoritmo 1 para deduzir H , h , Q obtivemos os resultado listados na Tabela 10. Os dados iniciais de dimensão da brecha trapezoidal (com $\beta = \pi/4$ fixo no tempo) e do passo do tempo são listados na Tabela 9.

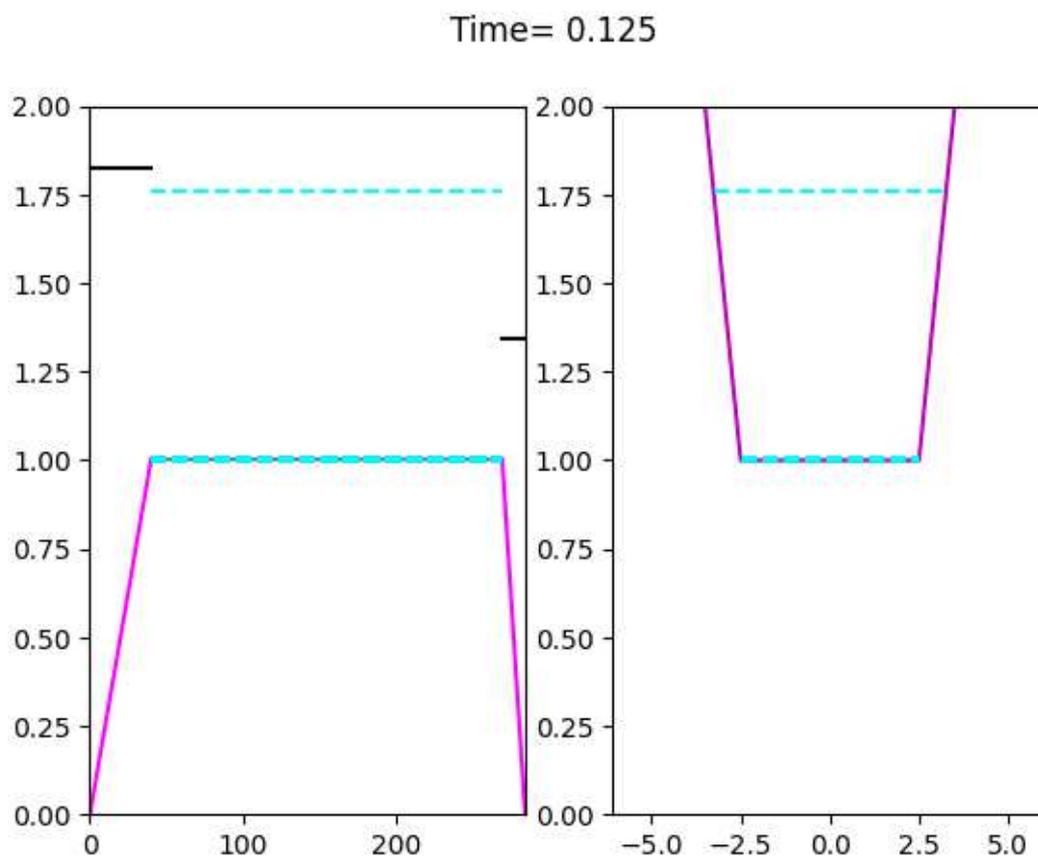
Tabela 9 – Dados Iniciais modelo com efeitos das ondas.

Parâmetros	Descrição	Valores
Δt [s]	Passo de Tempo	0.25
z_s [m]	Nível da Água a Montante	1.827
z_b [m]	Elevação do Fundo da Ruptura	1
B [m]	Largura inicial do Topo da Brecha	7
b [m]	Largura da Base da Brecha	5

Tabela 10 – Valores obtidos com efeito das ondas e usando o Algoritmo 1 para deduzir H , h , Q .

Iterações	Tempo (s)	h [m]	Q [m^3/s]	B_{top} [m]	b [m]	z_b [m]	z_s [m]
1	0.125	0.5855	7.2322	7.0003	5.0001	0.9999	1.8269
2	0.375	0.5857	7.2342	7.0007	5.0002	0.9998	1.8269
3	0.625	0.5858	7.2363	7.0011	5.0003	0.9997	1.8269
4	0.875	0.5859	7.2383	7.0015	5.0004	0.9996	1.8269
5	1.125	0.5861	7.2404	7.0019	5.0005	0.9995	1.8269
6	1.375	0.5862	7.2424	7.0022	5.0006	0.9994	1.8269
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
938	234.625	1.3576	30.1627	9.7933	5.8181	0	1.8269

