



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENG. CIVIL (RECURSOS HÍDRICOS)**

**AMANDA VIEIRA E SILVA**

**PROPOSTA DE INCLUSÃO DA PREVISÃO DA OCORRÊNCIA DE**  
**FISSURAMENTO DO SOLO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE**  
**BARRAGENS DE TERRA, UTILIZANDO ANÁLISE ELÁSTICA ASSOCIADA COM**  
**VARIAÇÃO DA RIGIDEZ – ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE PIAUS - PI**

**FORTALEZA**

**2024**

AMANDA VIEIRA E SILVA

PROPOSTA DE INCLUSÃO DA PREVISÃO DA OCORRÊNCIA DE FISSURAMENTO  
DO SOLO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE TERRA,  
UTILIZANDO ANÁLISE ELÁSTICA ASSOCIADA COM VARIAÇÃO DA RIGIDEZ –  
ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE PIAUS - PI

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

FORTALEZA

2024



Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Sistema de Bibliotecas  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

S578p Silva, Amanda Vieira e.

Proposta de inclusão da previsão da ocorrência de fissuramento do solo na verificação da segurança de barragens de terra, utilizando análise elástica associada com variação da rigidez : Estudo de caso: Barragem de Piaus - PI / Amanda Vieira e Silva. – 2024.  
186 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2024.  
Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

1. fissuramento em solo. 2. variação da rigidez do solo. 3. deformabilidade do solo não-saturado. 4. Barragem de Piaus. 5. UNSTRUCT. I. Título.

CDD 627

---

AMANDA VIEIRA E SILVA

PROPOSTA DE INCLUSÃO DA PREVISÃO DA OCORRÊNCIA DE FISSURAMENTO  
DO SOLO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE TERRA,  
UTILIZANDO ANÁLISE ELÁSTICA ASSOCIADA COM VARIAÇÃO DA RIGIDEZ –  
ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE PIAUS - PI

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Aprovada em: 27 / 12 /2024.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares (Examinador Interno)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profa. Dra. Carla Beatriz Costa de Araújo (Examinadora Interna)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profa. Dra. Mariana Vella Silveira (Examinadora Interna)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior (Examinador Externo)  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN)

---

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo (Examinador Externo)  
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN)

A Deus, meu “*Pa*”, que tem cuidado de mim e dos meus com tanta ternura e zelo, com amor leal e eterno, além do meu entendimento.

Ao meu pai, Ubirajara Costa (*in memorian*), meu melhor amigo, grande apoiador da minha carreira acadêmica, e meu fã número um, de quem eu sinto muita falta.

À minha mãe, Iolanda Vieira, minha querida amiga, companheira de uma vida inteira.

E ao meu filhote, Davi Samuel Vieira, meu projeto mais longo e mais importante na Engenharia da Vida.

## AGRADECIMENTOS

Esta é uma seção importante, mas a que a maioria de nós só dá uma pequena importância ao final da redação, pra “cumprir tabela” no finzinho do prazo. No entanto, ela deveria refletir um dos sentimentos mais benéficos à nossa saúde: a gratidão.

Pra mim, em todos meus trabalhos, os Agradecimentos têm sido o momento de colocar em ação minhas habilidades de escritora com o toque delicado da memória do coração. E tem muita figurinha boa nesse “Álbum de Memórias do Doutorado”... Assim, aqui vão os meus “muito obrigadas”.

O primeiro agradecimento vai para Deus, meu “*Pa*” e grandioso Amigo, que sempre deu um jeito de transformar em bênção as dificuldades e as bordoadas que a vida me deu. E Você nunca se furtou de sorrir (acredito eu) quando, depois das tempestades, pude perceber que tudo, absolutamente TUDO, cooperou para o meu bem. Inclusive as coisas ruins.

Agradeço também ao meu Papito, Ubirajara Costa (*in memoriam*), pelo esforço que sempre fez pra eu seguir em frente e não esmorecer, em todas as trilhas da vida – pessoal, acadêmica, profissional. Você, com seus conselhos, me mostrou o que é ser uma mulher forte, decidida, que não depende de ninguém pra conquistar o que almeja. Veio da sua fé em mim a autoconfiança que hoje enxergo em (quase) tudo o que faço. Como eu gostaria de vê-lo na plateia da minha defesa, pai! Mas sei que, de onde estiver, estará acompanhando mais este momento marcante da minha história de vida. Obrigada por tudo, e nos vemos na... Próóóxima!!

Obrigada também à minha mãe do coração, Iolanda Vieira, que tem sido pra mim muito melhor do que eu poderia esperar. Desabo em lágrimas ao lembrar dos últimos 45 anos da minha vida, em que você sempre esteve presente, suportando o peso do mundo – por mim ou junto comigo. Que companheira maravilhosa que tenho em você, minha querida! E que jornada cheia de lições aprendidas e de histórias pra contar, mãe! Obrigada!!

Ao meu filhote, Davi Samuel “Vellozi”, que tem me conformado à imagem de Cristo no processo do ser Mãe. Relembro com alegria o quanto o amor por você cresceu e se solidificou ao longo dos anos... Que este doutorado e o meu exemplo como eterna aprendiz te façam enxergar que nosso esforço de estudar compensa; e que o Muhammad Ali tinha razão, ao dizer que detestou cada momento do treinamento dele (assim como você detestou os meses que eu passei trancada no quarto, escrevendo esta tese), mas que aguentou tudo dizendo a si mesmo: “Sofra agora, e viva o resto da sua vida como um Campeão!”. Agora, somos parte desta nata de guerreiros que fazem ciência de qualidade no nosso país, dos 0,01% de brasileiros que chegam a concluir um doutorado!

Aos meus filhotes caninos, que estiveram comigo nestes oito anos de doutorado, aquecendo meus pés friorentos ao dormir coladinhos neles ou me fitando longamente, porque eu estava muito concentrada trabalhando na tese, e perdi a noção do tempo, sem alimentar vocês. Um lambeijo especial aos que se foram nesse período, Tuga, H. Filho, Sheik, Biscuit, Pebbles, Barbie, aos que chegaram, Sushi, Bena, Sírius, aos que chegaram e se foram, Layon, Molly Boca-Mole, Thor, Dóris.

Um agradecimento especial, regado a muitas lágrimas, à minha Puguinha mais especial de todas, Dona Takata Lyoto Vieira, que esteve junto comigo desde muito antes deste doutorado e esperou eu concluir pra poder partir deste mundo, indo encontrar a Tuguinha e o Sheik no Céu dos Pugs. Você foi e sempre será, pra mim, a Puguinha mais maravilhosa e inesquecível do universo! Obrigada por tudo o que você me proporcionou, tudo o que fez por mim, e pelo cãopanheirismo tão impagável nestes 13 anos em que fomos Mãe de pet e filha de 4 patas. Anos em que você me ensinou os trejeitos básicos de ser mãe, e me preparou pra ser Mamãe do Davi. Em você, Takinha, eu encerro minha jornada de tutora de cães, com lágrimas nos olhos e uma saudade imensa no coração. TE AMO pra sempre, e espero te rever e breve!!

Ao meu esposo, Richard Hohn, obrigada por tudo o que me proporcionou ao chegar na minha vida; as coisas boas (como o *off-road*) e o aprendizado que veio com as ruins também. Tem sido muito bom poder contar com você, Querido. Que bom que nossa história, apesar dos altos e baixos, tem sido como eu alcunhei no começo, *For A Lifetime...* Te amo, *babe*!

Ao meu orientador querido, Professor Francisco Chagas, pela amizade leve e os ensinamentos que me tem dado desde que nos conhecemos lá em 2012, quando entrei no mestrado em Geotecnia da UFC. Obrigada pela paciência e atenção com as minhas múltiplas perguntas na mesma mensagem, pela objetividade das respostas, pelo apreço que sempre demonstrou ter por mim. Nunca vou esquecer que você caminhou uma milha extra junto comigo (ou talvez, muitas outras, que desconheço!) quando decidi trocar de orientador e ninguém no departamento queria assumir minha orientação, por medo de irritar os “caciques”. Obrigada mesmo, de coração!! Você é e sempre será inesquecível, meu amigo querido!!

Ao meu coorientador, Rosiel Leme, a quem também tenho a honra de chamar de amigo, por todas as horas e circunstâncias em que você me ajudou com essa tese, verificando se estava tudo bem, em que estágio andavam minhas atividades. É seu o mérito de ter resolvido os problemas e erros que encontramos durante a modelagem; eu não teria *know-how* pra desenrolar isso sozinha. Reconheço aqui o quanto você foi crucial nestes anos de doutorado (na verdade, desde que nos conhecemos, em 2012), e serei eternamente grata por você ter pavimentado o aceite do Professor Chagas como meu orientador. Você e Fabi cuidaram da minha família

quando estive fora do país, e eu tenho visto nossa amizade e cumplicidade se solidificarem ao longo dos anos. Conforta meu coração saber que posso contar com vocês sempre que precisar. Saibam que a via de volta é verdadeira, e que o respeito e o carinho entre nós são recíprocos!!

Às Professoras Carla Beatriz e Mariana Vella, minha contemporâneas do início do mestrado, pessoas que me fazem abrir sorriso largo sempre que as encontro. Duas mulheres admiráveis e profissionais mais do que competentes para toda obra, que eu tenho o orgulho de guardar no meu “Hall da Fama” do coração. Vocês são incríveis!!

Aos Professores Anderson Borghetti, Olavo Santos Júnior e Ricardo Severo, por me honrarem com sua participação na Banca Examinadora, empregando tempo para avaliar e melhorar minha tese, no meio do recesso de final de ano. Não foi à toa que nós os escolhemos para compor a Banca... Vocês são muito queridos e admirados, como profissionais e seres humanos!

Ao Professor Fernando José Araújo, pelo apoio, suporte emocional, e valiosos conselhos quando precisei trocar de orientador. Conversar com você enriquece a alma, abre o entendimento da gente. Não me canso de repetir que você é a alma mais iluminada daquele DEHA, e que me dá muito orgulho ter você também como amigo pessoal, como irmão na fé. Agradeço muitíssimo por você e a Professora Marisete Aquino terem feito reviver o movimento estudantil no Colegiado do POSDEHA, por terem nos orientado como proceder para que isso acontecesse de fato, e por terem sido engrenagens poderosas, junto com o alunado, nas conquistas históricas que ali vivenciamos. Vocês são nosso “porto seguro”, nossos amigos imensamente amados, um pouco pai e um pouco mãe de todos nós, em todos os momentos! Fernando e “Mãrisete”, vocês estarão no meu coração pra sempre!!

Aos Professores Ernesto Pitombeira (DEHA) e Thomas P. Ballestero (University of New Hampshire, USA), pela oportunidade que me deram de ter ido para o Doutorado Sanduíche na América. E à Professora Vanda Tereza Costa Malveira (UVA), pelas informações valiosas e orientações sobre a Barragem de Piaus, e pela disponibilidade de sempre em responder às minhas perguntas. Muito obrigada!!!

Aos meus amigos, Professor Washington Teixeira (UFRN), que me ensinou a gostar do A-HA e me fez perder o medo de encarar o doutorado sanduíche, com um ano morando em outro país, sozinha e fisicamente longe da família, e Professor José Sérgio dos Santos (IFCE), que me deu dicas valiosíssimas pra que eu me sentisse mais segura no início da minha jornada do PDSE/CAPEs. A amizade que começou ali permanece pra sempre...! Muito obrigada!!!

Às minhas amigas “Anjas” do POSDEHA, Edineuza Firmino e Shirley Gomes, estas mulheres de tamanho valor, que foram tão cruciais na minha jornada de mestranda e doutoranda.

Desde a inscrição para a seleção até agora, nos últimos minutos, a atuação diligente de vocês duas tem sido de valor inominável pra mim. Sem vocês, minhas amigas tão amadas, eu definitivamente não estaria aqui, escrevendo estes Agradecimentos... Em todas as reviravoltas por que passei nos últimos 12 anos, contar com vocês me rendeu alívio, me trouxe soluções que eu não estava enxergando. Seu apoio seguro me confortou e me deu forças e ânimo pra seguir em frente. Vocês são a vida daquele departamento, e uma riqueza pra nós, alunos e professores!

Ao Sr. Narcélio José Marques dos Santos, da Coordenadoria de Ensino de Pós-Graduação da PRPPG da UFC, pelas orientações e o incrível suporte nas múltiplas vezes em que precisei contar com sua expertise – aproveitamentos de créditos, licenças médicas, prorrogações, todo aquele enredo administrativo que faz a UFC funcionar e que você conhece tão bem! Muito obrigada a você, Narcélio!!

Aos meus amigos, Ivana Vieira (minha irmã de alma), Fabíola Costa e Francinalda Xavier (minhas irmãs do coração cearenses), Soni Foley (minha irmã do coração gringa), Lydia Lanz-Boucek (minha mãe na fé), Paulo Roque Medeiros (Gallito), Renato Ponte, Janine Mathee, Bridget Zweber, Camila Bernardini, Livia Machado, Wesllen Melo, Thomas Coelho dos Santos (IFCE), Luciana Kamila Rodrigues, Eliel Albuquerque, Romário Guerreiro Maia (obrigada pela cessão dos dados da sua dissertação!), Raimunda Franca, Fernando Monteiro (Unicamp), Édson Amaro (Fluxus Software), e aos demais colegas do POSDEHA com quem convivi, por terem acompanhado, de pertinho ou de longe, minha jornada de mestranda e doutoranda, sempre me ajudando. Vocês são demais... Obrigadão!!

Aos profissionais de saúde que de mim cuidaram nestes anos todos, Ianna Lacerda (melhor geriatra do planeta!!), Ana Rízzia Cordeiro (melhor psiquiatra do planeta!!), Mariana Gleuma (a melhor clínica geral do planeta!!), e Mario Sergio Rocha Macedo (melhor CCP do planeta!!). Vocês me deram condições de estar inteira (diria até hígida, rs) pra chegar até aqui e concluir o doutorado, então... Muito obrigada do fundo do coração!!!!

À minha amiga Anna Laura Alegria, a garota carioca mais *unacredible* que já conheci, por toda a ajuda e suporte, pelas dicas, e pelo carinho com que sempre me tratou desde a primeira vez que falei com você, sem nem ainda ter te conhecido pessoalmente! Te desejo o maior sucesso do mundo... É uma alegria imensa ter uma amiga tão especial quanto você!!

Aos queridos Luiz Pereira e Marcia Cavalcanti (do pão de queijo mais autêntico e do café mais cheiroso das Minas Gerais de New Hampshire), ao querido Ivan Bodra Guimarães (pela amizade e pelo belíssimo quadro retratando minhas Puguitas, que não me canso de admirar por longos minutos todo santo dia), Lih Francisco Ainsley, Marcia e Mariana Moraes. Sem vocês,

eu não teria conseguido sobreviver ao meu longo e friorento ano em New Hampshire. Nunca os esquecerei!

Muito obrigada também aos amigos da UNH, Elizabeth Webber (da OISS) e Evgenii Vasilev (o russo mais brasileiro que já conheci), que tanto marcaram minha história e minha vivência em Durham, no campus e fora dele. Vocês foram sempre maravilhosos e serão para sempre inesquecíveis!

Ao *staff* do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC, Roberto Cordeiro, Ana Maria de Queiroz, Anselmo Clemente, e Sr. Ciroca (*in memorian*), pela companhia e parceria de tantos anos, desde a graduação. Vocês são a melhor parte das longas horas dos nossos muitos ensaios!

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001. Assim, vai o meu agradecimento à CAPES, pelo suporte financeiro sob forma de bolsas de doutorado no Brasil (PROEX) e no exterior (PDSE), o que me amparou durante 48 meses para que eu pudesse me dedicar exclusivamente às disciplinas e atividades do curso. Obrigada também por me proporcionar a realização de um sonho: ir estudar no exterior! Que alegria ter sido digna deste investimento!

Ao contribuinte brasileiro, que, em última instância, foi o financiador das bolsas que recebi. Que outros estudantes possam desfrutar do que eu vivenciei: ver minha universidade travada e sucateada lá em 1997, quando comecei a cursar Odontologia, e encher os olhos de lágrimas de 2012 pra frente, ao testemunhar a pujança de fundos sendo aportados e nos beneficiando com professores concursados (e não mais os temerários temporários), com novos prédios e departamentos pipocando pelo campus, mais infraestrutura, laboratórios, bibliotecas, o Restaurante Universitário (nosso eterno amor-do-meio-dia, daquela feijoada sem igual), dentre tantas outras benesses que você, cidadão brasileiro, contribuinte honesto desta Nação, nos proporcionou, talvez sem nem ter noção disso.

Obrigada em especial a todos os Servidores da UFC e aos Reitores que tive nestes quase 30 anos de história com esta Universidade: Custódio Almeida, Jesualdo Farias, Henry Campos, Roberto Cláudio Frota Bezerra. O #OrgulhoUFC que existe em mim foi tecido por tudo o que as mãos de todos vocês operaram e ainda operam todos os dias em seus departamentos e Reitoria!!

Por fim, quero agradecer à minha Universidade do coração, UFC, com quem trilhei toda a minha carreira acadêmica, desde 1997 até hoje, 2024. Casa que me recebeu tão bem – como a tantos outros alunos vindos de todas as partes do mundo –, a você eu agradeço, pela



oportunidade de cursar minha graduação em Odontologia, inglês na Casa de Cultura Britânica (CCB), graduação em Engenharia Civil, mestrado em Geotecnia, e agora, doutorado em Engenharia Civil – Recursos Hídricos. Em cada momento vivido, aprendi a amar e por você lutar sempre, minha eternamente amada UFC!!!

Bem... Meu doutorado foi longo. Quase oito anos. Nestes, eu morei sozinha pela primeira vez, fui pro sanduíche na América, conheci meu marido, encaramos pandemia e fronteiras fechadas por 9 meses, longe um do outro, me casei, mudei de país quatro vezes, adoeci, cuidei de quem também adoeceu, perdi meu sogro, assumi meus cabelos brancos, recebi o carimbo de idosa do oftalmologista (as lentes progressivas), fiz grandes amigos, perdi grandes amigos, e amadureci bastante. Meu Dell sobreviveu a esta longa batalha, mas meu corpo, nem tanto. A reumato que me aguarde...

A vida agora toma outros rumos; abrem-se novas portas. Esta página está sendo virada, iniciaremos um novo capítulo. E se você que está lendo fez parte desta história, sinta-se também abraçado!!

*“And we know that God causes all things to work together for the good of those who love Him, those who are called according to His plan and purpose.”*

(Romans 8:28)

## RESUMO

No primeiro enchimento de uma barragem, quando parte do maciço passa para a condição saturada, o aparecimento de recalques resultantes da perda de rigidez por umedecimento do solo é esperado, mesmo em aterros muito bem compactados. Os protocolos vigentes de projeto e verificação da segurança de barragens de terra em geral compreendem apenas análises de fluxo e de estabilidade de taludes, incluindo a avaliação da deformabilidade quando o contratante exige ou existe temor da ocorrência de fissuramento em campo. Esta pesquisa tem como objetivo geral propor que a previsão da ocorrência de zonas de fissuramentos, via análise elástica associada utilizando a técnica da variação da rigidez para solos não-saturados que apresentam comportamento deformável quando umedecidos seja integrada às práticas de verificação da segurança de barragens de terra, nas fases de projeto, primeiro enchimento, e monitoramento nos anos subsequentes de operação. Para tanto, esta pesquisa implementou este método de previsão da ocorrência de fissuramentos em barragens de terra, utilizando como estudo de caso a Barragem de Piaus, localizada no município de São Julião, região Sudeste do Estado do Piauí. Já no primeiro enchimento, Piaus apresentou fissuras transversais em ambas as ombreiras, com risco significativo à segurança operacional do maciço, pois as fissuras se estendiam até cotas inferiores à do nível d'água na condição de vertimento. Para tanto, a simulação de três seções do maciço de Piaus (seção máxima e interfaces núcleo-ombreiras) foi realizada, utilizando os *softwares* Slide2 (simulação do fluxo transiente bidimensional) e UNSTRUCT (análise tensão  $\times$  deformação). A comparação entre os resultados da análise elástica associada e dados observacionais da Barragem de Piaus tinha o intuito de avaliar a confiabilidade da modelagem. Nas simulações, Piaus de fato apresentou pontos de maiores deformações no talude de montante e na região da crista, próximas do que foi verificado em campo. Diante disto, um roteiro para a realização da modelagem elástica associada é apresentado, com o intuito de guiar o geotécnico no uso deste ferramental prático, de fácil implementação, e que requer parâmetros de ensaios de metodologia consolidada e acessível (caracterização e edométrico duplo), dispensando a aquisição de outros *softwares* ou equipamentos dispendiosos. A previsão de deformações em barragens almeja evitar patologias que impactem o desempenho e vida útil da obra, em especial quando os volumes do reservatório oscilarem, em resposta a mudanças no regime de chuvas decorrentes das mudanças climáticas, como períodos de estiagem prolongada ou de chuvas intensas, que podem causar inundações.

**Palavras-chave:** fissuramento em solo; variação da rigidez do solo; deformabilidade do solo não-saturado; Barragem de Piaus; UNSTRUCT.

## ABSTRACT

During the first filling of a dam, when part of the embankment becomes saturated, the appearance of settlements resulting from the loss of stiffness due to soil wetting is expected, even in very well compacted embankments. Current protocols for designing and verifying the safety of earth dams generally include flow and slope stability analyses, adding the assessment of deformability when the contractor requires it or there is a fear of soil cracking occurring in the field. The general goal of this research is to propose that the prediction of the occurrence of cracking zones, via associated elastic analysis using the stiffness variation technique for unsaturated soils that exhibit deformable behavior when wetted, be integrated into the practices for verifying the safety of earth dams, in the design, first filling, and monitoring phases, in subsequent years of operation. To this end, this research implemented this method of predicting the occurrence of cracks in earth dams, using as a case study Piau Dam, located in the town of São Julião, in the Southeast region of the State of Piauí. During the first filling, Piau presented transverse cracks in both abutments, with significant risk to the operational safety of the dam, since the cracks extended to elevations below the water level in the spillway condition. To this end, the simulation of three cross sections of Piau (maximum section and core-abutment interfaces) was performed, using the softwares Slide2 (two-dimensional transient flow simulation) and UNSTRUCT (stress  $\times$  strain analysis). The comparison between the results of the associated elastic analysis and observational data of Piau intended to evaluate the reliability of the proposed modeling. In the simulations, Piau did indeed present points of greater deformations on the upstream slope and in the crest, close to what was observed in the field. In view of this, a roadmap for performing the associated elastic modeling is presented, with the aim of guiding the geotechnician in the use of this practical and easy-to-implement tool, which requires test parameters that have a consolidated and accessible methodology (characterization and double oedometer), eliminating the need to purchase other expensive software or equipment. The prediction of deformations in dams aims to avoid pathologies that impact the performance and lifespan of the structure, especially when the reservoir volumes fluctuate in response to changes in the rainfall regime resulting from climate changes, such as periods of prolonged drought or heavy rains, which can cause flooding.

**Keywords:** soil cracks; soil stiffness variation; deformation of unsaturated soils; Piau Dam; UNSTRUCT.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Desenho esquemático da membrana contrátil e menisco entre grãos de solo.....	32
Figura 2 – Fissuramento causado por diferenças de deformabilidade entre maciço e fundação .....	39
Figura 3 – Fissuramento causado por redistribuição de tensões por diferença de rigidez em barragem zoneada, com núcleo mais rígido (à esq.) e núcleo mais deformável (à dir.) .....	39
Figura 4 – Fissuramento causado por variações na topografia do terreno: ombreiras inclinadas (à esq.) e com “degraus” (à dir.) .....	40
Figura 5 – Fissuramento a montante causado por colapso decorrente de umedecimento do solo .....	41
Figura 6 – Fissuras transversais e longitudinais decorrentes de recalque diferencial .....	42
Figura 7 – Perfil do boqueirão da Barragem de Chicoasén.....	44
Figura 8 – Curva de retenção hídrica genérica, apontando os principais parâmetros .....	49
Figura 9 – Relação entre a curva de retenção de água e a condutividade hidráulica para solos de granulometria distinta .....	52
Figura 10 – Representação de uma superfície de estado para três variáveis: $e$ , $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ .....	55
Figura 11 – Modelagem da deformação no UNSTRUCT usando a analogia térmica .....	63
Figura 12 – Comparação das deformações sofridas por um CP quando se utiliza a analogia térmica (à esq.) e a técnica da variação da rigidez (à dir.).....	65
Figura 13 – Curvas resultantes de um ensaio edométrico duplo, mostrando os trechos onde se admite comportamento linear do solo.....	67
Figura 14 – Cálculo dos módulos de elasticidade $E_0$ , $E_S$ e $E_U$ do ensaio edométrico duplo .....	68
Figura 15 – Distorções sofridas por partículas de argila agregadas em torrões após o umedecimento do solo, resultando em deformações substanciais.....	72
Figura 16 – Layout da barragem experimental, com suas estruturas associadas .....	78
Figura 17 – Geometria da seção máxima da barragem experimental de Lôbo Neto (2013), apontando características gerais do maciço.....	79
Figura 18 – Barragem hipotética analisada por Maia (2022), com a localização e geometria básica das três seções transversais modeladas.....	81
Figura 19 – Curva de compactação com os quatro pontos no ramo seco adotados por Maia (2022)	

.....	82
Figura 20 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica de Maia (2022), para situação similar ao Cenário 1 (barragem homogênea, sem filtro).....	90
Figura 21 – Deformações obtidas por Maia (2022) para barragem homogênea, sem elemento filtrante, com solos compactados na umidade ótima (Ponto 04) e em três pontos do ramo seco (Pontos 03, 02 e 01).....	91
Figura 22 – Tensões de tração (elemento em vermelho) e de compressão muito baixa (elementos em amarelo escuro) verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para a situação de barragem homogênea, sem a presença de elemento filtrante.....	92
Figura 23 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 2 (barragem homogênea, com elemento filtrante) .....	93
Figura 24 – Comparação entre as deformações obtidas por Maia (2022) para a situação de barragem homogênea, com e sem a presença de elemento filtrante.....	94
Figura 25 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 3 (barragem zoneada, núcleo rígido, espaldares deformáveis, sem elemento filtrante) .....	95
Figura 26 – Tensões de tração verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para a situação de barragem zoneada, sem a presença de elemento filtrante.....	96
Figura 27 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 4 (barragem zoneada, núcleo deformável, espaldares rígidos, sem elemento filtrante) .....	97
Figura 28 – Tensões de tração verificadas no núcleo verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para barragem homogênea, sem a presença de elemento filtrante....	98
Figura 29 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original e linhas elásticas deformadas obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 5 (barragem zoneada, em presença de elemento filtrante) .....	99
Figura 30 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original e linhas elásticas deformadas obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 6 (barragem zoneada, em presença de elemento filtrante, com piora das condições de compactação) ..	100
Figura 31 – Fluxograma geral com a descrição das etapas da análise associada .....	104

Figura 32 – Exemplo ilustrativo dos resultados da análise de fluxo utilizando o Slide2 .....	105
Figura 33 – Ajuste do arquivo .SLW para que este contenha apenas as informações referentes aos elementos e nós da malha FEM.....	106
Figura 34 – Ilustração de como completar o arquivo “analise.ml1”, para uma situação-exemplo em que a base da malha FEM tenha 15 nós.....	107
Figura 35 – Identificação dos nós na malha FEM do Slide e transferência das informações para o arquivo “analise.ml1” .....	108
Figura 36 – Atualização do arquivo “analise.ml1” com mais dados do arquivo “GEO CONV.xls” .....	109
Figura 37 – Vista aérea do maciço, vertedouro, e parte do lago da Barragem Piaus .....	112
Figura 38 – Localização da Barragem Piaus .....	113
Figura 39 – Seção transversal da Barragem de Piaus.....	114
Figura 40 – Cavidades alongadas de origem animal presentes no leito do Rio Marçal .....	119
Figura 41 – Vista da região de jusante e do sangradouro de Piaus.....	121
Figura 42 – Execução da trincheira de vedação (cut-off) de Piaus. ....	121
Figura 43 – Perfil topográfico do boqueirão da Barragem de Piaus (vale em “V”).....	123
Figura 44 – Evolução do processo construtivo do maciço de Piaus.....	124
Figura 45 – Residências localizadas a jusante da Piaus (indicadas pelas setas brancas), no entorno do maciço.....	125
Figura 46 – Localização das fissuras transversais no maciço de Piaus .....	127
Figura 47 – Marcos de deslocamento superficial utilizados no monitoramento de fissuras em Piaus.....	130
Figura 48 – Monitoramento da evolução das fissuras de Piaus.....	131
Figura 49 – Poços de inspeção de fissuras nas ombreiras esquerda (à esq.) e direita (dir.) ...	136
Figura 50 – Escavação da vala e trincheira das ombreiras esquerda (à esq.) e direita (dir.) ..	137
Figura 51 – Compactação do solo-bentonita na trincheira (à esq.) e controle em campo da compactação .....	137
Figura 52 – Furos de injeção da calda de cimento ao final do processo .....	138
Figura 53 – Fluxograma ilustrativo da sequência de processos utilizados nesta pesquisa.....	139
Figura 54 – Coleta de bloco indeformado de solo na ombreira direita de Piaus.....	140
Figura 55 – Detalhes das amostras de solo de Piaus durante a realização dos ensaios de laboratório: (a) bloco indeformado; (b) frações do peneiramento grosso da Amostra 01; (c) frações do peneiramento grosso da Amostra 02; (d) frações do peneiramento fino; (e) Preparação da Amostra 01 para ensaio edométrico; e (f) Preparação da	

Amostra 01 para ensaio edométrico. ....	141
Figura 56 – Curvas de distribuição granulométrica para as Amostras 01 e 02 .....	142
Figura 57 – Curvas de compactação obtidas para as Amostras 01 e 02 .....	143
Figura 58 – Resultado do ensaio edométrico duplo para a amostra “Ponto 04” de Maia (2022) .....	144
Figura 59 – Curva de retenção hídrica utilizada na estimativa dos parâmetros de permeabilidade .....	145
Figura 60 – Função de condutividade hidráulica utilizada na estimativa dos parâmetros de permeabilidade.....	145
Figura 61 – Localização e geometria geral das Seções 02, 08 e 12, utilizadas na análise associada .....	147
Figura 62 – Malhas FEM indeformadas da Seção 02 (224 elementos) , Seção 08 (máxima, 243 elementos) e Seção 12 (205 elementos) de Piaus .....	149
Figura 63 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dias 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 02 de Piaus .....	153
Figura 64 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dia 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 08 de Piaus .....	154
Figura 65 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dias 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 12 de Piaus .....	155
Figura 66 – Malha indeformada para a Seção 02 da Barragem de Piaus .....	157
Figura 67 – Malha deformada para a Seção 02, mostrando os trechos de possíveis fissuramentos no talude de montante .....	158
Figura 68 – Malha indeformada para a Seção 08 da Barragem de Piaus .....	160
Figura 69 – Malha deformada para a Seção 08, mostrando os trechos de possíveis fissuramentos no maciço.....	161
Figura 70 – Malha indeformada para a Seção 12 da Barragem de Piaus .....	162
Figura 71 – Malha deformada para a Seção 12, mostrando os trechos prováveis de fissuramento no pé do talude de montante .....	163



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Achados da análise associada realizada por Santos (2023) .....	84
Tabela 2 – Detalhamento dos materiais constituintes do maciço de Piaus.....	115
Tabela 3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas análises de estabilidade de Piaus.....	126
Tabela 4 – Informações sobre as fissuras transversais no maciço de Piaus .....	128
Tabela 5 – Alturas de seções transversais de Piaus para cada estaca considerada no projeto executivo.....	128
Tabela 6 – Dados de entrada requeridos para a análise tensão x deformação do UNSTRUCT aplicada ao caso da Barragem de Piaus .....	151
Tabela 7 – Resumo dos parâmetros obtidos para as Amostras 01 e 02 .....	152

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA	Agência Nacional das Águas e Saneamento Básico
BBM	<i>Barcelona Basic Model</i>
BExM	<i>Barcelona Expansive Model</i>
CP	Corpo de prova
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNOCS	Departamento Nacional de Obras Contra as Secas
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
FEM	<i>Finite Element Method</i> (Método dos Elementos Finitos)
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LMSP	Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
NBR	Norma Brasileira Regulamentar
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
SC	Areia argilosa
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> (Sondagem à percussão)
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFC	Universidade Federal do Ceará
UHE	Usina hidrelétrica
UNSTRUCT	<i>UNSaturation STRUCture analysis</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área de contato total das fases do solo
$a_g$	Área de contato entre grãos do solo
$a_w$	Área do menisco de água no solo
$a_{ar}$	Área ocupada pelo ar no solo
$b_x, b_y$	Forças de massa por unidade de volume, devidas ao peso próprio do solo e aos efeitos da água, incluindo forças de percolação e empuxo hidrostático
$\underline{D_e}$	Matriz tensão-deformação
$e$	Índice de vazios do solo
$e_0$	Índice de vazios inicial do solo
$E_0$	Módulo de elasticidade nas condições iniciais do ensaio edométrico duplo
$E_S$	Módulo de elasticidade para o solo saturado
$E_u$	Módulo de elasticidade em relação à componente de tensões ( $\sigma - u_a$ )
$\underline{F}$	Força de massa devido à variação no peso específico
$H$	Módulo de elasticidade em relação à sucção, ( $u_a - u_w$ )
$n$	Porosidade
$S$	Grau de saturação
$T_r$	Tempo de retorno
$u$	Poropressão
$u_{ar}, u_a$	Poropressão de ar no solo
$(u_a - u_w)$	Sucção mátrica ou matricial
$u_w$	Poropressão de água no solo
$w$	Umidade do solo, em %
$w$	Umidade gravimétrica
$z$	Profundidade do bulbo de tensões
$z_w$	Parcela do solo (em profundidade) delimitada pelo bulbo de inundação
$\alpha, \beta$	Parâmetros do ensaio edométrico duplo
$\delta i_{j_{ua}}$	Tensor de tensões da fase ar do solo
$\delta i_{j_{uw}}$	Tensor de tensões da fase água do solo
$\Delta e$	Variação do índice de vazios
$\varepsilon$	Deformação específica
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	Deformações nas direções $x$ , $y$ e $z$

$\underline{\varepsilon}$	Vetor das deformações
$\underline{\varepsilon}_0$	Vetor das autodeformações resultantes de crescimentos de cristais, variações de temperatura, colapso ou expansão dos solos
$\Delta\varepsilon_{S0}$	Variação da deformação específica correspondente à tensão $(\sigma_v - u_a)$ nula, do corpo de prova saturado do ensaio edométrico duplo
$\varepsilon_{SF}$	Deformação específica do corpo de prova saturado do ensaio edométrico duplo, correspondente a $(\sigma_v - u_a)_f$
$\Delta\varepsilon_{UF}$	Variação da deformação específica correspondente a $(\sigma_v - u_a)_F$ do corpo de prova não-saturado do ensaio edométrico duplo
$\theta_w$	Umidade volumétrica
$\Delta\theta$	Variação da umidade volumétrica do solo
$\sigma$	Tensão total aplicada no solo
$\sigma'$	Tensão efetiva no solo
$\sigma_{ij}$	Tensor de tensões da fase sólida do solo
$\sigma_v$	Tensões verticais no solo
$\sigma_x$	Tensão normal total na direção $x$
$\sigma_y$	Tensão normal total na direção $y$
$\sigma_z$	Tensão normal total na direção $z$
$\sigma_1$	Tensão principal maior
$\sigma_3$	Tensão principal menor
$\sigma - u_a$	Tensão normal líquida
$\sigma_v - u_a$	Tensão vertical total
$\underline{\sigma}$	Vetor das tensões
$\underline{\sigma}_0$	Vetor das tensões iniciais
$\tau_{xy}$	Tensão cisalhante no plano $xy$
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\Delta\gamma$	Variação do peso específico por variação de umidade do solo não-saturado
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\chi$	Parâmetro constitutivo da Equação de Bishop (1959) para solos não-saturados, função do grau de saturação do solo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>24</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>26</b>
<b>1.2</b>	<b>Metodologia empregada .....</b>	<b>27</b>
<b>1.3</b>	<b>Contribuição técnica e científica.....</b>	<b>28</b>
<b>1.4</b>	<b>Escopo do trabalho .....</b>	<b>29</b>
<b>2</b>	<b>SOLOS NÃO-SATURADOS E SUA DEFORMABILIDADE .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1</b>	<b>Solos não-saturados .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1.1</b>	<i>Sucção no solo.....</i>	<i>32</i>
<b>2.2</b>	<b>Rigidez e deformabilidade de solos .....</b>	<b>34</b>
<b>2.3</b>	<b>Compactação de solos não-saturados.....</b>	<b>37</b>
<b>2.4</b>	<b>Fissuramento em barragens de terra .....</b>	<b>38</b>
<b>2.4.1</b>	<i>Classificação das fissuras .....</i>	<i>41</i>
<b>2.4.2</b>	<i>Barragem de Chicoasén.....</i>	<i>43</i>
<b>2.5</b>	<b>Rigidez de solos não-saturados no estado compactado .....</b>	<b>45</b>
<b>3</b>	<b>MODELAGEM CONSTITUTIVA .....</b>	<b>46</b>
<b>3.1</b>	<b>Modelos constitutivos.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2</b>	<b>Modelagem constitutiva do comportamento hidráulico de solos não-saturados .....</b>	<b>47</b>
<b>3.2.1</b>	<i>Curva de retenção hídrica.....</i>	<i>48</i>
<b>3.2.2</b>	<i>Curva de permeabilidade .....</i>	<i>50</i>
<b>3.3</b>	<b>Modelagem constitutiva do comportamento mecânico de solos não-saturados .....</b>	<b>53</b>
<b>3.3.1</b>	<i>Expressões analíticas .....</i>	<i>54</i>
<b>3.3.2</b>	<i>Superfícies de estado .....</i>	<i>55</i>
<b>3.3.3</b>	<i>Modelos elásticos.....</i>	<i>56</i>
<b>3.3.4</b>	<i>Modelos elastoplásticos .....</i>	<i>57</i>
<b>3.3.5</b>	<i>Outros modelos constitutivos para solos não-saturados.....</i>	<i>59</i>
<b>4</b>	<b>MODELAGEM ASSOCIADA .....</b>	<b>61</b>
<b>4.1</b>	<b>Contextualização .....</b>	<b>61</b>
<b>4.2</b>	<b>Versão original do programa UNSTRUCT de Miranda (1988).....</b>	<b>62</b>
<b>4.2.1</b>	<b>UNSTRUCT modificado por Silva Filho (1998).....</b>	<b>64</b>
<b>4.2.2</b>	<i>Modelagem de deformações pela técnica da variação de rigidez.....</i>	<i>71</i>

4.3	Modelagem associada .....	73
4.4	Aplicação da modelagem associada para a previsão da ocorrência de fissuramento em barragens de terra .....	75
4.5	Pesquisas recentes empregando a análise associada a barragens de terra .....	77
4.5.1	<i>Barragem experimental de Lôbo Neto (2013)</i> .....	78
4.5.2	<i>Análise da barragem experimental de Lôbo Neto (2013) feita por Leme (2015)</i> .....	80
4.5.3	<i>Barragem hipotética de Maia (2022)</i> .....	80
4.5.4	<i>Análise de barragens reais de Santos (2023)</i> .....	83
5	<b>PROPOSTA DE INCLUSÃO DA PREVISÃO DE ZONAS PROVÁVEIS DE FISSURAMENTO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE TERRA .....</b>	<b>85</b>
5.1	Cenários analisados .....	87
5.1.1	<i>Cenário 1: Barragem homogênea, sem elemento filtrante</i> .....	88
5.1.2	<i>Cenário 2: Barragem homogênea, com elemento filtrante</i> .....	92
5.1.3	<i>Cenário 3: Barragem zoneada, com núcleo rígido e espaldares deformáveis, sem elemento filtrante</i> .....	94
5.1.4	<i>Cenário 4: Barragem zoneada, com núcleo deformável e espaldares rígidos, sem elemento filtrante</i> .....	96
5.1.5	<i>Cenário 5: Barragem zoneada, com elemento filtrante</i> .....	98
5.1.6	<i>Cenário 6: Barragem zoneada, em presença de elemento filtrante, com piora das condições de compactação</i> .....	100
5.2	Ensaio de laboratório úteis à análise associada para a previsão de fissuramento em barragens de terra .....	101
5.3	Roteiro para avaliação da deformabilidade na verificação da segurança de barragens de terra .....	103
5.3.1	<i>Análise de fluxo utilizando o Rocscience Slide2</i> .....	105
5.3.2	<i>Análise tensão x deformação utilizando o UNSTRUCT</i> .....	106
5.4	Considerações parciais .....	110
6	<b>ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>111</b>
6.1	Barragem de Piaus .....	111
6.1.1	<i>Características geológicas e climáticas da região</i> .....	116
6.2	Projetos básico e executivo .....	117
6.2.1	<i>Levantamento geológico</i> .....	118
6.3	Características do maciço indicadas no projeto executivo .....	119

6.4	Considerações sobre o período construtivo da Barragem de Piau	122
6.4.1	<i>Avaliação de fluxo, estabilidade e recalques</i>	125
6.5	Problemática após primeiro enchimento	127
6.5.1	<i>Possíveis causas para o surgimento de fissuras em Piau</i>	131
6.5.2	<i>Correção de trincas</i>	134
7	MATERIAIS E MÉTODOS	139
7.1	Amostragem e preparação do solo para a investigação geotécnica	139
7.2	Resultados dos ensaios	142
7.2.1	<i>Granulometria, limites de Atterberg e densidade real</i>	142
7.2.2	<i>Compactação</i>	143
7.2.3	<i>Ensaio edométrico duplo</i>	143
7.2.4	<i>Curva de retenção hídrica</i>	144
7.2.5	<i>Curva de condutividade hidráulica</i>	145
7.3	Análise associada para a previsão da ocorrência de fissuramento na Barragem de Piau	146
7.3.1	<i>Modelagem de fluxo com o Slide2</i>	147
7.3.2	<i>Modelagem do comportamento tensão x deformação usando o UNSTRUCT</i>	150
8	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	152
8.1	Análise de fluxo do Slide2	152
8.2	Análise tensão x deformação do UNSTRUCT	156
8.2.1	<i>Análise da Seção 02 com o UNSTRUCT</i>	156
8.2.2	<i>Análise da Seção 08 com o UNSTRUCT</i>	159
8.2.3	<i>Análise da Seção 12 com o UNSTRUCT</i>	159
8.3	Resultados para a Barragem de Piau	164
9	CONCLUSÕES	166
9.1	Sugestões para pesquisas futuras	167
	REFERÊNCIAS	169
	ANEXOS	181
	ANEXO A – DADOS DA CURVA COTA X ÁREA X VOLUME DA BARRAGEM DE PIAU	182
	ANEXO B – FLUXOGRAMAS DAS ROTINAS E SUB-ROTINAS DO UNSTRUCT	184

## 1 INTRODUÇÃO

Barragens de terra são estruturas civis sujeitas a processos naturais de umedecimento e secagem. A perda de rigidez que ocorre com a saturação do maciço compactado durante o primeiro enchimento impacta diretamente suas propriedades e estabilidade. Em razão disto, o risco da ocorrência de patologias (recalques diferenciais, fissuras, *piping* etc.) e desastres (ruptura total da estrutura) são questões que devem ser avaliadas tanto durante o projeto quanto nas fases de execução e operação destas estruturas.

Isto requer do geotécnico maior atenção com a deformabilidade dos solos no estado não-saturado, além de conhecimentos mais aprofundados sobre seu comportamento, das variáveis que o influenciam, bem como de métodos de modelagem apropriados para esta condição singular.

Torna-se, então, imperativo desenvolver modelos e métodos preditivos que consigam representar e prever o comportamento *in situ* dos materiais constituintes de estruturas de terra, quando no estado não-saturado. Para isso, é necessária uma sólida investigação de campo, que permita a seleção correta dos parâmetros de interesse.

Para tal, é necessário alguma experiência prévia e uma dose razoável de intuição e julgamento interpretativo por parte do geotécnico (Lambe; Whitman, 1969). Isto acontece porque não existem modelos capazes de representar perfeitamente um cenário de engenharia, devido a todas as incertezas envolvidas, bem como às simplificações necessárias que são feitas durante o desenvolvimento destes modelos (Silva *et al.*, 2016).

Durante o primeiro enchimento, quando parte do aterro experimenta transição de um estado mais seco para a ambiência saturada, e vai paulatinamente perdendo sua rigidez em consequência do umedecimento, a ocorrência de deformações é esperada, devido às alterações no estado de tensões e de propriedades do solo, como permeabilidade, sucção, e resistência ao cisalhamento (Machado Júnior, 2000). Entretanto, estas jamais devem se converter em problemas estruturais, como o fraturamento hidráulico (*piping*) ou a ruptura generalizada (Leme, 2015).

Sandroni e Guidicini (2022) mencionaram diversos casos de fissuramento em barragens brasileiras (Barragens Vigário, Graminha, Barreiros, Boqueirão das Cabeceiras, Caxitoré, Santa Helena, UHE Corumbá), relatando não haver registro de nenhum desastre diretamente associado ao fenômeno.

O aparecimento de fissuras, internas ou externas, é um evento corriqueiro em barragens de terra (Loprevite, 2021; Miranda, 1988). A utilização de elementos drenantes com



características autocicatrizantes e a utilização de “zonas plásticas” nas interfaces (núcleo-ombreira e maciço-estruturas associadas) são as opções mais comumente recomendadas (Sandroni; Guidicini, 2022). Solos bem graduados com esta característica autocicatrizante já haviam sido reportados por Hjeldnes e Lavania (1990).

Boa parte dos estudos mais recentes sobre deformações e fissuramentos em barragens de terra são relacionados à modelagem acoplada (hidráulico-mecânica), a exemplo de Xu *et al.* (2024), Luo *et al.* (2019), Jie *et al.* (2012), mas propondo o emprego de métodos analíticos e numéricos, bem como de modelos matemáticos mais sofisticados, como o método dos elementos finitos de contorno escalonado, modelos hiperbólicos, dentre outros, a exemplo de Szostak-Chrzanowski e Massiéira (2004), Harison e Hardin (1994), e He *et al.* (2021). ===

Atualmente, os protocolos mais comumente empregados no projeto e verificação da segurança de barragens de terra compreendem basicamente análises de fluxo e de estabilidade, com base nas quais se propõe a geometria e as características gerais do maciço (Banco Mundial; ANA, 2014).

No semiárido brasileiro, infraestruturas para garantir segurança hídrica, como barragens, sistemas de abastecimento, adutoras e canais, buscam armazenar água durante a estação chuvosa, a fim de que não haja falhas de suprimento nos meses secos. Isto leva à necessidade da implementação de medidas de prevenção e mitigação dos impactos da escassez hídrica.

Nas últimas décadas, alterações no padrão de chuvas na região Nordeste têm prolongado ainda mais os períodos históricos de estiagem, o que tem sido atribuído às mudanças climáticas (Buriti e Barbosa, 2018).

Este contexto evidencia a importância da previsão e monitoramento de deformações em estruturas de terra, pois sua ocorrência facilitará a ocorrência de patologias (como *piping*, surgências, infiltrações etc.), impactando diretamente no desempenho de campo e vida útil da obra. Sendo assim, percebe-se inaceitável a negligência com os cuidados na prevenção das patologias supramencionadas em obras de armazenamento d'água, o que oportunizaria, por omissão, o desperdício deste valioso recurso.

Isto evidencia também a necessidade de mais estudos com foco em melhor compreender como a ocorrência de deformações excessivas associadas à perda de rigidez por saturação do solo ocorre e influencia o desempenho em campo de obras de terra, com o objetivo de atualizar os protocolos tradicionais de projeto e monitoramento destas.

Diante dessa problemática, esta pesquisa tem como objetivo implementar um método de identificação de zonas de fissuramento em barragens de terra, utilizando para tal a análise elástica associada em conjunto com a técnica da variação da rigidez do solo, a fim de identificar

trechos do maciço onde perdas de rigidez significativas, decorrentes do umedecimento do solo, que poderão levar à ocorrência de fissuramentos.

O emprego da análise associada na previsão de fissuramentos em barragens de terra vem sendo aperfeiçoado desde o estudo de Silva Filho e Cerqueira (2004). Atualmente, seu emprego na avaliação de maciços (reais e hipotéticos) já está bem documentada e validada (Lôbo Neto, 2013; Leme, 2015; Lôbo Neto *et al.*, 2018; Maia, 2022; Santos, 2023).

Estes trabalhos sinalizaram a análise associada como uma ferramenta robusta para a previsão (pré-constructiva) e detecção (pós-constructiva) de zonas preferenciais de fissuramento em maciços de terra. Ao empregar a análise associada ora apresentada, é possível identificar precocemente zonas prováveis de fissuramentos, e assim, alterar premissas de projeto na fase de concepção. Para obras já em operação, a ferramenta é útil para aprimorar técnicas de manutenção, em busca da funcionalidade, estabilidade e segurança do maciço.

Nesta pesquisa, para a aplicação da citada metodologia, será analisado o caso da Barragem de Piaus, localizada no município de São Julião, região Sudeste do Estado do Piauí, a aproximadamente 400 km da capital, Teresina.

A Barragem de Piaus teve suas obras iniciadas em 2006 e concluídas em 2009, quando, já no primeiro enchimento, apresentou fissuras transversais nas duas ombreiras. Estas fissuras se estendiam até cotas inferiores às do nível d'água na condição de vertimento, e representavam risco à segurança operacional do maciço devido à possibilidade de ocorrência de *piping* e fraturamento hidráulico (ENGESOF, 2006).

## 1.1 Objetivos

Esta pesquisa propõe que seja incluída, no protocolo de verificação da segurança de barragens de terra, a previsão da ocorrência do fissuramentos decorrentes de perdas de rigidez por umedecimento do solo, utilizando a análise elástica associada (com os *softwares* Slide2 e UNSTRUCT 3.0) e a técnica da variação da rigidez do solo, tendo como *inputs* os parâmetros da curva de retenção hídrica e os de compressibilidade do solo, obtidos através do ensaio edométrico duplo.

Nesta pesquisa, o objetivo é tanto ampliar o escopo da verificação convencional da segurança de barragens quanto sugerir o emprego de uma modelagem simplificada, cujos parâmetros são obtidos através de ensaios de menor complexidade, acessíveis e com tecnologia

já consagrada e bem difundida (ensaios de caracterização e edométrico duplo), visando identificar trechos prováveis de fissuramento no maciço considerado.

A intenção da modelagem elástica associada aqui implementara é avaliar os mecanismos de perda de rigidez associados à saturação paulatina do solo em razão do primeiro enchimento do reservatório, identificando os fatores que contribuem para o surgimento de fissuras em barragens de terra, além de melhor esclarecer pontos que possam ser de utilidade para o projeto (concepção) e o monitoramento operacional (pós-construtivo) de barragens de terra, almejando minimizar o risco de ocorrência destas patologias durante as fases de enchimento e operação.

Como objetivos específicos deste trabalho, podem ser citados:

1. Aprimorar a modelagem elástica associada via técnica da variação da rigidez do solo para a previsão de fissuramentos em barragens de terra, considerando o estado da arte já apresentado por pesquisas anteriores em que esta ferramenta foi empregada;
2. Avaliar os mecanismos de perda de rigidez associados à saturação gradual do solo de maciços terrosos, identificando áreas de maior vulnerabilidade e comportamento crítico, tais como a região de transição do núcleo para as ombreiras;
3. Identificar fatores que contribuem para o surgimento de fissuramentos, correlacionando as mudanças hidromecânicas com a perda de rigidez durante o processo de saturação, e como isto pode afetar o desempenho e a segurança geral do barramento;
4. Implementar a modelagem elástica associada com variação da rigidez ao caso da Barragem de Piau, considerando como *inputs* dados advindos de ensaios de laboratório realizados em amostras de solo ali coletadas;
5. Avaliar os resultados da análise elástica associada com variação da rigidez do solo aplicada ao caso da Barragem de Piau, apreciando sua confiabilidade na previsão da ocorrência de fissuramentos; e
6. Propor a inclusão da previsão da ocorrência de fissuramento do solo nos protocolos de verificação da segurança de barragens nas fases de concepção e operação da obra.

## **1.2 Metodologia empregada**

A metodologia empregada na realização desta pesquisa compreendeu inicialmente um levantamento bibliográfico, enfocando os conceitos relacionados a solos na condição não-

saturada e à deformabilidade decorrente da perda de rigidez devido ao umedecimento, bem como à modelagem dos comportamentos hidráulico e mecânico do solo.

Na sequência, procedeu-se à coleta e análise dos dados referentes à Barragem de Piaus, a partir de documentos oficiais, estudos técnicos anteriores, e uma visita de campo ao local da barragem, com a realização de ensaios laboratoriais nas amostras de solo ali coletadas. O estudo da Barragem de Piaus, que apresentou fissuras na região das ombreiras logo após o primeiro enchimento, buscou entender os mecanismos associados à ocorrência desta patologia.

Para tanto, esta pesquisa também implementou a análise associada, operacionalizada primeiramente através do *software* Rocscience Slide2, na simulação do comportamento hidráulico (avanço da frente de saturação e alterações da poropressão), e em seguida, estes resultados de fluxo foram utilizados como *inputs* do *software* acadêmico UNSTRUCT 3.0, que efetuou a análise elástica linear por trechos de tensões e deformações do maciço de Piaus.

O objetivo da aplicação da modelagem associada através da técnica da variação da rigidez ao caso de Piaus é validar a proposta de inclusão da previsão da ocorrência de fissuramento na verificação da segurança de barragens de terra, pois isto permite avaliar se as deformações obtidas ao final da análise com o UNSTRUCT coadunam com dados verificados em campo.

A referida proposta almeja apresentar uma ferramenta para a previsão de fissuramentos em barragens de terra a partir de uma metodologia simplificada, acessível e efetiva, com aplicabilidade prática, e que pode ser integrada às práticas corriqueiras de verificação da segurança de barragens.

No presente estudo, a modelagem associada, com simulações sequenciais de fluxo e análise de tensões, se concentrou nas áreas críticas (ombreiras), e permitiu examinar as respostas hidráulica e mecânica do maciço de Piaus, bem como identificar pontos de vulnerabilidade estrutural no primeiro enchimento.

Por fim, os achados reportados nos estudos de Miranda (1988), Silva Filho (1998), Leme (2015), Maia (2022), Santos (2023) e neste trabalho foram compilados, de modo a apresentar o estado da arte todos nesta linha de pesquisa, e aprofundar o entendimento acerca da avaliação das deformações no solo, a partir do emprego da análise associada e da técnica da variação da rigidez.

