

**Estudo das Tensões em Fundações de  
Barragens de Gravidade de Concreto pelo  
Método de Elementos Finitos**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CENTRO TECNOLÓGICO

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DAS TENSÕES EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE  
GRAVIDADE DE CONCRETO PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

**DANIELA GUTSTEIN**

Dissertação submetida à Universidade Federal  
de Santa Catarina para a obtenção do grau de  
Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>: Henriette Lebre La Rovere, Ph.D

Florianópolis, Abril de 2003.

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a dissertação intitulada: **ESTUDO DAS TENSÕES EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.**

Por:

**ENG<sup>a</sup>. CIVIL DANIELA GUTSTEIN**

Como requisito para obtenção do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL**

---

Prof<sup>a</sup>. Henriette Lebre La Rovere, Ph.D. - Orientadora

---

Prof. Jucilei Cordini – Coordenador do CPGEC

**COMISSÃO EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Paulo Teixeira da Cruz (USP)

---

Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio (UFSC)

---

Prof. Dr. Nelson Infanti Jr. (UFSC)

*Difícil descrever o que sentimos ao encerramento de uma tarefa. Primeiro, imensa alegria por termos vencido o desafio; depois, alívio, por havermos concluído o que começamos; e, por último saudade de um período trabalhoso, mas profundamente gratificante e que não voltará mais.*

*(Célia Xavier Camargo - Espírito César Augusto Melero).*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pela oportunidade.

À Prof<sup>ª</sup>. Henriette Lebre La Rovere pela orientação e por todo o apoio, amizade, dedicação e confiança a mim depositada em face às dificuldades encontradas.

Em especial ao Prof. Paulo Teixeira da Cruz pela disponibilidade e sugestões fornecidas desde o início do trabalho, bem como pelas discussões enriquecedoras, que juntamente com a orientação da Prof<sup>ª</sup>. Henriette, de fato viabilizaram esta pesquisa.

Aos demais professores do curso de pós-graduação e principalmente aos professores Narbal Ataliba Marcellino e Felix Diaz Diaz pela disponibilidade, motivação e amizade nos períodos de trabalho no LAE - Laboratório de Análise em Estruturas.

À Universidade Federal do Paraná, em particular à professora Mildred Ballin Hecke e ao CESEC (Centro de Estudos de Engenharia Civil), pelo apoio e pela disponibilização dos laboratórios de análise numérica, em especial do programa SAP2000, para o processamento de várias análises deste trabalho. Agradeço também aos demais professores, pesquisadores e funcionários pelo apoio e pela acolhida agradável no período em que trabalhei no CESEC.

À Universidade Tuiuti do Paraná, em especial ao Prof. Moacyr Molinari, pelo apoio para a participação de eventos, bem como para a disponibilização de horas para a realização desta pesquisa.

À Intertechne Consultores e Associados (Curitiba) pelo apoio e principalmente aos seus colaboradores, em particular aos engenheiros Carlos Guilherme Magalhães e Amauri Robinski pela disponibilidade e discussões sobre a fase final do trabalho.

À Engevix Engenharia S/A (Florianópolis) pelos dados fornecidos e a seus colaboradores, em particular aos geólogos Roberto Tajima e Roberto Borges pelas discussões sobre parâmetros geológicos para a fase inicial do trabalho, bem como ao

engenheiro Carlos Correia pela sugestão inicial do tema estudado e ao engenheiro Sérgio Basso pelas sugestões fornecidas na fase de qualificação.

Enfim e não menos importante, ao meu marido Luis, pelo grande incentivo e também pelo suporte em informática, formatação e figuras. Aos meus pais: Vani e Angelo e aos meus irmãos: Carolina e William, bem como aos amigos e familiares pelo grande apoio, incentivo e paciência, sem os quais eu não teria finalizado esta pesquisa.

**SUMÁRIO**

<b>SUMÁRIO .....</b>	<b>VII</b>
<b>INDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>X</b>
<b>INDICE DE QUADROS .....</b>	<b>XXII</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>25</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>26</b>
<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>27</b>
<b>1.1 - Considerações sobre barragens .....</b>	<b>27</b>
<b>1.2 - Justificativa e Objetivos .....</b>	<b>30</b>
<b>2 - BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO .....</b>	<b>32</b>
<b>2.1 - Sistemas construtivos .....</b>	<b>32</b>
<b>2.2 - Ações atuantes.....</b>	<b>34</b>
<b>2.3 - Modelo geomecânico.....</b>	<b>40</b>
<b>2.4 - Projeto e análise global de barragens de gravidade.....</b>	<b>44</b>
2.4.1 - Segurança à flutuação .....	46
2.4.2 - Segurança ao tombamento .....	46
2.4.3 - Segurança ao deslizamento .....	47
2.4.4 - Segurança pelo estado limite de ruptura pontual (Rocha, 1981) .....	50
2.4.5 - Segurança pelo estado limite de ruptura geral.....	52
2.4.6 - Avaliação das tensões .....	54
<b>2.5 - Influência da rigidez do maciço de fundação no estado de tensão     das barragens de concreto.....</b>	<b>57</b>

<b>2.6 - Análise de tensões em barragens segundo Tyelke .....</b>	<b>60</b>
<b>3 - O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>63</b>
<b>3.1 - Descrição .....</b>	<b>63</b>
<b>3.2 - Análise Estrutural de Barragens pelo Método dos Elementos Finitos .....</b>	<b>64</b>
<b>4 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....</b>	<b>72</b>
<b>4.1 - Projeto.....</b>	<b>72</b>
4.1.1 - Modelagem em elementos finitos.....	74
4.1.2 - Definição de um Modelo Inicial – Estudo de Malhas .....	74
4.1.3 - Análise Paramétrica do Maciço através do Modelo Inicial .....	102
<b>5 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS - MODELO REFINADO.....</b>	<b>111</b>
<b>5.1 - Galeria de Drenagem .....</b>	<b>113</b>
<b>5.2 - Análise Paramétrica das Tensões no Contato Concreto-Rocha.....</b>	<b>113</b>
<b>5.3 - Estudo das Tensões nas Descontinuidades .....</b>	<b>123</b>
5.3.1 - Geometria e Propriedades .....	123
5.3.2 - Ações envolvidas e casos de carregamento .....	134
5.3.3 - Análises.....	141
<b>5.4 - Análise Paramétrica das Descontinuidades .....</b>	<b>142</b>
<b>5.5 - Tensões Cisalhantes atuantes nas Descontinuidades.....</b>	<b>162</b>
<b>6 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS – PROPAGAÇÃO DE FRATURA.....</b>	<b>170</b>

<b>6.1 - Análise do Contato Concreto-Rocha com a propagação da Fratura.....</b>	<b>173</b>
<b>6.2 - Análise das Descontinuidades com a propagação da Fratura .....</b>	<b>191</b>
6.2.1 - Descontinuidade D1 – El. 45,00m.....	192
6.2.2 - Descontinuidade D2 – El. 38,00m.....	208
6.2.3 - Descontinuidade D3– El. 216,00m.....	219
<b>7 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO E COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS.....</b>	<b>231</b>
<b>7.1 - Verificação da estabilidade ao deslizamento – Método analítico .....</b>	<b>231</b>
<b>7.2 - Verificação da estabilidade pelo MEF sem propagação da fratura (MEF<sub>o</sub>).....</b>	<b>236</b>
7.2.1 - Estado limite de ruptura geral - MEF <sub>o</sub> .....	236
7.2.2 - Estado limite de ruptura pontual - MEF <sub>o</sub> .....	247
<b>7.3 - Verificação da estabilidade pelo MEF com propagação da fratura .....</b>	<b>254</b>
7.3.1 - Descontinuidade D1 .....	258
<b>7.4 - Comparação entre os métodos.....</b>	<b>265</b>
<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>269</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>273</b>
<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....</b>	<b>276</b>

## INDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA 1:</b> Drenagem e Injeções em Barragem de Gravidade de Concreto Hipotéticas (Wahlstrom, 1974).....	36
<b>FIGURA 2:</b> Distribuição de tensões obtida por MEF na superfície da fundação de uma barragem de gravidade (Rocha, 1981).....	53
<b>FIGURA 3:</b> Estudo de Tensões na fundação desenvolvido por Tyelke (1938).....	61
<b>FIGURA 4:</b> Problema bidimensional – E.P.D. (Cook et al, 1989).....	65
<b>FIGURA 5:</b> Elemento plano de 4 nós - Sistemas de coordenadas (La Rovere, 2001).....	66
<b>FIGURA 6:</b> Geometria típica da barragem de gravidade em estudo.....	73
<b>FIGURA 7:</b> Modelo matemático da seção típica em estudo sem transição.....	75
<b>FIGURA 8:</b> Modelo matemático da seção típica em estudo, sendo: (a) malha com transição na região do concreto; (b) transição para malha mais refinada entre elementos de mesma ordem utilizando-se elementos de 5 nós; (c) deformada na vertical de 2 elementos de 4 nós adjacentes a um elemento de 5 nós.....	76
<b>FIGURA 9:</b> Vinculação: Engaste na base ( $\perp$ ) e apoios horizontais nas laterais ( $\times$ ).....	78
<b>FIGURA 10:</b> Estudo da Transição na Malha – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação $E_c/E_m=1,0$ ; para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....	79
<b>FIGURA 11:</b> Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....	80

- FIGURA 12:** Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....81
- FIGURA 13:** Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....82
- FIGURA 14:** Estudo das delimitações do maciço no modelo - limites múltiplos de 2H.....83
- FIGURA 15:** Estudo das delimitações do maciço no modelo - limites múltiplos de 0,5H.....84
- FIGURA 16:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m= 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....85
- FIGURA 17:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....86
- FIGURA 18:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m= 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....87
- FIGURA 19:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....88
- FIGURA 20:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....89

**FIGURA 21:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....90

**FIGURA 22:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....91

**FIGURA 23:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....92

**FIGURA 24:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....94

**FIGURA 25:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....95

**FIGURA 26:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....96

**FIGURA 27:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....97

**FIGURA 28:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .....98

- FIGURA 29:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .....99
- FIGURA 30:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .....100
- FIGURA 31:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha(AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (pp+empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .....101
- FIGURA 32:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....105
- FIGURA 33:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP(peso próprio), (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb1(peso próprio + empuxos hidrostáticos).....106
- FIGURA 34:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos),sendo: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....107
- FIGURA 35:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento PP (peso próprio): (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....108
- FIGURA 36:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP (peso próprio) e (b)  $\sigma_y$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos).....109
- FIGURA 37:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos): (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....110
- FIGURA 38:** Modelo Refinado - Sem galeria de drenagem.....111

- FIGURA 39:** Modelo Refinado - Com galeria de drenagem.....112
- FIGURA 40:** Influência da galeria de drenagem na modelagem, através do comparativo de tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  para o caso carregamento PP (peso próprio) e (d)  $\sigma_y$ , (e)  $\sigma_z$ , (f)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxo hidrostático).....115
- FIGURA 41:** Influência da galeria de drenagem na modelagem, através do comparativo de tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  para o caso carregamento PP (peso próprio) e (d)  $\sigma_y$ , (e)  $\sigma_z$ , (f)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxo hidrostático).....116
- FIGURA 42:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....117
- FIGURA 43:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP(peso próprio), (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb1(peso próprio + empuxos hidrostáticos).....118
- FIGURA 44:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos),sendo: (a)  $\sigma_z$  (Tensões verticais Totais), (b)  $\tau_{yz}$ .....119
- FIGURA 45:** Modelo Refinado: Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio): (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....120
- FIGURA 46:** Modelo Refinado: Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP (peso próprio) e (b)  $\sigma_y$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos).....121
- FIGURA 47:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos): (a)  $\sigma_z$  (Tensões Verticais Totais), (b)  $\tau_{yz}$ .....122
- FIGURA 48 –** Modelo Refinado – Análise das Descontinuidades – Geometria.....124

- FIGURA 49:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=1,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....126
- FIGURA 50:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=1,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....127
- FIGURA 51:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=1,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....128
- FIGURA 52:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=1,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....129
- FIGURA 53:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....130
- FIGURA 54:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....131
- FIGURA 55:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=2,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....132
- FIGURA 56:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .....133
- FIGURA 57:** Tensões na descontinuidade D1, ao longo da superfície C'D': (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  – Caso de carregamento PP (peso próprio).....135

- FIGURA 58:** Tensões no maciço, ao longo da superfície C'D': (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  – Caso de carregamento PP (peso próprio).....136
- FIGURA 59:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D1 - Trecho C'D'.....140
- FIGURA 60:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D2 -Trecho E'F'.....140
- FIGURA 61:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D3- Trecho G'H'.....141
- FIGURA 62:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1(trecho C'D') para o caso de carregamento PP: (a)  $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ .....147
- FIGURA 63:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$  : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1(trecho C'D') para o caso de carregamento PP; (b)  $\sigma_y$  : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento PP.....148
- FIGURA 64:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento PP: (a)  $\sigma_z$ , (b) $\tau_{yz}$ .....149
- FIGURA 65:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....150
- FIGURA 66:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$ : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3; (b)  $\sigma_y$ : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3.....151
- FIGURA 67:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....152
- FIGURA 68:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....153

- FIGURA 69:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$ : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4; (b)  $\sigma_y$ : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4.....154
- FIGURA 70:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....155
- FIGURA 71:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....156
- FIGURA 72:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F'): (a)  $\tau_{yz}$ , para o caso de carregamento Comb3, (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb4.....157
- FIGURA 73:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....158
- FIGURA 74:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .....159
- FIGURA 75:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F'): (a)  $\tau_{yz}$ , para o caso de carregamento Comb3, (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb4.....160
- FIGURA 76:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .....161
- FIGURA 77:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço do plano D1 (trecho C'D') : (a) para o caso de carregamento PP, (b) para o caso de carregamento Comb3.....165
- FIGURA 78:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço: (a) ao longo do plano D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4, (b) ao longo do plano D2 (trecho E'F') para o caso de carregamento PP.....166

- FIGURA 79:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D2 (trecho E’F’): (a) para o caso de carregamento Comb3, (b) para o caso de carregamento Comb4.....167
- FIGURA 80:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D3 (trecho G’H’): : (a) para o caso de carregamento PP, (b) para o caso de carregamento Comb3.....168
- FIGURA 81:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D3 (trecho G’H’), para o caso de carregamento Comb4.....169
- FIGURA 82:** Sistema de fundação da barragem, mostrando cunhas resistentes, atuantes e estrutural (extraído de U.S. Army Corps of Engineers, 1995).....171
- FIGURA 83:** Fluxograma de análise de propagação da fratura ao longo dos planos de contato concreto – rocha e de descontinuidades na fundação. ....172
- FIGURA 84:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .....174
- FIGURA 85:** Análise Inicial – Configuração deformada no trecho do contato concreto-rocha próximo a face de montante da barragem para a relação  $E_c/E_m=2$ .....175
- FIGURA 86:** 2ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação  $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.....177
- FIGURA 87:** 2ª Análise - Detalhe da Figura 84 - Aplicação da Subpressão na malha (*surface pressure load* – SAP2000).....178
- FIGURA 88:** 2ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .....180
- FIGURA 89:** 3ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação  $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.....181

<b>FIGURA 90:</b> 3ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação $E_c/E_m=2$ .....	181
<b>FIGURA 91:</b> 4ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.....	183
<b>FIGURA 92:</b> 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação $E_c/E_m =2$ .....	184
<b>FIGURA 93:</b> Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação $E_c/E_m =0,5$ .....	186
<b>FIGURA 94:</b> 10ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação $E_c/E_m =0,5$ .....	187
<b>FIGURA 95:</b> 10ª Análise – Abertura de Fratura - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=0,5$ .....	190
<b>FIGURA 96:</b> Esquema de carregamento para a análise de propagação de fratura da Descontinuidade D1.....	195
<b>FIGURA 97:</b> Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD) e esquema de carregamento do empuxo hidrostático de montante. ....	196
<b>FIGURA 98:</b> Análise Inicial – Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m =2$ .....	196
<b>FIGURA 99:</b> 2ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD). Detalhe da abertura da fenda até o material da descontinuidade. ....	198
<b>FIGURA 100:</b> 2ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m =2$ .....	198
<b>FIGURA 101:</b> 3ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD) para a relação $E_c/E_m =2$ .....	200

<b>FIGURA 102:</b> 3ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m = 2$ .....	200
<b>FIGURA 103:</b> 4ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD).....	202
<b>FIGURA 104:</b> 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m = 2$ .....	202
<b>FIGURA 105:</b> Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m = 0,5$ .....	204
<b>FIGURA 106:</b> 8ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação $E_c/E_m = 0,5$ .....	206
<b>FIGURA 107:</b> Esquema de Carregamento para a análise de propagação da fratura da Descontinuidade D2.....	210
<b>FIGURA 108:</b> Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D2 (Trecho EF), para a relação $E_c/E_m = 2$ .....	211
<b>FIGURA 109:</b> Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação $E_c/E_m = 2$ .....	211
<b>FIGURA 110:</b> 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação $E_c/E_m = 2$ .....	213
<b>FIGURA 111:</b> Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação $E_c/E_m = 0,5$ .....	216
<b>FIGURA 112:</b> 7ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação $E_c/E_m = 0,5$ .....	216
<b>FIGURA 113:</b> Esquema de carregamento para a análise de propagação da fratura na Descontinuidade D3.....	221

- FIGURA 114:** Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D3 (Trecho GH), para a relação  $E_c/E_m = 2$ .....222
- FIGURA 115:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m = 2$ .....222
- FIGURA 116:** 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m = 2$ .....224
- FIGURA 117:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m = 0,5$ .....227
- FIGURA 118:** 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m = 0,5$ .....227
- FIGURA 119:** MEF<sub>0</sub>: Tensões atuantes e resistentes (parcelas de coesão e atrito) para a descontinuidade D1 e relação  $E_c/E_m = 10$ .....249
- FIGURA 120:** MEF<sub>0</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m = 0,1$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m = 0,5$ .....252
- FIGURA 121:** MEF<sub>0</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m = 1$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m = 2$ .....253
- FIGURA 122:** MEF<sub>0</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3) para a relação  $E_c/E_m = 10$ .....254
- FIGURA 123:** MEF<sub>2</sub> - Tensões resistentes totais e parciais (de atrito e de coesão) e atuantes na descontinuidade D1, para material 1: (a) para a relação  $E_c/E_m = 0,5$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m = 2$ .  
.....263
- FIGURA 124:** MEF<sub>2</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 e materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m = 0,5$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m = 2$ .....264

## INDICE DE QUADROS

<b>QUADRO 1:</b> Coeficientes de segurança para análises de estabilidade (CBDB, 2001).....	48
<b>QUADRO 2:</b> Parâmetros típicos de deformabilidade e de resistência de rochas (Rocha, 1977).....	60
<b>QUADRO 3:</b> Principais características dos modelos adotados para o estudo dos limites do maciço.....	84
<b>QUADRO 4:</b> Propriedades geomecânicas do maciço de fundação das análises paramétricas.....	103
<b>QUADRO 5:</b> Estudo das descontinuidades – Análises Iniciais.....	142
<b>QUADRO 6:</b> Estudo das descontinuidades – Análises paramétricas.....	143
<b>QUADRO 7:</b> Ângulos de atrito médios ao longo das descontinuidades nos elementos do maciço, conforme a variação da deformabilidade. ....	164
<b>QUADRO 8:</b> Análise Inicial - Plano de contato concreto-rocha – $E_c/E_m=2$ .....	176
<b>QUADRO 9:</b> 2ª Análise - Plano de contato concreto-rocha – $E_c/E_m=2$ .....	179
<b>QUADRO 10:</b> 3ª Análise - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=2$ .....	182
<b>QUADRO 11:</b> 4ª Análise - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=2$ .....	185
<b>QUADRO 12:</b> Análise Inicial - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=0,5$ .....	188
<b>QUADRO 13:</b> 10ª Análise - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=0,5$ .....	189
<b>QUADRO 14:</b> Evolução da fratura durante as análises - Plano de contato concreto-rocha - $E_c/E_m=0,5$ .....	190
<b>QUADRO 15:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=2$ .....	197
<b>QUADRO 16:</b> 2ª Análise – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=2$ .....	199
<b>QUADRO 17:</b> 3ª Análise – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=2$ .....	201
<b>QUADRO 18:</b> 4ª Análise – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=2$ .....	203
<b>QUADRO 19:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=0,5$ .....	205
<b>QUADRO 20:</b> 7ª Análise – Descontinuidade D1 – $E_c/E_m=0,5$ .....	207

<b>QUADRO 21:</b> Evolução da fratura durante as análises- Plano de Descontinuidade D1 - $E_c/E_m=0,5$ .....	208
<b>QUADRO 22:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D2 – $E_c/E_m=2$ .....	212
<b>QUADRO 23:</b> Evolução da fratura durante as análises - Plano de Descontinuidade D2 - $E_c/E_m=2$ .....	213
<b>QUADRO 24:</b> 4ª Análise – Descontinuidade D2 – $E_c/E_m=2$ . ....	214
<b>QUADRO 25:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D2 – $E_c/E_m=0,5$ .....	217
<b>QUADRO 26:</b> 7ª Análise – Descontinuidade D2 – $E_c/E_m=0,5$ .....	218
<b>QUADRO 27:</b> Evolução da fratura durante as análises-Plano de Descontinuidade D2 - $E_c/E_m=0,5$ .....	219
<b>QUADRO 28:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D3 – $E_c/E_m=2$ .....	223
<b>QUADRO 29:</b> Evolução da fratura durante as análises-Plano de Descontinuidade D3 - $E_c/E_m=2$ .....	224
<b>QUADRO 30:</b> 4ª Análise – Descontinuidade D3 – $E_c/E_m=2$ .....	225
<b>QUADRO 31:</b> Análise Inicial – Descontinuidade D3 – $E_c/E_m=0,5$ .....	228
<b>QUADRO 32:</b> 4ª Análise – Descontinuidade D3 – $E_c/E_m=0,5$ .....	229
<b>QUADRO 33:</b> Evolução da fratura durante as análises- Plano de Descontinuidade D3 - $E_c/E_m=0,5$ .....	230
<b>QUADRO 34:</b> Cálculo do empuxo devido à rocha a jusante – método analítico.....	233
<b>QUADRO 35:</b> Cálculo do ângulo de atrito mobilizado para $FSD=1$ , conforme carregamentos adotados nas análises com fratura (COMB3-Cap. 6) - Método analítico.....	235
<b>QUADRO 36:</b> Cálculo do ângulo de atrito mobilizado para $FSD=1$ , conforme carregamentos usuais - Método analítico.....	235
<b>QUADRO 37:</b> $MEF_o$ - D1 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 1.....	242
<b>QUADRO 38:</b> $MEF_o$ - D1 - Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 2. ....	243
<b>QUADRO 39:</b> $MEF_o$ – D2 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 1.....	244

<b>QUADRO 40:</b> MEF <sub>0</sub> – D2 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 2.....	245
<b>QUADRO 41:</b> MEF <sub>0</sub> – D3 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 1.....	246
<b>QUADRO 42:</b> MEF <sub>0</sub> – D3 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 2. ....	247
<b>QUADRO 43:</b> MEF <sub>1</sub> –Análises iniciais com fratura - Ângulos de atrito necessário.....	255
<b>QUADRO 44:</b> MEF <sub>2</sub> – Análises finais - Ângulos de atrito necessário. ....	255
<b>QUADRO 45:</b> Comparação dos somatórios de forças horizontais obtidos do MEF com as cargas aplicadas. ....	258
<b>QUADRO 46:</b> D1/ MEF <sub>2</sub> : Verificação ao deslizamento - Ângulo de atrito necessário.....	259
<b>QUADRO 47:</b> D1/ MEF <sub>2</sub> : Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 1.....	259
<b>QUADRO 48:</b> D1/ MEF <sub>2</sub> : Verificação ao deslizamento - Ângulo de atrito necessário – Empuxo de jusante corrigido.....	259
<b>QUADRO 49:</b> D1/ MEF <sub>2</sub> : Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 1 - Empuxo de jusante corrigido.....	260
<b>QUADRO 50:</b> D1/ MEF <sub>2</sub> : Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 2 - Empuxo de jusante corrigido.....	260
<b>QUADRO 51:</b> Comparação entre os valores de coeficientes de atrito mobilizados pelo MEF e analítico.....	265

## **RESUMO**

As principais etapas de projeto de barragens de gravidade de concreto correspondem às verificações de estabilidade global e de tensões atuantes, em planos potenciais de ruptura (contato concreto-rocha e descontinuidades na fundação). Para isto, adotam-se usualmente métodos analíticos simplificados, os quais assumem distribuições de tensões lineares nos planos potenciais de ruptura. Métodos numéricos, tal como o Método dos Elementos Finitos (MEF), podem representar melhor a real distribuição de tensões, levando a resultados mais precisos. Entretanto, ainda não é prática usual de projeto de barragens de gravidade de concreto. Neste trabalho, investiga-se a distribuição de tensões nos planos potenciais de ruptura de barragens de gravidade de concreto. O MEF é utilizado e os resultados obtidos das análises numéricas são comparados com os resultados de métodos simplificados. Os principais objetivos são avaliar a influência da deformabilidade da fundação nas verificações de tensões e de estabilidade em potenciais de ruptura, bem como definir procedimentos de verificações de tensões e de estabilidade através do MEF. Para investigar a deformabilidade da fundação, são realizados estudos paramétricos variando as propriedades mecânicas da fundação em análises por elementos finitos, assumindo que o concreto e a rocha de fundação têm comportamento elástico-linear. Uma seção transversal hipotética, assim como planos de descontinuidades, são adotados para modelagem por elementos finitos de barragem de gravidade de concreto. A partir das análises paramétricas, obtém-se diagramas de tensões na interface concreto-rocha e nos planos de descontinuidades. Em seguida, é empregado um critério simplificado de propagação de fratura, através da introdução de aberturas localizadas na malha de elementos finitos, passo a passo, até que a configuração de equilíbrio estável seja encontrada. As tensões obtidas pelas análises por elementos finitos são utilizadas para verificações de estabilidade global e local e também para comparações com verificações realizadas através de métodos analíticos simplificados. As comparações fornecem fortes indicativos que análises por métodos refinados são necessárias para verificações de estabilidade mais precisas e podem trazer mais segurança e economia ao projeto de barragens de gravidade de concreto. Sugestões para pesquisas futuras são apresentadas ao final do trabalho.

## **ABSTRACT**

The main steps in design of concrete gravity dams are the global stability and stress verification in the potential failure planes (concrete-rock interface and foundation discontinuities). In design, simplified analytical methods, which assume a linear stress distribution at these potential failure planes, are usually adopted. Numerical methods like the Finite Element Method (FEM) can represent better the actual stress distribution at these planes, yielding more accurate results. Nevertheless such methods are still not commonly employed by designers in the analysis of concrete gravity dams. In this work, the stress distribution at the potential failure planes of concrete gravity dams is investigated. The Finite Element Method is utilized and the numerical results are compared to the ones obtained by simplified methods. The main objectives are to evaluate the influence of the foundation deformability in the stability and stress verifications in the potential failure planes and to define procedures for stress and stability verifications using the FEM. In order to investigate the foundation deformability, parametric studies are performed by varying the mechanical properties of the foundation in the finite element analyses. Both concrete and rock are assumed to behave as linear-elastic materials. A hypothetical transversal section as well as hypothetical discontinuity planes in the foundation are adopted in the FE model of the gravity dam. From the parametrical analyses, stress diagrams in the concrete-rock interface and in the discontinuity planes are obtained. A simplified fracture propagation criterion, by introducing gap openings in the FEM mesh, step by step, until a stabilized configuration is achieved is also employed. Stresses obtained by the FE analyses are used for global and local stability verifications, and also for comparisons with simplified analytical methods. The comparisons strongly indicate that refined analytical methods are necessary for more accurate stability verifications, and can bring more safety and economy to the design of concrete gravity dams. Suggestions for future researches are presented at the end of the work.

## **1 - INTRODUÇÃO**

Esta pesquisa tem como objetivo principal analisar as tensões em fundações de Barragens de Gravidade de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos. Inicialmente são abordadas as considerações gerais sobre Barragens de Gravidade de Concreto, onde são discutidos os principais fatores envolvidos no projeto destas estruturas, já que apresentam uma série de particularidades. Assim, no Capítulo 2 são discutidas as principais ações de projeto, bem como métodos analíticos disponíveis para análise de barragens, modelos geomecânicos e análise de barragens através de modelagem numérica por Elementos Finitos. No Capítulo 3 é feita uma breve exposição da formulação do Método dos Elementos Finitos, uma vez que será utilizada para os estudos subseqüentes. No Capítulo 4, é definida inicialmente uma seção típica de barragem de gravidade de concreto, a partir da qual os estudos serão conduzidos. Após um estudo de malhas e de parâmetros iniciais, são apresentadas as primeiras análises paramétricas de tensões no contato concreto-rocha e em vários tipos de fundações homogêneas. No Capítulo 5 avaliam-se as tensões pelo Método dos Elementos Finitos através de um modelo mais refinado que permite estudar algumas possibilidades de fundações heterogêneas, inserindo-se camadas hipotéticas de materiais de baixa resistência, denominadas de descontinuidades. Neste capítulo avalia-se também a influência de uma galeria de drenagem a montante da seção transversal típica. No Capítulo 6 é feito um estudo de propagação de fraturas para alguns casos específicos, a fim de avaliar as tensões a partir de um critério de ruptura, já que a análise que é adotada neste trabalho é sempre elástico-linear. Finalmente no Capítulo 7 é feita uma comparação dos resultados obtidos nos estudos anteriores, através de verificações de estabilidade pelo Método dos Elementos Finitos, bem como por outros métodos analíticos descritos no Capítulo 2, comparando-se os resultados.

### **1.1 - Considerações sobre barragens**

De uma maneira geral, existem vários tipos de barragens, ou seja, estruturas projetadas para contenção de água, adotadas em empreendimentos hidrelétricos, ou

em projetos de irrigação, de contenção de cheias ou ainda como reservatório para consumo.

Barragens são classificadas usualmente em termos de materiais e formas. Assim, têm-se barragens de concreto, de terra, de enrocamento e a associação entre estes materiais. As barragens de concreto podem ser de gravidade, de arco (podendo ser de arcos múltiplos), de contrafortes, de gravidade aliviada e de arco-gravidade. As demais são freqüentemente denominadas de “terra com núcleo de argila”, “de enrocamento com face de concreto”, “de enrocamento com núcleo de argila” ou ainda “de terra e enrocamento”. A escolha do tipo de estrutura a ser adotada em cada empreendimento é feita em função de várias variáveis, tais como: altura e comprimento de barramento necessários, definidos através de estudos hidrológicos e de concepção da usina; condições geológicas; processo construtivo; disponibilidade de equipamentos e de materiais; *lay-out* do canteiro de obras, entre outras. Analisam-se as relações custo-benefício das variáveis envolvidas e adota-se a solução mais adequada.

Barragens de Gravidade de Concreto são largamente difundidas no mundo, sendo conhecidas pela simplicidade de projeto e construção, pelo alto grau de segurança para qualquer altura da barragem e para quaisquer condições climáticas. De uma forma geral, por se tratar de uma estrutura monolítica, no que diz respeito a um bloco do corpo da barragem (entre juntas de construção), é dimensionada a fim de atender a segurança global da estrutura contra deslizamento, tombamento e flutuação, bem como aos critérios de máximas tensões admissíveis na estrutura e no maciço de fundação.

O uso de concreto compactado a rolo (CCR) em barragens de gravidade é uma característica importante que tem viabilizado ainda mais o emprego deste tipo de estrutura. A adoção desta alternativa pode envolver uma otimização de todo o empreendimento, tornando-se atrativo para a iniciativa privada, principal investidor atual em empreendimentos hidrelétricos.

Pode-se citar como exemplo a Usina Hidrelétrica Dona Francisca. Com potência instalada de 125MW, a barragem da usina prevista no projeto preliminar era de enrocamento com núcleo de argila. A revisão deste projeto indicou ser mais atrativa a

solução com barragem de gravidade, de concreto compactado a rolo e vertedouro incorporado à estrutura da barragem, substituindo o vertedouro tipo *roller*, com comportas, por um vertedouro de soleira livre, com 335m de extensão sobre a crista. A segunda etapa do desvio, que pelo projeto original utilizaria seis adufas de desvio<sup>1</sup> de 4,5 x 12m, passou a ter apenas quatro, medindo 5,5 x 11m, complementadas por três aberturas no corpo do vertedouro, com 9,6 x 5,5m. Esta nova solução, devido ao uso de CCR, demandou apenas uma frente de concretagem na margem direita, para casa de força e adufas de desvio (estruturas de concreto convencional), enquanto o projeto anterior exigia, por exemplo, dois canteiros extensos desde o início (no vertedouro, na margem direita e na casa de força, na margem esquerda). Assim, os volumes de escavação envolvidos na obra, por exemplo, foram sensivelmente reduzidos. O projeto anterior previa 2.567.000 m<sup>3</sup> de escavação comum e 941.500 m<sup>3</sup> em rocha, que foram reduzidos para, 972.000m<sup>3</sup> e 506.000m<sup>3</sup>, respectivamente. Sendo assim, o custo total do projeto caiu de R\$ 300 milhões para R\$ 180 milhões e o prazo de execução passou de 55 para 32 meses (O Empreiteiro, 2001).

O modelo geomecânico de Dona Francisca apresentava algumas características bem particulares. A fundação da barragem e vertedouro é formada basicamente por basalto bastante fraturado e arenito das Formações Botucatu e Caturrita para os quais reservou-se bastante cuidado e atenção. Além disso, foram encontradas camadas de descontinuidade de argilitos (argila vermelha plástica) e siltitos no maciço de arenito, exigindo intensa investigação geológica e estudos detalhados quanto à estabilidade da barragem. Para o controle das deformações e de vazões, durante a etapa de enchimento e de operação da usina, foi implantado um projeto detalhado de instrumentação das estruturas e fundações. Os resultados obtidos da instrumentação durante e após o enchimento da barragem comprovaram a segurança da barragem, ficando os deslocamentos e os valores de subpressões atuantes dentro dos limites estudados. Além disso, a barragem em CCR exigiu um controle rigoroso de todo o processo construtivo, que garantiu no final, conforme controle tecnológico, um concreto bastante homogêneo, impermeável e denso, com parâmetros de resistência dentro dos limites especificados pelo projeto (Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1999).

*Nota 1: Adufas de Desvio são galerias na barragem de concreto, destinadas ao desvio das águas do rio para a construção da barragem sobre o leito do rio.*

## **1.2 - Justificativa e Objetivos**

Análises de estabilidade de estruturas hidráulicas têm sido feitas através de formulações clássicas analíticas de verificações quanto à segurança ao deslizamento, ao tombamento e à flutuação, bem como das tensões atuantes. Entretanto, também podem ser feitos estudos através da modelagem em elementos finitos para consideração mais real da estrutura e de seu entorno. A seção típica é usualmente definida já nos estudos de viabilidade do empreendimento, etapa em que o orçamento do empreendimento é definido, usualmente por métodos analíticos. Quando a geometria e/ou materiais da fundação e da estrutura são mais complexos, o Método de Elementos Finitos (MEF) é algumas vezes utilizado, principalmente para balizamento dos resultados. Pode-se citar como exemplo, os projetos das usinas da Bacia do Alto Paraná (Celestino, 1983), onde o MEF foi usado para análise da segurança ao deslizamento. Segundo Celestino (1983): “... a flexibilidade do método de elementos finitos permite a consideração de quaisquer graus de anisotropia, heterogeneidades e até certo ponto, descontinuidades”. Sabe-se, que a utilização do método clássico para cálculo das tensões na fundação e conseqüente fator de segurança ao deslizamento é bem aproximado. Admite a fundação como sendo rígida, considerando o diagrama de tensões linear da Resistência dos Materiais. Sendo assim, as tensões obtidas nestes diagramas podem ser aproximações bem grosseiras e dependendo da deformabilidade da fundação e da região de análise de tensões, esta simplificação poderá estar sendo demasiadamente antieconômica ou ainda mesmo contra a segurança.

O objetivo geral deste trabalho é então avaliar as diferenças existentes entre os diagramas mais realistas de tensões na fundação obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e os diagramas lineares obtidos pela Resistência dos Materiais. Como objetivos específicos pretende-se: avaliar a influência da deformabilidade da fundação nas verificações de tensões e de estabilidade em planos de contato concreto-rocha e de descontinuidades hipotéticas; definir procedimentos de verificações de tensões e de estabilidade ao deslizamento dos planos de descontinuidade através do Método de Elementos Finitos; comparar resultados obtidos por este método com resultados obtidos por métodos analíticos. Para isso, a avaliação das tensões pelo MEF deverá

ser feita através de uma análise elástico-linear paramétrica, variando-se os parâmetros de deformabilidade e de resistência dos materiais da fundação.

## **2 - BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO**

Barragens de gravidade são estruturas de concreto sólidas que mantêm sua estabilidade contra cargas de projeto devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do concreto (U.S.Army Corps of Engineers, 1995).

Geralmente as barragens de gravidade são construídas em um perfil triangular, ou podem ser levemente curvadas, ou ainda anguladas para acomodar as condições específicas do campo. Devido ao concreto, as barragens podem constituir-se de uma seção vertente (com vertedouro) ou não vertente, dependendo de sua função dentro do projeto como um todo.

O projeto civil das barragens de concreto é multidisciplinar, envolvendo diversas áreas: a hidrologia, a hidráulica, a mecânica das rochas e a engenharia de estruturas, basicamente. Sendo assim, estruturalmente, o perfil transversal deverá satisfazer a duas principais condições: as tensões atuantes devem estar dentro de limites pré-estabelecidos e proporcionar estabilidade para o corpo da barragem, suportando o deslizamento na fundação. Deve-se buscar uma seção ótima para garantir a estabilidade e um menor gasto de concreto possível. A sua estabilidade é garantida principalmente pelos esforços de gravidade, de onde vem sua denominação.

### **2.1 - Sistemas construtivos**

Os dois sistemas construtivos atualmente adotados para este tipo de barragem correspondem ao uso do concreto massa convencional (CCV) e do concreto compactado a rolo (CCR). A construção de barragens em CCR é de aplicação relativamente recente e é bastante econômica em relação ao CCV, mesmo considerando-se as otimizações desenvolvidas no Brasil para o concreto convencional entre as décadas de 70 e 80. Nesta técnica utiliza-se um concreto de abatimento nulo, o qual é lançado, transportado e compactado pelos mesmos equipamentos utilizados em barragens de terra e enrocamento. As propriedades do CCR endurecido são similares às do concreto convencional. Esta técnica construtiva gera uma quantidade muito maior de juntas de construção, formada entre as camadas (da ordem de 0,3m) compactadas com rolo, às quais deve ser dada especial atenção para garantir boa

aderência e resistência ao cisalhamento. Para proporcionar maior impermeabilidade junto às faces de montante das barragens de CCR, são utilizadas camadas verticais de concreto convencional moldado no local, ou pré-fabricado e ainda algumas vezes a associação destes com membranas de PVC em toda a extensão da face de montante da barragem (Andriolo, 1998).

No Brasil a primeira barragem construída com o sistema CCR foi a de Saco de Nova Olinda na Paraíba, em 1986, projetada para fins de irrigação com 56 m de altura. Esta barragem com o volume de 138 000 m<sup>3</sup> de CCR e consumo de cimento de 70kgf/m<sup>3</sup>, foi executada em apenas 110 dias, ou seja, uma produção média de 1255 m<sup>3</sup>/dia, atingindo um pico de 2500 m<sup>3</sup>/dia. No entanto o uso de CCR no Brasil já vinha sendo estudado em menores proporções. A primeira vez de que se tem informação sobre o uso de CCR foi para a construção de um piso de armazenamento de concreto de um edifício da UHE de Itaipu, em 1976 (Andriolo, 1998). Apesar destes estudos, o sistema CCR tornou-se mais popular apenas na década de 90, com a construção das barragens do Jordão e de Salto Caxias (1240MW) no estado do Paraná, destinadas à produção de energia elétrica. Logo em seguida, em 2001 foi concluída a barragem e vertedouro de gravidade Dona Francisca, toda em CCR, no rio Jacuí no Rio Grande do Sul com 125MW; em 2002, a barragem de gravidade de concreto de Cana Brava no Rio Tocantins em Goiás, com 450MW. Neste caso, o fechamento nas ombreiras direita e esquerda foi projetado com maciços de terra e enrocamento, com abraço em ambas as margens, dos aterros nas estruturas de CCR (Babá et al, 2001). O consumo de cimento da barragem de Salto Caxias ficou em 100kgf/m<sup>3</sup> (Krempbel, 1997); de Dona Francisca e de Cana Brava, variou entre 90 e 100kgf/m<sup>3</sup>.

A maioria das barragens construídas com o sistema CCR é de gravidade, mas em alguns países, tais como China e África do Sul, existem alguns exemplos de barragens de arco-gravidade (Andriolo, 1998). As barragens de gravidade de concreto convencional ainda são construídas, principalmente em situações onde as dimensões e volumes das estruturas não viabilizam a aplicação de CCR.

## 2.2 - Ações atuantes

As barragens de gravidade são submetidas principalmente às seguintes ações (Mason, 1988):

- Peso próprio e sobrecargas fixas;
- Pressão hidrostática;
- Subpressão;
- Pressões intersticiais nos poros de concreto;
- Empuxos de terras ou de silte, provenientes de eventuais aterros ou assoreamentos a montante ou a jusante da estrutura;
- Pressão de gelo (em regiões onde possam ocorrer camadas de gelo na superfície da água);
- Choques de ondas ou ação dinâmica da água;
- Efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto;
- Ações devido à deformação das fundações e das encostas;
- Forças sísmicas, em regiões sujeitas a sismos.

O peso próprio do concreto é avaliado com base no seu peso específico, normalmente  $24 \text{ kN/m}^3$  ou valor mais exato, em função do agregado a ser empregado.

A pressão hidrostática varia conforme os níveis do reservatório a montante e a jusante da estrutura, definidos nos estudos hidrológicos.

A subpressão atua entre o corpo da barragem de gravidade, bem como na sua fundação. O maciço sobre o qual a barragem se apóia é, em maior ou menor grau, permeável à água acumulada no reservatório. Esta permeabilidade deriva tanto da porosidade natural, embora pequena, de qualquer maciço rochoso, como de anomalias deste maciço, tais como falhas, fissuras, estratificações, incrustações ou outras

irregularidades que propiciem o fluxo preferencial da água sob pressão (Mason, 1988). A porosidade do concreto da barragem, por sua vez, permite uma infiltração de água em seus vazios, tendo como consequência, a existência de pressões intersticiais.

A subpressão consiste então no esforço que é exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente isto é, de baixo para cima, em função da percolação de água através do maciço (de concreto ou rochoso). Na fundação a subpressão atua no sentido de reduzir o peso efetivo da estrutura sobrejacente e, em consequência, a resistência ao cisalhamento de planos potenciais de deslizamento (Guimarães, 1988).

As demais ações referentes à pressão de gelo, a choques de ondas ou ação dinâmica da água, bem como devido às forças sísmicas, são mais importantes no projeto de barragens em regiões sujeitas a estes efeitos. No entanto, algumas considerações simplificadas feitas em análises pseudo-estáticas, com sismo natural ou induzido pelos esforços provenientes da ação do reservatório no período de enchimento do lago, são usualmente empregadas em projetos brasileiros. As verificações de estabilidade com a consideração dos efeitos de terremoto podem ser feitas de acordo com Grishin (1982), U.S. Army Corps of Engineers (1995) e U.S. Bureau of Reclamation, (1976).