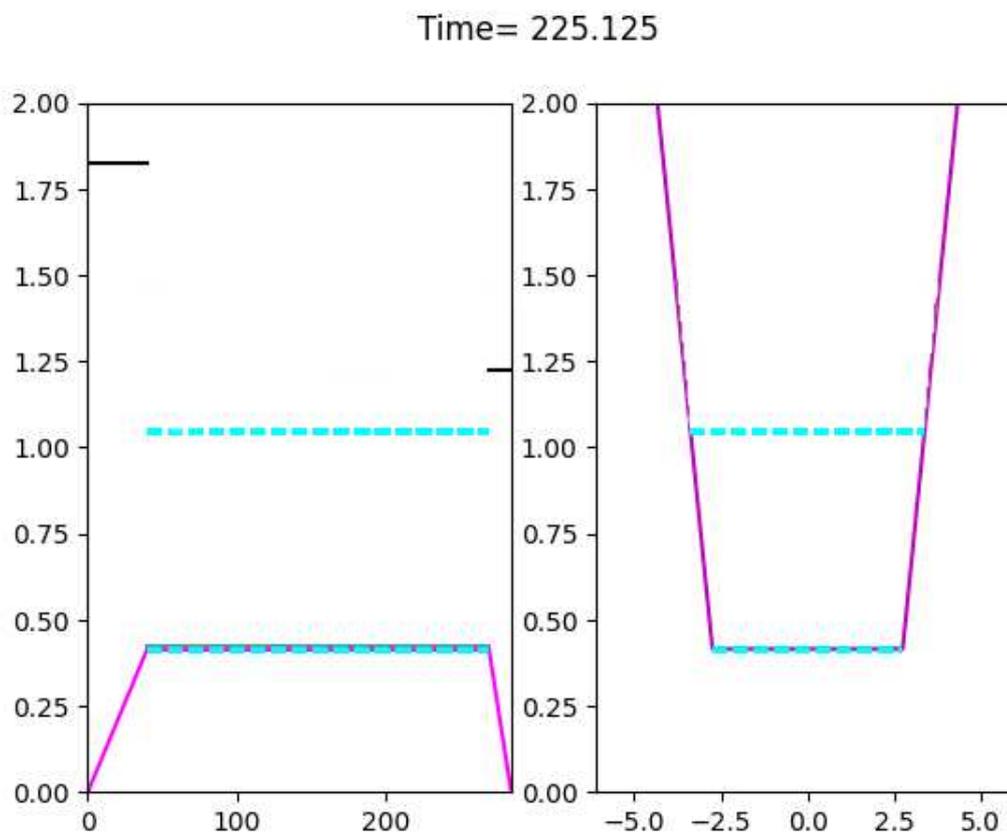
Figura 23 – Representação da barragem, brecha e do canal de água na brecha no tempo 0.125 s. No gráfico a esquerda é representada a seção longitudinal da barragem com o canal de água do rompimento traçado em azul. As linhas pretas em entrada (esquerda) e na saída (direita) do canal representam respetivamente z_s o nível de água na baía e z_t o nível de água no mar. Na figura a direita é representada sempre no mesmo tempo a seção transversal do canal de rompimento. O trapézio em ciano representa o contorno do canal da brecha, em azul temos representado o nível de água no canal.



A Figura 23 representa a brecha após 0.125 segundos, sendo a primeira iteração do modelo simulado. Os valores referente a essa iteração são próximos dos resultados que são obtidos no DLBreach original ver Tabela 12.

Após 225.125 segundos temos que a brecha e a barreira tem a forma representada na Figura 24.

Figura 24 – Representação da barragem, brecha e da água na brecha no tempo 225.125 s



Com o efeitos das ondas a erosão agora ocorre de maneira mais lenta depois 30 segundos e este é mais parecido ao que acontece com o DLBreach original, ver Tabela 12 e 13. Na verdade o DLBreach original como vamos ver na seção 5.4.5 e na Tabela 10 tem uma erosão completa depois 4 horas. Note que nas figura 24, a linha preta representa o nível médio da água na região inicial da barragem ao longo do tempo, a linha cinza com a linha ciano por cima, indica a elevação do leito da barragem e a linha ciano tracejada mostra o nível da água ao longo da barragem.

5.4.4.2 DLBreach usando Algoritmo 2 e ondas (Algoritmo 3 e 4)

Nesta versão, inicia-se primeiro determinado o valor da vazão Q e, assim, determinando H através do método de Newton, incluído o efeito das ondas.

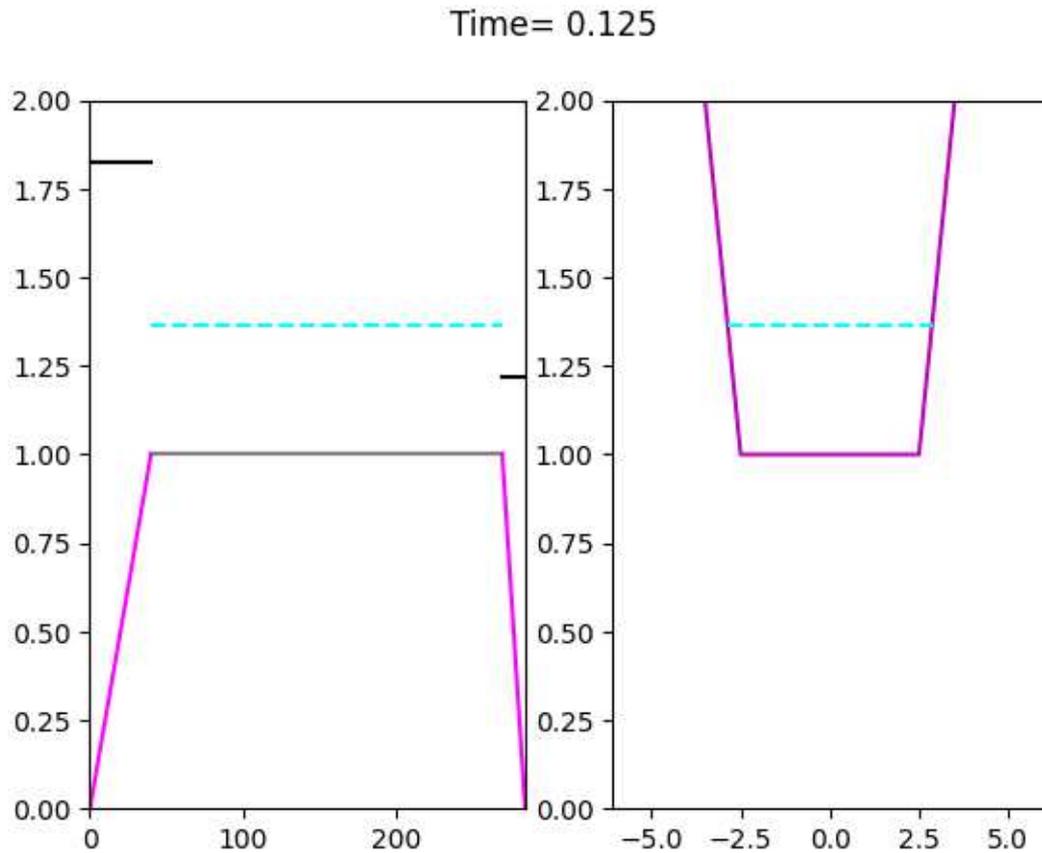
Na seguinte Tabela 11 listamos os resultados obtidos com este modelo até a erosão completa da barreira que é obtida após 3765 iterações no tempo do modelo e corresponde ao tempo 941.125 s onde se obtém a vazão de 40.9954 s. Este valor de vazão é similar ao esperado no DLBreach original e em outros modelos paramétricos, conforme discutido na seção 5.4.5 e apresentado na Tabela 15.