### 1.3 Contribuição técnica e científica

Ao analisar estudos prévios que empregaram a modelagem elástica associada utilizando

a técnica da variação de rigidez e os resultados da análise apresentada pela presente pesquisa, pretende-se trazer uma contribuição à prática metodológica de projeto de barragens de terra, a partir da proposição da inclusão da previsão da ocorrência de fissuramento dos solos na verificação da segurança destas estruturas, tanto para obras em fase de concepção quanto para aquelas em fase de operação, auxiliando no monitoramento continuado destas.

O objetivo é incluir no projeto de barragens de terra a previsão do aparecimento de zonas de fissuramento no maciço, efetuada via modelagem associada e considerando a perda de rigidez causada pela saturação gradual do solo, que pode ocorrer no primeiro enchimento e na fase de operação, quando os volumes do reservatório oscilam em resposta a mudanças relevantes no regime de chuvas, tais como secas devidas à estiagem prolongada ou inundações devidas a precipitações intensas, ambas potencialmente decorrentes de mudanças climáticas.

Esta previsão da ocorrência de fissuramento aqui proposta é realizada através da associação das análises de um *software* comercial para simular o fluxo transiente na barragem (Slide2) e de um *software* acadêmico para modelar as deformações que comumente ocorrem com o aumento de umidade do maciço (UNSTRUCT 3.0).

Sua finalidade é munir o geotécnico, em sua atuação profissional cotidiana, de um ferramental prático e de fácil implementação, que permita entender os mecanismos que deflagram o fissuramento, detectar zonas preferenciais de ocorrência deste fenômeno em campo, e dar subsídios para a tomada de decisão na mitigação de seus efeitos.

#### **1.4 Escopo do trabalho**

Esta tese está estruturada em nove capítulos. O presente capítulo apresentou uma breve introdução sobre o tema principal, bem como aponta a descrição dos objetivos gerais e específicos, e a estruturação geral da pesquisa.

O segundo e o terceiro capítulos apresentam a revisão bibliográfica, abordando assuntos relacionados aos solos não-saturados e sua deformabilidade, fissuramento em maciços de terra, e modelagem constitutiva do comportamento mecânico e hidráulico dos solos não-saturados.

O Capítulo 4 desta tese versa sobre a modelagem elástica associada, contextualizando o sequenciamento dos trabalhos nesta linha de pesquisa, da qual a presente tese faz parte.

O Capítulo 5 apresenta a proposta de inclusão da previsão de zonas prováveis de fissuramento na verificação da segurança de barragens de terra, analisando diferentes cenários com os quais o geotécnico pode se deparar na prática profissional, e prescrevendo um roteiro

para a avaliação da deformabilidade utilizando a análise associada com variação da rigidez.

O Capítulo 6 diz respeito ao estudo de caso, onde são fornecidos detalhes a respeito da Barragem de Piaus, as características definidas na fase de projeto, as ocorrências verificadas após a entrada em operação, e o processo de restauração das fissuras, destacando as intervenções realizadas para mitigar os efeitos do fissuramento e prevenir uma possível ruptura.

No Capítulo 7, é apresentado o programa experimental realizado com as amostras de solo coletadas em Piaus. Nele, também são apresentados os procedimentos adotados na análise associada com variação da rigidez, que subsidiarão a compreensão do comportamento do solo de Piaus no contexto da saturação durante o primeiro enchimento.

O Capítulo 8 apresenta a discussão dos resultados obtidos, e por fim, o Capítulo 9 aborda as conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Logo após, serão apresentadas as referências bibliográficas e os anexos deste trabalho.

## 2 SOLOS NÃO-SATURADOS E SUA DEFORMABILIDADE

### 2.1 Solos não-saturados

Perfis não-saturados são bastante comuns em zonas de deficiência hídrica moderada a alta (regiões áridas/semiáridas) e em áreas tropicais, onde períodos de seca e chuva intensa se alternam, e a evapotranspiração excede a precipitação, contribuindo para a ocorrência de deformações no solo (Freitas, 2017; Caputo, 2015; Vilar; Rodrigues, 2011).

Em regiões de clima tropical ou semiárido, tal como há em abundância no Brasil, estruturas que têm o solo como seu material executivo principal estão sujeitas a variações climáticas no espaço e no tempo, estações chuvosa e seca alternadas, oscilações significativas da temperatura ao longo do dia, evapotranspiração elevada etc. Isto modifica significativamente seu comportamento e interfere em seu desempenho de campo, pois o solo finda permanecendo na condição não-saturada na maior parte do tempo (Vilar *et al.*, 1981).

Bishop (1959) tentou generalizar o princípio de Terzaghi para incluir solos não-saturados, apresentando uma nova expressão (Equação 1) com um certo parâmetro ( $\chi$ ), dependente do grau de saturação.

$$\sigma' = (\sigma - u_{ar}) + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

Para o solo completamente saturado ( $w=100\%$ ),  $\chi = 1$ , e para o solo puramente seco,  $\chi=0$ . Para estas duas condições, a referida equação corresponde ao clássico princípio das tensões efetivas de Terzaghi, em que a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) corresponde ao quanto a tensão total ( $\sigma$ ) excede a poropressão de água ( $u_w$ ).

Cordão Neto (2005) que apontou que, na forma como a equação de Bishop (1959) foi apresentada, a variável de tensão era função do material, quando deveria ser função exclusiva da tensão efetiva (e independer de propriedades geotécnicas), tal como estabelecia o princípio de Terzaghi.

O autor também destacou a dificuldade de obtenção do parâmetro  $\chi$  de Bishop (1959), por este ser função do grau de saturação, e que, apesar de ter sido observada boa concordância da proposição de Bishop (1959) em relação à resistência ao cisalhamento, isto não ocorreu com a deformabilidade. A despeito das críticas, a hipótese de Bishop (1959) não foi completamente abandonada, e continuou sendo estudada por outros pesquisadores.

Como o princípio de Terzaghi e a equação de Bishop (1959) encontraram gargalos ao tentar explicar o comportamento dos solos não-saturados, muitos autores passaram a buscar formas diferentes de fazê-lo, dentre elas, a modelagem a partir da consideração de superfícies de estado, representando diferentes parâmetros em função do estado de tensões, do índice de vazios e da sucção (Futai; Silva Filho, 2015).

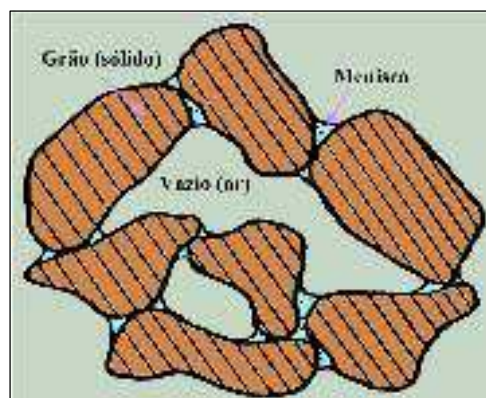
### 2.1.1 *Sucção no solo*

Além das três fases tradicionais já descritas, Fredlund e Morgenstern (1977) propuseram a consideração de uma quarta fase no solo, com propriedades diferentes dos materiais contínuos (ar e água), formada pela interação direta entre a fase gasosa não dissolvida e a fase líquida, denominada *membrana ou película contrátil*.

Em presença desta membrana contrátil atuando na interface ar-água, surge uma “pressão” de sucção (negativa), que provoca alteração na poropressão do solo, no estado de tensões e no comportamento de campo. Se a temperatura se eleva, a tensão superficial do líquido (água) diminui, fazendo com que a membrana contrátil apresente um comportamento elástico.

Quando o raio de curvatura da membrana contrátil diminui (como, por exemplo, quando a sucção aumenta), recebe o nome de *menisco* (Fredlund e Rahardjo, 1993 *apud* Pereira, 2006), mostrado no desenho esquemático da Figura 1.

Figura 1 – Desenho esquemático da membrana contrátil e menisco entre grãos de solo



Fonte: Souza Neto (2004).



No solo não-saturado, a membrana contrátil está sujeita a pressões de ar ( $u_a$ ) e de água ( $u_w$ ). À medida que o solo vai perdendo mais umidade e secando, os efeitos da capilaridade se acentuam, e a ação relativa das forças de natureza elétrica na região da película contrátil vai aumentando.

Desta forma, a água da película contrátil se torna ainda mais aderida às partículas sólidas. Para mobilizar esta fração de água, é necessário aumentar a pressão do ar nos vazios, até que ela seja suficientemente forte para promover seu movimento. Esta pressão mínima é numericamente à diferença ( $u_a - u_w$ ) e chamada de *sucção matricial* (Pereira, 2006; Lôbo Neto, 2013).

Além da sucção matricial, existe uma segunda componente da sucção de um solo, denominada *sucção osmótica*. De acordo com Souza Neto (2004), ela está associada à concentração de soluto na água presente nos vazios, enquanto a sucção matricial está ligada a forças de atração (entre sólidos e água) e forças de capilaridade geradas pela tensão superficial.

Cruz (1996) apontou a sucção matricial como sendo a responsável pela retenção de um certo volume de água no solo devido à tensão capilar e/ou a forças de natureza elétrica, em oposição à água livre, que é capaz de escoar e fluir livremente pelos vazios do solo.

Estudos de laboratório têm indicado que a sucção osmótica só é detectada para valores muito baixos de sucção, pois a concentração de sais nos vazios dos solos não-saturados, quando ocorre, é relativamente baixa e praticamente não varia (Maia, 2022). Destarte, a variação da sucção total está quase diretamente relacionada à variação da sucção matricial (Zhan, 2003), já que, segundo Fredlund e Xing (1994), para valores de sucção total acima de 1.500 kPa, a contribuição da sucção osmótica é desprezível.

O ressecamento do solo por evaporação cria o perfil não-saturado, e durante o processo, parte da água fica presa nos poros. A tensão superficial, então, cria uma poropressão negativa na fase líquida. Ao considerar o princípio de Terzaghi, este cenário resultaria numa tensão efetiva maior, já que a poropressão da água ( $-u_w$ ) findaria somada à tensão normal, como mostrado na Equação 2:

$$\sigma' = \sigma - (-u_w) \quad (2)$$

Se o aumento da temperatura persiste e mais água evapora, a sucção tende a aumentar ainda mais, resultando numa resistência do solo aparentemente maior. No entanto, quando há precipitação ou umedecimento, esta poropressão negativa diminui (ou zera), levando a

resistência aparente a diminuir drasticamente ou mesmo a deixar de existir, pois a saturação leva à dissipação das forças que mantêm a estrutura estável (Leme, 2015).

Isto leva a uma alteração no estado de tensões, e por conseguinte, a alterações na estrutura (deformações), que podem ocorrer com redução abrupta e significativa de volume, na presença ou não de carregamento concomitante, o que se denomina de colapso (Santos, 2023; Souza Neto, 2004).

## **2.2 Rigidez e deformabilidade de solos**

A rigidez em solos não-saturados se refere à resistência à deformação destes quando submetidos a carregamentos. As agregações e cimentações que conservam a estrutura do estão diretamente ligadas à sua rigidez, sendo o módulo de cisalhamento máximo ( $G_0$ ) o parâmetro que melhor explica a rigidez dos solos (Fernandes, 2021).

A relação da rigidez com o nível de deformação, conhecida como curva de degradação do  $G_0$ , é de grande valia na análise do comportamento dos solos sob pequenas deformações (Loprevite, 2021).

Dentre os fatores que influenciam a deformabilidade de solos não-saturados mais comumente citados na literatura, estão: o estado de tensões, a vazão de inundação da amostra, o tipo de líquido permeante, e a umidade inicial (i.e., o grau de saturação), que concorrem como fatores moderadores desta característica (Silva, 1996).

O estado de tensões influencia a deformabilidade de um solo, pois a magnitude das deformações será consequência tanto do estado de tensões inicial quanto do valor da tensão a ele aplicada (Souza Neto, 2004).

A vazão de inundação, isto é, a velocidade com que a água penetra nos vazios do solo, provoca um desarranjo da estrutura quando ocorre o contato com a água. Este fenômeno está bastante relacionado à afinidade das partículas de solo pelo líquido permeante (que não necessariamente é a água), e além disso, o desmonte da estrutura quando ocorre a inundação também está ligado à intensidade da força agregadora das partículas e à velocidade de destruição das ligações entre elas (Souza Neto, 2004).

Ferreira (1995) afirmou que a velocidade com que a inundação ocorre, se mais lenta ou mais rápida, também tem seu grau de importância no processo. E é por causa deste fator que a velocidade de inundação aplicada nos ensaios de laboratório deve corresponder àquela prevista para ocorrer em campo.

Em seu estudo, Ferreira (1995) mostrou que velocidades de inundação da ordem de 1,0mL/s tendem a provocar deformações mais abruptas, mas de menor magnitude quando comparadas àquelas ocorridas em ensaios com inundação mais lenta. Isto foi atribuído a um rearranjo mais intenso das partículas, em razão do maior tempo disponível para o desencadear deste processo.

Estes achados sugerem que, tanto em campo quanto em laboratório, o umedecimento do solo seja realizado o mais devagar possível, a menos que haja indícios de que a velocidade de inundação não vá ter influência sobre os resultados.

Alguns estudos comprovaram que o tipo de líquido permeante também interfere na deformabilidade do solo. Reginatto e Ferrero (1973) realizaram ensaios edométricos em solo da região de Córdoba, Argentina, onde frequentes danos em edificações foram atribuídos a recalques diferenciais. Em alguns ensaios, as deformações só ocorreram quando as amostras foram percoladas com água de esgoto ou água de pH ácido, levando a concluir que os recalques ocorreram devido à interação química entre o líquido permeante e as partículas de argila do solo.

Neste sentido, Motta e Ferreira (2011) verificaram que soluções com alta condutividade elétrica e de pH mais alcalino (soluções à base de água sanitária e à base de sabão em pó) causaram deformações volumétricas maiores nas amostras de solo analisadas, que estariam associadas tanto à queda abrupta da sucção por umedecimento do solo quanto a interações físico-químicas entre este e o líquido percolante.

Neste estudo, os autores observaram que, quanto menor a tensão superficial do líquido permeante, maior o potencial de molhabilidade do solo. Para permeantes com pH aproximadamente neutro, as deformações se assemelharam à do solo inundado com água destilada (solução controle). E para permeantes de pH ácido (óleo de soja), praticamente não ocorreram deformações substanciais.

Destarte, a interação química entre o líquido permeante e o solo deve ser considerada pelo Geotécnico em situações em que existe a possibilidade de o solo entrar em contato com líquidos agressivos, intencionalmente ou não (Souza Neto, 2004).

Em relação ao teor de umidade de um solo não-saturado, a estrutura terá comportamento mais rígido e, conseqüentemente, menos deformável, com teores de umidade menores, pois a sucção irá interferir diretamente em sua deformabilidade (Souza Neto, 2004).

Dentro do quesito umidade, certos tipos de solo (como os colapsíveis) podem apresentar comportamento diferente em relação à deformabilidade, dependendo de quando a investigação de campo for realizada. Se amostras forem coletadas durante o período chuvoso, a presença da

água impõe a deflagração do colapso, resultando na verificação de um potencial de deformabilidade inferior; se coletadas na estação seca, a umidade menor corresponderá a uma maior sucção e rigidez estrutural (Souza Neto, 2004).

Em um barramento, a correta identificação da ocorrência de materiais de comportamento colapsível ou expansivo na fundação é crucial, pois é necessário optar, previamente à construção, por sua remoção (completa ou parcial), ou pela “convivência” com seu comportamento peculiar, objetivando sempre evitar a ocorrência de recalques avultados que possam comprometer a segurança e estanqueidade da obra.

A remoção completa consiste na substituição do solo colapsível por outro de desempenho superior. Para tal, é necessário que o novo solo exista em quantidade suficiente, e que a distância e os custos de transporte não sejam antieconômicos (Freitas, 2017).

A remoção parcial denota a modificação de características do solo, seja por alteração da granulometria ou por injeção de ligantes (ou outros agentes químicos) que, ao reagirem com os constituintes do solo colapsível, promovem melhoria do desempenho de campo (Marinho, 2018).

A alteração da granulometria se dá por meio do acréscimo ou retirada de determinadas frações do solo, mas também pela introdução de materiais minerais, resíduos de construção e demolição (RCD), fibras vegetais, sintéticas ou metálicas (Paiva, 2016).

Na previsão de recalques, é recomendado que sua magnitude seja calculada na fase de projeto (Eletrobrás, 2003), para que se possa, então, propor medidas de remediação apropriadas. Na modelagem para a estimativa da ocorrência e amplitude dos recalques, um ensaio muito indicado é o edométrico duplo, pois permite avaliar a capacidade do solo de sofrer deformações significativas quando submetido a carregamentos e condições de umidade diferentes (Leme, 2015; Jennings e Knight, 1957). O ensaio deve ser realizado com inundação no nível de tensões previstas para ocorrer após o carregamento da barragem na fase de operação.

Há, também, a possibilidade de se modificar o projeto da estrutura, de modo a conviver com grandes recalques diferenciais (Marinho, 2018). No caso de barragens de terra, é possível realizar a sobre-elevação da crista do barramento, a fim de compensar recalques futuros (Eletrobrás, 2003).

Por fim, caso a opção seja “conviver” com o solo de comportamento colapsível, a compactação é o processo de primeira escolha na melhoria das características, que, ao diminuir o volume dos vazios e a permeabilidade do solo, promove aumento de sua resistência ao cisalhamento, redução da deformabilidade, aumento da resistência à erosão, diminuição da permeabilidade (Sandroni; Guidicini, 2022).

### 2.3 Compactação de solos não-saturados

A compactação é um processo de grande viabilidade econômica, pois promove rearranjo estrutural das partículas sólidas e melhoria das características geotécnicas, tornando o comportamento do solo mais adequado ao propósito a que se destina, bem como evitando a ocorrência de danos estruturais futuros (Silva, 2022).

Se realizada na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, a compactação traz estabilidade ao solo e às estruturas sobre ele assentes, para diferentes valores de carregamento (Ferreira, 2010). Segundo Sivakumar e Wheeler (2000), após o processo, o arranjo estrutural das partículas estará fortemente relacionado à umidade em que o solo foi compactado.

Assim, para uma dada energia de compactação, o solo compactado na umidade ótima é capaz de conservar suas características, mesmo quando submetido a diferentes condições de saturação *a posteriori* (Cordão Neto, 2005). Esta é uma condição crucial para o bom desempenho de campo de estruturas de terra, como barragens e aterros rodoviários.

Já compactação no ramo seco (umidade abaixo da ótima) conduz a uma estrutura mais “aberta” (porosa), menos compressível que no estado natural (Massad, 2010), mas há uma redução nos parâmetros de resistência, seja devido ao baixo teor de umidade, seja em razão dos baixos pesos específicos presentes (Mahler, 1994).

Solos compactados no ramo seco, quando umedecidos até zerarem a sucção e submetidos a altas tensões, podem chegar a apresentar comportamento colapsível (Ferreira, 2015). Por outro lado, para tensões menores, um comportamento expansivo é provável e bastante comum.

Muitas barragens de terra no semiárido brasileiro são construídas em circunstâncias de escassez de água, com compactação no ramo seco, culminando em uma estrutura aberta, sujeita a grandes deformações (e até colapso) durante o primeiro enchimento do reservatório (Silva Filho *et al.*, 2015; Leme, 2015). Sandroni e Guidicini (2022) também mencionaram o fissuramento de maciços desta natureza como sendo bastante frequente, mesmo se bem compactados.

Já quando compactados no ramo úmido (umidade acima da ótima), normalmente a resistência ao cisalhamento é menor do que quando compactados na umidade ótima. Indo do ramo seco para o úmido, a estrutura do solo vai de mais floclada até dispersa, passando pela estrutura satisfatória, que é alcançada na umidade ótima (Das, 2014).

Romero *et al.* (1999) mostraram que argilas compactadas no ramo úmido, apresentavam apenas microporos, que têm relação mais próxima com o comportamento hidráulico (i.e., a

curva característica). No ramo seco, estas mesmas argilas apresentavam tanto micro quanto macroporos, estes últimos mais ligados às características de comportamento mecânico.

Para além de uma compactação adequada, estruturas de drenagem também são requeridas para que o maciço apresente boa resistência à erosão (carreamento de finos) e estabilidade. Silva Filho *et al.* (2015) apontaram que a compactação e a drenagem são capazes de garantir a manutenção no longo prazo de zonas em estado não-saturado, mesmo em presença de água (após o primeiro enchimento e durante a operação do reservatório), preservando as condições mínimas de estabilidade.

## 2.4 Fissuramento em barragens de terra

Para Sandroni e Guidicini (2022), a percolação de um certo volume de água através dos poros de um aterro é inevitável. Apesar de serem obras destinadas a completamente a passagem d'água, isto finda sendo impossível, pois não existe material completamente impermeável. No entanto, quando patologias como as fissuras se instalam no maciço, a percolação pode sair do controle e colocar em risco a integridade da estrutura.

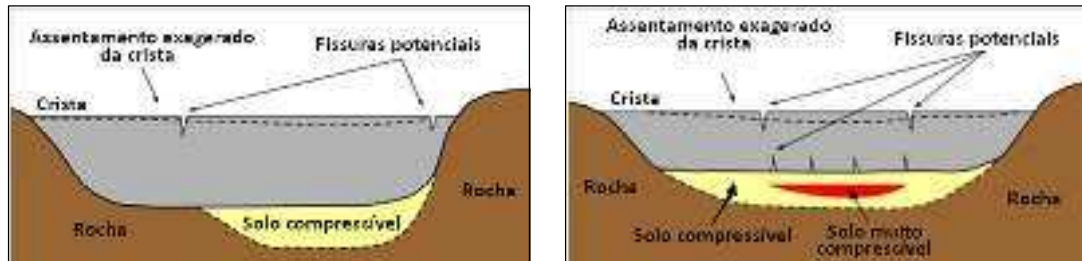
Fissuras são resultado de recalques diferenciais entre trechos contíguos do maciço, muito comumente ocorrendo entre suas ombreiras e o setor central (núcleo). Deformações que provoquem recalques diferenciais em um maciço de terra são dadas como certas durante e após o primeiro enchimento (Silva Filho *et al.*, 2015). Não raro, estes recalques conduzem ao fissuramento, tendo origem em aspectos variados, relacionados a (Sandroni; Guidicini, 2022):

- (a) Diferenças na compressibilidade dos materiais na fundação;
- (b) Diferenças na rigidez dos materiais constituintes do maciço;
- (c) Variações bruscas na topografia do terreno subjacente;
- (d) Estrutura metaestável após a compactação;
- (e) Redução da sucção do solo não-saturado (colapso por submersão);
- (f) Ressecamento do solo; e
- (g) Velocidade de carregamento.

Silva Filho *et al.* (2015) afirmou que um cenário bastante preocupante é conformado quando há diferenças de deformabilidade entre maciço e fundação (Figura 2). Um cenário corresponde à fundação com solo compressível (p.ex., colapsível ou orgânico) sob seções muito

altas da barragem, ou quando as ombreiras apresentam inclinações elevadas e com materiais relativamente incompressíveis.

Figura 2 – Fissuramento causado por diferenças de deformabilidade entre maciço e fundação

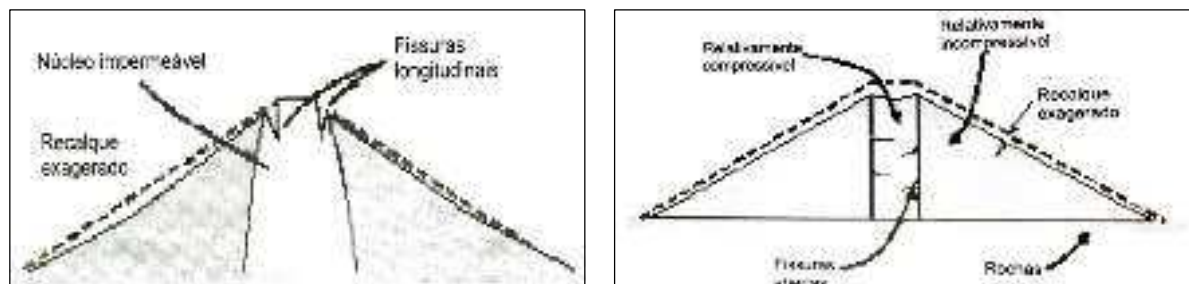


Fonte: Adaptado de ANA (2016).

Outra possibilidade é quando existem diferenças de deformabilidade entre maciço e fundação (Figura 3), que provocam redistribuição de tensões, ou seja, quando os taludes têm tendência de se deformar mais do que a crista.

Isto ocorre, por exemplo, em barragens zoneadas, com núcleo e *cut-off* mais rígidos e espaldares mais deformáveis, ou vice-versa (Sherard *et al.*, 1963), e tem especial importância durante o primeiro enchimento, quando há redução relevante da sucção (Silva Filho *et al.*, 2015). Quando o núcleo é mais deformável, passa por um processo de alívio das tensões verticais, que são transferidas para os espaldares, o que se denomina “arqueamento”.

Figura 3 – Fissuramento causado por redistribuição de tensões por diferença de rigidez em barragem zoneada, com núcleo mais rígido (à esq.) e núcleo mais deformável (à dir.)



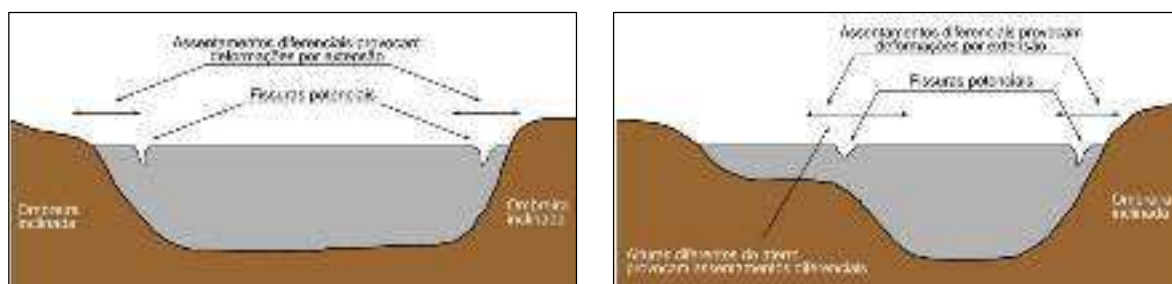
Fonte: Silva Filho e Malveira (2005).

A redistribuição de tensões pode também ocorrer pelo desenvolvimento de tensões cisalhantes nas interfaces aterro-ombreira, mas também por diferenças de rigidez entre os materiais do maciço e estruturas associadas, como vertedouro, galerias, muros, cortinas etc.

Importante ressaltar que as alterações no estado de tensões que causam recalques em uma barragem de terra são sempre esperadas, mesmo em aterros muito bem compactados, e o processo pode ocorrer até bem depois do primeiro enchimento. Neste sentido, Maia (2022) verificou que, mesmo 12 meses após o primeiro enchimento, as deformações ainda continuaram aumentando, independente das condições de compactação empregadas.

Recalques diferenciais também podem ocorrer devido a variações bruscas na topografia do terreno subjacente ao aterro. Se existirem irregularidades topográficas com possibilidade de fissuramento excessivo, como ilustrado pela Figura 4, o projeto pode ser alterado para suavizar estes obstáculos (por escavação ou preenchimento com solo melhorado), ou podem ser executadas juntas construtivas, para que os recalques não ocorram simultaneamente e a estrutura tenha tempo para acomodar estas mudanças sem grandes prejuízos (Sandroni; Guidicini, 2022).

Figura 4 – Fissuramento causado por variações na topografia do terreno: ombreiras inclinadas (à esq.) e com “degraus” (à dir.)



Fonte: Maia (2022).

Outra causa de fissuramentos é a estrutura metaestável do solo. Leme (2015) afirmou que, após a compactação das camadas durante a construção, o solo permanece não-saturado e que, dependendo da energia e umidade empregadas no processo, a estrutura pode tornar-se metaestável, vindo a colapsar por umedecimento quando do primeiro enchimento.

Vários estudos sobre barragens de terra no semiárido brasileiro (Leme, 2015; Lôbo Neto, 2013; Silva Filho, 1998, dentre outros) apontaram que, em razão da escassez de água na região, a construção é comumente realizada com materiais em umidade aquém da ótima (compactação no ramo seco), levando-as a apresentar comportamento colapsível no primeiro enchimento, por diminuição da sucção e influência das poropressões no maciço.

O aumento gradual da saturação durante o primeiro enchimento automaticamente reduz a sucção atuante e a rigidez do maciço, levando ao colapso local ou generalizado da obra. Este



é decorrente da diminuição abrupta de volume durante o processo de saturação (colapso por submersão), muito comum no talude de montante quando do primeiro enchimento (Figura 5).

Figura 5 – Fissuramento a montante causado por colapso decorrente de umedecimento do solo



Fonte: Maia (2022).

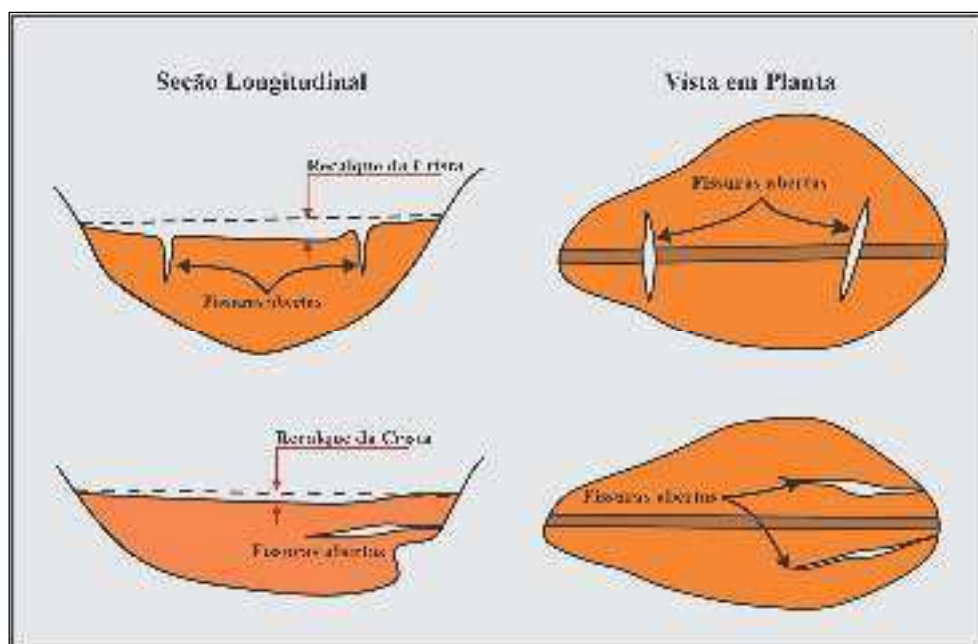
Fissuras causadas por ressecamento do solo são muito comuns em regiões áridas e semiáridas. Sua ocorrência não costuma ameaçar seriamente a integridade maciço, pois normalmente não alcançam profundidades grandes, no máximo de 1 a 2 metros. Este tipo de fissura pode ser reparada através de trincheiras superficiais (Sandroni; Guidicini, 2022), tendo sido esta a solução adotada no caso da Barragem de Piaus, objeto de estudo desta pesquisa.

Além desta causa, a velocidade de carregamento do aterro também influencia sua capacidade de sofrer recalques. Quanto mais rápido o carregamento, menor é a capacidade de suportar este esforço sem chegar a trincar/fissurar (Sandroni; Guidicini, 2022).

#### 2.4.1 Classificação das fissuras

Segundo ANA (2016), fissuras em barragens de terra podem ser classificadas conforme sua localização no maciço (interiores ou exteriores) e sua posição em relação ao eixo do maciço (longitudinais ou transversais), como apresentado através da Figura 6.

Figura 6 – Fissuras transversais e longitudinais decorrentes de recalque diferencial



Fonte: Sherard *et al.* (1963).

Fissuras transversais são aquelas que ocorrem em planos que interceptam horizontal ou verticalmente o aterro (ANA, 2016), sendo muito comuns na região da crista, entre as ombreiras e o trecho mais central do vale.

Isto é bastante comum quando a fundação das seções mais altas da barragem é mais compressível e as ombreiras apresentam topografia íngreme ou de material mais rígido (como um perfil rochoso, por exemplo), situação em que as fissuras podem se apresentar verticais ou inclinadas (Silva Filho *et al.*, 2015).

Isto está exemplificado nos desenhos da metade inferior da Figura 6, onde a “sela” topográfica torna um trecho da seção transversal muito menor em altura do que a zona mais central, que sofre maiores recalques, o que dá origem ao fissuramento.

Esta configuração é bem preocupante, pois as fissuras podem estar posicionadas de modo a facilitar o aparecimento de caminhos preferencias de percolação, podendo levar à ocorrência de *piping* e consequente ruptura da obra (Brasil, 2005).

Já as fissuras longitudinais, mesmo não sendo tão perigosas quanto as transversais para a ocorrência de *piping*, são bastante frequentes, em especial em maciços zoneados, com núcleo e *cut-off* mais rígidos e espaldares mais compressíveis. Silva Filho *et al.* (2015) afirmou, no entanto, ser possível que fissuras longitudinais se cruzem com as transversais, comprometendo seriamente a estrutura do barramento, podendo levar de fato à ruptura.

Através de análises realizadas com o programa UNSTRUCT, Miranda (1988) publicou uma proposta para a construção de pequenas barragens no semiárido, que preconizava um núcleo compactado em condições ótimas, e espaldares com umidade e compactação subótimas (ou seja, uma estrutura metaestável).

A proposta foi implementada em campo por Lôbo Neto (2013), com a construção de uma barragem experimental nas condições de Miranda (1998), a fim de verificar a estabilidade do aterro ao colapso por inundação e diminuição abrupta da sucção.

Os resultados de Lôbo Neto (2013) apontaram que, apesar da ocorrência de recalques durante o enchimento da barragem experimental, o núcleo mais rígido preveniu a propagação de patologias mais sérias de montante para jusante, não havendo o rompimento da estrutura.

Neste tópico, há que se reconhecer que o primeiro enchimento de um reservatório é a fase mais delicada para a barragem, extremamente crítica no que diz respeito à ocorrência de incidentes, pois boa parte da carga é aplicada em um intervalo de tempo muito curto (Sandroni; Guidicini, 2022).

De fato, as estatísticas de incidentes com barragens de terra apontam a maioria dos problemas ocorrendo durante o enchimento do reservatório e o primeiro ano subsequente. Segundo Eletrobrás (2023), qualquer falha estrutural ou de estanqueidade existente se manifesta com os primeiros carregamentos e percolações.

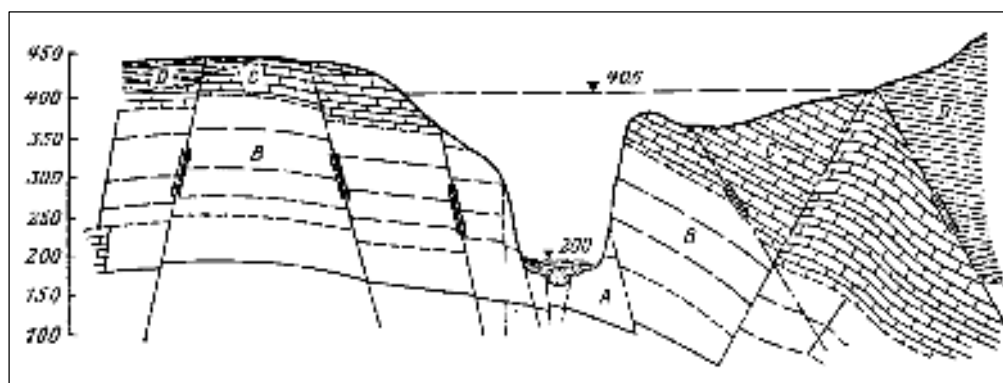
#### **2.4.2 Barragem de Chicoasén**

A Barragem de Chicoasén, localizada no Rio Grijalva, região Sudeste do México, foi construída entre 1974 e 1980, enfrentando algumas restrições topográficas e geológicas. O lago de Chicoasén tem capacidade de armazenamento de 16,8km<sup>3</sup> de água, e faz parte de um sistema de quatro barragens (junto com La Angostura, Malpaso e Penitas) com propósito de geração de energia (UNICACH, 2011).

O aterro de Chicoasén é composto de um núcleo central com espaldares de enrocamento, tem 261m de altura e 485m de comprimento, e está situado em um vale bastante encaixado, com paredes íngremes de calcário, e mudança de inclinação brusca na topografia da ombreira esquerda. No boqueirão de Chicoasén, o rio Grijalva corre por um cânion estreito e muito profundo (ver Figura 7), com inclinações de 75-80° do lado direito e de 65-70° do lado esquerdo (Borosoi; Moiseev, 1977).

No projeto, duas alternativas foram consideradas, barragem em arco e aterro de solo. A topografia do cânion era totalmente adequada para uma barragem em arco, mas razão de uma grande fratura tectônica na área, com possibilidade de deslocamentos laterais do cânion ocorrerem, optou-se por uma barragem de aterro mais resistente a terremotos, com um núcleo central impermeável e espaldares construídos com rocha graduada (Borosoi; Moiseev, 1977).

Figura 7 – Perfil do boqueirão da Barragem de Chicoasén



Fonte: Borosoi e Moiseev (1977).

O aparecimento de fissuras próximo a interfaces com muros e ombreiras íngremes é muito comum, e normalmente se deve à ocorrência de tensões cisalhantes nestas interfaces. Tanto a Barragem de Piaus, objeto desta pesquisa, quanto a de Chicoasén se encaixam neste perfil.

Para evitar o aparecimento de fissuras em Chicoasén, a solução implementada foi a criação de uma zona mais úmida ao longo do trecho em que se temia a ocorrência de fissuras (interfaces com as ombreiras íngremes), a partir da compactação com umidade 2% acima da ótima junto à interface (Sandroni; Guidicini, 2022).

Os deslocamentos, que, de fato, ocorreram em Chicoasén, se concentraram nesta zona úmida, que absorveu uma parcela importante das distorções. As deformações nas interfaces núcleo-ombreiras foram uniformizadas pela zona úmida do maciço (Silva Filho, 2024).

Durante a operação, Chicoasén apresentou queda nas tensões verticais medidas em grandes profundidades no centro do núcleo, indicando forte efeito de “arqueamento” deste, isto é, alívio das tensões por transferência destas para os espaldares (Sandroni; Guidicini, 2022).

Para casos em que a solução de Chicoasén não seja implementável, Sandroni e Guidicini (2022) recomendaram uma boa filtragem a jusante da interface núcleo-espaldar, que atuará também como uma boa linha de defesa contra recalques indesejados.

A partir da análise de casos como o da Barragem de Chicoasén, a recomendação de se implementar as “zonas úmidas” nos locais do maciço onde existe temor da ocorrência de fissuramentos deve ser considerada no projeto e monitoramento de barragens de terra quando as condições do boqueirão forem apropriadas para tal.

## **2.5 Rigidez de solos não-saturados no estado compactado**

A avaliação da deformabilidade de um solo tem por objetivo realizar uma previsão mais adequada da magnitude dos recalques ocorridos sob determinado nível de tensões. A obtenção de parâmetros de deformabilidade apropriados à magnitude das deformações esperadas para a estrutura que está sendo avaliada levará a uma economia no dimensionamento, assegurando melhor funcionalidade da obra e evitando danos estruturais futuros (Serra *et al.*, 2020).

Segundo Gomes Correia (2004), quando se trata de deformabilidade, ao ser carregado, o solo *a priori* se comporta como elástico linear, depois como não-linear e histerético, e em seguida, como plástico com dominância das deformações irreversíveis. Cada uma destas fases é representada por um módulo de resiliência específico.

A deformabilidade pode ser estimada através do módulo de resiliência, o parâmetro que permite avaliar o nível de rigidez de um material e que relaciona as tensões aplicadas com a deformação recuperável correspondente.

A estimativa do módulo de resiliência é feita através de ensaios de laboratório ou ensaios *in situ*, em condições estáticas, cíclicas ou dinâmicas, a depender do nível de deformação em questão quando da análise de determinada estrutura (Gomes Correia, 2004). O ensaio triaxial tradicional é o mais comum na prática laboratorial para tal tarefa, mas em campo, o ensaio de pressiômetro e provas de carga em placa também podem ser utilizados (Schnaid, 2012).

Em se tratando de estruturas de solo compactado, como barragens e aterros para pavimentação, uma correta avaliação das características de deformabilidade dos solos deve levar em consideração as condições em que a compactação foi realizada, já que a energia empregada no processo afetará a configuração estrutural final e o desempenho (Santana *et al.*, 2023).

### 3 MODELAGEM CONSTITUTIVA

Modelos matemáticos são ferramentas essenciais na análise do comportamento de obras geotécnicas. Por meio deles, é possível prever o comportamento das estruturas ainda na fase de projeto, alterar as premissas de projeto a partir das respostas obtidas com a modelagem, assim como avaliar o desempenho de obras já construídas (através de retroanálises).

Ortigão (2007) afirmou que aplicar modelos teóricos a materiais reais é uma arte, já que os modelos só existem na imaginação de quem modela. Em se tratando de materiais geotécnicos, Futai e Silva Filho (2015) apontaram que sua modelagem é bem mais laboriosa que a de outros materiais estruturais, em razão de sua grande variabilidade, heterogeneidade e anisotropia.

Para solos não-saturados, a modelagem tensão  $\times$  deformação está sujeita à não-linearidade de seu comportamento, além de fenômenos que aumentam a complexidade do problema, tais como a histerese e a plastificação, que ocorrem a partir de certo nível de deformações (Gitirana Jr., 1999).

Futai e Silva Filho (2015) também destacaram que, como o princípio das tensões efetivas não é totalmente válido para solos não-saturados, os modelos constitutivos se tornam mais complexos, para representar a variação da deformabilidade e da resistência com a sucção.

O segredo da modelagem no contexto geotécnico está, então, em se definir o modelo mais simples possível, mas que seja capaz de descrever o comportamento (ou a variável) de interesse, com precisão aceitável e de modo congruente com a aplicação de campo pretendida (Silva *et al.*, 2016).

#### 3.1 Modelos constitutivos

Modelos constitutivos são aqueles que descrevem o comportamento dos materiais que constituem um determinado meio ou material. Nestes modelos, os parâmetros, chamados de *parâmetros constitutivos*, refletem a constituição dos materiais implicados no problema, e dependem das variáveis envolvidas no fenômeno estudado (Futai; Silva Filho, 2015; Cordão Neto, 2005).

No desenvolvimento de modelos de engenharia, a estimativa de parâmetros é etapa fulcral, já que escolhas incorretas na definição destes poderão implicar em desvios na modelagem, embaraçando a representação correta do problema analisado (Silva, 2015).

Para solos não-saturados, os modelos constitutivos objetivam representar a forma como seu comportamento mecânico e hidráulico é afetado quando são submetidos a alterações em seu estado de tensão e no grau de saturação (Cordão Neto, 2005).

Como já discutido anteriormente, ao ser submetido a carregamentos externos, o solo sofre variação do estado de tensões. Isto provoca o aparecimento de deformações, as quais são governadas por relações constitutivas. Essas mudanças sofridas pelo solo alteram parâmetros como a porosidade e a permeabilidade do meio, gerando uma redistribuição das tensões (i.e., um novo estado de tensões).

Modelos constitutivos para solos não-saturados devem, assim, expressar as mudanças em seu comportamento mecânico e hidráulico, quando são submetidos a alterações no seu estado de tensões e no grau de saturação. Neles, os parâmetros constitutivos refletem a constituição do(s) material(ais) que se deseja modelar, e dependem das variáveis próprias de cada fenômeno no problema analisado.

Futai e Silva Filho (2015) reconheceram que modelos constitutivos para solos não-saturados são bem mais complexos. Assim, quase sempre é necessário lançar mão do uso de ferramentas computacionais, muito comumente com base no método dos elementos finitos.

A escolha do modelo constitutivo apropriado para cada caso precisa avaliar as nuances do comportamento de interesse da análise, que são reveladas pelos resultados dos ensaios de laboratório ou de campo realizados.

Como em outras pesquisas, os conceitos relacionados à modelagem constitutiva dos comportamentos mecânico e hidráulico de solos não-saturados serão aqui apresentados em seções distintas, apenas para facilitar a organização dos assuntos. A modelagem, no entanto, considerará a associação dos termos necessários.

### **3.2 Modelagem constitutiva do comportamento hidráulico de solos não-saturados**

O comportamento hidráulico dos solos tem relação com sua capacidade de armazenamento de um fluido e com a facilidade com que este (seja a água ou qualquer outro) é transportado de um ponto a outro (Cordão Neto, 2005).

Aqui, é importante lembrar que a capacidade de um solo não-saturado de armazenar um fluido (usualmente, a água) é modelada pela *curva de retenção hídrica*, e a facilidade com que o fluido é transportado, pela variável *condutividade hidráulica*, também denominada de *permeabilidade*.

### 3.2.1 Curva de retenção hídrica

Variações no volume de água no solo ocorrem em função de variações na poropressão ou no estado de tensões. A relação mais comum entre a sucção e a quantidade de água armazenada nos vazios do solo é representada pela curva de retenção hídrica (Gerscovich, 2001).

Estas variações no volume de água podem ser representadas por superfícies de estado, mas quando são desprezadas as variações no volume de água decorrentes de carregamento (i.e., de alterações no estado de tensões), esta superfície de estado é conhecida como curva de armazenamento, curva característica ou curva de retenção hídrica, pela qual se pode determinar a relação entre a quantidade de água retida no solo e a sucção (Fredlund; Xing, 1994).

A quantidade de água na curva característica pode ser expressa em termos de umidade volumétrica ( $\theta_w$ ), umidade gravimétrica ( $w$ ), ou grau de saturação ( $S$ ), sendo a primeira a forma mais comumente encontrada. Já a sucção é usualmente expressa em termos de sucção matricial ( $u_a - u_w$ ), de valor praticamente equivalente ao da sucção total (Cordão Neto, 2005), como já discutido anteriormente.

A curva de retenção hídrica é crucial para aplicar a Mecânica dos Solos Não-saturados na prática de engenharia, pois ela permite estimar tanto a permeabilidade quanto a resistência ao cisalhamento de solos não-saturados, através da envoltória de resistência do material (Ajdari *et al.*, 2009).

Na curva de retenção, a sucção varia inversamente ao teor de umidade (ou grau de saturação), sendo nula quando o solo está totalmente saturado e máxima quando o grau de saturação se aproxima de zero (Abreu, 2021). Consiste, portanto, na relação entre a quantidade de água presente no material poroso (o solo) e a energia necessária para remover essa água (Maia, 2022).

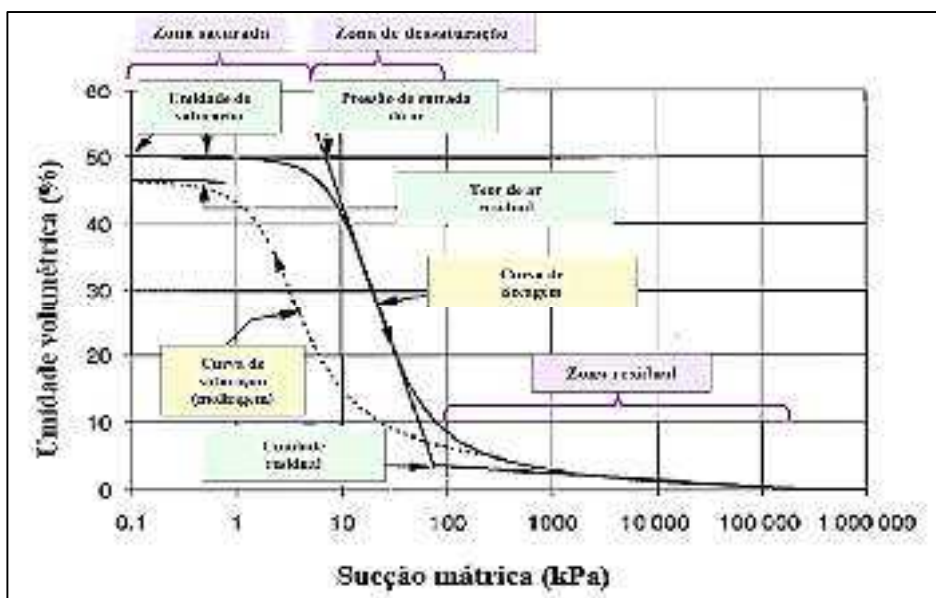
A curva de retenção apresenta três trechos importantes: (i) a *zona saturada*, intervalo de sucção em que o solo se mantém saturado; (ii) a *zona de dessaturação*, que tem as fases líquida e gasosa coexistindo nos poros, mas a água consegue ser drenada com relativa facilidade a partir do aumento da sucção; e (iii) *zona residual*, trecho onde grande quantidade de energia é necessária para retirar uma pequena quantidade de água.

O limite entre essas zonas define três pontos especiais: o ponto de entrada de ar, a sucção residual e a saturação residual, mostrados na Figura 8. A pressão de entrada de ar corresponde à sucção que inicia o processo de dessaturação do solo, a umidade residual consiste no teor de umidade a partir do qual é necessária uma grande variação na sucção para que haja remoção de



água do solo, e o teor de ar residual corresponde à umidade de saturação no processo de umedecimento (curva de saturação).

Figura 8 – Curva de retenção hídrica genérica, apontando os principais parâmetros



Fonte: Adaptado de Abreu (2021).

Em laboratório, pode-se determinar a sucção de uma amostra de solo (*a*) impondo uma sucção conhecida, alterando a umidade inicial do solo, ou (*b*) aferindo a sucção na umidade natural do solo. A escolha entre os dois vai depender da rapidez de obtenção dos resultados em cada método (Alves, 2019).

O processo de compactação induz um *offset* na curva de retenção hídrica, deslocando-a quase paralelamente à curva original. Um solo de maior densidade possui maior capacidade de retenção de água para a mesma sucção (Alves, 2019).

Modelos de ajuste para a curva de retenção foram propostos por Gardner (1956), Brooks & Corey (1964), Van Genuchten (1980), Hutson e Cass (1987), Fredlund & Xing (1994), e Gitirana Jr. e Fredlund (2004), sendo o de Van Genutchen um dos mais populares.

A sucção é influenciada principalmente pela mineralogia, superfície específica, distribuição e tamanho dos poros, bem como pela umidade e concentração de algum soluto no solo ou contaminação na água (Alves, 2019).

Fredlund e Xing (1994) afirmaram que, para valores altos de sucção (acima de 1.500kPa), as sucções mátrica e total podem ser tomadas como equivalentes, dado corroborado pelo estudo de Ferreira (1995), que, ao analisar um solo arenoso colapsível de

Petrolândia, Estado de Pernambuco, verificou que a influência da sucção osmótica na sucção total era mínima, menor que 2%.

A sucção pode ser quantificada através de métodos diretos ou indiretos. Nos diretos, é aferida diretamente, a partir de instrumentos que medem a quantidade de energia da água nos poros (Marinho *et al.*, 2015), como, por exemplo, os métodos da placa de sucção (funil de Haynes), placa de pressão (câmara de Richards) e tensiômetro de alta capacidade.

Nos indiretos, a sucção é obtida a partir da relação com alguma propriedade do solo, através de calibração (Camapum De Carvalho; Murrieta, 1995 *apud* Abreu, 2021). Como exemplo de métodos indiretos, tem-se o ensaio do papel filtro (o mais simples e econômico, para sucções entre 10 e 100.000kPa), sensor de condutividade térmica, sensores dielétricos, e psicrômetro de espelho resfriado (Marinho *et al.*, 2015).

Em laboratório, pode-se ter a medição direta ou o controle da sucção (isto é, a imposição de um valor desejado), mas em campo, as técnicas são normalmente de aferição da sucção ali presente. Souza Neto (2004) relatou que, em ensaios SPT realizados em solos de regiões semiáridas do Nordeste brasileiro, com sucção bastante elevada em períodos de estiagem, os valores de  $N_{SPT}$  foram mais significativos na época seca do que na estação chuvosa.

Destarte, é necessário lembrar que os resultados de ensaios podem ser representativos, mas não necessariamente apresentam a acurácia requerida para se modelar as diferentes situações a que o solo estará submetido no futuro.

Aprofundamento acerca dos diversos métodos de quantificação da sucção em solos pode ser encontrada em Fredlund e Rahardjo (1993), Campos (1994), Lee e Wray (1995), Rahardjo e Leong (2006), Delage e Cui (2008), Marinho *et al.* (2015), Gitirana Jr. *et al.* (2015), Leme (2015), Alves (2019), Abreu (2021), dentre outros.

### **3.2.2 Curva de permeabilidade**

Em Geotecnia, o parâmetro condutividade hidráulica (ou coeficiente de permeabilidade) caracteriza a facilidade com que um fluido (a água) se move através de um meio poroso (o solo). Este atributo do conjunto solo-fluido tem grande importância em contextos diversos, como irrigação, drenagem, aquíferos subterrâneos, controle de poluição, dentre outros (Andrade; Stone, 2009).

Nos solos saturados, o fluxo de água é descrito pela Lei de Darcy, pela qual o volume de água que atravessa um elemento de solo por unidade de tempo é proporcional a um certo *gradiente hidráulico* (Cordão Neto, 2005).

Segundo Bicalho *et al.* (2015), Darcy também percebeu que, além do gradiente hidráulico e da geometria do problema, existia um certo coeficiente que representava as propriedades do solo, chamado de *coeficiente de permeabilidade*, que descrevia a facilidade com que o fluido percolava pelos vazios do solo na condição saturada.

A equação de Darcy foi generalizada para solos não-saturados, passando a considerar a influência da umidade volumétrica (ou da poropressão), já que na condição não-saturada, esse movimento da água se dá através da região contínua de poros por ela preenchidos, ainda que em um meio onde nem todos os vazios estão totalmente preenchidos por água.

Destarte, a permeabilidade definitivamente depende da quantidade de água presente no solo. Quanto menor a quantidade de água nos poros, maior será a dificuldade para o deslocamento dela acontecer, já que a presença de ar (como, por exemplo, bolhas oclusas) passam a obstaculizar a percolação.