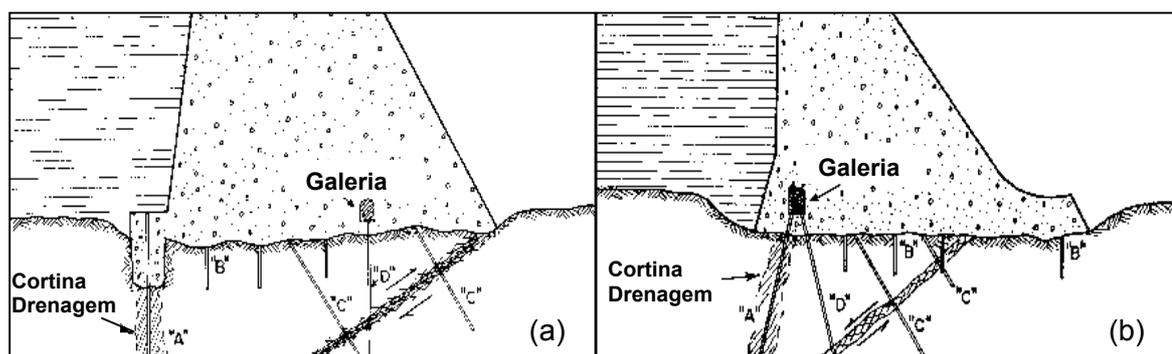
Os efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto são avaliados através de análises específicas tais como análises térmicas, definindo-se os comprimentos dos blocos e a dosagem do concreto entre outros. Em geral, para se evitar fissuras irregulares do concreto provocadas pelas deformações devido à retração e à variação de temperatura, a barragem é dividida ao longo de seu eixo longitudinal, por juntas verticais de dilatação que devem estender-se da rocha de fundação à crista. As juntas são fechadas por meio de vedações paralelas à face de montante da barragem (juntas elásticas de borracha sintética).

De uma maneira geral, uma vez que os níveis hidrostáticos são dados de projeto, quanto maiores o peso específico do concreto e a redução da subpressão, menor será a seção transversal da barragem de gravidade e maior será a economia do projeto.

O meio mais eficaz de redução da subpressão é o emprego da drenagem associado a injeções. Com esta finalidade podem ser executadas, perto do pé de montante da barragem, cortinas de injeções de impermeabilização e furos de drenagem que

desembocam numa galeria, para inspeção e manutenção. Podem ser empregados também drenos próximos ao pé de jusante da barragem, bem como no próprio corpo da barragem, diminuindo neste caso, a ação da pressão intersticial devido à água nos poros de concreto. A Figura 1 (Walstrom, 1974) mostra duas seções transversais de barragens de gravidade de concreto hipotéticas assentes em maciço rochoso com falha, mostrando a localização de furos de drenagem (“D”) e de injeções (“A” e “C”).

As injeções com calda de cimento ou outros materiais, que promovem a diminuição da permeabilidade das fundações formando uma cortina de injeções, são usualmente posicionadas conforme as Figuras 1(a) e 1(b). A galeria de drenagem, além de garantir pressão atmosférica na boca dos drenos (em seu topo) tem ainda a função de coletar e redirecionar as águas por eles transportadas, podendo ser utilizadas bombas de recalque.



**FIGURA 1:** Drenagem e Injeções em Barragem de Gravidade de Concreto Hipotéticas (Wahlstrom, 1974).

A determinação da subpressão consiste num dos problemas mais importantes no projeto e no cálculo de barragens de gravidade. Basicamente, em projetos de barragens de gravidade adotam-se dois caminhos para a determinação de subpressões: cálculo das subpressões através de critérios internacionalmente conhecidos e através de estudos de percolação de água no maciço rochoso em análise.

Segundo o U.S. Bureau of Reclamation (1976) a distribuição de pressões em uma seção horizontal da barragem de gravidade sem cortina de drenagem, é assumida com variação linear entre a coluna de água a montante e a coluna d'água a jusante, zerando

neste ponto, quando inexistir nível d'água a jusante. Na existência de cortina de drenagem, as pressões internas podem ser calculadas de acordo com o tamanho, a localização e o espaçamento dos drenos, assim como a distribuição de pressões neutras internas através da fundação, onde deve-se considerar também a porosidade da rocha, presença de juntas, falhas e extensão da cortina de injeção. Esta determinação pode ser feita através do traçado de redes de fluxo por vários métodos incluindo modelos físicos bi ou tridimensionais ou modelos numéricos por elementos finitos também bi ou tridimensionais. U.S. Bureau of Reclamation (1976) recomenda ainda que seja adotada uma redução de 2/3 da diferença de níveis hidrostáticos de montante e de jusante na linha de drenos, na falta de outras análises ou em projetos preliminares. Esta redução é baseada na observação do comportamento das obras construídas pelo órgão.

Guimarães (1988) apresenta uma vasta análise dos métodos de avaliação de subpressão em estruturas do tipo gravidade, com compilação dos diversos métodos de avaliação de subpressão bem como análise crítica. Segundo a autora, a previsão de valores de subpressão, utilizados como dados de entrada para modelos tensão-deformação e para cálculos de estabilidade de estruturas de concreto tem sido feita com maior confiabilidade a partir do desenvolvimento de métodos numéricos de análise de percolação de água pelas fundações. Entretanto, a adoção destes métodos torna-se possível uma vez que se tenha a caracterização adequada a respeito da hidrogeologia da região e das características hidrogeotécnicas do maciço de fundação. Os resultados obtidos através de métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhores e mais numerosas forem estas informações, sendo necessária uma adequada campanha de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto à permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência etc.

Sendo assim, em muitos projetos não é possível analisar a percolação do maciço por elementos finitos por falta de dados. Algumas vezes, são realizados estudos paramétricos, que possibilitam avaliar a ordem de grandeza das subpressões e vazões, mas por outro lado não podem ser adotados no projeto final quando não se tem confiabilidade dos parâmetros de entrada. Outro problema da análise por elementos finitos decorre que o uso de modelos bidimensionais para este caso requer algumas simplificações, uma vez que a existência da cortina de drenagem ao longo do eixo

longitudinal da barragem recai num problema tridimensional de fluxo, o que exige quantidade de parâmetros ainda maiores. O problema de fluxo tridimensional é abordado por Silva Filho (2002) a partir do desenvolvimento de um programa para análise tridimensional da percolação de água através das fundações de barragens de gravidade de concreto de rochas contínuas permeáveis. Considera-se a influência do fluxo não linear nos drenos na distribuição de pressões, gradientes e vazões nas fundações.

Apesar de algumas críticas na literatura a respeito da determinação da subpressão através da análise de percolação bidimensional (constatado por Silva Filho, 2002) em alguns projetos este método é adotado através de uma simplificação da cortina de drenagem. Devido às incertezas quanto à adoção desta análise, bem como, às dificuldades encontradas em se realizar a análise tridimensional, ainda hoje, na maioria dos projetos de barragens de gravidade utilizam-se os critérios de projeto propostos por órgãos internacionalmente conhecidos, tal como o U.S. Bureau of Reclamation (1976) mencionado acima. Na maior parte das vezes, este tipo de consideração da subpressão conduz a valores a favor da segurança, embora, não econômicos.

Cruz e Barbosa (1981) através da observação de leituras em obras no Brasil e no exterior, bem como da experiência dos autores, propõem um critério para a determinação de subpressões em barragens de gravidade de concreto para vários sistemas de drenagem, planos de fraqueza estrutural ao longo da rocha de fundação, bem como também para o plano de contato concreto-rocha.

A análise de dados de subpressão em casos típicos de estruturas de concreto no contato e em planos de fraqueza estrutural pela fundação feita pelos autores demonstra um fluxo preferencial entre a face de montante da estrutura em análise e a linha de drenos a montante e um fluxo entre a face de jusante e a linha de drenos de jusante e ainda um fluxo pouco significativo entre as duas linhas de drenos. Uma vez que as galerias de drenagem estão quase sempre associadas a um sistema de bombeamento, neste caso, no interior das mesmas a pressão é necessariamente atmosférica. O fluxo d'água dessa forma é controlado pelas diferenças entre as cotas do nível d'água do reservatório a montante e do piso da galeria a montante e entre o nível d'água de jusante e o piso da galeria de jusante (Cruz, 1981).

Segundo os autores, para análise de estabilidade de barragens de gravidade, duas condições de operação da drenagem devem ser consideradas: operação normal e operação excepcional com bombeamento inoperante.

– Condição normal de operação (Cruz e Barbosa, 1981)

Considera-se no pé de montante e de jusante da barragem as subpressões dadas pelas colunas d'água relativas aos níveis d'água de montante e de jusante, respectivamente. Em qualquer ponto situado numa vertical que passe pelo pé de montante e de jusante, as subpressões correspondem à coluna d'água que vai do ponto considerado até o nível d'água correspondente. Na linha de drenos, a subpressão  $H_p$  é dada pela expressão:

$$H_p = H_d + \frac{1}{3} \Delta H \quad (1)$$

Onde:

$H_d$  : diferença de nível entre a boca do dreno e o ponto de intersecção do plano de análise com a linha de drenagem (na existência de drenos a montante e a jusante, calcula-se  $H_{dm}$  para os drenos de montante e  $H_{dj}$  para os drenos de jusante);

$\Delta H$ : diferença entre o nível d'água do reservatório e o nível das galerias ( $\Delta H_m$  para os drenos de montante e  $\Delta H_j$  para os drenos de jusante).

Este critério admite a hipótese da fenda de tração aberta a montante implícita, pelo menos até o plano de análise e uma desconsideração do fluxo que ocorre entre a superfície de rocha a jusante e um plano vertical que passe pelo pé da estrutura a jusante, uma vez que tanto a superfície de rocha a jusante como o plano vertical, são equipotenciais de mesmo valor. Além disso, para casos com mais do que uma linha de drenos, embora os drenos sejam operantes, através deste critério, pode resultar numa subpressão entre os drenos. A eficiência do sistema de drenagem considerada é de 67%.

- Condição excepcional de operação (Cruz e Barbosa, 1981)

Neste caso, considerando um bombeamento inoperante, os diagramas de subpressão são considerados na condição limite, ou seja, as subpressões nas galerias alcançariam o equilíbrio imposto pela cota de saída do sistema de drenagem a jusante, a qual depende de cada projeto. No pé de montante e de jusante permanece a mesma consideração anterior. Esta condição equivale a uma condição excepcional de carregamento da barragem de gravidade.

### **2.3 - Modelo geomecânico**

A correta caracterização da estrutura da rocha de fundação, que é dada pelo seu modelo geomecânico, é crucial para o desenvolvimento de análise de estabilidade realista de barragens e planos de fundação profundos. Se a instabilidade for ocorrer, será ao longo de planos potenciais de ruptura, que formam um mecanismo de ruptura geral, o qual pode ser ao longo do corpo da barragem ou mesmo dentro da massa de rocha. Um trabalho de equipe entre engenheiros estruturais e geotécnicos é importante para a avaliação da fundação de barragens.

Na análise do comportamento de fundações em maciços rochosos, o mecanismo de ruptura geral que é usualmente de interesse considerar consiste do deslocamento de um volume de massa de rocha limitado pelas descontinuidades (Rocha, 1981). As descontinuidades podem ser fraturas, superfícies de xistosidade, superfícies contínuas, tais como estratificações, contato entre derrames, falhas, zonas de cisalhamento etc.

Em artigo específico sobre rochas dos materiais de baixa resistência, Rocha (1977) declara que uma das causas de enfraquecimento dos maciços rochosos é a ocorrência de superfícies contínuas de baixa resistência. “Por superfície contínua de baixa resistência deve entender-se uma fratura ou uma camada delgada de resistência muito menor do que a da rocha encaixante, com dimensões à escala do volume do maciço de fundação que influencia o comportamento da estrutura. Os escorregamentos ao longo de tais superfícies são responsáveis pela maior parte dos acidentes imputáveis aos maciços rochosos, quer em fundações, em especial de barragens, quer em taludes e obras subterrâneas.” (Rocha, 1977, p.14).

Rocha (1981) salienta ainda que a existência de descontinuidades facilita a solução dos problemas de ruptura em maciços rochosos com relação à previsão da forma e localização das superfícies de ruptura. Esta previsão torna-se muito mais difícil de realizar no caso de maciços contínuos (homogêneos e heterogêneos).

Conforme mencionado anteriormente, para fins de análise de estabilidade de barragens é importante a identificação de um plano de deslizamento potencial. Com relação à ocorrência de fraturas, dentro de um conceito probabilístico de ruptura, quaisquer que seja o mecanismo desta, as dimensões das fraturas terão uma certa distribuição estatística e que deverá sempre considerar a ocorrência de fraturas de grandes dimensões ou de “associações” de fraturas “consecutivas”. Segundo Rocha (1977), a observação das dimensões das fraturas é feita correntemente em superfícies de pequena extensão, em especial nas paredes de galerias e trincheiras de prospecção e só é possível determinar os comprimentos das fraturas com reduzido desenvolvimento, principalmente no caso da identificação em furos de sondagens e conclui que embora seja um evento pouco provável, a ocorrência de fraturas com comprimento maior no restante do maciço do que o observado em um determinado volume (como nas trincheiras), não deve ser considerado anormal.

Celestino (1983) aborda uma revisão do emprego de modelos matemáticos em projetos de barragens da Bacia do Alto Paraná. Mostra que devido a grande flexibilidade dos modelos matemáticos, as simplificações de cálculo são feitas muitas vezes em função das limitações quanto aos parâmetros de campo disponíveis. Sendo assim, quanto às propriedades dos materiais, as análises mais simples, admitem comportamento elástico linear, em que os parâmetros necessários para a representação da deformabilidade do maciço são: o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. O autor comenta que para as rochas típicas aceitas como material de fundação das barragens do Alto Paraná, o nível de tensões atuantes é usualmente baixo e o material intacto (excluídas as descontinuidades) trabalha geralmente dentro de seu limite de linearidade, não sendo importante então incorporar aos modelos matemáticos suas características não-lineares (quando estes atingem níveis mais elevados de tensões). Porém para as descontinuidades, análises mais precisas devem representar seu comportamento elasto-plástico. O autor acrescenta ainda que para os níveis de segurança usualmente adotados, é possível que as descontinuidades de maciços basálticos analisados

trabalhem dentro dos limites de proporcionalidade. Ruiz et al. (1979), citado por Celestino (1983), mostra esta evidência dizendo que ao analisar os resultados de várias dezenas de ensaios *in situ* realizados em descontinuidades de maciços basálticos, concluiu que “... fixar o coeficiente de segurança 1,5 (condições normais de operação de barragens) para o atrito de descontinuidades em maciços basálticos equivale a se impor que a fundação deverá trabalhar abaixo do ponto de cedência, ou seja, em regime linear”. A partir desta afirmação, Celestino (1983) conclui que parece haver ainda uma tendência a que esta afirmação seja tão mais verdadeira quanto maior a tensão normal, ou seja, quanto mais alta a barragem em análise.

Um modelo do comportamento não-linear de descontinuidades em maciços rochosos foi apresentado por Goodman (1970) segundo Celestino (1983) e Infanti (1980). Segundo Celestino (1983): “... elementos-junta sofisticados, incluindo a simulação da dilatação, foram desenvolvidos (Goodman e Dubois, 1972).” Rocha (1981) apresenta análises de estabilidade ao longo das descontinuidades em maciços rochosos através destes parâmetros. Celestino (1983) acrescenta que na primeira metade da década em que estes desenvolvimentos foram feitos, seus conceitos foram usados no projeto de Água Vermelha para representar o comportamento da junta, existente nas fundações da tomada d’água e vertedouro: “Foi neste projeto que pela primeira vez nas obras do Alto Paraná se analisou a fundação de estruturas de concreto considerando o comportamento elasto-plástico das descontinuidades do maciço rochoso.” (Celestino, 1983, p. 304). Os parâmetros de rigidez normal e tangencial da junta, definidos por Goodman foram compilados por Ruiz et al. (1979) e a caracterização destes parâmetros para diversas feições geológicas foi feita por Infanti (1980).

A maioria dos estudos geológicos e geotécnicos, feitos para a implantação de usinas hidrelétricas brasileiras, baseia-se em maciços de rochas ígneas e metamórficas (de rochas ígneas). Como exemplo, pode-se citar os inúmeros ensaios *in situ* e em laboratório que foram feitos para determinação das propriedades mecânicas de rochas basálticas (ígneas extrusivas) na Bacia do Paraná (na qual se encontram as usinas de Itaipu, Água Vermelha, Ilha Solteira, Jupia, Promissão, entre outras). Os resultados destes ensaios têm sido utilizados até hoje, através de correlações, em complementação aos ensaios existentes, no projeto de barragens em regiões com mesma configuração geológico-geotécnica.

Pode-se citar como exemplo o projeto de Itaipu (Itaipu Binacional, 1994) em que as estruturas e o reservatório são fundados por grandes derrames basálticos da bacia do Alto Paraná, fazendo parte da formação denominada Serra Geral, do Período Jurássico inferior.

As principais características geológicas são:

- Derrames basálticos, essencialmente horizontais, com 20 a 60m de espessura;
- Camadas de brecha entre os derrames basálticos, de 1 a 30m de espessura sempre heterogêneas, usualmente mais fracas e deformáveis do que o basalto;
- Descontinuidades em planos paralelos aos derrames de basalto, usualmente localizados no contato entre derrames ou na base da zona de transição;
- Permeabilidade horizontal muitas vezes mais alta do que a vertical.

A espessura, litologia e porosidade das camadas de brecha são altamente variáveis, devido ao seu processo de formação.

Pode-se distinguir os derrames em três diferentes tipos de basalto:

- Basalto denso: alta densidade ( $29,5 \text{ kN/m}^3$ ) e alta deformabilidade (módulo de deformabilidade  $> 20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$  (20.000 MPa). Este basalto, devido à sua rigidez intrínseca, é altamente fraturado.
- Basalto vesicular amigdaloidal: densidade é de 26 a  $27 \text{ kN/m}^3$  e tem módulo de deformabilidade entre  $10 \times 10^6$  e  $15 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , muito menos fraturado que o anterior;
- Brecha e escoriácea lava: densidade de 24 a  $21 \text{ kN/m}^3$  e eventualmente um pouco menor do que  $20 \text{ kN/m}^3$  e deformabilidade em torno de  $7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , alta porosidade e permeabilidade.

As descontinuidades que geralmente ocorrem no contato da parte superior da brecha e da parte inferior do basalto denso representam importantes características as quais influenciaram a estabilidade das barragens e de outras estruturas. A barragem de Itaipu, devido a estas descontinuidades, foi intensamente estudada quanto à

estabilidade, inclusive com modelos matemáticos de elementos finitos. A fim de obter um conhecimento geológico da área, foram feitas sondagens rotativas, num estágio inicial e escavadas trincheiras e túneis exploratórios. Através do exame visual e dos testes foi possível a determinação das características geotécnicas da brecha, a qual devido ao seu baixo módulo de deformabilidade, foi considerado um extrato problemático.

Vários outros modelos geomecânicos podem ser encontrados na literatura. Em Camargo et al. (1978) são apresentados também os modelos geomecânicos propostos para as usinas hidrelétricas de Tucuruí, no rio Tocantins e Salto da Divisa, no rio Jequitinhonha.

#### **2.4 - Projeto e análise global de barragens de gravidade**

Para atender à segurança global da estrutura e aos critérios de tensões admissíveis, em projetos de barragens de gravidade, utiliza-se um processo iterativo envolvendo a elaboração de arranjo preliminar da estrutura seguida de estudos de estabilidade e análise de tensões. Se a estrutura não atende aos critérios de segurança, então o arranjo é modificado e analisado novamente; caso os critérios de segurança estejam sendo atendidos com folga, um novo estudo poderá ser feito para otimização do projeto. E segue-se iterativamente este processo até que uma seção ótima, ou seja, segura e econômica, seja encontrada.

Conforme o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBGB, 2001): “... A análise de segurança global deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos e englobará a análise de estabilidade no contato concreto-rocha, análise de estabilidade em planos inferiores ao da fundação, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais”.

Sendo assim, os casos de carregamentos a considerar nos estudos de estabilidade e respectivos cálculos dos esforços internos e tensões atuantes, segundo este guia, são:

- Caso de Carregamento Normal (CCN): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção normal da obra, em condições hidrológicas normais;
- Caso de Carregamento Excepcional (CCE): Corresponde a quaisquer ações de cargas eventuais com baixa probabilidade de ocorrência, tais como, condições hidrológicas excepcionais, falha no sistema de drenagem, manobra de caráter excepcional, efeito sísmico etc.
- Casos de Carregamento de Construção (CCC): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a construção da obra, apenas durante períodos curtos em relação à sua vida útil e em boas condições de controle. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, a carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes e quaisquer outras condições semelhantes.

O U.S. Bureau of Reclamation (1976), por sua vez adota uma subdivisão do caso excepcional citado acima: caso excepcional (*unusual*) e limite (*extreme*), onde no primeiro são analisados os níveis d'água máximos de projeto e demais ações conjuntas e no segundo a combinação de uma cheia normal de projeto e demais ações correspondentes, com os efeitos do pior sismo possível. Em geral, cada critério de projeto define suas combinações, adaptadas à região em que o projeto se insere, a fim de que todas as ações e hipóteses de operação da barragem estejam previstas.

Segundo CBGB (2001), para barragens e demais estruturas de gravidade a análise de estabilidade pode ser feita considerando a estrutura como um conjunto monolítico, ou seja, um corpo rígido, devendo ser verificadas as condições de estabilidade globais quanto à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, para todos os casos de carregamento e planos potenciais de ruptura, conforme descrito a seguir.

#### 2.4.1 - Segurança à flutuação

Obtém-se um coeficiente de segurança à flutuação que consiste na relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão, sendo dado pela expressão:

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (2)$$

Onde:

FSF: Coeficiente de segurança à flutuação;

$\sum N$ : Somatório das forças gravitacionais;

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

Despreza-se, em geral, o efeito do atrito nas faces laterais do bloco. Os coeficientes de segurança à flutuação devem atender aos mínimos previstos no Quadro 1.

#### 2.4.2 - Segurança ao tombamento

O Coeficiente de Segurança ao Tombamento consiste na relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, sendo dado pela expressão:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (3)$$

Onde:

FST: Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\sum M_e$ : Somatório dos momentos estabilizantes;

$\sum M_t$ : Somatório dos momentos de tombamento.

Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Na estrutura cuja base tem dimensão igual ou superior à sua altura, dispensa-se a análise de estabilidade ao tombamento. Os

coeficientes de segurança ao tombamento obtidos devem ser superiores aos fornecidos pelo Quadro 1.

### 2.4.3 - Segurança ao deslizamento

Considera-se que a segurança ao deslizamento em planos de contato concreto-rocha está verificada se:

$$FSD_{,tot} = \frac{R}{\sum E} = \frac{\left( \frac{\sum N, \text{efet.} \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E} \geq 1,0 \quad (4)$$

Onde:

R : Somatório de forças horizontais resistentes;

$\sum E$  : Somatório de forças horizontais atuantes;

$\sum N, \text{efet}$  : Somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise;

$\phi$  : Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

c: Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

A : Área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise;

$fsd\phi$  e  $fsdc$  : Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente;

$FSD_{,tot}$  : Coeficiente de segurança ao deslizamento total.

Os valores característicos serão definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura sob análise, conforme investigações geológicas. Os valores dos coeficientes de segurança parciais a adotar estão apresentados no Quadro 1 e variam conforme as combinações de carregamento. Nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou de parâmetros muito variáveis, é recomendável adotar os valores entre parênteses. O coeficiente de segurança total ( $FSD_{,tot}$ ) deve ser maior do que 1, uma vez que considera a existência dos coeficientes parciais de segurança do atrito ( $fsd\phi$ ) e da coesão ( $fsdc$ ). O coeficiente

de segurança ao deslizamento também pode ser calculado separadamente, ou seja, para a parcela de segurança devida ao atrito ( $FSD,\phi$ ) e devida a coesão ( $FSD,c$ ).

$$FSD,\phi = \frac{\sum N, \text{efet.} \tan \phi}{\sum E} \quad (5) \quad FSD,c = \frac{\frac{c.A}{fsdc}}{\sum E} \quad (6)$$

**QUADRO 1:** Coeficientes de segurança para análises de estabilidade (CBDB, 2001)

Casos de Carregamento	CCN	CCE	CCC
FSF	1,3	1,1	1,2
FST	1,5	1,2	1,3
fsdc	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	2,0 (2,5)
fsd $\phi$	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

A equação (4) corresponde à citada por Jansen (1988) para o método *shear-friction*. Segundo Jansen, este método permite também a consideração de planos de análise inclinados, bem como de descontinuidades.

Para a análise ao deslizamento de descontinuidades, ou seja, de planos potenciais de ruptura situados abaixo da base da barragem (na fundação), pode ser utilizado na contribuição de forças resistentes o empuxo passivo devido à rocha a jusante da barragem. Este empuxo pode ser considerado como redutor das forças horizontais atuantes conforme (7), ou ainda como força resistente conforme (8):

$$FSD,tot = \frac{R}{\sum E - E_p} = \frac{\left( \frac{\sum N, \text{efet.} \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E - E_p} \geq 1,0 \quad (7)$$

$$FSD,tot = \frac{R + E_p}{\sum E} = \frac{\left( \frac{\sum N, \text{efet.} \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right) + E_p}{\sum E} \geq 1,0 \quad (8)$$

Onde  $E_p$  corresponde ao empuxo passivo da rocha a jusante.

Jansen acrescenta ainda que em 1981, o U.S. Corps of Engineers substituiu o método *shear-friction* pelo coeficiente de segurança abaixo (9), baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conhecido como Método do Equilíbrio Limite.

$$CSD = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{c + (\sigma_z - U) \operatorname{tg} \phi}{\tau} \quad (9)$$

Onde:

$\tau, \tau_r$  : Tensão de cisalhamento atuante e resistente respectivamente na superfície de escorregamento;

$\sigma_z - U$  : Tensão normal (vertical) efetiva atuante na superfície de escorregamento (de compressão apenas);

$\phi$  : Ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise;

c: Coesão ao longo da superfície de escorregamento.

Sendo que CSD deve ser no mínimo igual a 2 para combinação de carregamento CCN e 1,3 para CCE (U.S. Corps of Engineers, 1995). Jansen apresenta também comparações entre os métodos de equilíbrio limite e *shear-friction* para planos inclinados, bem como para planos múltiplos de ruptura.

Para o caso de fundação rígida e superfície de escorregamento horizontal, o uso da expressão (9) seria equivalente ao da (4), usando-se um coeficiente global CSD. Entretanto, mesmo para superfície horizontal as expressões serão diferentes para casos de maciços deformáveis (se o cálculo das tensões considerar a deformabilidade da fundação).

A consideração da deformabilidade da fundação em análises de estabilidade de barragens tem sido feita, mais recentemente, através das tensões atuantes obtidas por métodos numéricos, sendo o método dos elementos finitos o mais utilizado.

Rocha (1981) faz uma descrição detalhada sobre análise e projeto de fundações de barragens de concreto. O autor menciona que no dimensionamento de barragens de concreto e suas fundações, exceto em casos especiais, somente os estados limites de ruptura pontual e de ruptura geral são considerados, sendo que o primeiro deve ser utilizado quando não há método disponível para prever o comportamento geral de

ruptura, devido ao fato que envolveria o comportamento não-linear. Diz ainda que na realidade, é preferível considerar o estado limite geral de ruptura, uma vez que permite levar em consideração a contribuição, que é favorável à segurança, da redistribuição de tensões num estágio não linear para a capacidade de resistência. Na determinação do estado de tensões para os dois critérios mencionados, uma distribuição estatística dos parâmetros de deformabilidade dos materiais não é considerada, sendo atribuídos valores com coeficientes de segurança de uma forma empírica, os quais devem ser ajustados de acordo com o comportamento de projetos similares concluídos. Cabe ressaltar, que os coeficientes de segurança são introduzidos para levar em conta a dispersão das propriedades dos materiais, aumentando seus valores conforme o aumento da dispersão. Sendo assim, segundo este autor seria muito interessante estabelecer um critério de dimensionamento a nível internacional com aproximação estatística, a fim de integrar o conhecimento disponível à experiência.

Rocha (1974) além de mencionar os dois métodos citados acima, lembra ainda que algumas vezes o projeto não é baseado em solicitações de resistência e sim numa condição suplementar em que os deslocamentos na estrutura não devem exceder certos limites, mas salvo em casos especiais, este autor menciona que esta condição não é apropriada para o comportamento de massas de rocha, particularmente com relação à estrutura barragem-fundação.

#### 2.4.4 - Segurança pelo estado limite de ruptura pontual (Rocha, 1981)

Segundo este critério, o objetivo é garantir a segurança de forma que a ruptura não seja alcançada em nenhum ponto, considerando-se um coeficiente de segurança para os parâmetros de resistência dos materiais, não esquecendo que os valores de deformabilidade adotados para o cálculo das tensões também devem ser minorados implicitamente.

Este critério pode ser aplicado tanto na análise estrutural no concreto quanto para verificar a segurança da fundação rochosa. Considera-se um mecanismo de ruptura relacionada ao cisalhamento, tanto da própria rocha quanto de superfícies de descontinuidades, admitindo o comportamento de Coulomb. Quando não se conhece o plano de ruptura, a verificação deve ser feita em cada ponto da massa de rocha em

termos de tensões principais, minorando-se a resistência dos materiais (Rocha, 1981). Tendo-se um conhecimento prévio da superfície potencial de ruptura a segurança pode ser dada pela equação:

$$\tau \leq \tau_s \rightarrow \tau \leq c_s + \sigma \cdot \tan \phi_s \quad (10)$$

Onde:

$c_s = \frac{c}{n_c}$  e  $\tan \phi_s = \frac{\tan \phi}{n_\phi}$ , sendo  $n_c$  e  $n_\phi$  os coeficientes de segurança parciais, devido à

coesão e ao atrito, respectivamente;

$c$  e  $\phi$  os valores médios da coesão e do ângulo de atrito;

$c_s$  e  $\phi_s$  os valores minorados da coesão e do ângulo de atrito;

$\tau$  : as tensões cisalhantes atuantes;

$\sigma$ : as tensões normais efetivas.

Sendo assim, uma vez que se tem uma distribuição de tensões ao longo de um plano potencial de ruptura em análise, por exemplo, a verificação de estabilidade pela expressão (10) recai na aplicação da expressão (9) para cada ponto, aplicando coeficientes de minoração parciais do material ( $n_c$  para a coesão e  $n_\phi$  para o atrito), tal como  $fsdc$  e  $fsd\phi$  em (4). Assim, com o uso das tensões resistentes ( $\tau_r$ ) minoradas na expressão (9), deve-se obter um coeficiente  $CSD \geq 1$ .

Como este critério não considera a redistribuição de esforços e a condição de equilíbrio encontrada pode contemplar concentração de tensões (o que é bem comum), sua adoção pode levar ao superdimensionamento ou à necessidade de mudança da forma da estrutura sem qualquer significado (Rocha, 1981).

Rocha afirma ainda que não há experiência de aplicação deste critério de ruptura pontual, não somente porque não considera a redistribuição de tensões, mas também porque até há bem pouco tempo atrás era impossível determinar a distribuição de tensões rapidamente em massas de rocha, mesmo por equilíbrio bidimensional, o que

levou ao desenvolvimento de métodos de dimensionamento em relação à ruptura que não necessitavam do conhecimento do estado de tensões (ruptura geral).

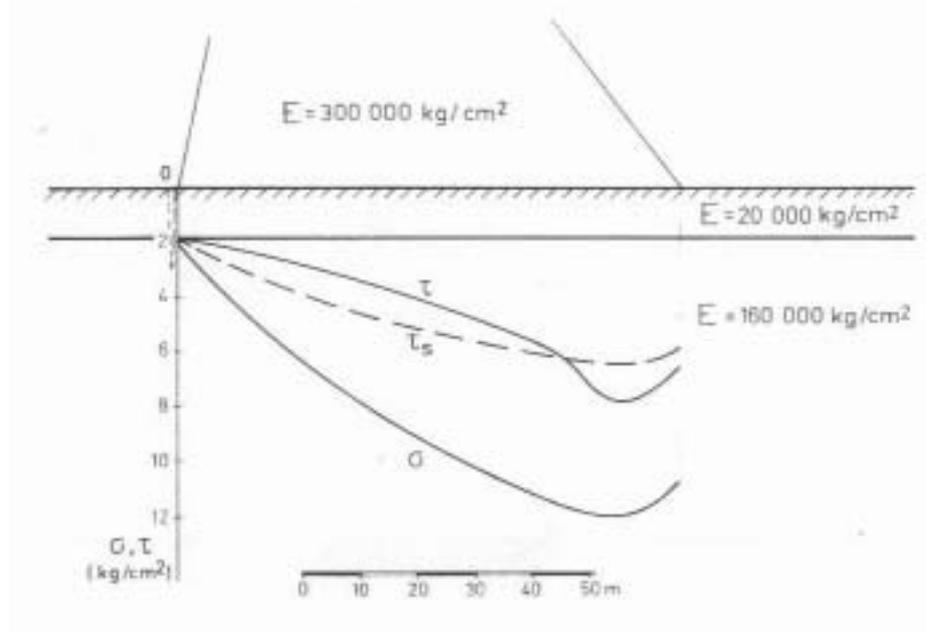
Rocha (1974) comenta ainda que para barragens de gravidade de concreto a determinação do estado de tensões pelo método dos elementos finitos freqüentemente encontra uma dificuldade quando o critério de ruptura pontual na superfície de fundação ou na vizinhança é adotado, devido às concentrações de tensões junto ao pé de montante em que os valores de  $\tau$  e  $\sigma$  tendem ao infinito. Em conclusão, o autor define que a avaliação da resistência das fundações deve ser baseada no critério de ruptura geral e o método de ruptura geral deve ser utilizado para cálculo da máxima resistência ao cisalhamento que será mobilizada e então aplicar um coeficiente de segurança.

#### 2.4.5 - Segurança pelo estado limite de ruptura geral

A aplicação deste critério requer: i) a consideração de um mecanismo de ruptura da estrutura, definido de acordo com o tipo de estrutura e de parâmetros que governam o mecanismo, incluindo a lei de deformação envolvida; ii) a análise do comportamento da estrutura até a ruptura, sujeito às ações de projeto, a fim de determinar os valores dos parâmetros para os quais a ruptura geral irá ocorrer e iii) verificar se estes valores encontram a condição de segurança. Neste problema, pode-se levar em conta ou não a plastificação, lembrando que no caso de análise não-linear deverá ser dada especial atenção à forma em que os vários carregamentos serão aplicados. Os mecanismos de ruptura consistem no deslizamento ao longo de um ou mais planos de descontinuidades associados. Quando não existirem planos de descontinuidades, em caso de rochas de baixa resistência, por exemplo, a ruptura pode se dar através de outras superfícies.

O uso da expressão (4), por sua vez, equivale ao critério de ruptura geral, sendo que o somatório das forças atuantes pode ser obtido através da integral de tensões ao longo dos planos de ruptura, as quais podem ser obtidas pelo método dos elementos finitos através de análise linear ou não-linear.

A Figura 2 apresenta um exemplo apresentado em Rocha (1981) da análise de tensões na fundação de uma barragem de gravidade de concreto de 96m de altura, obtida pelo método dos elementos finitos, onde  $\tau$  e  $\tau_s$  são dados conforme a expressão (10). A Figura mostra que a condição de segurança é respeitada, uma vez que a área limitada pela curva  $\tau$  e o eixo da abscissa é menor do que a área limitada pela curva  $\tau_s$ . Entretanto, na área de jusante da fundação, onde  $\tau > \tau_s$ , o mesmo não é atendido pelo critério de ruptura local. Neste exemplo, foram considerados os mesmos valores de coeficientes de segurança para os dois métodos. Rocha menciona que a experiência demonstra que coeficientes de segurança adotados pelo critério de ruptura pontual podem ser menores do que os de ruptura geral, uma vez que quando a segurança pelo critério de ruptura local é alcançada, a segurança pelo critério de ruptura geral é assegurada. Neste aspecto pode-se decidir quando deverá ser verificada a segurança pelo critério de ruptura geral, tendo sido realizada a verificação pelo critério de ruptura pontual (no caso de ser interesse o emprego deste critério primeiramente).



**FIGURA 2:** Distribuição de tensões obtida por MEF na superfície da fundação de uma barragem de gravidade (Rocha, 1981).

#### 2.4.6 - Avaliação das tensões

Em barragens baixas ou de média altura, sobre maciços rígidos, as tensões normais verticais podem ser calculadas pelo método de gravidade (Jansen, 1988 e Grishin, 1982) que adota a teoria clássica de flexão composta da Resistência dos Materiais, admitindo uma distribuição linear de tensões normais na seção transversal da barragem. As tensões máximas na base ou ao longo de juntas de concretagem do concreto da barragem, são obtidas junto às faces:

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

Onde:

$N$  : Soma das forças verticais normais à base da fundação;

$A$  e  $W$  : Área e Módulo de rigidez, respectivamente, da seção na base da fundação;

$W = \frac{I}{y}$ , sendo  $I$  o momento de inércia e  $y$  a distância em relação ao ponto onde se

deseja calcular as tensões. Para seção simétrica retangular:  $y = \frac{b}{2} \rightarrow W = \frac{l.b^2}{6}$ .

$M$  : Momento fletor das forças atuantes em relação ao centróide da área;

$b$  e  $l$  : Dimensões da seção na base, sendo  $l$  (sentido longitudinal ) usualmente igual a 1m .

Uma análise mais detalhada do método de gravidade para obtenção de tensões pode ser obtida em Oliveira et al (2002), em que são deduzidas as respectivas expressões de tensões normais, horizontais e cisalhantes em barragens de gravidade. Em seguida, é desenvolvido um programa que analisa as tensões e a estabilidade ao longo de juntas de concretagem da barragem pelo método de gravidade. Os resultados são comparados com um programa comercial, onde se obtém convergência entre os métodos. Entretanto, Oliveira afirma que “... as suposições para a distribuição de tensões são substancialmente corretas, desde que os planos horizontais de análise não estejam muito próximos da base”. No que diz respeito à análise de tensões na interface barragem-fundação pelo método de gravidade (MG), menciona que “... tanto as tensões como as fissuras prováveis de ocorrer podem ser afetadas pela

deformabilidade da rocha da fundação que não é levada em conta na concepção do MG”. (Oliveira et al, 2002).

Os valores máximos de tensão nas juntas da barragem devem ser comparados com as tensões admissíveis do concreto à tração e à compressão, assim como nos planos de contato concreto-rocha ou de descontinuidades na fundação, comparando-se às resistências dos respectivos materiais. Quando no projeto for encontrada tração no concreto, deve-se desprezar o trecho tracionado na verificação da estabilidade da barragem. Também deve ser verificada a tensão admissível à compressão no maciço de fundação, sendo admitida tração apenas para caso de carregamento excepcional, de maneira a se evitar a abertura de fraturas e aumento de percolação de água.

Tensões de compressão em barragens de gravidade usualmente não são fatores críticos no seu projeto, sendo maiores em valores nas barragens arco ou de contraforte. O U.S. Bureau of Reclamation (1976) define que o fator de segurança (relação entre as tensões admissíveis e atuantes) deve ser igual a 3, para condições de carregamento normal; igual a 2, para condições de carregamento excepcionais e igual a 1, para condição limite (com sismo). Segundo o Bureau, para condições de carregamento normal não são admitidas tensões de tração. Para casos de carregamento excepcional e limite, em que as tensões de tração obtidas são menores do que as tensões mínimas admissíveis na face da barragem, deve-se admitir abertura de fissura. Se após a abertura da fissura as tensões na estrutura não excederem as resistências especificadas e a estabilidade for mantida, considera-se a estrutura estável. O cálculo de tensões verticais do Bureau contempla a propagação de fratura, em diagramas de tensões lineares e cálculo de tensões cisalhantes com variação parabólica.

O U.S. Corps of Engineers (1995) especifica que as tensões admissíveis do concreto e da fundação não devem ser ultrapassadas. Estabelece que para condição de carregamento normal, a resultante das forças verticais deve estar no núcleo central de inércia da seção (100% da base comprimida), admitindo tração (resultante fora do núcleo central de inércia da base) para condições excepcional e limite. Esta verificação substitui a verificação ao tombamento citada anteriormente, assim como as verificações de tensões definidas pelo Bureau acima. O Corps of Engineers acrescenta ainda que

as tensões em barragens de gravidade são analisadas tanto por métodos aproximados quanto pelo método dos elementos finitos, conforme o refinamento do projeto e a configuração da barragem, ressaltando que a rigidez relativa de diferentes materiais na fundação e no concreto pode influenciar os resultados de análise de estabilidade. O Método dos Elementos Finitos, de acordo com U.S. Army Corps of Engineers (1995) é utilizado em modelos de análises estáticas lineares, em análises dinâmicas e em análises não lineares considerando-se a interação entre a barragem e a fundação. Menciona ainda: “... *An important advantage of this method is that complicated foundations involving various materials, weak joints on seams, and fracturing can be readily modeled*”, ou seja, uma vantagem importante deste método consiste na possibilidade real de modelar fundações complicadas, envolvendo vários materiais, juntas e fraturas.

Por último Jansen (1988), também afirma que a validade do MG é questionável perto da base da barragem, onde concentrações de tensões aumentam nos cantos reentrantes formados pelas faces da barragem e a superfície da fundação. Em barragens altas, estas concentrações de tensões são significativas, mas são freqüentemente reduzidas pelo escoamento plástico. Estas tensões nos cantos, ao redor de aberturas e em zonas de tração, podem ser aproximadas com um modelo em elementos finitos. Podem também ser modelados o comportamento térmico do concreto e uma combinação de tensões térmicas com outros carregamentos. Aborda também que para grandes barragens de gravidade e de contraforte, o projeto final deve ser estudado por uma análise de tensões mais abrangente através do método dos elementos finitos. Neste caso, para a maior parte dos problemas de barragens de gravidade uma análise bidimensional em estado plano de deformações ou de tensões é suficiente. Usualmente, um modelo bidimensional de fundações com profundidade e espessura igual a uma e três vezes a base da barragem, respectivamente, é suficiente para avaliar as tensões na fundação de barragens.

Entretanto, Celestino (1983) aborda que modelos bidimensionais desprezam os efeitos de arqueamento em barragens construídas em vales estreitos, que, algumas vezes, apresentam efeitos bastante significativos. Souza Lima et al (1982), citado por Celestino (1983), comentam que no caso de Itaipu (comprovado por modelo reduzido tridimensional) este efeito foi bastante importante, sendo o carregamento de ruptura o

dobro daquele previsto em análises planas, embora tenha sido desprezado pelos critérios de projeto que não permitiam levar em conta a colaboração lateral do maciço rochoso, o que resultaria numa economia significativa.

## **2.5 - Influência da rigidez do maciço de fundação no estado de tensão das barragens de concreto**

O U.S.Bureau (1976) define que um conhecimento profundo da deformabilidade da fundação de uma barragem de gravidade é necessário para a previsão de recalques diferenciais; a fim de determinar as concentrações de tensões na barragem ou na fundação devido a regiões adjacentes com baixo módulo de elasticidade e para determinar a distribuição de tensões a ser adotada em estudos de estabilidade. Os parâmetros de deformabilidade são obtidos através de investigações de campo, sendo tanto mais importante sua determinação real, quanto maior for a variação das propriedades dos materiais da fundação da futura barragem, com presença de falhas e zonas de fraqueza estrutural, por exemplo.