Tabela 11 – Valores obtidos do modelo utilizando o método de Newton

Iterações	Tempo [s]	h [m]	Q [m^3/s]	B_{top} [m]	b [m]	z_b [m]	z_s [m]
1	0.125	0.3659	5.6861	7.0002	5.0000	0.9999	1.8269
2	0.375	0.3659	5.6861	7.0005	5.0001	0.9999	1.8269
3	0.625	0.3660	5.6861	7.0008	5.0002	0.9999	1.8269
4	0.875	0.3660	5.6861	7.0011	5.0003	0.9999	1.8269
5	1.125	0.3661	5.6861	7.0014	5.0004	0.9999	1.8269
6	1.375	0.3661	5.6861	7.0017	5.0005	0.9998	1.8269
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
3765	941.125	1.7386	40.9954	9.8265	5.8278	0	1.8266

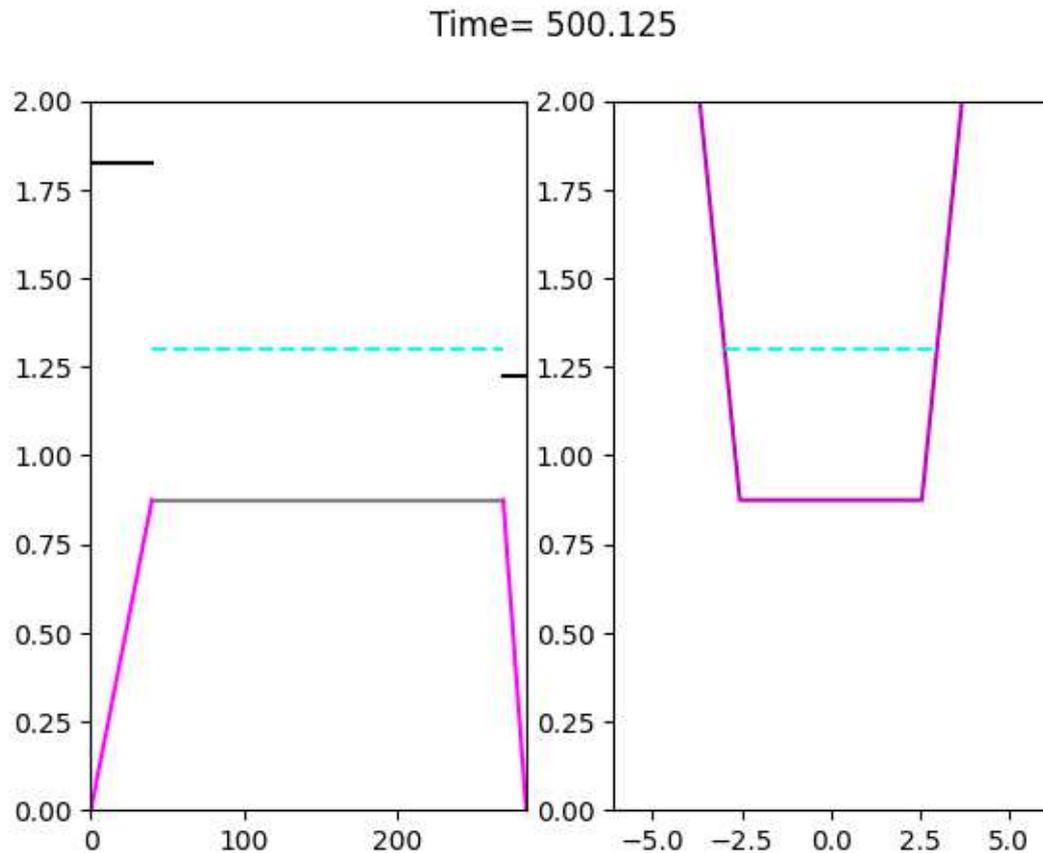
A Figura 25, representa a estrutura da barragem e do canal no tempo 0.125s.