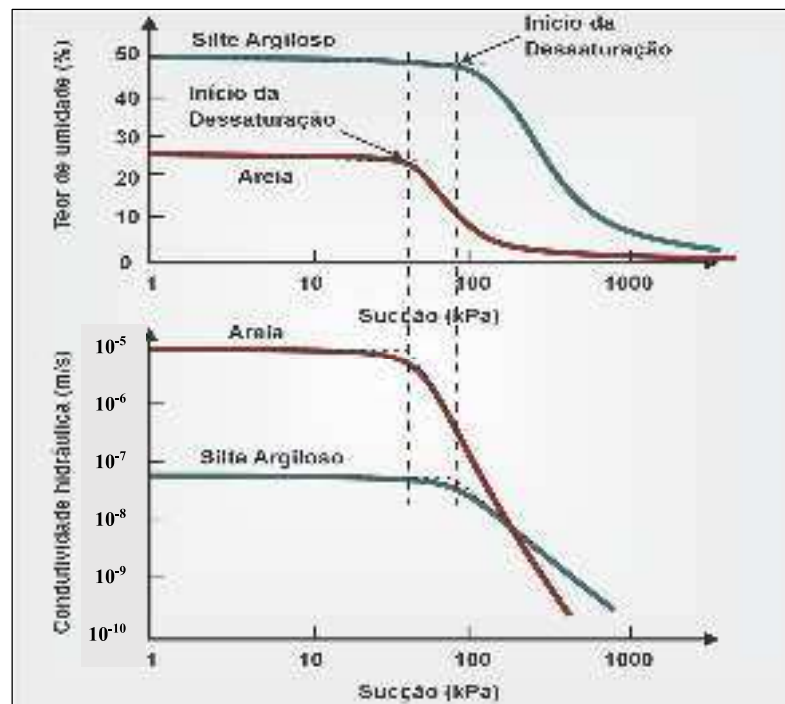
Este processo é algo complexo, e sofre influência do índice de vazios, estrutura e anisotropia do solo, viscosidade da água, sucção e grau de saturação do solo (Pinto, 2006). A Figura 9 mostra a relação entre curva característica e condutividade hidráulica para dois solos de diferentes permeabilidades. A condutividade hidráulica dos dois solos (areia e silte-argiloso) permanece praticamente constante até que sejam alcançados os valores de entrada de ar (início da dessaturação). Após este ponto, ambas decrescem rapidamente até atingirem o valor residual.

Em pontos de sucção elevada, a condutividade do solo fino passa a ser maior, pois, com a redução da saturação, os poros maiores são drenados primeiro, e o fluxo passa a ocorrer de maneira sinuosa pelo emaranhado de canalículos formados por minúsculos poros.

Segundo Leme (2015), a condutividade hidráulica de materiais granulares é mais afetada pelo tamanho das partículas e pelo índice de vazios. Já nos materiais argilosos, pela composição mineralógica das partículas, grau de saturação e estrutura.

Neste contexto, quantificar a condutividade hidráulica é fundamental para tornar possível ao geotécnico trabalhar com valores representativos das condições reais de campo. Para fluxo permanente, os ensaios de permeabilidade podem ser realizados com carga ou vazão constantes. Para regime transiente, os métodos citados por Guimarães (2004) são: absorção, sorção, vazão de passos múltiplos, vazão de passo único, perfil instantâneo e evaporação.

Figura 9 – Relação entre a curva de retenção de água e a condutividade hidráulica para solos de granulometria distinta



Fonte: Adaptado de Fredlund (2000).

Leme (2015) também citou que, em campo, para cotas acima do lençol freático, é possível determinar a condutividade hidráulica através de testes de infiltração (utilizando infiltrômetros de anel simples ou de anel duplo) e testes utilizando furos feitos no solo (em geral, com permeâmetros).

Esta quantificação em campo ou laboratório, entretanto, consome bastante tempo (em especial na equalização dos instrumentos de medição) e recursos financeiros (equipamentos caros), além de apresentar condições de contorno difíceis de se definir, e de sofrer com a alta labilidade e variabilidade no espaço e no tempo desta propriedade (Andrade; Stone, 2009).

Modelos numéricos tornam este processo de estimativa da condutividade hidráulica mais célere e menos custoso. A literatura dispõe de múltiplas relações empíricas para associar a condutividade hidráulica não-saturada à condutividade hidráulica saturada, considerando os parâmetros umidade volumétrica, grau de saturação ou sucção matricial.

Leme (2015) detalhou o equacionamento para a determinação indireta da função de condutividade hidráulica para solos não-saturados, nomeadamente os Métodos de: (i) Fredlund, Xing e Huang (1994); (ii) Green e Corey (1971); e (iii) van Genuchten (1980).

O método de Fredlund, Xing e Huang (1994) permite obter o coeficiente de permeabilidade para uma certa umidade volumétrica, para sucção entre 0 e 106kPa. O método

de Green e Corey (1971) permite determinar a função de condutividade hidráulica para solos não-saturados com base na função característica de sucção, e o de van Genuchten (1980), em função da sucção mátrica (Leme, 2015).

Abreu (2021) e Bicalho *et al.* (2015) elencaram vários métodos de determinação da condutividade hidráulica, diretos e indiretos. Entretanto, proposições de literatura (relacionando a função condutividade hidráulica e a curva de retenção) têm como limitação a possibilidade de extrapolar valores dos parâmetros, como apontado por Libardi e Melo Filho (2006), que advertiram que uma variação de 1 a 2% na umidade do solo pode alterar o coeficiente de variação da condutividade hidráulica em mais de 170%.

Neste sentido, Gerscovich e Guedes (2004) também relataram não obter um ajuste muito bom entre resultados de vários modelos de literatura e dados experimentais para solos brasileiros, o que tem levado alguns autores a recomendar os métodos indiretos apenas como uma opção complementar aos resultados de laboratório ou campo.

### 3.3 Modelagem constitutiva do comportamento mecânico de solos não-saturados

O comportamento mecânico está associado à forma como o solo responde no que tange aos quesitos deformabilidade e resistência.

Bishop (1959) é citado na literatura como o primeiro autor a descrever o comportamento mecânico de solos não-saturados, ao generalizar o princípio das tensões efetivas de Terzaghi para a condição não-saturada. Pelo princípio de Terzaghi, a tensão efetiva é aquela que, de fato, provoca alterações no comportamento mecânico do solo, correspondendo à tensão que excede o valor da poropressão de água ( $u$ ) no solo.

A proposta de Bishop (1959) que generalizava o princípio das tensões efetivas para solos não-saturados introduziu um parâmetro constitutivo  $\chi$ , que é função do grau de saturação e descreve a influência da poropressão no valor da tensão efetiva. Para a condição de solo completamente seco,  $\chi$  é igual a zero, e para a condição de saturação plena ( $S = 100\%$ ),  $\chi$  é igual a um, tornando o princípio de Terzaghi, tal como descrito para estes extremos, casos particulares da proposta de Bishop (1959).

Abreu (2021) reiterou que o parâmetro  $\chi$  da proposta de Bishop (1959) é de difícil determinação e não representa uma característica fundamental do solo. Já Pereira (2013) afirmou que  $\chi$  é dependente de muitas variáveis, muitas delas independentes entre si, a exemplo de: sucção, teor de umidade, história prévia de umedecimento e secagem, histórico de

tensões e deformações, grau de saturação, composição e arranjo das partículas sólidas, composição eletrolítica do fluido percolante.

Segundo Cordão Neto (2005), na generalização de Bishop (1959), a tensão foi apresentada como sendo função do tipo de material, o que não corresponde ao princípio de Terzaghi, que enuncia o comportamento mecânico do solo como função exclusiva da tensão efetiva. Além disso, a generalização não teve boa consonância com fenômenos de deformabilidade, tais como o colapso em consequência do aumento na umidade.

Alonso (1993) categorizou os modelos constitutivos de previsão do comportamento de solos não-saturados em:

- (a) *Expressões analíticas*: equações para prever a deformação volumétrica ou índice de vazios após a aplicação de uma tensão no solo;
- (b) *Superfícies constitutivas*: funções matemáticas que relacionam parâmetros de estado, a fim de descrever o comportamento do solo não-saturado sem conhecer sua história de tensões;
- (c) *Modelos elásticos*: modelos que relacionam a variação do estado de deformação com o estado de tensões, numa tentativa de se estender a teoria da elasticidade linear para solos não-saturados; e
- (d) *Modelos elastoplásticos*: consideram de forma conjunta a deformabilidade e a resistência ao cisalhamento do solo, com base na teoria da plasticidade clássica e nos conceitos de estados críticos.

### 3.3.1 *Expressões analíticas*

Diversos autores propuseram expressões analíticas para avaliar o comportamento mecânico dos solos não-saturados, relacionando de forma linear a deformação volumétrica específica ou índice de vazios do solo com a aplicação de uma certa tensão. Dentre eles, estão Sala e Serratosa (1967), Aitchison *et al.* (1973), Lytton (1977), Johnson (1978), Justo *et al.* (1984).

Alonso (1993) e Abreu (2021) fizeram um apanhado de diversas equações analíticas disponíveis em literatura, e Silva Filho (1998) ressaltou que, apesar de úteis, elas têm suas limitações, sendo úteis para prever as deformações no solo quando houver variação de sucção e tensão.

### 3.3.2 Superfícies de estado

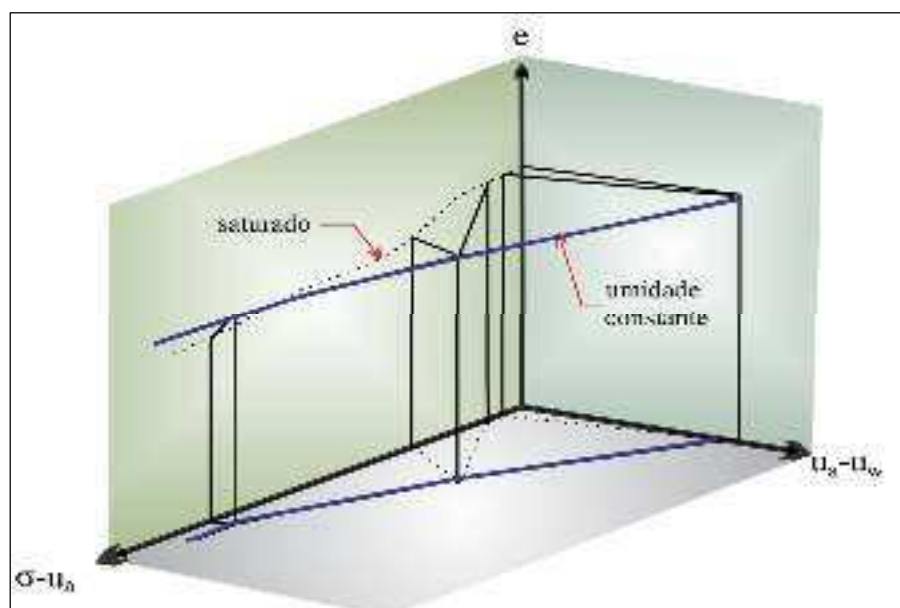
A tentativa de Bishop (1959) de generalizar o princípio de Terzaghi para solos não-saturados não foi de todo abandonada, e outros pesquisadores propuseram a modelagem dos solos não-saturados através de superfícies de estado, representando múltiplos aspectos (parâmetros de estado) por meio de funções matemáticas, chamadas de funções de estado.

As funções de estado conformam uma superfície em um espaço tridimensional, representando a resposta ou o comportamento do solo quando submetido a determinada sollicitação. Os parâmetros das funções de estado, por sua vez, devem ser selecionados de maneira que seja possível descrever o comportamento de um solo não-saturado sem o conhecimento prévio de sua história de tensões (Futai; Silva Filho, 2015).

Segundo Cordão Neto (2005), os parâmetros de estado mais comuns são: estado de tensões, índice de vazios, resistência ao cisalhamento, permeabilidade, grau de saturação, umidade, sucção, coeficientes de empuxo, estrutura do solo, módulos de elasticidade, coeficiente de Poisson, dentre outros.

A título de exemplo, a representação tridimensional de uma superfície de estado relacionando as variáveis índice de vazios ( $e$ ), tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ) é mostrada pela Figura 10.

Figura 10 – Representação de uma superfície de estado para três variáveis:  $e$ ,  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$



Fonte: Leme (2015), adaptado de Bishop e Blight (1963).

Matyas e Radakrisna (1968) propuseram a representação do comportamento dos solos não-saturados através de combinações dos parâmetros  $\sigma$  (tensão na fase sólida) e poropressões ar ( $u_a$ ) e da água ( $u_w$ ), compondo uma superfície de estado para ensaios triaxiais e edométricos.

O estado inicial do solo era representado pelo índice de vazios e o grau de saturação iniciais, e seu estado de tensões, pela tensão média, tensão desviadora, e sucção. Estas funções dependiam da trajetória de saturação (ou sucção) dos ensaios (Futai; Silva Filho, 2015).

Fredlund (1973) afirmou que o estado de tensões de um solo não-saturado pode ser definido através de três variáveis de tensão independentes: a tensão efetiva ( $\sigma - u_w$ ), a sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ), e a tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ).

A combinação tensão efetiva ( $\sigma - u_w$ ) e sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ) é considerada a mais adequada, já que os efeitos de tensão total podem ser dissociados dos efeitos de alterações na pressão da água nos poros (Abreu, 2021). Na condição de saturação ( $u_a = 0$ ), a sucção mátrica se anula, recaindo na equação de Terzaghi.

Fredlund (1979) também propôs funções de estado para representar índice de vazios e umidade, e Lloret e Alonso (1985), para índice de vazios e grau de saturação. No entanto, superfícies de estado não são capazes de representar o comportamento do solo não-saturado de forma integral, pois não consideram a influência da trajetória de carregamento e de umedecimento (Alonso *et al.*, 1990).

### 3.3.3 Modelos elásticos

Modelos constitutivos do tipo elásticos foram uma tentativa de estender a teoria da elasticidade (lei de Hooke generalizada) para solos não-saturados, relacionando diretamente a variação das deformações com o estado de tensão do solo. Como exemplos, podem ser citados: Coleman (1962), Fredlund (1979), Alonso *et al.* (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), e Futai (1997).

Os modelos elásticos podem ser classificados em: (i) elástico linear isotrópico, que define o comportamento do solo através de duas constantes independentes; (ii) o elástico linear anisotrópico, em que as características da relação tensão  $\times$  deformação dependem da direção; e (iii) elástico não-linear, em que os parâmetros dos materiais variam com os níveis de tensão e deformação (Loprevite, 2021; Futai e Silva Filho, 2015; Potts & Zdravkovic, 1999).

Fredlund (1979) propôs um modelo constitutivo elástico incremental, em que as relações constitutivas tensão-deformação eram consideradas lineares para pequenos intervalos de tensão



(Souza Neto, 2004). Nesta lógica, os parâmetros (obtidos via ensaios de laboratório) assumiam valores específicos para cada incremento de tensão e deformação dentro do intervalo de linearidade.

Outro modelo elástico importante foi proposto por Alonso *et al.* (1988), em que as deformações resultavam da soma dos efeitos da variação de tensões e da variação da sucção.

As equações constitutivas do modelo de Fredlund (1979) serviram de base para o programa de elementos finitos UNSTRUCT, proposto por Miranda (1988) e atualizado por Silva Filho (1998), que utiliza o modelo elástico para analisar tensões e deformações de solos saturados e não-saturados (Lôbo Neto, 2013).

No UNSTRUCT, as deformações decorrentes da variação da sucção são previstas através da: (i) variação de rigidez do solo quando o cenário é de colapso, e (ii) analogia térmica quando há contração/expansão.

Para Silva Filho e Almeida (1996), modelos constitutivos elásticos são uma representação bastante simplificada do comportamento dos solos, pois não são capazes de capturar muitos dos aspectos de seu comportamento real, como a influência da trajetória de tensões e a presença de deformações irreversíveis, como ocorre no colapso (Loprevite, 2021).

Assim, estes modelos foram ampliados com conceitos de escoamento plástico, leis de endurecimento e amolecimento, culminando no desenvolvimento dos modelos elastoplásticos (Loprevite, 2021).

### **3.3.4 Modelos elastoplásticos**

Baseados nas Teorias da Elasticidade, da Plasticidade Clássica, e da Mecânica dos Estados Críticos, os modelos elastoplásticos são amplamente utilizados em geotecnia para caracterização do comportamento de solos não-saturados.

Eles analisam de forma conjunta o comportamento das deformações e da resistência ao cisalhamento do solo, segundo duas zonas no espaço de tensões – uma elástica e uma plástica –, limitadas por uma superfície de escoamento ou plastificação (Cordão Neto, 2005).

Quaisquer trajetórias que ocorram dentro da superfície de escoamento ocorrem na zona elástica e produzem deformações totalmente reversíveis. Já trajetórias que se afastem da superfície de escoamento (em qualquer direção) são consideradas elastoplásticas, pois resultam em deformações irrecuperáveis quando ocorre o descarregamento.

O primeiro modelo constitutivo desenvolvido para solos saturados foi o Modelo Cam Clay, proposto em 1963 por Schofield, reapresentado como Cam Clay Modificado em 1968, após uma alteração da forma da curva de escoamento. Ambos incorporaram os conceitos de estado crítico e plasticidade com endurecimento plástico.

Desde então, outros modelos foram propostos, com alterações importantes na forma de representar o comportamento de solos não-saturados, a exemplo de Alonso *et al.* (1990), Balmaceda (1991), Wheeler e Sivakumar (1995), Futai (1997), Wheeler *et al.* (2003), Vaunat *et al.* (2000), Sheng *et al.* (2004), e Li (2007).

A utilização de duas variáveis de estado independentes na modelagem do comportamento mecânico dos solos permitiu que solos no estado saturado se tornassem um caso particular da condição não-saturada (Cordão Neto, 2005).

Alonso *et al.* (1990) propuseram, então, uma extensão do modelo Cam Clay Modificado para solos não-saturados, definindo uma superfície de plastificação a partir de quatro variáveis de estado: tensão média líquida, tensão desviadora, sucção mátrica, e índice de vazios (Abreu, 2021), agregando ao modelo os efeitos da sucção, a fim de explicar o comportamento tensão  $\times$  deformação de solos não-saturados com base na teoria dos estados críticos.

Este modelo foi chamado de *Barcelona Basic Model* (BBM) e apresentava o comportamento do solo sob a ótica macroscópica, relacionada ao rearranjo dos macroporos, mas desconsiderava a existência de fenômenos microscópicos, tais como a expansão e contração de argilominerais ativos, e o surgimento de deformações plásticas (histerese) na curva grau de saturação  $\times$  sucção quando se tem ciclos de umedecimento e secagem alternados (Alonso *et al.*, 1990).

Wheeler *et al.* (2003) apontaram também que o BBM falhou ao considerar a sucção como única variável relacionada com a saturação do solo, pois pode haver diferentes saturações para um mesmo valor de sucção, e que, junto com a sucção, esta quantidade de água nos vazios do solo também influencia seu comportamento mecânico.

Tomando por base a ideia geral do BBM, Balmaceda (1991) propôs modificações na definição da curva de escoamento (LC) para levar em conta a existência do colapso máximo. Já Wheeler e Sivakumar (1995) propuseram agregar a variação da rigidez que ocorre com a variação da sucção.

Futai (1997) sugeriu que as funções  $\lambda(s)$  e  $N(s)$  fossem ajustadas a partir de dados do ensaio de adensamento isotrópico e da superfície LC experimental, para que a função  $\lambda(s)$  pudesse assumir a forma crescente ou decrescente.

Silva Filho (1998) propôs o modelo WS modificado, com alterações no modelo de Wheeler e Sivakumar (1995), reduzindo o número de parâmetros e substituindo a realização de ensaios com sucção controlada pelo ensaio edométrico duplo (Abreu, 2021).

Para suprir a lacuna do BBM em relação a solos expansivos, Alonso *et al.* (1999) propuseram o *Barcelona Expansive Model* (BExM). O BExM considerava um acoplamento mecânico entre os níveis micro e macro da estrutura do solo, a partir de duas funções relacionadas à variação da sucção (uma para umedecimento e outra para secagem).

Estas funções expressavam a mudança no índice de vazios macroestrutural devido à mudança no índice de vazios microestrutural, e dependiam do estado de compactação da macroestrutura. Entretanto, Mascarenha (2008) ressaltou que o BExM ainda não conseguiu representar adequadamente as mudanças irreversíveis do grau de saturação devido à variação da sucção.

Wheeler *et al.* (2003) afirmaram que o comportamento mecânico do solos não-saturados precisa considerar o volume de água nos vazios, e não apenas a sucção. Propuseram, então, um modelo constitutivo elastoplástico semelhante ao BBM e BExM, considerando desta vez a influência do grau de saturação no comportamento tensão-deformação do solo. Esta proposta acoplava as respostas mecânica e hidráulica do solo, considerando o movimento entre as partículas sólidas e o deslocamento da interface ar-água (Cordão Neto, 2005).

Atualmente, os modelo elastoplásticos são os mais comumente utilizados para o estudo de solos não-saturados, em função de sua capacidade de simular o comportamento mecânico dos solos sob diferentes condições de carga, levando em consideração a degradação das ligações entre partículas sólidas e as mudanças na saturação dos poros (Abreu, 2021; Futai e Silva Filho, 2015; Loprevite, 2021).

### **3.3.5 Outros modelos constitutivos para solos não-saturados**

Outro importante modelo constitutivo para solos não-saturados é o de comportamento dependente do estado, que, segundo Ibañez (2003), foca na dependência do comportamento do solo em três variáveis de estado: tensão líquida, tensão desviadora e sucção.

Este modelo abrange a análise do comportamento mecânico e hidráulico do solo, e adota uma matriz de conformidade 3x3 para relacionar incrementos de deformação volumétrica, deformação desviadora e grau de saturação com incrementos de tensão líquida média, tensão desviadora e sucção (Ibañez, 2003).

Ibañez (2003) também cita como método constitutivo para análise de solos não-saturados a abordagem termodinâmica, que usa os princípios da termodinâmica para obter equações constitutivas baseadas em variáveis de estado e estados de equilíbrio local, fornecendo um arcabouço para se compreender as características macro e microscópicas dos solos e suas interações.

## 4 MODELAGEM ASSOCIADA

A fim de melhorar o entendimento da técnica de modelagem associada abordada nesta pesquisa, será feita uma explanação dos estudos de diversos autores que também apresentaram métodos de previsão do fissuramento em barragens de terra utilizando este tipo de modelagem não-acoplada, a exemplo de Miranda (1988), Silva Filho (1998), Lôbo Neto (2013), Leme (2015), Maia (2022) e Santos (2023).

### 4.1 Contextualização

A construção de pequenas barragens no semiárido brasileiro é uma necessidade patente, em razão da escassez de água própria desta região. Muito frequentemente, a construção se dá durante a estação seca, quando a ausência de chuvas permite que a obra seja executada com menos intercorrências.

Ocorre que, neste período seco, existe uma disponibilidade *ainda menor* de água, elemento imprescindível à compactação, fato que, somado às altas temperaturas locais, levam a compactação a ser realizada no ramo seco, utilizando menos água que o requerido na norma que rege o ensaio de compactação de solos (ABNT NBR 7182/2016).

Não raro, isto conduz o solo a uma estrutura “aberta” e potencialmente colapsível e, conseqüentemente, ao aparecimento de deformações excessivas (ou mesmo por colapso) em vários pontos do maciço. Estas variações de volume devido a trechos de colapso localizado provocam recalques diferenciais, e, em consequência, o surgimento de fissuras internas.

Durante o período de operação da barragem, em que a água naturalmente flui através do maciço, a presença de fissuras pode propiciar o surgimento de *piping* (entubamento), uma anomalia de erosão interna que, através do carreamento de partículas finas do solo do maciço, gera erosão progressiva, eventualmente podendo levar à ruptura generalizada (Leme, 2015).

Considerando a problemática da escassez de água, Miranda (1988) propôs a construção de pequenas barragens no semiárido utilizando um sistema de zoneamento do maciço, onde o núcleo deveria ser compactado na umidade ótima, e o restante do aterro (a montante e jusante), com umidade abaixo da ótima e sem um controle rígido da compactação e da umidade, almejando minimizar o volume de água necessário à construção.

A ideia deste método era, além da economia de água, também diminuir a possibilidade de ruptura da barragem por *piping*, pois o núcleo, sendo compactado na umidade ótima, findaria

tendo maior rigidez, e seria capaz de evitar a propagação de montante para jusante de eventuais fissuramentos, e, portanto, a ruptura da estrutura (Chagas Filho, 1998; Miranda, 1988).

#### 4.2 Versão original do programa UNSTRUCT de Miranda (1988)

O programa UNSTRUCT (*UN*Saturated *STRUC*Ture analysis) foi desenvolvido por Miranda (1988), objetivando avaliar o desempenho, durante o primeiro enchimento, de pequenas barragens de terra construídas no semiárido brasileiro, estruturas potencialmente colapsíveis, devido à dificuldade de se obter os volumes de água necessários a uma adequada compactação do solo (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

Quando do enchimento, o fluxo transiente provoca colapso nos locais onde ocorre a diminuição de sucção, e em consequência, fissuramentos, que facilitam a ocorrência de *piping*, o que pode levar a ruptura da obra.

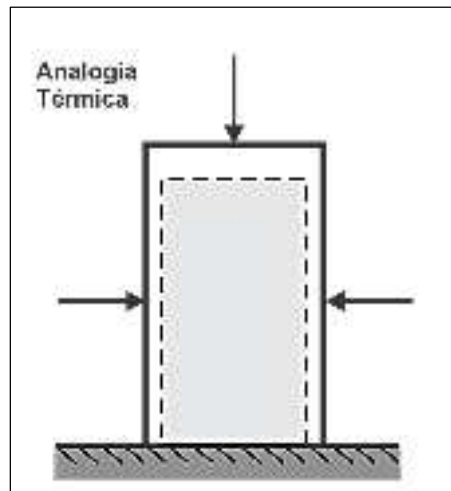
Miranda (1988) recomendou então, em sua proposta, que o pequeno barramento fosse construído segundo uma configuração zoneada, com o núcleo sendo compactado na umidade ótima, e os espaldares, no ramo seco (Silva Filho, 1998). Este método construtivo anularia a possibilidade de ruptura da barragem por *piping*, pois evitaria a propagação do fissuramento de montante para jusante (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

A intenção primordial da proposta era economizar água na construção do pequeno barramento, sem prejudicar o desempenho de campo da obra nem os quesitos estanqueidade, estabilidade e segurança. Esta economia de água e a preservação da segurança operacional do maciço foram mais tarde estimadas em até 12% por Lôbo Neto (2013). Mesmo com a detecção *in loco* de fissuramento, não houve ruptura da estrutura (Leme, 2015).

O UNSTRUCT original empregava o Método dos Elementos Finitos (FEM) para analisar e prever o comportamento tensão  $\times$  deformação de solos saturados e não-saturados no estado de deformação plana (Silva Filho, 1998), usando um modelo elástico e considerando os efeitos da sucção e de sua variação (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

A aplicação do programa a fundações assentes sobre solos colapsíveis foi descrita por Miranda (1989). Logo depois, Miranda e Coelho (1990) apresentaram uma segunda versão do programa, que incluía a modelagem de solos de comportamento expansivo. Nesta versão, a expansão e o colapso eram modelados através de um recurso alcunhado de *analogia térmica* (ilustrada na Figura 11).

Figura 11 – Modelagem da deformação no UNSTRUCT usando a analogia térmica



Fonte: Adaptado de Silva Filho (1998).

Pela analogia térmica, as deformações decorrentes da variação da sucção no solo eram tratadas como *autodeformações*, semelhante ao que ocorre com um corpo sujeito à variação de temperatura, sofrendo dilatação ou contração.

Entretanto, o UNSTRUCT não apresentou bom desempenho ao empregar a analogia térmica na previsão de deformações por colapso decorrentes da variação da sucção, pois seus *outputs* para cenários de colapso apontavam a ocorrência deste fenômeno com diminuição das tensões horizontais (Silva Filho, 1998). Na prática, porém, as tensões horizontais aumentam, pois o solo tende a se expandir nesta direção, o que é facilmente verificado, através, por exemplo, do ensaio edométrico duplo.

Intentando reparar essa falha, Menescal (1992) propôs modificações no UNSTRUCT, adicionando dois parâmetros semiempíricos à modelagem do colapso, adotando uma superfície hiperbólica tridimensional, no espaço  $(\sigma_1 - \sigma_3)x(\varepsilon_a)x(\sigma_3)$ , e interpolando os valores dos parâmetros secos e saturados para cada valor de sucção, quando esta era variada nas análises. Trechos de sua proposta, contudo, não foram muito bem aceitos, e findaram sendo abandonados (Silva Filho, 1998).

#### 4.2.1 UNSTRUCT modificado por Silva Filho (1998)

Na versão do UNSTRUCT de Miranda (1988), o colapso correspondia numericamente ao inverso da expansão, sendo ambos diferenciados no *script* do programa apenas por sinais opostos no valor do carregamento aplicado aos nós da malha FEM (Silva Filho, 1998). Porém, o inverso da expansão, na realidade, não é o colapso, mas, sim, a contração (Leme, 2015).

Assim, percebendo que o UNSTRUCT não apresentava resultados realistas para cenários de colapso, Silva Filho (1998) apresentou uma versão atualizada do programa, em que o autor propôs considerar as deformações por colapso como sendo função da variação na rigidez do solo, por redução da sucção (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

A versão do UNSTRUCT apresentada por Silva Filho (1998) adotava dois modelos:

- (i) Analogia térmica, utilizada para prever deformações apenas de expansão e contração, quando há variação da umidade, ou seja: contração quando a umidade diminuir e expansão quando aumentar (Leme, 2015); e
- (ii) Técnica numérica da variação de rigidez do solo, para prever as deformações em solos que sofrem colapso quando há diminuição da sucção.

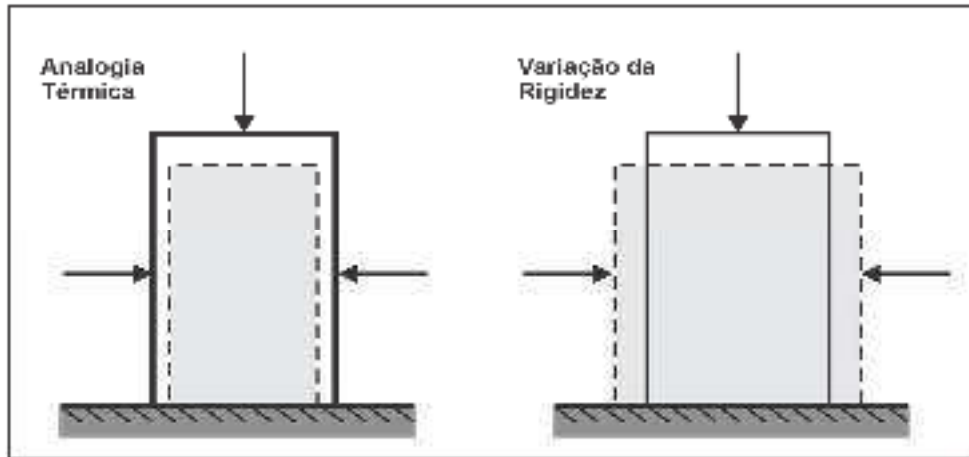
Na versão original do UNSTRUCT, o carregamento não era realizado em estágios, pois o comportamento tensão  $\times$  deformação do solo era assumido como sendo sempre linear. Silva Filho (1998) incorporou ao UNSTRUCT a análise não-linear.

Além disso, nas zonas saturadas, as análises passaram a ser feitas em termos de tensões efetivas, considerando a variável de tensão ( $\sigma - u_w$ ) e o módulo de elasticidade  $E_s$  (Leme, 2015). Já nas zonas não-saturadas, em termos de tensões totais, considerando as variáveis de estado de tensão ( $\sigma - u_a$ ) e ( $u_a - u_w$ ), e seus respectivos módulos de elasticidade  $E_u$  e  $H$ , como os parâmetros usados para definir a relação tensão  $\times$  deformações (Silva Filho, 1997).

A Figura 12 apresenta um desenho esquemático de comparação entre as deformações sofridas por um corpo de prova (CP), quando se utiliza a analogia térmica e a técnica da variação da rigidez na modelagem.



Figura 12 – Comparação das deformações sofridas por um CP quando se utiliza a analogia térmica (à esq.) e a técnica da variação da rigidez (à dir.)



Fonte: Adaptado de Silva Filho (1998).

Na versão do UNSTRUCT de Silva Filho (1998), a análise tensões  $\times$  deformações para a *zona não-saturada* adota as seguintes equações de equilíbrio estático (Equações 3 e 4):

$$\frac{\partial (\sigma_x - u_a)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial (\sigma_y - u_a)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (4)$$

em que:

$\sigma_x$  é a tensão normal total na direção  $x$ ;

$\sigma_y$  é a tensão normal total na direção  $y$ ;

$\tau_{xy}$  é a tensão cisalhante no plano  $xy$ ;

$u_a$  é a poropressão de ar, admitida igual a zero; e

$b_x$  e  $b_y$  são as forças de massa por unidade de volume, devidas ao peso próprio inicial do solo ou a variações no peso específico, resultantes de mudanças na umidade do solo.

Já para a *zona saturada*, as equações de equilíbrio estático são (Equações 5 e 6):

$$\frac{\partial (\sigma_x - u_w)}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + b_x = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial (\sigma_y - u_w)}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + b_y = 0 \quad (6)$$

em que:

$u_w$  é a poropressão de água; e

$b_x$  e  $b_y$  são as forças de massa por unidade de volume, devidas ao peso próprio inicial do solo e devidas aos efeitos da água, incluindo forças de percolação e empuxo hidrostático.

No estado plano de deformações, as relações constitutivas para solos não-saturados são aquelas propostas por Fredlund (1979), elaboradas como uma extensão da teoria da elasticidade para solos não-saturados (Equações 7, 8 e 9):

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_u} [(\sigma_x - u_a) - \nu_u (\sigma_y + \sigma_z - 2u_a)] - \frac{1}{H} (u_a - u_w) \quad (7)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_u} [(\sigma_y - u_a) - \nu_u (\sigma_x + \sigma_z - 2u_a)] - \frac{1}{H} (u_a - u_w) \quad (8)$$

$$\varepsilon_z = 0 \quad (9)$$

em que:

$\sigma_x$  é a tensão normal total na direção  $x$ ;

$\sigma_y$  é a tensão normal total na direção  $y$ ;

$\sigma_z$  é a tensão normal total na direção  $z$ ;

$\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_z$  são as deformações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ ;

$u_a$  é a poropressão de ar, admitida igual a zero;

$u_w$  é a poropressão de água;

$E_u$  é o módulo de elasticidade não-saturado em relação à componente de tensões  $(\sigma - u_a)$ ;

$H$  é o módulo de elasticidade em relação à sucção mátrica,  $(u_a - u_w)$ ; e

$\nu$  é o coeficiente de Poisson.

Já as relações constitutivas para solos saturados na condição plana de deformações são (Equações 10, 11 e 12):

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_S} [(\sigma_x - u_w) - \nu_S (\sigma_y + \sigma_z - 2u_w)] \quad (10)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_S} [(\sigma_y - u_w) - \nu_S (\sigma_x + \sigma_z - 2u_w)] \quad (11)$$

$$\varepsilon_z = 0 \quad (12)$$

em que:

$E_S$  é o módulo de elasticidade em relação à componente de tensões efetivas  $(\sigma - u_w)$ ;

$\nu_S$  é o coeficiente de Poisson saturado.

A versão do UNSTRUCT de Miranda (1988) adotava um módulo de elasticidade ( $E$ ) constante para todas as tensões, inserido manualmente durante a modelagem. Silva Filho (1998)

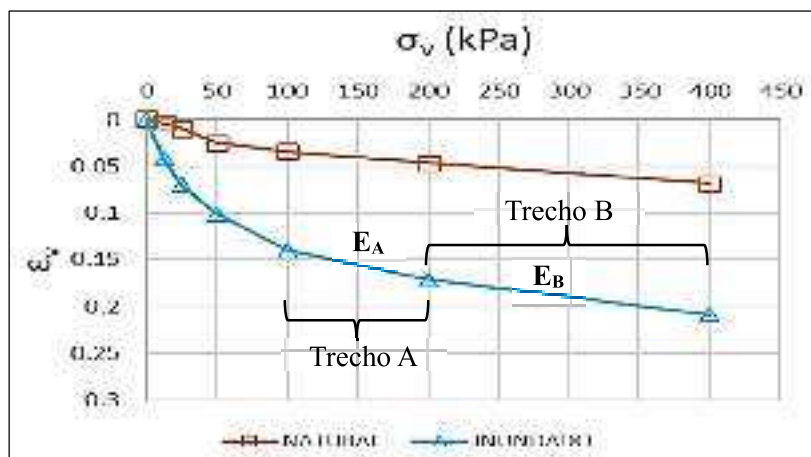
operacionalizou uma compartimentalização da curva do ensaio edométrico, em trechos nos quais se poderia admitir comportamento linear elástico (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

Esta compartimentalização conferiu ao UNSTRUCT a capacidade de modelar o comportamento não-linear do solo, o que, até então, não era possível (Silva Filho, 1997). Assim, as deformações específicas ( $\varepsilon$ ) das amostras saturada e não-saturada são determinadas, e fornecidas ao programa junto com as tensões que as originaram.

Com base na ideia de que, quando as tensões aplicadas ao corpo de prova aumentam, também ocorre enrijecimento do solo, é possível utilizar módulos de elasticidade específicos para cada trecho de tensões. Como consequência, o comportamento final da curva é não-linear, ou seja, com o aumento das tensões aplicadas ao CP, ocorre um enrijecimento do solo. Assim, o módulo de elasticidade  $E$  se torna um parâmetro variável na modelagem.

A Figura 13 apresenta as curvas resultantes de um ensaio edométrico duplo genérico. Nas curvas, pode-se verificar o emprego dos trechos lineares propostos por Silva Filho (1998), com diferentes inclinações (Trechos A e B), de onde são obtidos os módulos de elasticidade específicos para cada trecho ( $E_A$  e  $E_B$ ).

Figura 13 – Curvas resultantes de um ensaio edométrico duplo, mostrando os trechos onde se admite comportamento linear do solo.

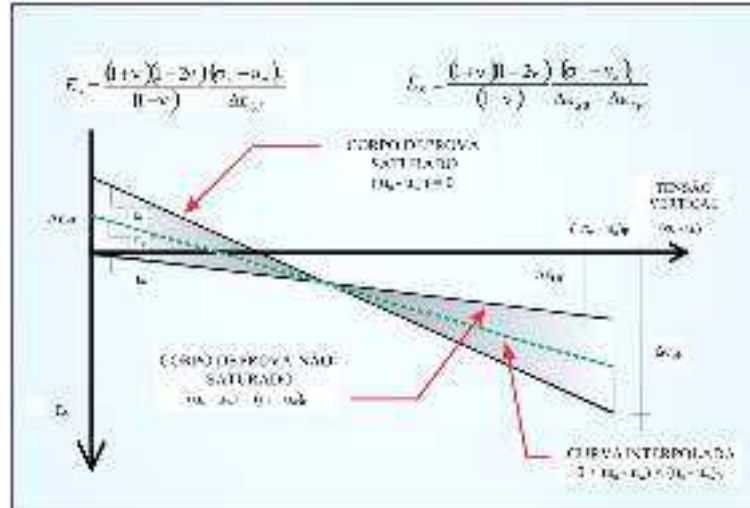


Fonte: Maia (2022).

A Figura 14 apresenta as curvas resultantes do ensaio edométrico duplo, onde são mostrados o módulo de elasticidade para solos não-saturados ( $E_u$ ), obtido por interpolação entre o *módulo de elasticidade inicial* ( $E_0$ ), e o *módulo de elasticidade saturado* ( $E_s$ ), de acordo com o trecho de tensões de interesse do ensaio edométrico duplo. O módulo  $E_0$  é obtido a

partir da curva na condição de menor umidade inicial (ou seja, solo seco, sob sucção máxima), e  $E_S$ , a partir da curva do ensaio inundado.

Figura 14 – Cálculo dos módulos de elasticidade  $E_0$ ,  $E_S$  e  $E_U$  do ensaio edométrico duplo



Fonte: Miranda *et al.* (1995).

Conforme apresentado na Figura 14, os módulos de elasticidade  $E_0$  e  $E_S$  são definidos pelas expressões nas Equações 13 e 14:

$$E_0 = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta \varepsilon_{UF}} \quad (13)$$

$$E_S = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \frac{(\sigma_v - u_a)_F}{\Delta \varepsilon_{S0} + \Delta \varepsilon_{SF}} \quad (14)$$

em que:

$E_0$  é o módulo de elasticidade nas condições iniciais;

$E_S$  é o módulo de elasticidade para o solo saturado;

$\Delta \varepsilon_{UF}$  é a variação da deformação específica correspondente a  $(\sigma_v - u_a)_F$  do CP não-saturado do ensaio edométrico duplo;

$\Delta \varepsilon_{S0}$  é a variação da deformação específica correspondente à tensão  $(\sigma_v - u_a)$  nula, do CP saturado; e

$\Delta \varepsilon_{SF}$  é a variação da deformação específica correspondente a  $(\sigma_v - u_a)_F$  do CP saturado.

O módulo de elasticidade  $E_U$  para o solos não-saturado, mas com umidade maior que a inicial, é obtido por interpolação entre o módulo de elasticidade nas condições iniciais ( $E_0$ ) e o módulo de elasticidade para o solo saturado ( $E_S$ ). O módulo de elasticidade  $E_U$  é calculado, então, de acordo com o trecho de tensões em que estiver localizado no ensaio edométrico duplo, pela Equação 15:

$$E_U = \frac{E_0}{\left(1 - \frac{E_0}{E_S}\right) \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_0} - 1\right] + 1} \quad (15)$$

em que:

$E_u$  é o módulo de elasticidade para solos não-saturados com umidade maior do que a inicial;

$(u_a - u_w)_0$  sucção inicial do corpo de prova utilizado para definir  $E_0$  (admitida constante); e

$(u_a - u_w)$  é a sucção do solo para o qual se deseja calcular  $E_U$ .

O módulo de elasticidade em relação à sucção mátrica (H) , que comanda as deformações dos solos que apresentam expansão e retração, pode ser determinado a partir de uma relação entre os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  do ensaio edométrico duplo e a tensão total na direção em que se deseja calcular H ( $\sigma - u_a$ ), de acordo com as Equações 16, 17 e 18:

$$\alpha = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)} \frac{\varepsilon_{s0}}{(u_a - u_w)_0} \quad (16)$$

$$\beta = \frac{(1 - \nu)^2}{(3\nu^2 - 2\nu + 1)} \cdot \frac{\varepsilon_{SF} - \varepsilon_{UF}}{[(\sigma_v - u_a)_f - (\sigma_v - u_a)_n](u_a - u_w)_0} \quad (17)$$

$$\frac{1}{H} = \alpha + \beta (\sigma - u_a) \quad (18)$$

em que:

$\varepsilon_{s0}$  é a deformação específica do corpo de prova saturado do ensaio edométrico duplo, correspondente à tensão vertical total nula,  $(\sigma_v - u_a) = 0$ ;

$\varepsilon_{SF}$  é a deformação específica do corpo de prova saturado do ensaio edométrico duplo, correspondente a  $(\sigma_v - u_a)_f$ ;

$\varepsilon_{UF}$  é a deformação específica do corpo de prova não-saturado do ensaio edométrico duplo, correspondente a  $(\sigma_v - u_a)_f$ ;

$(\sigma - u_a)$  é a tensão total na direção em que se deseja calcular H;

$(\sigma_v - u_a)$  é a tensão total vertical do ensaio edométrico duplo;

$(\sigma_v - u_a)_n$  é a tensão total vertical do ensaio edométrico duplo para a qual as deformações específicas dos corpos de prova saturado e não-saturado são iguais; e  $(u_a - u_w)_0$  é a sucção inicial do corpo de prova usado para definição da curva não-saturada do ensaio edométrico duplo.

Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , bem como o módulo de Elasticidade (H), são calculados internamente pelo UNSTRUCT para cada trecho de tensões considerado, e utiliza estes parâmetros ( $\alpha$  e  $\beta$ ) na determinação das deformações de expansão. A curva para a umidade inicial é definida durante o ensaio edométrico duplo, para obter o módulo elástico  $E_0$ , enquanto a curva para a condição saturada é definida durante o ensaio para obter o módulo elástico  $E_5$ .

Segundo Silva Filho (1998), estas deformações de colapso ou expansão são consideradas na análise tensão  $\times$  deformação do UNSTRUCT como autodeformações. Assim, as tensões correspondem à relação vetorial descrita pela Equação 19, em que:

$$\underline{\sigma} = \underline{D_e} (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon_0}) + \underline{\sigma_0} \quad (19)$$

em que:

$\underline{\sigma}$  é o vetor das tensões;

$\underline{D_e}$  é a matriz tensão-deformação;

$\underline{\varepsilon}$  é o vetor das deformações;

$\underline{\varepsilon_0}$  é o vetor das autodeformações resultantes de crescimentos de cristais, variações de temperatura, colapso (Zienkiewicz, 1985) ou expansão dos solos; e

$\underline{\sigma_0}$  é o vetor das tensões iniciais.

O UNSTRUCT calcula também o aumento do peso específico por variação de umidade do solo não-saturado ( $\Delta\gamma$ ), segundo a Equação 20:

$$\Delta\gamma = \Delta\theta \cdot \gamma_w \quad (20)$$

em que:

$\Delta\theta$  é a variação da umidade volumétrica do solo; e

$\gamma_w$  é o peso específico da água.

Por fim, as forças de massa devidas às variações do peso específico do solo são distribuídas entre os nós da malha de elementos finitos, e o efeito da água na zona saturada é calculado como uma força de massa igual a (Equação 21):

$$\underline{F} = -\nabla u_w \quad (21)$$

em que:

$\underline{F}$  é a força de massa devido à variação no peso específico.

Segundo Leme (2015), a força  $\underline{F}$  da Equação 25 inclui o empuxo hidrostático e as forças de percolação, e é distribuída entre os nós da malha de elementos finitos. Quando o efeito da água está introduzido no cálculo (através de  $\underline{F}$ ), não se deve mais considerar nenhuma carga externa devida ao peso da água.

#### 4.2.2 Modelagem de deformações pela técnica da variação de rigidez

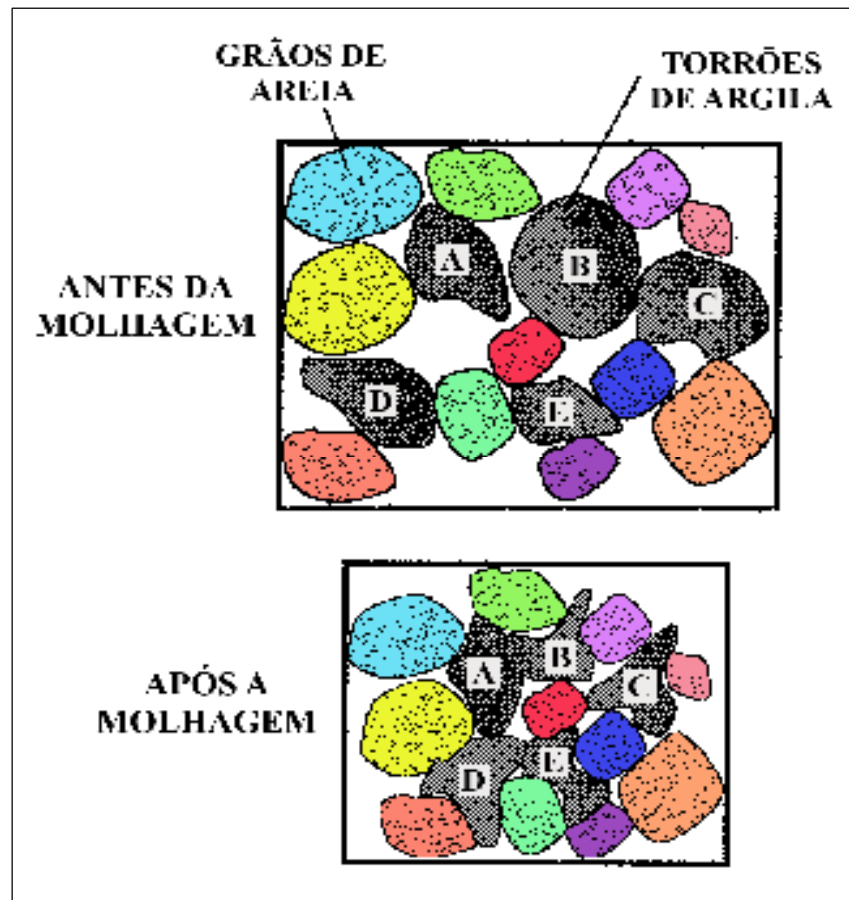
A modelagem das deformações no UNSTRUCT considera, para um certo estado de tensões atuante no solo, a variação da sucção como fator preponderante. No entanto, a influência de outros fatores, como, por exemplo, a estabilização dos contatos intergrãos conferida pela presença de agentes cimentantes no solo (que aumentam sua rigidez em condições não-saturadas) precisa ser considerada, pois interfere na ocorrência das deformações.

O conceito de rigidez está relacionado à resistência à deformação dos solos quando submetidos a tensões. Na literatura, são citados os modelos de sucção dependente de rigidez e os modelos de modificação na rigidez decorrente de variação de umidade para a avaliação da rigidez em solos (Loprevite, 2021; Fernandes, 2021).

A rigidez de um solo não-saturado pode diminuir em razão de umedecimento, o que se contrapõe aos efeitos de enrijecimento do solo conferidos pelos agentes cimentantes. Ao se adicionar água a um solo não-saturado, ele perde sua rigidez devido à queda na sucção, entrando em desequilíbrio e sofrendo deformações sucessivas, consequentes à redistribuição das tensões (Silva Filho, 1998).

Miranda (1988) exemplificou como estas deformações se sucedem, utilizando o cenário ilustrado na Figura 15, que contém partículas de quartzo rodeadas por partículas de argila agregadas em torrões. Quando umedecidos, os torrões sofrem deformações sequenciais, resultantes da dissolução de seu arcabouço original (até então mantido por interações de natureza química e elétrica), até que entra novamente numa condição de equilíbrio (deformada).

Figura 15 – Distorções sofridas por partículas de argila agregadas em torrões após o umedecimento do solo, resultando em deformações substanciais



Fonte: Adaptado de Silva Filho (1998).

Silva Filho (1998) reportou que, no processo de saturação gradual do solo, o aumento da umidade que desencadeia as deformações (por redução na rigidez) também influencia os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, o que também foi sinalizado por Pereira e Fredlund (1997).

No UNSTRUCT, as equações do modelo elástico linear são resolvidas para determinar as tensões iniciais do elemento de solo. A princípio, por se tratar de um estado inicial (equilíbrio *in situ*), os deslocamentos são assumidos como sendo nulos, pois correspondem às deformações iniciais provocadas por carregamentos anteriores, tais como o peso próprio e as forças superficiais aplicadas ao solo (Maia, 2022).

Assim, a primeira tensão deverá ser igual a zero, condição inicial antes dos carregamentos. Isto força a que a deformação específica inicial do solo não-saturado seja igual a zero. Já a deformação específica do solo saturado poderá ser igual ou menor do que zero: menor que zero



se o solo apresentar comportamento expansivo, e igual a zero se não apresentar (Silva Filho, 1997).

A partir daí, os estados seguintes de tensão e deformação são modificados como consequência de: carregamentos externos, variação da umidade do solo (ao se aumentar seu peso específico), deformações do solo não-saturado (colapsível/expansivo) devido a mudanças na rigidez geradas pelo umedecimento, forças de percolação e forças de empuxo hidrostático na região saturada do maciço (Silva Filho, 1998).

À configuração inicial (*in situ*) do solo, o UNSTRUCT impõe um incremento no valor da umidade. Isto provoca diminuição da rigidez (pelo processo explicado na Figura 15) e desencadeia múltiplas deformações, assim como modifica os parâmetros do solo (redução do módulo de elasticidade e aumento do coeficiente de Poisson).

No processo, as deformações irão continuar ocorrendo, até que seja alcançada uma nova configuração de equilíbrio. Neste ponto, uma nova rigidez é calculada, interpolando os valores extremos (i.e., não-saturado e saturado) do módulo de elasticidade ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), obtidos inicialmente dos resultados do ensaio edométrico duplo (Leme, 2015).

Ao final, os parâmetros de interesse (*outputs*) fornecidos pelo UNSTRUCT se tornam *inputs* do próximo estágio da modelagem, quando um novo incremento na umidade é imposto ao solo, reiniciando o processo. Nesta técnica da variação da rigidez, ao aumentar a umidade do solo em incrementos, a saturação do solo ocorre gradualmente.

#### 4.3 Modelagem associada

As soluções analíticas inicialmente propostas para modelar situações geotécnicas corriqueiras não eram capazes de resolver problemas com condições de contorno complexas, que envolviam diferentes materiais, ou materiais que sofriam mudanças em suas propriedades durante a análise.

Com a evolução das ferramentas computacionais, os métodos numéricos ganharam destaque no meio geotécnico, pois permitiram o avanço na solução de problemas desta natureza, em especial daqueles que dependiam do nível de confinamento, sucção e forças de percolação (Alves, 2019).

O interesse em obter modelos constitutivos ainda melhores tem impulsionado diversas pesquisas, boa parte delas usando os métodos dos elementos finitos (FEM) e das diferenças finitas (Moreno, 2011), procurando compreender a resposta do solo a dois fenômenos: o

movimento relativo entre os sólidos (estado de tensões e deformações) e o deslocamento da interface ar-água (Cordão Neto, 2005).

Em solos não-saturados, existe intensa conexão entre estes fenômenos, pois o carregamento é transferido tanto para a fase sólida quanto para a fase líquida (ar e água), acarretando alterações nas poropressões, estado de tensões e campo de deformações do solo (Blight, 2013).

Todavia, pode ser que não haja meios para a realização de uma análise assim tão complexa, quando então uma mais simples, menos onerosa e com boa performance servirá ao propósito desejado (Hohn *et al.*, 2022; Karimpour-Fard *et al.*, 2019).

Para Silva *et al.* (2016), a pesquisa, desenvolvimento e implementação na prática cotidiana de modelos simplificados, que permitam avaliar um cenário de interesse com boa responsividade, deve ser encorajada, especialmente se envolverem parâmetros de fácil obtenção e consumirem tempo computacional menor.

É neste contexto que se insere a *análise associada*, um tipo de modelagem não-acoplada, que considera os fenômenos mecânico e hidráulico do solo não-saturado em estágios sequenciados. Ela permite resolver os problemas próprios de cada fenômeno isoladamente, o que proporciona melhor compreensão de suas diferentes peculiaridades, além de demandar esforço computacional muito menor (Passos, 2018).