Silveira et al. (1974) realizaram um estudo da influência da heterogeneidade da fundação sobre a distribuição de tensões em contrafortes de barragens de abóbadas múltiplas de grandes vãos. Através de uma análise pelo método dos elementos finitos, foram consideradas hipóteses diferentes de modelagens considerando o maciço rochoso de fundação heterogêneo, atribuindo-se valores limites à deformabilidade das diversas zonas da fundação. As tensões e deslocamentos foram obtidos para carregamentos de peso próprio e empuxos hidrostáticos e os resultados mostraram que a fundação de fato pode comportar-se de modo muito diferente e dar origem a esforços na estrutura igualmente muito diversos, em alguns casos de grande importância. Dentre as hipóteses de cálculo foi modelada uma seção de contraforte e sua fundação “... com dimensões suficientemente grandes para se considerar um apoio rígido no seu contorno exterior” (Silveira, et al., 1974, p.01). Foi considerado o estado plano de tensões em análise elástico-linear, com materiais homogêneos isotrópicos e coeficientes de Poisson do concreto e da fundação de 0.25 e 0.20, respectivamente. Foram adotadas dez hipóteses diferentes, variando-se a posição e a extensão de um maciço mais deformável (com módulo de elasticidade 1/20 do módulo de concreto) e de outro mais rígido (com módulo de elasticidade igual ao do concreto) ao longo da

fundação, ou seja, zonas de pequena rigidez na fundação a montante, depois a jusante, na região central e assim por diante. Em geral, as zonas de grande rigidez na fundação absorvem as maiores tensões. No caso da fundação e do contraforte terem rigidez semelhante verificou-se que para seções no contraforte afastadas da superfície de contato obtém-se distribuições lineares de tensões (conforme a teoria da elasticidade). Entretanto esta hipótese se mostrou inválida sempre que existiam na fundação zonas de menor rigidez.

Segundo Rocha (1974,1977) a influência da deformabilidade das fundações no estado de tensões em barragens de concreto de vários tipos tem sido extensivamente estudada, analiticamente e experimentalmente, pelo LNEC<sup>2</sup>, onde mais de 250 modelos foram estudados durante 25 anos. Embora o estado de tensões em barragens dependa de vários parâmetros, Rocha apresenta algumas conclusões gerais de como o estado de tensões é influenciado pela relação entre o módulo de elasticidade do maciço rochoso ( $E_m$ ) e do concreto ( $E_c$ ). Através de uma análise dos problemas de rochas dos materiais de baixa resistência, cujos módulos tem em regra valores inferiores a  $4 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup> (4000MPa) e exibem uma resistência à compressão uniaxial que varia desde cerca de  $2 \times 10^3$  a  $2 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>, é sempre necessário dar especial atenção à deformabilidade, tanto mais que para  $E_m/E_c < 1/8$ , já é grande a influência da deformabilidade sobre o estado de tensão e que para  $E_m/E_c < 1/16$ , esta influência se torna muito grande (neste caso, o comportamento da barragem é inteiramente governado pela deformabilidade da fundação). Cita ainda que: “... somente para  $E_m/E_c < 1/4$ , a influência da deformabilidade da fundação tem importância...”. Ou seja, sabendo que ele considera um módulo de elasticidade do concreto de  $24 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>, os valores de  $E_m$ , para  $E_m/E_c = 1/4$ ,  $1/8$  e  $1/16$ , são, respectivamente,  $6 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>,  $3 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup> e  $1,5 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup>. Estas conclusões, no que diz respeito a barragens em arco ou em arcos múltiplos, são válidas não somente quando os valores indicados de  $E_m/E_c$  se estendem a zonas extensas da fundação, mesmo toda a fundação, mas também a zonas de pequena extensão, tais como falhas, caso este no qual a influência no estado de tensão se faz sentir somente na vizinhança de tais zonas. Para barragens de gravidade, estas conclusões são aplicáveis relativamente a zonas limitadas de elevada deformabilidade. Quando a fundação é homogênea estes graus de influência são aplicáveis a valores de  $E_m/E_c$  iguais à metade, ou seja,  $E_m/E_c < 1/8$ ;

$E_m/E_c < 1/16$  e  $E_m/E_c < 1/32$ , respectivamente para os casos de moderada, grande e muito grande influência da deformabilidade. O problema da deformabilidade é relevante quando os maciços de fundação são constituídos por rochas de baixa resistência, mas o autor frisa que pode ser também para maciços constituídos por rochas de elevada resistência. Há diversos casos de rochas de alta resistência em que o módulo de elasticidade do maciço é inferior ao limite de  $6 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> antes referido.

Outros fatores também influenciam a deformabilidade das rochas, tais como a anisotropia, isto é, a relação entre os módulos de elasticidade máximo e mínimo. “No caso de maciços rochosos constituídos por rochas de elevada resistência, a anisotropia da deformabilidade resulta, sobretudo do diaclasamento, podendo o grau de anisotropia chegar até a valores muito elevados, como por exemplo, 10. Quando os maciços são formados por rochas de baixa resistência passa, em regra, a ser a anisotropia da própria rocha que mais influencia a anisotropia do maciço, tanto mais que o grau de anisotropia das rochas cresce em geral quando diminui a resistência.” (Rocha, 1977, p. 06).

A heterogeneidade na deformabilidade é outro fator de influência na deformabilidade das rochas. “Os maciços constituídos por rocha de baixa resistência apresentam freqüentemente uma heterogeneidade muito acentuada. Como, por outro lado, a sua deformabilidade é elevada, compreende-se que a flutuação da deformabilidade de ponto para ponto possa implicar em grandes deslocamentos diferenciais, o que é especialmente relevante em problemas de fundações.” (Rocha, 1977, p.09). Para um mesmo grau de heterogeneidade, acarreta-se deslocamentos diferenciais tanto mais elevados quanto menores forem os valores desses módulos e conseqüentemente, a caracterização da deformabilidade deve ser feita com precisão tanto mais elevada quanto menores forem os valores dos módulos em questão. A fim de evidenciar a estas diferenças dentre os maciços rochosos são apresentados no Quadro 2 os valores típicos de deformabilidade de rochas, assim como de coesão, ângulo de atrito, bem como de resistência à compressão.

**QUADRO 2:** Parâmetros típicos de deformabilidade e de resistência de rochas (Rocha, 1977).

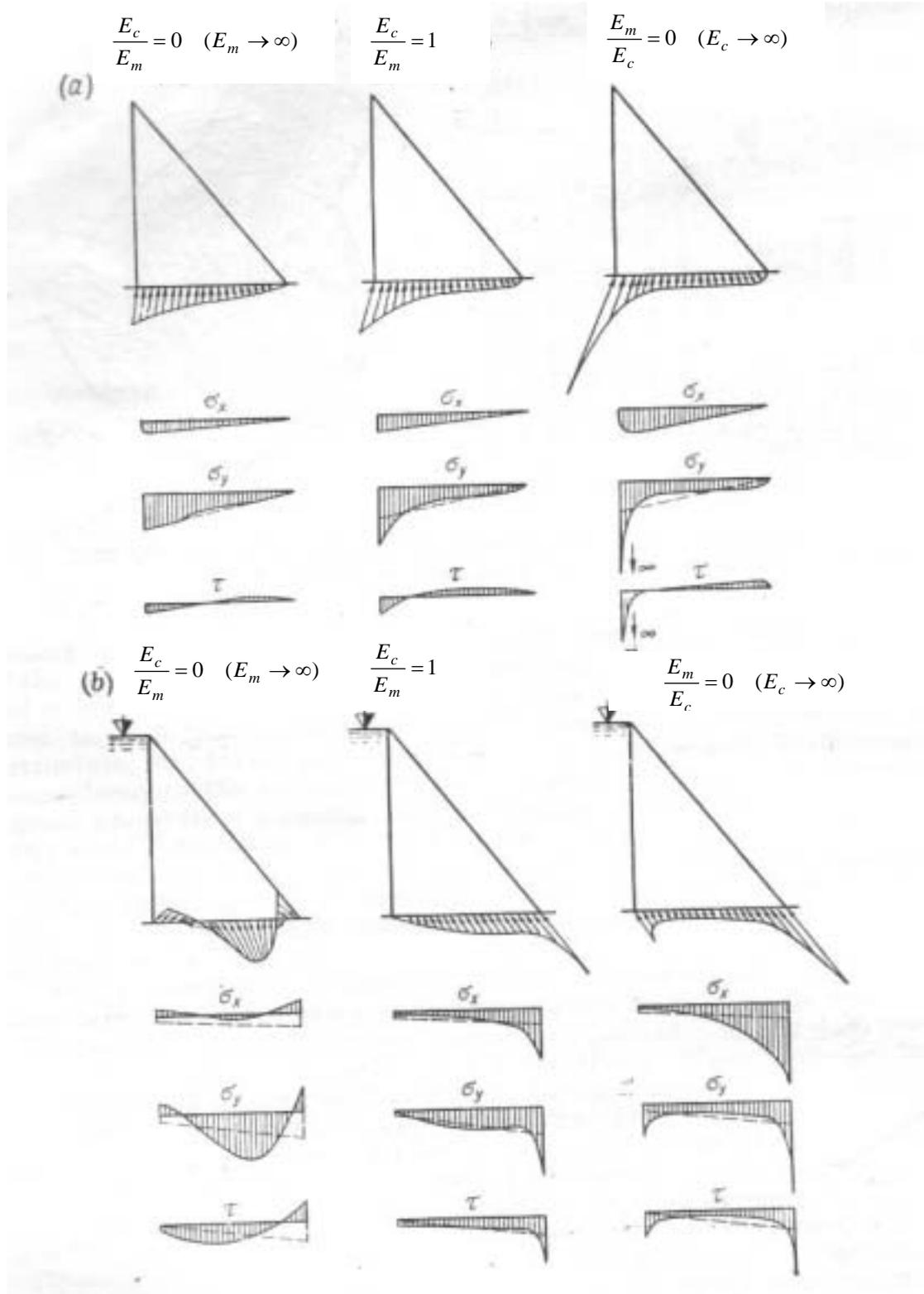
Tipo de rocha	Módulo de deformabilidade $E$ ( $10^3$ kg/cm <sup>2</sup> )	Resistência ao corte		Resistência à compressão uniaxial $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
		Coesão $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Âng. de atrito $\theta$ (°)	
<b>Argilitos e siltitos</b>				
resistência baixa	4 - 30	5 - 30	30 - 35	20 - 120
média	30 - 80	30 - 60	35 - 40	120 - 250
elevada	80 - 300	60 - 120	40 - 55	250 - 800
<b>Grés e conglomer.</b>				
resistência baixa	5 - 40	5 - 30	30 - 40	20 - 120
média	40 - 100	30 - 80	40 - 50	120 - 400
elevada	100 - 600	80 - 160	50 - 65	400 - 1500
<b>Calcários</b>				
argilosos	5 - 50	5 - 40	30 - 40	20 - 200
margosos	10 - 100	10 - 60	30 - 40	40 - 300
puros	200 - 1000	100 - 400	40 - 50	400 - 2500
<b>Quartzitos 200 - 1000</b>	200 - 1000	150 - 300	45 - 65	700 - 3000
<b>Granitos e gnaisses</b>				
decompostos	4 - 30	4 - 20	35 - 45	15 - 100
alterados	30 - 200	20 - 100	45 - 55	100 - 700
sãos	200 - 1000	100 - 250	55 - 65	700 - 2500
<b>Xistos*</b>				
decompostos	4 - 20	4 - 20	30 - 35	15 - 80
alterados	20 - 150	20 - 100	35 - 40	80 - 400
sãos	150 - 800	100 - 200	40 - 65	400 - 2000

\* Características muito variáveis devido à anisotropia.

## 2.6 - Análise de tensões em barragens segundo Tyelke

A influência da deformabilidade da fundação em barragens de gravidade de concreto foi avaliada por Tyelke citado por Grishin (1982). Segundo o autor, a determinação das tensões na área de contato concreto-fundação pode ser feita por diferentes métodos e a relação entre o módulo de elasticidade da fundação ( $E_m$ ) e o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) tem uma influência marcante na distribuição de tensões. A Figura 3 mostra os diagramas de tensões obtidos para diferentes taxas de  $E_m$  e  $E_c$ , em que o item (a) mostra os diagramas obtidos para o carregamento devido ao peso próprio e o item (b) para o carregamento de peso próprio e empuxo hidrostático de água a montante, para uma barragem de gravidade de concreto de 60m de altura. A obra não esclarece exatamente a forma como estas tensões foram obtidas.

Nesta figura, pode ser observado que um diagrama trapezoidal de tensões é muito distorcido no contato. Segundo Grishin (tradutor da obra russa), com reservatório vazio, a concentração de tensões horizontais ( $\sigma_x$ ) e verticais ( $\sigma_y$ ) perto da face de montante aumenta conforme o aumento da relação entre  $E_c/E_m$ .



**FIGURA 3:** Estudo de Tensões na fundação desenvolvido por Tyelke (1938) apud Grishin (1982).

Também para este caso de carregamento, as tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) são favoráveis à estrutura no trecho a jusante, pois contribuem para o fechamento das fissuras, dando aumento às tensões horizontais de compressão.

Uma redução das tensões verticais de compressão  $\sigma_y$  nos pontos mais a montante do contato concreto-rocha (e até mesmo sua mudança para tensão de tração), com concentração de tensões no meio da seção transversal para pequenas relações de  $E_c/E_m$ , são típicas para o caso de operação normal (peso próprio e empuxo hidrostático – Figura 3-b).

Para o mesmo caso de carregamento, a obra também menciona que a concentração de tensões  $\sigma_y$  na face de jusante é significativa e aumenta conforme o aumento da relação  $E_c/E_m$ . Para grandes relações  $E_c/E_m$ , certa concentração de tensões também ocorre junto à face de montante. As tensões de cisalhamento são distribuídas da mesma forma que as tensões verticais de compressão. As tensões horizontais de compressão ( $\sigma_x$ ) aumentam consideravelmente em comparação àquelas calculadas pela teoria convencional da distribuição linear de tensões (curvas tracejadas na figura).

Grishin (1982) acrescenta ainda que desta forma, para condições de reservatório cheio, as deformações da fundação levam a uma redistribuição indesejável de tensões na base da seção transversal. O perigo de cisalhamento ao longo da base da junta aumenta e as tensões crescem perto da face de jusante da barragem. Este crescimento depende da relação  $E_c/E_m$ . Ainda segundo o autor, teoricamente, os picos de tensões verticais podem exceder várias vezes os valores determinados pelo método de análise dos elementos finitos, porém, praticamente, estes picos serão altos.

Também segundo Grishin (1982), na análise das tensões na seção transversal da barragem de concreto, por sua vez, observa-se que na região abaixo de 1/3 a 1/4 da altura da barragem, esta distribuição de tensões sofre a influência da adesão. Acima desta altura, entretanto a distribuição de tensões aproxima-se gradualmente da distribuição linear confirmando o observado por Oliveira et al (2002) através do Método de Gravidade.

### **3 - O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

#### **3.1 - Descrição**

O método dos Elementos Finitos (MEF) é um método aproximado e numérico, em Engenharia, podendo ser aplicado em caráter geral, independente da forma da estrutura e da condição de carregamento, dentro da precisão aceitável do problema de engenharia.

A análise de um corpo contínuo através do Método dos Elementos Finitos consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos, cujo conjunto denomina-se malha de elementos finitos (La Rovere, 2001). Considera-se assim cada região ou elemento isoladamente, ao invés de tratar o problema globalmente, como é feito por métodos aproximados tais como o Método de Rayleigh-Ritz e o de Galerkin (descritos em Timoshenko, 1984).

Segundo La Rovere, os elementos podem ter as mais diversas formas geométricas, o que permite uma melhor representação do problema. Podem ser: elementos unidimensionais, bidimensionais, tridimensionais, laminares e axi-simétricos. Os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós. As incógnitas do problema são expressas em função de valores nodais que são relacionadas através de funções de interpolação (polinômios no caso do MEF) válidas para cada região ou elemento. Estes polinômios podem ser do 1<sup>o</sup> grau ou de ordem superior (quadráticos, cúbicos) o que fornece maior flexibilidade ao método.

Na Mecânica das Estruturas as incógnitas são em geral deslocamentos ou tensões, mas em outros problemas de Engenharia podem ser temperaturas, velocidades, pressões, corrente elétrica.

### 3.2 - Análise Estrutural de Barragens pelo Método dos Elementos Finitos

Para a análise estrutural de Barragens adota-se a formulação de elementos finitos em termos de deslocamentos.

As Barragens tipo Gravidade são modeladas geralmente com elementos finitos planos (com 3 graus de liberdade de translação por nó), equivalentes ao estado plano de deformação (*plane strain*). A hipótese de estado plano de deformação é válida para barragens, pois constituem sólidos prismáticos alongados sujeitos a cargas paralelas ao plano  $xy$  e independentes de  $z$  (ver Figura 4). Na região central, pode-se então admitir com boa aproximação, que as seções se deformam igualmente e que  $w=0$  (deslocamento paralelo ao eixo  $z$  é nulo), isto é, as seções permanecem sobre o seu plano original, configurando-se nesta região, um estado plano de deformação (E.P.D.). É como se as seções estivessem coladas entre si impedindo as deformações em  $z$ . Esse impedimento às deformações em  $z$  geram tensões nesta direção ( $\sigma_z$ ).

Para a formulação das equações que regem o problema de estado plano de deformação, observa-se que somente três das componentes de deformação e três das componentes de tensão (aquelas associadas às direções  $x$  e  $y$ ) são incógnitas do problema, uma vez que  $\sigma_z$  é dependente de  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ , conforme equação (12):

$$\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y) \quad (12)$$

e as demais componentes de tensão e deformação são nulas. Assim, a relação tensão-deformação para material isotrópico sob condição de E.P.D. é dada pela equação (13).

$$\underset{\sim}{\sigma} = \underset{\sim}{D} \underset{\sim}{\varepsilon} \rightarrow \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \frac{E.(1-\nu)}{(1+\nu).(1-2\nu)} \cdot \begin{pmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2.(1-\nu)} \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

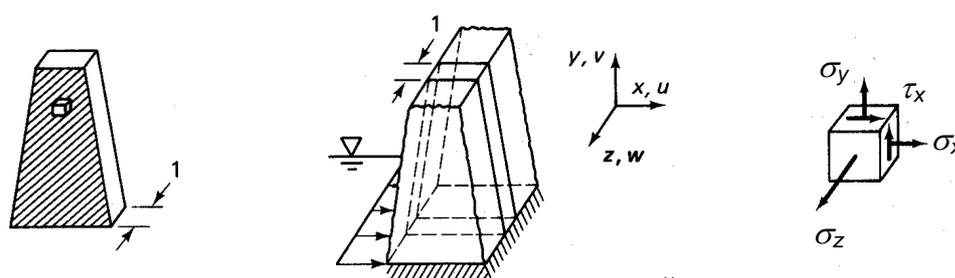
Onde:

$\tilde{\sigma}$  : Vetor de tensões para o E.P.D. no plano XY;

$\tilde{D}$  : Matriz constitutiva para E.P.D.;

$\tilde{\varepsilon}$  : Vetor de deformações específicas para o E.P.D. (plano XY).

e onde E e  $\nu$  correspondem ao módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material.



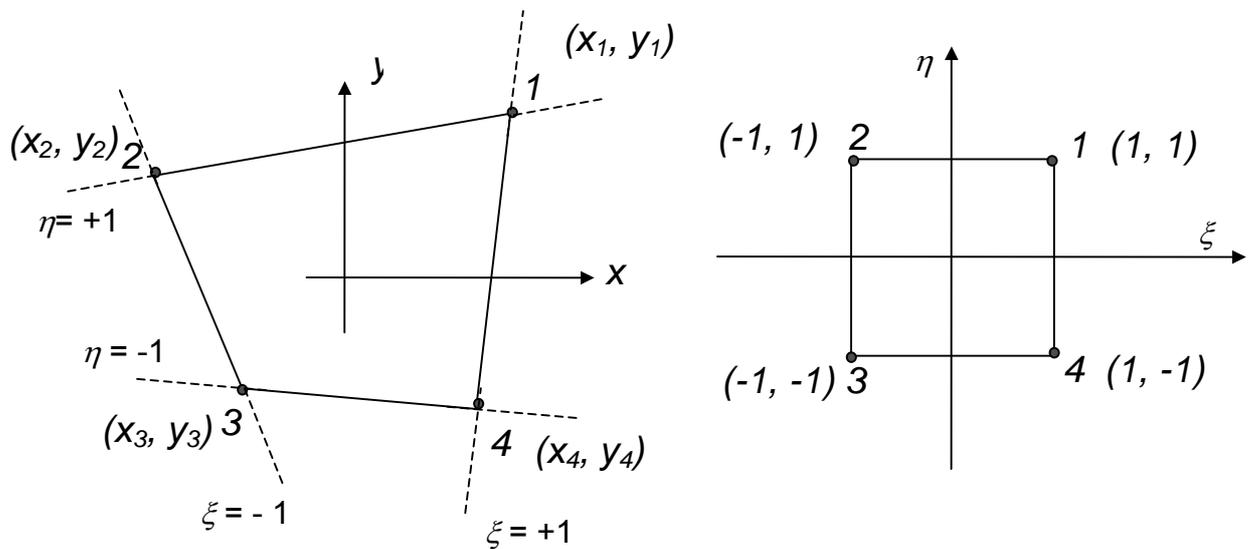
**FIGURA 4:** Problema bidimensional – E.P.D. (Cook et al, 1989).

A rigor, apesar de se tratar da discretização de um problema de estado triaxial de tensões em um sólido, o elemento tem natureza bidimensional. Define-se o vetor de deslocamentos de um ponto do elemento  $\tilde{u}^e$ , com duas componentes:  $u$  na direção  $x$  e  $v$  na direção  $y$ , que estão no plano  $xy$  e independem de  $z$ , conforme indicado abaixo:

$$\tilde{u}^e = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad (14)$$

A modelagem em elementos finitos é feita através da formulação isoparamétrica, uma vez que esta torna possível a utilização de elementos com lados inclinados e curvos, ou seja, de qualquer forma geométrica.

Na formulação de elementos isoparamétricos utiliza-se o sistema de coordenadas naturais: coordenadas  $\xi, \eta$ , que variam sempre de  $-1$  a  $+1$ , ao invés do sistema cartesiano usual  $x, y$ . A Figura 5 ilustra os sistemas de coordenadas para um elemento plano quadrilátero.



**FIGURA 5:** Elemento plano de 4 nós - Sistemas de coordenadas (La Rovere, 2001).

A transformação de coordenadas do sistema usual  $x, y$ , para o sistema de coordenadas naturais  $\xi, \eta$ , é chamada de *Mapeamento* (a origem de  $x, y$  não coincide necessariamente com o centro do elemento).

Assim como o campo de deslocamentos dentro do elemento está relacionado com os deslocamentos nodais através da matriz de funções de interpolação  $\tilde{N}$ , conforme a equação (15), pode-se também relacionar as coordenadas dentro do elemento (vetor  $\tilde{x}^e$ ) com as coordenadas nodais (vetor  $\tilde{x}$ ) do elemento através da matriz  $\tilde{M}$  como na equação (16):

$$\tilde{u}^e = \tilde{N} \cdot \tilde{u} \quad (15)$$

$$\tilde{x}^e = \tilde{M} \cdot \tilde{x} \quad (16)$$

onde, para um elemento plano:  $\tilde{x}^e = \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix}$  e  $\tilde{x} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \\ x_2 \\ y_2 \\ x_3 \\ y_3 \\ x_4 \\ y_4 \end{Bmatrix}$ .

sendo as matrizes  $\tilde{M}$  e  $\tilde{N}$  expressas em termos de  $\xi$  e  $\eta$ . Quando o grau dos polinômios contidos na matriz  $\tilde{M}$  for igual ao dos contidos na matriz  $\tilde{N}$ , ou seja quando o mesmo número de parâmetros ( $mp=np$ ) for utilizado para descrever a geometria ( $mp$ ) e o campo de deslocamentos ( $np$ ), o elemento é classificado como *isoparamétrico*. (La Rovere, 2001)

O campo de deslocamentos é expresso em termos de coordenadas naturais,  $\tilde{N} = \tilde{N}(\xi, \eta)$  mas deve ser derivado em relação a  $x$  e  $y$ , devendo-se aplicar a Regra da Cadeia, o que será realizado através de uma matriz denominada Jacobiana ( $\tilde{J}$ ). Algumas limitações devem ser impostas à forma dos elementos e à posição dos nós, de maneira que a matriz Jacobiana não fique singular (o determinante de  $\tilde{J}$  deve ser sempre positivo).

A formulação isoparamétrica facilita a integração numérica das expressões de matriz de rigidez e de vetor de cargas consistente dos elementos, uma vez que as coordenadas naturais variam sempre de  $-1$  a  $+1$ .

As funções de Forma para o elemento isoparamétrico de 4 nós é dada por:

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i) \quad (17)$$

Para elemento de 5 nós, a serem adotados neste trabalho somente na transição da malha, as funções de interpolação podem ser obtidas através de Cook et al, 1989.

O campo de deslocamentos dentro do elemento é definido pelas equações (18) e (19) e as coordenadas  $x$  e  $y$  dentro do elemento são expressas pelas equações (20) e (21), definindo assim o mapeamento.

$$u(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i u_i \quad (18) \quad ; \quad v(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i v_i \quad (19)$$

$$x(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i x_i \quad (20) \quad ; \quad y(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^4 N_i y_i \quad (21)$$

Para avaliar as integrais das expressões da matriz de rigidez e vetor de cargas consistente do elemento, deve-se fazer também uma mudança de variáveis com o auxílio do determinante da matriz Jacobiana.

A partir das relações entre deformações específicas e deslocamentos

$\left( \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} \right)$ , pode-se escrever:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \rightarrow \underset{\sim}{\varepsilon} = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{u}^e \quad (22)$$

A matriz  $\underset{\sim}{B}$ , que relaciona deformações específicas e deslocamentos nodais, pode ser encontrada substituindo-se a equação (15) em (22), obtendo-se:

$$\underset{\sim}{\varepsilon} = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{u}^e = \underset{\sim}{\partial} \cdot \underset{\sim}{N} \underset{\sim}{u} = \underset{\sim}{B} \underset{\sim}{u} \quad (23)$$

sendo  $\underset{\sim}{B}$  denominada matriz de deformação específica  $\times$  deslocamentos nodais.

A equação de equilíbrio do elemento, por sua vez, é obtida escrevendo-se a variação do funcional de energia potencial total de cada elemento e aplicando-se a condição de estacionaridade (Cook et al, 1989):

$$\left\{ \left[ \int_{V^e} \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dV^e \right] \tilde{u} - \int_{V^e} \tilde{N}^T \cdot \tilde{b} dV^e - \int_{S_\sigma^e} \tilde{N}^T \cdot \tilde{p} dA^e - \tilde{f}_n \right\} = 0 \quad (24)$$

onde:

$$\tilde{b} = \begin{Bmatrix} \tilde{b}_x \\ \tilde{b}_y \end{Bmatrix} \text{ - forças de volume;}$$

$$\tilde{p} = \begin{Bmatrix} \tilde{p}_x \\ \tilde{p}_y \end{Bmatrix} \text{ forças de superfície no contorno } S_\sigma;$$

$$\tilde{f}_n = \begin{Bmatrix} \tilde{f}_{1x} \\ \tilde{f}_{1y} \\ \tilde{f}_{2x} \\ \vdots \\ \tilde{f}_{4y} \end{Bmatrix} \text{ forças aplicadas diretamente nos nós;}$$

admitindo-se deslocamentos prescritos nulos no contorno  $S_u$  (apoios fixos).

Chamando de  $\tilde{k}^e = \int_{V^e} \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dV^e$  (25) a matriz de rigidez do elemento e

$\tilde{f}^e = \int_{V^e} \tilde{N}^T \cdot \tilde{b} dV^e + \int_{S_\sigma^e} \tilde{N}^T \cdot \tilde{p} dA^e$  (26) o vetor de cargas consistente do elemento,

o qual representa as forças nodais equivalentes a cargas aplicadas dentro e na superfície do elemento (corresponde ao vetor de ações nodais de engastamento perfeito = – esforços de engastamento perfeito); pode-se reescrever a equação de equilíbrio (24) do elemento e:

$$\tilde{k}^e \tilde{u} - \tilde{f}^e - \tilde{f}_n = 0 \quad \therefore \quad \tilde{k}^e \tilde{u} = \tilde{f}^e + \tilde{f}_n \quad (27)$$

Quando o sistema local não coincide com o global, deve-se aplicar uma transformação de coordenadas para obter-se a matriz de rigidez no sistema global:

$$\underset{\sim}{k}^e = \underset{\sim}{T}^T \cdot \underset{\sim}{k}^e \cdot \underset{\sim}{T} \quad (28)$$

onde  $\underset{\sim}{T}$  é a matriz de cossenos diretores entre os dois sistemas de coordenadas.

Esta equação (28) tem a mesma forma conhecida do método dos deslocamentos com formulação matricial, utilizada para elementos de estruturas reticuladas. Através do MEF discretizou-se cada elemento (sistema contínuo) nos seus nós, transformando-se assim as equações diferenciais de equilíbrio num sistema de equações algébricas (no caso do elemento plano com 4 nós e 8 GL, num sistema de equações  $8 \times 8$ ).

A condição de estacionaridade para toda a estrutura global (Cook et al, 1989) requer que:

$$\delta\pi_p = \sum_{e=1}^{ne} \delta\pi_p^e = 0 \quad (29)$$

$$\text{ou seja, } \sum_{e=1}^{ne} \left[ \underset{\sim}{k}^e \underset{\sim}{u} - \underset{\sim}{f}^e - \underset{\sim}{f}_n \right] = 0 \quad \therefore \quad \sum_{e=1}^{ne} \left[ \underset{\sim}{k}^e \underset{\sim}{u} \right] = \sum_{e=1}^{ne} \left[ \underset{\sim}{f}^e + \underset{\sim}{f}_n \right] \quad (30)$$

que pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\underset{\sim}{K} \underset{\sim}{U} = \underset{\sim}{F} \quad (31)$$

Onde:

$\underset{\sim}{K}$  é a matriz de rigidez da estrutura;

$\underset{\sim}{U}$  é o vetor de deslocamentos nodais da estrutura e

$\underset{\sim}{F}$  é o vetor de forças nodais da estrutura, que inclui forças aplicadas diretamente nos nós e forças equivalentes a cargas atuando nos elementos.

Na verdade, obtidos a matriz de rigidez e o vetor de cargas consistente de cada elemento pelas equações (25) e (26), pode-se aplicar os métodos usuais de análise matricial de estruturas para formar a matriz de rigidez e o vetor de forças nodais da estrutura, somando-se a contribuição de todos os elementos. Aplicando-se as condições de contorno em (31), ou seja restringindo-se a estrutura, resolve-se o sistema de equações resultante e obtém-se os deslocamentos nodais  $\tilde{U}$ ; a partir destes calcula-se o vetor  $\tilde{u}^e$  de deslocamentos  $u, v$  dentro de cada elemento usando-se a expressão (15) e as deformações específicas e tensões em cada ponto  $(x,y)$  do elemento através das expressões (23) e (13) (La Rovere, 2001).

## **4 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

As etapas abordadas em seguida descrevem o estudo de modelagem de uma seção típica de barragem de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos.

Dentro do exposto no Capítulo 2 são definidas para esta seção típica, características pertinentes a uma barragem de gravidade de concreto usual em fundação rochosa. São simuladas condições de carregamento, adotando-se níveis hidrostáticos, critérios de subpressão, bem como parâmetros do concreto e da fundação, de forma a desenvolver um método de modelagem adequado para o caso em questão.

Inicialmente é feito um estudo de modelagem a fim de definir o modelo matemático mais adequado. Posteriormente, com o objetivo de avaliar a influência da deformabilidade da fundação na distribuição de tensões, realiza-se um estudo paramétrico através de análise elástico-linear, em que são avaliados diversos parâmetros de modelos geomecânicos possíveis, considerando o maciço rochoso de fundação contínuo.

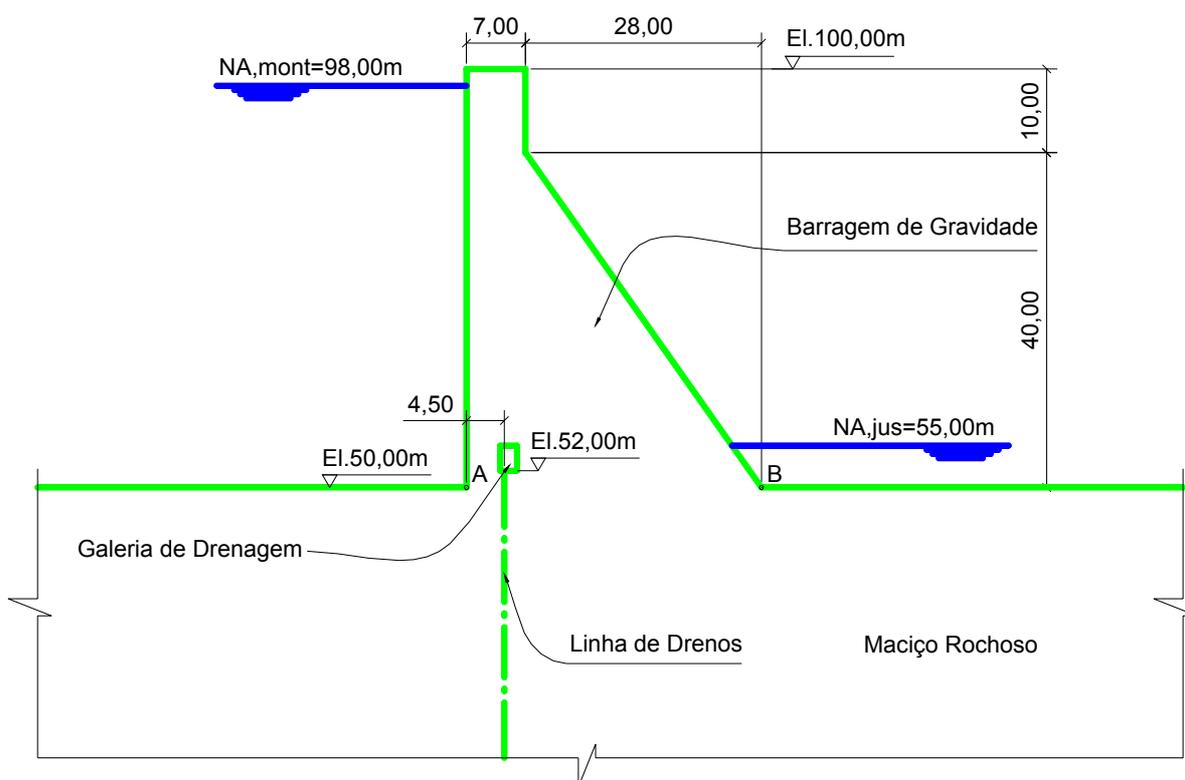
### **4.1 - Projeto**

O estudo se baseia numa seção típica de barragem de gravidade de concreto. São adotadas as recomendações do U.S. Army Corps of Engineers (1995), o qual define seções típicas vertentes ou não vertentes para barragens de concreto convencional e de concreto compactado a rolo. Indica que para barragens estáveis de concreto convencional a relação de base igual a 0,7 da altura da barragem deva ser atendida, já para barragens de CCR e face de montante executada com este mesmo concreto, esta relação deve ser maior do que 0,80. Sendo assim, considera-se uma seção trapezoidal não vertente, com base igual a 0,7 da altura da barragem, adotando-se a hipótese usual de barragem de gravidade de concreto executada com CCR e com as faces de montante e jusante, com concreto convencional. Este sistema construtivo facilita o processo executivo e proporciona melhor acabamento, diminuindo a possibilidade de percolação de água. As dimensões e geometria adotadas podem ser visualizadas na Figura 6. Nota-se então o emprego de uma galeria de drenagem na barragem para

diminuir a percolação de água no maciço de fundação e até mesmo na barragem de concreto, se necessário, conseqüentemente diminuindo a subpressão.

Os níveis hidrostáticos adotados para o reservatório a montante e a jusante são de 98,00m e 55,00m, correspondentes a 48,00 e 5,00 de coluna d’água a partir da base da barragem, em ordem. Estes níveis correspondem à hipótese de operação normal da usina hidrelétrica.

Para facilitar a modelagem, o pé de jusante da barragem é considerado como sendo o encontro da face inclinada de jusante com a base da barragem, resultando num ângulo agudo. Esta seção típica é, em suma, equivalente à adotada em estudos de tensões na fundação por métodos analíticos (item 2.6), com os quais se deseja comparar alguns resultados, bem como apresenta características usuais para barragens de gravidade de concreto.



**FIGURA 6:** Geometria típica da barragem de gravidade em estudo.

#### 4.1.1 - Modelagem em elementos finitos

A primeira etapa de modelagem numérica consiste num estudo de malhas, bem como dos limites do maciço a considerar. Define-se um modelo inicial, a partir do qual é feita a 1ª análise paramétrica, ou seja, o estudo das tensões na fundação através da variação da deformabilidade dos materiais na fundação.

#### 4.1.2 - Definição de um Modelo Inicial – Estudo de Malhas

Para este estudo o maciço será admitido como sendo contínuo e não será incluída ainda a galeria de drenagem.

São considerados inicialmente dois casos de carregamento:

- i. Caso de Carregamento de Construção (PP): com o carregamento devido ao peso próprio, logo antes do enchimento do reservatório;
- ii. Caso de Carregamento de Operação (Comb1): com o carregamento devido ao peso próprio e empuxos hidrostáticos correspondentes aos níveis de água a montante e a jusante da estrutura. A subpressão não é considerada inicialmente, uma vez que se deseja obter as tensões totais <sup>3</sup>.

Os materiais da barragem e do maciço são considerados homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares. Para o concreto adotam-se os valores usuais: módulo de elasticidade -  $E_c=11,5 \times 10^6$  kN/m<sup>2</sup> e coeficiente de Poisson -  $\nu=0,20$ . Pode-se citar como exemplo, a barragem/vertedouro da Usina Hidrelétrica Dona Francisca (Rio Jacuí - R.S.), em que a resistência característica do CCR é de 8MPa e foi modelada adotando-se o módulo de elasticidade acima, o qual foi confirmado em ensaios de controle tecnológico do CCR (IPT, 2001).

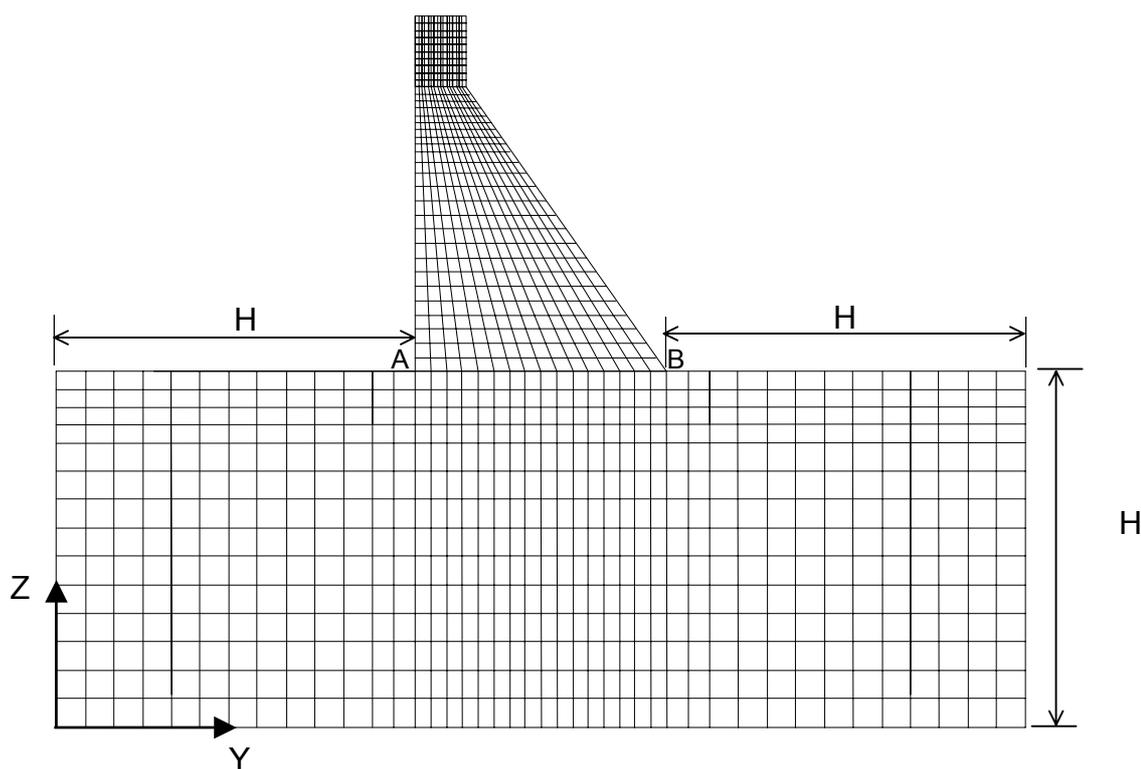
O programa de elementos finitos adotado é o SAP2000 (SAP2000, 1996) em que utilizam-se elementos planos bidimensionais (*Plane Element*), em estado plano de

*Nota 3: Aplica-se o conceito fundamental da Mecânica dos Solos conforme Hachich et al (1998) onde as tensões resultantes da somatória das forças transmitidas pelas partículas de solos são denominadas de tensões efetivas ( $\sigma'$ ) e no caso de o solo estar seco, de tensões totais ( $\sigma$ ). A pressão neutra ( $u$ ), por sua vez, corresponde à pressão da água que preenche os vazios entre as partículas de solo. Sendo assim, a tensão efetiva num plano qualquer será a soma da tensão total e da pressão neutra atuante ( $\sigma' = \sigma - u$ ).*

deformação (*plane strain*). São elementos com números de nós que podem variar de três a nove, de espessura uniforme, com formulação isoparamétrica (Hollings and Wilson, 1977). O elemento deve ser planar e paralelo aos planos globais principais.

No caso em questão, são utilizados principalmente elementos tipo “*plane strain*” de 4 nós e elementos de 5 nós nas transições.

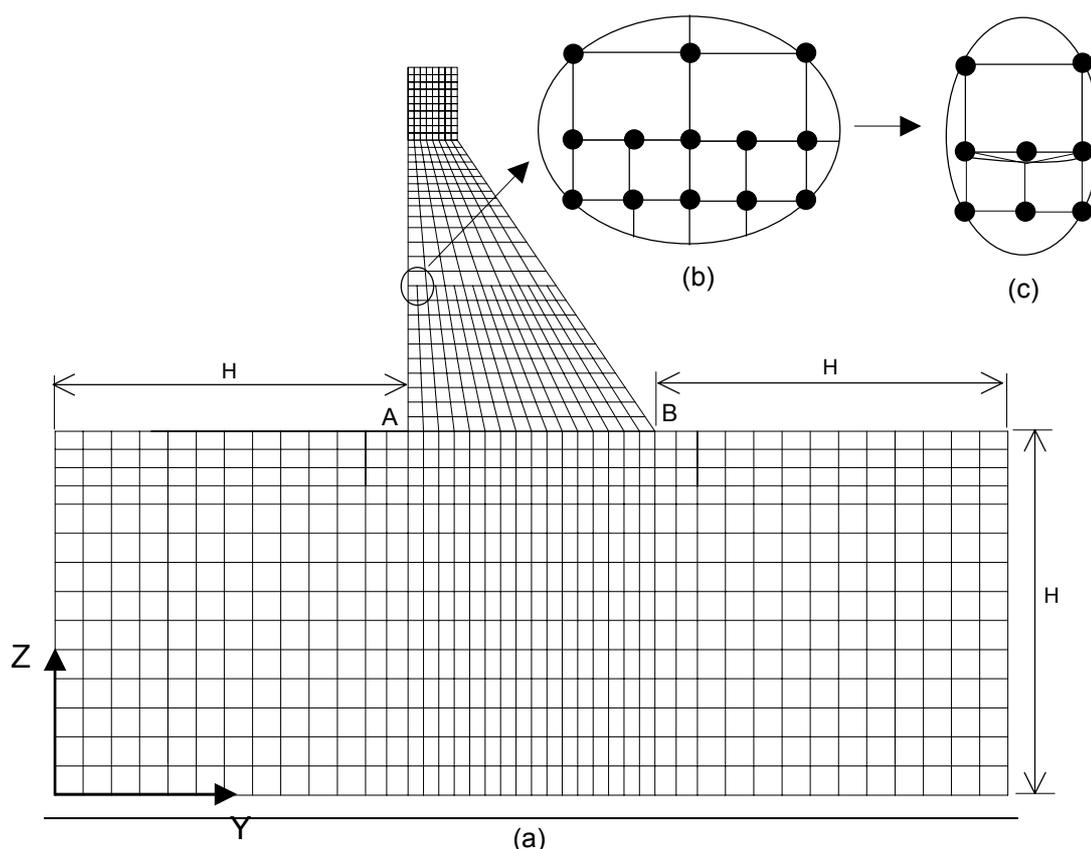
Neste trabalho não se adota uma modelagem de ordem superior (de 8 nós por exemplo) porque em etapas seguintes para a modelagem de maciços descontínuos o refinamento será elevado. Além disso, através de um estudo prévio com modelo de ordem superior observa-se que neste caso não há variação significativa nas discontinuidades de tensões, comparando-se modelos feitos com elementos de 4 e de 8 nós.