Figura 25 – Estrutura da barragem e da brecha



A Figura 26 representa a estrutura da barragem e do canal no tempo 500.125s

Figura 26 – Estrutura da barragem e da brecha



Nas Tabelas 12 e 13, comparamos os resultados obtidos com o DLBreach original em relação às nossas modelagens, considerando os efeitos das ondas, bem como o Algoritmo 1 e o Algoritmo 2 para determinar H , h , Q . Nos tempos iniciais, os dados são semelhantes quanto à dimensão da brecha, mas já apresentam diferenças em relação à vazão Q . Observa-se que o DLBreach com o Algoritmo 1 aproxima-se melhor da vazão e da área molhada A da brecha, em comparação com o DLBreach utilizando o Algoritmo 2. Por outro lado, o Algoritmo 2 permite um atraso maior na erosão, resultando em uma melhor aproximação da dimensão da brecha em tempos mais longos, conforme mostrado na Tabela 13.

Tabela 12 – Comparação entre os modelos que consideram as ondas. Resultados obtidos no tempo $t = 0.125$ s.

Modelos	Q [m^3/s]	Z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	7.1165	0.99	5.00	7.00	3.16
DLBreach modificado com Algoritmo 1	7.2322	0.99	5.00	7.00	3.16
DLBreach modificado com Algoritmo 2	5.6861	0.99	5.00	7.00	1.66

Tabela 13 – Comparação entre os modelos que consideram as ondas. Resultados obtidos no tempo $t = 120$ s.

Modelos	Q [m^3/s]	Z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	7.1897	0.99	5.00	7.01	3.18
DLBreach modificado com Algoritmo 1	8.3542	0.92	5.05	7.20	3.51
DLBreach modificado com Algoritmo 2	5.6861	0.95	5.03	7.11	2.09

Como veremos na próxima seção 5.4.5, o DLBreach original apresenta uma erosão significativamente mais tardia em comparação com as simulações feitas com nossos modelos. No entanto, os modelos desenvolvidos conseguem aproximar bem a vazão máxima e a erosão nos instantes iniciais.

5.4.5 Comparação da vazão máxima entre o DLBreach e os modelos paramétricos, e do tempo de erosão

O modelo paramétrico de Froehlich (FROEHLICH, 2016) fornece a seguinte formula do pico (maior valor) da vazão Q_p :

$$Q_p = 0.0175 \cdot k_0 \cdot k_H \cdot \sqrt{\frac{g \cdot V_w \cdot h_w \cdot h_b^2}{B}} \quad (5.10)$$

que precisa do volume de água total no reservatório no momento do rompimento (V_w), a altura final da ruptura (h_b), a altura da água em cima da ruptura (h_w), largura média da brecha B , tem que k_0 é definido da seguinte forma:

$$k_0 = \begin{cases} 1.85 & \text{Overtopping} \\ 1.0 & \text{Piping} \end{cases} \quad (5.11)$$

e

$$k_H = \begin{cases} 1 & h_b < 6.1 \\ \left(\frac{h_b}{6.1}\right)^{1/8} & h_b > 6.1 \end{cases} \quad (5.12)$$

Um outro modelo paramétrico do pico da vazão é aquele de Xu e Zhang (XU; ZHANG, 2009) dado por:

$$Q_p = 0.175 \cdot \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0.199} \cdot \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{-1.274} \cdot e^{B_4} \cdot \sqrt{g \cdot V_w^{5/3}} \quad (5.13)$$

onde h_d é altura da barragem, $h_r = 15m$ valor atribuído para barragens grandes e $B_4 = b_1 + b_2 + b_3$, definido da seguinte forma:

- b_1 material de construção:
 - barragens com paredes centrais: (-0.503)

- barragens revestidas de concreto: (−0.591)
- barragens de enchimento homogêneo: (−0.649)
- b_2 mecanismo de ruptura
 - overtopping: (−0.705)
 - piping: (−1.039)
- b_3 Erodibilidade da barragem
 - alta: (−0.007)
 - média: (−0.375)
 - baixa: (−1.362)

Tabela 14 – Dados para brecha inicial

Parâmetros	Valores
$g [m/s^2]$	9.81
k_0	1.85
k_H	1
$V_w [m^3]$	587842.83
$h_w [m]$	0.827
$h_b [m]$	1
$B [m]$	6

Baseando-se nos dados da brecha listados na Tabela 15 foi avaliado o pico da vazão Q_p usando os dois modelos paramétricos descritos em cima cujo resultado é apresentado na Tabela 15. No caso do modelo de Xu e Zhang para os parâmetros b_1, b_2, b_3 foram usados os valores −0.649, −0.705 e −0.007 respectivamente.