Até a publicação do estudo de Silva Filho (1998), a análise do comportamento do solo era feita exclusivamente utilizando o UNSTRUCT (não existia associação com outro programa), e os dados referentes à poropressão e umidade do solo não-saturado eram inseridos manualmente.

Cerqueira (2004) e Silva Filho e Cerqueira (2004) foram os primeiros estudos a sugerir a modelagem de deformações em maciços de terra utilizando a associação sequenciada das análises tensão  $\times$  deformação (com o UNSTRUCT) e de fluxo transiente, à época, com o *Geo-Slope SEEP/W* (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

Entretanto, foi somente a partir dos trabalhos de Lôbo Neto (2013) e Leme (2015), que a análise de fluxo transiente passou a ser implementada utilizando o *Rocscience Slide2*, cujos *outputs* (poropressões e avanço da frente de percolação) serviam como dados de entrada da análise tensão  $\times$  deformação, executada com o UNSTRUCT.

Na fase de concepção de uma barragem de terra, a análise associada permite avaliar e rever as premissas de projeto, a fim de alterar o que for necessário para evitar o aparecimento de fissuras no maciço (materiais, geometria, condições de compactação etc.), sendo possível

reiniciar o processo quantas vezes forem necessárias, até que se alcance uma configuração satisfatória.

Quando a situação é de retroanálise (barramento já construído), a análise associada permite verificar a localização provável e a magnitude das zonas de fissuramentos, permitindo propor as medidas corretivas mais adequadas para cada caso e direcionando sua implementação *in loco*.

#### **4.4 Aplicação da modelagem associada para a previsão da ocorrência de fissuramento em barragens de terra**

Para o estudo das zonas prováveis de fissuramento de um maciço de terra, não é necessário dispor dos parâmetros de resistência do solo, mas dos parâmetros de deformabilidade, a saber: módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (Lôbo Neto *et al.*, 2018).

Mais recentemente, a análise associada tem sido implementada na previsão da ocorrência de fissuramento utilizando o Rocscience Slide2, onde se avalia o fluxo transiente d'água, e o UNSTRUCT 3.0, que realiza a análise tensão  $\times$  deformação.

De acordo com Silva Filho (1997), na modelagem de comportamentos definidos por relações tensão  $\times$  deformação não-lineares, o UNSTRUCT usa uma malha de elementos finitos quadrilateral de cinco nós para representar a geometria da estrutura em estudo, permitindo ao usuário trabalhar com solos saturados e não-saturados, pois:

- (a) O módulo de elasticidade ( $E_u$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu_u$ ) dos materiais não-saturados são avaliados como função da sucção matricial;
- (b) As mudanças de peso específico dos solos não-saturados, resultantes de acréscimo da umidade, são levados em conta na modelagem;
- (c) As deformações devidas à expansão ou contração dos solos não-saturados são calculadas como uma função linear da sucção matricial;
- (d) No colapso, as deformações são resultantes da variação da rigidez do solo, que, por sua vez, varia linearmente com a sucção matricial; e
- (e) Os efeitos da água nas zonas saturadas são calculados como forças de massa iguais aos gradientes da pressão da água nos poros.

O Slide2 realiza a análise de fluxo, fornecendo as posições da frente de percolação para cada estágio modelado, assim como as poropressões (positivas e negativas), exportadas como dados vinculados aos nós da malha FEM. Os *outputs* do Slide2 são usados como *inputs* na análise tensão  $\times$  deformação do UNSTRUCT, juntamente com os resultados do ensaio edométrico duplo (cargas, deformações, sucção).

O UNSTRUCT é composto pelo programa principal e doze sub-rotinas. O programa principal define os arquivos de entrada e saída, processa e imprime os dados de controle e as informações sobre tipos de carregamento, propriedades dos materiais, nós e elementos. É responsável ainda, pela chamada das sub-rotinas e pelo controle das iterações realizadas em cada incremento de carga, além de controlar o número de incrementos de carga utilizado na modelagem.

As doze sub-rotinas do UNSTRUCT, cuja relação está ilustrada por dois fluxogramas no Anexo B desta pesquisa, correspondem a:

- DETNA. Calcula o número de graus de liberdade, endereça a diagonal da matriz para armazenamento como vetor, e estabelece o tamanho requerido para o vetor SN.
- INITAL. Calcula e imprime os parâmetros de cada elemento e as tensões iniciais devidas ao peso próprio do maciço, e chama, ainda, as sub-rotinas PRINCIP e AUXOUT. O cálculo das tensões iniciais é feito utilizando sucessivamente as sub-rotinas STRSTF, OPTSOL e STRESS.
- ELASTIC. Calcula os parâmetros do solo para cada trecho de tensões, corrigindo-os em cada iteração realizada, conforme o estado de tensões no elemento considerado. A correção dos parâmetros tem por objetivo modelar o comportamento não-linear do solo.
- STRSTF. Sub-rotina em que os termos da matriz de rigidez da estrutura são montados, chamando a sub-rotina QUAD.
- OPTSOL. Resolve o conjunto de equações que representa a matriz de rigidez da estrutura e o vetor carregamento.
- STRESS. Calcula e imprime tensões e deslocamentos para os diversos cenários de carregamento, além das deformações em cada elemento, para serem eventualmente utilizadas no cálculo do colapso, devido à variação da sucção. Acumula as deformações sofridas pelo solo para serem utilizadas na simulação de um colapso (quando for o caso) e chama as sub-rotinas QUAD, PRINCIP, AUXOUT.

- QUAD. Calcula a matriz de rigidez dos elementos e as cargas nodais equivalentes devidas ao peso próprio do maciço ou resultantes de aumento do peso específico do solo ou de variações da tensão capilar em solos não-saturados. Determina, a nível de elemento, se a variação da tensão capilar deverá ser modelada pela analogia térmica ou variação de rigidez. Chama a sub-rotina FSEEP.
- FSEEP. Calcula as cargas nodais equivalentes devidas a forças de percolação e ao empuxo hidrostático.
- SURFLD. Processa as informações das cargas distribuídas na fronteira e calcula as cargas nodais equivalentes.
- SEEP. Calcula a variação da sucção matricial em cada nó.
- PSEEP. Calcula a variação da pressão neutra positiva em cada nó.
- PRINCIP. Calcula as tensões principais.
- AUXOUT. Cria o arquivo com os dados para permitir a continuação da análise com novos carregamentos, bem como os arquivos para processamento gráfico.

Ao final das análises, os *outputs* do UNSTRUCT correspondem aos módulos de elasticidade inicial  $E_0$  e saturado  $E_S$ , assim como dados de deslocamentos de cada nó da malha FEM nas direções  $x$  e  $y$ , tensões normais, ângulo de atrito, poropressão e umidade de cada elemento.

O UNSTRUCT também fornece a malha FEM deformada da estrutura modelada. A comparação entre as malhas original e deformada permite perceber as regiões em que os nós sofreram grandes deslocamentos em relação à sua posição inicial, indicando os trechos onde a ocorrência de fissuramentos é provável.

Maiores detalhes sobre a modelagem tensão  $\times$  deformações com o UNSTRUCT podem ser encontrados em Silva Filho (1997) e Silva Filho (1998).

#### 4.5 Pesquisas recentes empregando a análise associada a barragens de terra

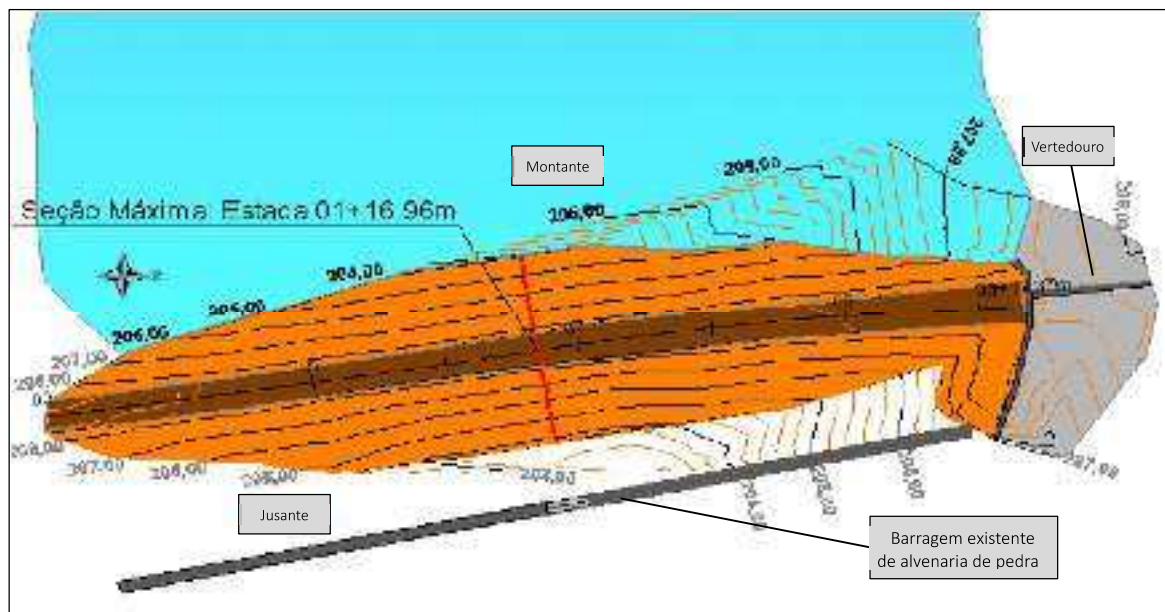
Nas próximas seções, serão descritos estudos recentes que empregaram a análise associada na previsão da ocorrência de fissuramento em barragens de terra, a saber: Lôbo Neto (2013), Leme (2015), Maia (2022), Santos (2023).

#### 4.5.1 Barragem experimental de Lôbo Neto (2013)

Lôbo Neto (2013) implementou em campo a proposta de Miranda (1988) para pequenas barragens de terra no semiárido brasileiro, através da construção de uma barragem experimental na Fazenda Lavoura Seca, propriedade pertencente à Universidade Federal do Ceará e localizada no município de Quixadá, Estado do Ceará.

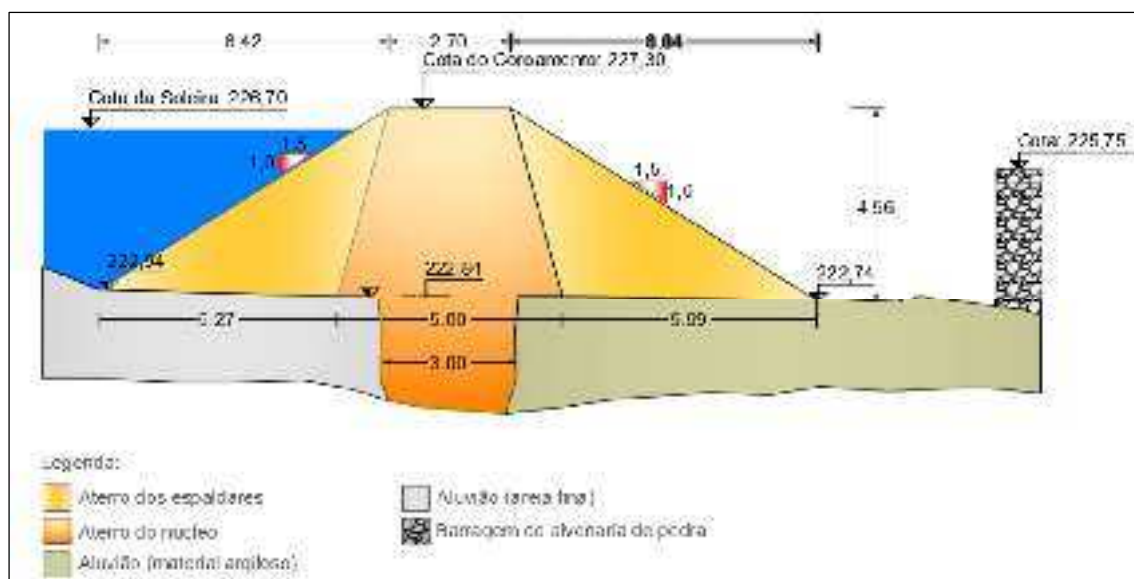
A barragem experimental tinha 73,5m de comprimento entre ombreiras, núcleo mais rígido (grau de compactação, GC = 90%) que os espaldares (GC = 70%), e foi assentada sobre aluvião argiloso a montante e aluvião arenoso a jusante. A Figura 16 apresenta o *layout* da barragem experimental e suas estruturas associadas. Já a Figura 17 traz a geometria da seção máxima da barragem experimental analisada por Lôbo Neto (2013).

Figura 16 – *Layout* da barragem experimental, com suas estruturas associadas



Fonte: Leme (2013).

Figura 17 – Geometria da seção máxima da barragem experimental de Lôbo Neto (2013), apontando características gerais do maciço



Fonte: Leme (2013).

Lôbo Neto (2013) realizou uma análise de fluxo transiente de uma seção simplificada da barragem experimental, considerando apenas o maciço propriamente dito (sem incluir a fundação, constituída de aluvião + *cut-off*) e modelando o enchimento da barragem utilizando o *software* Rocscience Slide (versão 6.0).

A análise tensão  $\times$  deformação, feita com o *software* UNSTRUCT, apontou a ocorrência de deformações (colapso) no espaldar de montante, mas estas não se propagaram para o núcleo ou para o espaldar de jusante. Da mesma forma, a análise previu a ocorrência de deformações no espaldar de jusante, que aumentaram com o avanço da frente de saturação no maciço, aproximadamente 60 dias após o início da modelagem.

Em viagem a campo, o autor verificou *in loco* a ocorrência de fissuramento em ambos os espaldares da barragem experimental, mas não na região do núcleo. Assim, uma vez que não houve propagação das fissuras de montante para jusante, a barragem não rompeu, mantendo-se funcional.

Lôbo Neto (2013) concluiu, então, que a construção de barragens nos moldes da proposta de Miranda (1988) é viável, e pode proporcionar uma economia de até 12,0m<sup>3</sup> de água para cada 100m<sup>3</sup> de aterro executado (espaldares), sem comprometer a segurança do maciço.

#### **4.5.2 *Análise da barragem experimental de Lôbo Neto (2013) feita por Leme (2015)***

Leme (2015) realizou um estudo detalhado sobre a mesma barragem experimental do estudo de Lôbo Neto (2013), com o objetivo de avaliar o desempenho de campo da proposta de Miranda (1988) para pequenas barragens de terra no semiárido.

Para tanto, utilizou resultados de ensaios de laboratório, dados coletados *in loco* e por meio de instrumentação do maciço, que foi monitorado durante 13 meses (maio/2013 a Junho/2014), através de marcos de deformação vertical (no coroamento), piezômetros, régua linimétrica, sensores de umidade, e inclinômetros (deformação horizontal).

Leme (2015) realizou também uma análise associada na previsão de deformações durante a fase de operação da barragem experimental, utilizando, para tanto, os seguintes *softwares*:

- (i) Slide2, para realizar a análise de fluxo bidimensional;
- (ii) UNSTRUCT, para a análise tensão  $\times$  deformação;
- (iii) FlexPDE, para a análise de fluxo tridimensional; e
- (iv) slope2.f90, para verificação da estabilidade do talude de jusante, utilizando a técnica da redução da resistência ao cisalhamento, proposta por Smith e Griffiths (2004).

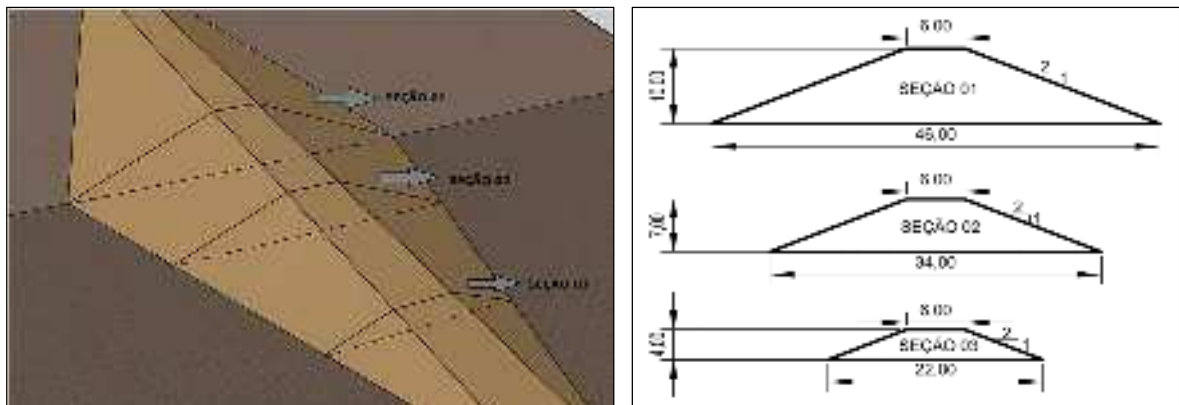
Os resultados de Leme (2015) foram semelhantes aos reportados por Lôbo Neto (2013), pois, embora o colapso tenha ocorrido nos espaldares da barragem experimental, não ocorreu ruptura dos taludes e nem houve propagação das deformações de montante para jusante, não comprometendo, assim, a segurança da estrutura (Leme, 2015).

#### **4.5.3 *Barragem hipotética de Maia (2022)***

Maia (2022) modelou uma barragem hipotética, com calha do rio simétrica, em formato “V” (inclinação de 1V:2H). O comprimento longitudinal do maciço era de 200m, compreendendo três seções transversais: Seção máxima (10m de altura) e duas seções intermediárias (Seção 02, com 7m, e a Seção 03, com 4m de altura), conforme a Figura 18.



Figura 18 – Barragem hipotética analisada por Maia (2022), com a localização e geometria básica das três seções transversais modeladas



Fonte: Maia (2022).

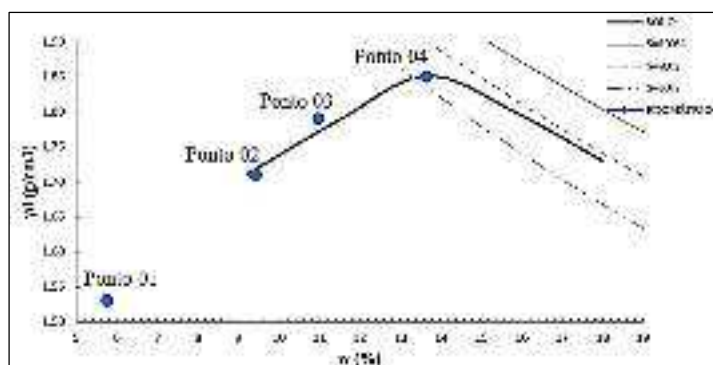
Maia (2022) realizou ensaios de caracterização e edométricos duplos, a partir de amostras de solo indeformadas, coletadas no maciço da Barragem de Piaus pela autora da presente pesquisa, a fim de obter os parâmetros de interesse necessários à análise associada utilizando os *softwares* *Slide2* e *UNSTRUCT*.

Em relação à modelagem do comportamento hidráulico, foram adotadas curvas de retenção e de condutividade hidráulica pré-definidas do *Slide2*, para o solo obtido nos ensaios de laboratório, uma areia argilosa (SC).

Uma das análises de Maia (2022) correspondeu à avaliação do nível de deformação experimentado pelo solo ao se variar a rigidez ao longo do ramo seco da curva de compactação, considerando as condições de compactação de pequenas barragens de terra no semiárido brasileiro, conforme apresentado por Miranda (1988).

A Figura 19 mostra a curva de compactação com os quatro pontos no ramo seco adotados por Maia (2022). Cada ponto forneceu um par “umidade - peso específico seco” para a moldagem dos CPs submetidos ao ensaio edométrico duplo, cujos resultados mostraram que as deformações decresceram à medida que as condições de compactação melhoraram.

Figura 19 – Curva de compactação com os quatro pontos no ramo seco adotados por Maia (2022)



Fonte: Maia (2022).

Maia (2022) também percebeu que a magnitude das distorções entre seções adjacentes da barragem hipotética diminuiu à medida que as condições de compactação foram melhoradas, e que as distorções das seções de maior altura (Seção 01) foram muito maiores que aquelas verificadas para as seções de menor altura (Seções 02 e 03).

Isto o levou a sugerir que, para barragens com seções de alturas muito discrepantes, a qualidade da compactação pode ser adequada de forma a economizar água, com as seções maiores sendo compactadas em condições ótimas, e as demais, com umidade decrescendo junto com a altura.

Simulando um maciço homogêneo com e sem a presença de elemento drenante, Maia (2022) mostrou que a presença de um filtro torna a barragem mais estável, e que, na presença deste, as deformações não apenas são menores, mas permanecem estáveis ainda que as condições de compactação de jusante piores.

Pela proposta, a compactação do espaldar de montante em condições ótimas e do espaldar de jusante em condições subótimas levaria a uma probabilidade de fissuramento muito menor e com uma considerável economia de água.

Ao considerar um maciço zoneado, com núcleo e espaldares com rigidezes diferentes, as deformações obtidas foram radicalmente menores para o setor com maior rigidez. Com núcleo rígido, deformações (fissuras) ocorreram nos espaldares; com espaldares rígidos, o núcleo experimentou fissuramento (colapso). Em ambos os casos, entretanto, a estabilidade geral da estrutura foi preservada.

Os resultados de Maia (2022) endossam o zoneamento do maciço e a inserção de elemento filtrante no maciço como opções mais seguras no projeto de barragens de terra, pois

as deformações que levariam ao fissuramento são muito menores que aquelas experimentadas por um maciço homogêneo e sem a presença de filtro.

#### **4.5.4 *Análise de barragens reais de Santos (2023)***

Santos (2023) realizou a modelagem de dez barragens reais, localizadas no Estado do Ceará, que apresentavam tipos diversos de seção transversal, adotando parâmetros apropriados para os materiais constituintes do maciço e da fundação, avaliando o fissuramento quando a rigidez variava devido a mudanças na umidade, por elevação do nível d'água (fundação) e por enchimento do reservatório (maciço).

Como não realizou amostragem de solo, Santos (2023) analisou documentos técnicos oficiais e adotou valores recomendados pelo *United States Bureau of Reclamation* (USBR), arrolados por Vieira *et al.* (1996), para os parâmetros hidráulicos do *Slide2*, e aqueles citados por Briaud (2013) para a deformabilidade modelada com o UNSTRUCT (porosidade e peso específico seco). Na variação da rigidez, o autor considerou uma queda de 30-50% no valor do módulo de elasticidade  $E$  para os cenários de antes e após o umedecimento.

Santos (2023) observou que as barragens homogêneas com sistema de drenagem apresentaram fissuramento em função da diferença de rigidez entre os materiais de montante (região umedecida) e os de jusante (região seca). Já as barragens zoneadas apresentaram fissuramento em função da diferença de rigidez entre materiais do núcleo e dos espaldares, ou pela saturação dos materiais do núcleo e da região de montante (excesso de poropressão).

A Tabela 1 apresenta as características da seção transversal das barragens modeladas por Santos (2023), bem como os materiais de maior deformabilidade e os achados da análise associada.

Tabela 1 – Achados da análise associada realizada por Santos (2023)

<b>Barragem</b>	<b>Maior deformabilidade</b>	<b>Ocorrência de fissuramento</b>	<b>Causas apontadas</b>
<i>Arrojado Lisboa</i> (Zoneada, núcleo impermeável)	Núcleo argiloso	Fissuras longitudinais no coroamento.	Umedecimento do maciço e diferença de rigidez entre núcleo e espaldares
<i>Favelas</i> (Homogênea, com drenagem)	Solo do maciço	Fissuras longitudinais no coroamento	Sistema de drenagem funcionante provoca diferença de rigidez entre material umedecido (montante) e material seco (jusante).
<i>Frios</i> (Homogênea, fundação com três tipos de material, com drenagem)	Núcleo argiloso	Fissuras longitudinais no coroamento	Sistema de drenagem funcionante provoca diferença de rigidez entre material umedecido (montante) e material seco (jusante).
<i>General Sampaio</i> (Zoneada, núcleo argiloso, siltoso/granular)	Material siltoso de montante	Fissuramento longitudinal	Maiores recalques a montante por diferença de rigidez entre montante e núcleo. Linha de fluxo foi rebaixada pelo concreto de proteção a montante provocou diferença de umedecimento.
<i>Lima Campos</i> (Núcleo de concreto, argiloso/granular, com drenagem)	Material argiloso de montante	Fissuramento longitudinal, zonas de tração no coroamento	Umedecimento apenas da região anterior ao muro de concreto (impediu umedecimento de jusante e provocou poropressão excessiva a montante)
<i>Mundaú</i> (Zoneada, material coesivo/areno-siltoso, com drenagem)	Material coesivo de montante	Zonas propícias para fissuramento longitudinal entre montante (mais deformável) e jusante	Sistema de drenagem favorece umedecimento mais intenso da região de montante
<i>Orós</i> (Enrocamento, núcleo impermeável, espaldares permeáveis)	Núcleo de material coesivo	Fissuramento longitudinal no coroamento, na interface núcleo-espaldares.	Deformações diferenciais entre núcleo coesivo (molhado) e espaldares (secos) com excesso de tensão
<i>Patu</i> (Núcleo impermeável, enrocamento)	Camadas externas de enrocamento	Fissuramento horizontal no maciço, podendo gerar <i>piping</i>	Espaldares (umedecidos) mais deformáveis que núcleo (seco)
<i>Edson Queiroz</i> (Enrocamento, transição entre núcleo e enrocamento)	Núcleo de material coesivo	Fissuramento longitudinal, com altas tensões de cisalhamento no contato núcleo-espaldares	Montante e núcleo mais deformáveis
<i>Trussu</i> (Homogênea, com drenagem)	Aluvião da fundação e maciço argiloso	Elevação do NA até base da barragem: Fissuram. longitudinal Percolação pelo maciço: Fissuram. longitudinal (montante/jusante).	Aluvião do solo de fundação com maiores deformações do que no <i>cut-off</i> Sistema de drenagem e percolação provocam umedecimento predominante a montante e na fundação (jusante mais seca)

Fonte: Elaborado pela Autora.

Nota: Fissuramento longitudinal na Barragem de Trussu após o primeiro enchimento foi documentado por Menescal (2005).

## 5 PROPOSTA DE INCLUSÃO DA PREVISÃO DE ZONAS PROVÁVEIS DE FISSURAMENTO NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE TERRA

O emprego da análise associada na previsão de fissuramentos em barragens de terra vem sendo aperfeiçoado desde o estudo de Silva Filho e Cerqueira (2004). Atualmente, seu emprego na avaliação de maciços (reais e hipotéticos) já está bem documentada e validada (Lôbo Neto, 2013; Leme, 2015; Lôbo Neto *et al.*, 2018; Maia, 2022; Santos, 2023), como anteriormente discutido. Estes trabalhos sinalizaram a análise associada como uma excelente ferramenta para a previsão (pré-construtiva) e detecção (pós-construtiva) de zonas preferenciais de fissuramento em maciços de terra.

Segundo o manual “Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas”, a verificação da segurança de barragens de terra deve compreender (Eletrobrás, 2003):

- (i) Análises de percolação (fluxo pelo maciço e fundação, poropressões);
- (ii) Análises de estabilidade de taludes (nas fases de final de construção, rebaixamento rápido, percolação estável, sísmica);
- (iii) Análises de deformabilidade (recalques, tensão  $\times$  deformação); e
- (iv) Monitoramento da instrumentação do maciço (caso instalada e em status operacional).

Os métodos usuais empregados no projeto de barragens de terra, no entanto, normalmente compreendem apenas as análises de fluxo e de estabilidade de taludes. A avaliação da deformabilidade para a previsão do fissuramento não é realizada de ofício, acontecendo apenas quando o risco de ocorrência de patologias é evidente, ou quando este tipo de avaliação é exigida pelo contratante da obra<sup>1</sup>, impelindo o geotécnico a analisar o fenômeno mais pormenorizadamente.

Segundo Eletrobrás (2003), análises de deformabilidade têm como finalidades principais:

- Verificar a compatibilidade de deformações entre os diversos materiais constituintes do maciço da barragem, bem como de suas fundações e estruturas adjacentes;
- Avaliar o potencial de ocorrência de ruptura progressiva do maciço e da fundação;
- Avaliar os riscos de fissuramento do núcleo ocasionado por zonas de tração ou por fraturamento hidráulico;

---

<sup>1</sup> Aqui, o termo “contratante” se refere a empresas estatais e organizações governamentais, a exemplo de ANA, DNOCS, Eletrobrás, CHESF, CODEVASF etc.

- Otimizar a posição do núcleo, quando a barragem for de seção zoneada;
- Subsidiar o projeto de instrumentação, identificando os pontos críticos que precisam ser instrumentados;
- Otimizar o projeto de escavações, de modo a manter os recalques diferenciais dentro de níveis admissíveis; e
- Determinar um valor de sobre-elevação da crista da barragem, programado para compensar os inevitáveis recalques pós-construtivos.

Análises tensão  $\times$  deformação devem ser realizadas para as fases de construção da barragem e de enchimento do reservatório, bem como para o estabelecimento de fluxo transiente e o regime permanente de operação com percolação estabelecida (Eletrobrás, 2003).

O método de análise mais comumente recomendado em literatura é o de elementos finitos (FEM), por meio do qual se faz a simulação das fases de construção e operação em etapas, considerando-se os materiais como tendo comportamento elástico-linear.

A análise requer dados da instrumentação de campo e resultados de laboratório, de onde se obtém os parâmetros de compressibilidade e deformabilidade dos materiais constituintes do maciço e fundação (Eletrobrás, 2003). Estes parâmetros podem ser ajustados de acordo com a experiência do projetista ou a partir de registros na literatura de casos semelhantes.

De acordo com Eletrobrás (2003), é possível utilizar modelos elásticos não-lineares ou elastoplásticos para zonas localizadas, onde a ocorrência de fissuramento é dada por certa. Contudo, os cuidados com a deformabilidade não devem se limitar a situações em que as patologias já tenham sido identificadas e precisem ser remediadas com urgência. Claramente, a avaliação da ocorrência de fissuramentos *antes* de se instalarem no maciço é mais apropriada e muito mais vantajosa do ponto de vista técnico.

Nas últimas três décadas, é possível verificar os importantes avanços no aparato computacional e no conhecimento sobre solos não-saturados de que o geotécnico dispõe. Assim, é razoável se questionar por que a avaliação da deformabilidade não faz parte da prática corriqueira da verificação da segurança de barragens de terra, quando este ferramental pode contribuir de maneira robusta para o projeto e o monitoramento destas estruturas.

Destarte, esta pesquisa propõe que seja incluída no protocolo de verificação da segurança de barragens de terra, em especial naquelas construídas em regiões semiáridas, a previsão da ocorrência do fissuramento, utilizando a análise elástica associada (com *Slide2* e *UNSTRUCT 3.0*, com a técnica da variação da rigidez do solo), considerando os parâmetros de compressibilidade obtidos através dos ensaios edométrico duplo e da curva de retenção hídrica.

O objetivo desta proposta é tanto ampliar o escopo da verificação convencional quanto sugerir o emprego de uma modelagem simplificada, cujos parâmetros são obtidos através de ensaios de menor complexidade e com tecnologia já consolidada e bem difundida.

Na fase de concepção da estrutura, é interessante realizar análises que busquem identificar zonas potenciais de fissuramento e, conseqüentemente, buscar solução apropriadas, o que inclui mudanças no projeto, tais como: *layout*, tipos de solo, geometria etc. Na fase pós-construtiva, a análise ajudará a figurar soluções remediadoras para um problema já instalado (Maia, 2022).

Considerando que o fenômeno do fissuramento é deflagrado através de diferentes mecanismos, é interessante verificar como cada um deles afeta as deformações em um maciço de terra em diferentes contextos.

Assim, nas seções a seguir, serão apresentados cenários comuns no projeto de barragens de terra que podem chegar às mãos do geotécnico em sua prática profissional, a fim de mostrar como a análise associada utilizando a técnica da variação de rigidez poderá contribuir na detecção de zonas potenciais de fissuramento.

Mais adiante, também serão discutidos os ensaios necessários à realização da análise associada para a avaliação de possíveis zonas de fissuramento, conforme descrita no presente estudo, bem como será apresentado um roteiro simplificado para a avaliação da deformabilidade de barragens de terra, que tem por objetivo orientar o geotécnico na implementação da análise associada no processo de verificação da segurança destas estruturas.

## 5.1 Cenários analisados

Esta seção irá retratar barragens de terra em diferentes cenários, apresentando os possíveis mecanismos de ocorrência de fissuramento, a saber:

- i. Cenário 1: Barragem homogênea, sem elemento filtrante;
- ii. Cenário 2: Barragem homogênea, com elemento filtrante;
- iii. Cenário 3: Barragem zoneada, com núcleo rígido e espaldares deformáveis, sem elemento filtrante;
- iv. Cenário 4: Barragem zoneada, com núcleo deformável e espaldares rígidos, sem elemento filtrante;
- v. Cenário 5: Barragem zoneada, em presença de elemento filtrante; e
- vi. Cenário 6: Barragem zoneada, com piora das condições de compactação, em presença de elemento filtrante.

A modelagem de diversos tipos de seção transversal permite avaliar o aparecimento de zonas preferenciais de fissuramento quando a rigidez varia devido a mudanças na umidade, o que pode ocorrer como consequência, por exemplo, de: elevação do nível d'água (fundação), enchimento do reservatório, precipitações (ou estiagem prolongada) na região onde o barramento está localizado, presença de elemento filtrante, dentre outros.

A avaliação das deformações em decorrência de piora nas condições de compactação (Cenário 6) almeja indicar até que ponto se pode chegar compactando o maciço no ramo seco, em busca da economia de água, sem comprometer os quesitos segurança e estanqueidade.

Os cenários contemplando maciços sem elemento filtrante (Cenários 1, 3 e 4) almejam avaliar situações em que o geotécnico se depare com estruturas de pequeno porte, tal como a barragem experimental dos estudos de Lôbo Neto (2013) e Leme (2015), bastante comuns em áreas que sofrem com a escassez hídrica (como o semiárido nordestino brasileiro), pela necessidade de armazenamento de água para irrigação, dessedentação animal e outras atividades agrícolas.

A detecção de zonas prováveis de fissuramento e suas possíveis causas é de grande valia na verificação de segurança de barragens de terra, em especial para o caso de fissuras que permanecem indetectáveis, seja por não chegarem a alcançar as faces externas do maciço, seja por estarem “cobertas” por areia, pedregulho, enrocamento de pedra, ou placas de concreto, por exemplo (Silva Filho *et al.*, 2015).

A seguir, serão apresentados e discutidos os cenários citados, mostrando as nuances da análise associada ao reproduzir os resultados de Maia (2022) usando os *softwares* Slide2 e UNSTRUCT.

### **5.1.1 *Cenário 1: Barragem homogênea, sem elemento filtrante***

De acordo com Banco Mundial e ANA (2014), a utilização de barragens de seção homogênea é menos frequente no Brasil, face à indisponibilidade de solos com características relativamente homogêneas. Contudo, esta é uma opção importante no semiárido brasileiro, já que a simplicidade e o menor custo de construção contribuem para sua popularidade na região.

Para Sandroni e Guidicini (2022), barragens homogêneas sem sistema de drenagem podem apresentar fissuramento, mesmo se executadas com solo coesivo e bem compactadas, pela diferença de rigidez entre as regiões de montante (umedecida) e de jusante (mais seca).

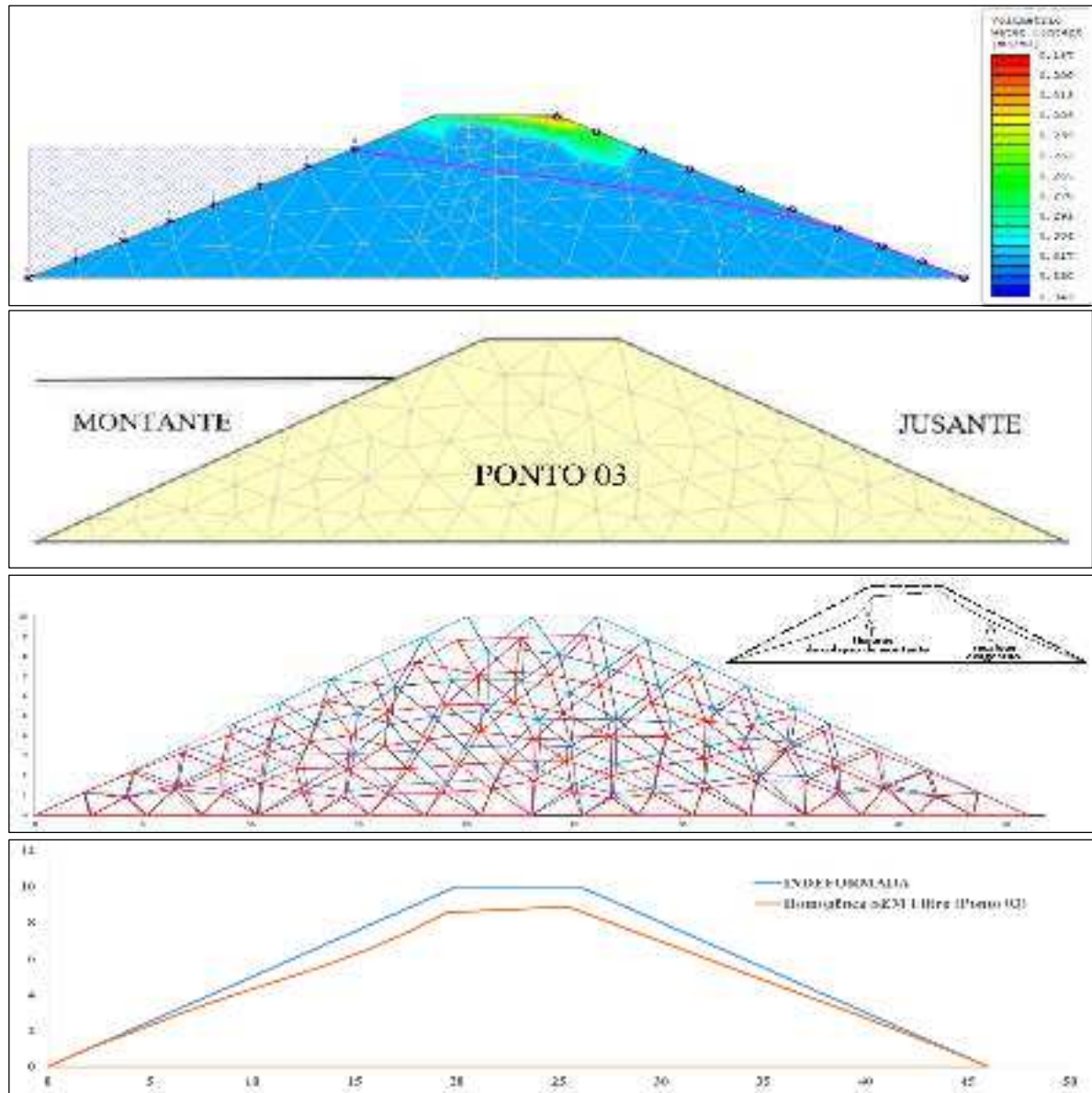


Ao atuar na face de jusante do barramento, o gradiente hidráulico ali presente tende a “amolecer” o material adjacente, tornando-o mais facilmente erodível. Quando o processo erosivo se inicia, formam-se canalículos por onde a água percola mais facilmente. Nas paredes destes canalículos, o solo fica sem apoio e desmorona, configurando a erosão interna (Sandroni; Guidicini, 2022).

De acordo com Eletrobrás (2003), no projeto de barragens de terra homogêneas, descontinuidades topográficas na fundação (em particular sob o núcleo) devem ter a inclinação ajustada, a fim de evitar recalques diferenciais excessivos que venham a provocar fissuras no maciço ou zonas com baixos níveis de tensão, que possam ser suscetíveis a fraturamento hidráulico. Neste caso, recomenda-se que as especificações técnicas da obra indiquem critérios e diretrizes construtivas para eliminar as irregularidades topográficas.

Modelando um cenário de barragem homogênea sem elemento filtrante, Maia (2022) verificou que as maiores deformações previstas para ocorrer estavam concentradas no espaldar de montante, com provável formação de zonas de fissuramento de maior magnitude na interface montante-núcleo (Figura 20). Estas zonas foram atribuídas à perda de rigidez provocada pelo umedecimento a montante e aos recalques diferenciais entre o trecho deformado (colapsado) e os trechos adjacentes (não colapsados).

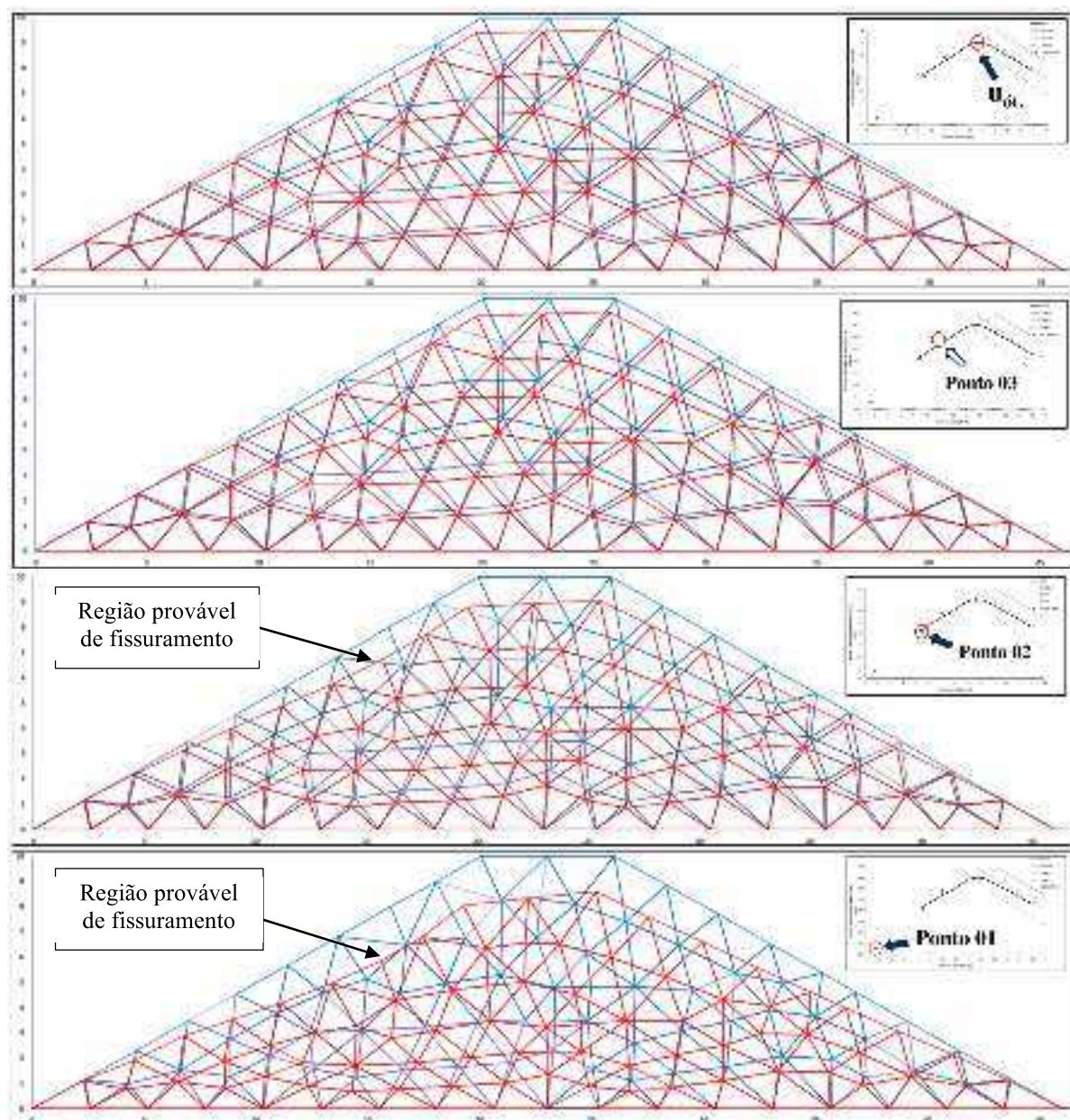
Figura 20 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica de Maia (2022), para situação similar ao Cenário 1 (barragem homogênea, sem filtro)



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

Dentre todos os vários cenários analisados no estudo de Maia (2022), as maiores deformações (e, portanto, maior probabilidade de ocorrência de fissuramento) foram verificadas nesta configuração (barragem homogênea sem elemento filtrante). Além disso, ao variar as condições de compactação ao longo do ramo seco (do Ponto 04 rumo ao Ponto 01), Maia (2022) verificou que a magnitude das deformações previstas aumentou à medida que a compactação se afastou das condições ótimas, conforme mostrado na Figura 21.

Figura 21 – Deformações obtidas por Maia (2022) para barragem homogênea, sem elemento filtrante, com solos compactados na umidade ótima (Ponto 04) e em três pontos do ramo seco (Pontos 03, 02 e 01)

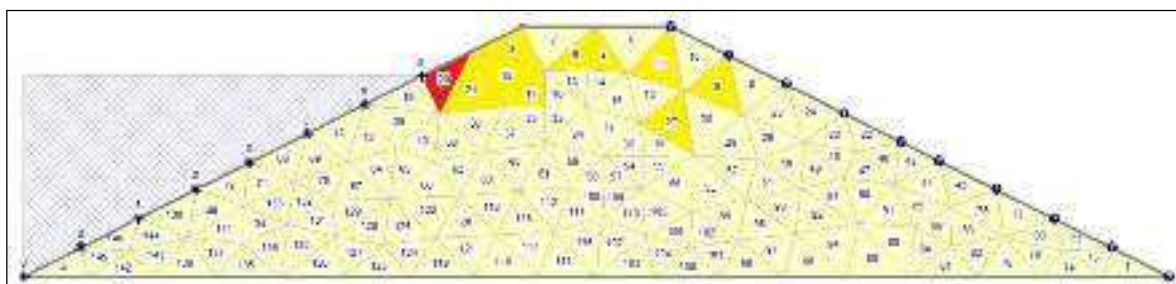


Fonte: Adaptado de Maia (2022).

Ao variar as condições de compactação do solo no cenário de barragem homogênea, Maia (2022) constatou que o solo compactado no Ponto 03 do ramo seco (i.e., umidade 2,68% abaixo da ótima e densidade aparente seca abaixo da máxima) apresentou desempenho e deformações muito semelhantes àquele compactado em condições ótimas (Ponto 04), sugerindo que é possível economizar água no processo de compactação sem que haja prejuízo relevante no desempenho da estrutura.

Maia (2022) também verificou o aparecimento de tensões de tração no maciço analisado, no elemento de número 20, colorido em vermelho na Figura 22. A posição deste elemento corresponde à cota do nível d'água do reservatório. Os demais elementos coloridos em amarelo mais escuro (na região da crista e porção superior do núcleo) apresentaram tensões de compressão muito baixas, entre 0kPa e 5kPa.

Figura 22 – Tensões de tração (elemento em vermelho) e de compressão muito baixa (elementos em amarelo escuro) verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para a situação de barragem homogênea, sem a presença de elemento filtrante



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

É possível diminuir a quantidade de água empregada na compactação, sem perdas significativas na performance do barramento.

No caso de construção de barragem homogêneas sem elemento filtrante, é necessário fazer ajustes na geometria (tais como suavizar a inclinação dos taludes) e proteger o trecho do talude de jusante onde estará o nível d'água do reservatório, sem descuidar das possíveis flutuações decorrentes de precipitação e estiagem prolongada.

### 5.1.2 *Cenário 2: Barragem homogênea, com elemento filtrante*

Embora os processos de compactação e homogeneização dos aterros os torne menos suscetíveis a carreamentos e fissuramentos, os riscos ligados à percolação só são eliminados

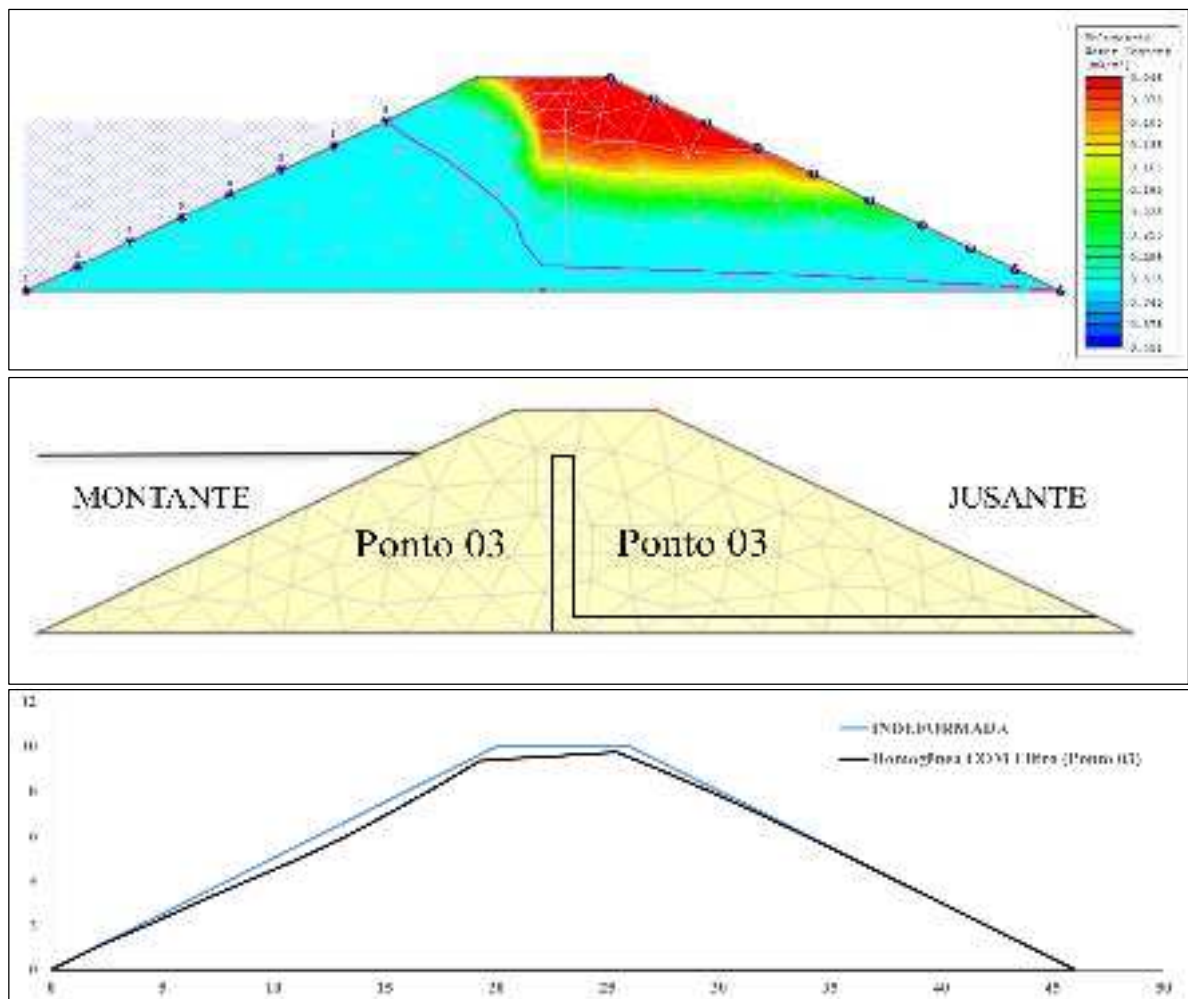


através da drenagem interna adequada, que deve atender aos requisitos de condutividade, filtragem e cicatrização (Sandroni; Guidicini, 2022).

O sistema de drenagem coopera para diminuir as poropressões em um maciço homogêneo, e mantém o talude de jusante numa condição mais seca, já que se torna um caminho preferencial de percolação, evitando a formação de *piping*. A presença de elemento filtrante reduz o risco de instabilidade, deslizamento e ruptura do aterro, ao garantir que não fique completamente saturado e que o solo não perca sua rigidez em razão do umedecimento.

Analisando situação similar ao Cenário 2, Maia (2022) verificou que o umedecimento mais intenso do espaldar de montante favoreceu a ocorrência de deformações maiores, e por conseguinte, de fissuramento, como mostrado pela Figura 23.

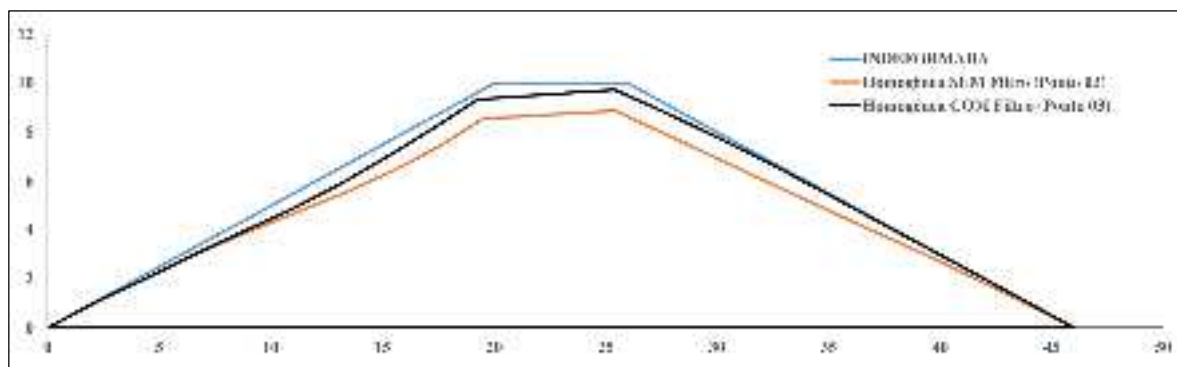
Figura 23 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 2 (barragem homogênea, com elemento filtrante)



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

Na modelagem de Maia (2022), as deformações no cenário sem elemento filtrante foram muito maiores do que aquelas em presença deste, conforme mostra o comparativo da Figura 24.

Figura 24 – Comparação entre as deformações obtidas por Maia (2022) para a situação de barragem homogênea, com e sem a presença de elemento filtrante



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

A presença de elemento filtrante no maciço analisado por Maia (2022) claramente diminuiu o risco e a magnitude das deformações decorrentes do umedecimento (e consequente perda de rigidez), sugerindo que o projeto de uma barragem mais estável deve empregar um elemento drenante de geometria e materiais apropriados.