**FIGURA 7:** Modelo matemático da seção típica em estudo sem transição.

Tendo-se como base a geometria da Figura 6, o modelo inicial adotado para o conjunto barragem e maciço de fundação incorpora à barragem o maciço com a extensão de  $1 \times H$  para cada lado da seção transversal da barragem (ver Figura 7, sendo  $H$  a altura da barragem igual a 50m). Para o estudo da malha de elementos finitos na região da

barragem, são feitos inicialmente dois modelos matemáticos para a mesma geometria e características, variando-se apenas o número de elementos e de nós no corpo da barragem. Sendo assim, o modelo apresentado na Figura 8, com uma transição em região distante da qual se deseja analisar as tensões (que será no contato ou ainda no maciço rochoso) é comparado com o modelo da Figura 7, sem transição. Esta comparação é feita para duas relações de deformabilidade do concreto e da fundação,  $E_c/E_m=1,0$  e  $E_c/E_m=0,38$ , para módulos de elasticidade do maciço de  $11,5 \times 10^6$  e  $30 \times 10^6$   $\text{kN/m}^2$ , respectivamente. Mais adiante serão adotados outros valores de módulos de elasticidade não interessando muito neste momento o aspecto físico e sim numérico, a fim de encontrar os mesmos resultados independentemente da deformabilidade do maciço.



**FIGURA 8:** Modelo numérico da seção típica em estudo, sendo: (a) malha com transição na região do concreto; (b) transição para malha mais refinada entre elementos de mesma ordem utilizando-se elementos de 5 nós; (c) deformada na vertical de 2 elementos de 4 nós adjacentes a um elemento de 5 nós.

Observa-se na Figura 8 que a transição é feita entre elementos de mesma ordem (4 nós) utilizando-se de elementos de 5 nós. Sua inclusão na malha diminui o esforço computacional do modelo, uma vez que diminui o número de nós e de graus de liberdade da estrutura. Apesar de ser incompatível, pode ser adotada uma vez que não serão extraídos resultados na zona de transição. A incompatibilidade de deslocamentos ocorre entre elementos de 5 nós e elementos de 4 nós, pois na face de três nós (dos elementos de 5 nós) os deslocamentos variam parabolicamente, sendo adjacente a 2 elementos de 4 nós onde em cada face de 2 nós, os deslocamentos variam linearmente, conforme Figura 8 (c).

A vinculação de ambos modelos é feita engastando-os na base e restringindo os deslocamentos na direção Y nas laterais do maciço, uma vez que o mesmo está confinado na crosta terrestre (ver Figura 9). A equação geral do elemento *plane* em estado plano de deformação e eixos globais YZ é  $R=1,0,0,1,1,1$  (deslocamento impedido em x, livre em y e z, rotações impedidas em torno de x, y e z).

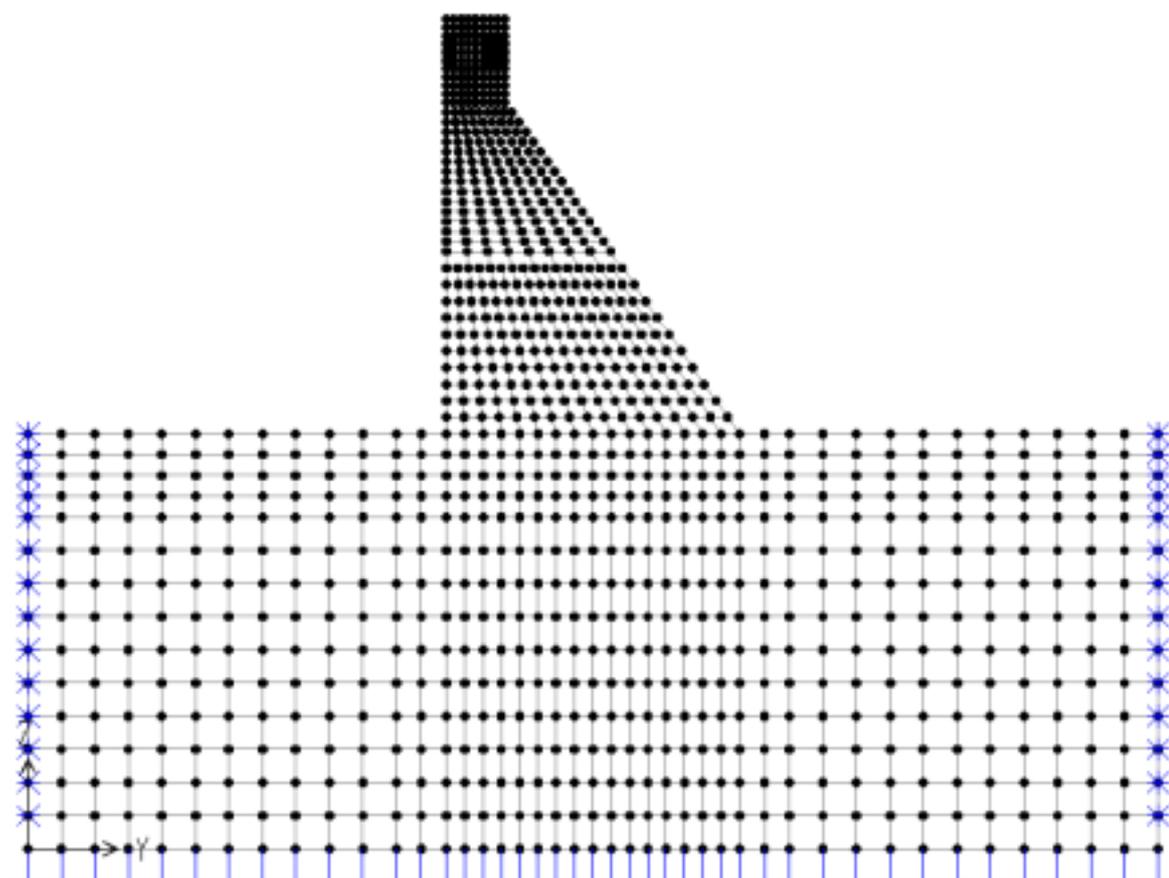
As Figuras 10 a 13 apresentam os diagramas comparativos de tensões obtidos no contato concreto-rocha (na superfície que liga o ponto A até o ponto B da Figura 6) para a relação  $E_c/E_m=1$ . Nestas figuras são mostradas as curvas de tensões obtidas para os modelos com e sem transição: tensões verticais totais ( $\sigma_z$ ), horizontais ( $\sigma_y$ ) e cisalhantes ( $\tau_{yz}$ ), para Casos de Carregamento de Construção (PP) e de Operação (Comb1). Para a relação  $E_c/E_m=0,38$  os gráficos obtidos não são apresentados uma vez que apresentam os mesmos resultados, ou seja, apesar de encontrar-se valores diferentes de tensões da relação  $E_c/E_m=1$ , as curvas com e sem transição não apresentam diferenças significativas entre si.

Convém notar que a convenção de sinais adotada para os gráficos deste trabalho corresponde ao sinal negativo para tensões de compressão e positivo para as tensões de tração. As unidades adotadas nos diagramas, assim como nos modelos do Sap2000 são kN e m, do Sistema Internacional (sendo  $1000 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ MPa} = 10 \text{ kgf/cm}^2$ ).

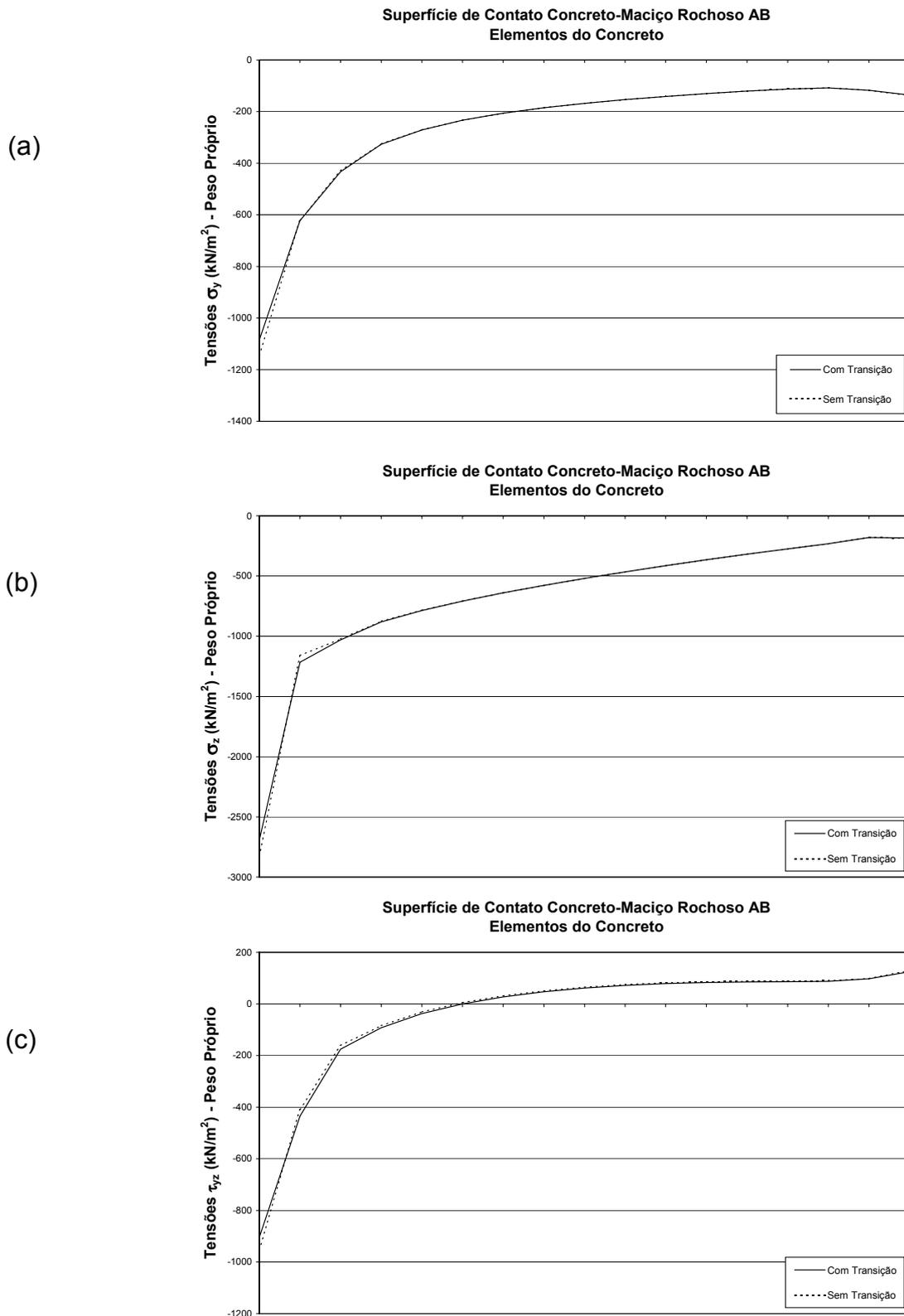
Através da comparação mostrada nas Figuras 10 a 13, observam-se pequenas variações, as quais não são significativas em relação à ordem de grandeza dos demais valores de tensões obtidos. Sendo assim, opta-se por adotar o modelo com transição

devido ao menor esforço computacional. Este modelo é formado por uma malha com 956 elementos, num total de 1.081 nós e 2.046 graus de liberdade.

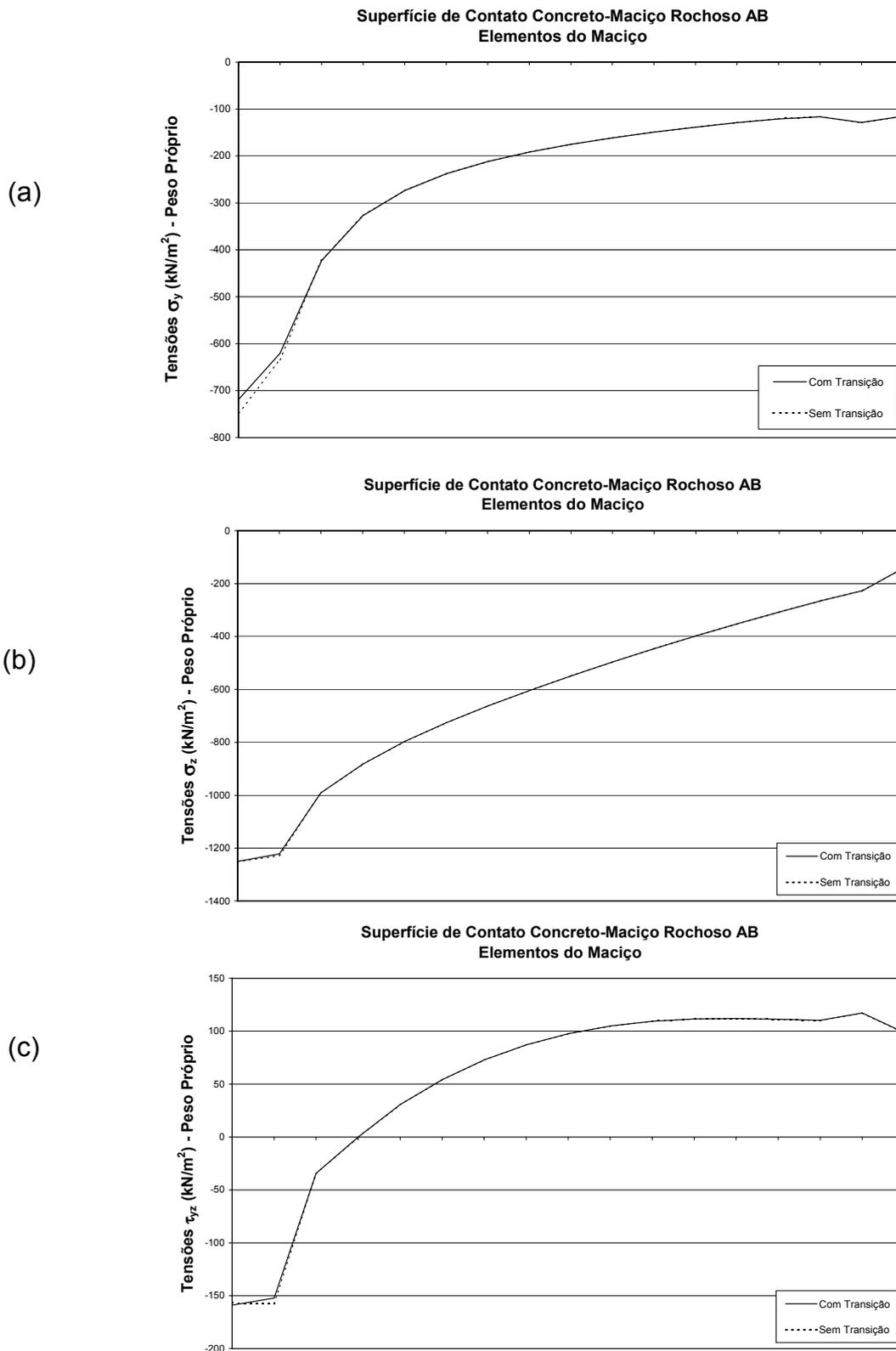
Este resultado vem de encontro com que estabelece o princípio de Saint-Venant da Teoria da Elasticidade, abordado por Popov (1978), em que na análise de tensões de uma barra carregada uniaxialmente, ocorre uma rápida dissipação das tensões localizadas. Fazendo-se então uma extrapolação deste princípio ao modelo em análise, pelo Método dos Elementos Finitos, se na zona de transição a solução não estiver precisa, longe desta zona esta imprecisão não será sentida, bastando-se modelar adequadamente o restante da estrutura e principalmente a região que será analisada.



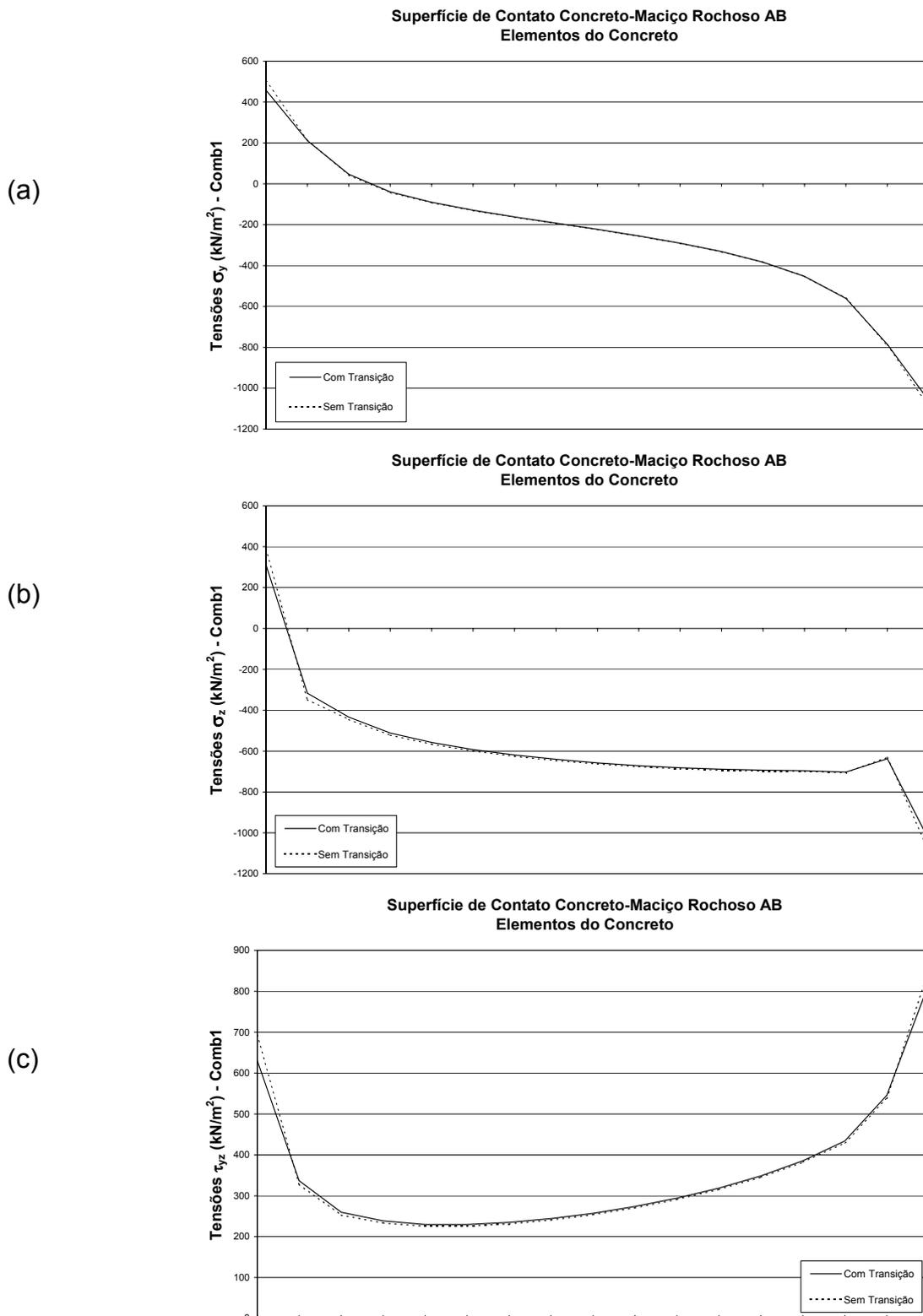
**FIGURA 9:** Vinculação: Engaste na base (└) e apoios horizontais nas laterais (⊗)



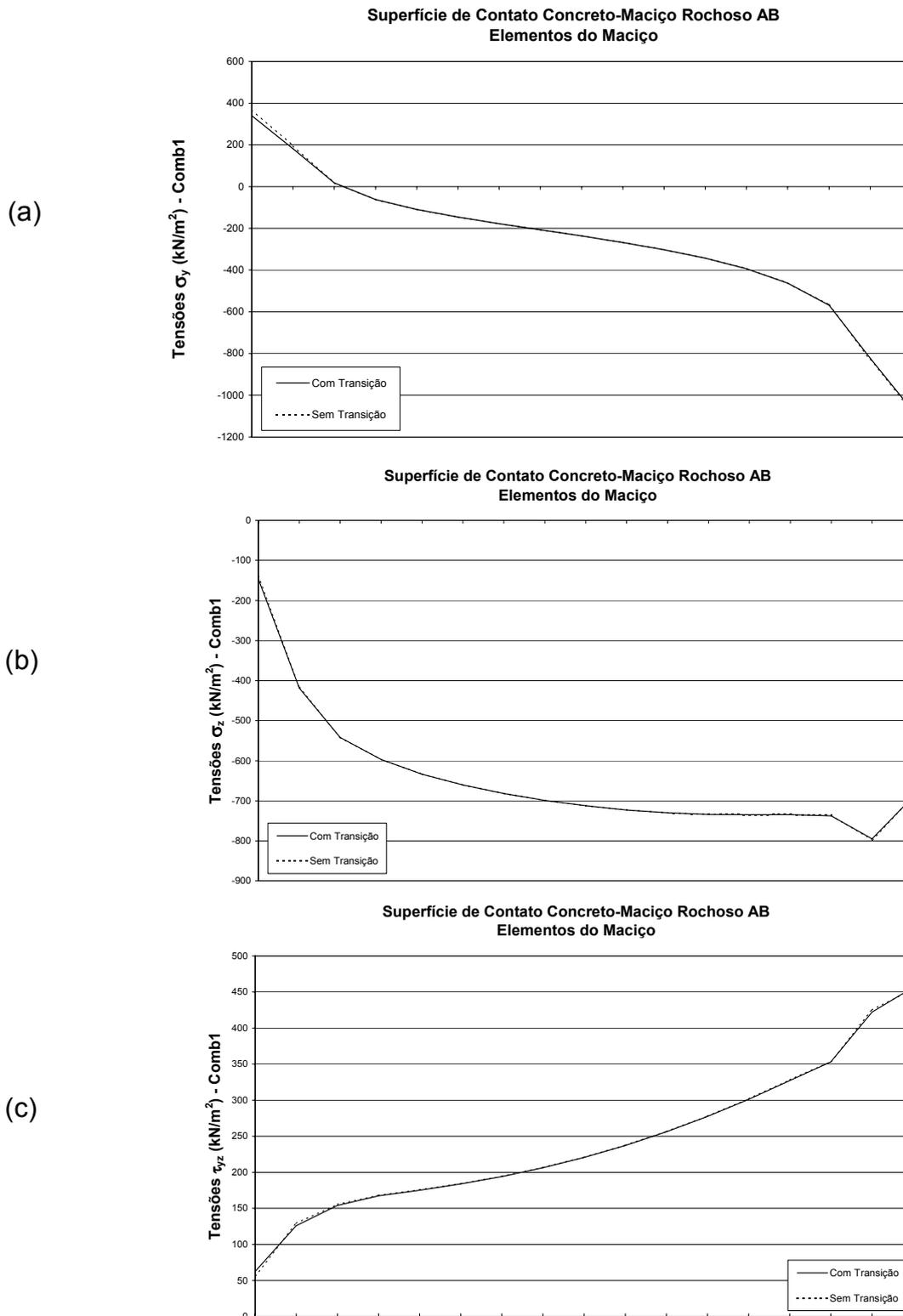
**FIGURA 10:** Estudo da Transição na Malha – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ ; para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 11:** Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

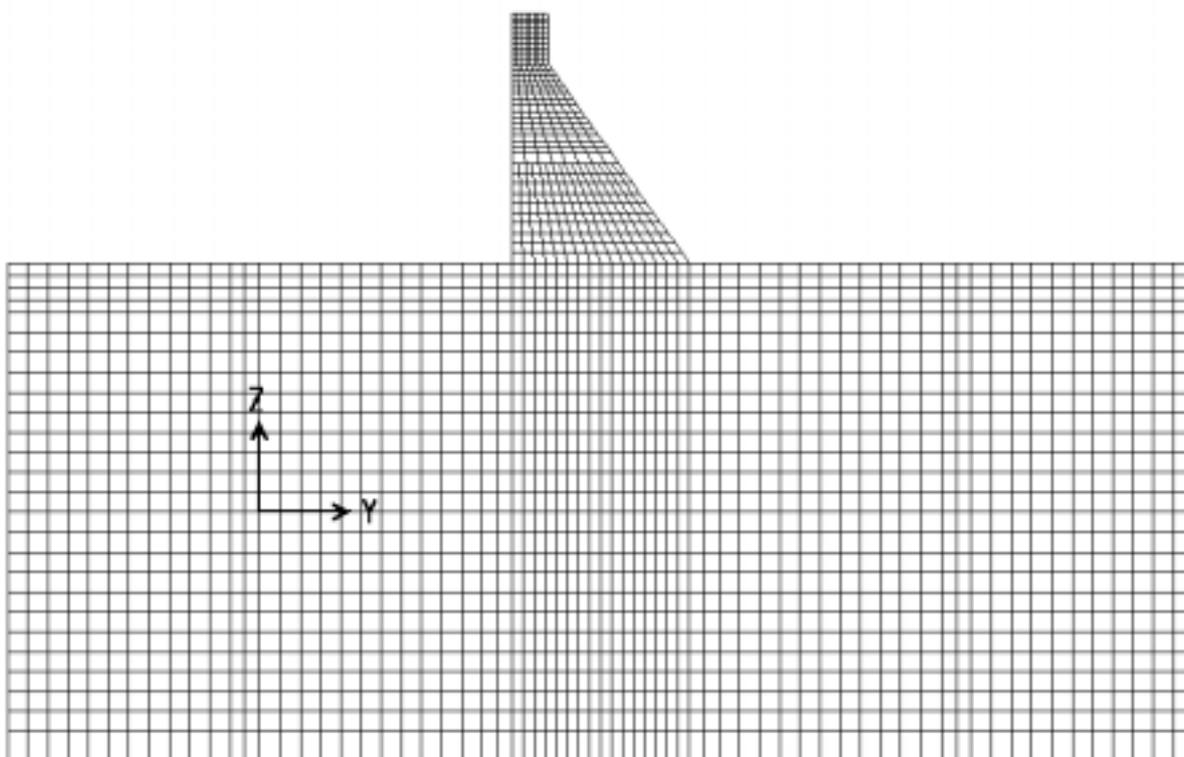


**FIGURA 12:** Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .



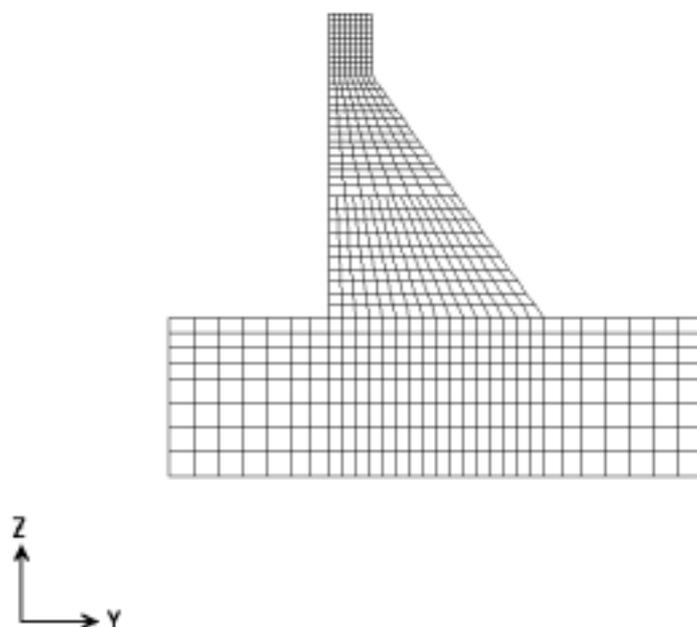
**FIGURA 13:** Estudo da Transição na Malha - Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$ , para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a) $\sigma_y$ , (b) $\sigma_z$ , (c) $\tau_{yz}$ .

Em função dos estudos anteriores, definiu-se um modelo matemático inicial. Entretanto ainda não se sabe até que ponto as delimitações do maciço podem influenciar os resultados do modelo. Para avaliar esta influência, é feito um novo estudo a partir do modelo com transição escolhido, variando-se as dimensões do maciço. São estudados modelos com a extensão do maciço igual ao dobro ( $2xH$ ) e igual à metade ( $0,5xH$ ) da adotada para o estudo anterior (ver Figuras 14 e 15).



**FIGURA 14:** Estudo das delimitações do maciço no modelo - limites múltiplos de  $2H$

Para este estudo, adotam-se as mesmas relações  $E_c/E_m$  utilizadas anteriormente, bem como os casos de carregamentos PP e Comb1, traçando-se novas curvas comparativas de tensões na fundação ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{yz}$ ) nos elementos do maciço e do concreto. Denominam-se as relações  $E_c/E_m=1$  e  $E_c/E_m=0,38$  de E1 e E2, em ordem. O Quadro 3 resume os dados de cada modelo estudado, cujas curvas obtidas estão apresentadas nas Figuras 16 a 23.

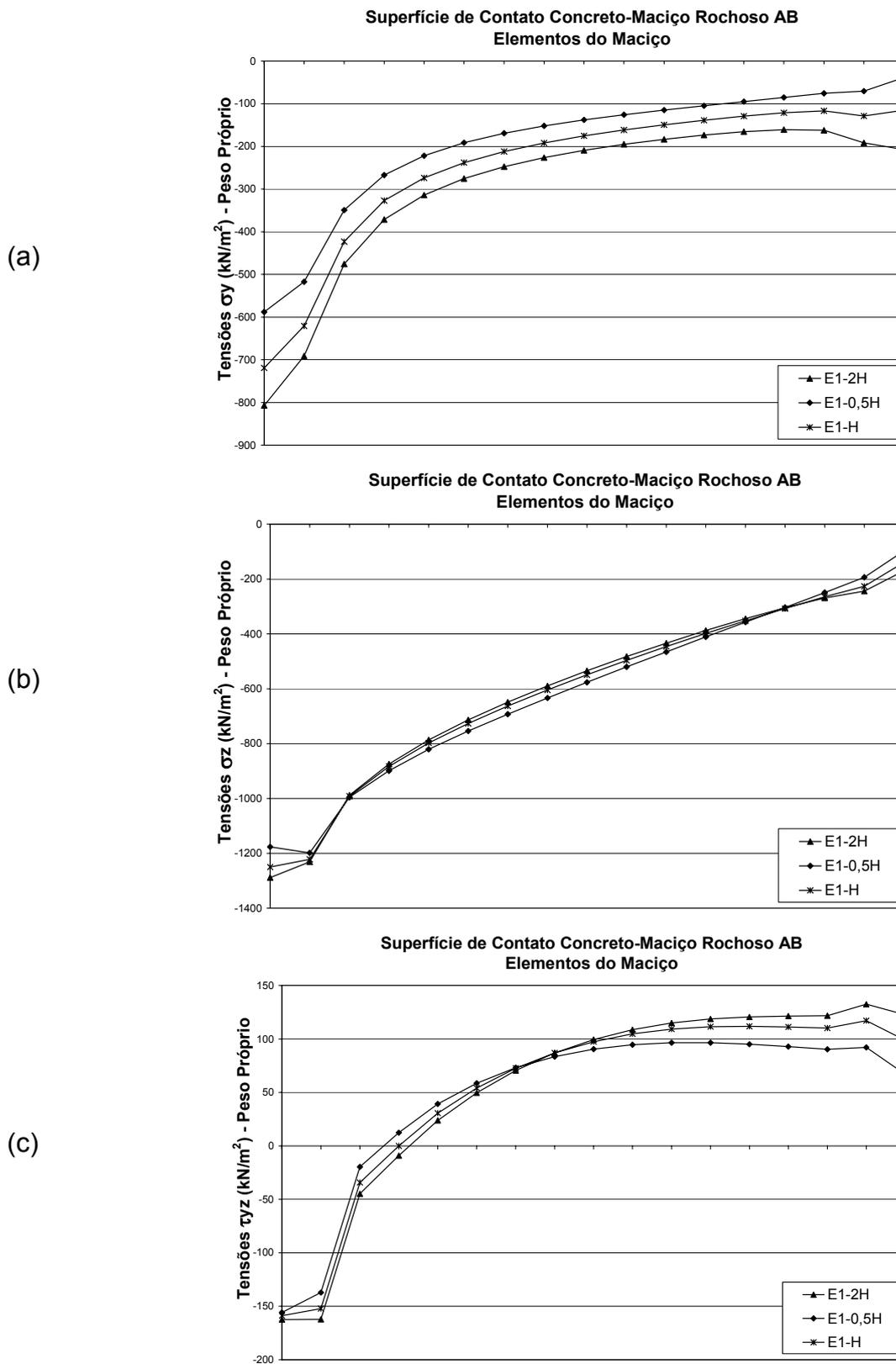


**FIGURA 15:** Estudo das delimitações do maciço no modelo - limites múltiplos de 0,5H

**QUADRO 3:** Principais características dos modelos adotados para o estudo dos limites do maciço.

Análise	$E_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (Poisson)	$E_c/E_m$
E1-H	$11,5 \times 10^6$	24	0,20	1,00
E2-H	$30 \times 10^6$	24	0,20	0,38
E1-0,5H	$11,5 \times 10^6$	24	0,20	1,00
E2-0,5H	$30 \times 10^6$	24	0,20	0,38
E1-2H	$11,5 \times 10^6$	24	0,20	1,00
E2-2H	$30 \times 10^6$	24	0,20	0,38

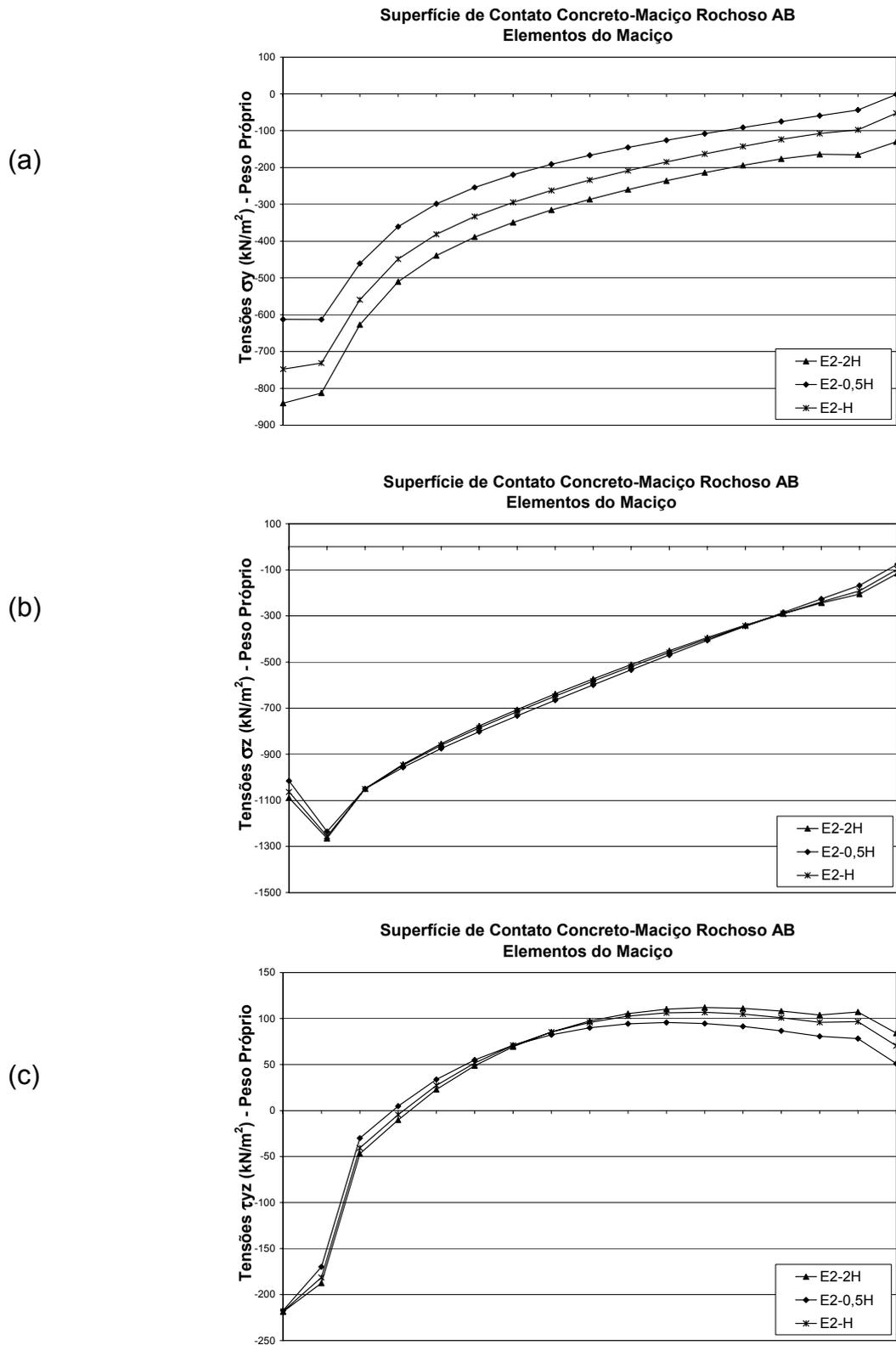
Analisando-se as curvas obtidas (Figuras 16 a 23), observa-se que os modelos com dimensões múltiplas de uma vez a altura da barragem (H) apresentam valores intermediários; não apresentando diferenças significativas de tensões em relação ao modelo mais refinado e proporcionam esforço computacional muito menor. Aliando-se o exposto ao abordado por Celestino (1983) em que o critério usual de delimitação de modelos numéricos do conjunto barragem-fundação corresponde à uma vez a altura da barragem, adota-se então o modelo com dimensões de 1xH para as próximas análises.