Tabela 15 – Vazão Máxima

Modelos	Vazão (m^3/s)
DLBreach Modificado com Algoritmo 1	30.1627
Froehlich	28.8637
Xu e Zhang	16.8371
DLBreach com Algoritmo 2	40.9954
DLBreach Original	29.021

Na Tabela 15, apresentamos os resultados da vazão máxima Q_p obtidos pelos modelos paramétricos descritos anteriormente e aqueles obtidos pelo DLBreach com o Algoritmo 1 e o Algoritmo 2, mencionados no parágrafo anterior. Como resultado evidente, o DLBreach com o Algoritmo 1, utilizado para determinar Q , apresenta uma vazão de pico bem próxima à do modelo de Froehlich e do DLBreach original. Por outro lado, o modelo

de Xu e Zhang subestima a vazão, enquanto o DLBreach que usa o Algoritmo 2 para calcular Q a superestima. Considerando que, na literatura, o modelo paramétrico mais utilizado para Q_p é o de Froehlich, podemos afirmar que o nosso modelo de DLBreach com o Algoritmo 2, assim como o DLBreach original, aproxima bem a vazão máxima esperada.

Na seguinte Tabela 16 listamos os tempos de erosão (ou de ruptura completa) da barreira de Mecox obtidos dos modelos DLBreach baseados nos Algoritmo 1 e 2 e do DLBreach original sempre com uma inclinação das paredes laterais fixa e considerando o efeito das ondas e mares.

Tabela 16 – Modelos e Tempo de Ruptura (Erosão Completa)

Modelos	Tempo de Ruptura
DLBreach Algoritmo 1	234.625 s
DLBreach Algoritmo 2	941.125 s
DLBreach original	4.31 horas

Os resultados indicam claramente que nossas alterações e análises do DLBreach ainda não foram suficientes para alcançar uma erosão tão lenta quanto a obtida pelo DLBreach original. No entanto, é evidente que o efeito das ondas retarda essa erosão, assim como o Algoritmo 2, embora não ao nível esperado. Uma das razões para esses resultados pode ser a falta de uma boa aproximação do processo de erosão a jusante, que, com certeza, impacta os tempos de erosão também na região do flat top. Melhorias nesse aspecto do modelo serão implementadas em trabalhos futuros.

5.5 Ruptura do canal Zwin

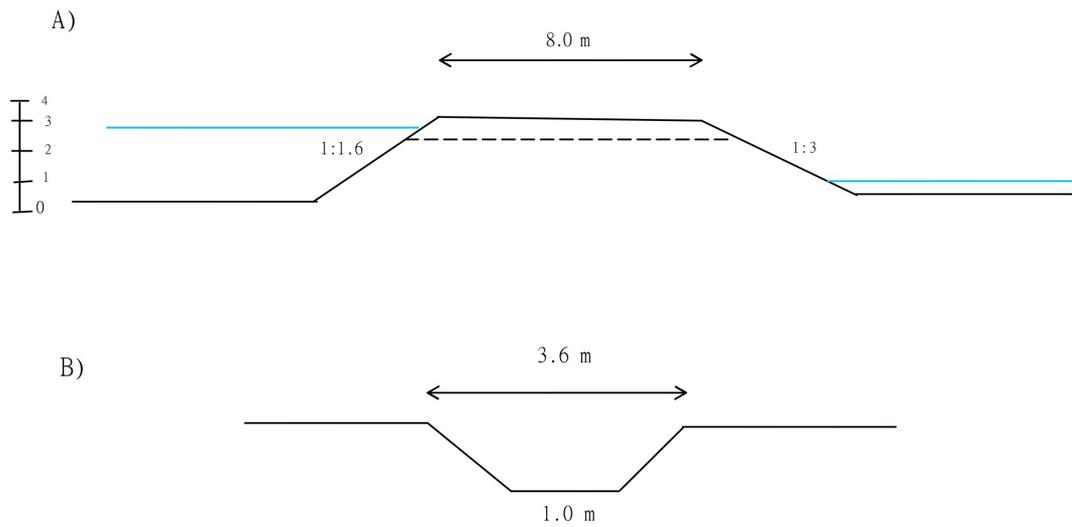
O Canal Zwin na Bélgica conecta a reserva natural “Het Zwin” ao Mar do Norte. Durante a maré alta, a largura da entrada do canal é de aproximadamente 150 metros. A reserva cobre uma área de cerca de $1,5\text{km}^2$, predominantemente composta por pântanos e ravinas (VISSER, 1998).

Um dique de areia foi construído atravessando o Canal Zwin, A crista do dique estava situada 3.3 m , $h_d = 3.3\text{m}$ acima do nível médio do mar. Os taludes voltados para o mar e para a baía tinham inclinações de $1/1.6$ e $1/3$, respectivamente. A crista tinha uma largura de aproximadamente 8.0 m . A elevação do fundo do canal do lado da baía variava entre 0.5 e 0.9 m , com uma média de $z_t = 0.7\text{ m}$ acima do nível médio do mar.

Os sedimentos do dique consistiam em areia “original” do Zwin, com diâmetro mediano de 0.185mm , e areia adicional com diâmetro mediano de 0.315 mm , transportada ao longo da costa belga. A ruptura inicial tinha 0.8 m de profundidade, com uma largura de aproximadamente 1.0 metro no fundo e 3.6 m na crista da brecha ver Figura 27. O nível das marés fora do dique foi monitorado durante o rompimento, sendo que o nível máximo

da água alcançou 0.27 m acima do fundo da ruptura inicial ($\max(z_s - z_b) = 2.77\text{m}$). O experimento foi conduzido em condições de meteorologias calmas, com velocidade do vento em torno de 2m/s e altura das ondas insignificante em relação ao dique de areia (VISSER, 1998).