### 5.1.3 *Cenário 3: Barragem zoneada, com núcleo rígido e espaldares deformáveis, sem elemento filtrante*

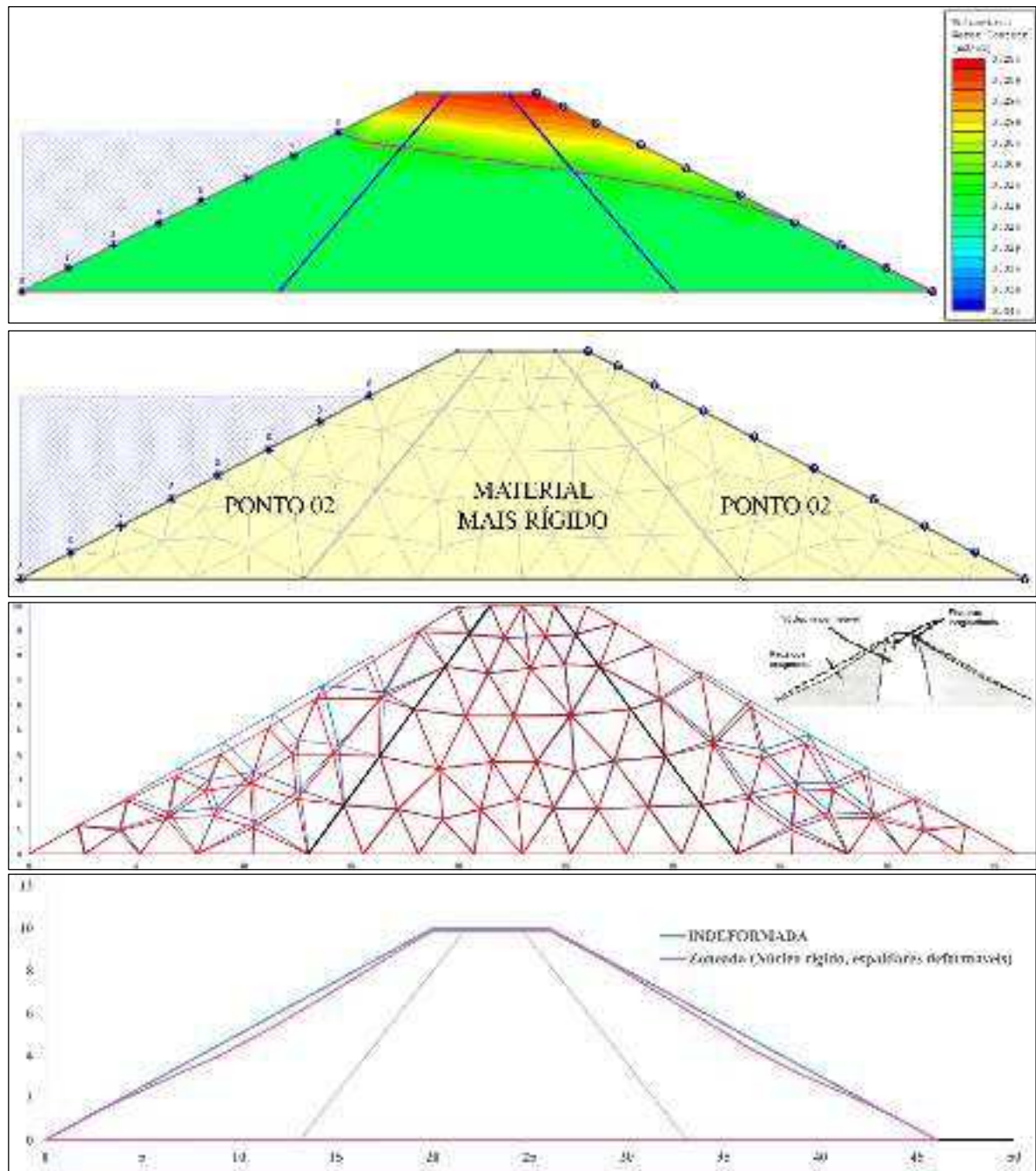
O Cenário 3 corresponde à condição construtiva proposta por Miranda (1988), de barragem com núcleo rígido e espaldares deformáveis (Figura 25), sem o interesse de investigar a influência da presença de um sistema de drenagem, mas tão somente os efeitos da diferença de rigidez do núcleo e espaldares.

Maia (2022) lembrou que a consideração de um trecho do barramento (núcleo ou espaldares) como sendo mais rígido está baseada no pressuposto da realização de uma compactação nas melhores condições de umidade e densidade seca, utilizando a melhor energia disponível, o que levaria as curvas do ensaio edométrico duplo a coincidirem, indicando que o solo sofreu deformações desprezíveis quando submetido à saturação.

Na modelagem de Maia (2022), o solo mais deformável dos espaldares correspondia ao Ponto 02 do ramo seco da curva de compactação, de umidade 4,23% abaixo da ótima e densidade aparente seca abaixo da máxima, mantendo a proposta da economia de água na

compactação dos espaldares. A Figura 25 mostra os diagramas obtidos por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 3.

Figura 25 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 3 (barragem zoneada, núcleo rígido, espaldares deformáveis, sem elemento filtrante)



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

A diferença de rigidez dos materiais constituintes do núcleo e espaldares de barragens zoneadas pode levar ao fissuramento nas interfaces núcleo-espaldar, sendo possível que estas se propaguem a partir da crista em direção ao interior do maciço (Sandroni; Guidicini, 2022).

Como mostrado pela malha FEM e linha elástica deformada da Figura 25, para o Cenário 3, os recalques obtidos por Maia (2022) em ambos os espaldares foram muito mais expressivos que aqueles verificados no núcleo, corroborando os achados de Lôbo Neto (2013) e Leme (2015).

Maia (2022) também verificou o aparecimento de tensões de tração na região superior de ambos os espaldares, como apresentado pela Figura 26 através dos elementos coloridos em vermelho, assim como tensões de compressão muito baixas (0-5kPa) logo abaixo das zonas de tração, mostradas pelos elementos coloridos em amarelo escuro.

Figura 26 – Tensões de tração verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para a situação de barragem zoneada, sem a presença de elemento filtrante



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

As deformações previstas pela análise associada para este cenário foram bem menores que aquelas para a barragem homogênea, o que sugere que a estabilidade global da estrutura é, sim, sustentada pelo núcleo rígido, que dificultou a propagação de zonas de fissuramento de montante para jusante e foi capaz de proporcionar boas condições de estanqueidade, confirmando, assim, a aplicabilidade da proposta de Miranda (1988) para pequenas barragens em regiões semiáridas brasileiras.

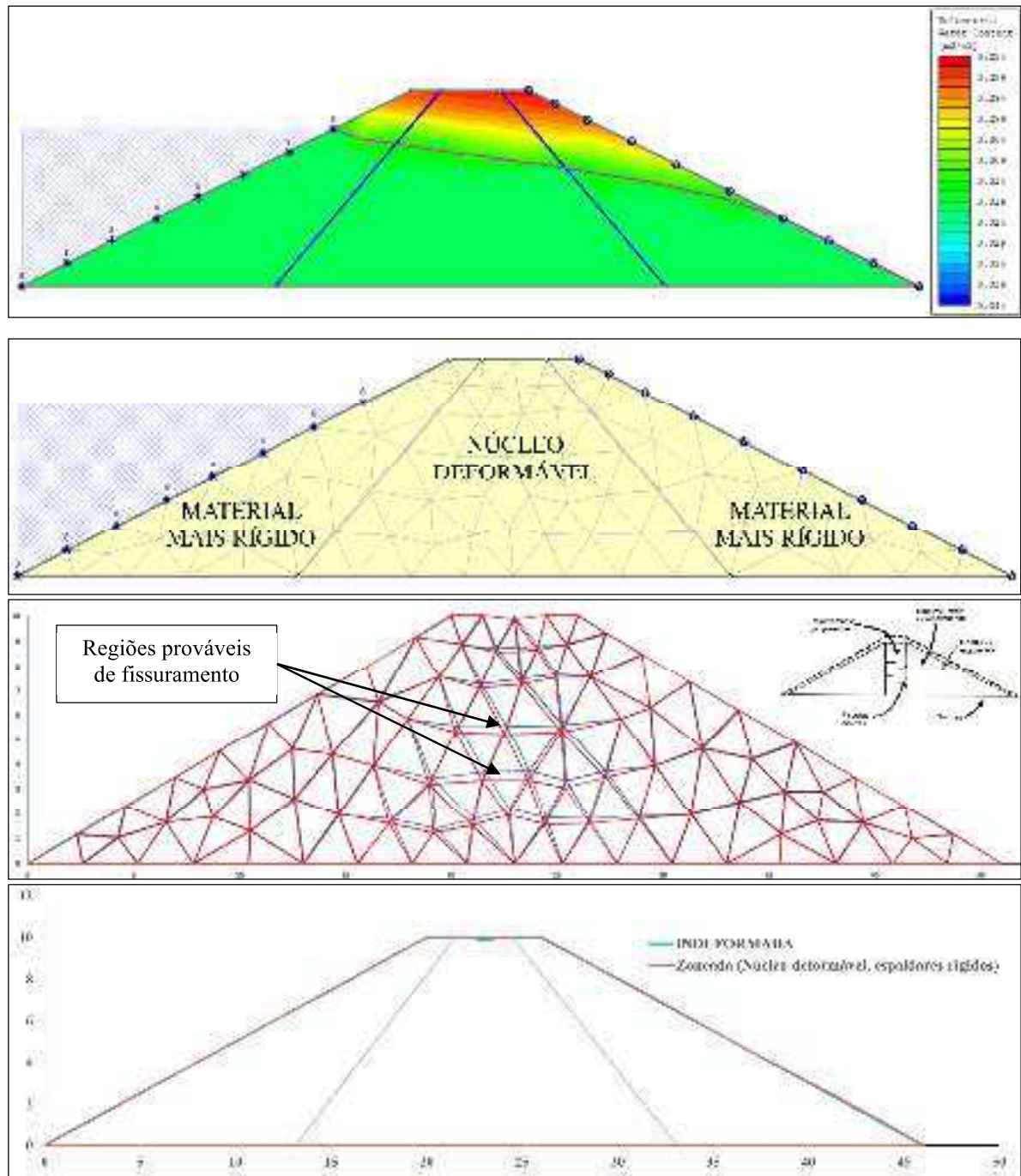
#### **5.1.4 Cenário 4: Barragem zoneada, com núcleo deformável e espaldares rígidos, sem elemento filtrante**

O Cenário 4 se propõe a avaliar o núcleo no contexto de uma potencial ruptura, quando este é constituído por material mais deformável que o material dos espaldares (Figura 27). A



análise associada de Maia (2022) permitiu prever que o fissuramento iniciado no núcleo deformável (que pode facilitar o *piping*) é contido pelo espaldar rígido de jusante, mantendo o maciço em condições de segurança operacional.

Figura 27 – Perfil de umidade volumétrica, malhas FEM original e deformada, e linha elástica deformada obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 4 (barragem zoneada, núcleo deformável, espaldares rígidos, sem elemento filtrante)



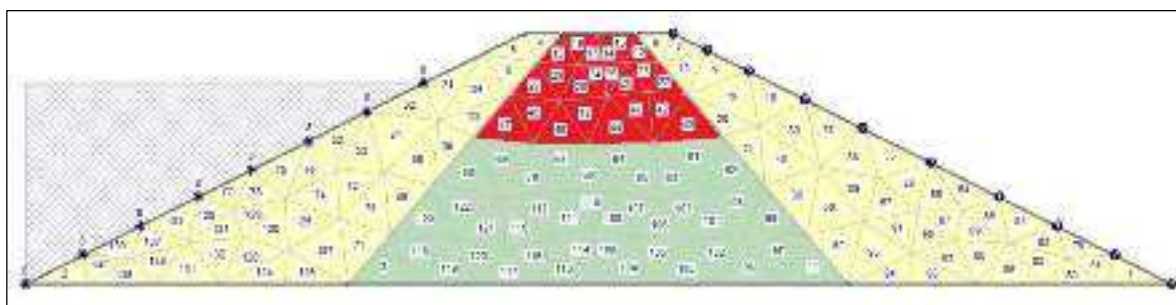
Fonte: Adaptado de Maia (2022).

No Cenário 4, Maia (2022) observou uma tendência de “arqueamento” do núcleo, consequência de ser este mais compressível que os espaldares. Além disto, percebeu que a estabilidade global da obra nesta configuração é sustentada pelos espaldares rígidos.

Isto já havia sido reportado por Sandroni e Guidicini (2022), para quem barragens zoneadas apresentam fissuramento em função: (a) da diferença de rigidez entre os materiais constituintes do núcleo e dos espaldares ou (b) do excesso de poropressão, decorrente da saturação dos materiais de montante e do núcleo.

Maia (2022) também verificou o aparecimento de tensões de tração no núcleo do maciço na condição do Cenário 4 (núcleo deformável, espaldares rígidos), como mostra a Figura 28, o que sugere a ocorrência de fissuramento nesta região.

Figura 28 – Tensões de tração verificadas no núcleo verificadas na modelagem associada de Maia (2022) para barragem homogênea, sem a presença de elemento filtrante



Fonte: Adaptado de Maia (2022).

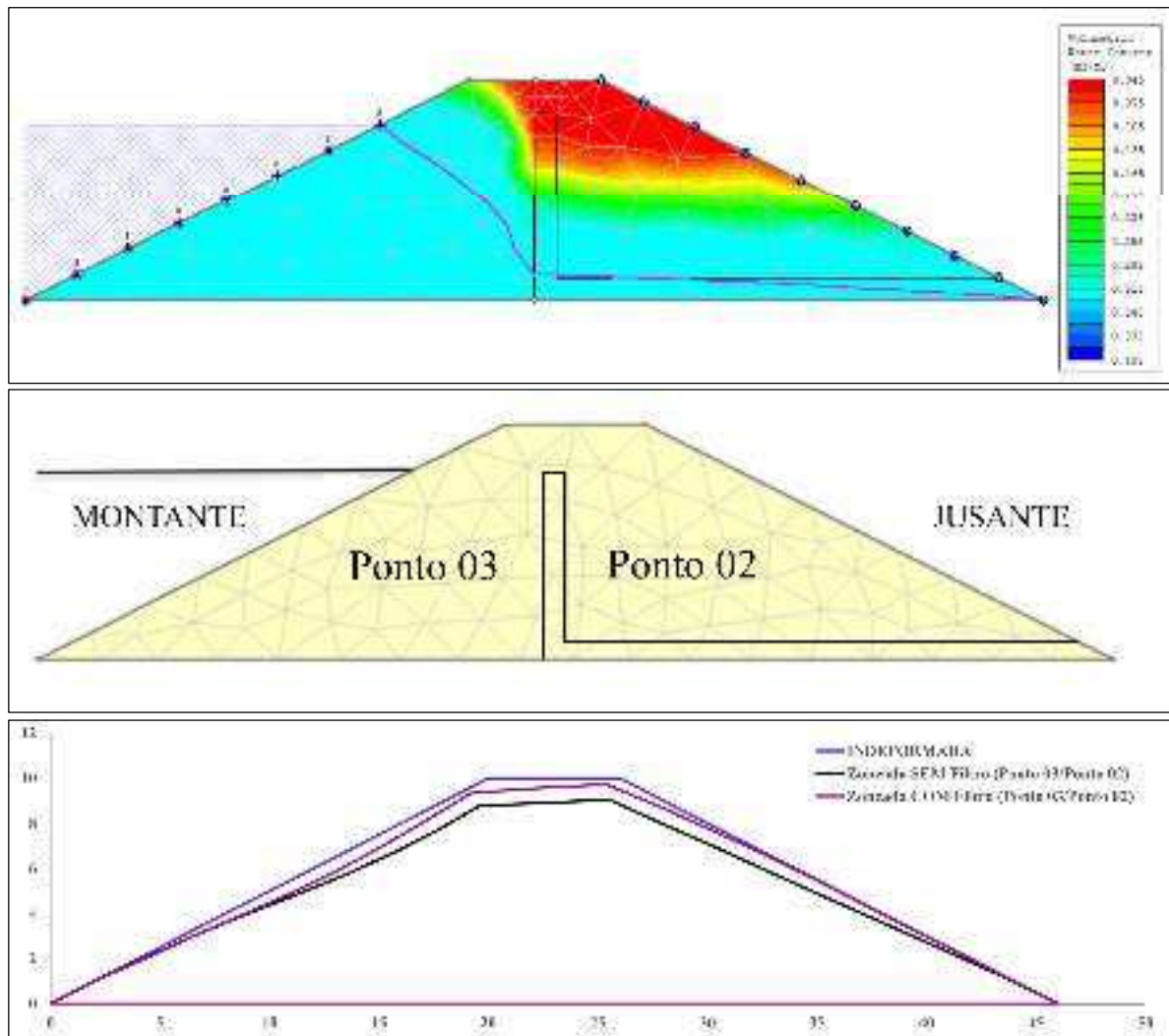
Neste Cenário 4, as deformações foram menores do que aquelas observadas na seção homogênea compactada em condições ótimas, sugerindo que o zoneamento melhora o desempenho do maciço em relação à deformabilidade. O “arqueamento” do núcleo, apesar de importante, não é capaz de causar prejuízos mais sérios à segurança geral da obra.

### 5.1.5 Cenário 5: Barragem zoneada, com elemento filtrante

O Cenário 5 se propõe a avaliar a influência das estruturas internas de drenagem no desempenho do maciço em relação à deformabilidade. Na Figura 29, é possível ver o zoneamento do maciço, implementado por Maia (2022) através de condições de compactação distintas para os espaldares de montante (Ponto 03 do ramo seco) e jusante (Ponto 01 ramo

seco). O Ponto 01 da análise de Maia (2022) correspondia ao ponto mais à esquerda do ramo seco, isto é, umidade de 5,76% (7,9% abaixo da ótima) e densidade aparente seca mínima.

Figura 29 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original e linhas elásticas deformadas obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 5 (barragem zoneada, em presença de elemento filtrante)



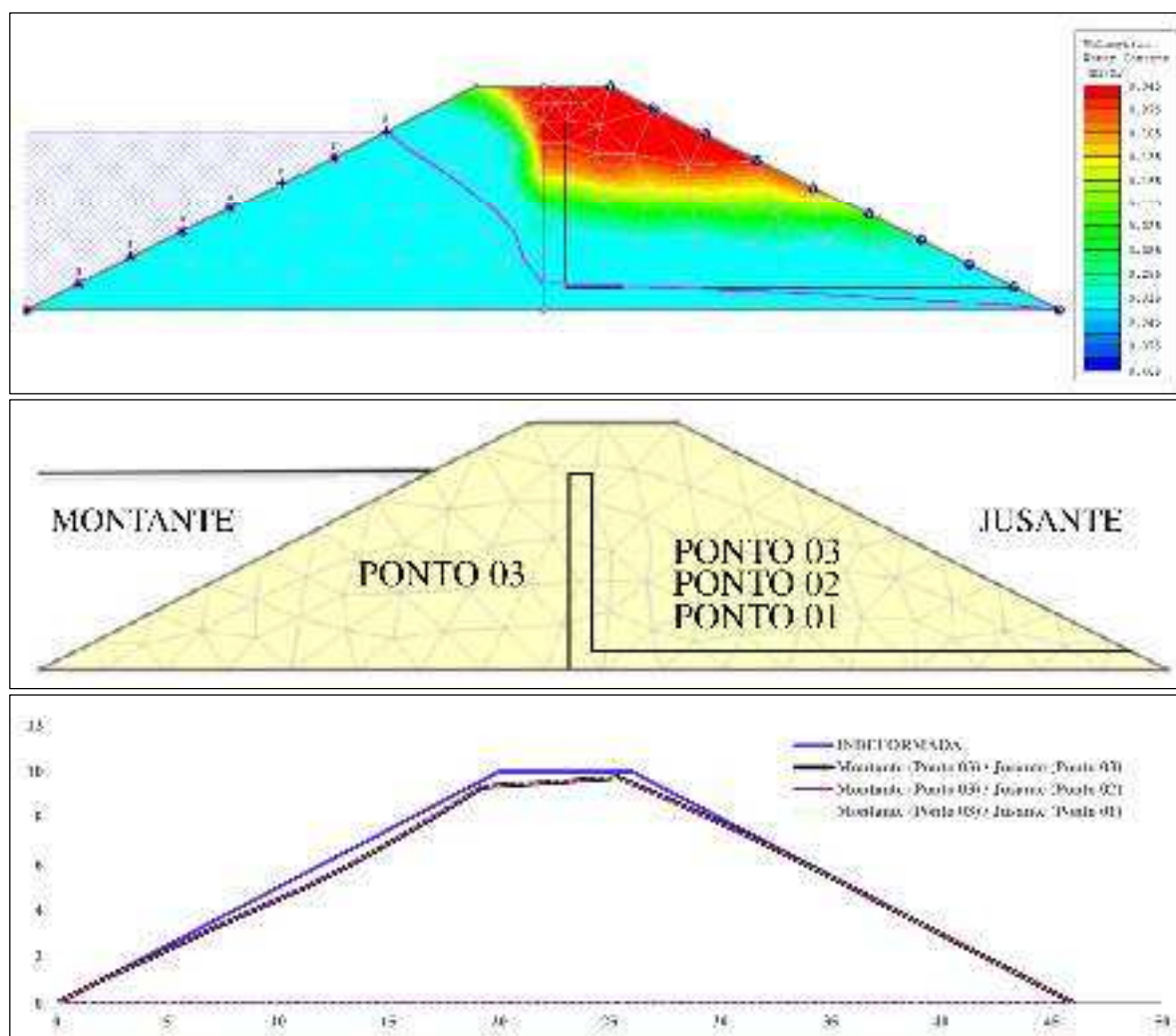
Fonte: Adaptado de Maia (2022).

A presença do elemento filtrante no perfil zoneado cooperou para que a deformabilidade do maciço fosse menor, o que pode ter origem no processo de *cicatrização*, pelo qual, em presença da água percolante, o material não-coesivo do elemento filtrante desmorona para dentro da fissura, promovendo a selagem e não permitindo que permaneça aberta (Sandroni; Guidicini, 2022).

### 5.1.6 Cenário 6: Barragem zoneada, em presença de elemento filtrante, com piora das condições de compactação

O Cenário 6 se propõe a avaliar a progressão das deformações quando o teor de umidade empregado na compactação do maciço varia para menos. Assim, Maia (2022) partiu da configuração “solo a montante e a jusante compactados no Ponto 03 do ramo seco”, e seguiu piorando paulatinamente as condições apenas do espaldar de jusante, até alcançar ao final a configuração “solo a montante no Ponto 03 e solo a jusante no Ponto 01” (Figura 30).

Figura 30 – Perfil de umidade volumétrica, malha FEM original e linhas elásticas deformadas obtidas por Maia (2022) para situação semelhante ao Cenário 6 (barragem zoneada, em presença de elemento filtrante, com piora das condições de compactação)



Fonte: Adaptado de Maia (2022).



Através da análise associada, Maia (2022) verificou que o filtro serviu para diminuir sensivelmente o nível de deformações, e que, mesmo com piora das condições de compactação a jusante (saindo do Ponto 03 para o Ponto 01), a linha deformada permaneceu praticamente a mesma (ver Figura 30).

Novamente, isto sugere que um barramento mais estável terá a presença de sistema drenante, que diminuirá o risco de fissuramento do maciço, mesmo com o emprego de menor volume de água na compactação do espaldar de jusante (Maia, 2022).

Em relação a isso, a proposição de economizar água ao realizar a compactação do espaldar de jusante com umidade abaixo da ótima se mostrou exequível, sendo capaz de proporcionar uma economia salutar de água, sem que se percebam prejuízos estruturais importantes em termos de recalques e estanqueidade.

Conforme avaliado anteriormente, o zoneamento e a presença do elemento filtrante no maciço se mostraram positivos para a segurança da obra em todos os cenários avaliados. A economia de água promovida pela compactação do espaldar de jusante em pontos do ramo seco é benéfica, tendo sido estimada por Lôbo Neto (2013) em aproximadamente 12m<sup>3</sup> de água para cada 100m<sup>3</sup> de aterro compactado. Por sua vez, a análise associada mostrou ser boa ferramenta para a avaliação de possíveis zonas de fissuramento.

## **5.2 Ensaios de laboratório úteis à análise associada para a previsão de fissuramento em barragens de terra**

Na verificação da segurança de barragens de terra, é necessário determinar as características de resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade (Banco Mundial; ANA, 2014). Para empreender a análise associada, os resultados de laboratório necessários correspondem basicamente àqueles dos ensaios de caracterização do solo e o ensaio edométrico duplo (Leme, 2015), simples, acessíveis e de uso corriqueiro.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) podem advir de ensaios de compressão triaxial, de onde também podem ser obtidos parâmetros de poropressão, de resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais e efetivas, e de deformabilidade (Banco Mundial; ANA, 2014), considerando diferentes fases de carregamento: final de construção, rebaixamento rápido do reservatório, e percolação estável (Sandroni; Guidicini, 2022).

Os parâmetros de deformabilidade (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) podem ser obtidos via ensaios edométricos duplos, que permitem verificar as características de compressibilidade (ou expansibilidade) e avaliar os recalques por colapso quando o solo for compressível (Leme, 2015).

Sandroni e Guidicini (2022) citaram ensaios especiais para determinação de características de expansibilidade, colapsibilidade, ou dispersividade dos solos. Um deles é o ensaio de compressão com grandes dimensões, que visa definir se um material granular grosso é suscetível ao colapso. Nele, a amostra é submersa após o carregamento e a eventual ocorrência de colapso é observada.

Outra opção citada pelos mesmos autores é o ensaio de compressão entre placas para grãos secos e submersos. Se houver queda significativa na resistência (25% ou mais) quando da inundação, pode-se supor que haverá risco de colapso para aquele material.

O ensaio de expansibilidade mais comum é o que emprega o equipamento do ensaio edométrico com determinação da pressão de expansão nula em câmara edométrica, mas a difração de raios-X, absorção de azul de metileno, análise térmico-diferencial, e espectrometria infravermelha também são empregados (Sandroni; Guidicini, 2022).

Os parâmetros de permeabilidade dizem respeito às curvas de retenção hídrica e de condutividade hidráulica. Ambas são essenciais para se obter as características de permeabilidade e de umidade do solo em estudo, e tanto podem ser estimadas (através de funções embutidas nos *softwares* de mercado) ou obtidas diretamente via ensaios de laboratório ou de campo.

Abreu (2021) citou o ensaio da câmara de pressão de Richards, que consiste em uma câmara hermética onde as amostras de solo são submetidas a diferentes níveis de pressão, a fim de medir a quantidade de água que o solo é capaz de reter. Este ensaio apresenta boa precisão, mas requer treinamento para garantir medições precisas, e o equipamento pode ser bastante caro, sendo mais comum em laboratórios de pesquisa agrícola (Bulut e Leong, 2008).

Em uma análise comparativa entre as curvas de retenção obtidas pela câmara de Richards e estimadas pelo ensaio com o papel-filtro, Marinho e Oliveira (2006) afirmaram que o papel-filtro é uma técnica simples e confiável, desde que seus princípios básicos e um protocolo laboratorial sejam cuidadosamente seguidos.

O ensaio do papel-filtro se baseia no princípio de que, quando um solo úmido é colocado em contato com um material poroso (que possui capacidade de adsorver água), esta será transferida do solo para o material, até que o equilíbrio seja alcançado. No estado de equilíbrio,

os potenciais matriciais da água no solo e no papel-filtro se igualam, apesar das respectivas umidades serem diferentes (Marinho e Oliveira, 2006).

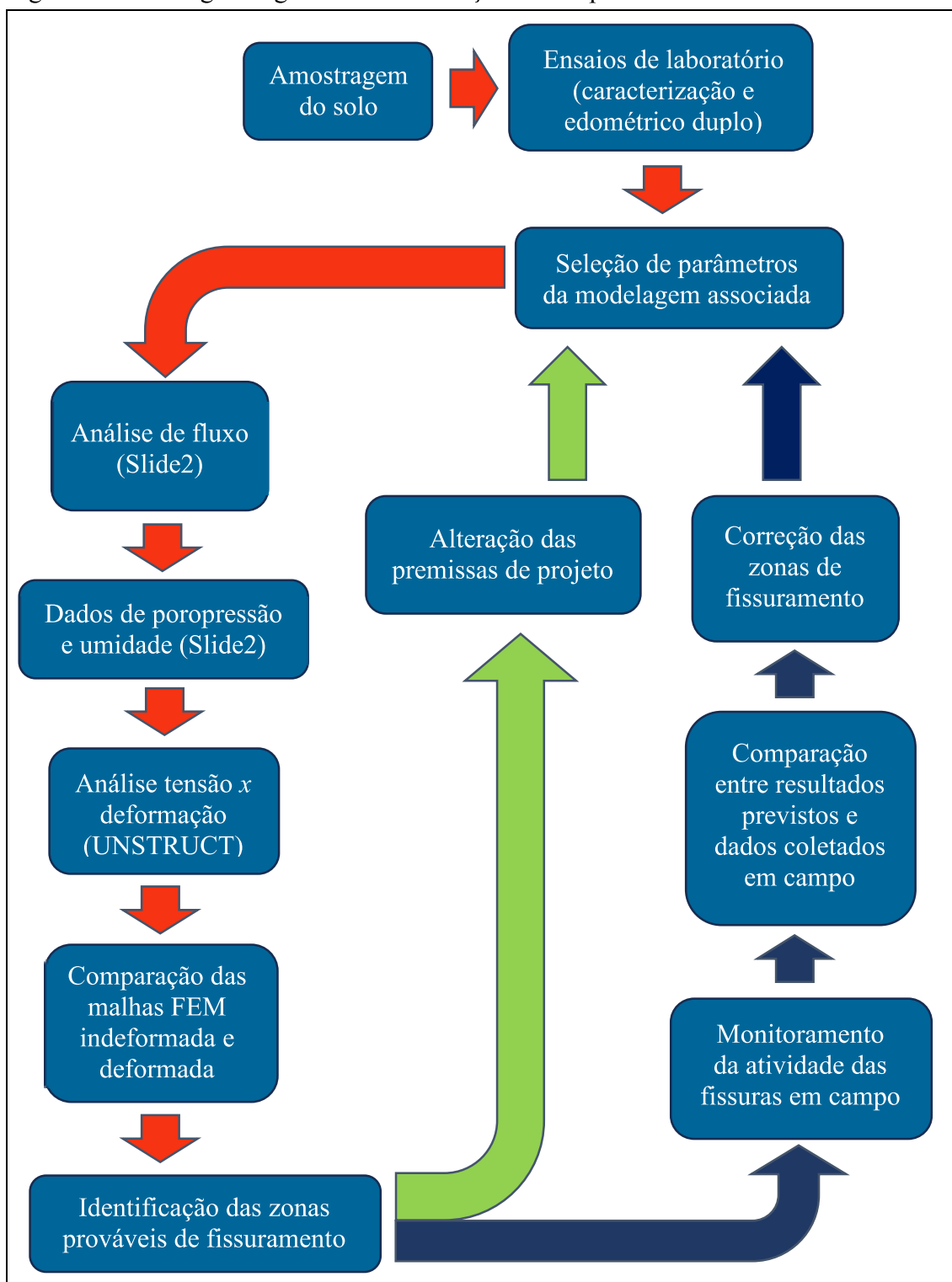
Importante lembrar que os parâmetros de interesse podem ser obtidos a partir de ensaios *in situ* ou de laboratório, durante ou após a construção da obra, mas também pela avaliação de obras anteriores, desde que construídas em condições e com materiais semelhantes e apropriadamente instrumentadas (Sandroni; Guidicini, 2022).

### **5.3 Roteiro para avaliação da deformabilidade na verificação da segurança de barragens de terra**

A intenção da modelagem elástica associada proposta por esta pesquisa é avaliar os mecanismos de perda de rigidez associados ao umedecimento do solo, identificando os fatores que contribuem para o surgimento de fissuras em barragens de terra construídas em regiões de climas semiáridos, com o intuito de minimizar o risco de ocorrência destas patologias durante as fases de enchimento e operação, que possam ser de utilidade para o projeto (concepção) e o monitoramento pós-construtivo.

Este item apresentará um roteiro para a realização da modelagem elástica associada, conforme proposta por esta pesquisa, descrevendo as etapas necessárias e enfatizando os pontos mais importantes. A Figura 31 apresenta um fluxograma geral da análise associada, mostrando os passos básicos para a previsão das zonas de fissuramento em barragens de terra.

Figura 31 – Fluxograma geral com a descrição das etapas da análise associada



Fonte: Elaborado pela Autora.



### 5.3.1 *Análise de fluxo utilizando o Rocscience Slide2*

Na análise de fluxo com o Slide2, é necessário definir os materiais e os parâmetros apropriados para o cenário em estudo. Deve-se, então, gerar a malha FEM e realizar a simulação de fluxo em regime transiente.

No Slide2, a malha FEM não deve ultrapassar 250 elementos, pois este é o máximo que o código fonte do UNSTRUCT na versão 3.0 está programado para processar ao mesmo tempo. Entretanto, esta quantidade de elementos é suficiente para modelar a grande maioria das estruturas com que se lida na prática cotidiana.

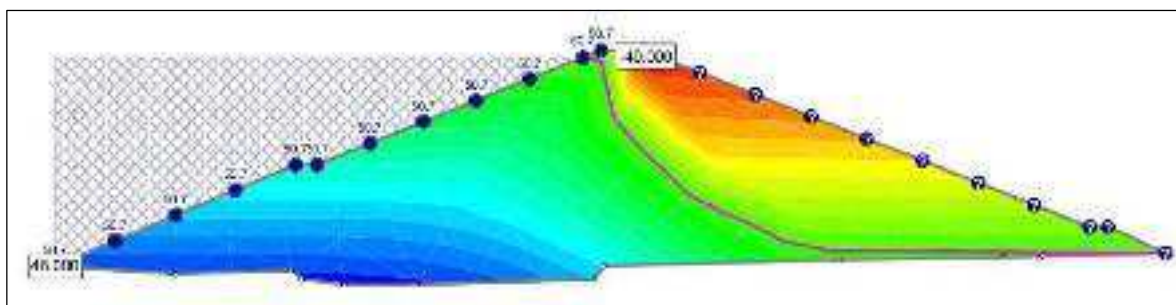
Além disso, os resultados da análise do UNSTRUCT podem ser plotados na forma de gráficos do MS Excel, porém este programa permite um máximo de 255 séries em um mesmo diagrama. Cada série é formada por quatro coordenadas do tipo (x,y), correspondentes aos vértices de cada elemento finito, com a repetição do primeiro, a fim de que o elemento triangular seja plotado corretamente.

Esta restrição de 255 séries do MS Excel, entretanto, não impossibilita executar o *script* do UNSTRUCT com malhas de mais de 250 elementos. Caso seja necessário, é possível alterar o código fonte do programa para comportar malhas mais detalhadas, mas haverá a limitação de 255 séries sendo plotadas no MS Excel no mesmo sistema de eixos.

De acordo com Leme (2015), os dados de entrada necessários para a realização da análise de fluxo com o Slide2 são: o coeficiente de permeabilidade, a curva de retenção hídrica, e a curva de condutividade hidráulica, que é função do coeficiente de permeabilidade.

Ao final da análise de fluxo, o Slide2 fornece as posições da linha freática para cada estágio modelado (ver Figura 32), assim como permite exportar as poropressões (positivas e negativas) como dados vinculados aos nós da malha FEM. As umidades são vinculadas aos elementos finitos da malha.

Figura 32 – Exemplo ilustrativo dos resultados da análise de fluxo utilizando o Slide2



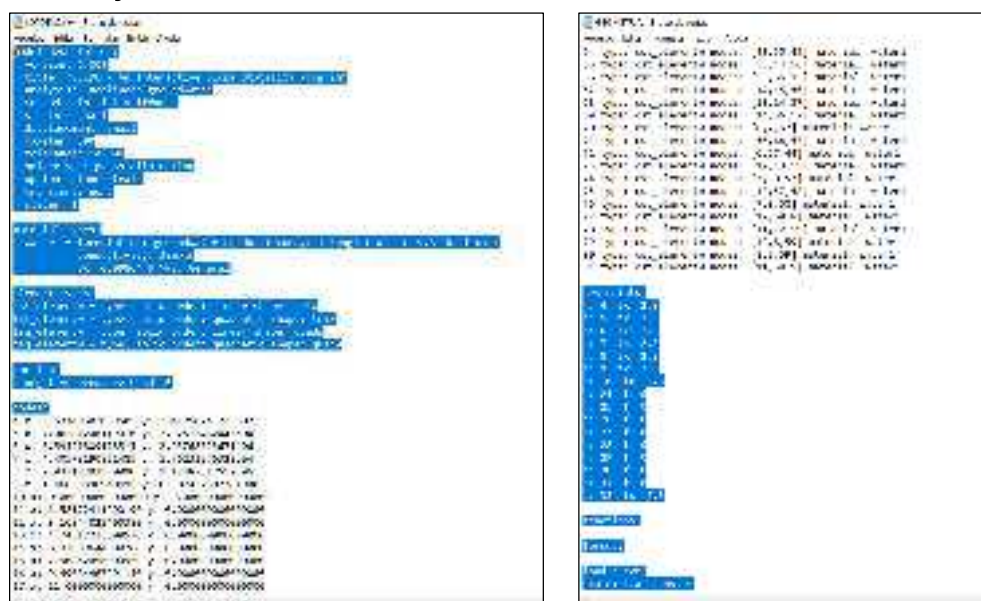
Fonte: Santos (2023).

### 5.3.2 Análise tensão x deformação utilizando o UNSTRUCT

No início da análise, o usuário deve criar dois arquivos de dados, que têm o mesmo nome, mas extensões diferentes (.DAT e .ML1). Estes arquivos fornecerão as informações necessárias à primeira rodada de análise do problema. Ao final desta primeira rodada, o UNSTRUCT irá gerar um terceiro arquivo com os resultados, que tem a extensão (.CON). Nas rodadas subsequentes, o programa lerá estes três arquivos, e gerará um novo arquivo ao final de cada rodada, com a extensão .CON.

Na pasta onde estão localizados os arquivos da análise de fluxo, deve-se buscar um com a extensão .SLW e abri-lo com um aplicativo de anotações (como o Bloco de Notas, por exemplo). Neste ponto, deve-se apagar os trechos inicial e final do arquivo (coloridos em azul na Figura 33), para que permaneçam exclusivamente as informações referentes à geometria do maciço, ou seja, referente aos nós (primeiro trecho) e aos elementos (seção final).

Figura 33 – Ajuste do arquivo .SLW para que este contenha apenas as informações referentes aos elementos e nós da malha FEM



Fonte: Leme (2019).

Os dados dos nós e elementos que restarem no arquivo do Bloco de Notas devem ser salvos na forma de arquivo com extensão .TXT. Este arquivo .TXT, com os dados da geometria, deve ser importado pelo *software* MS Excel<sup>2</sup>, e os dados nele contidos devem, então, ser

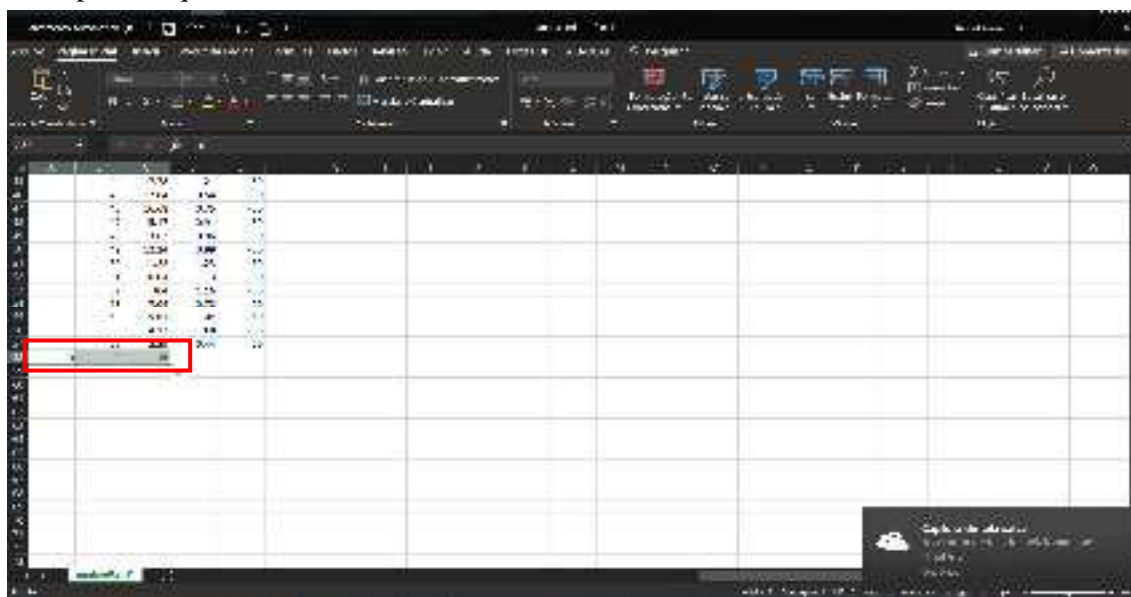
<sup>2</sup> Para realizar a modelagem utilizando o MS Excel da forma como é descrito neste estudo, é necessário ajustar os separadores de decimal para ponto, e os de milhar para vírgula dentro das configurações gerais do programa.

copiados para a planilha de conversão nomeada “GEO CONV.xls”, que já está formatada de modo a facilitar a inserção correta dos dados, contando com instruções para cada passo.

Na aba “PONTOS” do arquivo “GEO CONV.xls”, devem ser coladas as informações relativas aos nós do arquivo .TXT (mostrado na Figura 33), e, na aba “ELEMENTOS”, os dados relacionados aos elementos finitos. Ao final, deve-se copiar estes dados e colar no arquivo “analise.ml1”, no local indicado pelas instruções dentro do referido arquivo.

Na malha FEM modelada com o Slide2, deve-se contar quantos nós estão alocados na base da barragem, e abrindo o arquivo “analise.ml1” com o MS Excel, completar a primeira linha após os dados constantes do arquivo com o número 0 nas colunas A e B, e na coluna C, o número de nós identificados no Slide2, conforme ilustra a Figura 34.

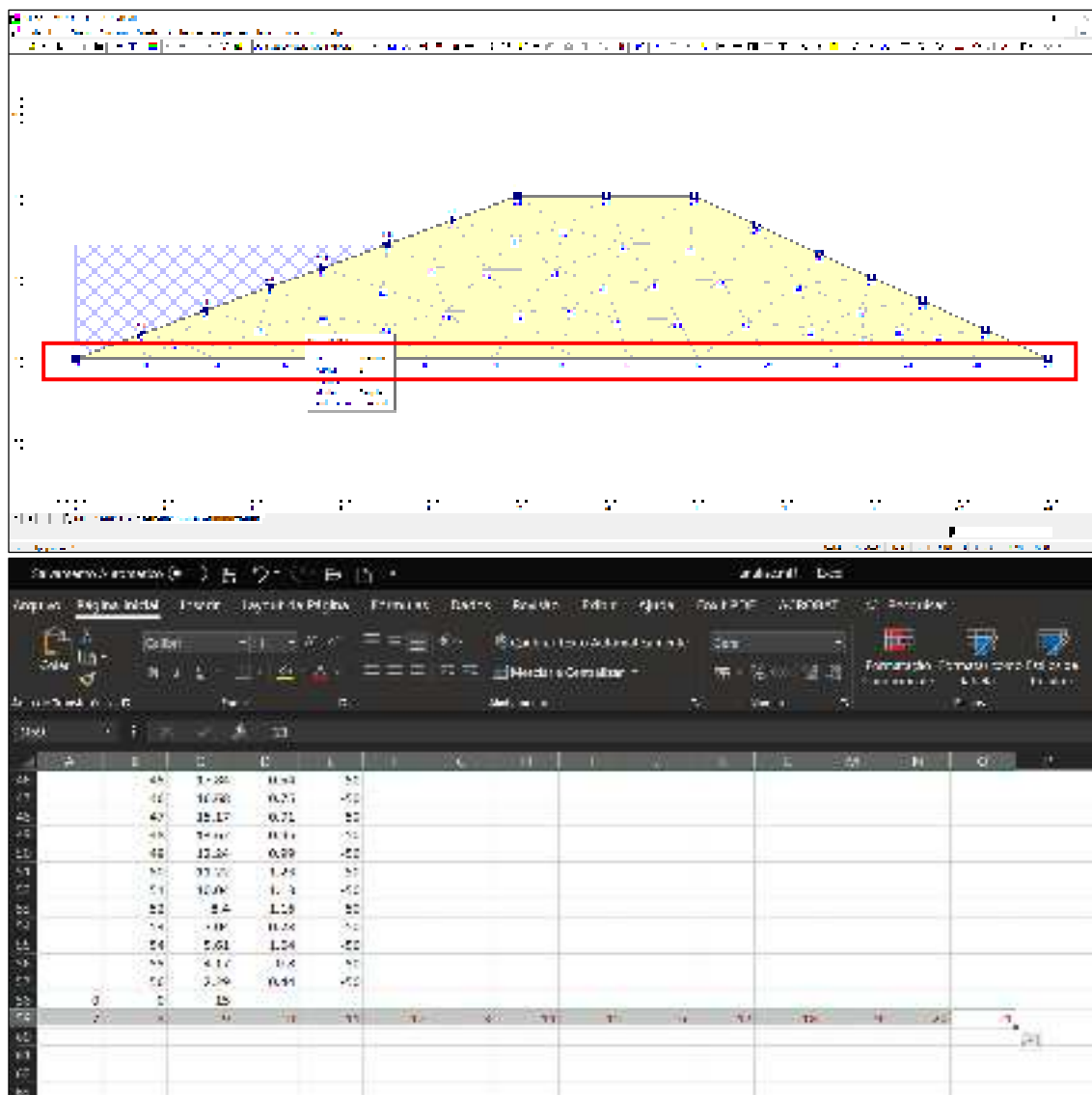
Figura 34 – Ilustração de como completar o arquivo “analise.ml1”, para uma situação-exemplo em que a base da malha FEM tenha 15 nós



Fonte: Leme (2019).

Na linha seguinte à que se inserir os zeros e o número de nós, deve-se inserir o número identificador de cada um dos nós na base da estrutura modelada, seguindo da esquerda para direita. Importante lembrar que é necessário converter cada nó, subtraindo 3 do número identificador de cada um deles. Este passo é ilustrado pela Figura 35.

Figura 35 – Identificação dos nós na malha FEM do Slide e transferência das informações para o arquivo “analise.ml1”



Fonte: Leme (2019).

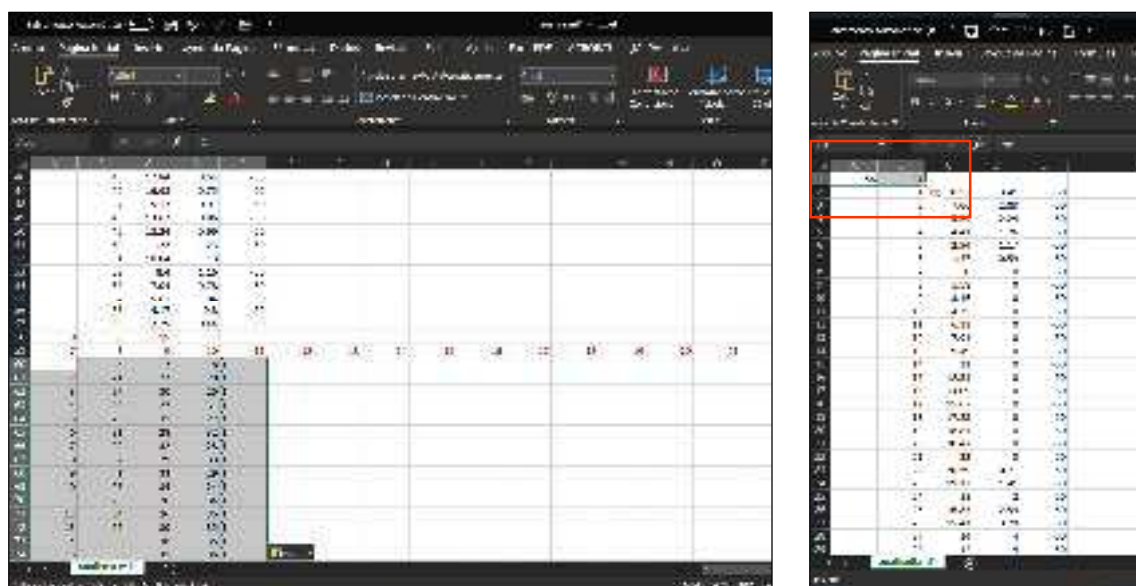
No passo seguinte, os dados das colunas de R a V do arquivo “GEO CONV.xls” devem ser copiados e colados nas colunas de A a E do arquivo “analise.ml1”. Em seguida, deve-se selecionar os dados da coluna E e, com o botão direito do mouse, clicar em “converter valores em números”. Além disso, na primeira linha do arquivo “analise.ml1”, deve-se colocar o número de nós da malha FEM na célula A1, e o número de elementos na célula B1 (Figura 36).

Os dados no arquivo “analise.ml1” conforme acima descrito são utilizados como *input* na análise tensão  $\times$  deformação no UNSTRUCT, juntamente com os dados de tensão vertical aplicada ao CP, deformação específica para o solo não-saturado ( $\varepsilon_0$ ) e deformação específica

para o solo saturado ( $\varepsilon_s$ ), advindos do ensaio edométrico duplo conforme descrito por Jennings e Knight (1957).

Além disso, são fornecidos ao UNSTRUCT os parâmetros: coeficiente de Poisson do solo saturado ( $\nu_{sat}$ ), o coeficiente de Poisson do solo não-saturado ( $\nu_{nsat}$ ), o peso específico seco ( $\gamma_d$ ) e porosidade ( $n$ ).

Figura 36 – Atualização do arquivo “analise.ml1” com mais dados do arquivo “GEO CONV.xls”



Fonte: Leme (2019).

Ao final das análises, os dados de saída do UNSTRUCT correspondem aos parâmetros  $E_0$  (módulo de elasticidade inicial) e  $E_s$  (módulo de elasticidade saturado), e para cada elemento discretizado, dados referentes a:

- Posição nas direções  $x$  e  $y$  ( $x$ ,  $y$ );
- Deslocamentos de cada nó nas direções  $x$  e  $y$  ( $u_x$  e  $u_y$ );
- Tensões normais nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ );
- Tensão normal maior ( $\sigma_1$ );
- Tensão normal menor ( $\sigma_3$ );
- Ângulo de atrito ( $\phi$ ); e
- Poropressão ( $u$ ).

De posse dos valores dos deslocamentos dos nós da malha de elementos finitos fornecida pelo UNSTRUCT, é possível gerar a malha FEM deformada da estrutura modelada, e comparar com a malha original (indeformada). Isto permite perceber onde os nós sofreram grandes deslocamentos em relação à sua posição inicial, indicando os trechos onde a ocorrência de fissuramentos é provável.

Maiores detalhes sobre a modelagem tensão  $\times$  deformações com o UNSTRUCT podem ser encontrados em Silva Filho (1997) e Silva Filho (1998). Um fluxograma mostrando as rotinas e sub-rotinas do programa UNSTRUCT (Silva Filho, 1994) está disponível para consulta no Anexo B desta pesquisa.

#### **5.4 Considerações parciais**

Uma vez estabelecidas as zonas preferenciais de ocorrência do colapso por umedecimento do solo, as opções são evitar utilizar o material ou conviver com o problema, procurando minimizar os efeitos, como, por exemplo, posicionar interfaces e materiais de transição com inclinações mais suaves, larguras maiores e densidades mais baixas, de forma que eles absorvam e distribuam as distorções sem que problemas mais sérios sejam desencadeados (Sandroni; Guidicini, 2022).

Os critérios aqui mencionados foram baseados em análises teóricas e experimentais, buscando a consagração do protocolo de avaliação da deformabilidade na prática cotidiana de verificação da segurança de barragens de terra, tanto na fase de concepção quanto no monitoramento pós-construtivo.

A finalidade desta avaliação da deformabilidade via modelagem associada é munir o geotécnico de um ferramental prático e de fácil implementação, que permita entender os mecanismos que deflagram o fissuramento, detectar zonas preferenciais de ocorrência deste fenômeno em campo, e dar subsídios para a tomada de decisão na mitigação de seus efeitos.

## 6 ESTUDO DE CASO

A escassez de recursos hídricos nas regiões áridas e semiáridas da Terra requer dos seres humanos soluções de armazenamento hídrico de médio e longo prazos, seja ele superficial ou subterrâneo. Uma destas soluções são as barragens, construídas com diferentes materiais, tais como, por exemplo, concreto, rochas e solos, ou combinações destes.

No Nordeste brasileiro, onde a grande maioria dos cursos d'água são temporários e a recorrência de períodos prolongados de secas são situações corriqueiras, é necessário recorrer a métodos de armazenamento de água. Para amenizar os efeitos das secas, uma solução muito difundida no Nordeste são as barragens de terra, em razão de seu menor custo e a disponibilidade dos materiais necessários à construção do maciço.

Nesta pesquisa, o estudo de caso abordará a Barragem de Piaus, localizada no Estado do Piauí. Com reservatório de cerca de 106,7 milhões de metros cúbicos de água acumulada, o propósito da construção de Piaus era garantir, através de adutora, água para mais de 50 mil habitantes dos municípios de São Julião, Pio IX, Fronteiras, Vila Nova, Alagoinha, e Campo Grande do Piauí.

Piaus foi projetada também para auxiliar no controle de cheias que impactavam a zona urbana do município de Picos. Atualmente, a obra abriga projetos de piscicultura, fruticultura irrigada, e é utilizada pela comunidade para atividades de lazer.

### 6.1 Barragem de Piaus

A Barragem de Piaus (Figura 37) está implantada no leito do Rio Marçal, na localidade denominada Piaus, próximo à desembocadura do afluente Riacho dos Porcos, localizado 10km ao norte da sede do município de São Julião, na divisa entre este e o município de Pio IX, região sudeste do Estado do Piauí (Figura 38).

A partir da capital do Piauí, Teresina, o acesso rodoviário à Barragem de Piaus é feito passando-se pelo município de Picos, e percorrendo-se 373km pela rodovia federal BR316, até Vila Nova do Piauí, onde se acessa a rodovia federal BR230, e percorre-se outros 12km até o povoado Mandacaru. Dali, após 5km de deslocamento, chega-se ao município de São Julião, de onde se acessa uma estrada carroçável por cerca de 10km, até o local do barramento.

Piaus tem como proprietário o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), que, em 2005, contratou a ENGESOFT Engenharia e Consultoria S/C LTDA para



realizar o detalhamento do projeto básico, bem como a supervisão da execução do barramento. A construção foi iniciada em Junho de 2008 e continuou até em Janeiro de 2009, quando Piaus alcançou a cota de segurança e, meses depois, recebeu sua primeira carga (ENGESOF, 2006).