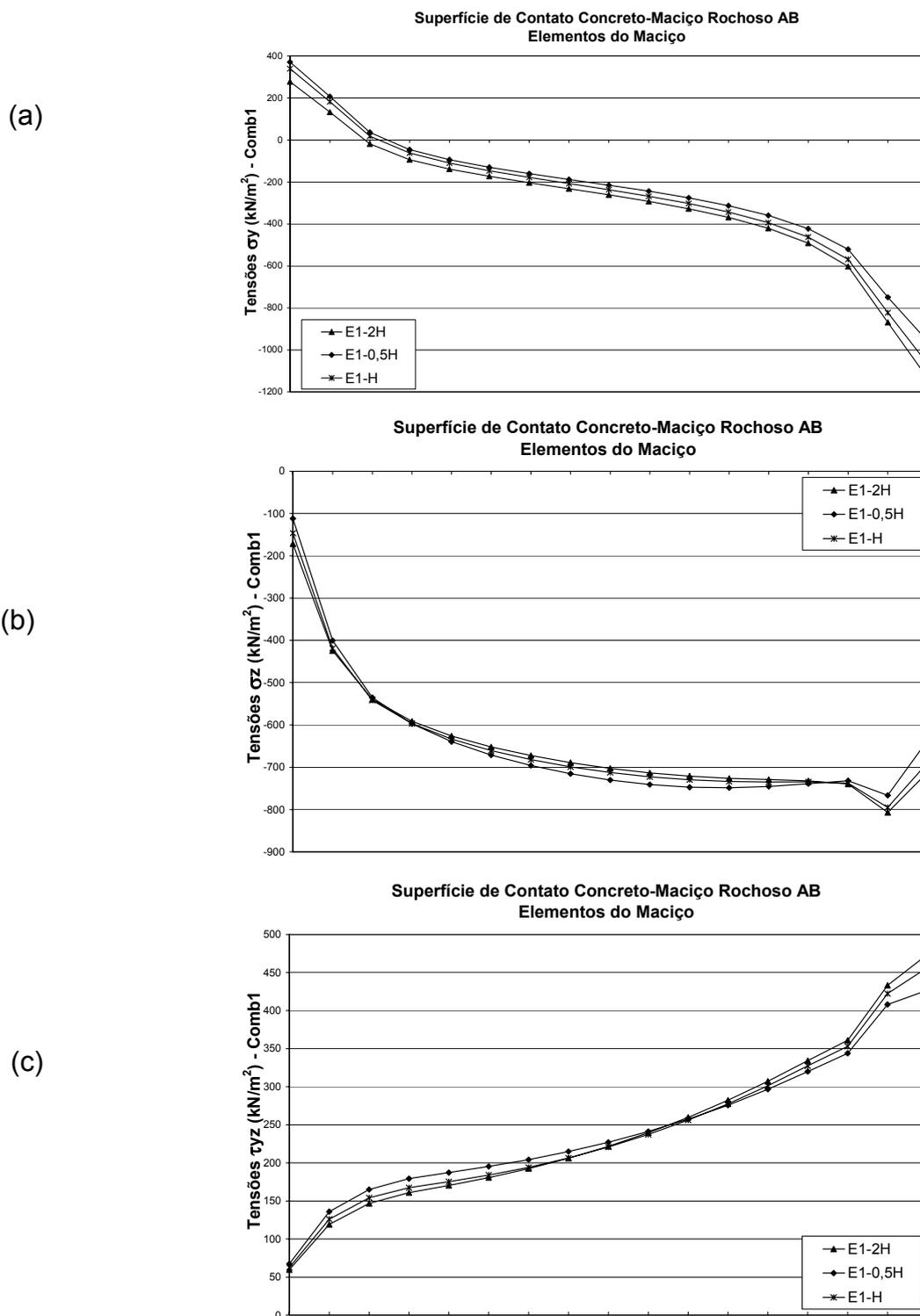
**FIGURA 16:** Dimensões do Maço – Comparativo de tensões na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo:

(a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

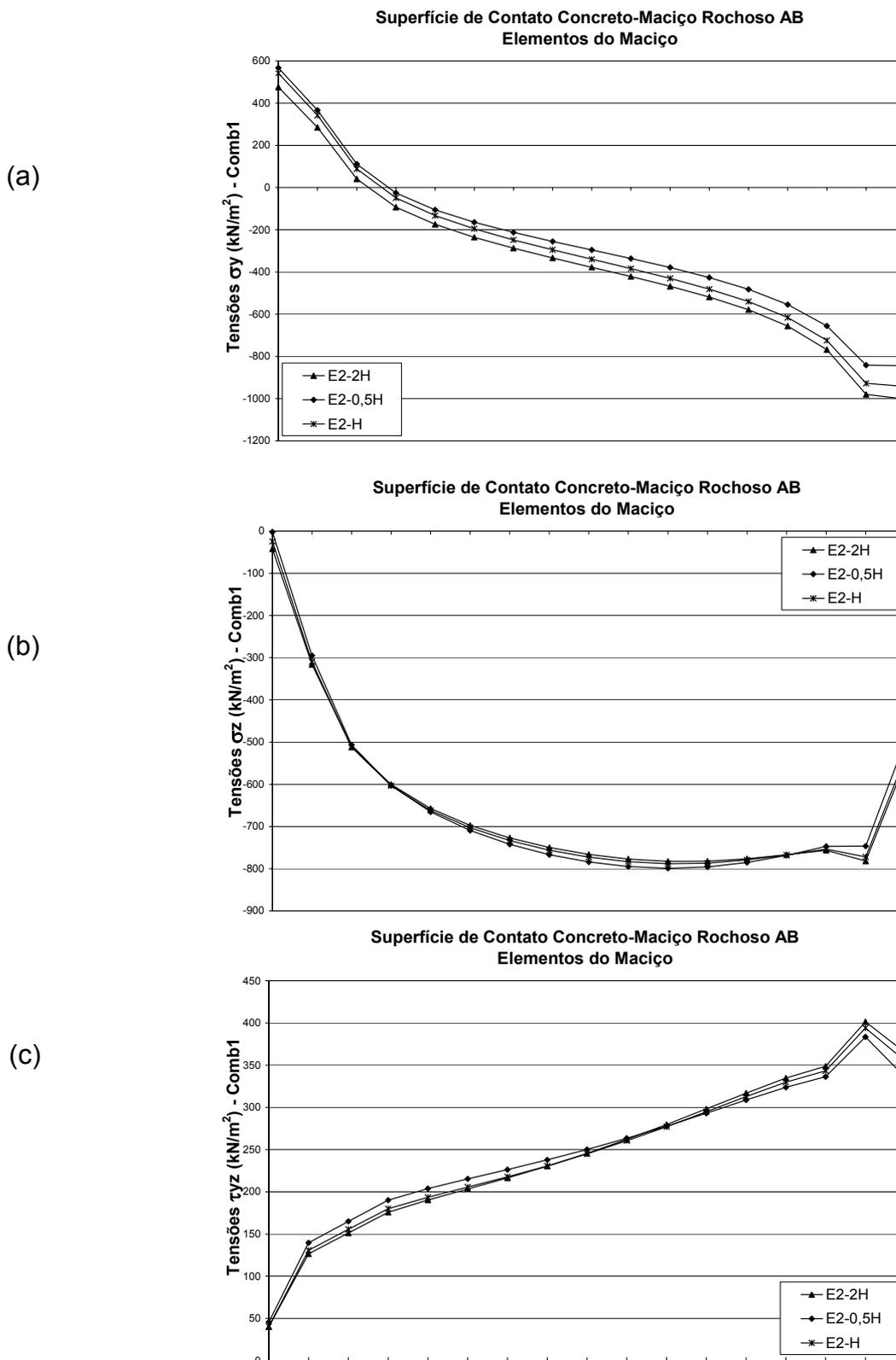
Autor: Daniela Gutstein - Orientador: Henriette Lebre La Rovere



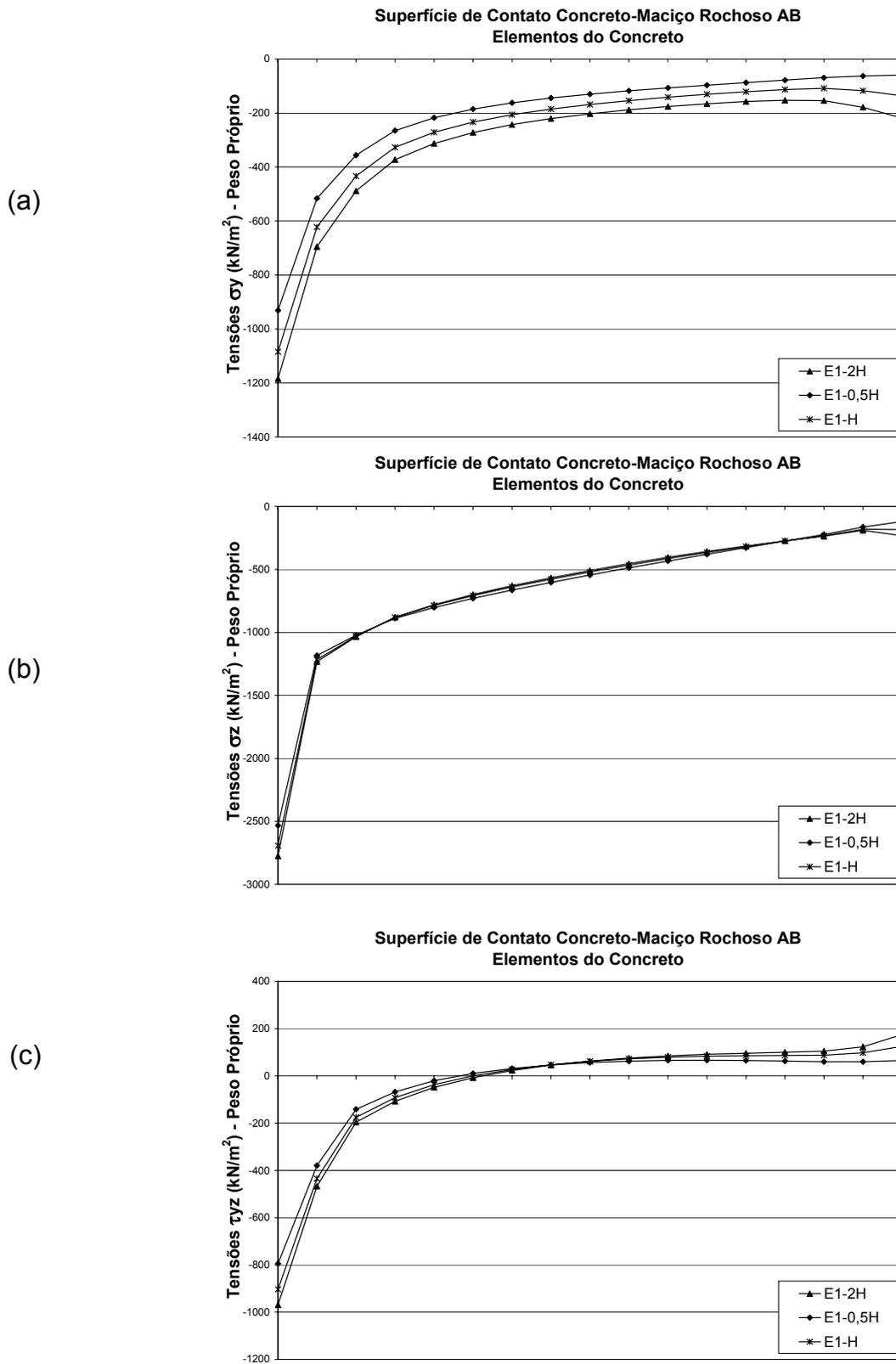
**FIGURA 17:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



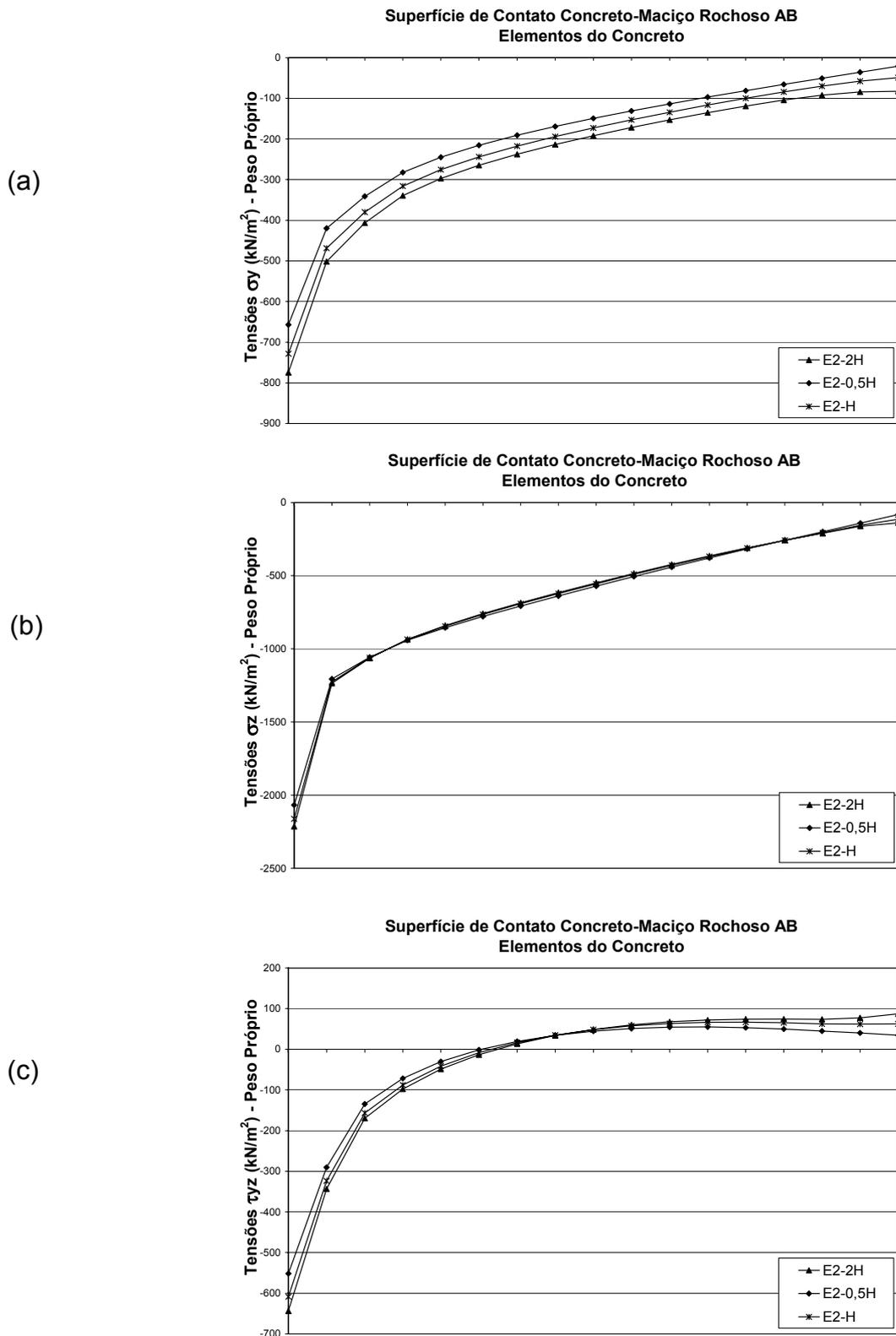
**FIGURA 18:** Dimensões do Maçiço – Comparativo de tensões no maço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



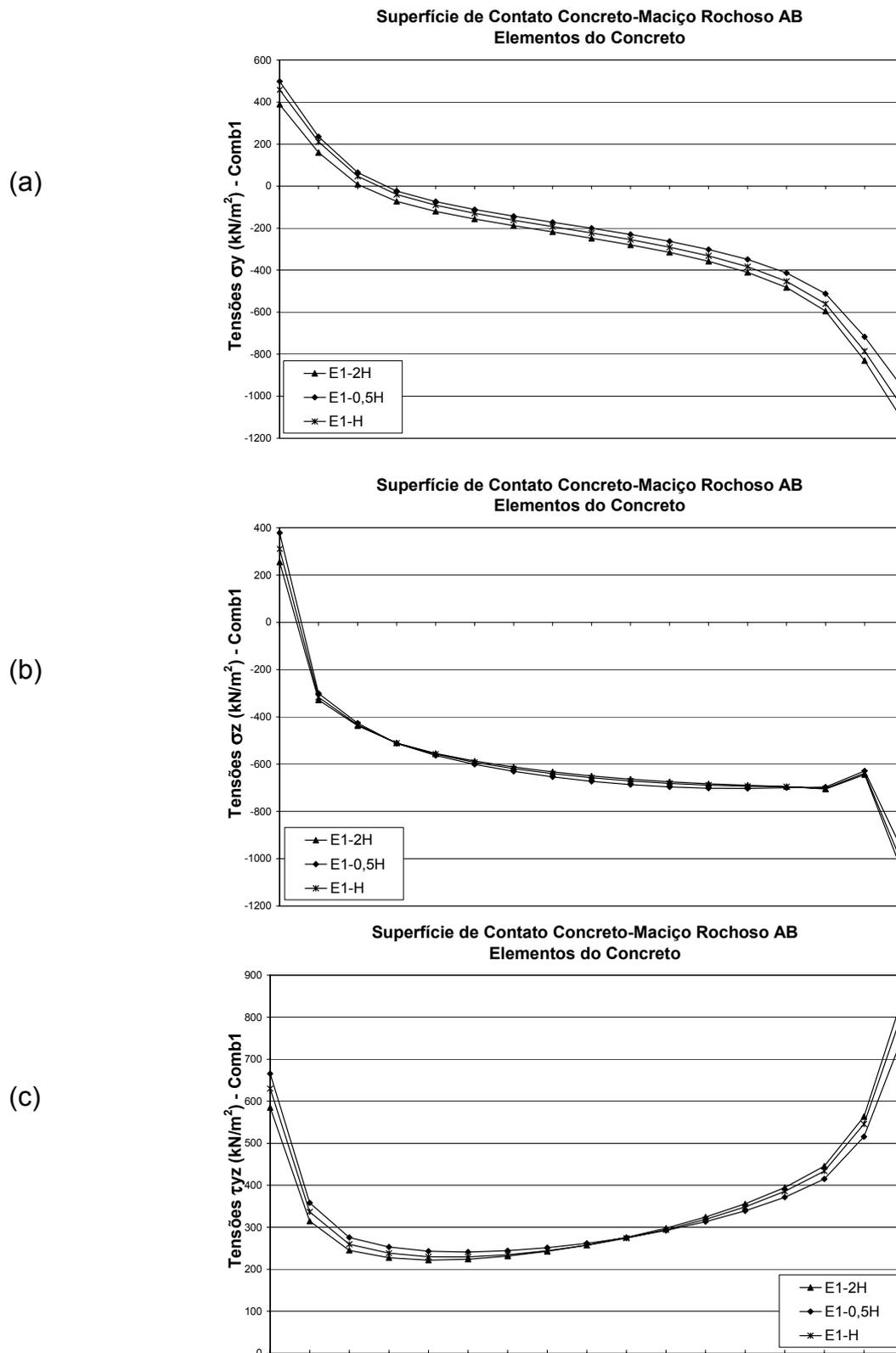
**FIGURA 19:** Dimensões do Maço – Comparativo de tensões no maço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



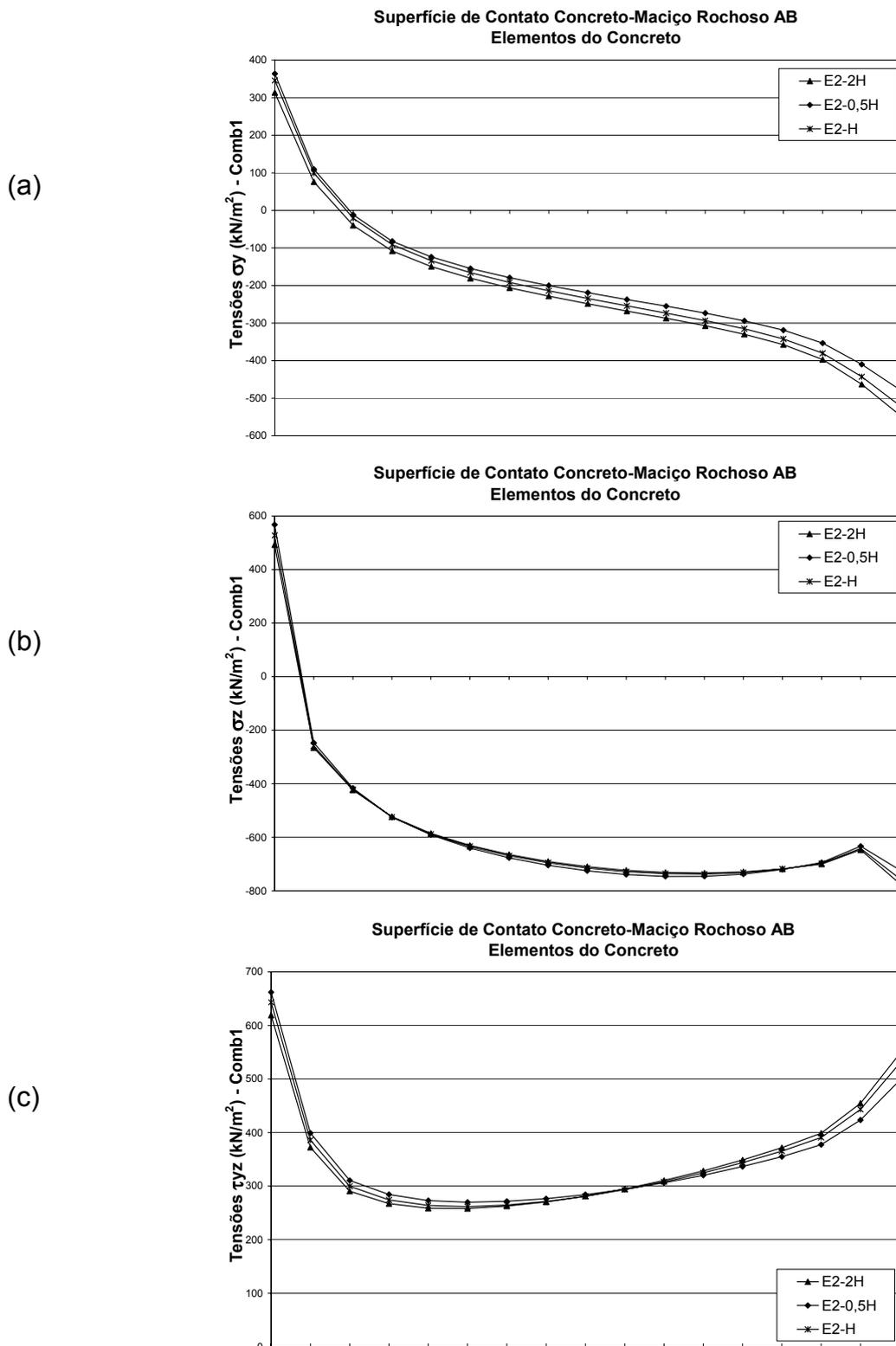
**FIGURA 20:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 21:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 22:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio+empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

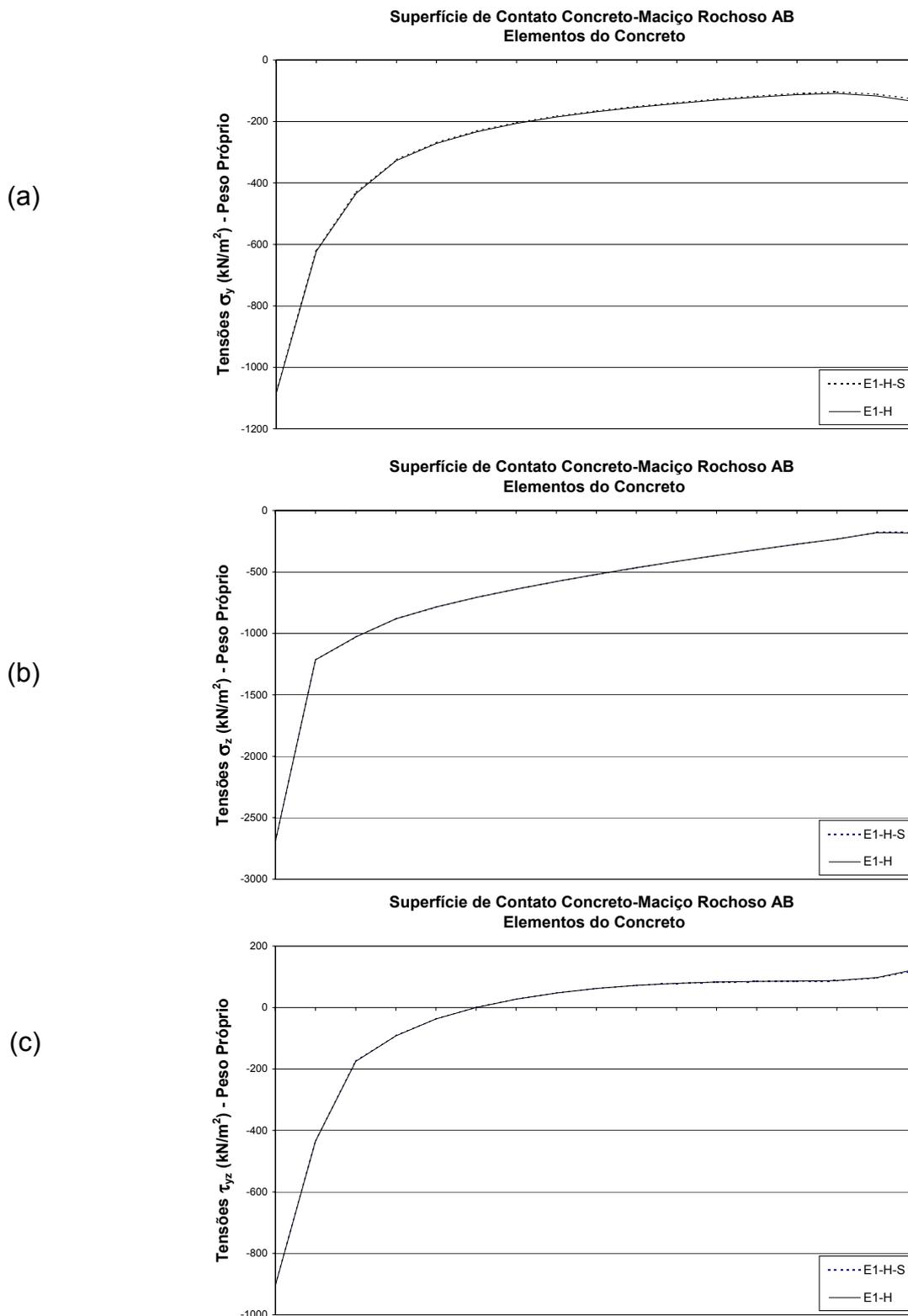


**FIGURA 23:** Dimensões do Maciço – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

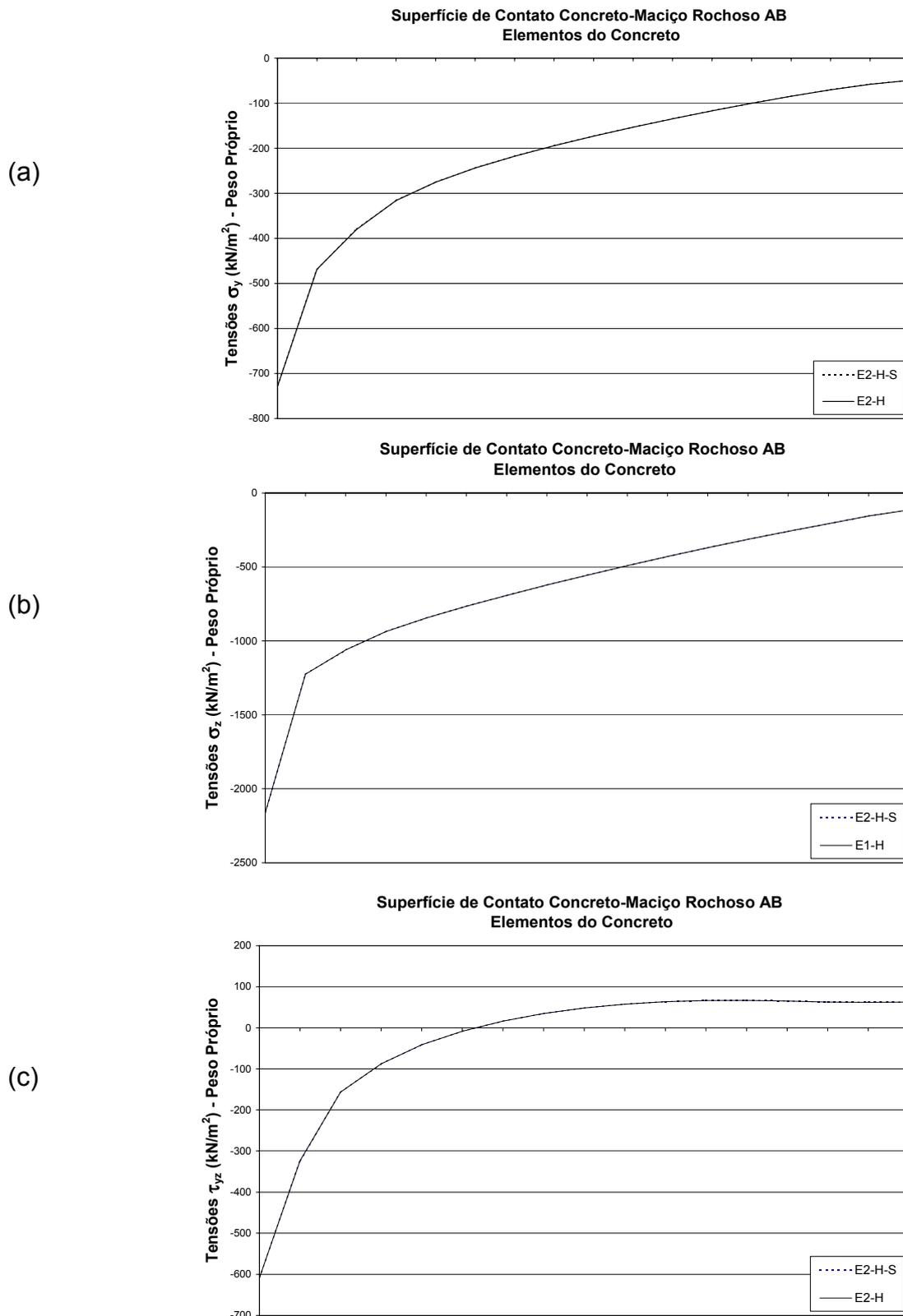
No estudo do modelo mais adequado para o maciço, resta avaliar por sua vez a vinculação adotada. Para isto são feitas duas novas análises, comparando-se malhas com apoios fixos e com molas elásticas. Adotam-se os mesmos valores de módulos de elasticidade do maciço E1 e E2 e casos de carregamento de construção e de operação (PP e Comb1, em ordem), a partir do modelo com os limites de 1xH, com transição.

O coeficiente de reação vertical do maciço pode ser determinado experimentalmente por meio de um carregamento de placa de dimensões 30,5 x 30,5 cm<sup>2</sup>, sendo função das propriedades do meio, bem como das dimensões e forma da placa (Hachich et al., 1998). Para que a verificação de apoios elásticos seja feita, entretanto, adota-se um coeficiente de reação vertical do maciço de 11,5x10<sup>6</sup> kN/m<sup>3</sup>, para fins de comparação inicial. Este coeficiente é aplicado nos nós da extremidade do modelo nas direções onde se deseja vincular (tal como feito anteriormente para apoios fixos, conforme Figura 9), de acordo com a área de influência de cada nó.

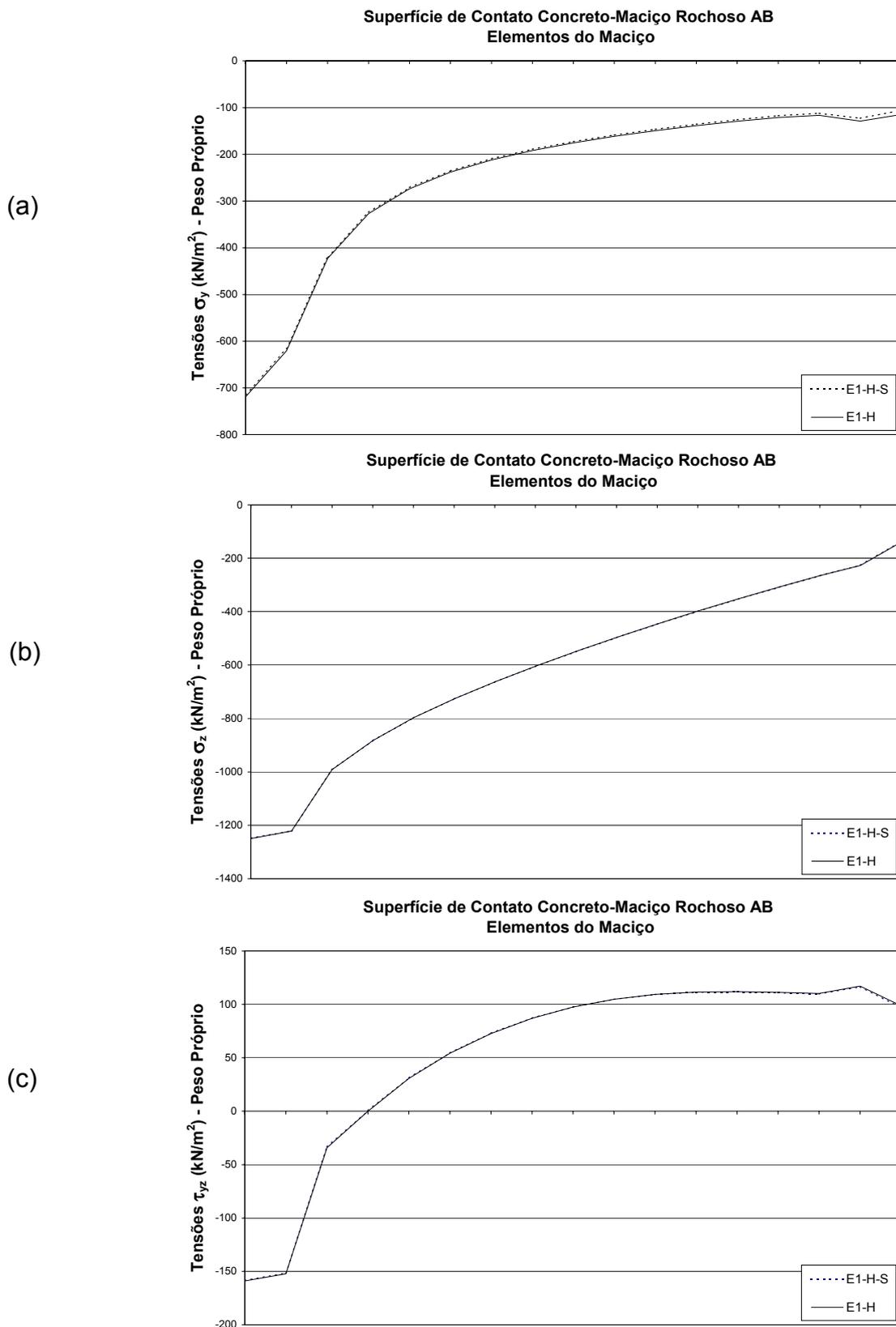
As Figuras 24 a 31 apresentam as tensões ao longo da superfície de contato concreto-rocha ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{yz}$ ), para os elementos da fundação e do concreto, relações E1 e E2, bem como, casos de carregamentos PP e Comb1, conforme análises com e sem a consideração de apoios elásticos. Nota-se que as curvas são coincidentes quando se compara num mesmo gráfico as curvas dos modelos com apoios fixos e dos modelos com apoios elásticos, indicando que os dois modelos são equivalentes para cada caso analisado. Desta forma, conclui-se que o modelo de meio elástico, não apresenta diferença significativa quando comparado ao modelo com apoios fixos, mantendo-se a configuração inicial adotada. Aliás, este é um resultado que já era esperado devido ao fato de o maciço já ter sido avaliado quanto a sua extensão. A influência do maciço no entorno, para dimensões maiores do que está modelado não se mostrou significativa em estudos anteriores e conseqüentemente a condição de apoios elásticos não se faz necessária também. Isto facilita as próximas análises, uma vez que não será preciso obter este parâmetro e ainda avaliar a sua influência (coeficiente de reação vertical).



**FIGURA 24:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

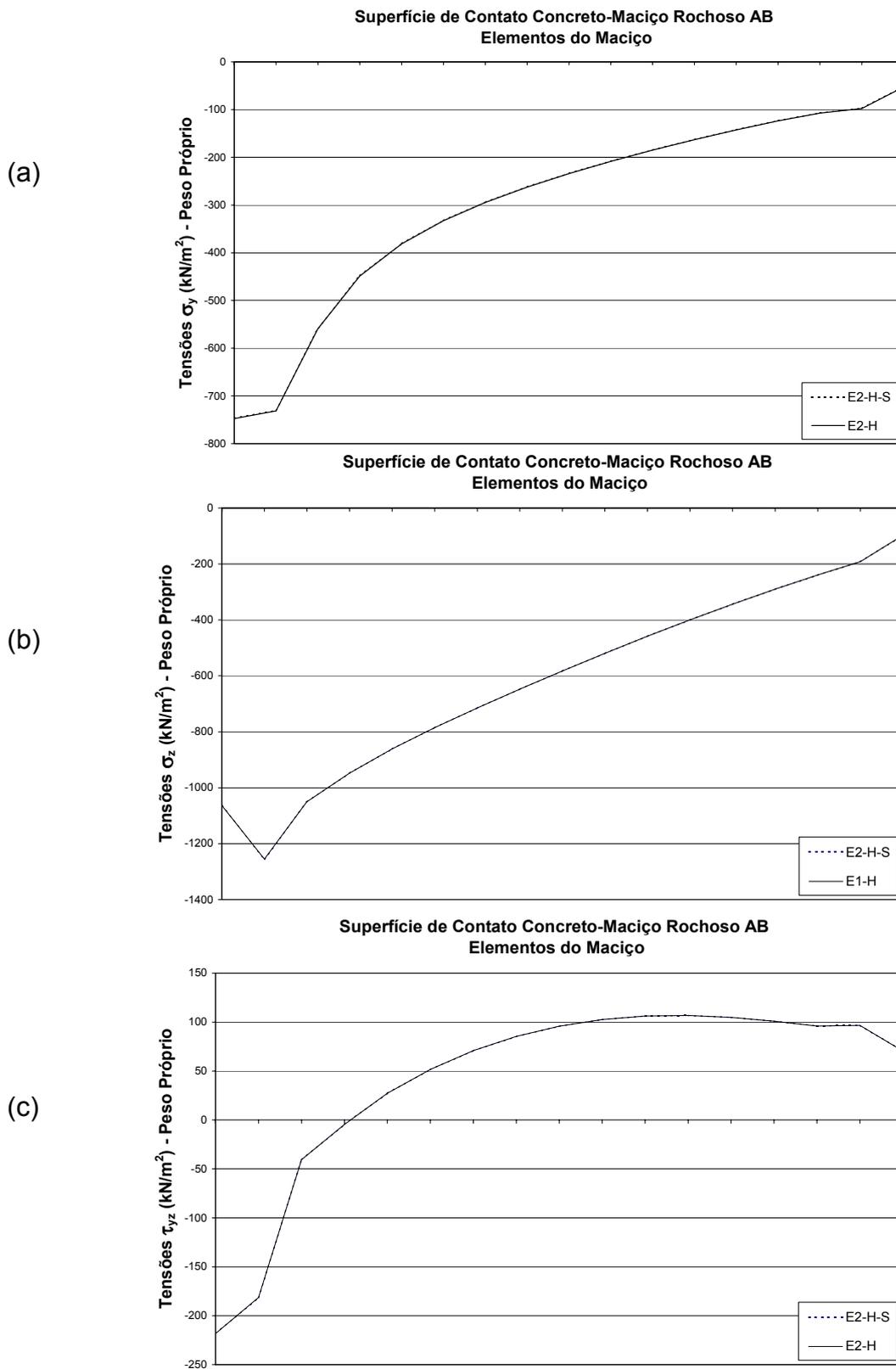


**FIGURA 25:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m=0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .

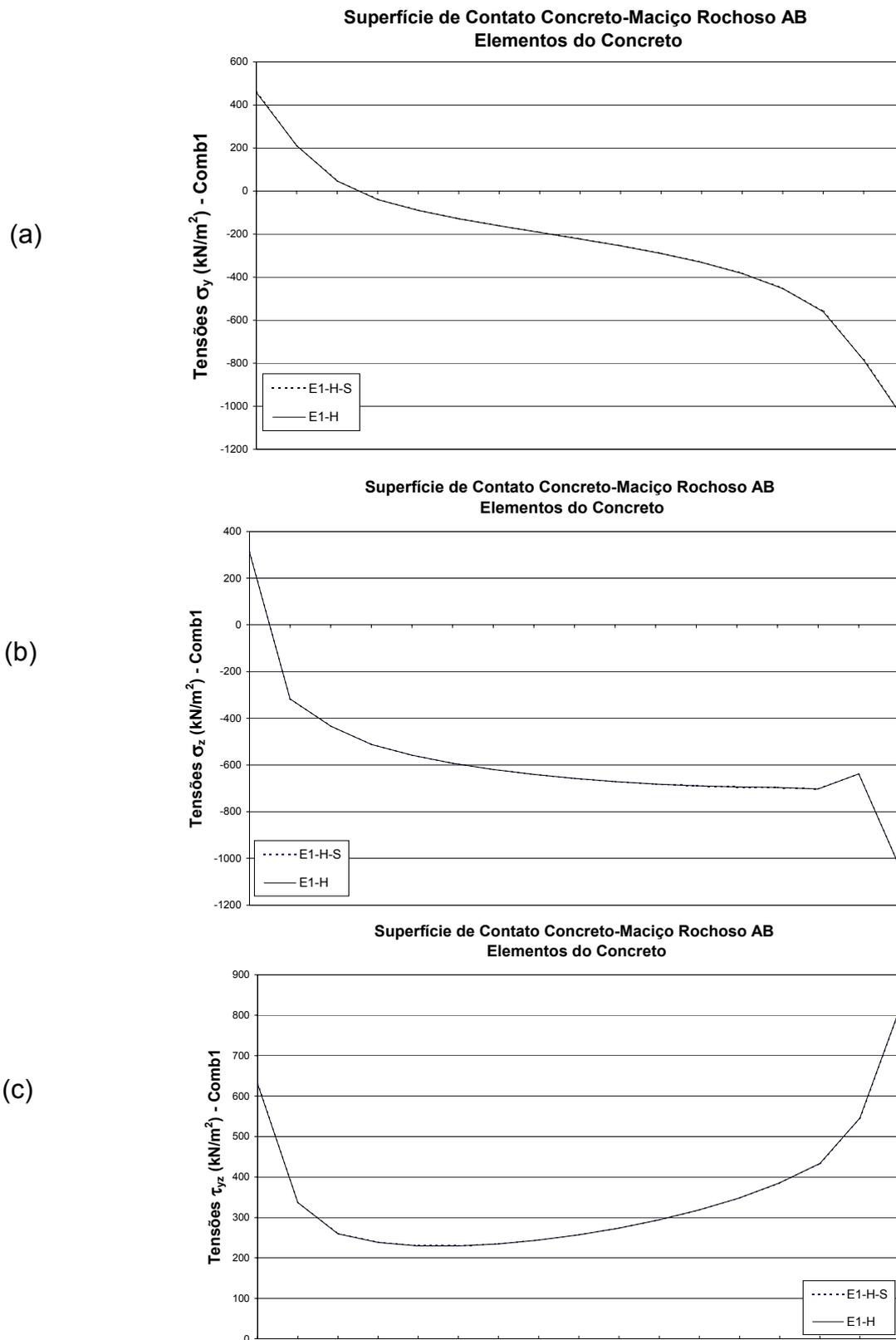


**FIGURA 26:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_v$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{vz}$ .

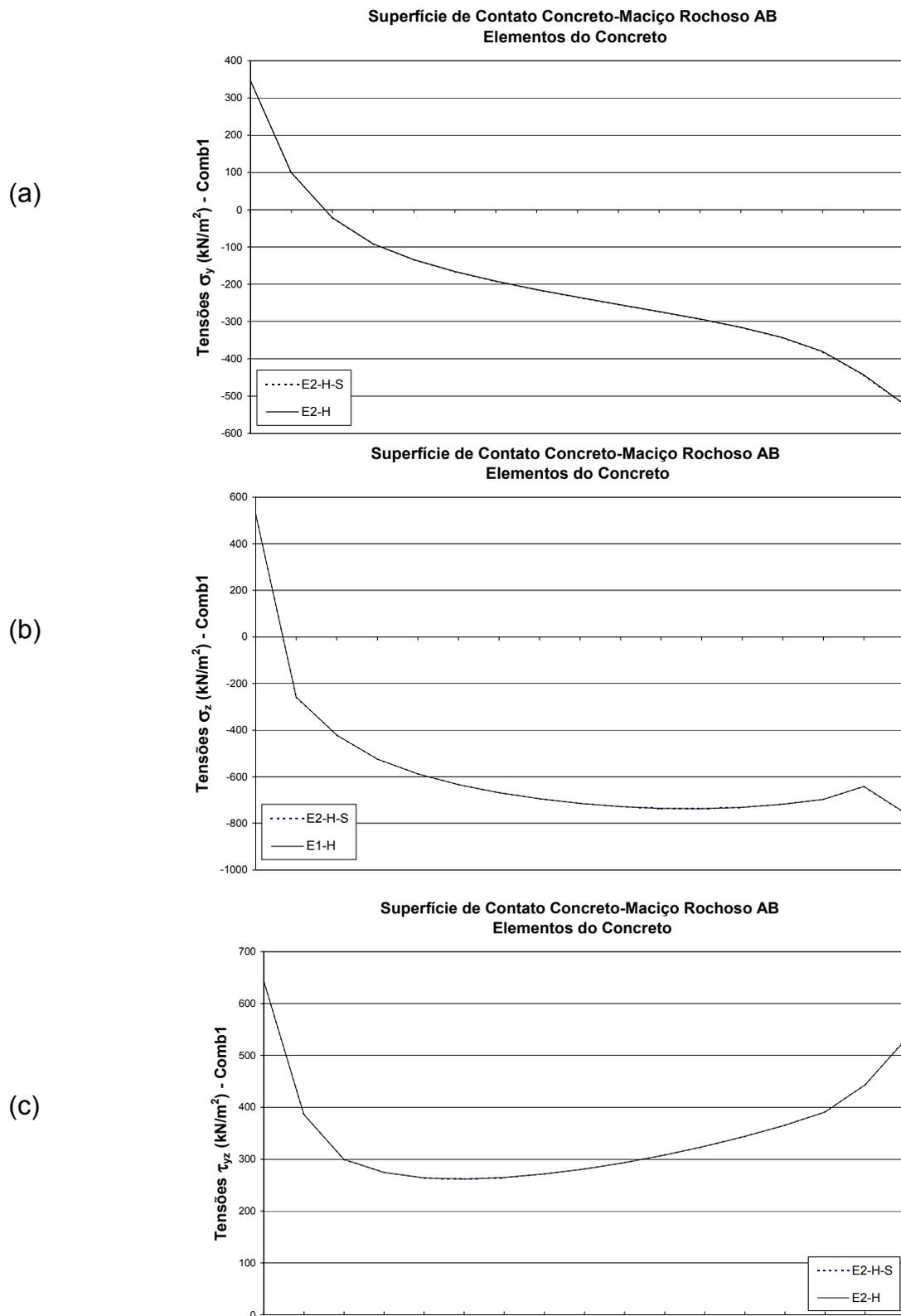
Autor: Daniela Gutstein - Orientador: Henriette Lebre La Rovere



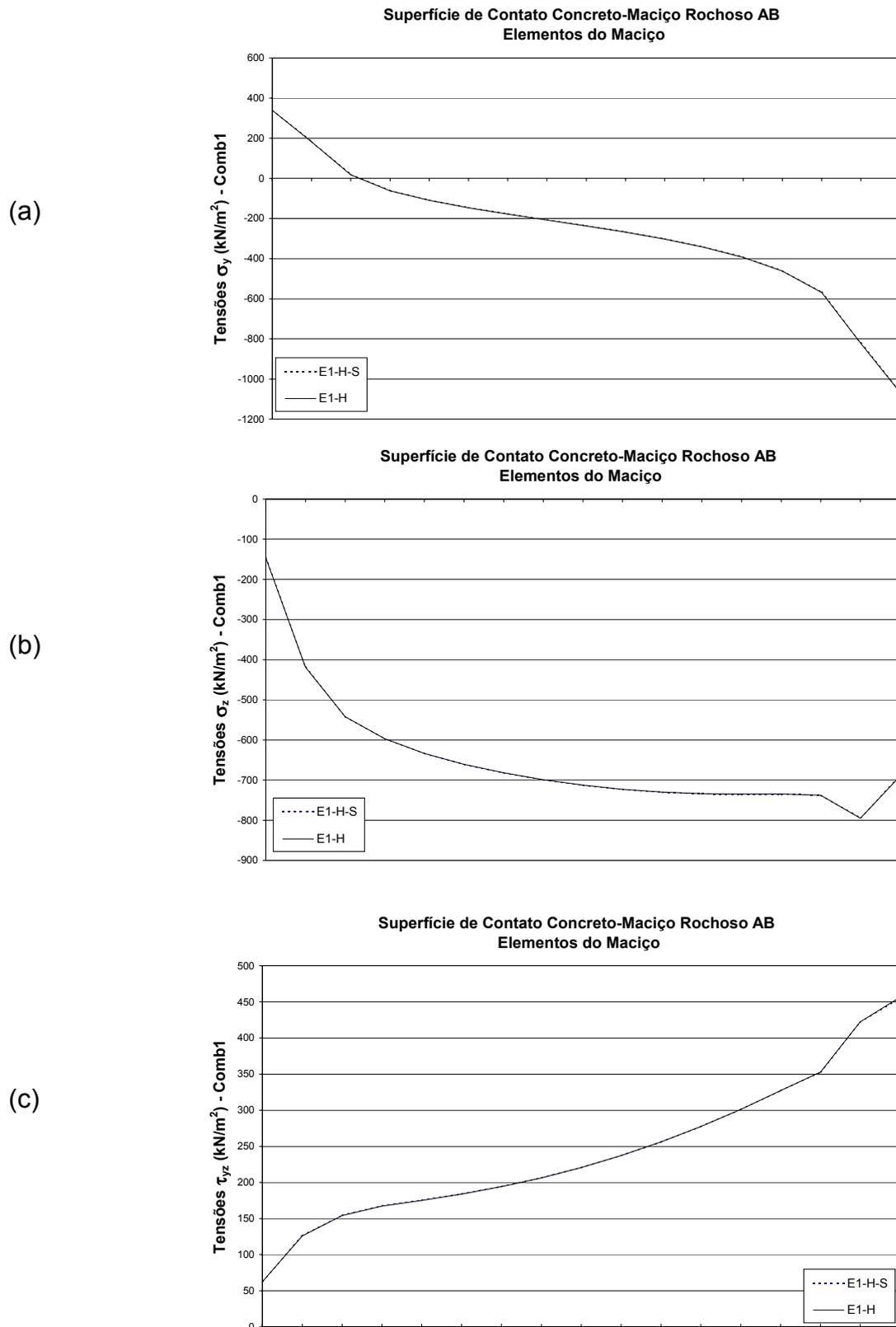
**FIGURA 27:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_v$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{vz}$ .