Figura 27 – Dique construído no estuário do canal Zwin: (a) Seção transversal do dique; (b) Seção longitudinal da brecha inicial (Adaptado de (VISSER, 1998))



Na Tabela 17 apresentamos os dados da ruptura inicial do dique de areia, junto com o passo de tempo usado nas simulações do modelo DLBreach.

Tabela 17 – Dados iniciais para o canal de Zwin

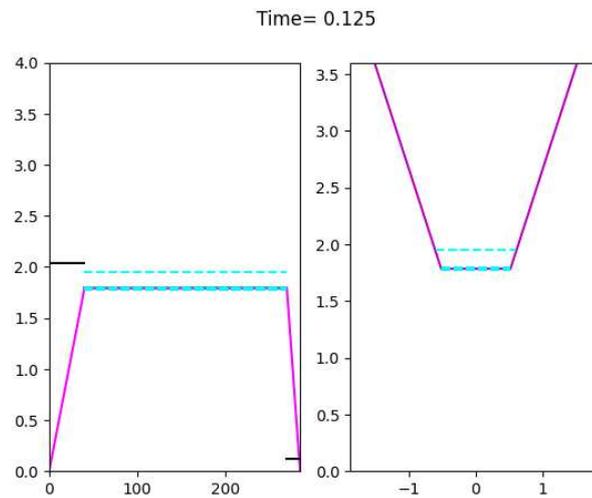
Parâmetros	Descrição	Valores
Δt [s]	Passo de Tempo	0.25
z_s [m]	Nível da Água a Montante	2.04
z_b [m]	Elevação do Fundo da Ruptura	1.8
B [m]	Largura inicial do topo de água	3.6
b [m]	Largura da Base da Brecha	1

Os resultados presentes na Tabela 18 foram obtidos usando o DLBreach com o Algoritmo 1 para determinar os valores de Q , h , H , e sem considerar o efeito das ondas.

Tabela 18 – Valores obtidos para o canal de Zwin

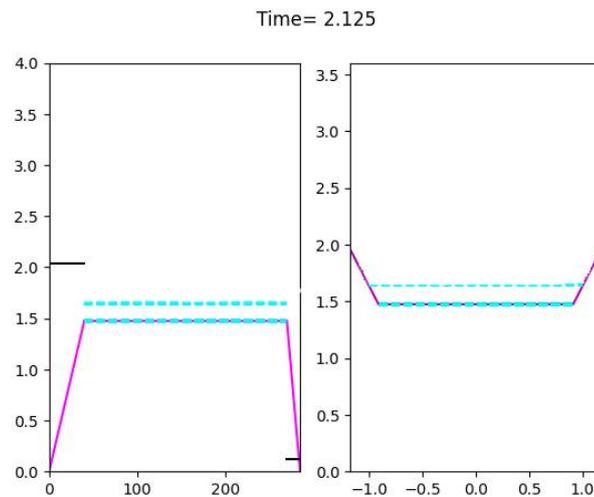
Iterações	Tempo [s]	h [m]	$Q[m^3/s]$	B_{top} [m]	b [m]	z_s [m]	z_b [m]
1	0.125	0.16	0.2232	3.93	1.03	2.0416	1.7844
2	0.375	0.17	0.2546	3.99	1.08	2.0416	1.7664
3	0.625	0.18	0.2938	4.17	1.13	2.0417	1.7454
4	0.875	0.19	0.3433	4.25	1.19	2.0417	1.7206
5	1.125	0.21	0.4074	3.36	1.26	2.0417	1.6907
6	1.375	0.23	0.4923	4.48	1.35	2.0417	1.6543
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
15	3.625	1.07	4.8530	7.93	4.45	2.0419	0

Figura 28 – Estrutura da barragem e da brecha Zwin



A Figura 28 (esquerda) mostra no tempo 0.125 s a seção longitudinal da barragem e do canal de água (em azul) que está atravessando a barragem por galgamento. Na Figura 28 (direita) é representada a seção transversal da brecha e água (canal de rompimento). Este tempo curto é relativo a primeira iteração do modelo DLBreach (com Algoritmo 1) implementado.

Figura 29 – Estrutura da barragem e da brecha Zwin



A Figura 29 mostra a estrutura da barragem e da brecha no tempo 2.125 s, onde já se tem uma erosão do fundo do canal de rompimento (Fig. 29 esquerda) e com um evidente aumento das dimensões geométricas da brecha (Fig. 29 direita).

A simulação da ruptura do canal de Zwin realizado pelo DLBreach com o Algoritmo 1 para obter Q , h , H , ocorre muito rápido, em comparação ao que acontece com o DLBreach original como se pode ver na Tabela 19 (tempo 0.125 s) e Tabela 20 (tempo 1 s):

Tabela 19 – Comparação entre os modelos caso Zwin tempo 0.125

Modelos	Q [m^3/s]	Z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	0.2698	1.80	1.00	3.90	0.2298
DLBreach modificado	0.2232	1.78	1.03	3.93	0.1753

Tabela 20 – Comparação entre os modelos no tempo 1 s

Modelos	Q (m^3/s)	Z_b [m]	b [m]	B_{top} [m]	A [m^2]
DLBreach original	0.2701	1.79	1.00	3.90	0.2300
DLBreach modificado	0.4074	1.69	1.26	4.36	0.2784

Assim como no caso de Mecox, nossa análise, interpretação e modelagem do DLBreach não conseguiram simular corretamente os tempos de erosão, que ocorreram de forma mais rápida do que os obtidos com o DLBreach original.