Figura 37 – Vista aérea do maciço, vertedouro, e parte do lago da Barragem Piaus



Fonte: BRASIL (2021).

A Barragem de Piaus foi concebida como um maciço de terra zoneado, a fim de otimizar os custos a partir da utilização dos materiais oriundo das escavações do sangradouro (ENGESOF, 2006). O maciço apresenta altura máxima de 45m, crista com 8,00m de largura e 332,73m de comprimento, e suas ombreiras apresentam as seguintes coordenadas UTM (SIRGAS 2000, em metros):

- Ombreira direita: 297029.990 E(X) e 9227199.166 S(Y); e
- Ombreira esquerda: 297064.990 E(X) e 9226893.169 S(Y).

A Figura 39 apresenta a geometria da seção transversal máxima da Barragem de Piaus, e a Tabela 2, o detalhamento dos diversos materiais constituintes do maciço, de acordo com a legenda apresentada pela Figura 39.



Figura 38 – Localização da Barragem Piaus



Fonte: ENGESOFT (2006) e Fonseca (2021).



Tabela 2 – Detalhamento dos materiais constituintes do maciço de Piaus

<b>Materiais constituintes da seção transversal</b>	
1	Coroamento revestimento em cascalho com espessura de 30cm
2	<i>Rip-rap</i> com espessura de 2,0m
3	Transição do <i>rip-rap</i> com espessura de 0,30m (cascalho lavado, cascalhinho – Jazida 01)
4	Areia de rio (SUCS SP) com espessuras de 0,20m, 0,30m, 0,50m e 1,0m
5	Transição com espessura de 0,70m (cascalho lavado, cascalhinho – Jazida 01)
6	Proteção de jusante com espessura de 0,30m (cascalho lavado, cascalhinho – Jazida 01)
7	<i>Rock-fill</i> (enrocamento pedras pequenas)
7a	<i>Rock-fill</i> (enrocamento pedras grandes)
8	Cascalho lavado e cascalhinho (Jazida 01) e solo silto-areno-argiloso (Jazida 03)
9	Solo silto-areno-argiloso com pedregulho, proveniente da escavação do sangradouro (Jazida 04)

Fonte: ENGESOFT (2006).

Segundo consta do Memorial Descritivo do Projeto Executivo da Barragem de Piaus, a Jazida 01 era constituída por um solo argiloso de média plasticidade, enquadrado como SC (areia argilosa) na classificação SUCS (ENGESOFT, 2006).

A Jazida 02 compunha-se de um solo silto-areno-argiloso, com presença de seixos de dimensões variadas, e classificada como SUCS SC (areia argilosa). A Jazida 03, situada na área do reservatório, apresentava características geotécnicas similares às jazidas 01 e 02, apenas com solos mais rasos e destituídos de seixos superficiais (ENGESOFT, 2006).

A Jazida 04, situada na região do reservatório, ao longo da margem direita do riacho dos Porcos, compunha-se de materiais advindos das escavações do sangradouro. O material constituinte era um solo silto-areno-argiloso, com pedregulho, de cor amarelada, e espessura média de cerca de 0,45cm (ENGESOFT, 2006).

Nas sondagens do solo de fundação de Piaus, foram encontrados solos residuais, alterações de rocha e camadas de granito e gnaiss. A partir dos perfis, foi possível definir a profundidade de assentamento do *cut-off*, a fim de garantir o engastamento da barragem em camadas mais impermeáveis da fundação (ENGESOFT, 2006).

### 6.1.1 *Características geológicas e climáticas da região*

A área específica da bacia hidrográfica da Barragem Piaus situa-se no domínio das rochas cristalinas, na superfície de grandes falhamentos a nível regional, tais como a Falha de Patos, que fica a sudeste da área, dentre outros, como as Falhas de Jordão, Limoeiro, Tatajuba, e outras de menor porte (ENGESoft, 2006).

A montante do eixo da barragem, ocorre afloramento de granito gnáissico, extremamente fraturado, devido a grandes esforços tectônicos sofridos pela rocha. Há também presença de sílica e materiais carbonatados. Ao longo do eixo, para além dos limites de escavação do *cut-off*, ocorrem blocos soltos de granito-gnaiss e quartzo em meio a solo residual, e a jusante ocorrem blocos soltos de brecha de falha, com veios preenchidos por sílica e óxido de ferro (ENGESoft, 2006).

A bacia do Rio Marçal apresenta características de clima semiárido quente, decorrente de frentes intertropicais e massas de ar equatorial continental, responsável por 75% do total anual precipitado, assim como pelas altas temperaturas e taxas de evaporação (ENGESoft, 2006).

Para a realização dos estudos necessários ao projeto executivo, foram utilizados dados da Estação climatológica de Picos (código 00741007), de propriedade do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), com série histórica de 1961 a 1990. Dados pluviométricos também foram coletados de estações de propriedade da Agência Nacional das Águas e Saneamento Básico (ANA), que tinham influência na bacia do rio Marçal, e aplicando o método de Thiessen, a saber: Pio IX, Monsenhor Hipólito, Fazenda Bravo, Fronteiras, e Campo Sales (ENGESoft, 2006).

A pluviosidade média anual da região é de 604mm, e a concentração das chuvas se dá no semestre Dezembro-Maio, tendo sua maior intensidade no trimestre Fevereiro-Abril e Março como o mês de maior pluviosidade (28%) (ENGESoft, 2006).

A temperatura média anual da região é de 29,4°C (variando entre 18,9°C e 23,6°C), com mínima anual de 21,3°C e máxima anual de 33,6°C (de 32,2°C a 34,6°C), portanto com pouca variação ao longo do ano.

Os meses de maior evapotranspiração concentram-se entre Setembro e Dezembro, sendo Outubro o mês de maior incidência, e a umidade relativa do ar acompanha os meses mais chuvosos (ENGESoft, 2006). A evaporação média total anual chega a 2.478,8mm de lâmina d'água, com umidade relativa média anual de 58,4% e insolação média total anual de 2.815,6h.

Segundo o memorial descritivo de Piaus (ENGESoft, 2006), o Rio Marçal tem comprimento de 73,7km, com declividade média de 0,005m/m. A bacia da Barragem de Piaus

possui área de  $2.284\text{km}^2$ , dos quais  $237\text{km}^2$  são controlados pela barragem Barreiras e  $374\text{km}^2$  pela barragem Cajazeiras, ambas construídas pelo DNOCS.

A área da bacia hidráulica (considerando a cota de elevação 345,00 m) é de 856,00 hectares. Para esta cota, o volume de água acumulado no reservatório corresponde a  $104.509.970\text{m}^3$ , com um volume afluente médio de  $59.918.400\text{ m}^3/\text{ano}$  (ENGESOF, 2006).

A vazão regularizada (90%) de Piau é de  $1,20\text{m}^3/\text{s}$ , com vazão afluente máxima de projeto (para um tempo de retorno  $T_r = 1.000$  anos) é de  $3.669\text{m}^3/\text{s}$ , e vazão máxima amortecida de projeto (para  $T_r = 1.000$  anos) é de  $3.083\text{m}^3/\text{s}$ . O nível d'água máximo normal corresponde à cota 345,00m, e o nível d'água máximo (para  $T_r = 1.000$  anos), à cota 351,00m (ENGESOF, 2006).

## 6.2 Projetos básico e executivo

Na elaboração do projeto básico da Barragem de Piau, foram realizados estudos topográficos, geológicos, geotécnicos e hidrológicos. Estes, por sua vez, embasaram o desenvolvimento do Projeto Executivo, finalizado pela ENGESOF e entregue ao DNOCS em 2006.

Os trabalhos de construção da Barragem de Piau somente se iniciaram em Junho de 2008, em função da carência de fontes d'água próximas à barragem durante a estação seca, o que exigiu transporte de água de locais mais afastados do maciço (8-13km).

A construção continuou até alcançar a cota de segurança, o que ocorreu em Janeiro de 2009, quando Piau recebeu sua primeira carga. A obra se estendeu até 2010 (Brasil, 2021), mas Piau foi oficialmente inaugurada pelo governador do Estado do Piauí apenas em Junho de 2020 (Brasil, 2020), quando todas as ações complementares (instalação de sistemas de distribuição de água e a conclusão de estações de tratamento) foram finalizadas.

Estudos hidrológicos foram realizados para embasar o dimensionamento do reservatório de Piau, bem como as estruturas hidráulicas do sangradouro e tomada d'água. As cheias de projeto foram avaliadas para dois períodos de retorno: 1.000 anos para dimensionamento do sangradouro e 10.000 anos para a segurança da barragem, garantindo o não-galgamento.

Estudos de deflúvio permitiram obter a série fluviométrica mensal média, utilizando um modelo chuva-deflúvio. Os de disponibilidade hídrica obtiveram as vazões regularizadas do reservatório para múltiplas alternativas de volume acumulado, e para várias garantias de abastecimento, permitindo que o máximo volume acumulável fosse obtido.

Foram utilizados modelos sintéticos chuva x vazão (SCS, *Soil Conservation Service*), métodos de laminação das cheias nos reservatórios (Puls), e o *software* HEC-HMS no cálculo das cheias.

Piaus foi subdimensionada no projeto básico, o que foi corrigido quando do projeto executivo, momento em que foi percebida uma capacidade adicional das bacias hidráulica e hidrográfica de promover a regularização das vazões, permitindo acumular 104,5hm<sup>3</sup> de água (na cota definida para a construção, 345,00m), no sistema formado pelas barragens Piaus, além de Barreiras e Cajazeiras (a montante), simulados de forma integrada (ENGESOFT, 2006).

### 6.2.1 *Levantamento geológico*

Na região da barragem, foram identificadas quatro jazidas de solos (basicamente areias argilosas, SC), um areal (areia de baixa plasticidade, SP), e uma pedreira (afloramento de gnaiss são). Os estudos geológicos compreenderam mapeamentos geológicos na área da bacia hidráulica a partir de dados de literatura, tais como o Mapa Geológico do Projeto Radambrasil, produzido pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM).

Na área do barramento e do sangradouro, o levantamento geológico foi realizado através de caminhamentos ao longo do eixo, no sentido da margem esquerda para a margem direita, a fim de reconhecer a geologia da bacia hidráulica e a definição das características da fundação da barragem (ENGESOFT, 2006).

A bacia do rio Marçal está localizada no embasamento cristalino, e tem potencial hidrogeológico explorável de fraco a muito fraco em quase a sua totalidade (ENGESOFT, 2006).

Uma característica identificada a respeito do leito do Rio Marçal é a existência de uma camada muito compacta de areia fina e siltosa, provavelmente de origem aluvionar, que apresentava múltiplas cavidades alongadas, possivelmente de origem animal (ver Figura 40). Esta camada foi totalmente eliminada da fundação da trincheira de vedação (*cut-off*), que foi aprofundada até alcançar o substrato rochoso.



Figura 40 – Cavidades alongadas de origem animal presentes no leito do Rio Marçal



Fonte: Guidicini (2006).

### 6.3 Características do maciço indicadas no projeto executivo

A Barragem Piaus foi concebida como um maciço de terra zoneado, almejando otimizar custos através da utilização de materiais oriundo das escavações do sangradouro. A altura máxima do maciço é de 45,00m, correspondente à cota 354,00m. A largura máxima da base é de 223,77m. No total, a execução do maciço demandou um volume de cerca de 700.000m<sup>3</sup> de solo de diferentes jazida localizadas na região.

Os taludes de montante e jusante foram construídos com diferentes inclinações. Para o talude de montante, do terreno natural à elevação 334,00m, 1,0(V):3,0(H). Daí até a cota 344,00m, com inclinação de 1,0(V):2,5(H), e desta até a elevação 354,00m, 1,0(V):2,0(H). Já para o talude de jusante, entre as elevações 322,00m e 344,00m, a inclinação é de 1,0(V):2,5(H). Da cota 344,00 até a cota 354,00m, 1,0(V):2,0(H).

No talude de montante, foi executado um *rip-rap* de 2,0m de espessura, com fragmentos de rocha são retirados das escavações do sangradouro ou do desmonte da pedreira, também utilizados para proteção do talude de jusante contra erosão. Foram recomendadas no projeto executivo a implantação de bermas de 3,0m de largura, nas cotas 344,00m e 334,00m, para auxiliar na drenagem de águas.

Em Piaus, o filtro vertical foi locado na cota 351,00m, formado por uma camada de 1,00m de espessura de areia de rio (mais a montante) e outra de 0,70m de largura (mais a jusante) de cascalho. O tapete drenante só se estende até o pé de jusante, e tem as mesmas características (materiais e espessura de camada) do filtro vertical. Complementando o sistema de drenagem da barragem, foi previsto no projeto executivo um enrocamento de pé de seção trapezoidal, no talude de jusante, na cota 322,00m.

Piaus tem um sangradouro do tipo Creager (Figura 41), revestido em concreto, com canal rápido variando entre 100,0m e 60,0m, e concha de arremesso (salto de esquí) de 60,0m de largura. A soleira do Creager está na cota 345,00m. Para um tempo de retorno ( $T_r$ ) de 1.000 anos, a vazão máxima de projeto é de  $3.083\text{m}^3/\text{s}$ , com lâmina vertida de 6,00m. Na concha de arremesso, o lançamento da água ocorre na cota 323,00m.

A tomada d'água corresponde a um tubo flangeado em aço carbono de 800mm de diâmetro e chapa de espessura de  $3/8''$ , envelopado por galeria de concreto e assente em base de concreto ciclópico. O controle de montante corresponde a uma comporta com acionamento hidromecânico, e o de jusante, a uma válvula dispersora, também de 800mm de diâmetro.

A geometria do *cut-off* de Piaus é trapezoidal, com taludes inclinados de 1(V):1(H). A estrutura se inicia no pé do filtro vertical, e ruma para montante, com base menor de 10,00m de largura para todas as seções da barragem.

Segundo indicado no projeto executivo, a escavação da trincheira do *cut-off* deveria ir até a profundidade requerida no projeto (ou mais, quando necessário) para cada seção, de modo que o *cut-off* penetre pelo menos 50cm no solo residual ou rocha decomposta (saprolito). A Figura 42 mostra a região do boqueirão, com a escavação para acomodar o *cut-off*. Ao fundo, é possível ver a ombreira direita de Piaus.



Figura 41 – Vista da região de jusante e do sangradouro de Piaus



Fonte: Acervo pessoal da Autora.

Figura 42 – Execução da trincheira de vedação (*cut-off*) de Piaus.



Fonte: Guidicini (2006).

Quinze ensaios de perda d'água sob pressão foram realizados nas sondagens ao longo do eixo de Piaus. Os resultados mostraram um maciço de permeabilidade baixa a média, prevalecendo perdas d'água específicas inferiores a  $1\text{L}/\text{min}/\text{m}/\text{kg}/\text{cm}^2$ , sendo indicada, no projeto executivo, a execução de uma cortina de injeção no maciço rochoso fraturado (ENGESOFT, 2006).

A cortina de injeção compreendeu 43 furos principais (primários) e 38 furos secundários, espaçados de 6m entre si, e com comprimentos de 9m, 18m, ou 27m, a depender da localização em relação à seção máxima barragem (ENGESOFT, 2006).

O nível mínimo de operação de Piaus coincide com a cota 321,00 m, tendo o reservatório um volume morto de  $5.097.532\text{m}^3$ . Os dados referentes à curva cota x área x volume da Barragem de Piaus, obtidos a partir do memorial descritivo elaborado pela ENGESOFT, são apresentados ao final deste trabalho, na seção Anexo A.

A instrumentação proposta para Piaus compreendia verificação de poropressões e de deslocamentos (recalques) no maciço, através de dez piezômetros hidráulicos e marcos topográficos superficiais, com precisão de 1,0mm.

#### **6.4 Considerações sobre o período construtivo da Barragem de Piaus**

Segundo Miranda *et al.* (2011), as etapas preliminares da construção da Barragem de Piaus foram iniciadas em Janeiro de 2006, quando o projeto executivo foi concluído. Entretanto, a construção do maciço só foi iniciada em Junho de 2008, por conta da ausência, no entorno de Piaus, de fontes capazes de fornecer água para a compactação em volume suficiente durante a estação seca. Assim, foi necessário transportar água de locais mais afastados do maciço (8-13km).

O trecho do Rio Marçal selecionado para a construção da Barragem de Piaus apresentava uma feição topográfica de boqueirão em vale fechado, ou seja: uma calha de rio bastante estreita e com ombreiras íngremes. Este perfil, comumente chamado de “vale em V”, é apresentado pela Figura 43.

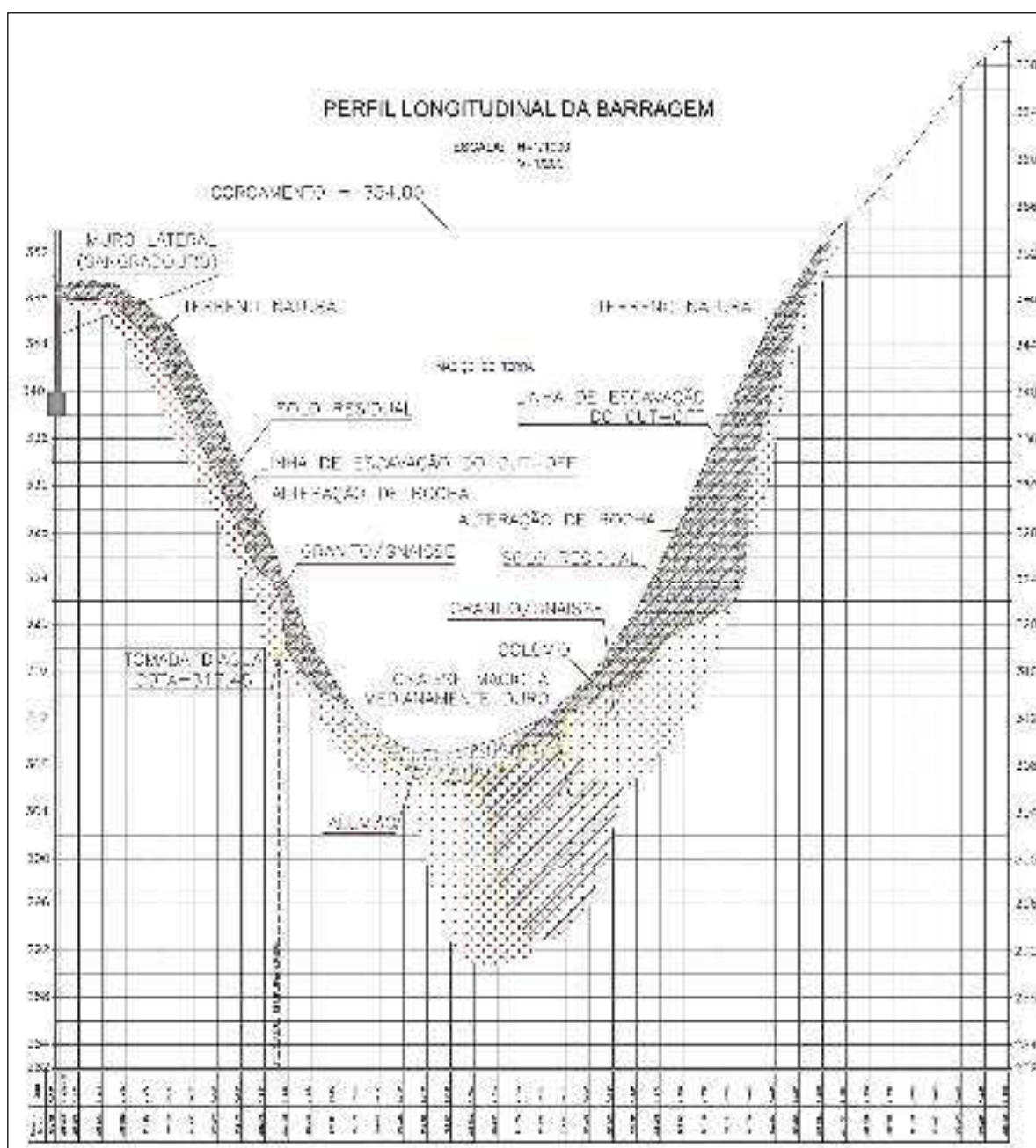
Esta característica física de vale “encaixado” condicionou os trabalhos construtivos a uma praça de trabalho reduzida, o que impediu a execução da obra em etapas, com desvio gradativo do rio (ENGESOFT, 2006), como é costumeiro fazer.

Segundo Miranda *et al.* (2011), a solução adotada foi, então, o fechamento do Rio Marçal em um curto espaço de tempo, a partir da elevação de grande parte do maciço em uma única

estação seca, aproveitando a intermitência dos rios do semiárido, que praticamente não têm fluxo d'água neste período. A construção se deu em ritmo bem acelerado, até alcançar uma certa cota de segurança, que não seria ultrapassada pelos volumes de água acumulados durante a estação chuvosa do ano seguinte.

Para tal, foi necessário empregar uma velocidade construtiva muito alta, com produção média mensal de 110 mil a 120 mil metros cúbicos de aterro compactado dentro de 6 meses, algo em torno de 650m<sup>3</sup> de aterro por dia de serviço (Miranda *et al.*, 2011; ENGESOFT, 2006).

Figura 43 – Perfil topográfico do boqueirão da Barragem de Piaus (vale em “V”)



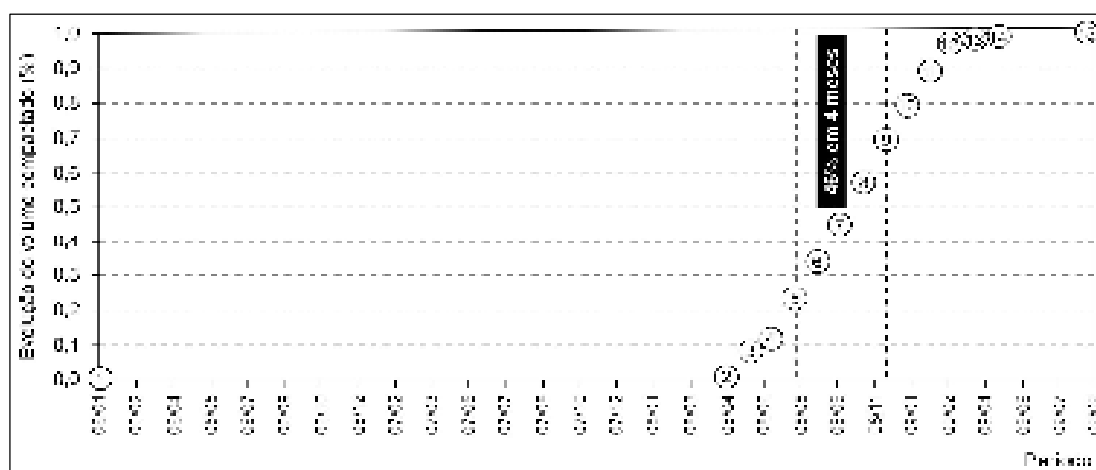
Fonte: ENGESOFT (2006).

Nota: Escala horizontal – 1:1000; escala vertical – 1:200.

Caso não se obtivesse êxito na elevação do maciço até esta cota de segurança, o galgamento ou eventual rompimento da barragem traria consequências desastrosas, principalmente para a população urbana de Picos, município localizado ao lado da calha do Rio Marçal numa região topograficamente bastante plana cerca de 60 km a jusante de Pias, à época com cerca de 75 mil habitantes.

A cota de segurança foi alcançada em Janeiro de 2009, quando Pias recebeu sua primeira carga. As obras se estenderam até Setembro de 2009 (final da construção), perfazendo 33 meses de prazo total. Contudo, por conta das paralisações, o tempo efetivo de execução do maciço foi de 11 meses, dos quais 4 corresponderam à construção de 46% da obra (Figura 44).

Figura 44 – Evolução do processo construtivo do maciço de Pias



Fonte: Miranda *et al.* (2011).

Importante mencionar que, até a construção de Pias, quando as quadras chuvosas eram mais intensas, o município de Picos, costumava ter problemas com as cheias do rio, deixando desabrigada boa parte de sua população (Brasil, 2024; ENGESOFT, 2006). Além disso, existem moradias a jusante do maciço de Pias, algumas inclusive próximas ao boqueirão, como apresentado pela Figura 45.



Figura 45 – Residências localizadas a jusante da Piaus (indicadas pelas setas brancas), no entorno do maciço



Fonte: Acervo pessoal da Autora.

A obra foi oficialmente concluída antes do início de 2010, mas Piaus só foi inaugurada pelo governador do Estado do Piauí em Junho de 2020, quando todos os sistemas de monitoramento e controle e as infraestruturas complementares foram finalizados (Brasil, 2021).

#### 6.4.1 Avaliação de fluxo, estabilidade e recalques

A avaliação do fluxo de água através do maciço e da fundação da Barragem de Piaus foi realizada utilizando o módulo SEEP/W do *software* GeoStudio, que emprega o método dos elementos finitos. A permeabilidade do maciço terroso foi definida no Projeto Executivo, via ensaio de permeabilidade de carga constante (NBR 13.292/2021) como sendo de  $3,1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ , e da fundação (areal do rio Marçal), de  $1,0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ . Após as simulações, as vazões foram definidas em  $3,4 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/m}$  (maciço) e  $2,0 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s/m}$  (fundação) (ENGESOF, 2006).

A análise de estabilidade foi feita utilizando o método de Bishop Modificado no módulo GEOSLOPE/W do *software* GEOSTUDIO 2004, considerando a estabilidade estática e a sísmica. A análise da estabilidade estática considerou o método de equilíbrio limite, e a análise

da estabilidade sísmica, um método pseudo-estático com base no método de Bishop Simplificado, ambas em relação à seção mais de maior risco (a de altura máxima), para as seguintes situações:

- a) Final de Construção: taludes de montante e jusante;
- b) Reservatório Cheio (a longo prazo): talude de jusante; e
- c) Rebaixamento Rápido: talude de montante.

A Tabela 3 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento empregados nas análises de estabilidade de taludes da Barragem de Piaus.

Tabela 3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas análises de estabilidade de Piaus

<b>Material</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (graus)</b>
<i>Rip-rap</i>	18,00	0,00	45°
Espaldar de montante	18,40	15,00	26°
Espaldar de jusante	19,00	5,00	30°
Transição de seixo	17,50	0,00	35°
<i>Rock-fill</i>	20,00	0,00	38°
Filtro/Tapete	18,00	0,00	35°
Aluvião	17,00	5,00	28°

Fonte: ENGESOFT (2006).

A avaliação de recalques foi realizada para estimar a espessura da correção da cota da crista do maciço. Considerando os resultados dos ensaios de compactação (massa específica aparente seca máxima de 1,895g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 13,7%) e o massa úmida do solo (2,16g/cm<sup>3</sup>), o recalque elástico esperado para a seção máxima de Piaus foi de 85,3cm (aproximadamente 2% da altura do maciço). No projeto executivo, existia uma recomendação de que este rebaixamento do coroamento fosse corrigido antes da colocação do revestimento primário (ENGESOFT, 2006).

## 6.5 Problemática após primeiro enchimento

Quando a cota de segurança de Piaus foi alcançada em Janeiro de 2009, o nível d'água subiu até a cota 333,75m (ENGESOF, 2006). Em Maio, no final da estação chuvosa, Piaus havia alcançado 36% de seu volume total, com 33m de coluna d'água e 37 milhões de metros cúbicos. Àquela época, foi identificada uma fissura transversal ao maciço da barragem, na ombreira esquerda, de abertura milimétrica, que 0,50m de profundidade.

No início de Julho de 2009, foram identificadas duas fissuras transversais na ombreira esquerda e três na ombreira direita, que atravessavam toda a largura do coroamento, indo desde o enrocamento de montante até o revestimento do talude de jusante. A Figura 46 mostra a localização em planta, e a Tabela 3, informações mais detalhadas sobre as fissuras transversais em Piaus.

Figura 46 – Localização das fissuras transversais no maciço de Piaus



Fonte: Fonseca (2021).

Tabela 4 – Informações sobre as fissuras transversais no maciço de Piaus

<b>Fissura</b>	<b>Ombreira</b>	<b>Classificação</b>	<b>Localização (Estaca)</b>	<b>Ângulo</b>	<b>Direção</b>
1	Direita	Secundária	0+ 46,90m	36° 53'	À esquerda
2	Direita	Principal	0+ 50,60m	29° 05'	À direita
3	Direita	Secundária	0+ 56,40m	21° 07'	À esquerda
4	Esquerda	Principal	0+ 242,75m	45° 24'	À direita
5	Esquerda	Secundária	0+ 250,80m	23° 42'	À direita

Fonte: Miranda *et al.* (2010).

Analizando a altura das seções da Barragem de Piaus, a partir de um levantamento rápido dos desenhos do projeto executivo, foi possível verificar que as seções de Piaus tinham alturas muito díspares. Considerando que as mais altas tem maior propensão ao recalque, é muito provável que problemas viessem a ocorrer durante o primeiro enchimento e a operação do maciço, quando o umedecimento do solo provocaria a redução da rigidez e consequentes deformações.

A Tabela 4 apresenta os dados do levantamento das alturas das seções de Piaus, que vão de aproximadamente 1m até a altura de cerca de 45m, na seção máxima, uma das que serão modeladas na presente pesquisa.

Tabela 5 – Alturas de seções transversais de Piaus para cada estaca considerada no projeto executivo

<b>Estaca da seção</b>	<b>Cota do terreno após limpeza (m)</b>	<b>Altura da seção (m)</b>
0+00	352,66	1,34
0+20	346,42	7,58
0+40	338,3	15,7
0+60	329,1	24,9
0+80	320,93	33,07
0+100	315,32	38,68
0+120	311,91	42,09
0+140	310,97	43,03
0+160	309,16	44,84
0+180	309,63	44,37
0+200	312,44	41,56
0+220	318,88	35,12

Fonte: Elaborado pela Autora.



Segundo Miranda *et al.* (2011), as fissuras transversais estavam localizadas nas regiões de interface núcleo-ombreiras. Estas transcorriam toda a largura do coroamento, indo de montante até o revestimento graúdo do talude de jusante. Não foram identificadas fissuras longitudinais ou depressões localizadas na crista ou nos taludes (ENGESOFTE, 2009).

As fissuras transversais tinham abertura maior no nível do coroamento, e diminuía sua largura à medida que penetravam no maciço. A maior trinca da ombreira esquerda apresentava uma abertura entre 3 e 5 cm, e na ombreira direita, entre 1 e 3 cm (Miranda *et al.*, 2011).

O diagnóstico não indicou perigo iminente caso o nível d'água não alcançasse a cota inferior das fissuras, mas alertava para a urgência da adoção de medidas corretivas antes da quadra invernososa seguinte, pois Piaus ficaria sujeita a erosão interna (ENGESOFTE, 2009).

A fim de investigar a profundidade e o comportamento das fissuras, foram abertos dois poços de inspeção, um em cada trinca principal de cada ombreira. O poço da ombreira esquerda (Trinca nº 4) alcançou 8,50m de profundidade, com a fissura permanecendo visível a olho nu até 7,80m. No poço da ombreira direita (Trinca nº 2), a fissura desaparecia a partir da profundidade de 6,90m. As fissuras estavam, portanto, abertas até 4,80m e 3,90m abaixo do nível máximo calculado para o reservatório (cota 351,00m).

A instrumentação prevista em projeto para o maciço de Piaus consistia em piezômetros, medidores de nível d'água, e marcos de deslocamento. No entanto, até o período em que as fissuras foram detectadas, nada disso havia sido implantado.

Para acompanhar a atividade das fissuras e orientar o processo de recuperação, os marcos de deslocamentos de superfície foram implantados transversalmente às fissuras sob monitoramento, conforme ilustra a Figura 47 (ENGESOFTE, 2006). Cada marco consistia em uma barra de aço vertical “imersa” em um corpo de concreto, e a medida da distância horizontal entre os dois marcos em cada fissura permitia acompanhar a evolução de sua abertura ou estabilização.

Isto auxiliou na escolha do momento de realizar a intervenção para restauração das fissuras, pois só fazia sentido atuar quando os dados (deslocamentos relativos dos marcos) apontassem estabilização das deformações no maciço. Segundo Miranda *et al.* (2011), as medições ocorriam sempre por volta das 7 horas da manhã, a fim de evitar valores inverídicos decorrentes da expansão térmica dos materiais, em razão das elevadas temperaturas da região.

Os marcos da ombreira direita (Fissura nº 02) foram danificados pela abertura do poço de inspeção naquela trinca, então o acompanhamento desta foi realizado por inspeção visual da canaleta longitudinal do bordo jusante do coroamento da barragem (Miranda *et al.*, 2011).

Figura 47 – Marcos de deslocamento superficial utilizados no monitoramento de fissuras em Piaus



Fonte: ENGESOFT (2006).

A Figura 48 mostra a evolução da abertura das fissuras no maciço de Piaus durante 38 dias (17 de Julho a 24 de Agosto) no ano de 2009. Na referida figura, é possível observar que os três locais monitorados apresentaram aumento entre 8% e 15% no período considerado, isto é: as fissuras ainda estavam ativas, apresentando relevante velocidade de abertura, até que a estabilização das deformações foi verificada em Agosto (ENGESOFT, 2006).

Quando o processo de abertura das fissuras foi considerado estacionário, os trabalhos de restauração da barragem foram iniciados, o que ocorreu entre 2009 e 2010.

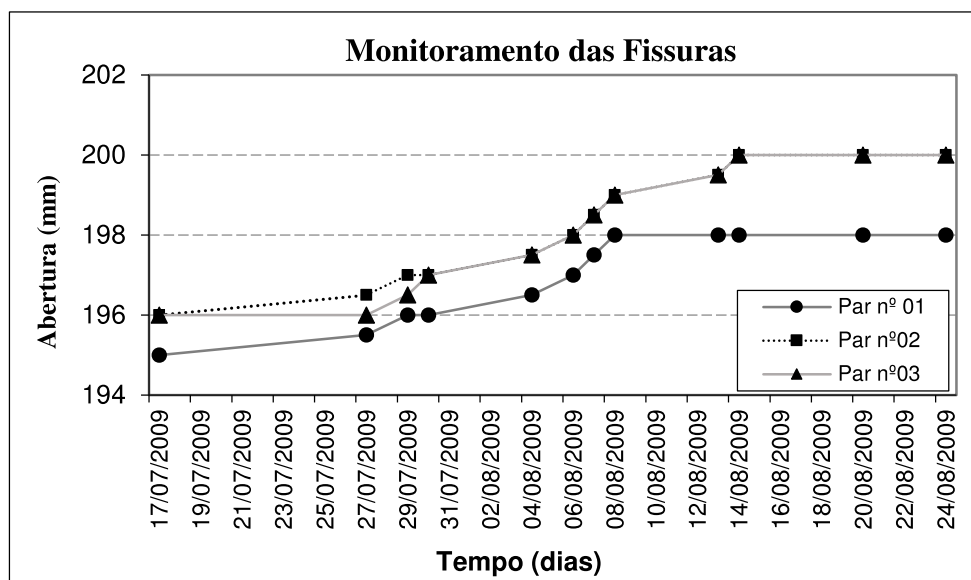
De acordo com Miranda *et al.* (2010), após o final do reparo das fissuras de Piaus, o nível do reservatório subiu apenas 40cm em 2010, em razão de uma temporada chuvosa ruim naquele ano, com precipitações abaixo da média histórica.

Outras inspeções *in loco* foram realizadas, mas não foram encontradas evidências de novas fissuras. Entre Novembro de 2009 e Maio de 2010, o controle topográfico dos marcos de superfície na crista da barragem não mostrou qualquer recalque diferencial na área onde as fissuras foram reparadas, mesmo com um recalque máximo de 7,0cm no centro do vale (Miranda *et al.*, 2010).

Nas referidas inspeções, as camadas do maciço, observadas nas paredes dos poços de inspeção, apresentavam-se bem compactas, formando um conjunto monolítico, e também não

foram observadas zonas úmidas no talude de jusante ou mesmo vazões, na saída do sistema de drenagem de Piaus, que pudessem indicar a ocorrência de percolação patológica através do maciço (ENGESoft, 2006).

Figura 48 – Monitoramento da evolução das fissuras de Piaus



Fonte: ENGESoft (2006).

### 6.5.1 Possíveis causas para o surgimento de fissuras em Piaus

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (*International Commission on Large Dams – ICOLD*, 2000) descreveu que fissuras normalmente têm de 3 a 5cm de abertura (podendo chegar até 15cm), sendo mais comuns em barragens com mais de 30m de altura. Em Piaus, uma conjunção de fatores oportunizou o aparecimento destas patologias (Miranda *et al.*, 2011):

- Boqueirão muito estreito (em “V”), com encontros muito íngremes;
- Altura do maciço (maior que 30m);
- Fundação no centro do vale mais compressível do que o material adjacente;
- Solo do aterro compactado no ramo seco da curva de compactação; e
- Alta velocidade de construção do aterro, que resultou na compactação de grandes volumes de solo em um curto período (4 meses).

A ocorrência de fissuramentos em barragens não é incomum, mesmo se construídas com rigoroso controle de compactação. A maioria delas, no entanto, não chega a ser detectada nem investigada, podendo permanecer internas ao maciço, sem nunca se exteriorizarem.

Segundo Sherard *et al.* (1979), boa parte dos fissuramentos ocorre durante o primeiro enchimento de uma barragem. Algumas são devidas à presença de tubulações localizadas próximas a estruturas como a tomada d'água ou no contato aterro-fundação.

Uma vez conhecidos os mecanismos causadores de fissuras, torna-se fácil compreender os fatores associados ao seu desenvolvimento. De acordo com ENGESOFT (2006), sobre estes mecanismos, é possível dizer que as fissuras estão associadas a zonas de tração no maciço, e que abaixo da cota inferior das fissuras, o solo encontra-se em estado ativo de Rankine, onde as deformações são decorrentes de cisalhamento, e não existem esforços de tração, que possam provocar fissuras.

Além do vale muito encaixado, o boqueirão de Piaus tinha na fundação um trecho de solo aluvionar com areia grossa, com gnaiss e granito de diferentes durezas, e nas ombreiras, a uma camada de solos areno-siltosos sobre substrato rochoso, ou seja, uma fundação pouco compressível. Além disto, as feições topográficas do boqueirão em “V” e as seções bastante altas (de até 45m de altura) facilitaram o aparecimento de zonas de fissuramento transversal (ENGESOFT, 2006).

Outra causa importante diz respeito às deformações diferenciais no maciço durante e após o primeiro enchimento, decorrentes do umedecimento dos solos, com possível estrutura metaestável. De acordo com Miranda *et al.* (2011), as características arenosas da fundação no leito do rio possivelmente fizeram com que a saturação do maciço se desse pela fundação e pelo talude de montante.

Por último, como anteriormente reportado, a velocidade de construção (e de carregamento) do aterro foi alta, em função da necessidade de fechar o vale antes da quadra chuvosa seguinte, o que muito provavelmente cooperou para o problema de fissuramento no maciço.

Na literatura, é possível encontrar relatos de obras com problemas semelhantes ao de Piaus (vale muito encaixado sujeito a recalques diferenciais relevantes), em que o fissuramento detectado, uma vez corrigido, não apresentou outros problemas (Sandroni; Guidicini, 2022; ENGESOFT, 2006).

Alguns exemplos tiveram grande publicidade, como o da Barragem Euclides da Cunha, no Estado de São Paulo, em que uma surgência d'água foi detectada a jusante dois meses após o primeiro enchimento, a cerca de 10 metros da ombreira esquerda, que era muito íngreme (ENGESOFT, 2006).

O fluxo na surgência foi atribuído à percolação pela ombreira com a água escapando por fissuras no maciço (Sandroni; Guidicini, 2022). Após um evento de precipitação intensa, a barragem chegou a romper por galgamento.

Silveira (1997) comentou que várias barragens de perenização construídas pela Companhia Energética de Minas Gerais (Cemig) apresentaram fissuras transversais causadas por recalques diferenciais, e fissura nas ombreiras relacionadas à geometria do boqueirão.

Além desta, houve o caso da Barragem Caxitoré, no Ceará, que apresentou fissura transversal na ombreira esquerda durante sua construção, também locada em vale estreito com ombreiras íngremes (Menescal, 2005).

Embora as fissuras transversais em Piaus não representassem perigo iminente quando foram detectadas, o risco do nível d'água ultrapassar a cota inferior das mesmas na estação chuvosa do ano seguinte era palpável, pois elas se estendiam até cotas inferiores à do nível d'água na condição de vertimento (ENGESoft, 2006).

Assim, o maciço estava sujeito a *piping* e eventual ruptura, com possíveis danos para o município de Picos. De acordo com ENGESoft (2006), desde a identificação das fissuras em Piaus, foram realizadas inspeções no maciço, para avaliar seu comportamento e o surgimento de evidências de outras não-conformidades da obra. A partir destas inspeções, concluiu-se que:

- a) Não surgiram novas fissuras no coroamento de Piaus;
- b) Não havia sinais que pudessem associar o surgimento das fissuras na ombreira esquerda com a presença da estrutura da tomada d'água;
- c) As camadas do maciço, observadas nas paredes dos poços de inspeção, apresentavam-se bem compactas e formando um conjunto monolítico;
- d) A sequência de construção não contemplou a existência de juntas de construção longitudinais e nem foram especificadas compactações distintas longitudinalmente (o que poderia provocar fissuramento transversal);
- e) Não foram observadas zonas úmidas no talude de jusante ou vazões na saída do sistema de drenagem que pudessem indicar a ocorrência de percolação patológica pelo maciço; e
- f) Não foram observados, visualmente ou através de instrumentação, sinais de aumento da magnitude das fissuras.

O problema das fissuras foi alarmado, e sua correção foi, então, sugerida ao DNOCS, proprietário de Piaus, que iniciou o processo de planejamento de reparo desta anomalia.

### 6.5.2 Correção de trincas

Quatro alternativas foram avaliadas pela ENGESOFT como possíveis soluções para o problema de fissuras no maciço de Piaus:

- a) Escavação do material da porção montante do maciço na região das fissuras e reaterro mecânico com material argiloso, em umidade acima da ótima;
- b) Escavação de trincheiras nas regiões do maciço afetadas;
- c) Preenchimento das fissuras com concreto fluido (mistura de cimento, bentonita, agregado e água);
- d) Injeção de calda plástica em cada fissura, à pressão atmosférica; e
- e) Escavação de trincheiras na região das fissuras, e reaterro manual com material argiloso em umidade acima da ótima.

A alternativa (a) consistiria na escavação mecânica na região das fissuras, até a profundidade de 9m abaixo do coroamento (1,0m de margem de segurança), onde as deformações existentes fossem de cisalhamento, e não houvesse a ocorrência de fissuras. Os profissionais envolvidos no projeto da recuperação concluíram que uma escavação desta monta causaria na população local um temor de que Piaus viesse a romper, e portanto, não foi recomendada.

Na opção (b), uma trincheira seria aberta no maciço e preenchida com concreto plástico, semelhante a uma parede-diafragma. As desvantagens eram: a possibilidade indesejável do concreto plástico colmatar o dreno vertical, além da necessidade de obtenção de um concreto impermeável que também possuísse características de tensão-deformação similares às do maciço (precisava ser flexível e de resistência compatível com o solo adjacente).

A alternativa (c), injeção de calda plástica em cada fissura, também era desvantajosa pela possibilidade de contaminar a areia do filtro vertical, comprometendo a drenagem do maciço. Apesar de interessante, esta opção demandaria que fosse assegurada a estanqueidade das trincas.

A alternativa (d), abertura de trincheira e reaterro com solo mais plástico, evitaria o impacto de grandes escavações na crista da barragem e não exigia trabalhos nem pessoal especializados. Uma restrição, no entanto, era dificuldade de se alcançar a profundidade de 9 m com o braço da escavadeira.

Por fim, ficou decidido que a restauração englobaria as sugestões das alternativas (c) e (d), em nove etapas construtivas. Na Etapa 1, foi aberta uma vala de acesso, constituída de uma

escavação no sentido do eixo da barragem, com 4,50m de largura e cuja face jusante distava 1,0 m do bordo de jusante do coroamento. A seção longitudinal dessa cava era trapezoidal com inclinação 1:1(H:V), com base menor de 20,0 m, na cota 350,00m, e base maior de 28,0m de largura, na cota do coroamento (354,00m).

A Etapa 2 consistiu na abertura de trincheira dentro da cava de acesso, dentro dos limites do braço e da largura da escavadeira, com 1,20m de largura, 16,0m de extensão, e 5,0m de profundidade, iniciando-se a abertura da trincheira a 1,0m do pé do talude da cava de acesso e terminando-se a 3,0 m do pé do talude oposto.

A Etapa 3 dizia respeito ao sistema de escoramento para a estabilidade da escavação da trincheira, com 3 níveis, espaçados a cada 1,25m de profundidade, compostos de tábuas (20 cm de largura e 2,5 cm de espessura) e barrotes de madeira (10x10cm).

A Etapa 4 contemplava o reaterro manual da trincheira, usando-se uma mistura de solo da jazida J-01 com 2,5% de bentonita. Segundo ENGESOFT (2006), o preparo da mistura seguiu as diretrizes do documento DNER-ES 305/97 (atual norma DNIT 143/2010-ES)<sup>3</sup>, com o material sendo umidificado até 1% acima da umidade ótima, e daí, transportado para o local do barramento. Na trincheira, a mistura foi espalhada em camadas regulares de até 15cm, e compactada com uso de sapo mecânico.

As Etapas 5 e 6 consistiram na injeção de calda de cimento, bentonita e água nas fissuras, da trincheira até o talude montante da cava de acesso (Etapa 5) e do talude montante da cava de acesso até o bordo montante do coroamento (Etapa 6) (Miranda *et al.*, 2010). Os furos da injeção foram abertos com trado manual, espaçados do 40cm, acompanhando a linha da fissura e angulados em relação à vertical, conforme cada fissura (ENGESOFT, 2006).

A proporção da mistura injetada nos furos foi definida em laboratório, almejando obter uma suspensão estável, com baixa exsudação alta viscosidade, e baixa resistência e rigidez em relação ao grão original, com o intuito de obter propriedades próximas às do aterro. A proporção que apresentou os melhores resultados laboratoriais correspondeu a 75% de água, 18% de cimento Portland, e 7% de bentonita em peso (Miranda *et al.*, 2011).

De acordo com Miranda *et al.* (2011), a injeção foi realizada em intervalos regulares de 10 minutos, anotando-se o volume adicionado e repetindo-se este passo até que a absorção fosse menor que 1,0cm, após 30 minutos ( $6 \times 10^{-3}$  L/min). Ao final, o consumo total de calda para cada

---

<sup>3</sup> Norma DNIT 143/2010-ES: Pavimentação – Base de solo-cimento - Especificação de serviço, Disponível em: <[https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit143\\_2010\\_es.pdf](https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/especificacao-de-servico-es/dnit143_2010_es.pdf)>.

fissura resultou em: Fissura 1 = 28L, Fissura 2 = 586L, Fissura 3 = 130L, Fissura 4 = 535L, e Fissura 5 = 112L. Não foi observado vazamento de calda no *rip-rap* a montante.

A Etapa 7 correspondeu ao preenchimento com material arenoso (areia passante na peneira de abertura 2mm) dos segmentos das trincas, compreendidos entre a trincheira e a parede jusante da cava de acesso. Na Etapa 8, as trincas foram preenchidas com areia (semelhante à Etapa 7), mas na altura do coroamento da barragem.

A Etapa 9 consistiu no reaterro da cava de acesso, com solo da jazida J-01 sem mistura, de forma semelhante à execução do corpo do maciço durante a construção. As Figuras 49 a 52 apresentam um registro fotográfico de algumas das etapas da recuperação de Piaus.

Figura 49 – Poços de inspeção de fissuras nas ombreiras esquerda (à esq.) e direita (dir.)



Fonte: ENGESOFT (2006).



Figura 50 – Escavação da vala e trincheira das ombreiras esquerda (à esq.) e direita (dir.)



Fonte: ENGESOFT (2006).

Figura 51 – Compactação do solo-bentonita na trincheira (à esq.) e controle em campo da compactação



Fonte: ENGESOFT (2006).

Figura 52 – Furos de injeção da calda de cimento ao final do processo



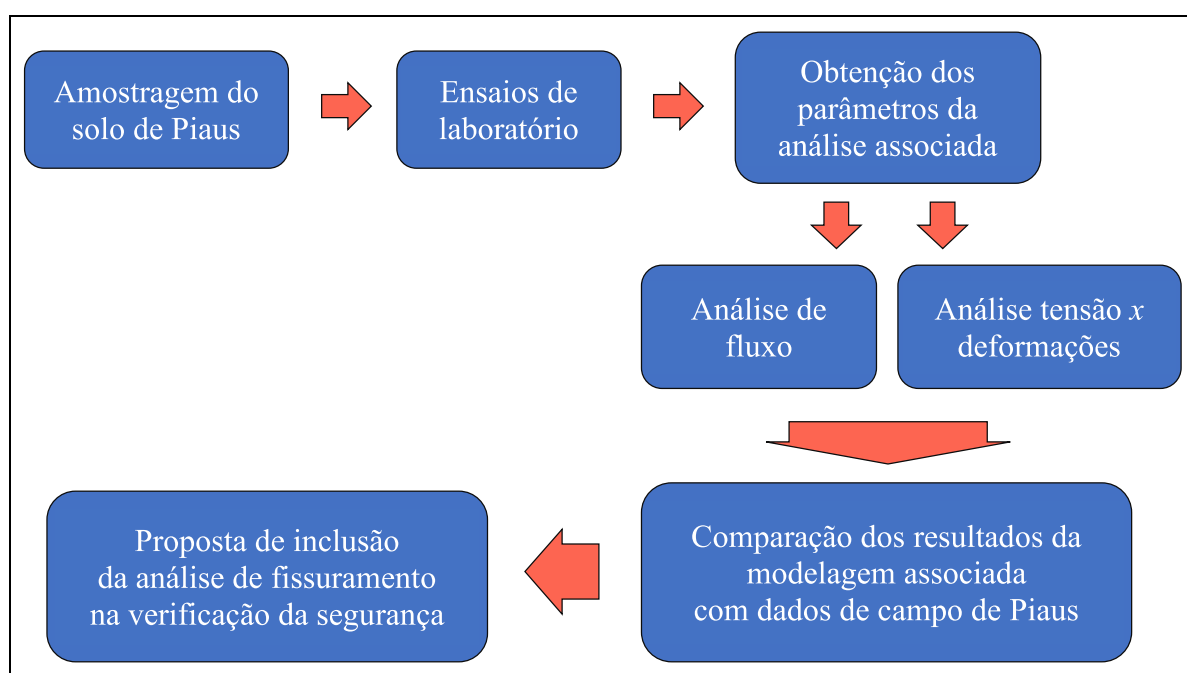
Fonte: ENGESOFT (2006).

Miranda *et al.* (2010) afirmaram que a execução desta recuperação foi simples, utilizando equipamentos disponíveis na região e sem exigir mão de obra especializada, minimizando os custos para o DNOCS, além de preservar a integridade do sistema de drenagem interna do aterro. Após esta recuperação, Piaus se encontra em operação normal, sem relatos de novas ocorrências de fissuramentos (Fonseca, 2021).

## 7 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão apresentados os ensaios realizados no desenvolvimento da presente pesquisa e seus respectivos resultados, com o objetivo de obter os parâmetros necessários à realização da análise associada do solo da Barragem Piaus, objeto do estudo de caso deste trabalho. A Figura 53 apresenta um esquema ilustrativo da sequência de processos aqui utilizados.

Figura 53 – Fluxograma ilustrativo da sequência de processos utilizados nesta pesquisa



Fonte: Elaborado pela Autora.

### 7.1 Amostragem e preparação do solo para a investigação geotécnica

Dentro do programa experimental proposto para esta pesquisa, foi realizada a amostragem *in loco*, através da coleta de dois blocos de solo indeformado, com aproximadamente 30x30cm cada, aproximadamente no trecho da ombreira direita da Barragem de Piaus (Amostra 01), onde haviam sido reportadas fissuras (Estaca 0+50m) e na região central do maciço (Amostra 02), equivalente à seção máxima (Estaca 0+160m).

Conforme mostra a Figura 54, os blocos foram obtidos por técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LMSP). Em seguida, revestidos com uma camada de parafina para prevenir alterações em sua umidade natural, e acondicionados em caixotes de



tamanho apropriado, preenchidos com raspas de madeira, a fim de evitar deformações das amostras durante o transporte até o laboratório. O solo coletado em Piaus foi ensaiado nas dependências do LMSP da Universidade Federal do Ceará (UFC), a fim de obter os parâmetros de interesse desta pesquisa.

Figura 54 – Coleta de bloco indeformado de solo na ombreira direita de Piaus



Fonte: Acervo pessoal da Autora.

As duas amostras analisadas (doravante denominadas Amostra 01 e Amostra 02) foram preparadas para a série de ensaios conforme orientações da norma técnica brasileira NBR 6457/2016 - Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

Na caracterização do solo coletado em Piaus, foram realizados os ensaios de análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP), determinação da densidade real, além do ensaio de compactação, seguindo as recomendações das normas técnicas:

- NBR 7181/2016 - Solo - Análise granulométrica (Método de ensaio);
- ME 093/94 - Solos - Determinação da densidade real;
- NBR 6459/2016 - Solo - Determinação do limite de liquidez (Método de ensaio);
- NBR 7180/2016 - Solo - Determinação do limite de plasticidade (Método de ensaio); e
- NBR 7182/2016 - Solo - Ensaio de Compactação.

A Figura 55 apresenta detalhes de um dos blocos indeformados já nas dependências do LMSP, das características dos grãos das Amostras 01 e 02 após a separação das frações no peneiramento grosso, e da moldagem dos corpos de prova para o ensaio edométrico duplo.

Figura 55 – Detalhes das amostras de solo de Piaus durante a realização dos ensaios de laboratório: (a) bloco indeformado; (b) frações do peneiramento grosso da Amostra 01; (c) frações do peneiramento grosso da Amostra 02; (d) frações do peneiramento fino; (e) Preparação da Amostra 01 para ensaio edométrico; e (f) Preparação da Amostra 01 para ensaio edométrico.



Fonte: Acervo pessoal da Autora

## 7.2 Resultados dos ensaios

### 7.2.1 Granulometria, limites de Atterberg e densidade real

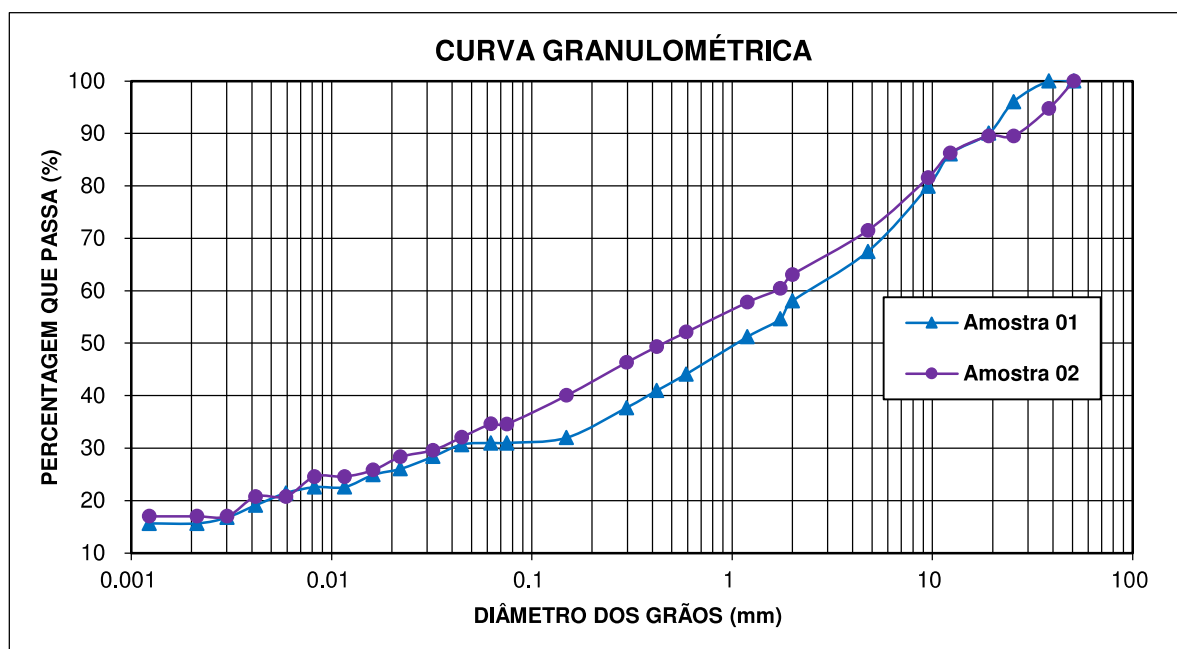
Em relação à granulometria, a Amostra 01 apresentou cerca de 42% dos grãos sendo do tamanho de pedregulho, outros 32% correspondendo a areia (grossa: 14%, média: 9%, e fina: 9%), e os demais 26% à fração de finos (silte: 10% e argila: 16%).

A granulometria da Amostra 02 apresentou com cerca de 37% dos grãos do tamanho de pedregulho, outros 29% correspondendo a areia (grossa: 11%, média: 9%, e fina: 9%), e os demais 35% à fração de finos (silte: 18% e argila: 17%). A Figura 56 mostra as curvas de distribuição granulométrica para as Amostras 01 e 02.

Em relação aos limites de Atterberg, a Amostra 01 apresentou limite de liquidez (LL) de 48%, limite de plasticidade (LP) de 14% e índice de plasticidade (IP) de 34%. Já a Amostra 02, apresentou LL de 48%, LP de 16% e IP de 32%.

A densidade real encontrada para a Amostra 01 foi de 2,69 e para a Amostra 02, foi de 2,70. Os solos de ambas as amostras podem, então, ser classificados como SC (areia argilosa), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Figura 56 – Curvas de distribuição granulométrica para as Amostras 01 e 02



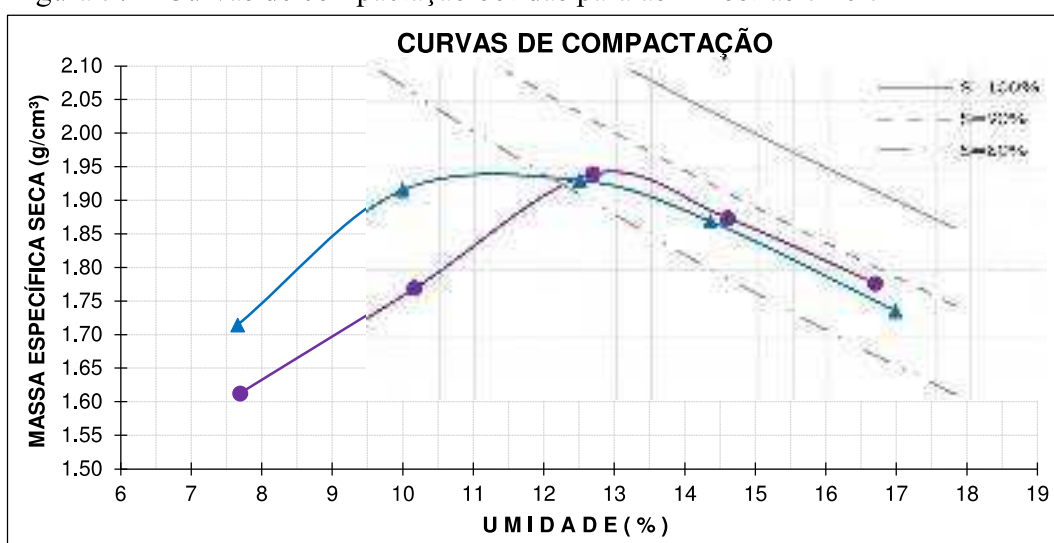
Fonte: Elaborado pela Autora.



### 7.2.2 Compactação

O ensaio de compactação foi realizado em uma amostra do bloco indeformado e utilizando a energia Proctor Normal, a mesma empregada na construção do maciço de Piaus. No ensaio, a Amostra 01 apresentou massa específica aparente seca máxima de  $1,94\text{g/cm}^3$  e umidade ótima de 11,2%, e a Amostra 02, massa específica aparente seca máxima de  $1,94\text{g/cm}^3$  e umidade ótima de 12,9%. As curvas de compactação para as duas amostras são apresentadas na Figura 57.

Figura 57 – Curvas de compactação obtidas para as Amostras 01 e 02



Fonte: Elaborado pela Autora.

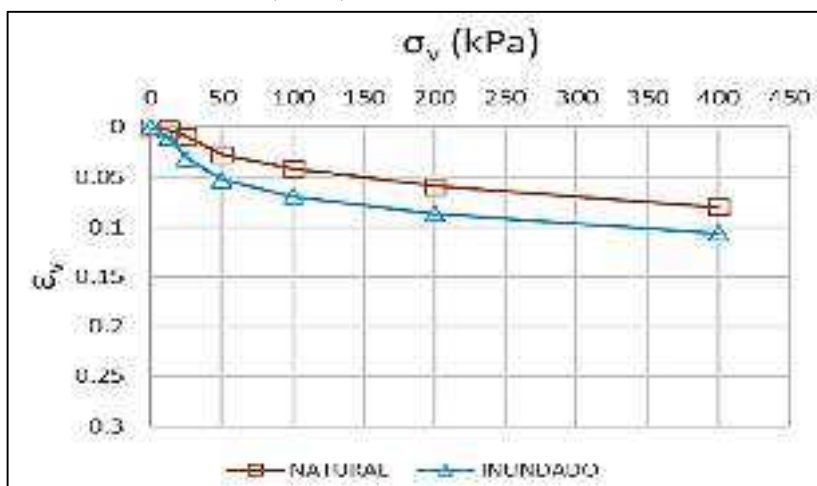
### 7.2.3 Ensaio edométrico duplo

O ensaio edométrico duplo realizado com amostras da Barragem de Piaus seguiu as recomendações da norma NBR 16.853/2020 - Solo - Ensaio de adensamento unidimensional (ABNT, 2020), e foi realizado e publicado por Maia (2022). As cargas adotadas por Maia (2022) no ensaio foram: 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa, passando para o estágio seguinte quando ocorria a estabilização das deformações.

Dentre as oito amostras preparadas e ensaiadas por Maia (2022), apenas os resultados obtidos para a amostra por ele denominada “Ponto 04” (em condições ótimas de compactação) foram utilizadas na presente pesquisa. A amostra apresentou umidade de compactação de 13,66%, densidade seca aparente de  $1,85\text{g/cm}^3$ , índice de vazios ( $e$ ) de 0,44, e porosidade ( $n$ )

de 31%. A Figura 58 mostra as curvas tensão  $\times$  deformação com solo em seu estado natural e inundado, obtidas para a referida amostra.

Figura 58 – Resultado do ensaio edométrico duplo para a amostra “Ponto 04” de Maia (2022)



Fonte: Maia (2022).

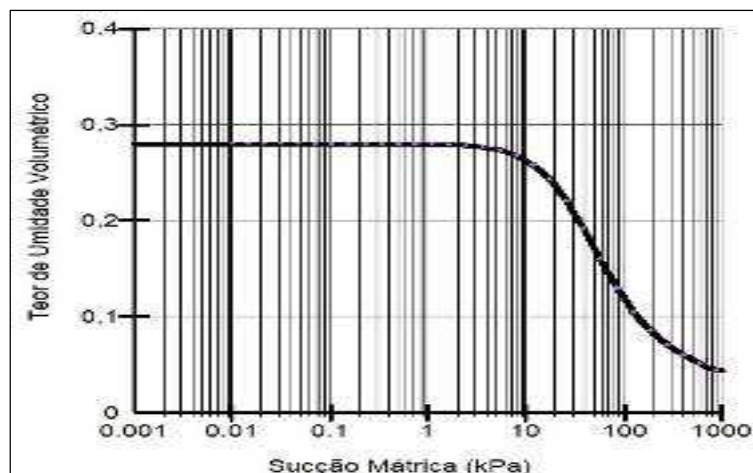
#### 7.2.4 Curva de retenção hídrica

A curva de retenção hídrica, essencial à avaliação da permeabilidade e da umidade (e em último grau, da compressibilidade), foi estimada através do SEEP/W do *software* GeoStudio 2024.1.0, escolhendo a opção “Função de amostra” (dependente do tipo de solo analisado) e selecionando um solo “areia siltosa”, o mais próximo do tipo de solo coletado em Piaus (SC).

A opção pelo *GeoStudio* se deu após o resultado da estimativa feita com o *Slide2* não ter sido considerado satisfatório. Assim, foi fornecido ao GeoStudio o valor de 0,28 para o teor de umidade volumétrica saturada, obtido a partir do cálculo da porosidade, com base nos valores de densidade real e massa específica aparente seca máxima apresentados no item 7.2.1. A Figura 59 apresenta a curva de retenção hídrica do GeoStudio, obtida a partir do modelo de van Genuchten (1980), utilizada nas análises aqui realizadas.



Figura 59 – Curva de retenção hídrica utilizada na estimativa dos parâmetros de permeabilidade

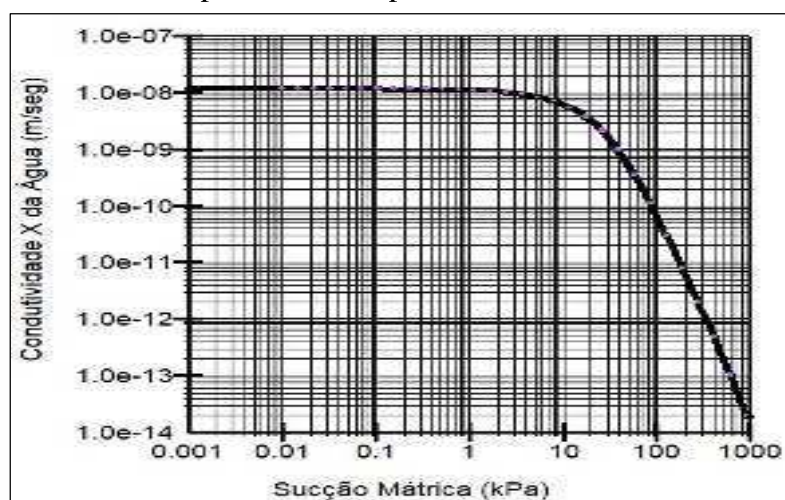


Fonte: Elaborado pela Autora.

### 7.2.5 Curva de condutividade hidráulica

A curva de condutividade hidráulica, mostrada na Figura 60, foi estimada através do *software* GeoStudio 2024.1.0, com base na curva de retenção hídrica e no método proposto por Fredlund, Xing e Huang (1994), considerando uma permeabilidade média de  $3,1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ , advinda do Memorial Descritivo do projeto executivo de Piaus, que reportou os ensaios de permeabilidade do maciço realizados à época.

Figura 60 – Função de condutividade hidráulica utilizada na estimativa dos parâmetros de permeabilidade



Fonte: Elaborado pela Autora.

### 7.3 Análise associada para a previsão da ocorrência de fissuramento na Barragem de Piaus

Esta pesquisa dá continuidade aos trabalhos de Miranda (1988), Silva Filho (1998), Lôbo Neto (2013), Leme (2015), Maia (2022) e Santos (2023), semelhantemente empregando a análise elástica associada para a previsão do fissuramento de solos não-saturados, através da técnica da variação de rigidez, aqui aplicada ao caso da Barragem de Piaus.

A análise associada apresentada neste trabalho fez uso do *software* Slide2 para realizar a análise de fluxo, e do programa UNSTRUCT (versão 3.0) para efetuar a análise tensão  $\times$  deformação. Para tal, foram selecionadas três seções transversais (Seções 02, 08 e 12), localizadas nos trechos onde efetivamente foram detectadas fissuras no maciço. As seções e sua localização no maciço de Piaus são apresentadas na Figura 61.

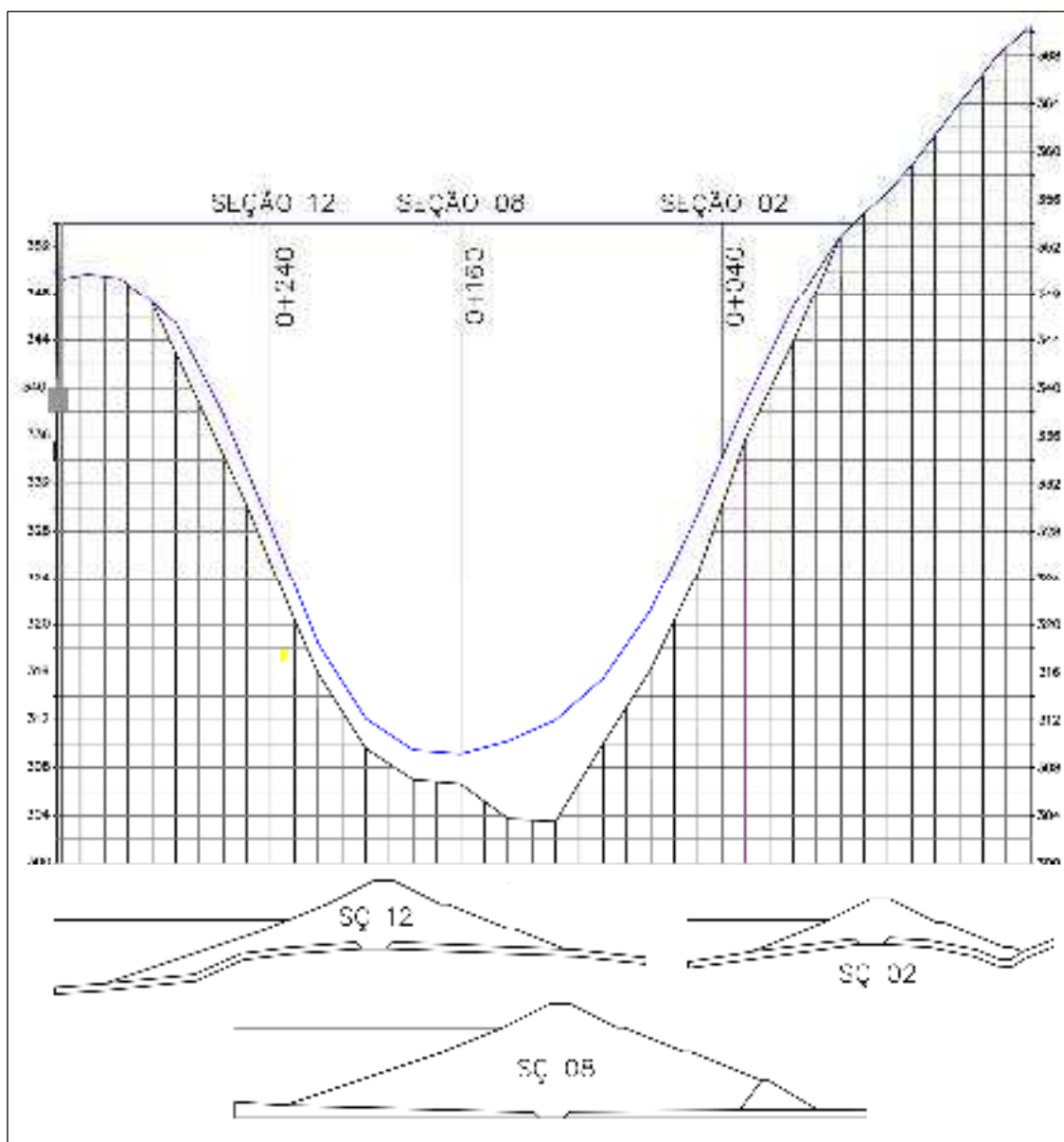
- Seção 02 (Estaca 0+240m), na ombreira direita, com cerca de 26m de altura;
- Seção 08 (Estaca 0+160m), a seção máxima, com cerca de 45m de altura; e
- Seção 12 (Estaca 0+40m), na ombreira esquerda, com cerca de 16m de altura.

O objetivo da aplicação da modelagem associada através da técnica da variação da rigidez ao caso de Piaus é validar a proposta de inclusão da previsão da ocorrência de fissuramento na verificação da segurança de barragens de terra, pois isto permite verificar se as deformações obtidas ao final da análise com o UNSTRUCT coadunam com dados verificados em campo.

A referida proposta almeja apresentar uma ferramenta para previsão de fissuramento de barragens de terra com metodologia simplificada e efetiva, podendo ser aplicada tanto na fase de concepção e projeto, quanto na fase de operação, quando é necessário monitorar seu desempenho de campo.

No caso de novas estruturas, a identificação precoce de zonas de fissuramentos é de grande valia, pois, de posse dos resultados da análise, é possível alterar premissas de projeto. Na fase de operação, quando patologias são detectadas, é possível aprimorar técnicas de manutenção, em busca de funcionalidade, estabilidade e segurança.

Figura 61 – Localização e geometria geral das Seções 02, 08 e 12, utilizadas na análise associada



Fonte: Elaborado pela Autora.

### 7.3.1 Modelagem de fluxo com o Slide2

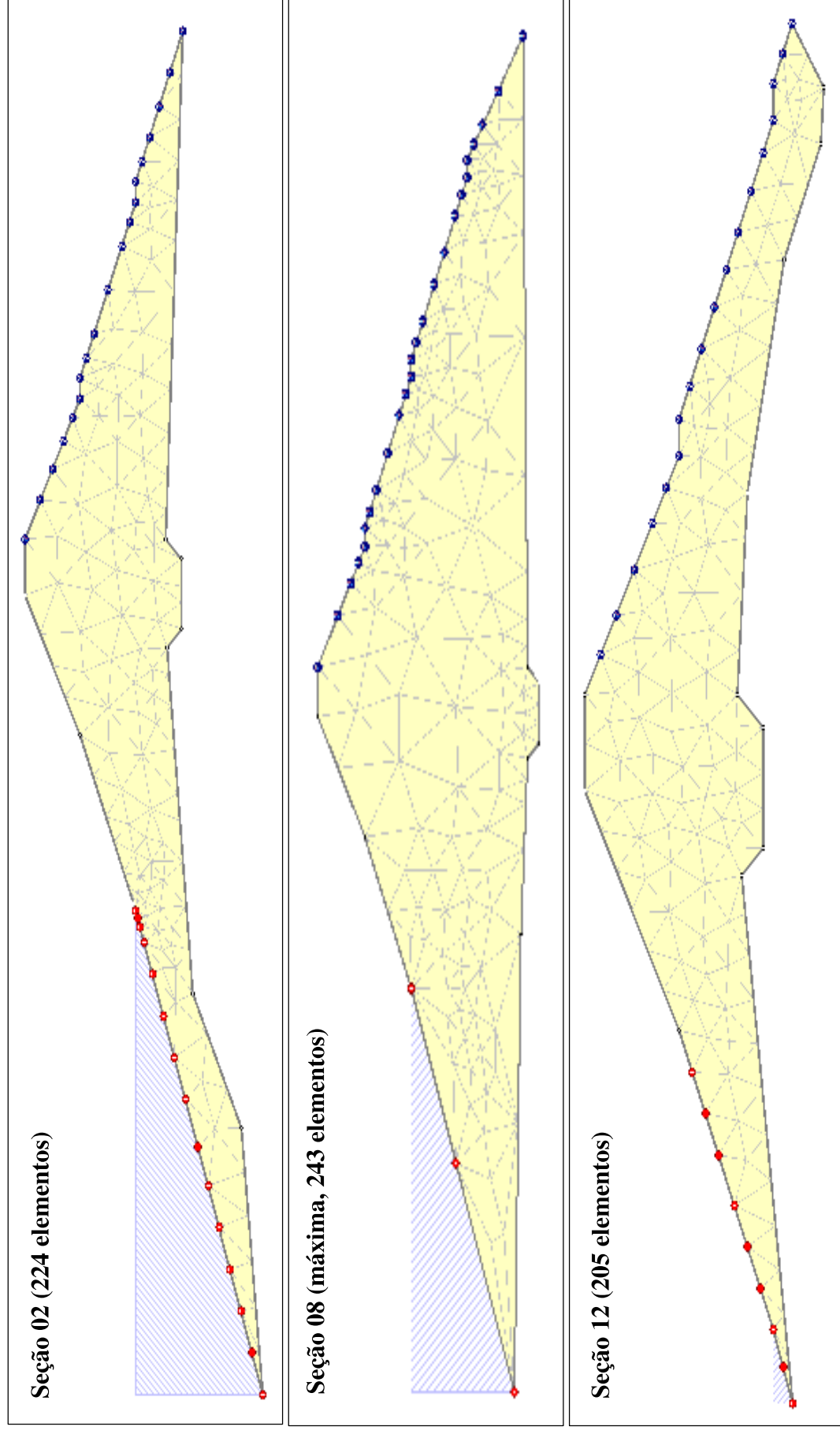
A análise de fluxo transiente considerou o final da construção de Piaus (final de 2008) como condição inicial. A simulação foi conduzida pelos 12 meses do ano de 2009, com 365 incrementos de tempo (cada 24h correspondendo a uma etapa), e considerou que o primeiro enchimento do reservatório ocorreu durante os quatro meses da quadra chuvosa (março-junho), momento em que foram detectadas as fissuras no maciço.

A análise hidrológica feita pelo Slide2 foi baseada nas chuvas registradas para o ano de 2009, e desconsiderou perdas por retirada de água do reservatório, apenas por evaporação. As informações hidrológicas advieram do Portal HidroWeb da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) e do banco de dados TOPODATA do INMET. Dentro das séries históricas utilizadas, foi considerado apenas o período de interesse da modelagem (os 365 dias), sendo desprezados o restante dos dados.

A Figura 62 mostra as malhas FEM originais (indeformadas) para as Seções 02, 08 e 12, utilizadas na modelagem de fluxo do maciço de Piaus. As malhas foram definidas pelo Slide2, tomando-se o cuidado de não ultrapassar 250 elementos finitos, pois este é um limite embutido no código fonte da versão do *software* UNSTRUCT empregada nesta pesquisa.

As seções apresentadas acima foram assumidas como sendo compostas por um único material, pois, para a avaliação da deformabilidade (o objetivo da análise realizada), não havia sentido em incluir na modelagem os materiais constituintes do maciço que não tinham características condizentes com a ocorrência de recalques, a exemplo dos materiais do filtro e dreno de pé.

Figura 62 – Malhas FEM indeformadas da Seção 02 (224 elementos) , Seção 08 (máxima, 243 elementos) e Seção 12 (205 elementos) de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

### 7.3.2 Modelagem do comportamento tensão x deformação usando o UNSTRUCT

O *software* UNSTRUCT é capaz de sinalizar se o fissuramento irá ocorrer ou não, ao apontar o(s) local(is) do barramento onde, segundo a análise, vão ocorrer deslocamentos e a magnitude destes.

Os dados de entrada são fornecidos ao UNSTRUCT através do arquivo “GEO CONV.xls”, e correspondem aos parâmetros listados na Tabela 5, que também apresenta os valores adotados na modelagem. Na referida tabela, os três últimos parâmetros correspondem aos dados advindos do ensaio edométrico duplo.

A modelagem com o UNSTRUCT empregou malhas FEM para as Seções 02, 08 e 12 com 146 nós e 212 elementos. Nos arquivos dos resultados, o UNSTRUCT repete alguns dados de entrada sobre cada elemento na malha modelada: número do elemento, números dos três nós e tipo de material de cada elemento, além dos nós com restrições de deslocamentos.

São fornecidas ao UNSTRUCT as poropressões negativas (de sucção), do estado não-saturado do maciço. O processo de enchimento do reservatório altera as poropressões, rumando à saturação, e esse estado de tensões é alterado para cada estágio da análise de fluxo transiente modelado pelo Slide2.

A modelagem com o UNSTRUCT compreendeu 3 incrementos de tensões, com 5 iterações em cada um deles, considerando os seguintes parâmetros, para cada elemento:

- Módulo de elasticidade do inicial do material (advindo do ensaio edométrico duplo);
- Coeficiente de Poisson (arbitrado);
- Sucção (advinda da curva de retenção hídrica);
- Peso específico seco (obtido dos ensaios de caracterização); e
- Teor de umidade (inicialmente zero, e variando conforme a rigidez é aumentada).

Tabela 6 – Dados de entrada requeridos para a análise tensão  $\times$  deformação do UNSTRUCT aplicada ao caso da Barragem de Piaus

Parâmetro	Origem	Seção 02	Seção 08	Seção 12
Coeficiente de Poisson para solo não-saturado	Arbitrado	0,3	0,3	0,3
Coeficiente de Poisson para solo saturado	Arbitrado	0,3	0,3	0,3
Peso específico seco ( $\text{kN/m}^3$ )	Ensaio de sedimentação	19	19	19
Porosidade (calculada a partir do índice de vazios, $e$ )	Ensaio edométrico	0,31	0,31	0,31
Sucção matricial do material não-saturado (mca)	Estimado	-10	-10	-10
Número de estágios de tensões aplicados aos CP no ensaio edométrico duplo	Ensaio edométrico	2	2	2
Tensão vertical no ensaio edométrico duplo, para a qual não ocorrerá nem expansão nem colapso com o umedecimento do solo (kPa)	Arbitrado	0	0	0
Tensão vertical aplicada ao corpo de prova (kPa)	Ensaio edométrico	200	200	200
Deformação específica para o solo não-saturado ( $\varepsilon_0$ ), submetido a esta tensão vertical	Arbitrado	0,05	0,05	0,05
Deformação específica para o solo saturado ( $\varepsilon_s$ )	Arbitrado	0,3	0,3	0,3

Fonte: Elaborado pela Autora.

Como já explicado anteriormente (item 4.3), o UNSTRUCT parte dos valores do módulo de elasticidade em condições iniciais ( $E_0$ ) e do módulo de elasticidade para a condição saturada ( $E_s$ ), e interpolando-os, calcula o módulo de elasticidade  $E_U$  para a condição não-saturada, de acordo com cada trecho de tensões do ensaio edométrico duplo. Para a presente análise, os valores utilizados foram  $E_0=2.699,7\text{MPa}$  e  $E_s=449,95\text{MPa}$ .

De posse dos valores para os parâmetros nas Equações 16 a 18 (ver item 4.2.1), o UNSTRUCT calculou internamente e forneceu, na planilha de resultados, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , que, para esta análise, foram  $\alpha=0$  e  $\beta=-0.0000168$ .

No arquivo de saída, o UNSTRUCT apresenta os dados relativos à malha FEM (como as posições iniciais dos nós,  $x$  e  $y$ ), os deslocamentos dos nós ao final da modelagem ( $\Delta x$  e  $\Delta y$ ), as tensões total, normal maior ( $\sigma_1$ ) e normal menor ( $\sigma_3$ ), assim como a poropressão.

Ao final de cada incremento de carga, o UNSTRUCT apresenta o erro total verificado na modelagem, e o erro máximo de cada iteração. O erro máximo admissível entre duas iterações consecutivas é de 0,5%.

## 8 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A Tabela 6 mostra um resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com as Amostras 01 e 02. Analisando os dados da referida tabela, percebe-se que o solo utilizado em Piau foi uma areia argilosa (SC), um dos materiais mais empregados em barragens de terra no Brasil, junto com os solos GC e SM (Leme, 2015).

O solo SC apresenta boas características para uso em barragens, com uma fração fina de cerca de um terço das amostras, que lhes confere menor permeabilidade e melhor resistência ao cisalhamento. A presença de argilas e siltes pode, no entanto, conferir ao material maior suscetibilidade à ocorrência de fissuras.

Tabela 7 – Resumo dos parâmetros obtidos para as Amostras 01 e 02

Parâmetro	Amostra 01	Amostra 02
Limite de liquidez	48%	48%
Limite de plasticidade	14%	16%
Índice de plasticidade	34%	32%
Densidade real	2,69g/cm <sup>3</sup>	2,70g/cm <sup>3</sup>
Massa específica aparente seca máx.	1,94g/cm <sup>3</sup>	1,94g/cm <sup>3</sup>
Umidade ótima	12,6%	12,9%
Classificação SUCS	SC	SC

Fonte: Elaborado pela Autora.

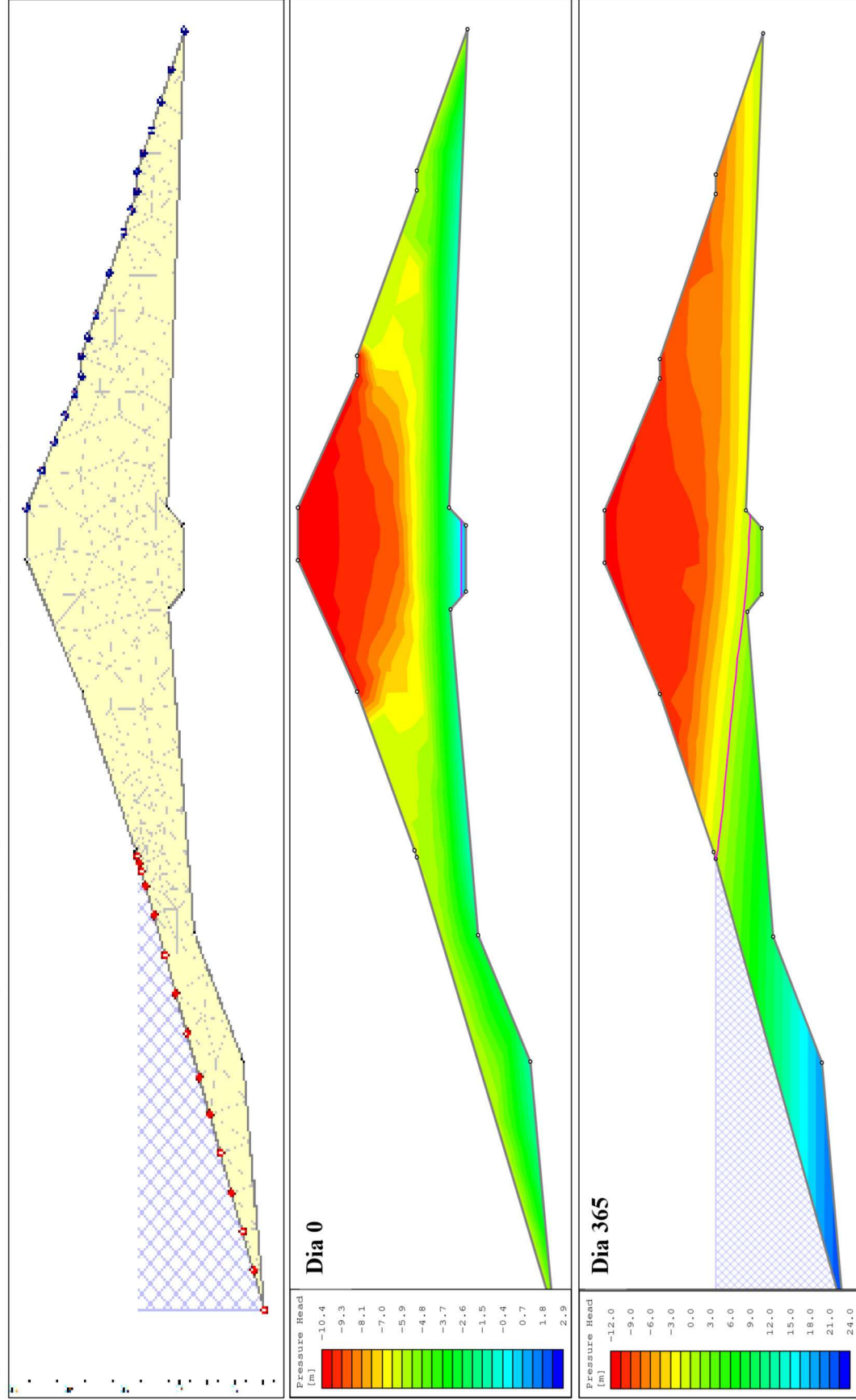
Ambas as amostras avaliadas apresentaram IP de cerca de 30%. Isto indica que o solo consegue suportar grandes deformações sem chegar a fissurar. Por outro lado, é um fator que pode acabar comprometendo o maciço em razão da grande diferença da resistência ao cisalhamento entre um SC e outros materiais mais granulares, muito comumente usados em barragens, levando a falhas no maciço (recalques e fissuras), quando o aterro estiver sob cargas elevadas ou condições de umidade variável, o que possivelmente é o caso de Piau.

### 8.1 Análise de fluxo do Slide2

As Figuras 63, 64 e 65 apresentam as malhas FEM originais e os perfis de poropressões para a Seção 02 (ombreira direita), Seção 08 (máxima) e a Seção 12 (ombreira esquerda), para o Dia 0 (início) e Dia 365 (final) da análise de fluxo. As demais etapas (entre os dias 0 e 365) não foram reportadas neste trabalho, pois a intenção era de verificar as alterações no maciço de Piau entre o primeiro e o último dia do ano de 2009.

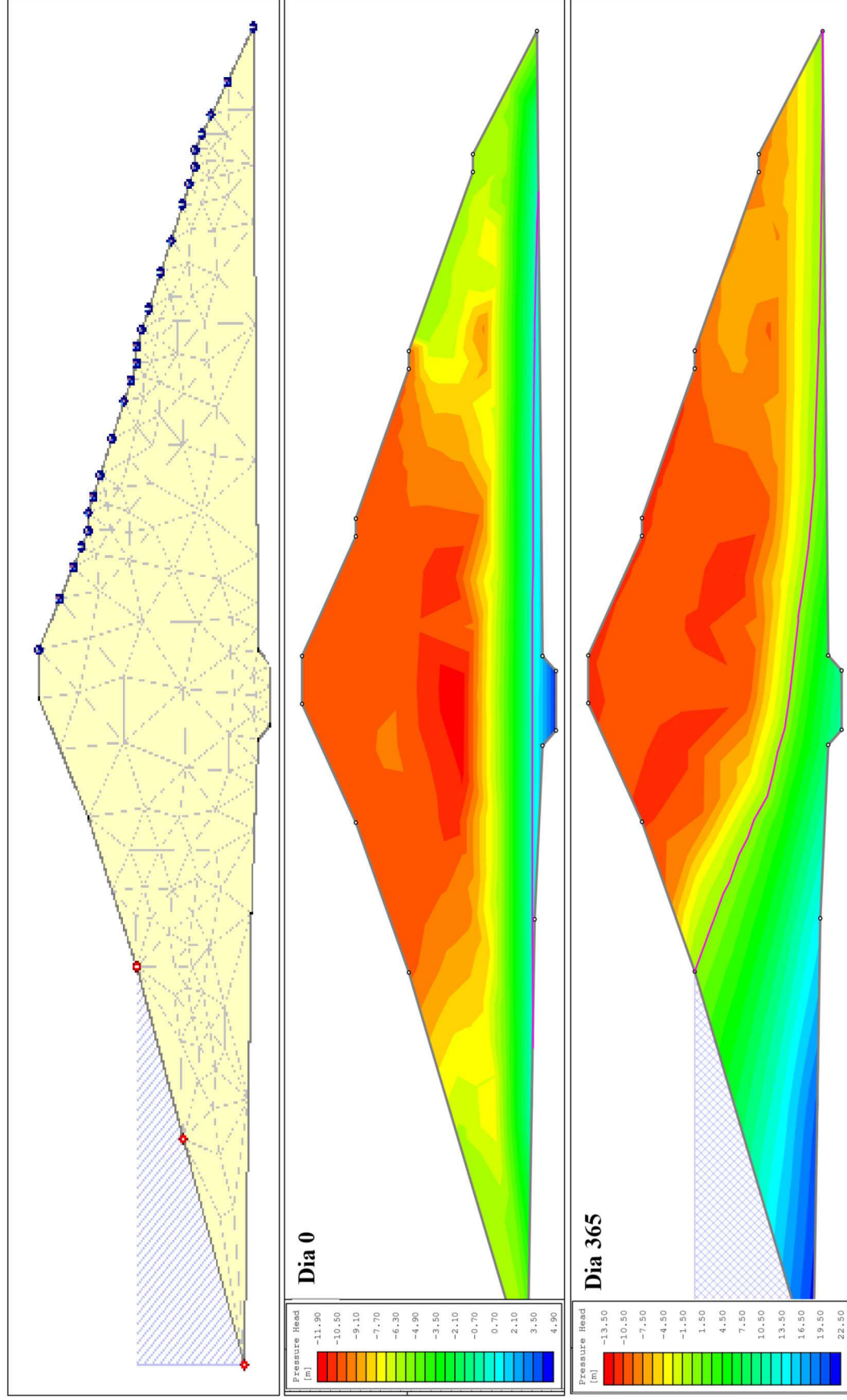


Figura 63 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dias 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 02 de Piaus



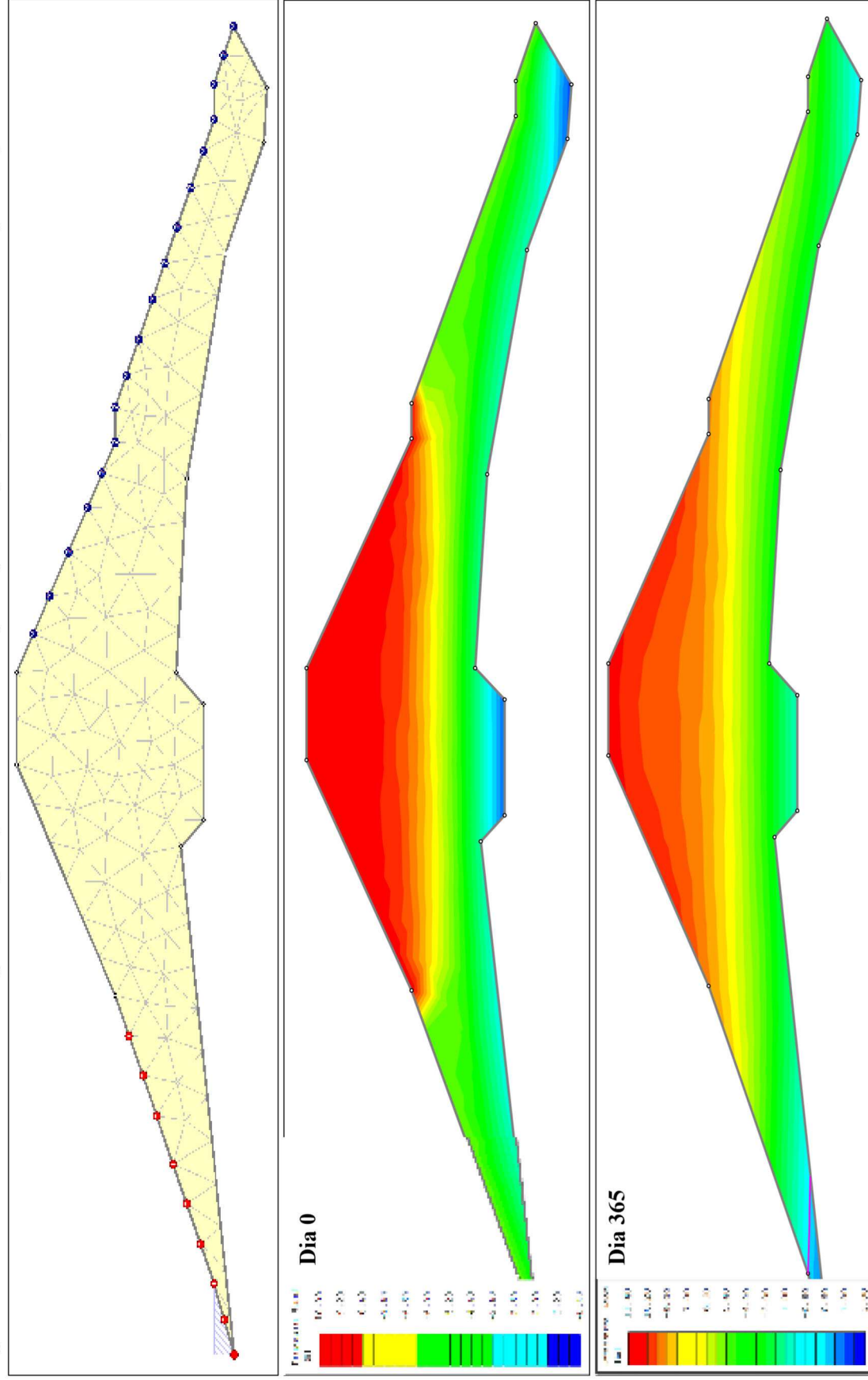
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 64 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dia 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 08 de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 65 – Malha FEM indeformada e perfis de poropressões nos dias 0 (início) e 365 (final) da análise de fluxo para Seção 12 de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

Em todos os diagramas de poropressão acima apresentados, é possível perceber as alterações no maciço de Piaus provocadas pelo enchimento do reservatório. Na Seção 02 (Figura 63), foi possível verificar que, ao longo do ano, o perfil de poropressões progrediu para um estado mais seco.

Isto pode ser explicado pelo final do período analisado corresponder ao trimestre setembro-dezembro, em que precipitações não são muito comuns na região semiárida, e as altas temperaturas (máxima de 36°C) e a evaporação têm um papel importante na perda da água presente nos poros do solo.

Em relação à Seção 08 (Figura 64), é importante mencionar que Miranda *et al.* (2011) aventaram que as características arenosas da fundação (leito do rio Marçal) possivelmente fariam com que a saturação do maciço se desse pela fundação e o talude de montante, levando à ocorrência de fissuramentos neste trecho.

Isto foi verificado pela análise de fluxo, em que as poropressões na região da crista ficaram ainda mais negativas, a linha freática alcançou a metade da altura do maciço, e a região de jusante se tornou mais seca, mesmo com a elevação da linha freática, muito provavelmente devido à perda d'água por evaporação.

Na Figura 65 (Seção 12), é possível perceber que os perfis de poropressão para o início e o final da simulação foram similares, mas apontaram secagem, tal como os demais. A Seção 12 fica na ombreira esquerda, que é bem íngreme, não tendo o nível d'água alcançado cotas muito elevadas durante o primeiro ano de enchimento de Piaus, o que levou esta seção a permanecer numa condição menos saturada.

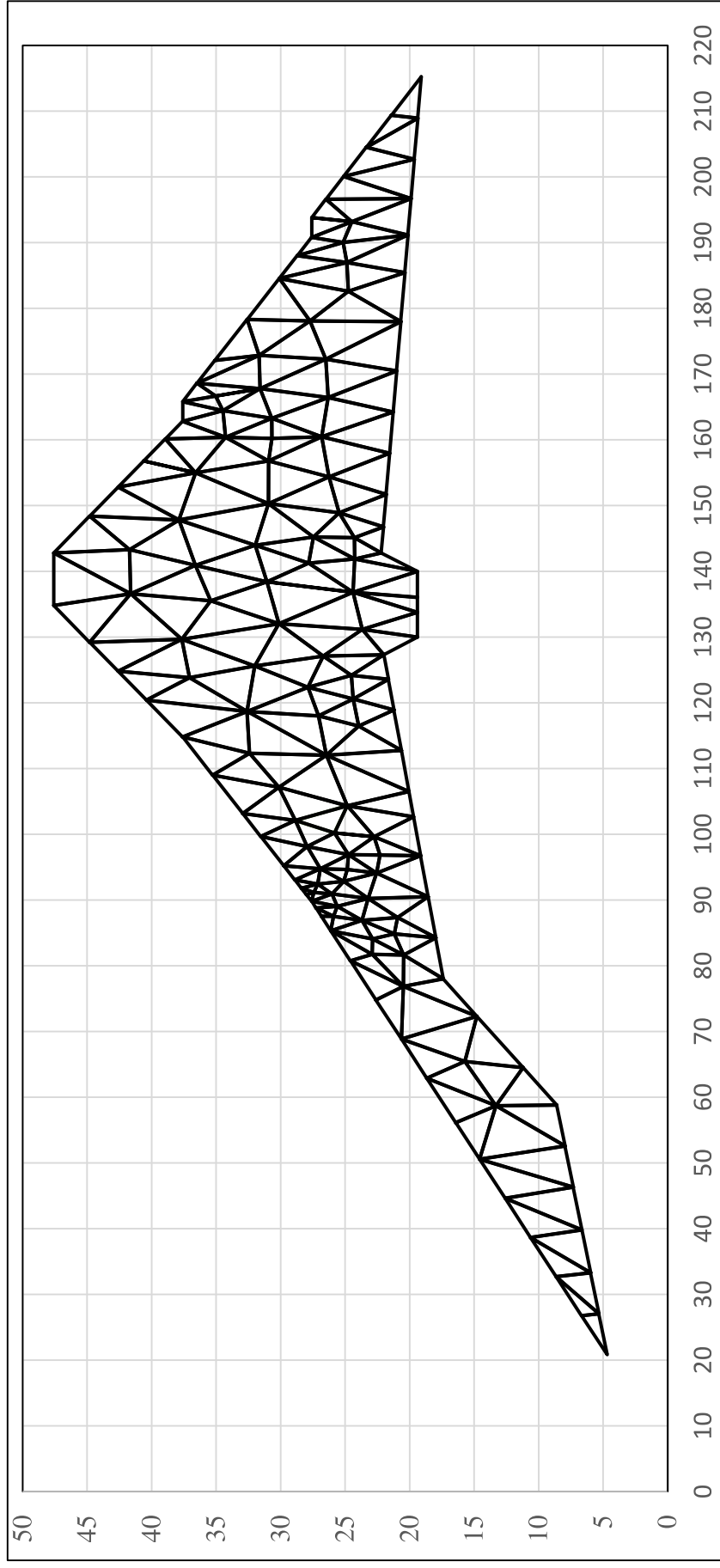
## **8.2 Análise tensão $x$ deformação do UNSTRUCT**

### **8.2.1 Análise da Seção 02 com o UNSTRUCT**

A Figura 66 apresenta a malha original (indeformada) para a Seção 02, e a Figura 67, a malha deformada, apontando os trechos de possíveis fissuramentos.

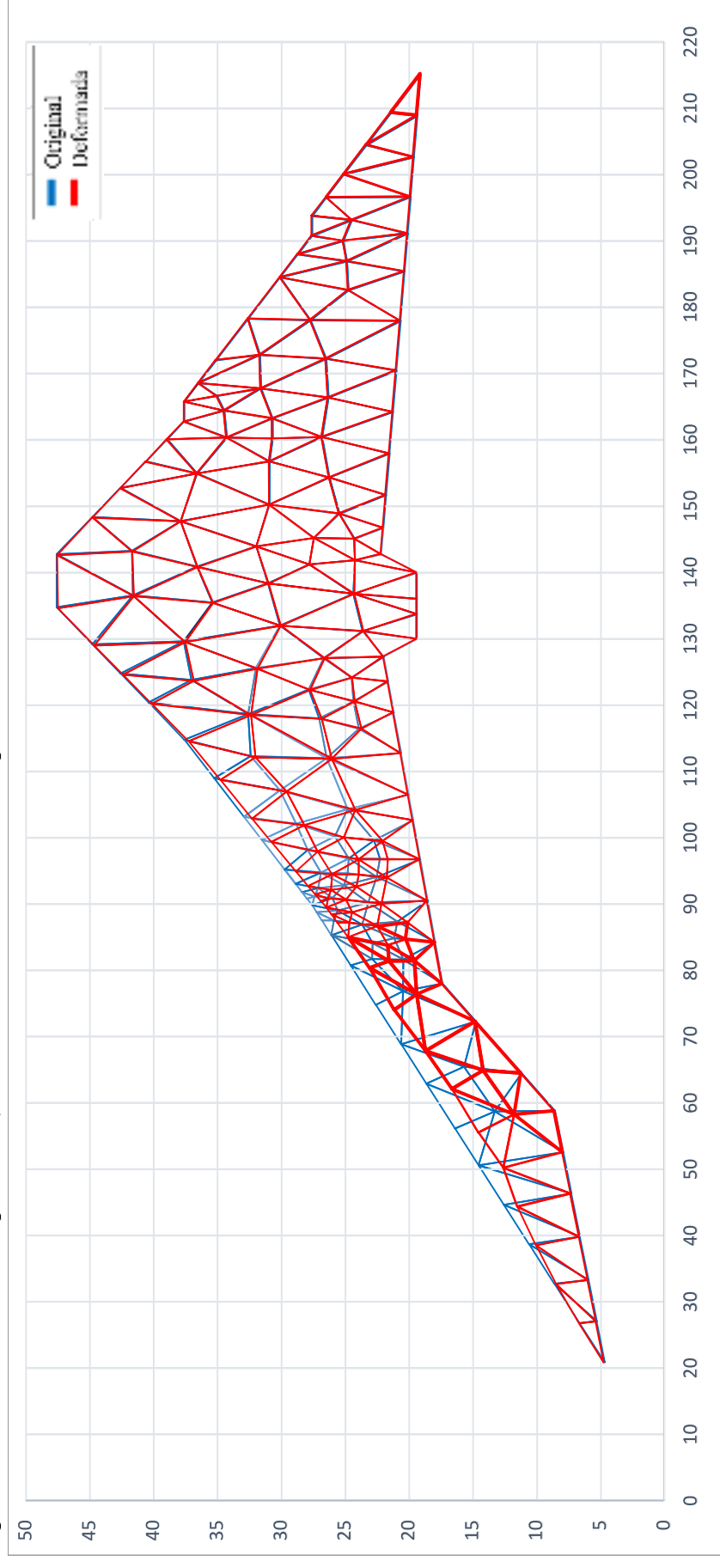
Na análise com o UNSTRUCT, foi verificado que os deslocamentos na Seção 02 se concentraram mais no talude de montante. O maior deslocamento obtido na direção  $x$  foi de 6,0cm e na direção  $y$ , 13,8cm.

Figura 66 – Malha indeformada para a Seção 02 da Barragem de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 67 – Malha deformada para a Seção 02, mostrando os trechos de possíveis fissuramentos no talude de montante



Fonte: Elaborado pela Autora.

### **8.2.2 *Análise da Seção 08 com o UNSTRUCT***

A Figura 49 apresenta a malha original (indeformada) para a Seção 08, e a Figura 50, a malha deformada, apontando os trechos de possíveis fissuramentos.

Na Seção 08 (seção máxima), foi possível perceber que os deslocamentos ocorreram em praticamente toda a seção, mas mais intensamente no talude de montante. O maior deslocamento obtido na direção  $x$  foi de 12,2cm e na direção  $y$ , 33,5cm.

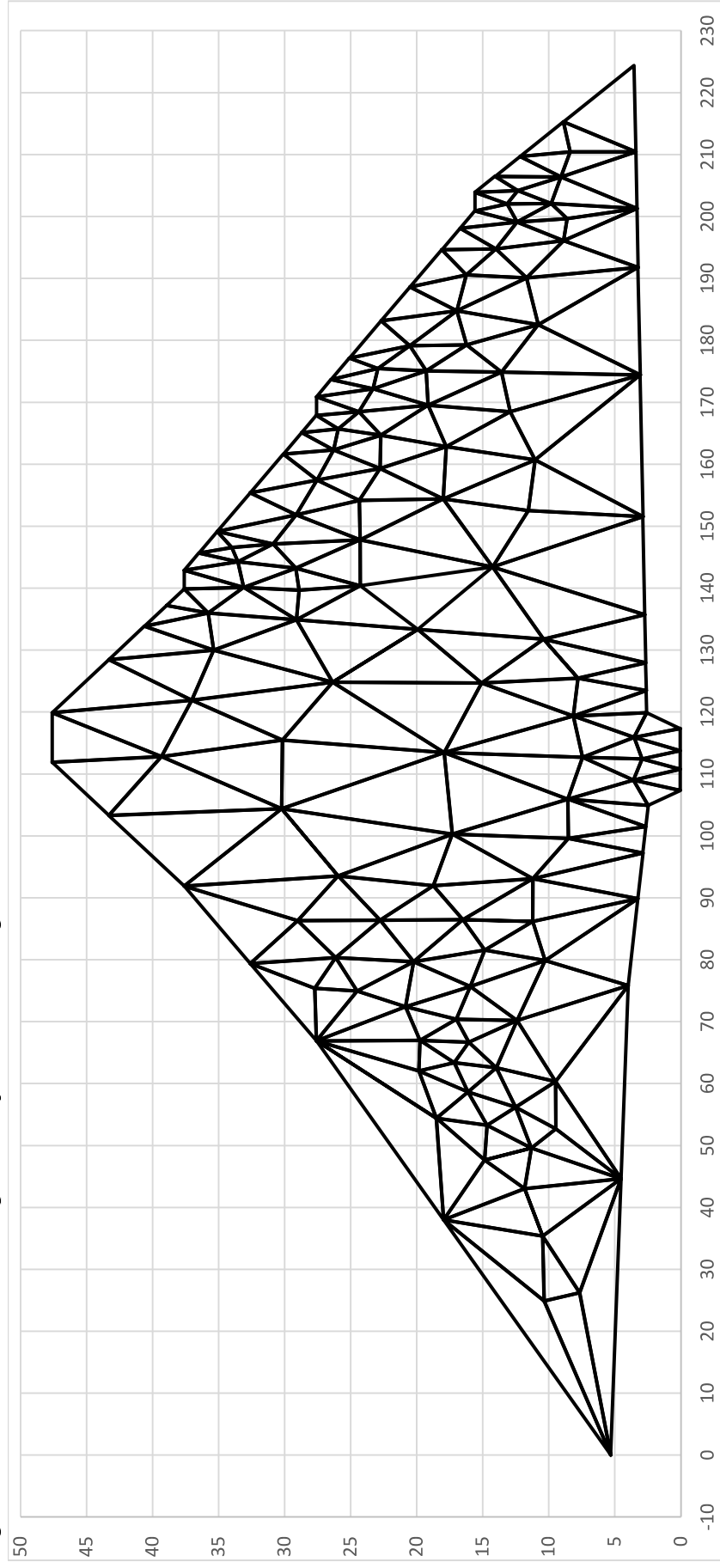
Considerando a altura da Seção 08 (45m), este deslocamento, apesar de substancial em valores absolutos, não representa um grande problema, pois não chega a alcançar 1%.