5.6 Resultados

Foram obtidos resultados satisfatórios na implementação por ruptura através do galgamento por modelar o pico da vazão e as dinâmicas de erosão da barragem nos

primeiros instantes do rompimento. A validade das equações utilizadas depende em grande parte dos dados disponíveis a montante e a jusante da estrutura em análise. É importante ressaltar que a flexibilidade destas equações desempenha um papel crucial na precisão dos resultados obtidos. As simulações foram realizadas partindo dos dados geométricos fornecidos da ruptura inicial e terminaram quando z_b (altura do fundo do canal de ruptura) chega a zero, ou seja, quando a ruptura atinge a altura da barragem ou analogamente quando o fundo da ruptura chega ao fundo do dique. No cenário da brecha em formato retangular, observou-se que o processo de erosão se completa em aproximadamente 40 segundos. Por outro lado, no formato trapezoidal, o tempo necessário para a conclusão da erosão é cerca de 38 segundos, onde nesses casos não temos o efeito das ondas.

Já com o efeito das ondas e usando o Algoritmo 1, temos uma erosão mais lenta chegando ao fim após 234.625 segundos e ainda valores mais próximo do DLBreach original. Já obtendo H , h e Q com o Algoritmo 2 temos uma erosão mais lenta chegando ao fim em 941.125 segundos.

Apesar do aumento no tempo de erosão, nossos modelos de DLBreach não conseguiram alcançar o tempo de 4,3 horas obtido com o DLBreach original. No entanto, resultados satisfatórios foram alcançados para a vazão máxima Q_p , especialmente ao utilizar o Algoritmo 1. Esses resultados foram muito semelhantes aos obtidos com o modelo paramétrico de Froehlich e com o DLBreach original. Outro resultado satisfatório foi a aproximação das dimensões da brecha nos instantes iniciais, que quase coincidiram com aquelas do DLBreach original.

No caso de Zwin se confirmou que a nossa modelagem apresenta uma erosão mais rápida daquele do DLBreach original mantendo resultados semelhantes somente nos instantes iniciais do rompimento.

Esses resultados destacam a importância de considerar variáveis adicionais e condições do ambiente ao avaliar processos de erosão e ruptura de barragens. A precisão das estimativas depende da qualidade e disponibilidade dos dados hidráulicos e das características do local em questão. Um aspecto fundamental que poderia melhorar os resultados apresentados é a modelagem da erosão no declive a jusante. Embora essa erosão tenha sido abordada nas seções anteriores e implementada com o Algoritmo 8, ela pode estar sujeita a erros, especialmente em relação aos termos Δ_{dws} , $A_{e,dws}$. Em trabalhos futuros, esse aspecto da modelagem será analisado mais detalhadamente.

6 Conclusões

Neste estudo, é feita uma análise do modelo DLBreach, particularmente na sua aplicação ao cenário de rompimento de barragens homogêneas não coesivas ocasionado devido ao galgamento.

Dedicamos atenção à análise das equações que compõem o modelo DLBreach. Essas equações são essenciais para a compreensão do funcionamento do modelo, proporcionando um melhor entendimento sobre os mecanismos de ruptura por galgamento em barragens homogêneas não coesivas. Em alguns casos o modelo sofre alterações, pois quando verificado com as referências citadas apresentavam algumas mudanças não detalhadas. Então a partir dessa análise o modelo foi aprimorado para ter um modelo mais coerente com as referências citadas. No site <<https://webspace.clarkson.edu/~wwu/DLBreach.html>> é disponibilizado um programa executável não acompanhado dos códigos fontes impedindo assim a possibilidade de muda-lo. Por isso foi construído do zero um código Python para a proposta modificação do modelo DLBreach.

O modelo DLBreach foi desenvolvido para galgamentos de barragens (litorâneas) de reservatórios que apresentam ondas e marés a jusante. Os resultados obtidos foram satisfatórios para a modelagem da vazão máxima e da dinâmica de erosão nos instantes iniciais (poucos segundos). Esse sucesso foi possível somente quando se considerou os efeitos das ondas e marés a jusante. Em particular, foram simulados dois casos reais de rompimento de pequenas barragens em canais que conectam baías ao mar. Dificuldades surgiram na modelagem dos tempos de rompimento, pois nossos resultados levaram a uma erosão muito mais rápida do que a obtida com o DLBreach original. No futuro, esse aspecto da modelagem será aprimorado, levando em conta uma melhor interpretação física da erosão no declive a jusante.

Para o futuro, deseja-se realizar estudos sobre casos de materiais coesivos, incluindo comparações com dados de laboratório, como o desafio de Lisboa, que foi um experimento realizado pelo grupo CRIAB da UNICAMP. Outros aspectos a serem investigados incluem o fenômeno de piping, o comportamento de barragens não homogêneas, entre outros.