### **8.2.3 *Análise da Seção 12 com o UNSTRUCT***

A Figura 70 apresenta a malha original (indeformada) para a Seção 12. Na Figura 71, que apresenta a malha deformada, vê-se que as deformações não foram muito expressivas, se concentrando apenas no pé do talude de montante.

Dentre as três seções avaliadas, a Seção 12 foi a que apresentou os menores recalques, de 5cm tanto na direção  $x$  quanto na direção  $y$ . Isto pode ter decorrido do fato de que a Seção 12 ser a de menor altura e, além disso, a mesma está localizada na ombreira esquerda, a menos íngreme de Piaus.

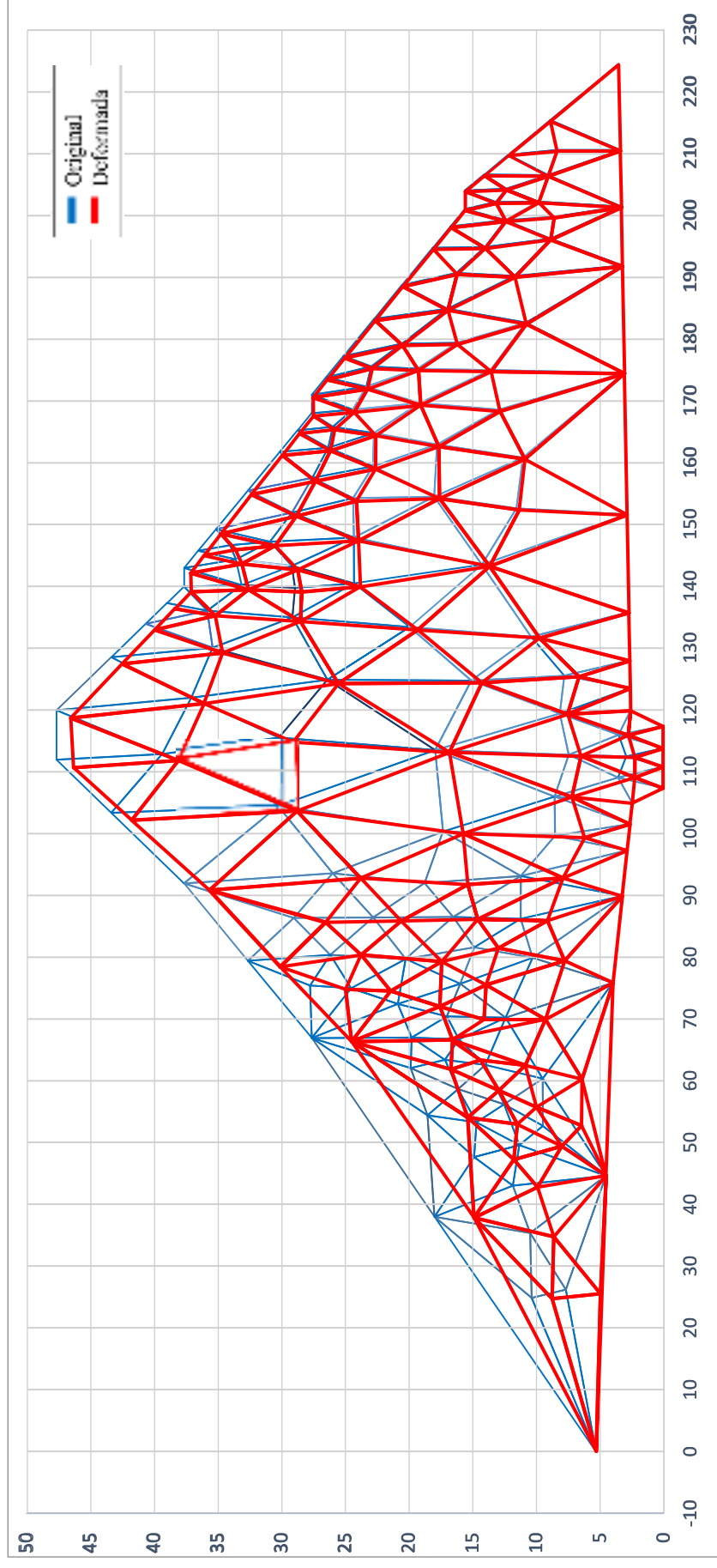
Figura 68 – Malha indeformada para a Seção 08 da Barragem de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

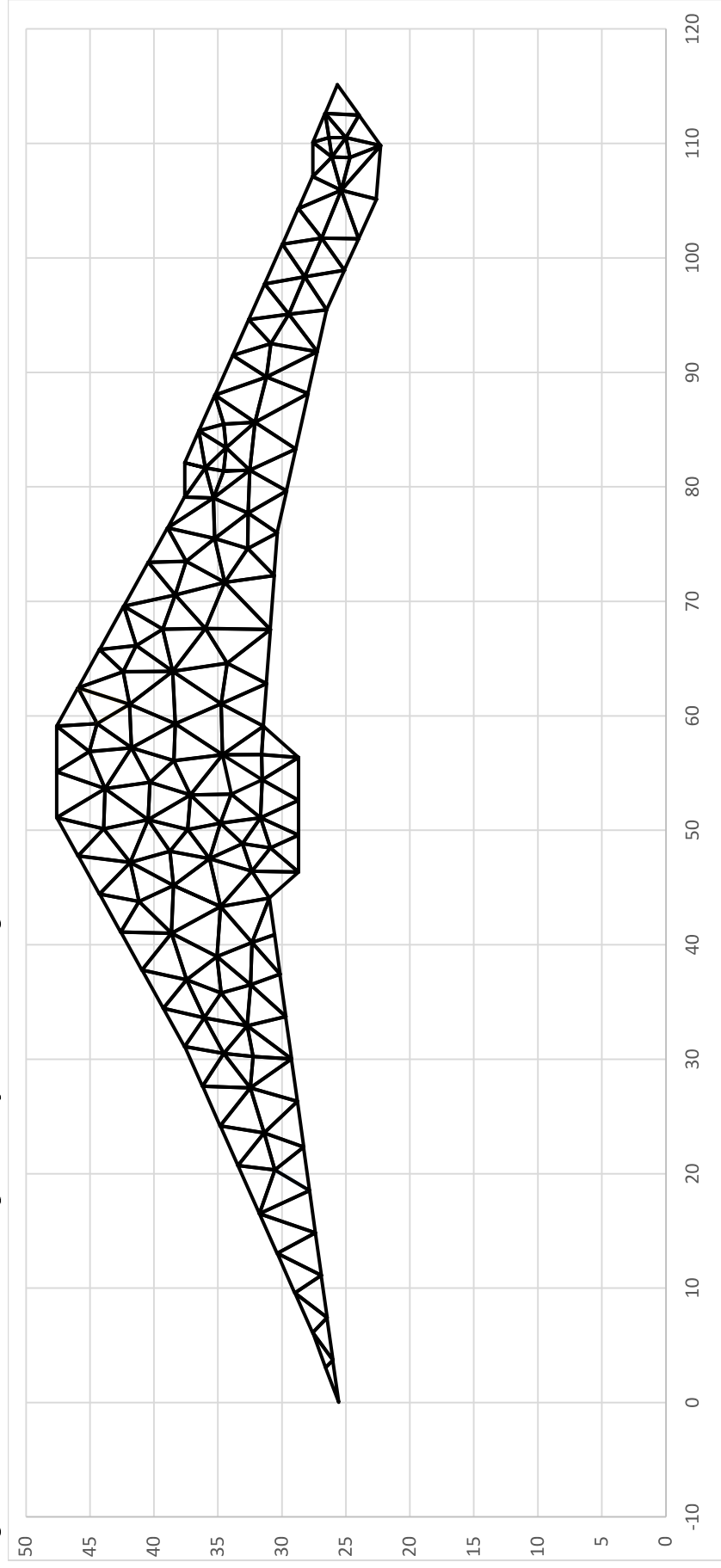


Figura 69 – Malha deformada para a Seção 08, mostrando os trechos de possíveis fissuramentos no maciço



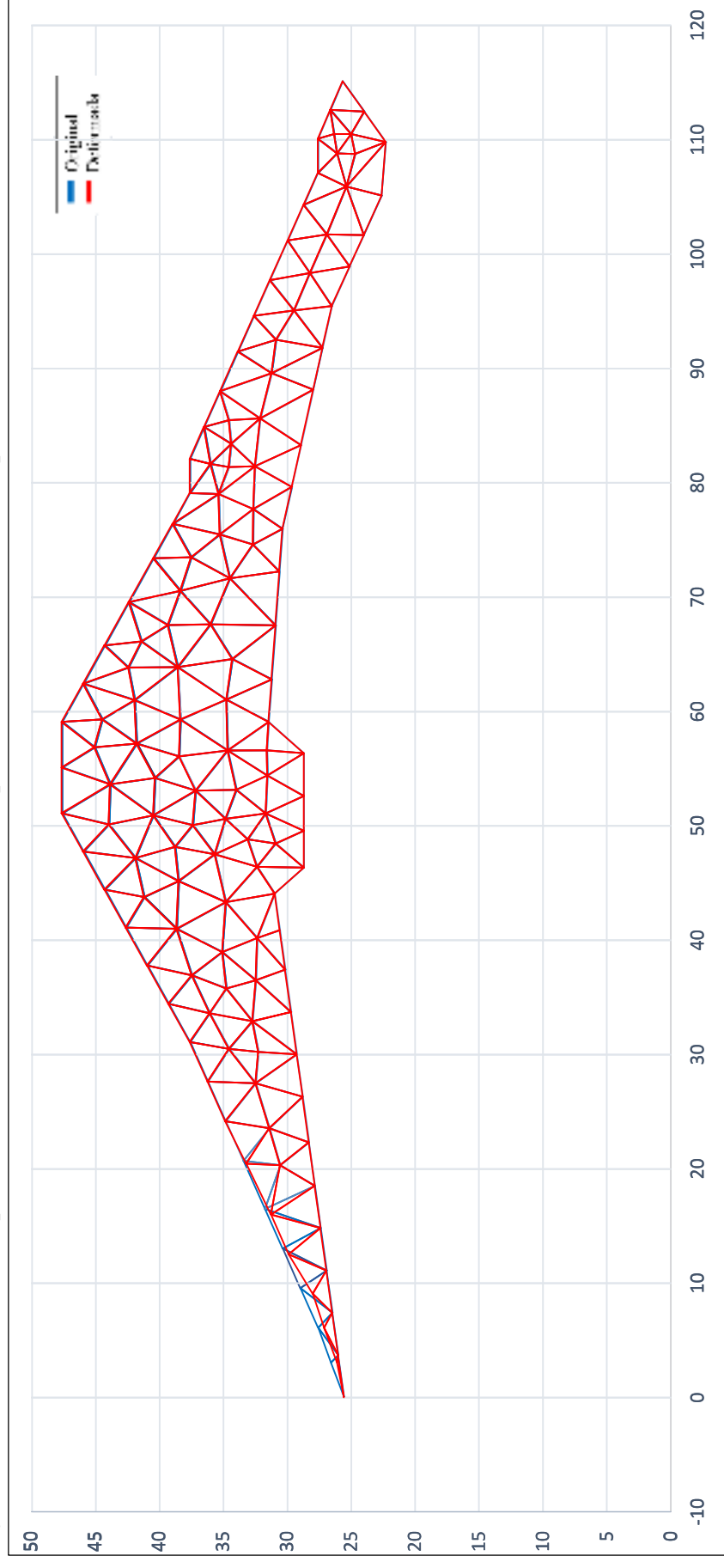
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 70 – Malha indeformada para a Seção 12 da Barragem de Piaus



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 71 – Malha deformada para a Seção 12, mostrando os trechos prováveis de fissuramento no pé do talude de montante



Fonte: Elaborado pela Autora.

### 8.3 Resultados para a Barragem de Piaus

Considerando o que foi anteriormente exposto, apesar da magnitude das deformações nas seções analisadas de Piaus não ter sido tão grande, a discrepância dos recalques ocorridos em seções contíguas do maciço é que tornou o problema mais relevante e sério.

No projeto executivo de Piaus, foi realizada uma avaliação preliminar de recalques, a fim de estimar a espessura de uma eventual correção da cota do aterro para compensar os recalques. O recalque elástico previsto foi de 85,3cm na seção máxima (ENGESOF, 2006). O relatório recomendava que o desnível decorrente deste recalque do coroamento fosse corrigido antes do assentamento do revestimento primário na crista de Piaus.

No capítulo 6, foi apresentado um rápido levantamento das alturas das seções da Barragem de Piaus, feito a partir da inspeção dos desenhos do projeto executivo. Foi possível verificar que as alturas variavam de pouco mais de 1m (na Estaca 0+00) a aproximadamente 45m na Estaca 0+160 (correspondente à seção máxima), modelada nesta pesquisa como Seção 08.

A proposição de Maia (2022) de adequação da umidade de compactação em barragens de terra com seções transversais de altura muito díspar se adequaria muito bem ao caso de Piaus. Ela sugere que possa haver, para barragens com variação muito grande no tamanho das seções, um arranjo construtivo em que as seções maiores sejam compactadas em condições melhores (no ponto ótimo) e a umidade de compactação vá decrescendo, conforme as seções vão diminuindo de tamanho.

Isto resultaria em economia de água empregada na compactação, diminuindo o volume total necessário, o que, no caso de Piaus, não apenas atrasou o início das obras (por não haver disponibilidade de água no entorno do maciço), mas representou um custo adicional ao DNOCS com o transporte de água em carros-pipa.

Uma compactação *acima* da umidade ótima nas ombreiras íngremes, em que os recalques na interface núcleo-ombreiras podem se tornar perigosos para a segurança da obra, poderá levar à lubrificação do maciço, como ocorreu no caso da Barragem de Chicoasén, no México, mencionado brevemente no Capítulo 2.

No que diz respeito à modelagem ora apresentada, a aplicação da análise associada com uso da técnica da variação de rigidez do solo ao caso da Barragem de Piaus resultou em previsões de deformações ocorrendo de fato, nas três seções estudadas.

Idealmente, mais seções precisariam ser modeladas, a fim de definir com maior clareza o nível de distorção entre elas apontado pelo emprego da análise associada. Os resultados ora obtidos permitem, entretanto, apontar os trechos de fissuramento provável em cada seção estudada, correspondendo às zonas onde ocorreram deslocamentos relevantes em campo.

## 9 CONCLUSÕES

Esta pesquisa apresentou uma abordagem para a previsão de fissuramentos em barragens de terra, utilizando a modelagem elástica associada (análises de fluxo e deformação sequenciadas) e a técnica da variação da rigidez do solo. O objetivo era trazer uma contribuição de cunho prático para a verificação da segurança de barragens de terra, introduzindo um método de previsão de deformações que emprega parâmetros advindos de ensaios simples e consagrados na prática geotécnica, de resposta satisfatória, e que pretende ser integrado às práticas de projeto e monitoramento operacional de barragens.

A análise associada, aqui executada através de um *software* comercial para simular o fluxo transiente na barragem, o Slide2, e de um *software* acadêmico para modelar as deformações que comumente ocorrem com o aumento de umidade do maciço, o UNSTRUCT, apresentou bons resultados na previsão da ocorrência de zonas prováveis de fissuramentos na Barragem de Piaus-PI, utilizando a técnica da variação da rigidez para solos não-saturados que apresentam comportamento deformável quando submetidos ao umedecimento.

Além da vantagem do uso relativamente simplificado, os parâmetros de entrada necessários à análise com o UNSTRUCT podem ser obtidos de forma simples e direta, a partir dos resultados de ensaios de caracterização e do ensaio edométrico duplo. Ademais, por ser gratuito, o UNSTRUCT dispensa a aquisição de *softwares* comerciais de alto custo.

Por fim, o uso do UNSTRUCT permite realizar uma boa avaliação do comportamento de campo de um maciço em condições não-saturadas, cujos resultados podem ser comparados com os dados obtidos da instrumentação da estrutura, quando existente.

Ao sintetizar os resultados de trabalhos anteriores em que a ferramenta análise associada foi empregada, foi possível apresentar o estado da arte nesta linha de pesquisa, e aprimorar a técnica na previsão de fissuramentos em barragens de terra, ao considerar o caso prático da Barragem de Piaus.

A análise das deformações nas seções de Piaus aqui modeladas previu a ocorrência de zonas de fissuramento durante o primeiro enchimento do reservatório, como já havia sido verificado *in loco* no ano de 2009, quando Piaus entrou em operação. Nas simulações, Piaus apresentou alguns pontos de deformações consideráveis, bem coerentes com o que de fato foi verificado em campo: deformações no talude de montante e na região da crista nas interfaces núcleo-ombreiras.

A presença do elemento drenante no maciço foi verificada como benéfica e essencial, pois é capaz de cooperar no processo de cicatrização de eventuais fissuras. Isso foi demonstrado a

partir da modelagem realizada por Maia (2022) de diferentes cenários, comparando o desempenho deformacional de uma seção transversal com e sem a presença de elemento filtrante.

### 9.1 Sugestões para pesquisas futuras

Para além das conclusões ora apresentadas, resta ainda margem para novas investigações, a fim de permitir avanços no tema tratado por este estudo. Assim, recomendam-se as seguintes sugestões para futuras pesquisas:

- (1) Avaliar se existe economia financeira significativa na construção de um barramento considerando dois cenários: (a) compactação do maciço inteiro (núcleo e espaldares) na umidade ótima e (b) aplicando a proposta de Miranda (1988);
- (2) Como variante, considerar geometrias bem distintas, como um maciço de menor porte e um de grande porte (com um fator de escala de 1:10, por exemplo), e quantificar a economia possível de ser alcançada;
- (3) Validar as predições da modelagem ora apresentada a partir de monitoramento continuado e mais detalhado no campo, com instrumentação avançada, com o fim de melhor validar os resultados preditivos do método;
- (4) Empregar a análise associada para cenários com diferentes geometrias e materiais em maciços homogêneos, zoneados e com outros elementos de drenagem, além de simular condições extremas de operação, como sobrecarga hidráulica ou possíveis rupturas localizadas;
- (5) Empregar a análise associada para um cenário de barragem zoneada com núcleo deformável e em presença de elemento filtrante, a fim de verificar os possíveis resultados, considerando o Cenário 5 desta pesquisa, que apontou ser possível obter grande economia de água piorando as condições de compactação de jusante sem que se tenha grandes prejuízos em termos de deformabilidade;

- (6) Utilizar outras barragens como estudo de caso, a fim de comprovar a boa resposta do método aqui empregado a partir de um conjunto de dados mais diverso, em especial se dados de monitoramento de longo prazo em barragens existentes estiverem disponíveis, para validar o modelo e corroborar suas previsões;
- (7) Empregar energias de compactação maiores na análise dos mesmos cenários aqui avaliados, a fim de verificar e quantificar a influência desta variável nas deformações verificadas;
- (8) Realizar comparação mais detalhada entre o método ora apresentado e outras abordagens utilizadas na previsão de fissuramentos, tais como análises empíricas ou métodos numéricos baseados em elementos finitos elastoplásticos;
- (9) Incorporar análises de risco ao método apresentado, a fim de estimar a probabilidade de falhas considerando múltiplos fatores e as incertezas envolvidas;
- (10) Realizar análise comparativa entre o método apresentado e outras técnicas mais tradicionais, como ensaios triaxiais ou análises empíricas, a fim de reforçar a superioridade do modelo;
- (11) Avaliar a ocorrência de deformações excessivas e recalques em outras estruturas que se apoiem no solo e estejam localizadas no semiárido, onde a condição não-saturada é a mais comum. Isto poderia beneficiar estruturas como canais e sistema adutores (como o Cinturão das Águas do Ceará e a Adutora do Agreste Pernambucano), que têm por finalidade integrar bacias hidrográficas, levando água a regiões onde as secas ainda são um gargalo, e tendo, portanto, um impacto social muito grande; e
- (12) Criação de uma base de dados regional, onde seja possível catalogar resultados de ensaios laboratoriais e de campo, para servir de referência para outros trabalhos técnicos e científicos em que os solos e as obras tenham características semelhantes.



## REFERÊNCIAS

ABREU, A. A. **Análise com acoplamento hidromecânico da barragem Cipoada (CE) considerando a influência de zonas não saturadas no comportamento do maciço compactado**. 2021. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragem**. Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragem. Brasília: ANA, 2016.

AJDARI, M.; HABIBAGAH, G.; GHAMRAMANI, A. Predicting Effective Stress Parameter of Unsaturated Soils. *In: Proceedings of the 17th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, M. Hamza *et al.* (Eds.), 2009, IOS Press. DOI: doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-797

ALONSO, E.E.; GENS, A. On the mechanical behavior of arid soils. *In: Engineering characteristics of arid soils*, P. G. Fookes (Ed.), R. H. G. Parry (Ed.). Barcelona: CRC Press, 1993.

ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partly saturated soil. **Géotechnique**, v.40, n.3, p.405-430, 1990.

ALONSO, E. E.; VAUNAT, J.; GENS, A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. **Engineering Geology**, v.54, n.1-2, p.173-183, 1999. DOI: doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00079-4.

ALVES, I. S. **Análise microestrutural e numérica de um solo colapsível antes e após o colapso**. 2019. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

ANDRADE, R. S.; STONE, L. F. Uso do índice S na determinação da condutividade hidráulica não-saturada de solos do cerrado brasileiro. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Manejo de Solo, Água e Planta, v. 13, n. 4, 2009. DOI: doi.org/10.1590/S1415-43662009000400002

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14.545 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável**. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.457: Amostra de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.459: Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.180: Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.181: Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16.853: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

BALREIRA, D. S. **Análise numérica por acoplamento hidromecânico de ensaios de laboratório e de campo em solos não-saturados**. 2022. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2022.

BANCO MUNDIAL; AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). **Manual de orientação aos empreendedores: guia para a elaboração de projetos de barragens**. Elaboração: Consórcio COBA. Brasília: Banco Mundial; ANA, 2016. Disponível em: <[https://www.snisb.gov.br/Entenda\\_Mais/publicacoes/ArquivosPNSB\\_Docs\\_Estruturantes/produto-08-manual-de-orientacao-aos-empreendedores-guia-para-a-elaboracao-de-projetos-de-barragens.pdf](https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/publicacoes/ArquivosPNSB_Docs_Estruturantes/produto-08-manual-de-orientacao-aos-empreendedores-guia-para-a-elaboracao-de-projetos-de-barragens.pdf)>. Acesso em: 25 nov. 2024.

BICALHO, K. V.; MACHADO, S. L.; GERSCOVICH, D. M. S. Condutividade hidráulica e fluxo em solos não-saturados. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

BLIGHT, G. E. **Unsaturated soil mechanics in geotechnical practice**. Johannesburg: Taylor & Francis, 2013.

BRASIL. Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional. Departamento Nacional de Obras Contra as Secas. **Barragem de Piau é inaugurada no Piauí**. Brasília: DNOCS, 2020. Disponível em: <<https://www.gov.br/dnocs/pt-br/assuntos/noticias/noticia-site-antigo-2071>>. Acesso em: 07 de Outubro de 2024.

BRASIL. Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional. Departamento Nacional de Obras Contra as Secas. **Nossas histórias**. Barragem de Piau e sua importante participação na vida de mais de 50 mil pessoas. Brasília: DNOCS, 2021. Disponível em: <[www.gov.br/dnocs/pt-br/assuntos/noticias/barragem-de-piau-e-sua-importante-participacao-na-vida-de-mais-de-50-mil-pessoas](http://www.gov.br/dnocs/pt-br/assuntos/noticias/barragem-de-piau-e-sua-importante-participacao-na-vida-de-mais-de-50-mil-pessoas)>. Acesso em: 03 de Outubro de 2024.

BRASIL. Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional. **Infraestrutura hídrica no Brasil recebeu investimentos de R\$ 1,6 bilhão em 2023**. Brasília: MDR, 2024. Disponível em: <<https://www.gov.br/mdr/pt-br/noticias/infraestrutura-hidrica-no-brasil-recebeu-investimentos-de-r-1-6-bilhao-em-2023>>. Acesso em: 04 de Dezembro de 2024.

BRIAUD, J. **Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils**. New York: JohnWiley & Sons, 2013.

BISHOP, A.W. The Principle of Effective Stress. *Teknisk Ukeblad*, v.106, n.39, p.859-863, 1959.

BULUT, R.; LEONG, E. C. Indirect measurement of suction. **Geotechnical and Geological Engineering**, v.26, p.633-644, 2008.

BURITI, C. O.; BARBOSA, H. A. **Um século de secas: por que as políticas hídricas não transformaram o semiárido brasileiro?** São Paulo: Chiado Editora, 2018.

CERQUEIRA, F. A. **Modelagem por elementos finitos da associação fluxo e Equilíbrio em problemas de engenharia geotécnica**. Dissertação (Mestrado em Informática) – Universidade de Fortaleza, Fortaleza, 2004.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. São Carlos: EDUSP, 1998.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. (1981). Design Considerations for collapsible soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.107, n.GT3, p.305–317.

CONCIANI, W. **Estudo do Colapso do Solo através de ensaios de Placa Monitorados com Tensiômetros e Tomografia Computadorizada**. 1997. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1997.

CORDÃO NETO, M. P. **Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis**. 2005. 152 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: Casos históricos, Materiais de construção, Projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAS. B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Trad. 8ª ed. Norte-americana. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 093/94 – Solos - Determinação da densidade real**. Método de ensaio. Brasília: DNER, 1994.

ELETROBRÁS. **Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas**. Capítulo 10 - Barragens de terra e enrocamento – dimensionamento. Brasília: Eletrobrás, 2003. Disponível em: <  
[https://eletrobras.com/pt/AreasdeAtuacao/geracao/Manuais%20para%20Estudos%20e%20Projetos%20de%20Gera%C3%A7%C3%A3o%20de%20Energia/Crit%C3%A9rios%20de%20Projetos.pdf?\\_gl=1\\*1oqg96d\\*\\_up\\*MQ..\\*\\_ga\\*NDA2NzUyNzQ4LjE3MzMzNDE5NjE.\\*\\_ga\\_8Q1SCY5QFE\\*MTczMzM0MTk2MC4xLjAuMTczMzM0MTk2MC4wLjAuMA.>](https://eletrobras.com/pt/AreasdeAtuacao/geracao/Manuais%20para%20Estudos%20e%20Projetos%20de%20Gera%C3%A7%C3%A3o%20de%20Energia/Crit%C3%A9rios%20de%20Projetos.pdf?_gl=1*1oqg96d*_up*MQ..*_ga*NDA2NzUyNzQ4LjE3MzMzNDE5NjE.*_ga_8Q1SCY5QFE*MTczMzM0MTk2MC4xLjAuMTczMzM0MTk2MC4wLjAuMA.>). Acesso em: 04 dez. 2024.

ENGESOFTE Engenharia e Consultoria S/C LTDA. **Projeto executivo da Barragem Piaus - Municípios de Pio IX e São Julião, PI**. Tomo I: Memorial Descritivo. Fortaleza: ENGESOFTE, 2006.

ENGESOFTE Engenharia e Consultoria S/C LTDA. **Anomalias e Urgência de Reparos na Barragem Piaus**. Fortaleza: ENGESOFTE, 2009.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devido à Inundação**. 1995. 379 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

FERREIRA, S. R. M. **Microestrutura de solos colapsíveis e técnicas de melhoramento**. In: Congresso brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia geotécnica (COBRAMSEG), 15., 2010. São Paulo: ABMS, 2010.

FERREIRA, S. R. M. Influência da mudança de umidade no comportamento de variação de volume dos solos colapsíveis e expansivos. In: Arminda Saconi Messias. (Org.). **Tratamento de Água: qualidade, economia e sustentabilidade**. 1ª ed., Recife: FASA, 2015.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALÉ, S. P. Evaluation of the collapsibility of soils in the semiarid region of Pernambuco, Brazil. In: COUTINHO, Roberto Quental; MAYNE, Paul W. (Eds.). **Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4**. London: Taylor & Francis, 2013. DOI: doi.org/10.1201/b13251

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. (1993). Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaio de Laboratório e de Campo. **Revista Solos e Rochas**, v.16, n.4, p.245-253.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALÉ, S. P.; LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Volume Change Measurements Due Wetting In Collapsible Soils By Laboratory and Field Tests. In: Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002, Recife. Proceedings of The Third International Conference on Unsaturated Soils - UNSAT 2002. Recife: A. A. Balkema, v.2, p.577-582, 2002.

FONSECA, M. E. **Análise de deformação vertical de uma barragem de terra para diferentes fases do enchimento do reservatório**: estudo de caso da Barragem Piaus. 2021. 98 p. Trabalho Conclusão do Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2021. Disponível em: < <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/223399>>. Acesso em: 08 de Outubro de 2024.

FRANÇOIS, B.; LALOUI, L. A Stress-Strain Framework for Modelling the Behaviour of Unsaturated Soils under Non-Isothermal Conditions. In: Schanz, T. (eds). **Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics**. Springer Proceedings in Physics, n.113, v.113., Berlin: Springer, 2007. DOI: doi.org/10.1007/3-540-69876-0\_13

FREDLUND, D. G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 5, p. 963–986, 2000. DOI: doi.org/10.1139/t00-026

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, p.447-446, 1977.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. An overview of unsaturated soil behavior. **Unsaturated Soils**, GSP 39, p.11-31, Dallas: ASCE, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2012.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31, n.4, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Modeling suction as a function of moisture content and its impact on the hydraulic conductivity function. **Canadian Geotechnical Journal**, v.31, n.4, p.533-546, 1994.

FREITAS, M. L. R. A. **Comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina-PE avaliado por meio de ensaios de campo e laboratório**. 2017. 148 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Engenharia Geotécnica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

FUCALE, S. P. **Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do estado de Pernambuco**. 2000. 138p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

FUTAI, M. M.; SILVA FILHO, F. C. Modelos constitutivos aplicados aos solos não-saturados. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

GERSCOVICH, D. M. S. **Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros**. 4º Simpósio brasileiro de solos não saturados, p. 76-93, 2001.

GERSCOVICH, D. M. S.; GUEDES, M. N. Avaliação das relações de condutividade hidráulica em solos brasileiros não saturados. *In: 5º Simpósio brasileiro de solos não saturados*, São Carlos, v.1, p.249-254, 2004.

GITIRANA JR., G. F. N. Modelagem numérica do comportamento de solos não saturados considerando modelos elásticos e de estados críticos. 126 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 1999.

GITIRANA JR., G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. A curva de retenção de água de materiais porosos. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

GOMES CORREIA, A. Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas. **Geotecnia**, n.100, p.103-112, Março 2004.

GRUPO BANCO MUNDIAL; AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Serviços analíticos e consultivos em segurança de barragens**. Produto 8 - Manual de orientação aos

empreendedores. Tomo I - Guia para a elaboração de projetos de barragens. Brasília: Banco Mundial, 2014. Disponível em: <[https://www.snisd.gov.br/Entenda\\_Mais/publicacoes/Arquivos\\_PNSB\\_Docs\\_Estruturantes/produto-08-manual-de-orientacao-aos-empreendedores-guia-para-a-elaboracao-de-projetos-de-barragens.pdf](https://www.snisd.gov.br/Entenda_Mais/publicacoes/Arquivos_PNSB_Docs_Estruturantes/produto-08-manual-de-orientacao-aos-empreendedores-guia-para-a-elaboracao-de-projetos-de-barragens.pdf)>. Acesso em: 22 nov. 2024.

GUIDICINI, G. **Barragem de Piaus**. Registro fotográfico da viagem ao sítio (16 a 18 de janeiro 2006). *In*: Relatório sobre anomalias da Barragem Piaus-Revisto. Fortaleza, 2006.

GUIMARÃES, A. M. V. **Estudo sobre o método da evaporação para determinação da função de permeabilidade**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

HARISON, J. A.; HARDIN, B. O. Cracking in clays: Solutions to problems in earth structures. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.18, n.9, 1994. DOI: [doi.org/10.1002/nag.1610180703](https://doi.org/10.1002/nag.1610180703)

HE, K.; SONG, C.; FELL, R. Numerical modelling of transverse cracking in embankment dams. *Computers and Geotechnics*, v.132, 2021. DOI: [doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104028](https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104028)

HJELDNES, E. I.; LAVANIA, B. V. K. Cracking, Leakage, and Erosion of Earth Dam Materials. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.106, n.2, 1980. DOI: [doi.org/10.1061/AJGEB6.0000917](https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000917)

HOHN, A. V.; LEME, R. F.; SILVA FILHO, F. C.; MOURA, T. E.; LLANQUE, G. R. A. **Empirical models to predict compaction parameters for soils in the State of Ceará, Northeastern Brazil**. *Ingeniería e Investigación*, v. 42, n.1, e86328, April, 2022. DOI: [doi.org/10.15446/ing.investig.v42n1.86328](https://doi.org/10.15446/ing.investig.v42n1.86328)

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Rehabilitation of dams and appurtenant works**. State of Art and Cases Histories. Bulletin 119, Paris: ICOLD, 2000.

IBAÑEZ, J. P. **Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados**. 2003. 241 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. DOI: [doi.org/10.17771/PUCRio.acad.4819](https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.4819)

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sand Subsoils on Wetting. *In*: 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957, London. **Anais [...]**. London: ISSMGE, v.1, p.316-319.

JENNINGS, J. E. B.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure**. *Proceedings of VI Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Durban, p.99-105, , 1975.

JIE, Y.; WEN, Y.; DENG, G.; CHEN, R.; ZE-PING, X. Impact of soil deformation on phreatic line in earth-fill dams. **Computers & Geosciences**, v.46, p.44-50, 2012. DOI: [doi.org/10.1016/j.cageo.2012.04.005](https://doi.org/10.1016/j.cageo.2012.04.005).

KARIMPOUR-FARD, M.; MACHADO, S. L.; FALAMAKI, A.; CARVALHO, M. F.; TIZPA, P. Prediction of compaction characteristics of soils from index test's results. **Iranian Journal of Science and Technology**, Transactions of Civil Engineering, n.43, v.1, p.231-248, 2019. DOI: doi.org/10.1007/s40996-018-0161-9

LAMBE, W. T.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LEME, R. F. **Avaliação de uma metodologia para projeto de pequenas barragens de terra no semiárido: construção, ensaios e modelagem numérica**. 2015. 223 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Recursos Hídricos) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

LEME, R. F. **Tutorial para uso do UNSTRUCT 3.0**. Fortaleza, 2019.

LEME, R. F. **Relatório de ensaios de laboratório 02/2022 - Resultados dos ensaios de adensamento unidimensional**. Fortaleza: LMSP/UFC, 2022.

LIBARDI, P. L.; MELO FILHO, J. F. Análise exploratória e variabilidade dos parâmetros da equação da condutividade hidráulica, em um experimento de perfil instantâneo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 30, n. 2, p. 197-206, 2006. DOI: doi.org/10.1590/s0100-06832006000200001

LÔBO NETO, J. B. **Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis: Aplicação em uma pequena barragem de terra**. 2013. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

LÔBO NETO, J. B.; SILVA FILHO, F. C.; LOPES, C. P. A. Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: Aplicação em uma pequena barragem de terra experimental. **Revista Geotecnia**, n.144, p.5-19, 2018. DOI: doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.02

LOPREVITE, L. **Stress-deformation analysis of a zoned earth dam with elasto-plastic hardening soil models**. 2021. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Departamento em Engenharia Estrutural e Geotécnica, Università di Roma, Roma, 2021.

LUO, J.; ZHANG, Q.; LI, L.; XIANG, W. Monitoring and characterizing the deformation of an earth dam in Guangxi Province, China. **Engineering Geology**, v.248, p.50-60, 2019. DOI: doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.11.007

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.11, n.3, p.173-178, 1988.

MACHADO JÚNIOR, J. C. **Análise de problemas de fluxo em meio poroso não saturado pelo método dos elementos finitos**. 2000. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2000.

MAHLER, C. F. **Análise de obras assentes em solos colapsíveis e expansivos**. 1994. 267p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1994.

MAHMOUD, H. H.; HOUSTON, W. N.; HOUSTON, S. L. Apparatus and Procedure for an *in situ* Collapse Test. **Geotechnical Testing Journal**, v.18, n.4, p.431-440.

MAIA, R. A. G. **Análise numérica de fissuramento em barragens de terra através da técnica de variação de rigidez**. 2022. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2022.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revisited. **Geotechnical Testing Journal**, v.29, p.1-9, 2006.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JR., G. F. N. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

MARINHO, R. P. **Melhoramento de solo colapsível e expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE**. 2018. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

MASCARENHA, M. M. A. Influência da microestrutura no comportamento hidro-mecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações. 2008. 158 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de Geotecnia**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MELO NETO, E. L. **Consideração da sucção na análise de estabilidade em uma pequena barragem experimental de terra: ensaios e modelagem numérica**. 2013. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

MENESCAL, R. A. (org.). **A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil**. Ministério da Integração Nacional, Brasília, DF: Proágua, 2005. 316 p.

MIRANDA, A. N. Behavior of Small Earth Dams During Initial Filling. 1988. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Colorado State University, Fort Collins, USA.

MIRANDA, A. N. O Estudo de Fundações em Solos Colapsíveis pelo Método dos Elementos Finitos. 1989. Dissertação (Professor Titular), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 1989.



MIRANDA, A. N.; MENESCAL, R. A.; SILVA FILHO, F. C. **UNSTRUCT - A Finite Element Method Program for Unsaturated Soils**. First International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 1995.

MIRANDA, A. N.; MALVEIRA, V. T. C.; JARDIM, W. F. D. Correção de trincas transversais na Barragem Piaus. *In: XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens*, 2011, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2011.

MIRANDA, A. N.; RANGEL, M. H.; MALVEIRA, V. T. C.; JARDIM, W. F. D. Transversal crack repairs in Piaus dam. *In: II International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation*, 2010, Zaragoza. **Anais [...]**. Zaragoza: Spanish Society of Dams and Reservoirs (SEPREM), v. 1, p. 905-911, 2010.

MITCHELL, J. K.; COUTINHO, R. Q. (1991). Occurrence, Geotechnical Properties, and Special Problems of some Soils of America. Special report for the IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Viña del Mar, Chile, August, v. 4, p.1651-1741.

MOTTA, E. Q.; FERREIRA, S. R. M. Variações da compressibilidade e do potencial de colapso de um solo perante diferentes líquidos de inundação. **Revista de estudos ambientais (REA)**, v.13, n.1, p.28-41, 2011.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3 ed., Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PAIVA, S. C. **Estudo do comportamento geomecânico dos solos expansivos dos municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca – PE e de suas misturas com cal**. 2016. 168 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotecnia) -Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

PEREIRA, A. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica**. 2006. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

PEREIRA, A. Comportamento mecânico saturado e não saturado de um solo coluvionar de arenito. 2013. 305 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory**. Philadelphia University, Philadelphia, 1999. DOI: doi.org/10.1680/feaiget.27534

REGINATTO, A.R.; FERRERO, J. (1973). Collapse Potential of Soils and Water Chemistry. *Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, v.2, p.177-183. DOI: doi.org/10.1016/0148-9062(75)90062-5.

ROCHA, G. S. C. **Desvio de rios para a construção de barragens**. 224 f. Dissertação (Mestrado em Civil) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

ROMERO, E.; GENS, A.; LLORET, A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. **Engineering Geology**, v. 54, n. 1–2, p. 117-127, 1999. DOI: doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00067-8

SANDRONI, S. S.; GUIDICINI, G. **Barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina de textos, 2022.

SANTANA, T.; DIAS, J.; LAMAS, P. Efeito do tempo de cura na resistência e deformabilidade de um solo argiloso ligado com cimento. **Geotecnia**, n.158, p.25-47, Julho 2023. DOI: doi.org/10.14195/2184-8394\_158\_2

SANTOS, D. M. B. C. **Análise numérica para identificação de zonas prováveis de fissuramento aplicada a barragens construídas no Ceará**. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2023.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SERRA, G. A.; GUIMARÃES, A. C. R.; MARQUES, M. E. S.; CASTRO, C. D. Estudo do comportamento resiliente de cinco solos finos da ilha de São Luís para fins de pavimentação. **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.11, n.5, p.376-389, 2020. DOI: http://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2020.005.0035

SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GIZIENSKI, S. F.; CLEVINGER, W. A. **Earth and earth-rock dams**. New York: John Wiley & Sons, 1963.

SILVA, A. V.; DANTAS NETO, S. A.; SOUZA FILHO, F. A. A Simplified Method for Risk Assessment in Slope Stability Analysis of Earth Dams Using Fuzzy Numbers. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, n.21, v.10, p.3607-3624, 2016. Disponível em: <[https://web.archive.org/web/20180428191537id\\_/http://www.ejge.com/2016/Ppr2016.0304ma.pdf](https://web.archive.org/web/20180428191537id_/http://www.ejge.com/2016/Ppr2016.0304ma.pdf)>. Acesso: 17 out. 2023.

SILVA FILHO, F. C. **Manual do Programa UNSTRUCT 3.0**. Rio de Janeiro, 1997.

SILVA FILHO, F. C. **Análise numérica de problemas em solos não-saturados**: modelagem, implementação e aplicações práticas. 236 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

SILVA FILHO, F. C. **Explicações sobre o caso da Barragem de Chicoasén, no México**. Destinatário: Amanda Vieira e Silva. Fortaleza, 20 nov. 2024. 1 mensagem de WhatsApp.

SILVA FILHO, F. C.; ALMEIDA, M. S. S. Análise elasto-plástica de solos não saturados. **Revista Tecnologia**, Universidade de Fortaleza, n. 17, p. 38-47, 1996.

SILVA FILHO, F. C.; CERQUEIRA, F. A. Uma proposta de associação de análises de tensão-deformação e fluxo transiente usando elementos finitos. **Revista Tecnologia**, Universidade de Fortaleza, v.25, n.2, p. 52-60, 2004.

SILVA FILHO, F. C.; MALVEIRA, V. T. C. **Barragens. Livro Geotecnia do Nordeste**. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2005.

SILVA FILHO, F. C.; MIRANDA, A. N.; MALVEIRA, V. T. C.; BEZERRA, R. L. Barragens de terra e solos não saturados. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

SILVA, J. M. M. **Modelação do Colapso e da Fluência em Aterros**. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1996.

SILVA, L. F. **Solos colapsíveis no semiárido brasileiro: uma visão panorâmica**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2022.

SILVEIRA, J. F. **Lições Aprendidas com Acidentes e Incidentes em Barragens**. Seminário apresentado no XXII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1997.

SIVAKUMAR, V.; WHEELER, S. J. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. **Geotechnique**, v. 50, n. 4, 2000, p. 359-368. DOI: doi.org/10.1680/geot.2000.50.4.359

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (Colapso)**. 2004. 432 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

SZOSTAK-CHYZANOWSKI, A.; MASSIÉRA, M. Modelling of deformations during construction of a large earth dam in the La Grande complex, Canada. **Technical Sciences**, n.7, p.109-123, 2004.

UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS. **Proyecto hidroeléctrico Chicoasén II, CHIS**. Manifestación de impacto ambiental-regional. Resumen ejecutivo. UNICACH, 2011. Disponível em: <<https://apps1.semarnat.gob.mx:8443/dgiraDocs/documentos/chis/estudios/2011/07CH2011E0006.pdf>>. Acesso em: 02 de Out. 2024.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Journal of the Soil Science Society of America**, Division S-1—Soil Physic, n. 44, p.892-898, 1980. DOI: doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VIEIRA, V. P. P. B.; GOUVEIA NETO, A.; MIRANDA, A. N.; MALVEIRA, V. T. C. **Roteiro para Projetos de Pequenos Açudes**. Universidade Federal do Ceará - Centro de Tecnologia, Fortaleza – CE, 1996.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. Solos Colapsíveis e expansivos. *In: Solos não saturados no contexto geotécnico*. Carvalho, J. C.; Gitirana Jr., G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (Orgs.). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v.48, n.2, p.226-233, Jan. 2011.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia dos Solos Tropicais. **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**, v.1, p.209-224, Rio de Janeiro, 1981.

WHEELER, S. J.; SHARMA, R. S.; BUISSON, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. **Géotechnique** v.53, p.41-54.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil. **Géotechnique**, v.45, n.1, p.35-53, 1995.

XU, B.; RONG, Z.; PANG, R.; TAN, W.; WEI, B. A novel method for settlement imputation and monitoring of earth-rockfill dams subjected to large-scale missing data. **Advanced Engineering Informatics**, v.62, Part A, 2024. DOI: doi.org/10.1016/j.aei.2024.102642.

ZHAN, L. **Field and laboratory study of an unsaturated expansive soil associated with rain-induced slope instability**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, 2003.

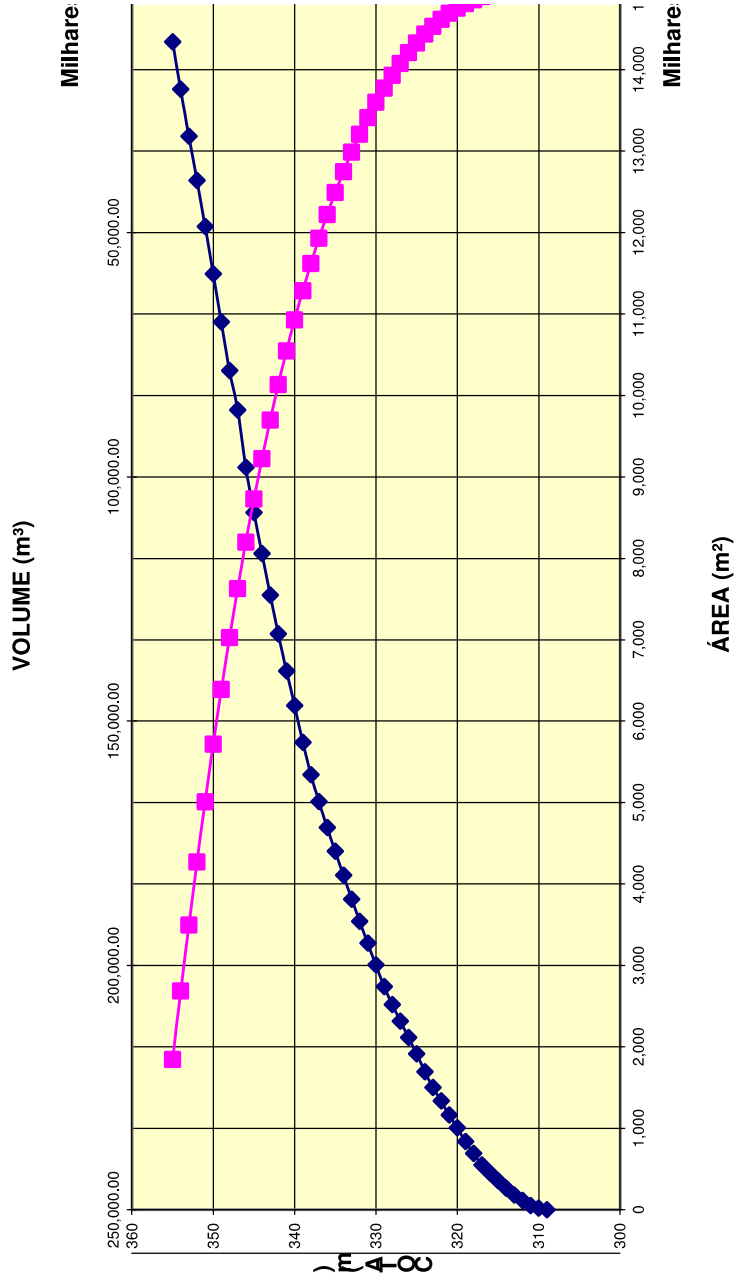
**ANEXOS**

**ANEXO A – DADOS DA CURVA COTA X ÁREA X VOLUME  
DA BARRAGEM DE PIAUS**

<b>Cota (m)</b>	<b>Área (m²)</b>	<b>Volume (m³)</b>
309,0	0	0
310,0	17.698	8.849
311,0	48.596	41.997
312,0	114.802	123.697
313,0	180.698	271.447
314,0	263.238	493.416
315,0	357.966	804.018
316,0	450.679	1.208.341
317,0	550.432	1.708.897
318,0	691.453	2.329.840
319,0	836.636	3.093.885
320,0	1.003.806	4.014.106
321,0	1.163.045	5.097.532
322,0	1.334.114	6.346.112
323,0	1.501.566	7.763.952
324,0	1.694.906	9.362.188
325,0	1.914.900	11.167.092
326,0	2.114.086	13.181.585
327,0	2.316.033	15.396.645
328,0	2.520.152	17.814.738
329,0	2.741.340	20.445.485
330,0	3.007.078	23.319.694
331,0	3.273.330	26.459.899
332,0	3.539.767	29.866.448
333,0	3.813.626	33.543.145
334,0	4.107.351	37.503.634
335,0	4.402.045	41.758.332
336,0	4.693.354	46.306.032
337,0	5.011.742	51.158.580
338,0	5.343.758	56.336.331
339,0	5.740.450	61.878.435
340,0	6.190.916	67.844.119
341,0	6.614.585	74.246.870
342,0	7.071.244	81.089.785
343,0	7.546.364	88.398.590
344,0	8.058.080	96.200.812
345,0	8.560.235	104.509.970
346,0	9.115.625	113.347.900
347,0	9.821.402	122.816.415
348,0	10.302.610	132.878.421
349,0	10.899.108	143.479.280
350,0	11.490.909	154.674.290
351,0	12.071.798	166.455.644
352,0	12.639.403	178.811.244
353,0	13.179.862	191.720.877
354,0	13.757.622	205.189.620
355,0	14.342.341	219.239.602

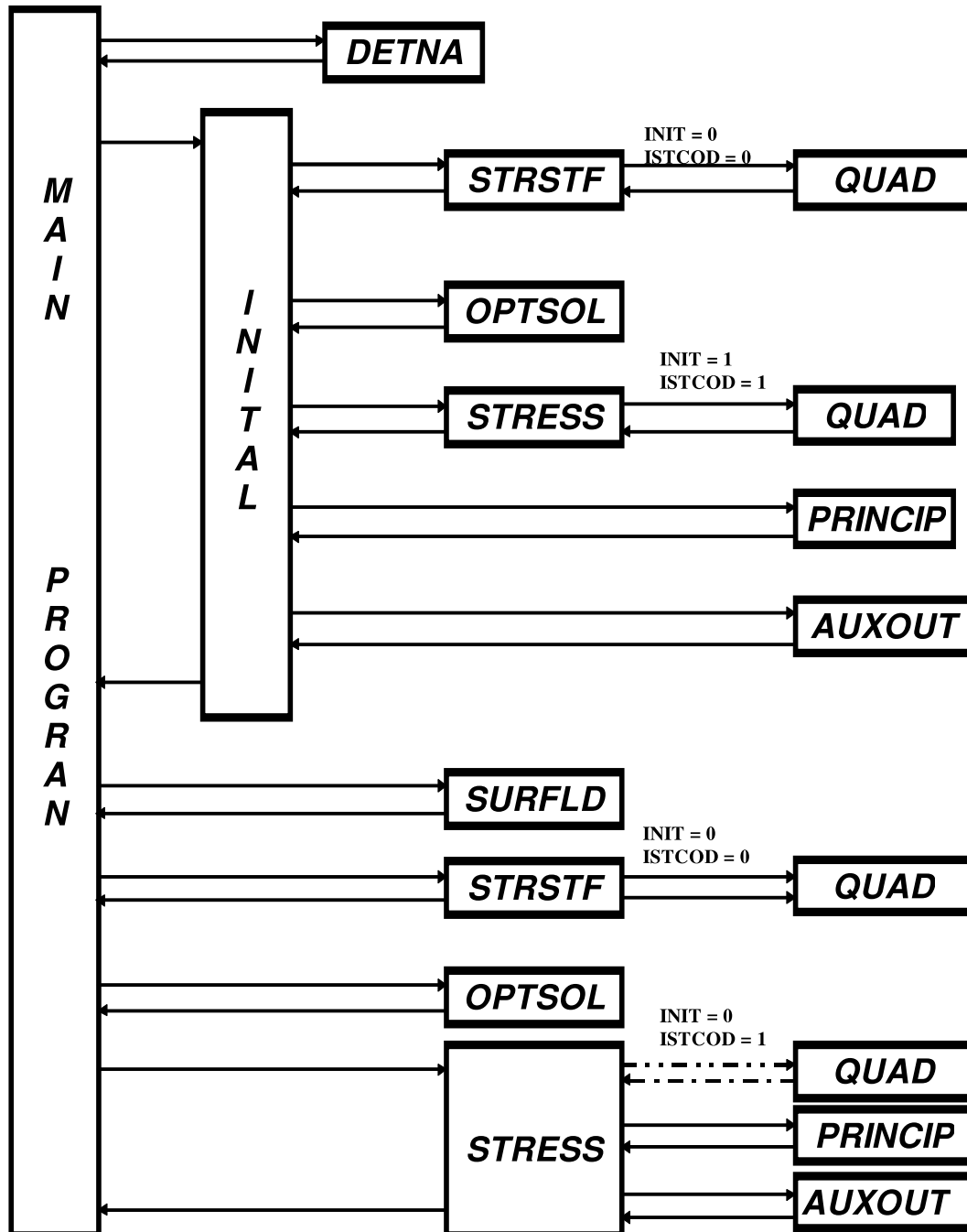
Fonte: ENGESOFT (2006).

CURVA COTA x ÁREA x VOLUME



ANEXO B – FLUXOGRAMAS DAS ROTINAS E SUB-ROTINAS DO UNSTRUCT

**PROGRAMA UNSTRUCT**  
**GRAVITY TURN**  
**SURFACE LOAD**  
**INIT = 1**





**PROGRAMA UNSTRUCT**  
**INCREASE UNIT WEIGHT**  
**SEEPAGE FORCES**  
**INIT = 0**