Referências

- ALMEIDA, A. B. d. *Risco Associado à Segurança de Barragens*. Lisboa: IST, 2002. 23 p.
- ANA. *Relatório de Segurança de Barragens 2022*. Brasília, 2023. 92 p.
- BAYRAM, A.; LARSON, M.; HANSON, H. A new formula for the total longshore sediment transport rate. *Coastal Engineering*, Elsevier, v. 54, n. 9, p. 700–710, 2007.
- BOS, M. G. *Discharge measurement structures*. [S.l.], 1976.
- Brasil. *LEI Nº 14.066, DE 30 DE SETEMBRO DE 2020*. 2020. Acesso em: 31 ago. 2024. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2019-2022/2020/Lei/L14066.htm#art2>.
- CARMO, J. S. A. d. *Modelação em Hidráulica Fluvial e Ambiente*. 2nd. ed. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra, 2009. 358 p.
- CHOW, V. T. *Open channel hydraulics*. [S.l.: s.n.], 1959.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Semestral, Porto Alegre, v. 2, n. 2, p. 191–206, jul./dez. 1997.
- COULOMB, C. A. Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. *Mem. Div. Sav. Acad.*, 1773.
- CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. Practical aspects of computational river hydraulics. (*No Title*), 1980.
- DEAN, R.; WALTON, T. Wave setup. In: KIM, Y. (Ed.). *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*. [S.l.]: World Scientific, 2010. cap. 1.
- FROELICH, D. Empirical model of embankment dam breaching. In: *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics (River Flow 2016), St. Louis, MO, USA*. [S.l.: s.n.], 2016. p. 11–14.
- GUO, J. Logarithmic matching and its application in computational hydraulics and sediment transport. *J. Hydr. Res.*, IAHR, v. 40, n. 5, p. 555–565, 2002.
- HULSING, H. *Measurement of Peak Discharge at Dams by Indirect Methods: U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations*. 2nd. ed. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1968. 29 p. (Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey).
- International Commission on Large Dams. *Register of Dams: General Synthesis*. 2014. Disponível em: <http://www.icoldcigb.org/GB/World_register/general_synthesis.asp>.
- JANSEN, R. B.; STATES, U. Book. *Dams and Public Safety*. Denver, Colo. : Washington, D.C.: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation ; for sale by the Supt. of Docs., U.S. G.P.O., 1983. xii, 332 p. (A Water Resources Technical Publication, xii, 332 p.). Xii, 332 p. Disponível em: <<http://catalog.hathitrust.org/Record/006184299>>.

- LASCHEFSKI, K. A. Rompimento de barragens em mariana e brumadinho (mg): Desastres como meio de acumulação por despossessão. Universidade Federal de Minas Gerais, 2020.
- LAURIANO, A. W. et al. Modelagem da onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem: Comparação entre os modelos hec-ras e fldwav. In: *CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA*. Punta del Este: [s.n.], 2010. p. 15.
- MADSEN, O. S.; GRANT, W. D. Quantitative description of sediment transport by waves. *Proc. 15th ICCE, ASCE*, v. 2, p. 1093–1112, 1976.
- MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens*. 291 p. Doutorado, Rio de Janeiro, 1990.
- MILLER, J. E. *Basic concepts of kinematic-wave models*. [S.l.], 1984.
- MORRIS, M.; WEST, M.; HASSAN, M. A guide to breach prediction. *Dams and Reservoirs*, Thomas Telford Ltd, v. 28, n. 4, p. 150–152, 2018.
- NACIONAL, B. S. de Infraestrutura Hídrica. Ministério da I. *Manual de Segurança e Inspeção de Barragens*. Brasília: Cartaz, 2002. 148 p.
- PORTO, R. d. M. *Hidráulica básica*. [S.l.: s.n.], 2004.
- SINGH, V. *Dam Breach Modeling Technology*. Dordrecht/Boston/London: Kluwer Academic Publishers, 1996. 242 p.
- SINGH, V.; SCARLATOS, P.; COLLINS, J.; JOURDAN, M. Breach erosion of earthfill dams (beed) model. *Natural Hazards*, Springer, v. 1, p. 161–180, 1988.
- SMITH, G.; ZARILLO, G. Short-term interactions between hydraulics and morphodynamics of a small tidal inlet, long island, new york. *Journal of Coastal Research*, v. 4, n. 2, p. 301–314, 1988.
- STEWART, R. H. *Introduction to physical oceanography*. [S.l.]: Robert H. Stewart, 2008.
- SÓRIA, M. A. Z. O. *As Barragens e a Água do Mundo: Um Livro Educativo que Explica como as Barragens Ajudam a Administrar a Água do Mundo*. [S.l.]: CIGB-ICOLD, 2008.
- VISSER, P. *Breach growth in sand-dikes*. The Netherlands, 1998.
- WAHL, T. L. Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of hydraulic engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 130, n. 5, p. 389–397, 2004.
- WU, W. *Computational River Dynamics*. London, UK: Taylor and Francis, 2007. 494 p.
- _____. *Introduction to DLBreach – A Simplified Physically-Based Dam/Levee Breach Model, version 2016.4*. NY, 2016.
- WU, W.; WANG, S.; JIA, Y. Nonuniform sediment transport in alluvial rivers. *J. Hydr. Res.*, IAHR, v. 38, n. 6, p. 427–434, 2000.
- XIONG, Y. A dam break analysis using hec-ras. *Journal of Water Resource and Protection*, v. 3, n. 6, p. 370–379, 2011.

XU, Y.; ZHANG, L. M. Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 135, n. 12, p. 1957–1970, 2009.

ZHANG, R. *River Dynamics*. Beijing, China: Industry Press, 1961. In Chinese.

ZHANG, R.; XIE, J. *Sedimentation Research in China*. Beijing, China: Water and Power Press, 1993.