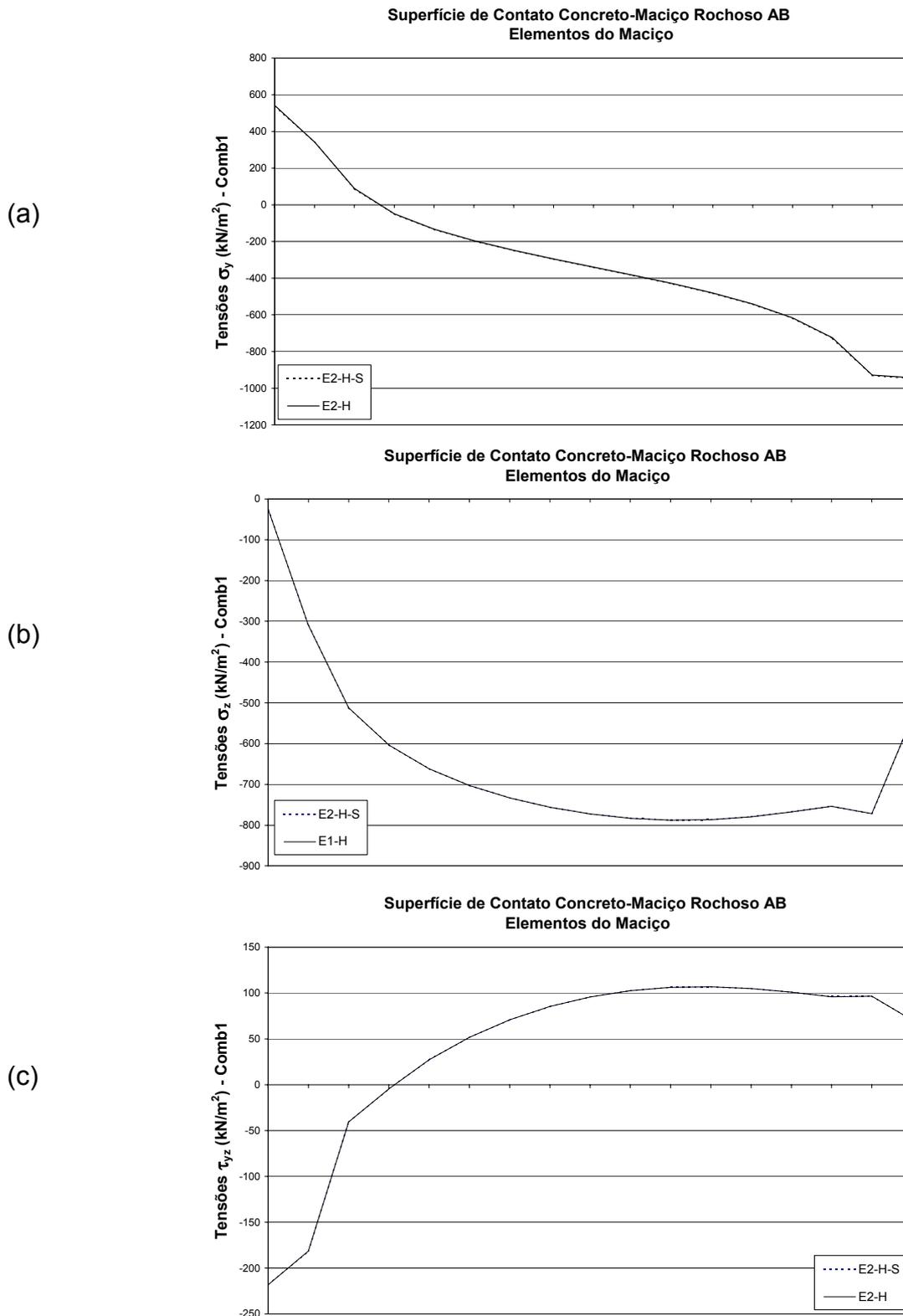
**FIGURA 28:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 29:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no concreto na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 30:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maciço na superfície de contato concreto-rocha (AB) para relação  $E_c/E_m = 1,0$  e caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 31:** Apoios Fixos x Apoios Elásticos – Comparativo de tensões no maço na superfície de contato concreto-rocha(AB) para relação  $E_c/E_m = 0,38$  e caso de carregamento Comb1 (pp+empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , c)  $\tau_{yz}$ .

#### 4.1.3 - Análise Paramétrica do Maciço através do Modelo Inicial

No item anterior, o modelo matemático foi definido adotando-se ao final das análises o modelo da Figura 8 com apoios fixos. O próximo passo é estudar o modelo físico. Para abranger diversas condições geológicas, são considerados neste trabalho vários tipos de maciços na fundação, variando-se a razão entre os módulos de elasticidade do concreto e do maciço  $E_c/E_m$  de 0,01 a 1000, simulando desde maciços infinitamente rígidos até muito deformáveis, conforme mostra o Quadro 4. Estas relações foram definidas dentro dos limites estabelecidos por Rocha (1977), apresentados no Quadro 2, bem como através da análise de modelos geomecânicos de obras de barragens de gravidade de concreto construídas, tendo sido apresentados alguns exemplos no item 2.3. Em geral, os valores de módulos de deformabilidade de rocha estão entre  $400 \times 10^3$  a  $100.000 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup>; de solos até  $50 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> e entre  $50 \times 10^3$  a  $400 \times 10^3$  kN/m<sup>2</sup> estão os valores de módulos de transição entre solo e rocha (Rocha, 1977). Para simular maciços infinitamente rígidos e infinitamente deformáveis (situações hipotéticas), foram incluídos os limites de relações 0,01 e 1000, respectivamente, sendo que estas relações são agora arredondadas para facilitar a interpretação dos resultados. Esta variação é feita também com o intuito de comparar-se os resultados preliminares com os resultados analíticos existentes de Tyelke (item 2.6).

Em relação às condições de carregamento analisadas, convém salientar que em fundações de maciços rochosos, a ação do peso próprio processa-se ao longo do tempo, contribuindo a par de outros numerosos fatores, tais como ações tectônicas, fenômenos de vulcanismo, contrações por arrefecimento etc (Souza, 1974). Segundo Silveira, citado por Souza (1974) a solicitação de peso próprio não deve ser considerada nos maciços, se evidentemente se conhecer o verdadeiro estado de tensão inicial neles instalados, cuja previsão e determinação é, no entanto extremamente difícil. Sendo assim, neste trabalho o peso próprio do maciço é considerado, adotando-se um peso específico saturado do material de 24kN/m<sup>3</sup>. Adotam-se as mesmas condições até o momento empregadas: de carregamento de construção (PP) e de operação (Comb1), definidas no início deste Capítulo.

Embora o coeficiente de Poisson do maciço varie um pouco de acordo com a rocha, mantém-se os valores de  $\nu=0,20$  para todos os tipos de materiais, bem como

$\gamma=24\text{kN/m}^3$  para o peso específico da rocha. Estas considerações simplificam a análise e acredita-se que sejam perfeitamente aceitáveis. Os parâmetros do concreto também são os mesmos adotados até então, ou seja, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e peso específico para o concreto, em ordem:  $E_c=11.500\times 10^3\text{kN/m}^2$ ,  $\nu=0,2$  e  $\gamma=24\text{ kN/m}^3$ , assim como as demais considerações sobre a modelagem.

**QUADRO 4:** Propriedades geomecânicas do maciço de fundação das análises paramétricas

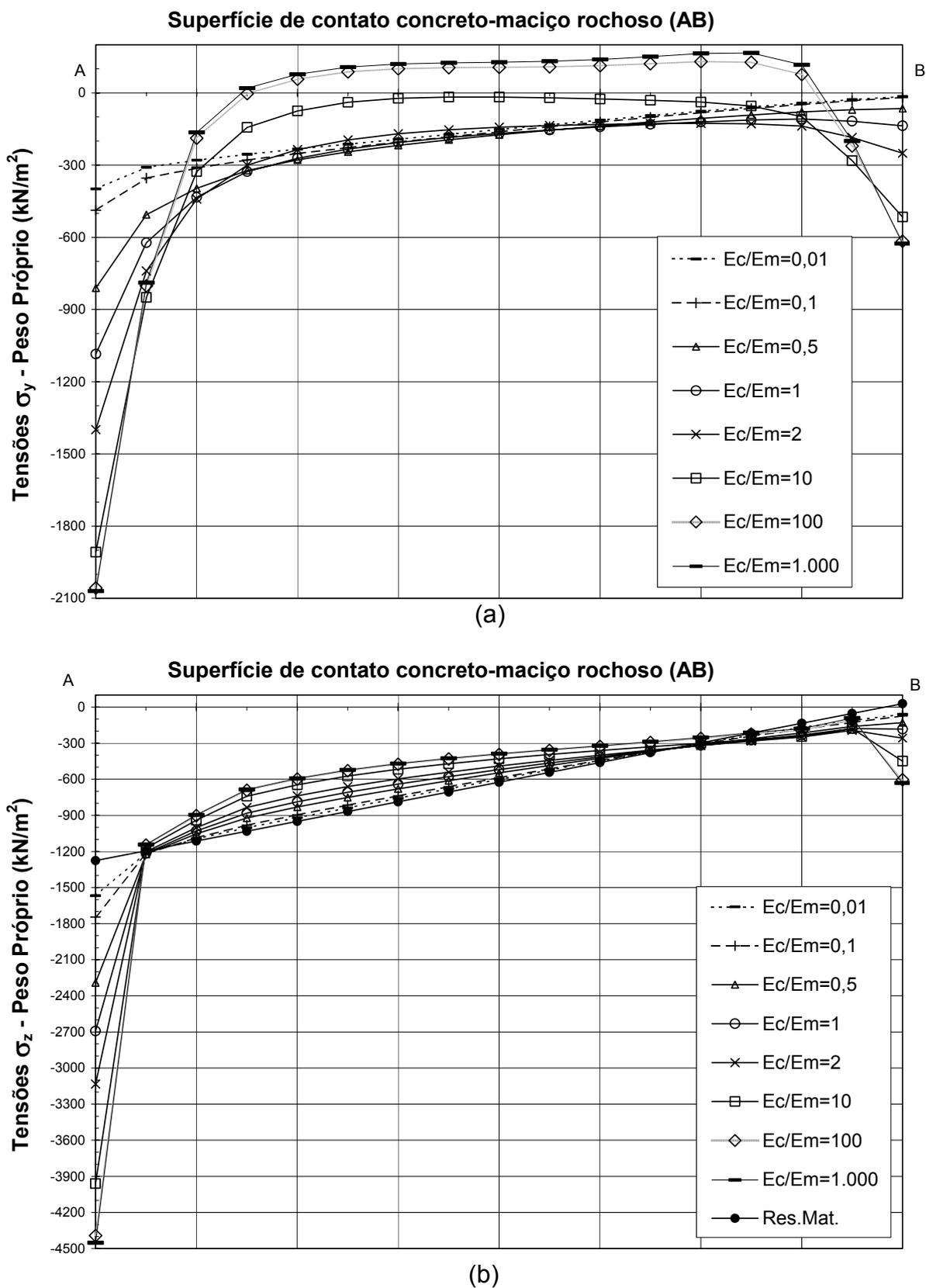
Análises	$E_m$ (kN/m <sup>2</sup> ) (x 10 <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (Poisson)	$E_c/E_m$
E1	1 150 000	24	0,20	0,01
E2	115 000	24	0,20	0,1
E3	23 000	24	0,20	0,5
E4	11 500	24	0,20	1
E5	5 750	24	0,20	2
E6	1 150	24	0,20	10
E7	1 15	24	0,20	100
E8	11,5	24	0,20	1000

O processamento das análises proporciona o traçado dos diagramas de tensões apresentados em seguida: gráficos de tensões normais ( $\sigma_y$  e  $\sigma_z$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{yz}$ ) ao longo da superfície de contato concreto/rocha (entre os pontos A e B, conforme Figura 8). As tensões verticais correspondem às tensões totais, uma vez que para a obtenção das tensões efetivas é necessário descontar o diagrama de subpressão (pressões neutras). As Figuras 32 a 37 mostram os gráficos de tensões no concreto e no maciço para os casos de carregamento PP e Comb1. Para as tensões verticais ( $\sigma_z$ ) mostra-se também no gráfico a reta de tensões obtida da formulação clássica da resistência dos materiais, na expressão (11).

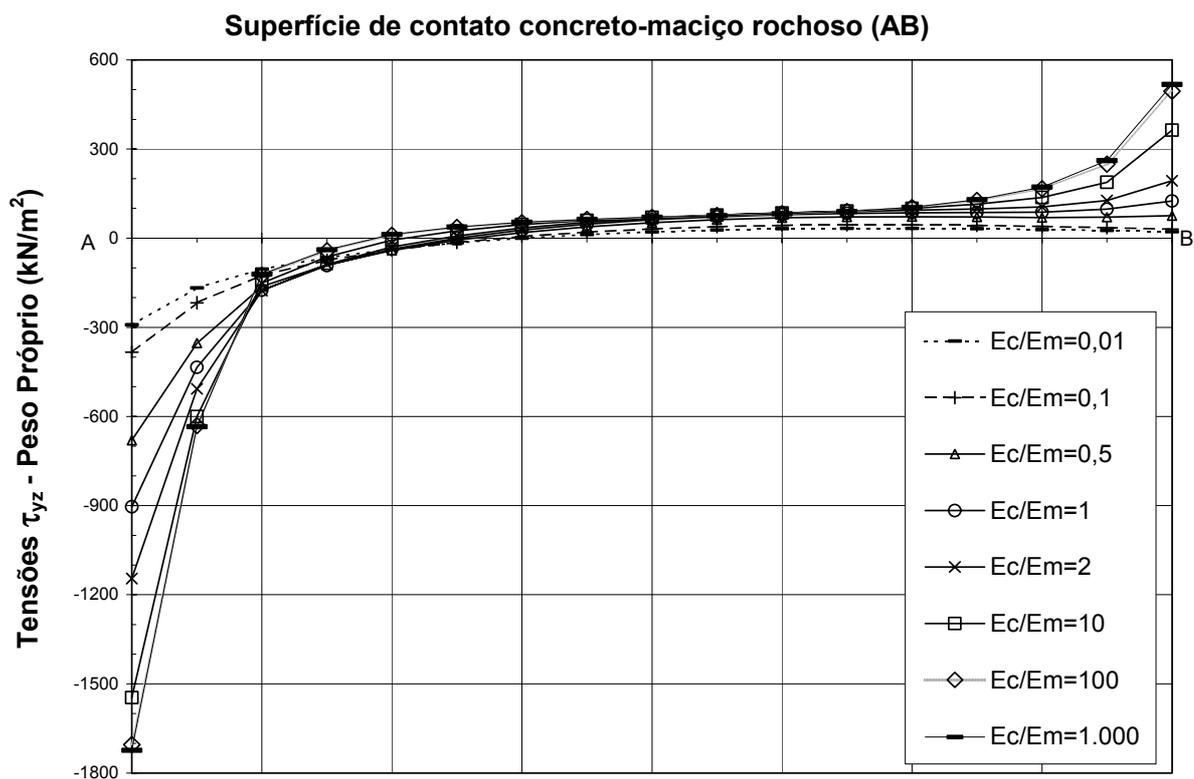
Para os dois casos de carregamentos, observa-se dos gráficos que as curvas das análises E1 e E2 ( $E_c/E_m=0,01$  e  $E_c/E_m=0,1$ ), para maciços mais rígidos, são quase coincidentes, assim como quase coincidem as curvas das análises E7 e E8 ( $E_c/E_m=100$  e  $E_c/E_m=1000$ ), para maciços muito deformáveis.

Para o caso de carregamento de construção (PP) as tensões verticais nas análises E1 e E2 se aproximam da reta dada pela Resistência dos Materiais, mas a partir da análise E3, ou seja, à medida que se diminui o módulo de elasticidade do maciço com valores inferiores a  $2.E_c$ , as curvas se afastam cada vez mais desta reta, principalmente nas extremidades da base, onde surgem concentrações de tensões. Estes resultados estão de acordo com os obtidos por Tyelke apud Mason (1988), a partir de estudos analíticos em uma barragem de concreto de seção triangular, mostrados na Figura 3 para tensões no concreto, na base da barragem e caso de carregamento de construção (PP). Comparando-se as Figuras 32(b) e 3 no caso de solos muito deformáveis, em que  $E_m \rightarrow 0$ , os valores de  $\sigma_z$  tendem a infinito na extremidade à montante. Já para o Caso de Carregamento de Operação (Comb1) as diferenças entre as curvas de tensões verticais das análises pelo MEF e a reta da Resistência dos Materiais são maiores, inclusive surgindo tensões de tração no concreto na extremidade à montante para maciços com módulos de elasticidade maiores que  $0,5 E_c$  (ver Figura 34(a)). É importante observar que esta comparação anterior não é feita sobre dois modelos de características iguais, ou melhor, o estudo proposto por Tyelke apud Mason é feito sem carregamento de empuxo hidrostático de jusante, enquanto que nos resultados destas Figuras (32 a 37), para o caso de carregamento Comb1, existem empuxos hidrostáticos de montante e de jusante.

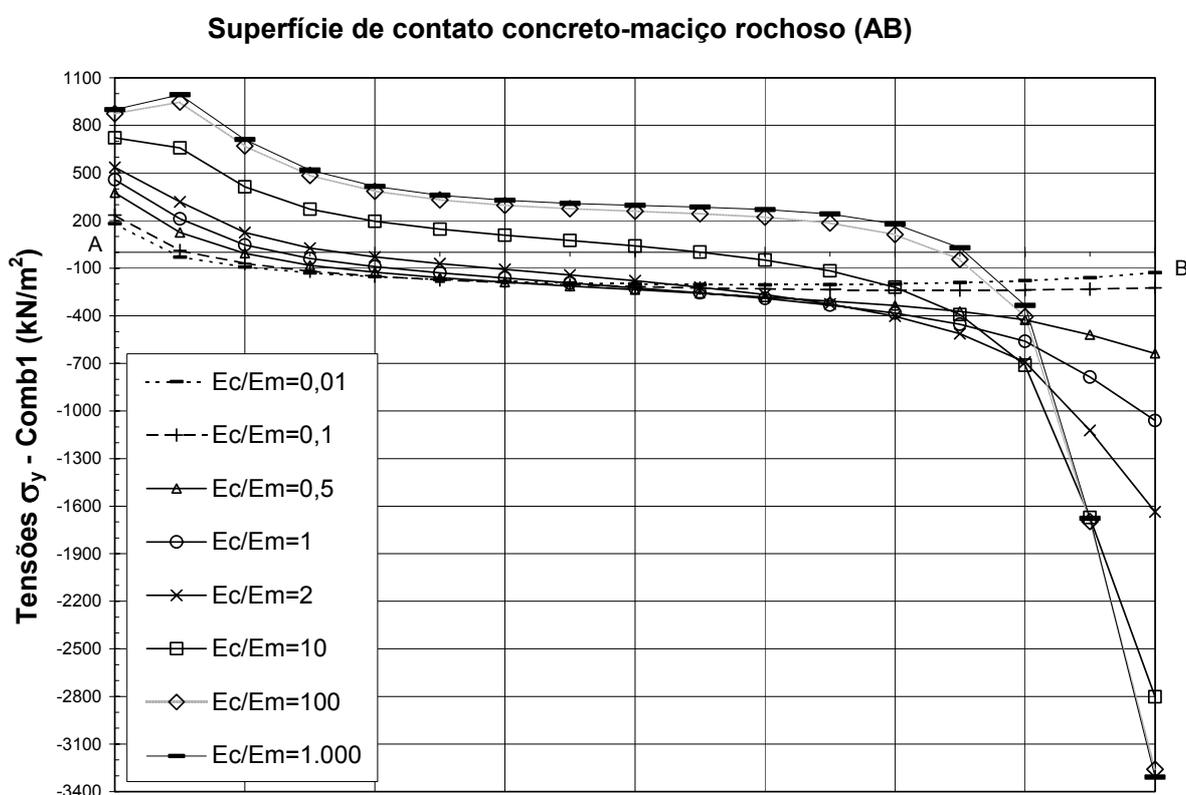
Comparando-se as tensões no concreto e no maciço para a análise E4, em que  $E_c=E_m$ , observa-se grandes descontinuidades de tensões entre os elementos da extremidade da base, principalmente à montante, indicando a necessidade de se refinar a malha nesta região.



**FIGURA 32:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .

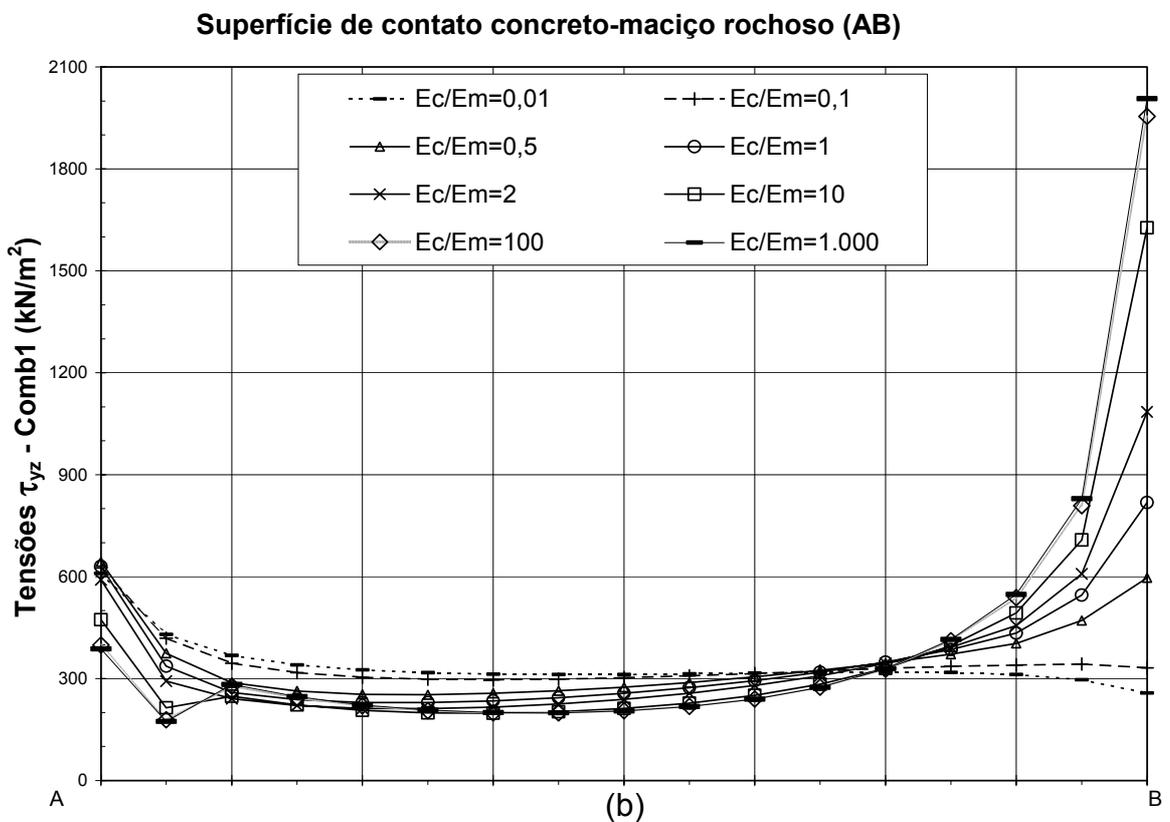
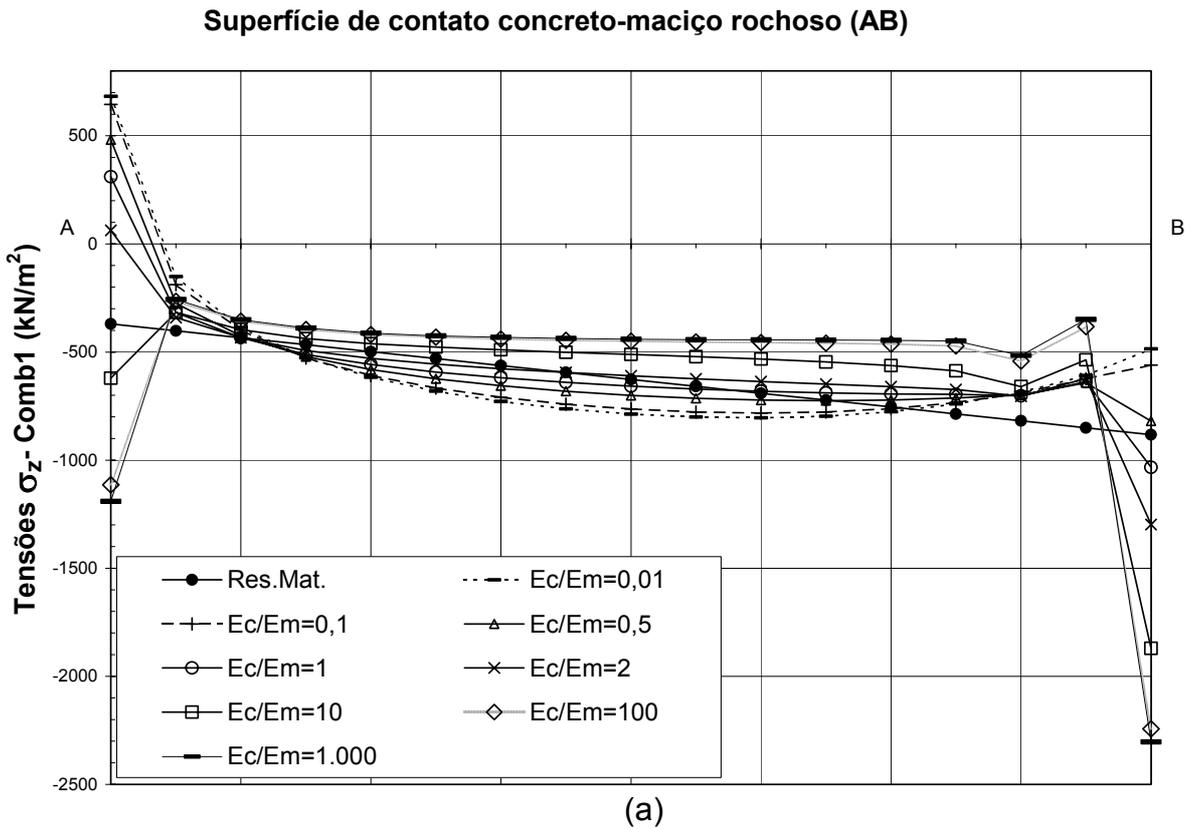


(a)



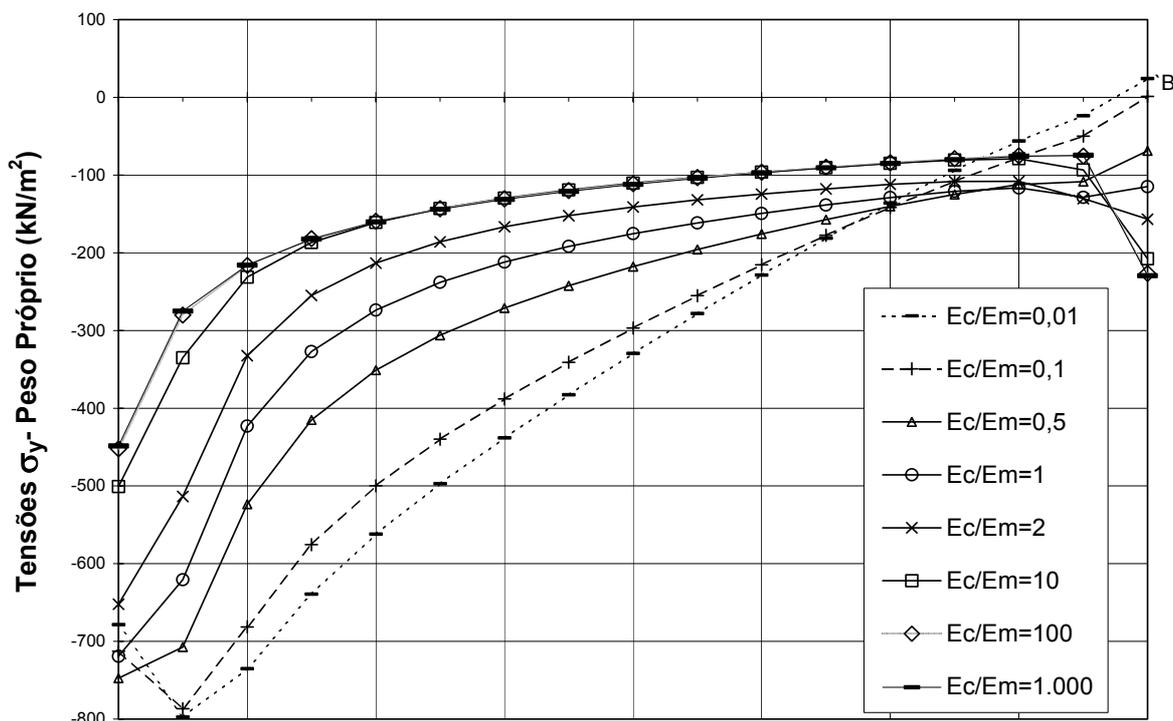
(b)

**FIGURA 33:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP (peso próprio), (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos).



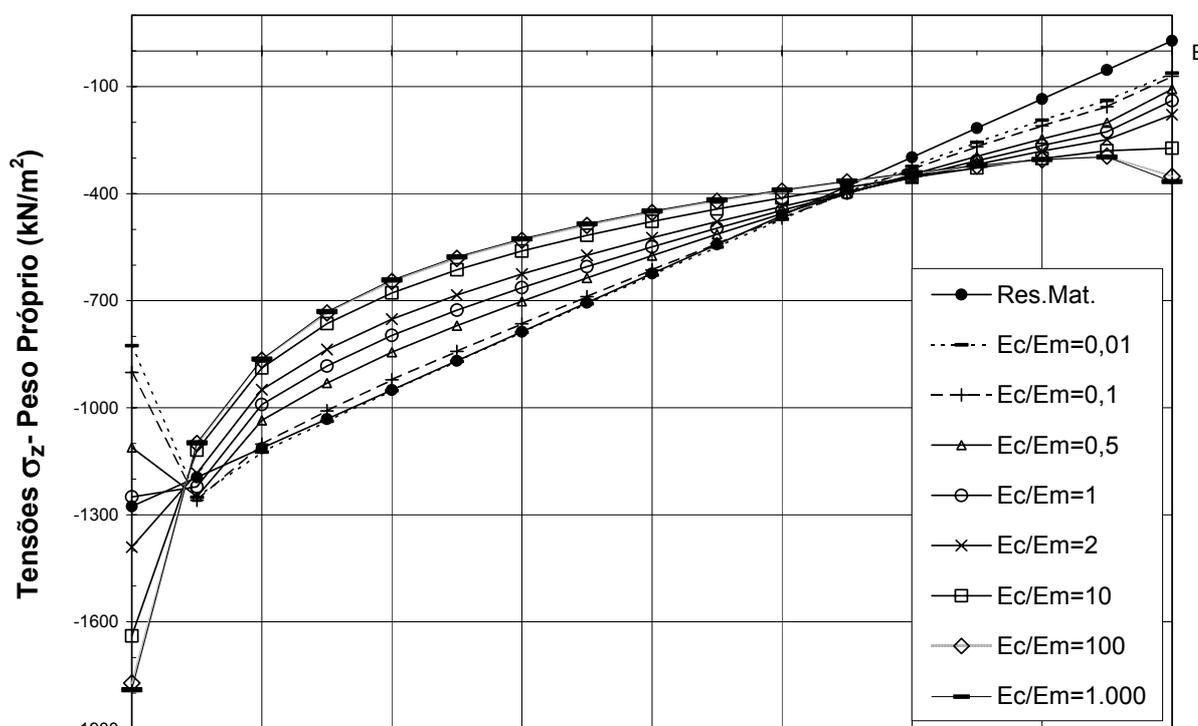
**FIGURA 34:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .

**Superfície de contato concreto-macijo rochoso (AB)**



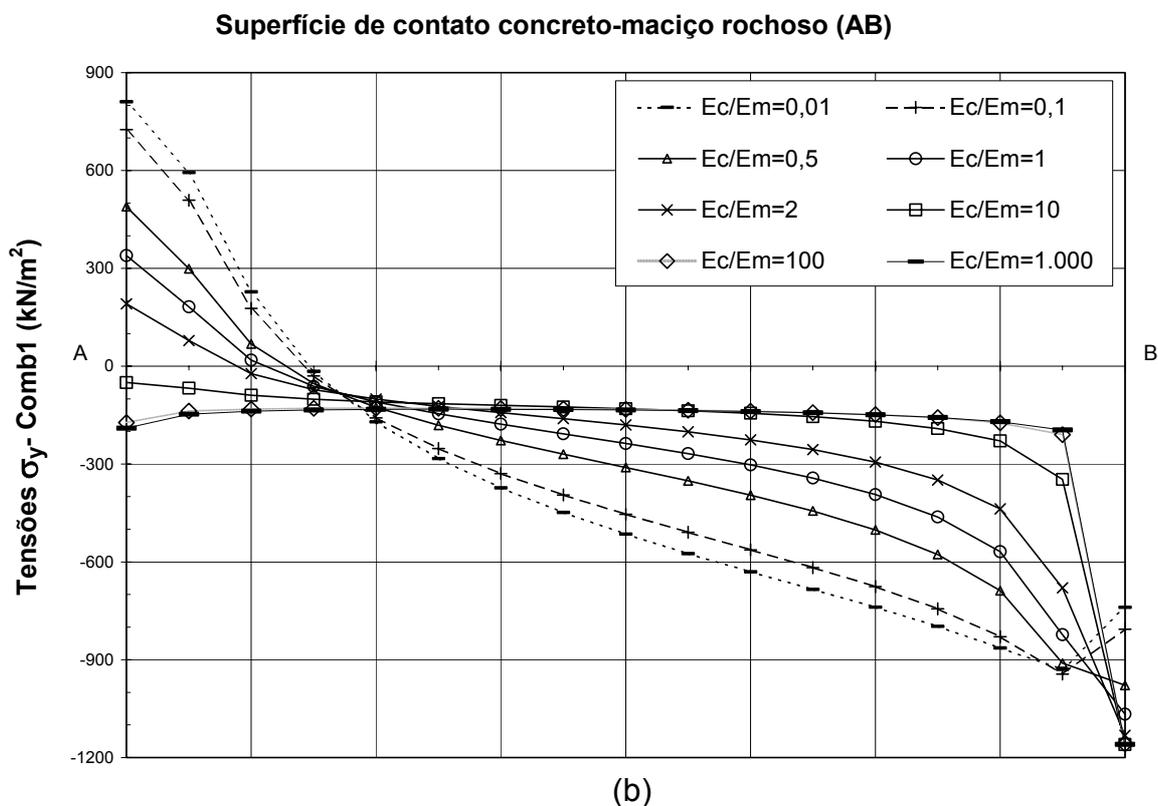
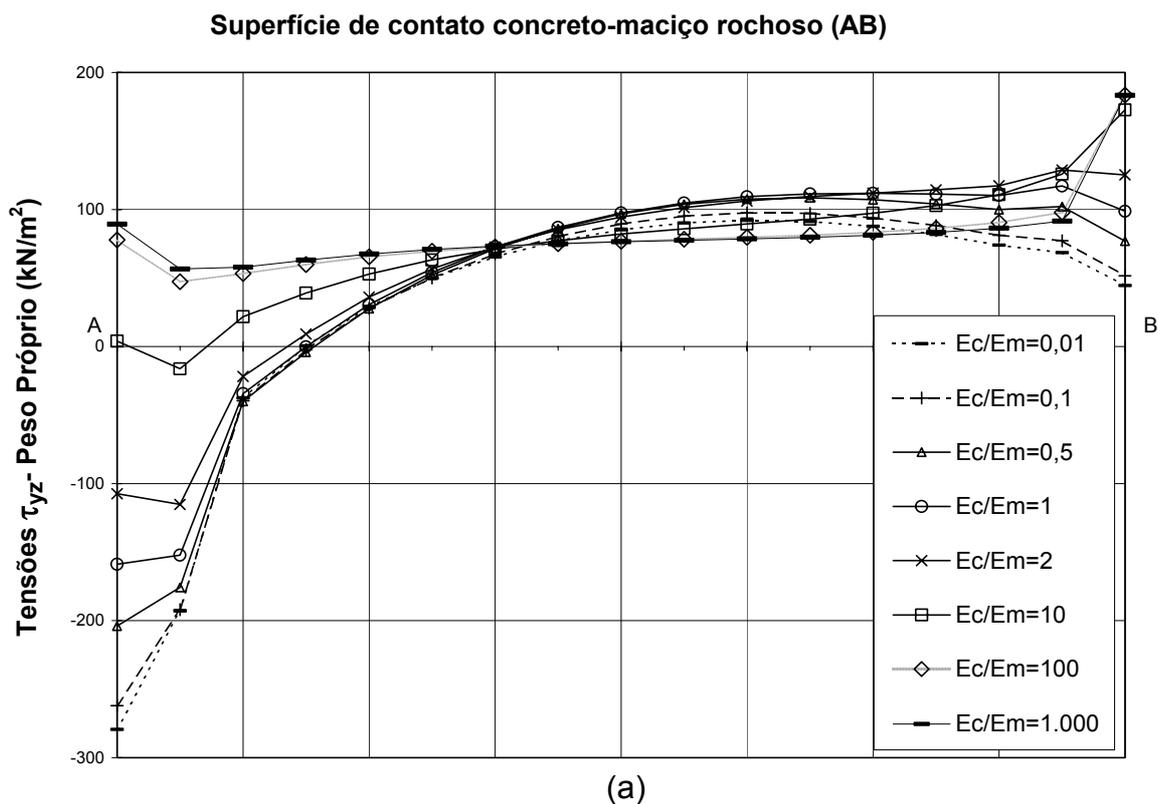
(a)

**Superfície de contato concreto-macijo rochoso (AB)**

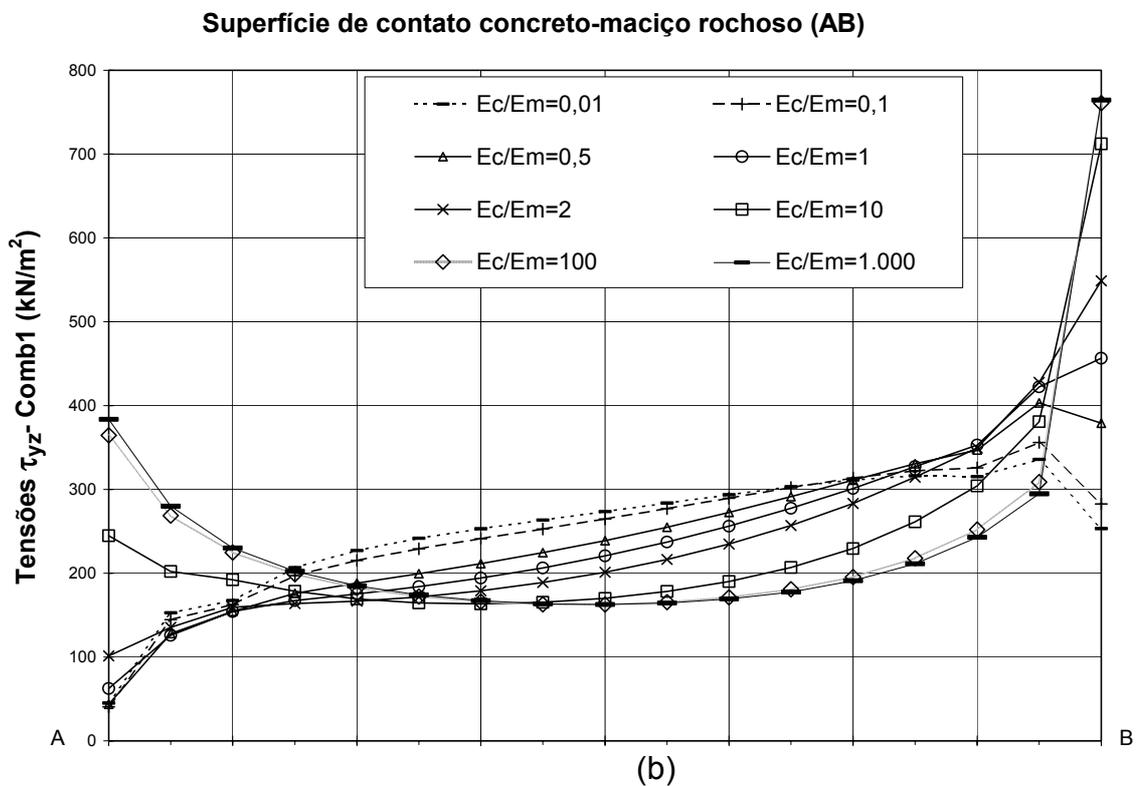
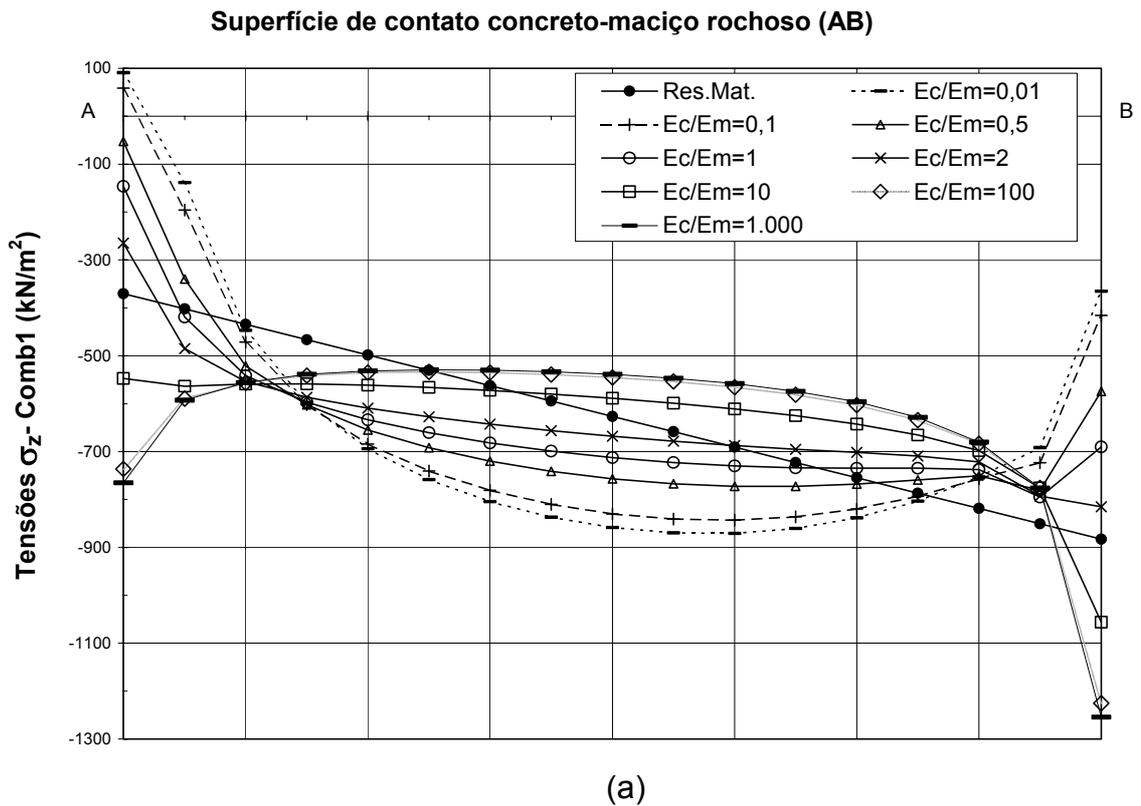


(b)

**FIGURA 35:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento PP (peso próprio): (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .



**FIGURA 36:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB), sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP (peso próprio) e (b)  $\sigma_y$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos).

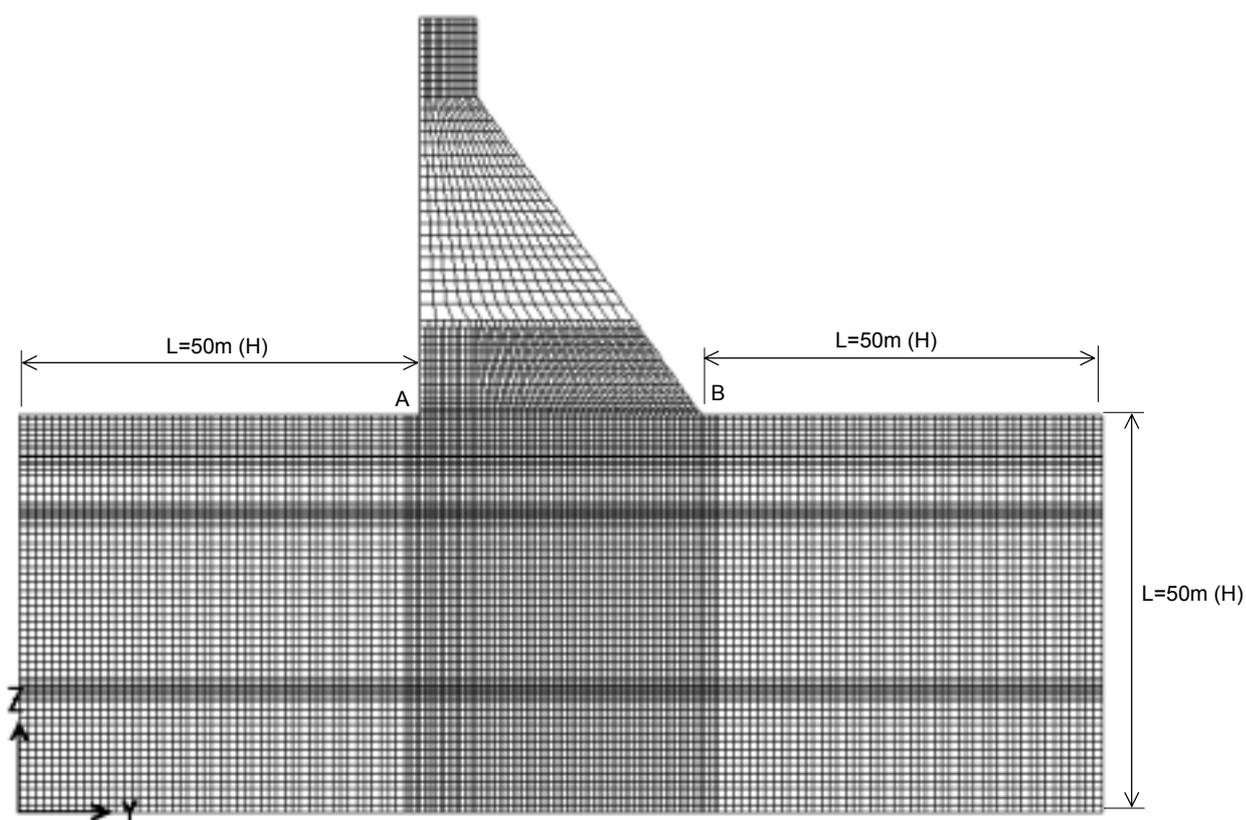


**FIGURA 37:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (AB) para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos): (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .

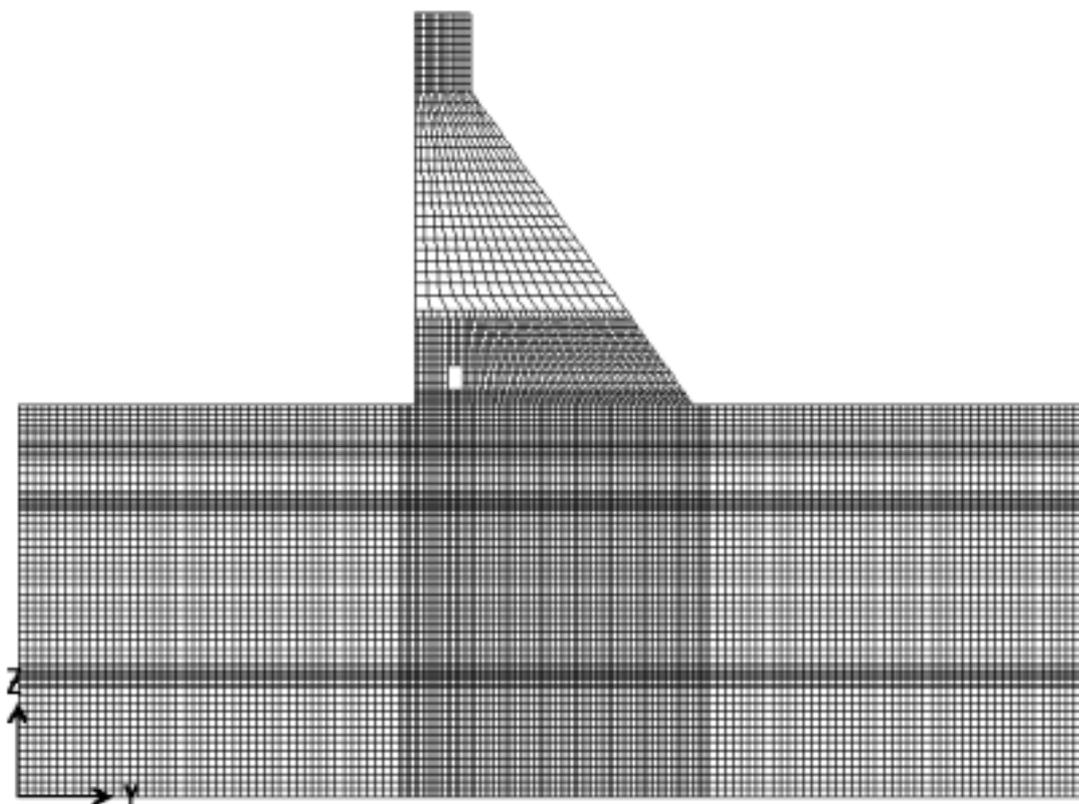
## 5 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS - MODELO REFINADO

Devido à necessidade de diminuir as discontinuidades de tensões encontradas no modelo inicial, refina-se agora a malha de elementos finitos. As características geométricas iniciais são preservadas, porém a discretização da malha deve prever a inclusão da galeria de drenagem e das camadas de descontinuidade hipotéticas (causadas pela presença de camadas finas de material deformável no maciço), a serem estudadas posteriormente.

Inicialmente são estudados os mesmos casos de carregamento: de Construção e de Operação (PP e Comb1), bem como são adotados os mesmos parâmetros e tipos de elementos do modelo anterior.



**FIGURA 38:** Modelo Refinado - Sem galeria de drenagem



**FIGURA 39:** Modelo Refinado - Com galeria de drenagem

Desta forma, a seção da Figura 6 incluindo-se o maciço de fundação é modelada agora por uma malha mais fina, com um total de 11.912 elementos, 12.187 nós e 23.910 graus de liberdade, conforme mostram as Figuras 38 e 39. Este nível de refinamento é necessário para diminuir as discontinuidades de tensões ao longo do plano analisado, verificadas na malha anterior (ver Capítulo 4), embora sem se importar com os picos de tensões a montante, que com o refinamento ficarão ainda mais acentuados; bem como incluir a galeria de drenagem e os planos de descontinuidade no maciço de fundação, que possuem espessuras muito pequenas. A descrição da modelagem das descontinuidades será feita no item adiante, visto que neste momento o maciço ainda será considerado contínuo, embora a malha esteja mais refinada. A zona de transição na região do concreto (Figura 8) é mantida, porém como a malha é mais refinada, duas zonas de transição tornam-se necessárias, usando-se duas faixas de elementos de 5 nós para a transição.

Os estudos feitos anteriormente quanto às dimensões do maciço, uso da transição e de apoio fixo continuam válidos, pois se trata da mesma geometria. Sendo assim, para este refinamento da malha, deverão ser feitos outros estudos referentes às tensões com a inclusão da galeria e posteriormente, com a inclusão das descontinuidades.

### **5.1 - Galeria de Drenagem**

Analisa-se inicialmente o efeito da modelagem da galeria de drenagem na malha de elementos finitos para os mesmos casos de carregamento adotados no Capítulo 4 (de construção – PP e de operação – Comb1), traçando-se diagramas comparativos de tensões na fundação, para modelos com e sem a galeria (Figuras 38 e 39). Nas Figuras 40 e 41 são apresentados os resultados das análises para um dos casos de deformabilidade do maciço,  $E_m = E_c$ , através de gráficos de tensões nos elementos de concreto e do maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha (trecho entre pontos A e B). Observa-se dos gráficos que o efeito da inclusão da galeria é pequeno, com pequenas diferenças nas curvas de tensões na região abaixo da galeria. Em regiões da malha mais afastadas do contato concreto-rocha, portanto, a tendência é que a influência seja ainda menor. A fim de trabalhar com diagramas de tensões mais uniformes, será adotado o modelo da Figura 38 para os próximos estudos, independentemente de se considerar ou não a existência de drenos para a redução da subpressão. Convém salientar que esta comparação feita mostra uma idéia de como os resultados apresentados poderiam mudar com a inclusão da galeria.

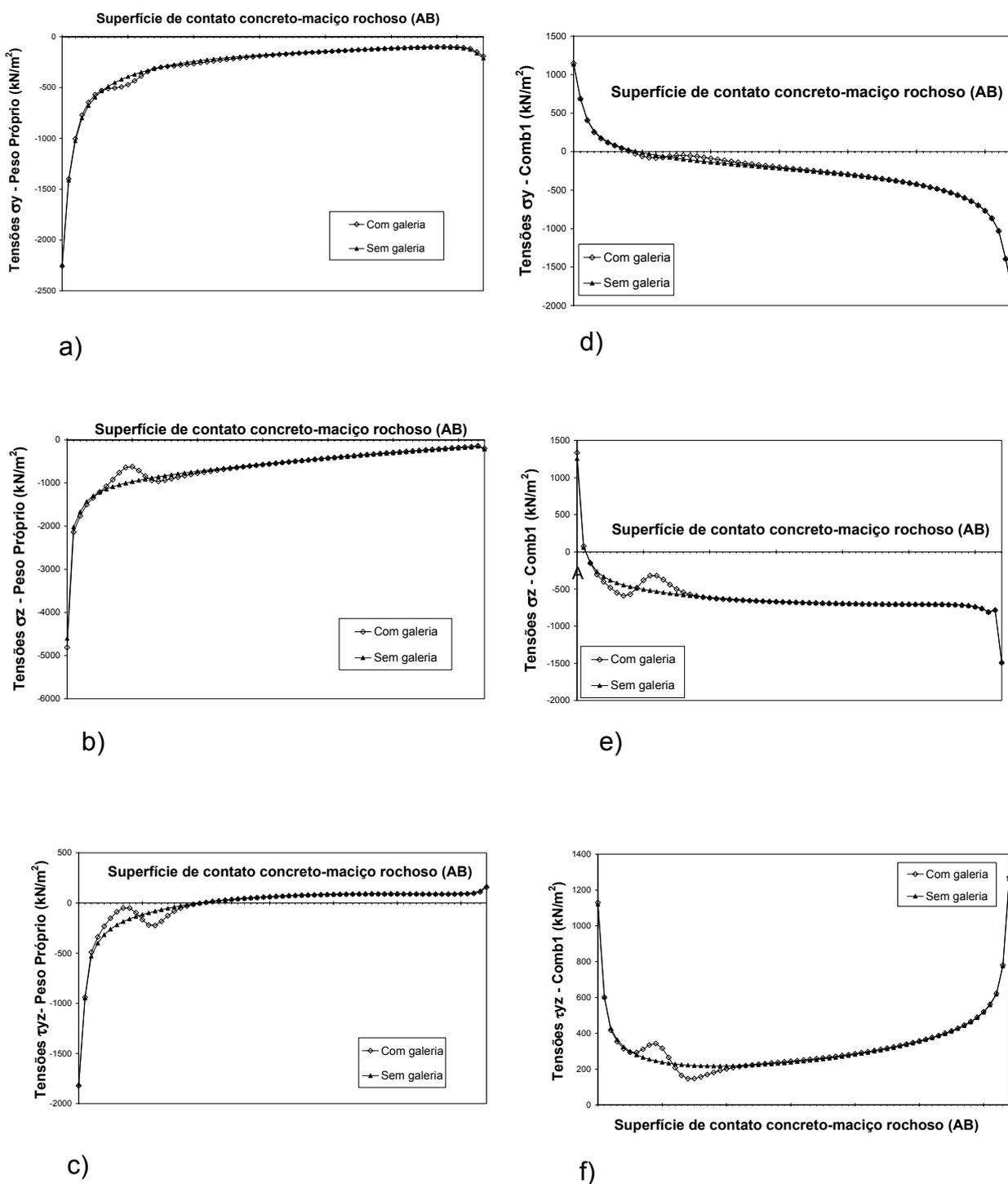
### **5.2 - Análise Paramétrica das Tensões no Contato Concreto-Rocha**

A seguir são analisadas as demais relações de  $E_c/E_m$  para o modelo refinado da Figura 38, verificando-se novamente as tensões no contato concreto-maciço rochoso para cada análise, tal como foi feito no modelo inicial (Quadro 4). O objetivo destas análises é justamente comparar os resultados obtidos entre a malha mais refinada (Figura 38) e a malha menos refinada (Figura 8), mantendo-se todos os demais parâmetros e geometria (maciço contínuo, com módulo constante igual a  $E_m$ ). São adotados os mesmos casos de carregamento de construção e de operação (PP e Comb1, respectivamente).

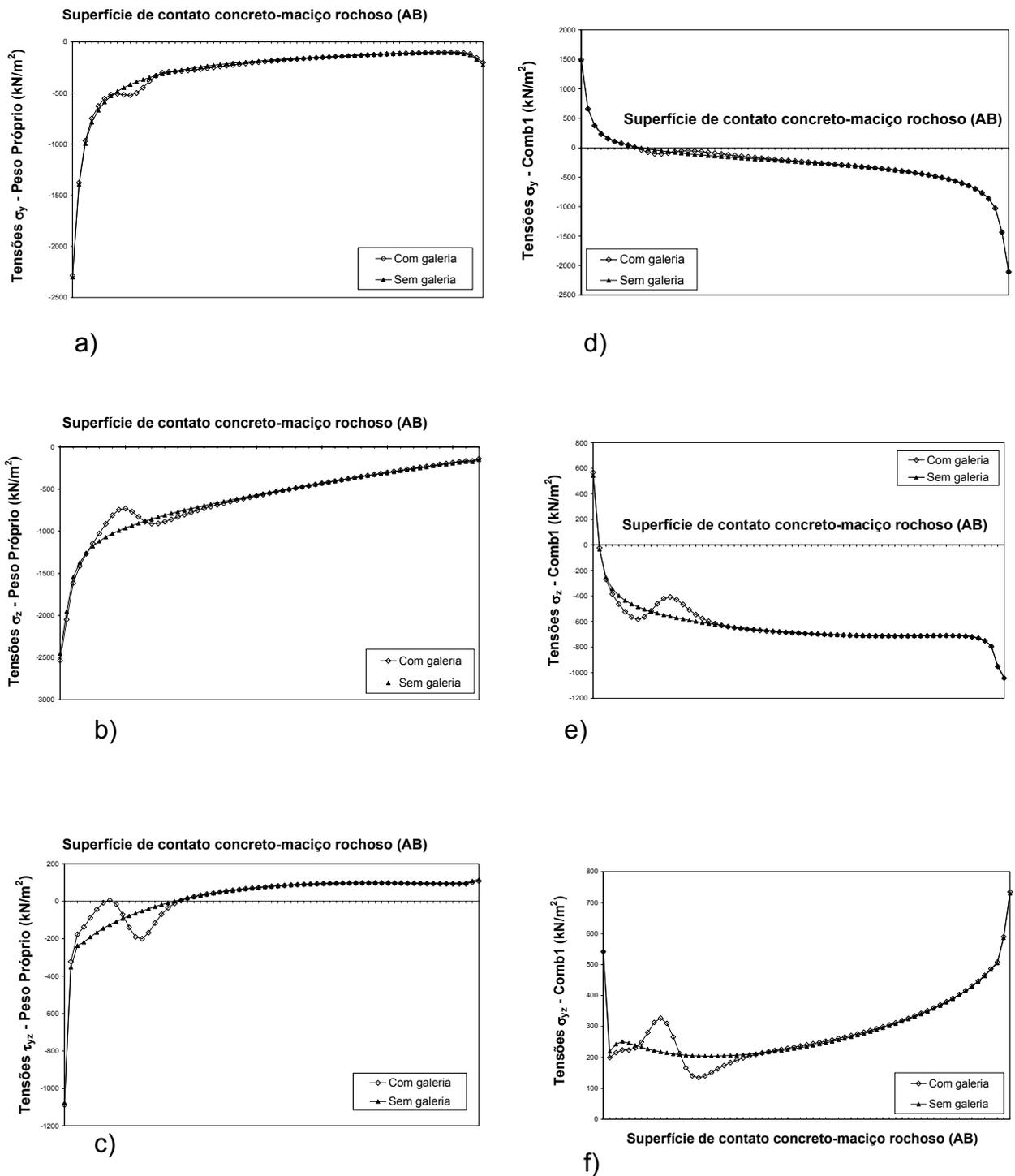
As Figuras 42 a 47 mostram os gráficos das tensões ao longo do plano de contato concreto-rocha no concreto e no maciço para os casos de carregamento PP e Comb1, para cada tipo de tensão ( $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  e  $\tau_{yz}$ ), sendo  $\sigma_z$  as tensões verticais totais.

Analisando-se os resultados obtidos do modelo refinado (Figuras 42 a 47) e do modelo inicial (Figuras 32 a 37), observa-se primeiramente que a descontinuidade de tensões na superfície de contato concreto-rocha (entre elementos do concreto e da rocha) diminuiu significativamente. Ou melhor, comparando-se os diagramas de tensões  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  e  $\tau_{yz}$  no concreto e no maciço para a relação E4 ( $E_c=E_m$ , em que pode-se comparar direto nas figuras 40 e 41), observa-se que as descontinuidades de tensões ocorrem praticamente nas extremidades da barragem: a montante e a jusante. Por outro lado, se esta comparação for feita nos elementos do modelo inicial, para a relação E4 as descontinuidades de tensões são maiores ao longo de todo o contato e acentuam-se nas extremidades da base da barragem. Nos dois modelos, as descontinuidades ocorrem nas tensões verticais e cisalhantes. Portanto, pode-se concluir que à medida que se refina a malha, a tendência é que a descontinuidade continue a decrescer, porém acredita-se que nas extremidades sempre existirão estas diferenças que se forem comparadas em termos de forças resultantes serão consideradas pequenas, pois embora sejam picos, concentram-se em pequenas áreas das curvas.

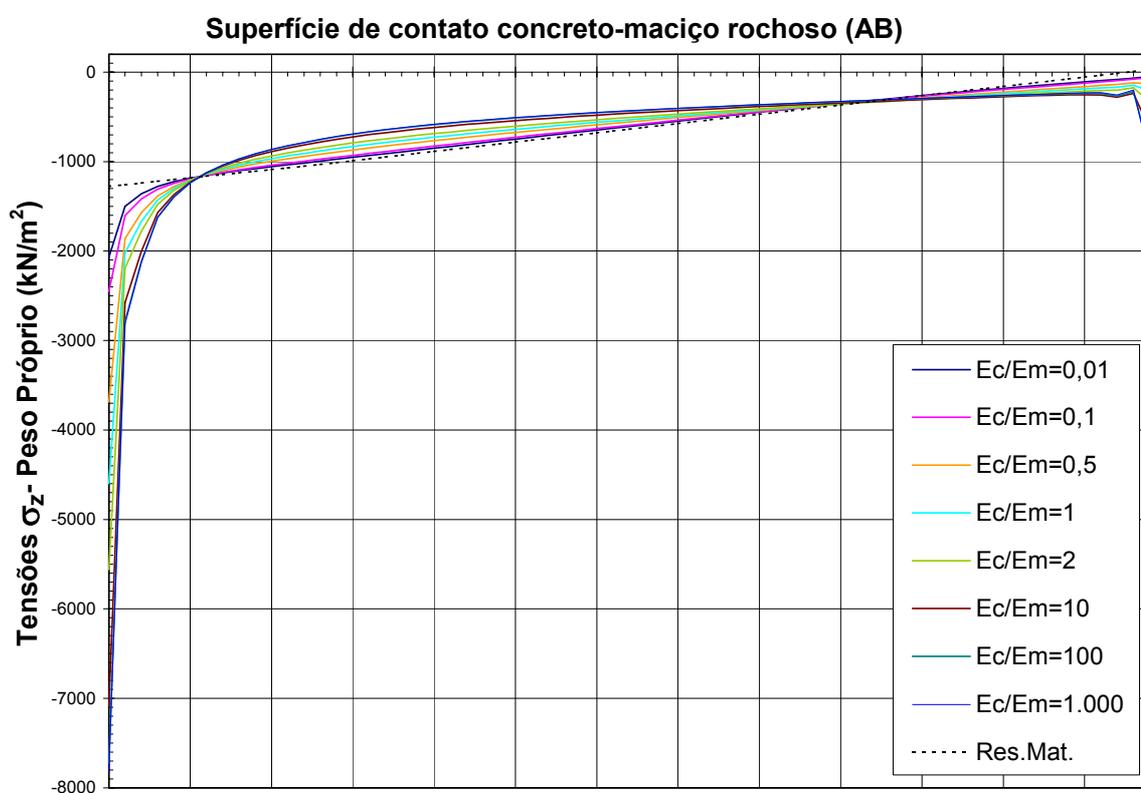
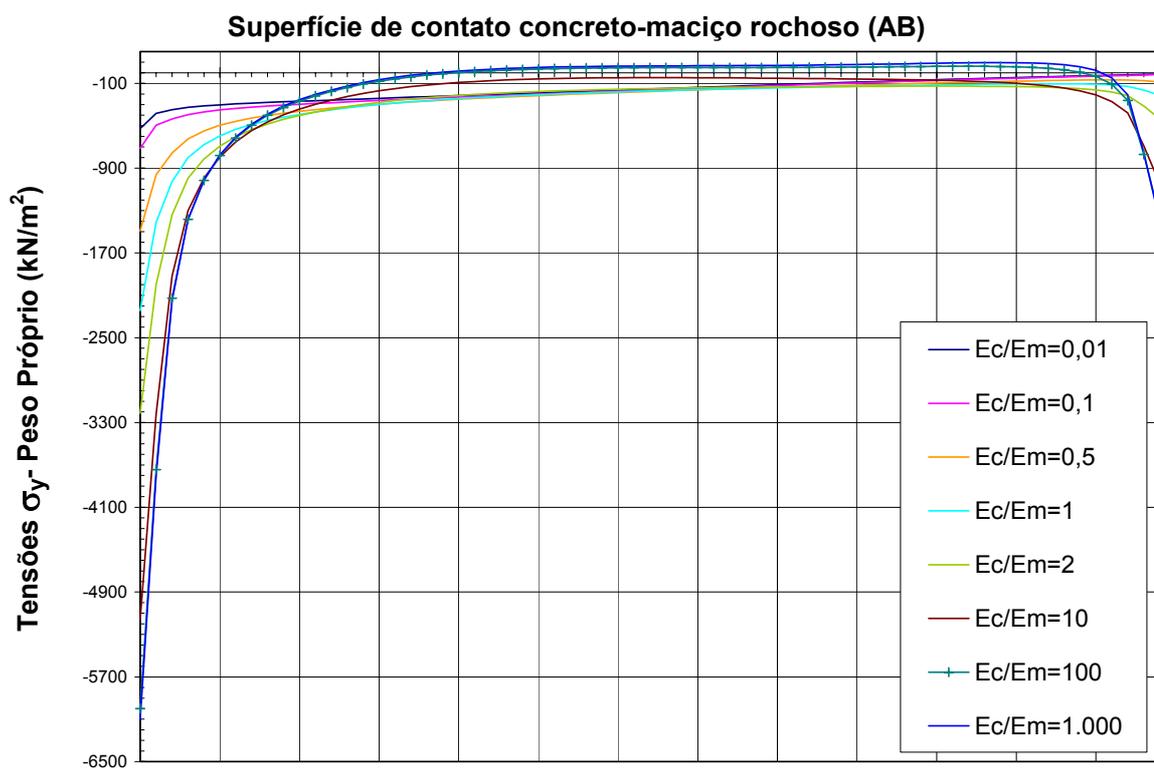
Nota-se também que o modelo mais refinado consegue capturar melhor os picos de tensões nas extremidades da base (pontos A e B) do que o modelo inicial. Por exemplo, para a análise E4 ( $E_c=E_m$ ) a tensão vertical  $\sigma_z$  no ponto A para o carregamento PP é cerca de duas vezes maior no modelo refinado e para o carregamento Comb1, cerca de três vezes maior. Além disso, no modelo refinado surgem tensões verticais de tração no maciço no ponto A para o caso Comb1, que com o modelo inicial eram de compressão, como por exemplo, para a análise E4,  $\sigma_z=540 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$  no modelo refinado (Figura 48-a) e  $\sigma_z = -146 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ , no modelo inicial (Figura 38-a). Ressalta-se, no entanto, que os picos de tensão encontrados nas extremidades serão na realidade um pouco menores devido a plastificação dos materiais.



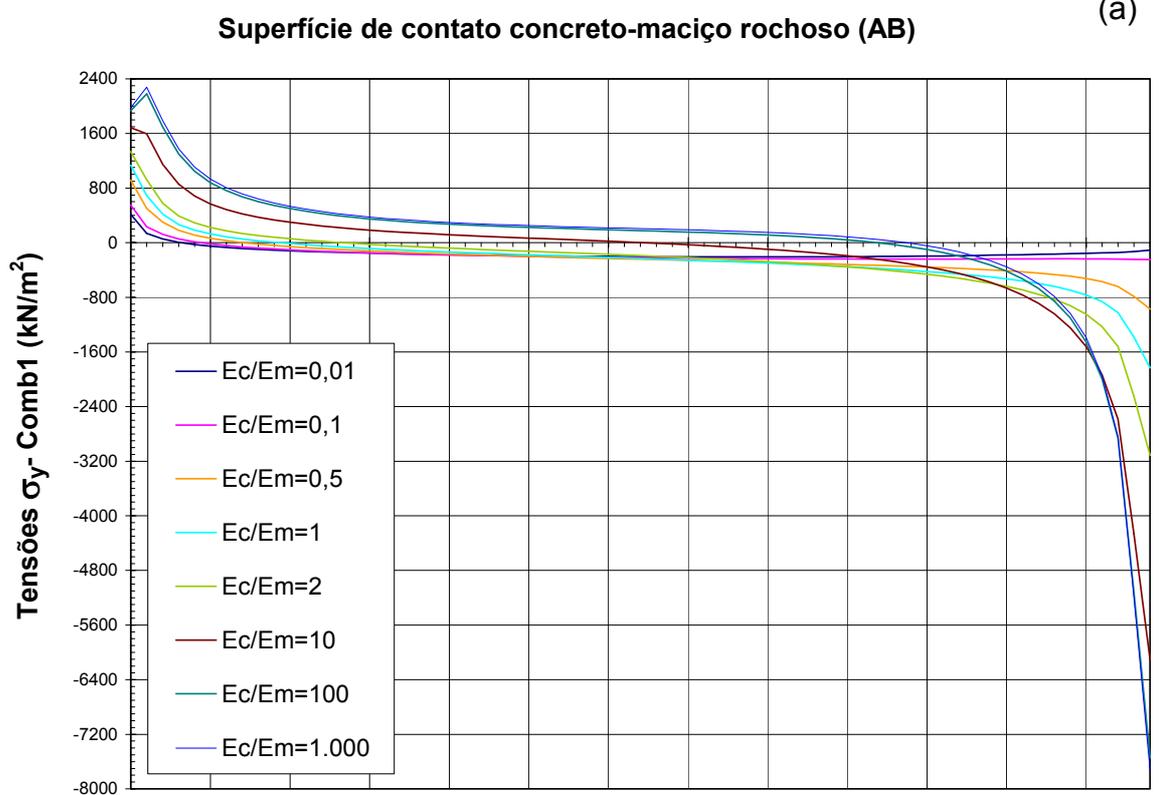
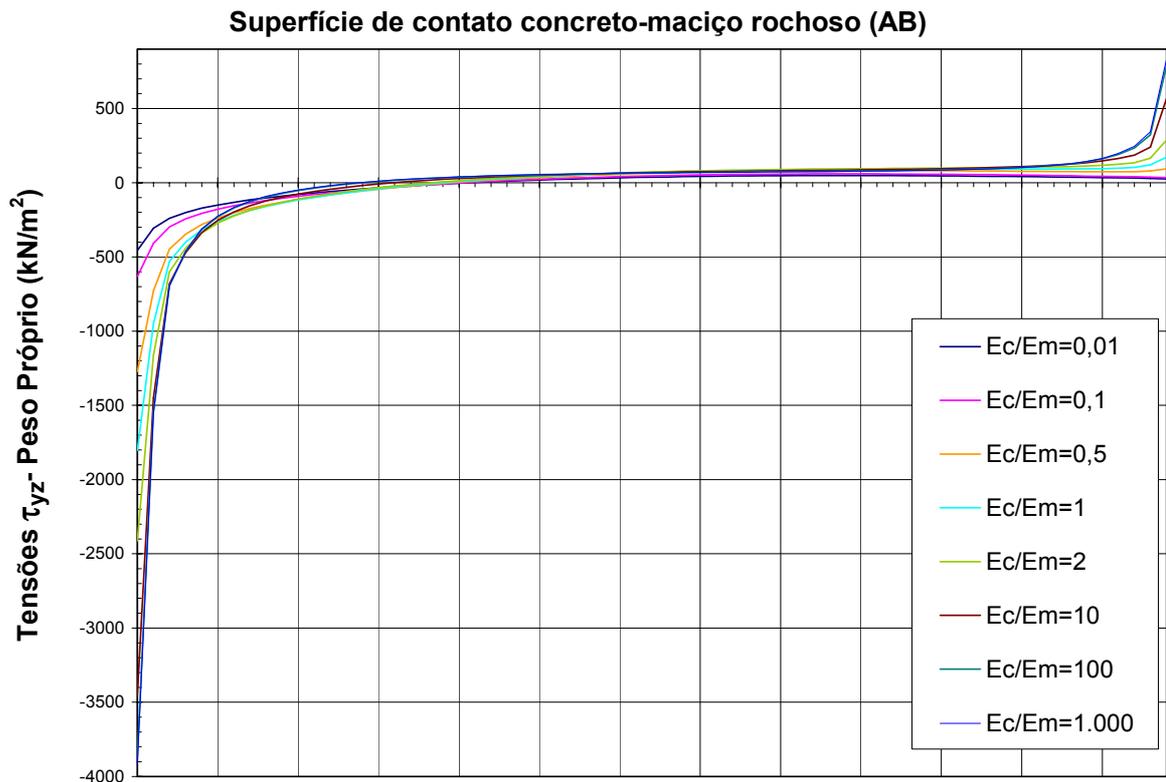
**FIGURA 40:** Influência da galeria de drenagem na modelagem, através do comparativo de tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  para o caso carregamento PP (peso próprio) e (d)  $\sigma_y$ , (e)  $\sigma_z$ , (f)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxo hidrostático).



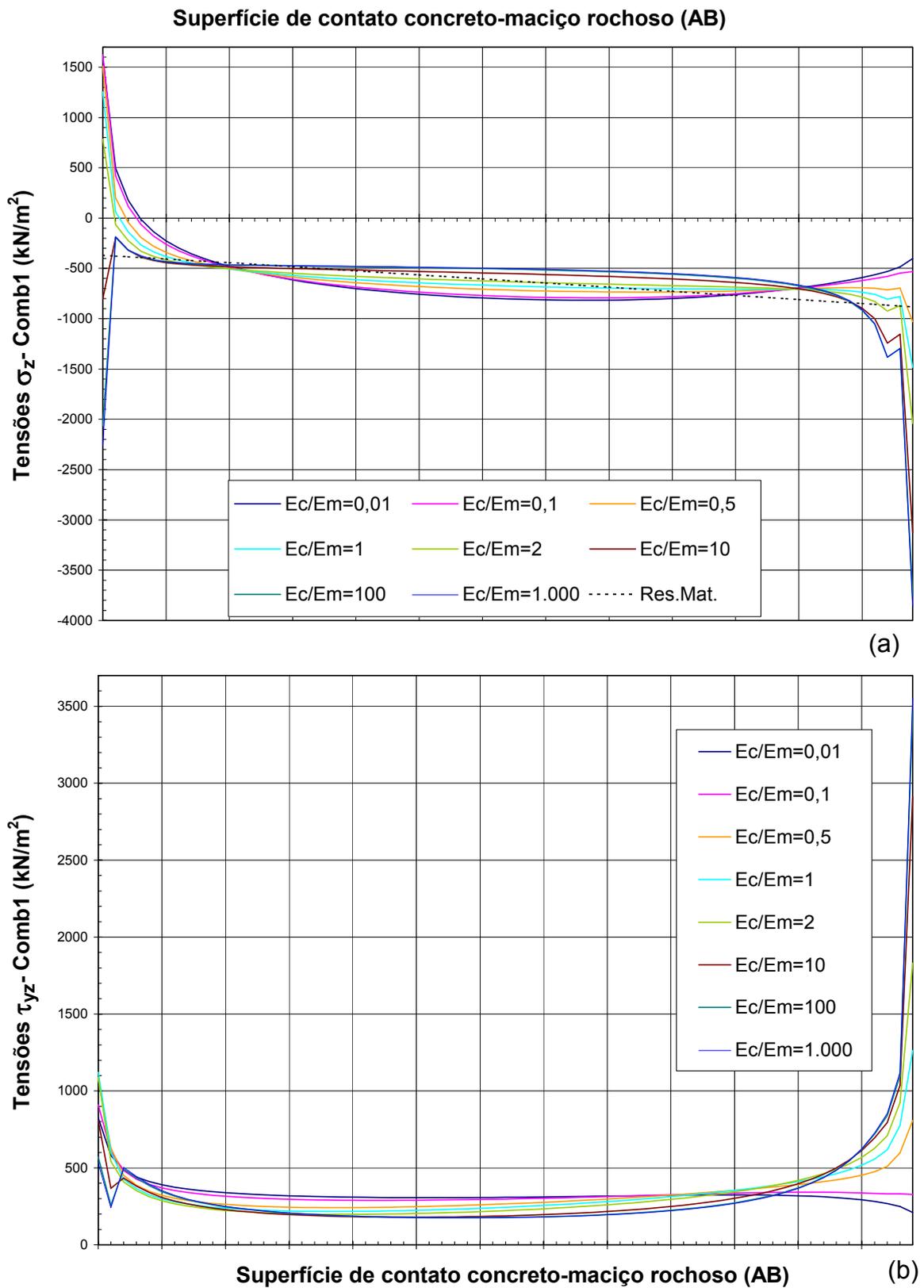
**FIGURA 41:** Influência da galeria de drenagem na modelagem, através do comparativo de tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  para o caso carregamento PP (peso próprio) e (d)  $\sigma_y$ , (e)  $\sigma_z$ , (f)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxo hidrostático).



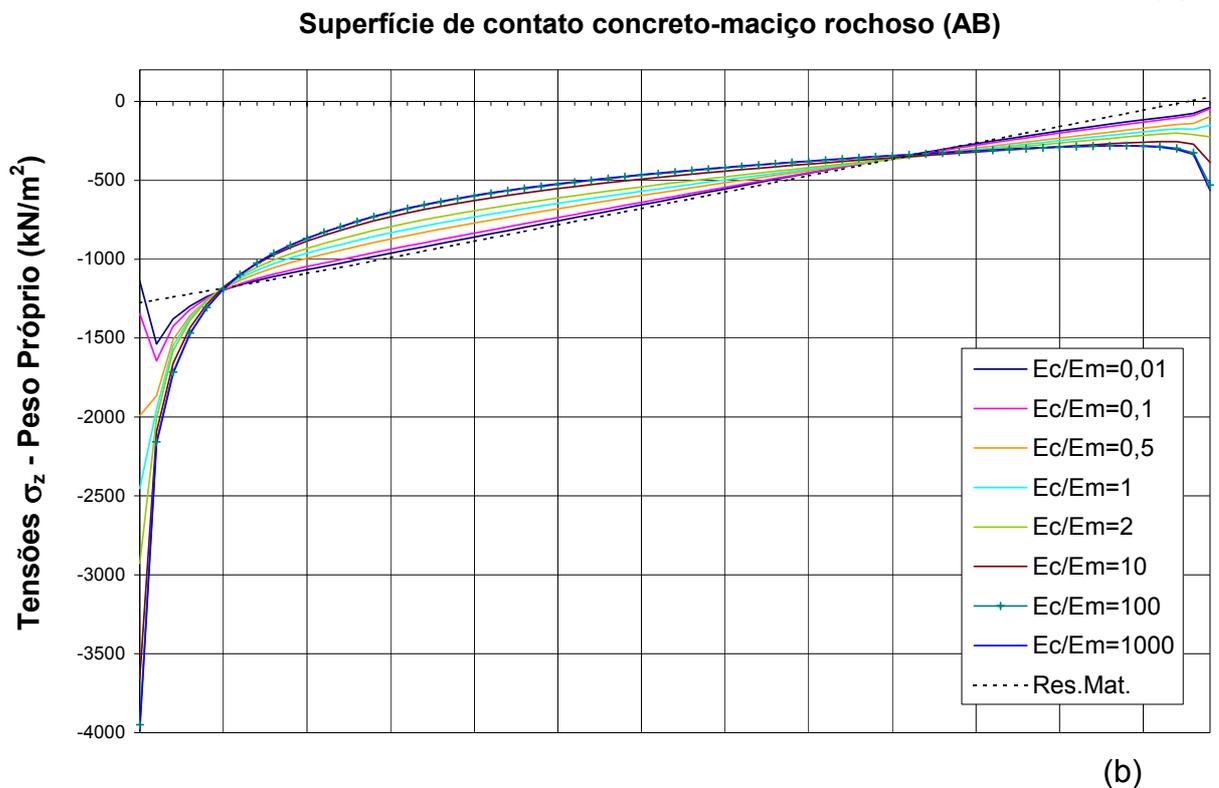
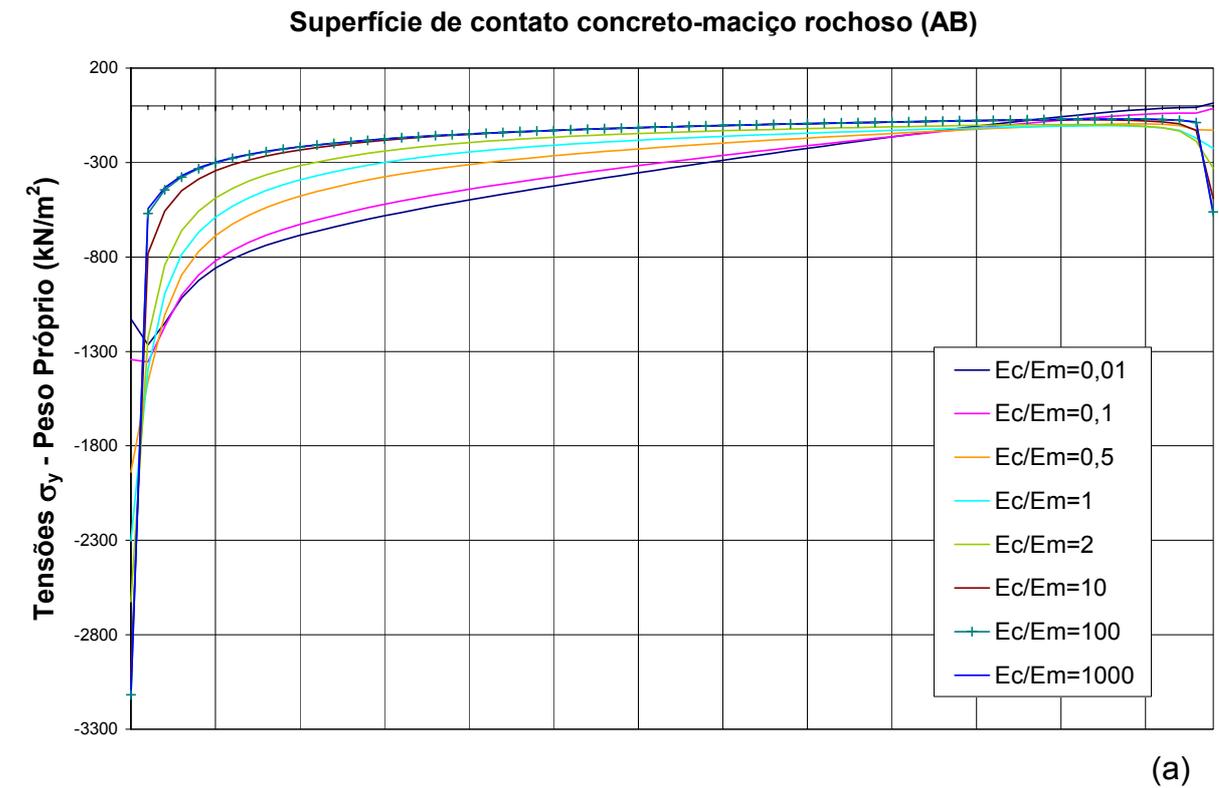
**FIGURA 42:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio), sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .



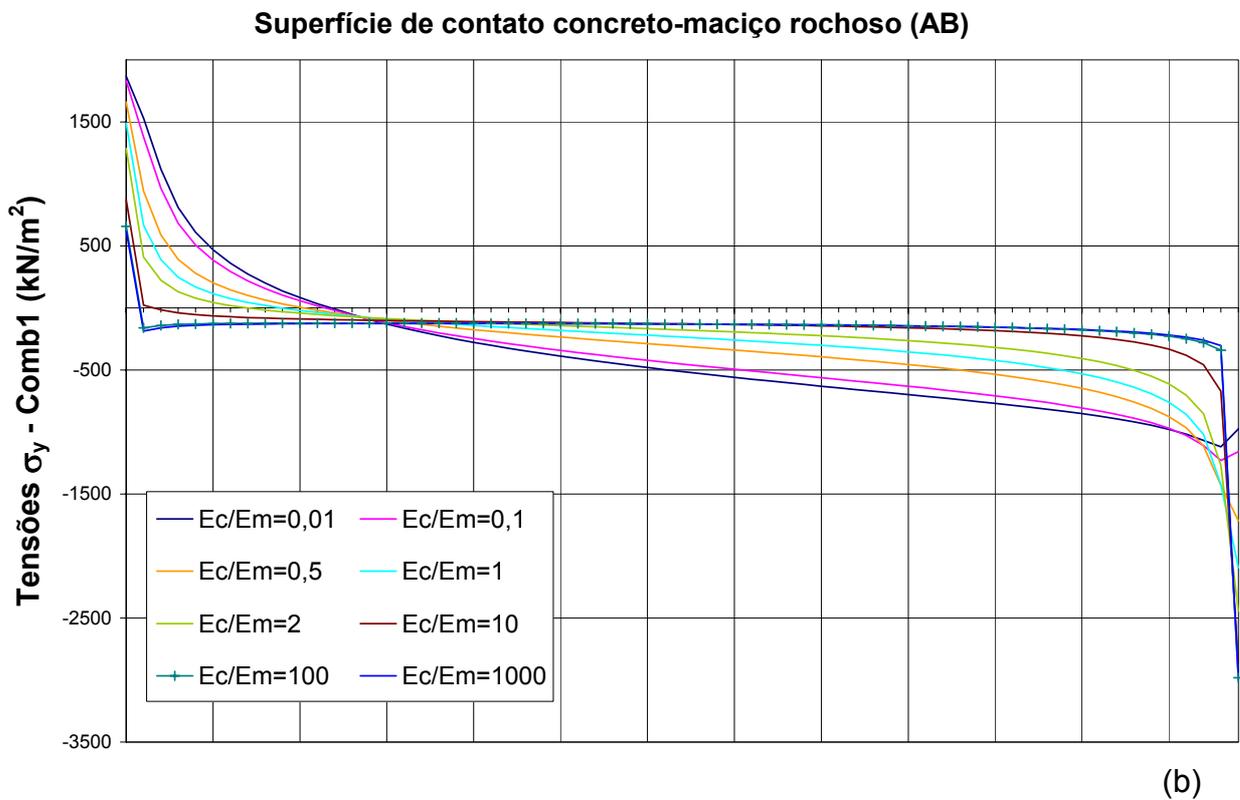
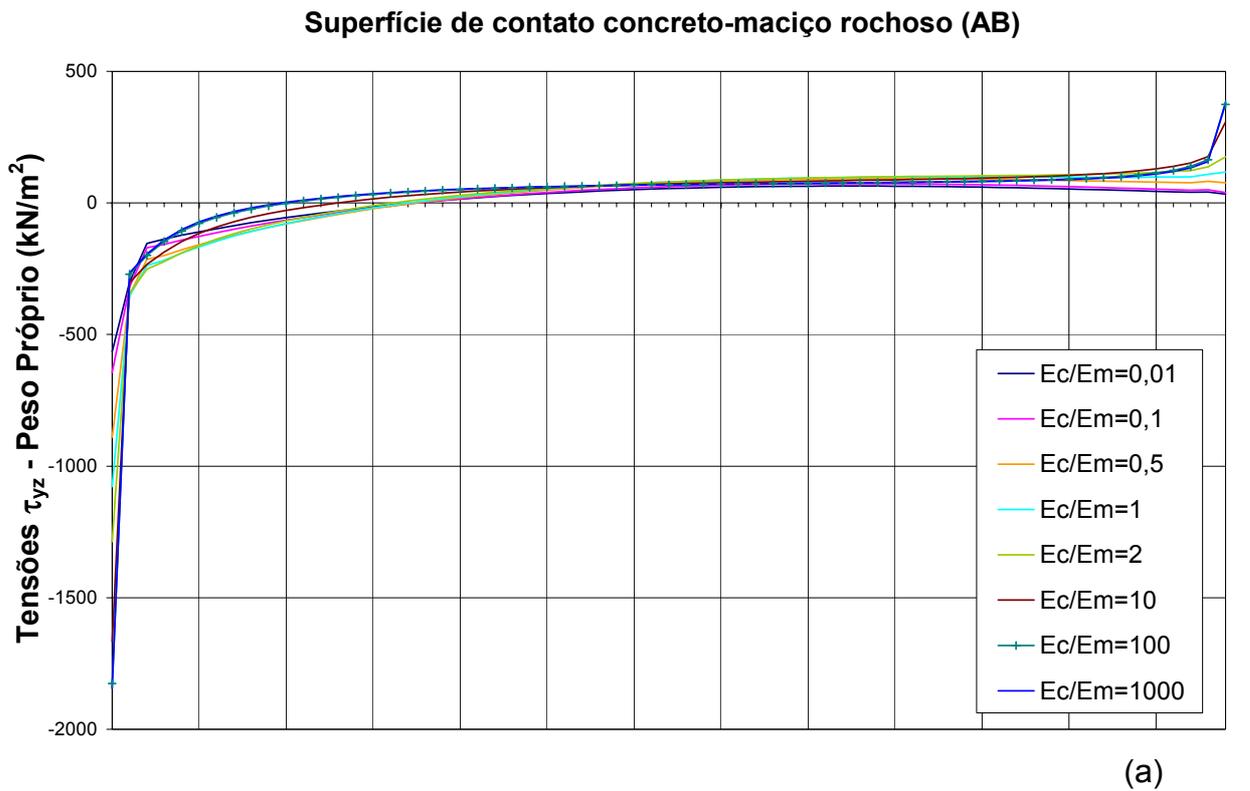
**FIGURA 43:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP(peso próprio), (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb1(peso próprio + empuxos hidrostáticos).



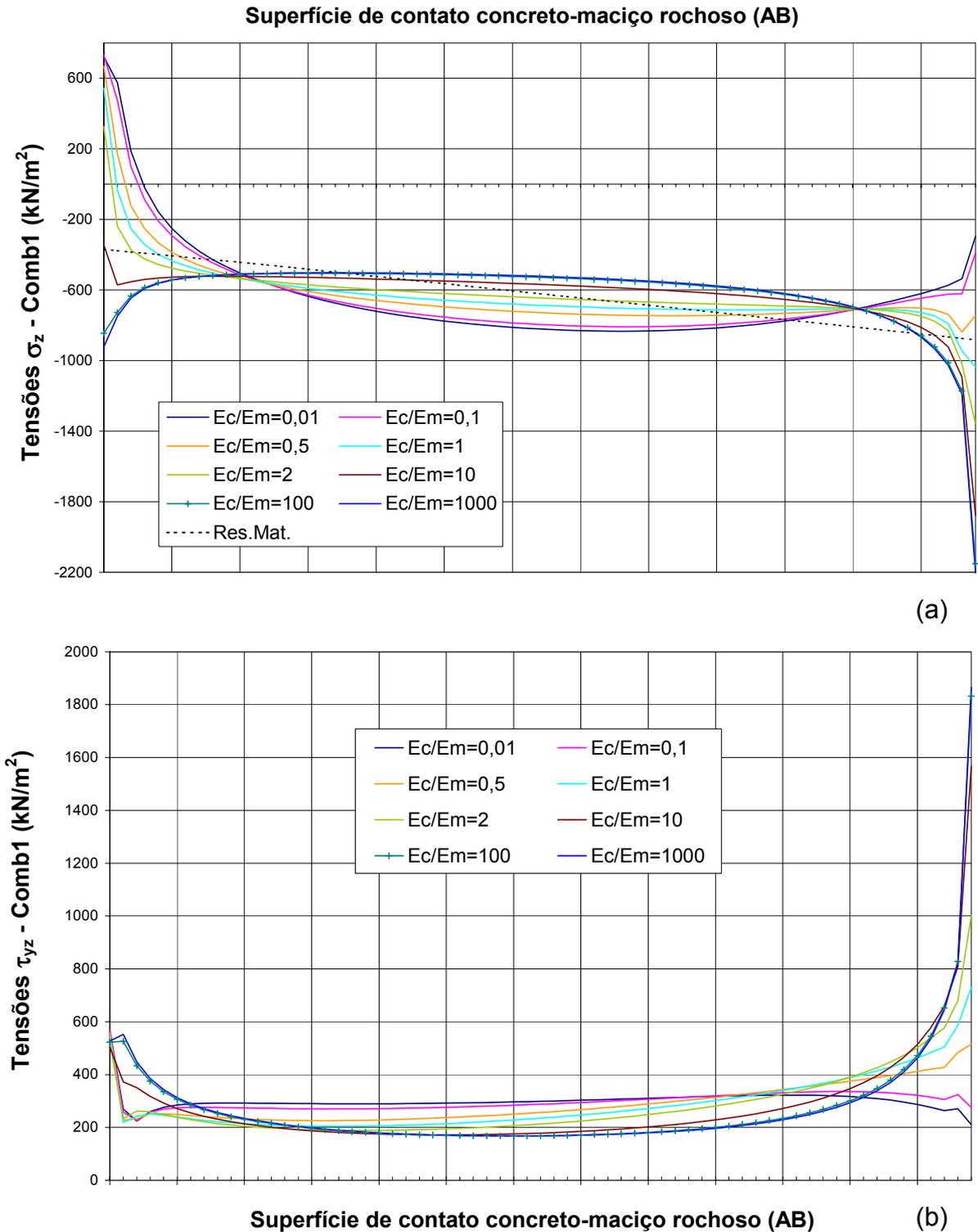
**FIGURA 44:** Modelo Refinado: Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha, para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos), sendo: (a)  $\sigma_z$  (Tensões verticais Totais), (b)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 45:** Modelo Refinado: Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio): (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .



**FIGURA 46:** Modelo Refinado: Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha, sendo: (a)  $\tau_{yz}$  para o caso de carregamento PP (peso próprio) e (b)  $\sigma_y$  para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos).



**FIGURA 47:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento Comb1 (peso próprio + empuxos hidrostáticos): (a)  $\sigma_z$  (Tensões Verticais Totais), (b)  $\tau_{yz}$ .

### **5.3 - Estudo das Tensões nas Descontinuidades**

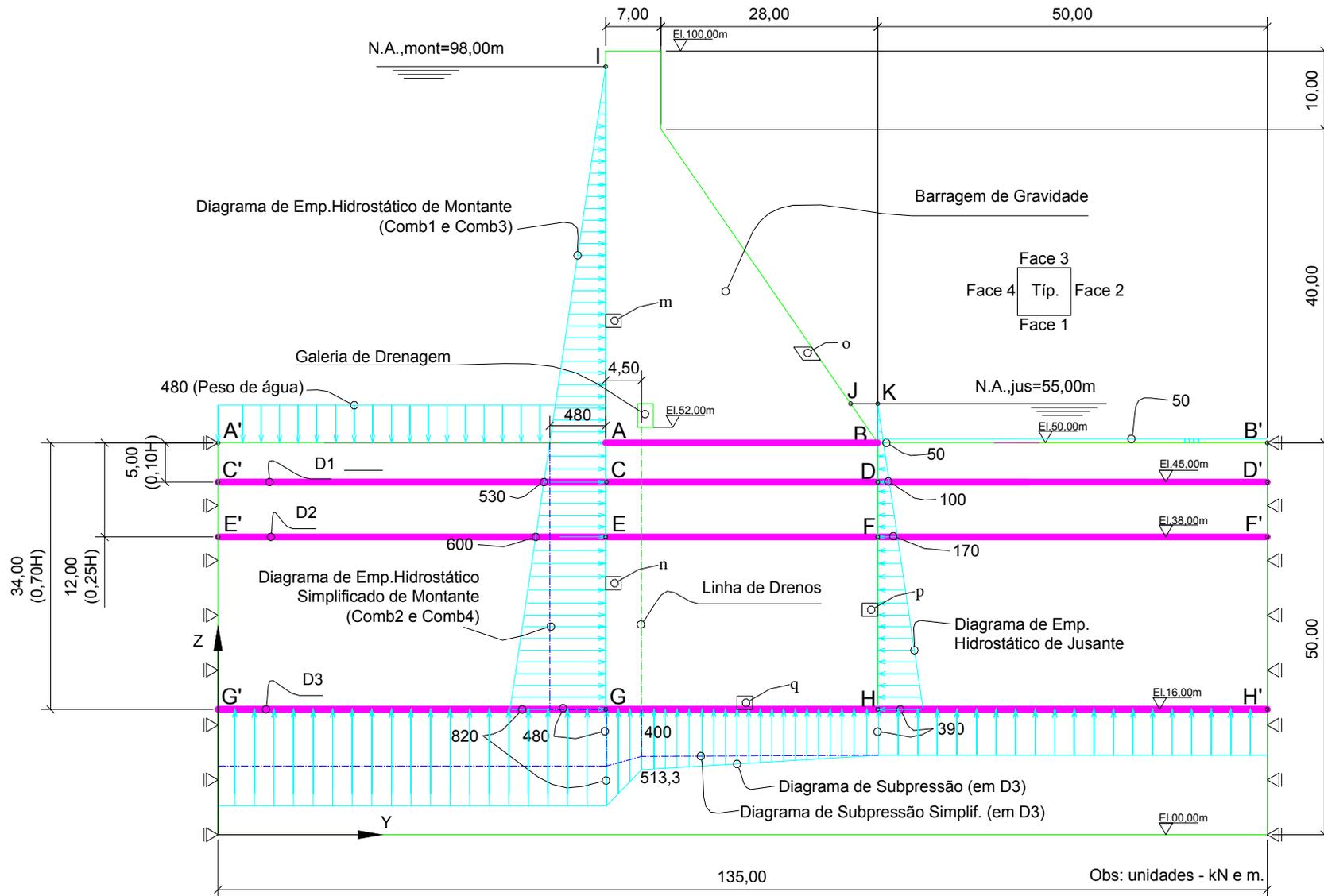
#### 5.3.1 - Geometria e Propriedades

Para o estudo do maciço rochoso com descontinuidades, primeiramente é necessário definir a geometria das descontinuidades, com a sua espessura, comprimento e parâmetros do material.

Assim como para a definição da geometria da barragem típica, o objetivo é adotar-se uma geometria típica também para as descontinuidades no maciço, o que não é tarefa fácil visto que corresponde a um fenômeno da natureza sem intervenção humana. Entretanto, o surgimento de camadas de descontinuidades na fundação é cada vez mais comum nas recentes obras de barragens, uma vez que nem sempre se pode escolher uma condição geológica melhor.

Para a análise das descontinuidades pelo MEF, são adotadas três camadas de material mais deformável contínuas na fundação em extensão, com espessuras de 25cm cada. As três camadas são situadas a  $0,10H$ ,  $0,25H$  e  $0,70H$  abaixo da superfície de contato, onde  $H$  = altura da barragem = 50m (Figura 48). As descontinuidades são denominadas de D1, D2 e D3, respectivamente. Convém observar que o modelo refinado estudado neste Capítulo (Figura 38) já inclui estas descontinuidades com as distâncias recomendadas da Figura 48, entretanto a partir desta etapa os módulos de elasticidade dos elementos da descontinuidade serão incluídos (antes estava se considerando maciço homogêneo).

Estas camadas, que na prática nem sempre são contínuas, são assim selecionadas a favor da segurança, já que as investigações geológicas não podem prever com certeza o perfil do maciço rochoso, pois se baseiam principalmente em furos de sondagem.



**FIGURA 48 – Modelo Refinado – Análise das Descontinuidades - Geometria**

Para a definição do módulo de elasticidade da descontinuidade estudou-se inicialmente sua influência nos resultados de tensões no contato concreto-fundação, fazendo-se um comparativo para a mesma malha, conforme segue:

- a) Maciço contínuo, ou seja, sem descontinuidades;
- b) Maciço com descontinuidades  $\rightarrow E_d = E_m/3$ ;
- c) Maciço com descontinuidades  $\rightarrow E_d = E_m/10$ .

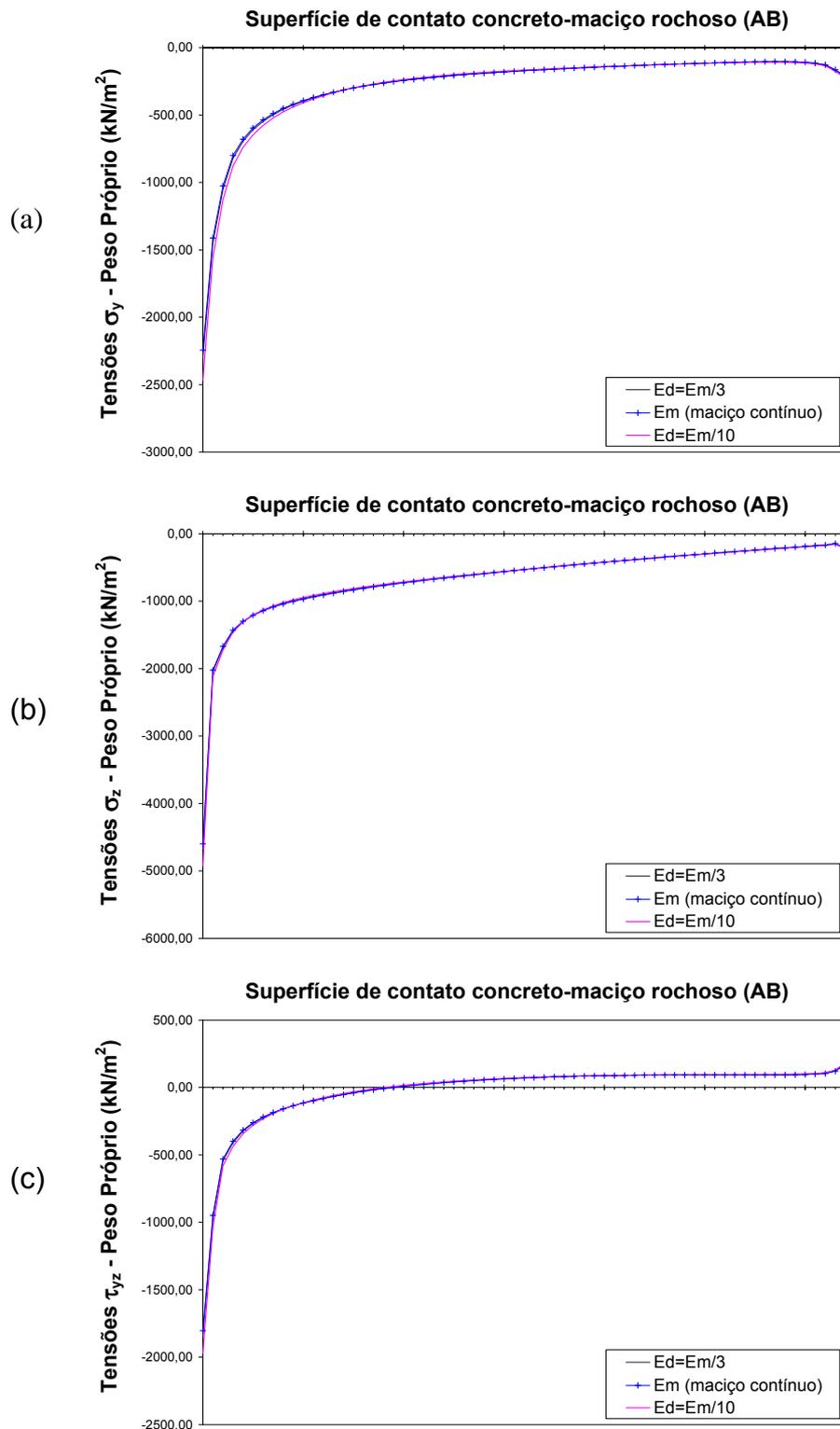
Onde:

$E_d$ : Módulo de elasticidade do material da descontinuidade;

$E_m$ : Módulo de elasticidade do material do maciço.

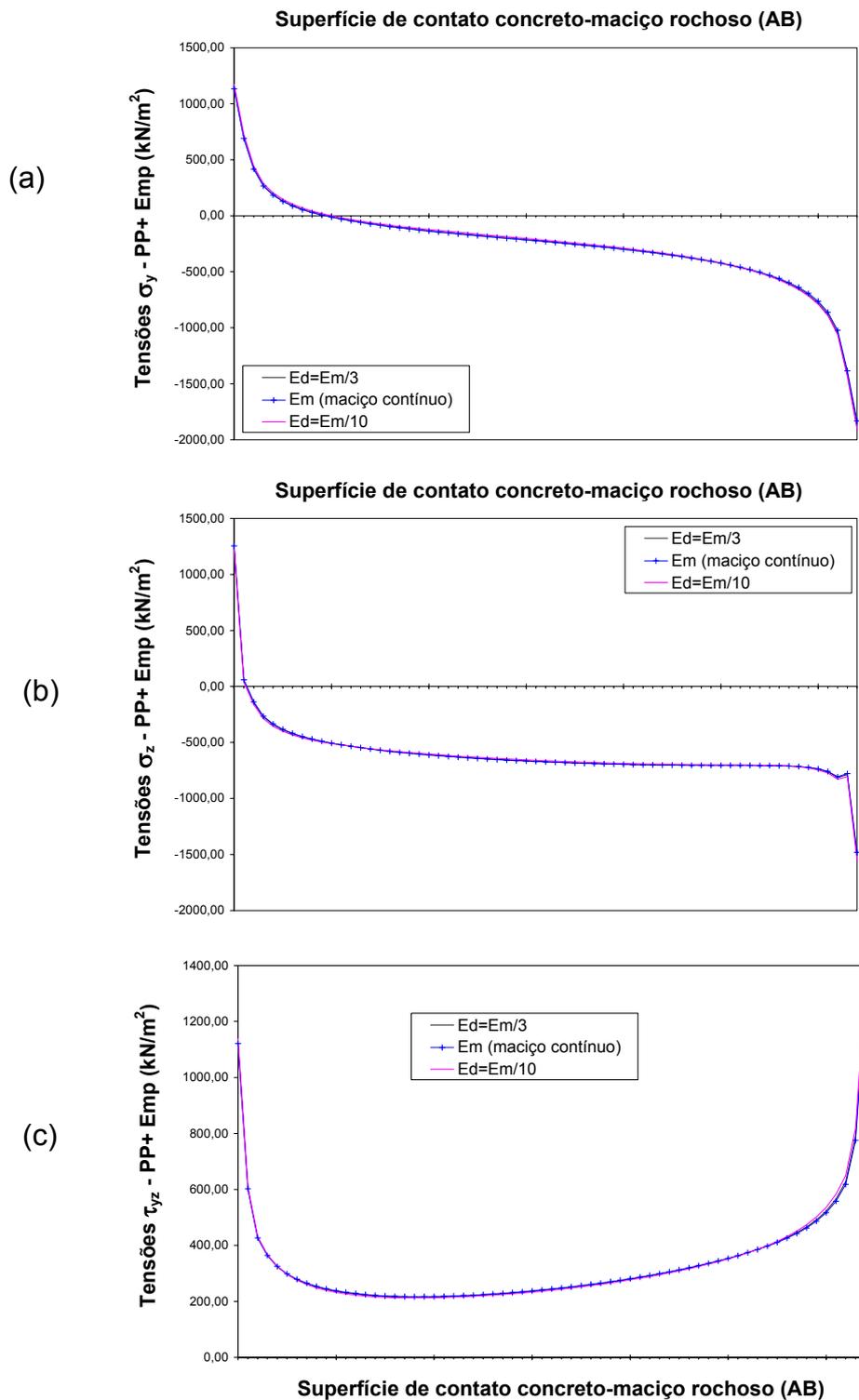
Esta análise comparativa foi feita para duas relações de módulos de elasticidade do maciço ( $E_c/E_m=1$  e  $E_c/E_m=2$ ), sendo que os demais parâmetros, bem como casos de carregamento foram mantidos os mesmos.

As Figuras 49 a 56 apresentam as tensões no contato concreto-fundação para os tipos de maciço rochoso listados acima. Observa-se que no contato a influência da descontinuidade é insignificante, ou seja, as tensões no contato mantiveram-se praticamente as mesmas para os itens (a), (b) e (c). Uma vez que se pretende analisar as tensões em descontinuidades de grande deformabilidade inserida no maciço, adota-se o módulo de elasticidade da descontinuidade igual a 1/10 do módulo de elasticidade do maciço ( $E_m$ ). Convém salientar que através das comparações mostradas acima, os estudos de tensões no contato concreto-rocha feitos com os modelos: inicial e refinado, continuam válidos tanto para maciços contínuos, quanto como com descontinuidades na fundação.

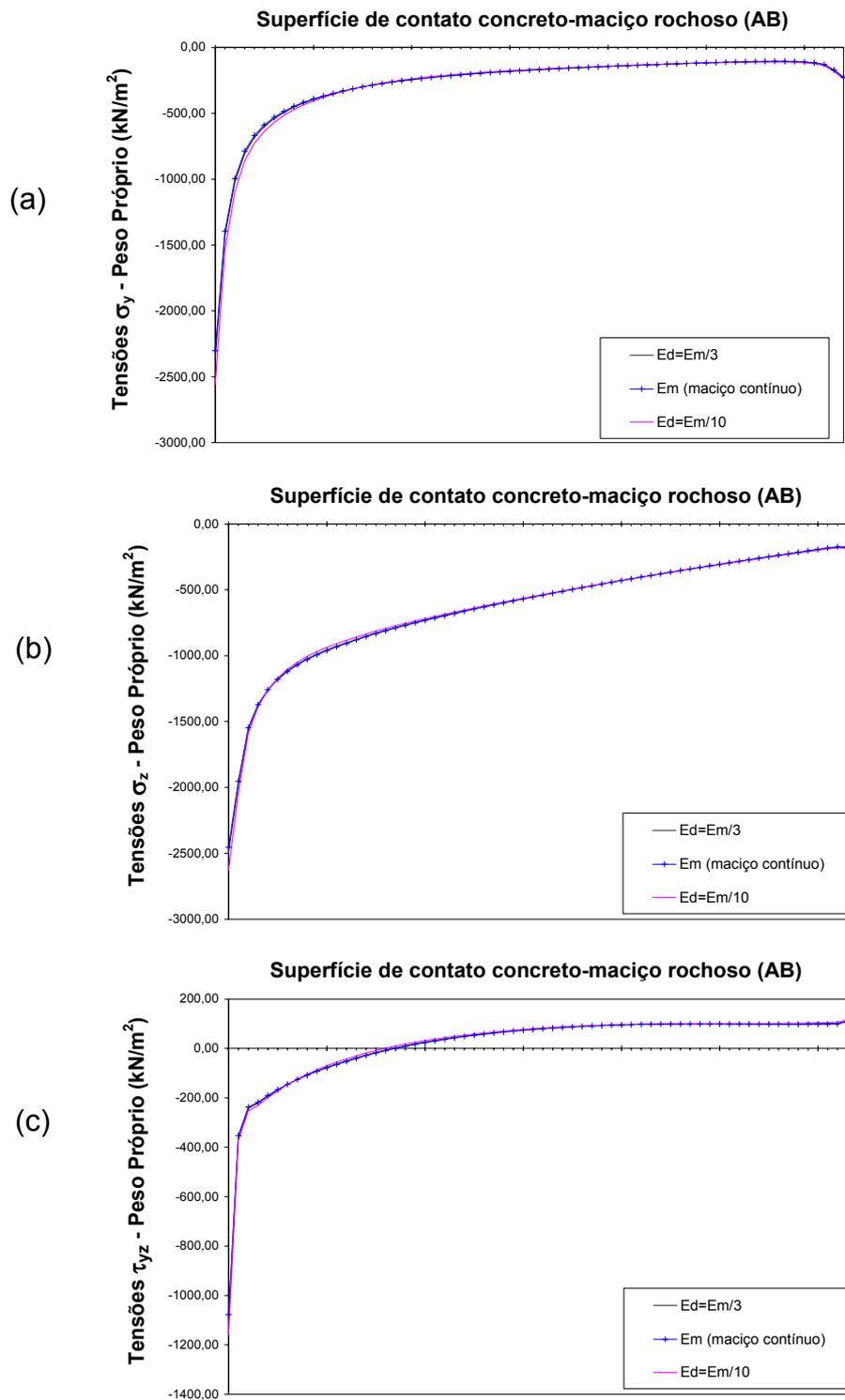


**FIGURA 49:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=1,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)

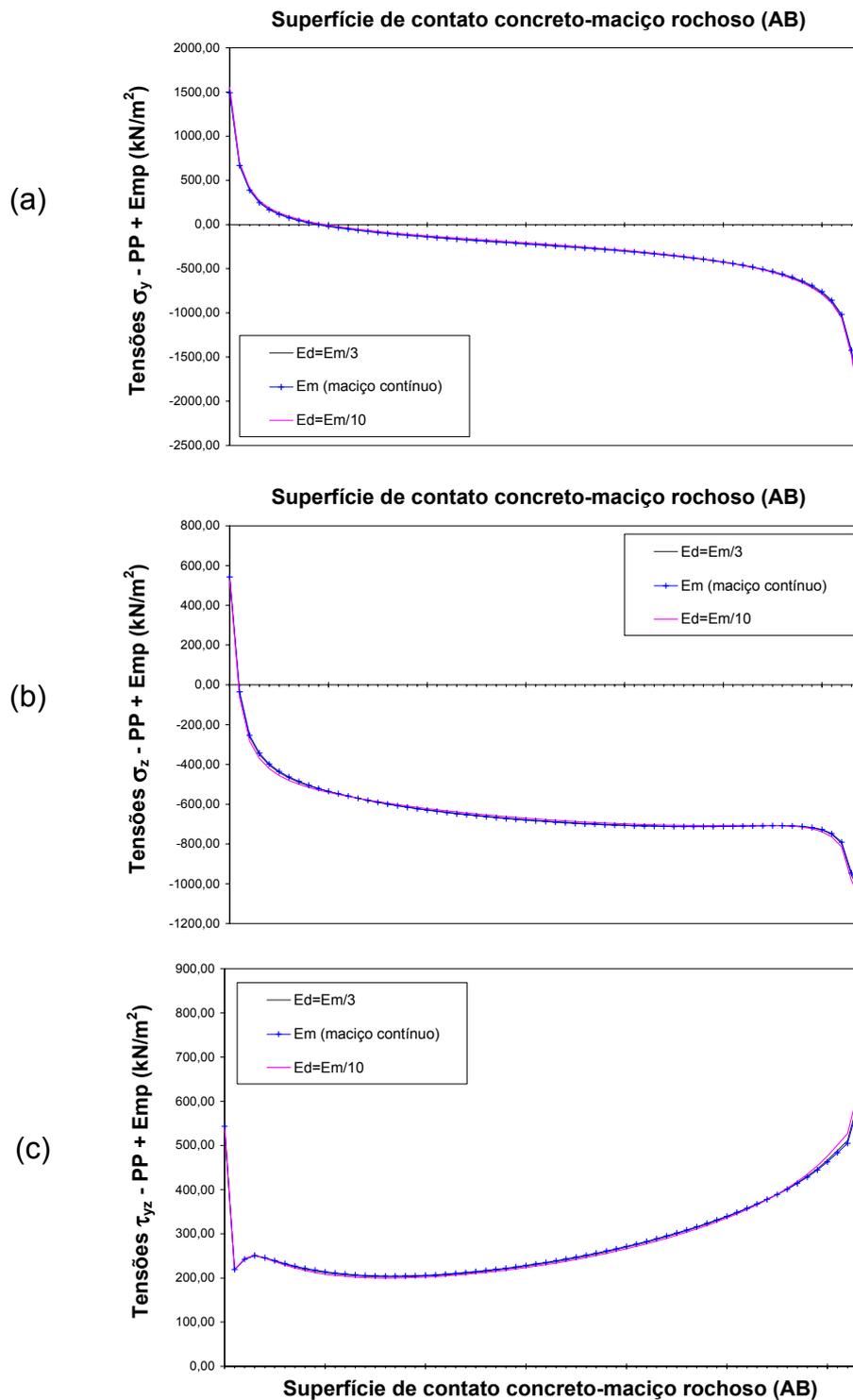
$\tau_{yz}$ .



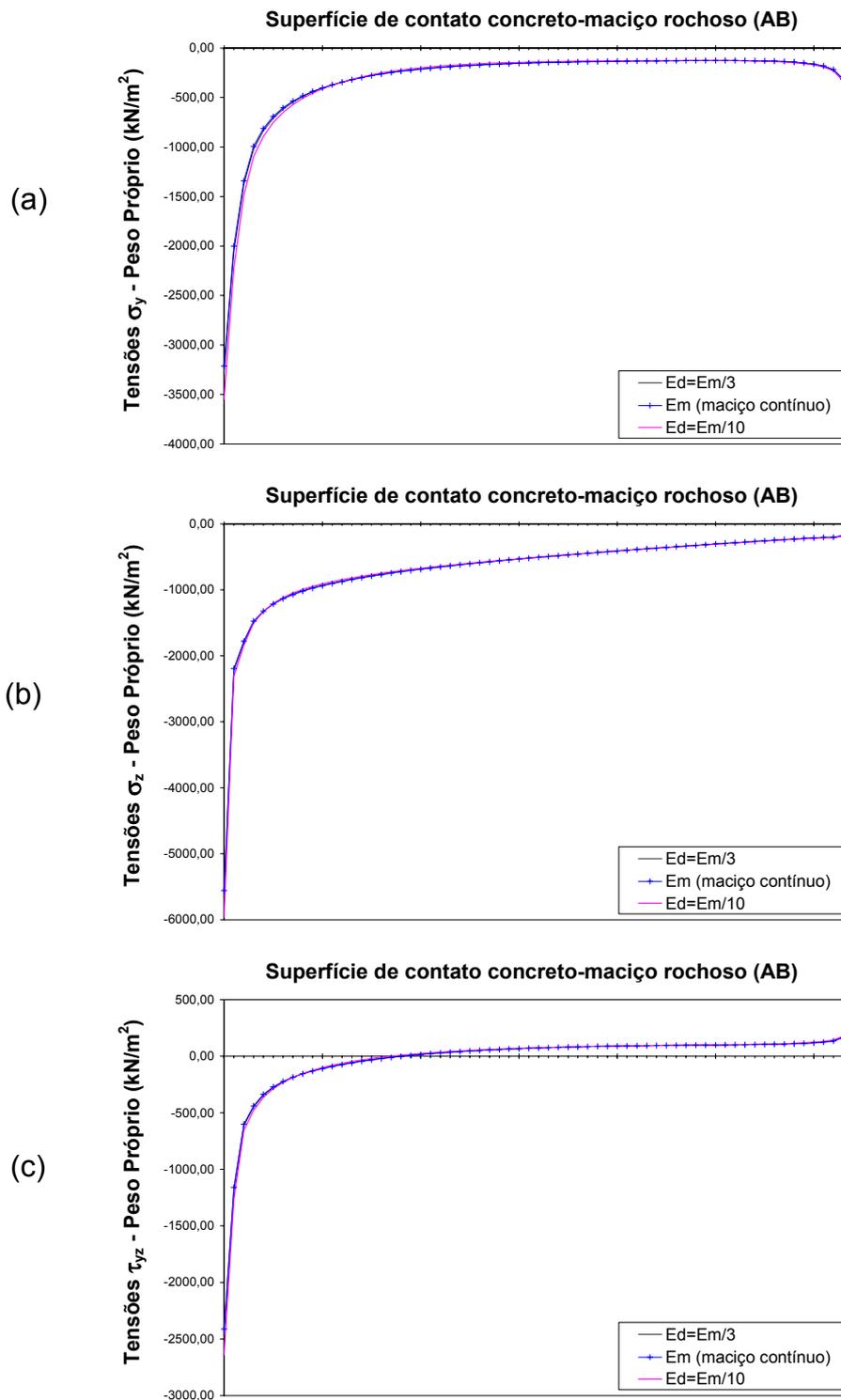
**FIGURA 50:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=1,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 51:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=1,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .

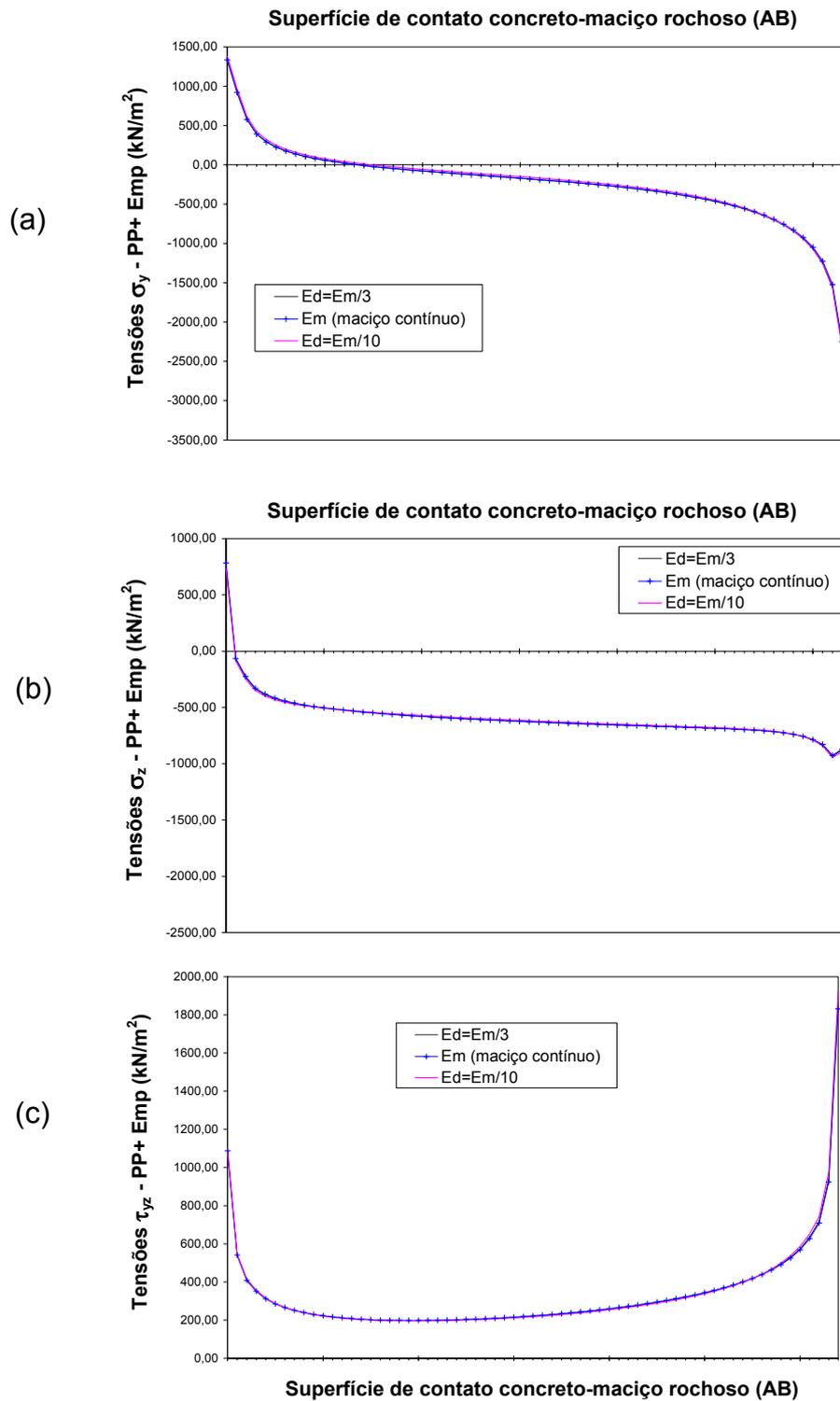


**FIGURA 52:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=1,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .

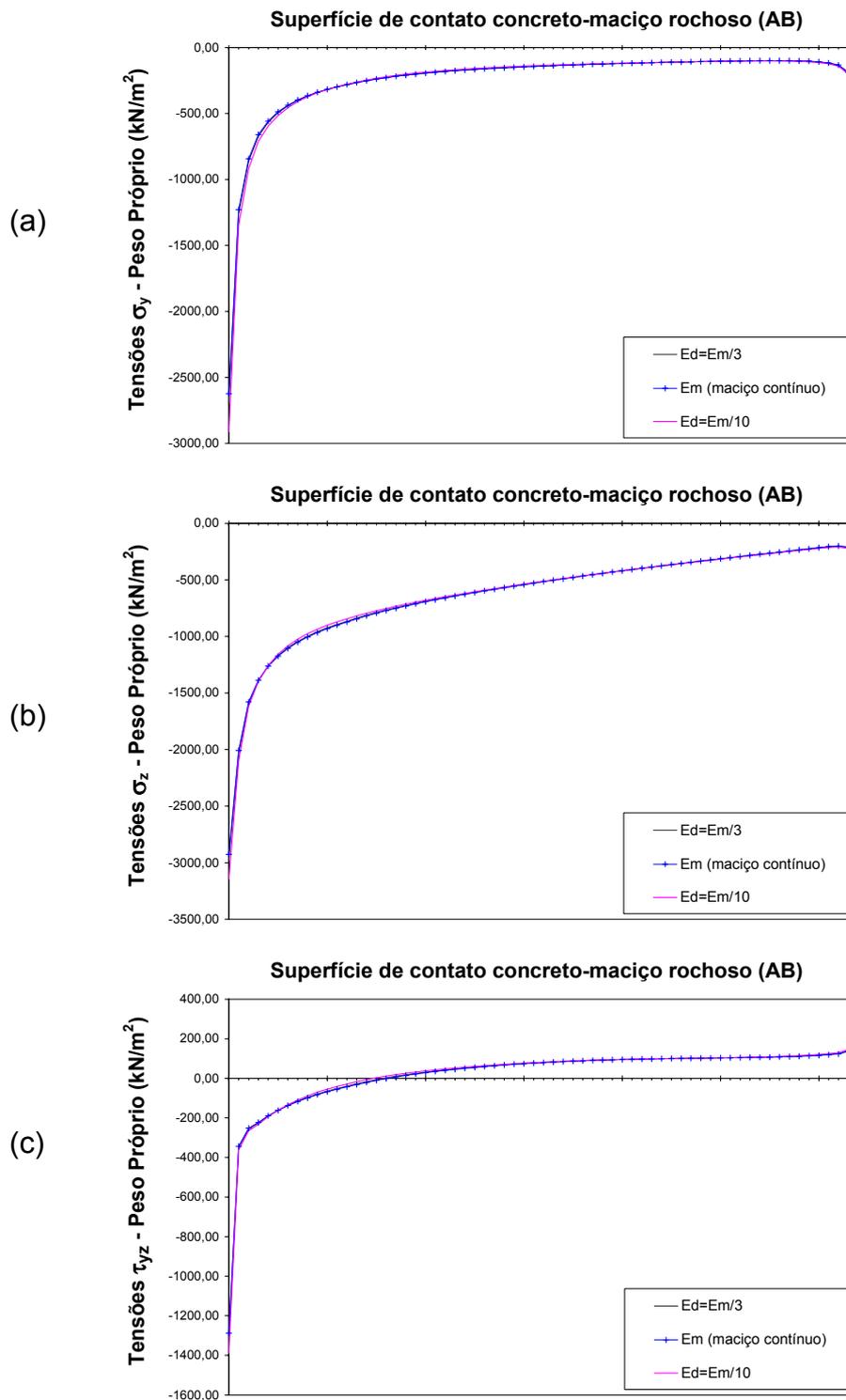


**FIGURA 53:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)

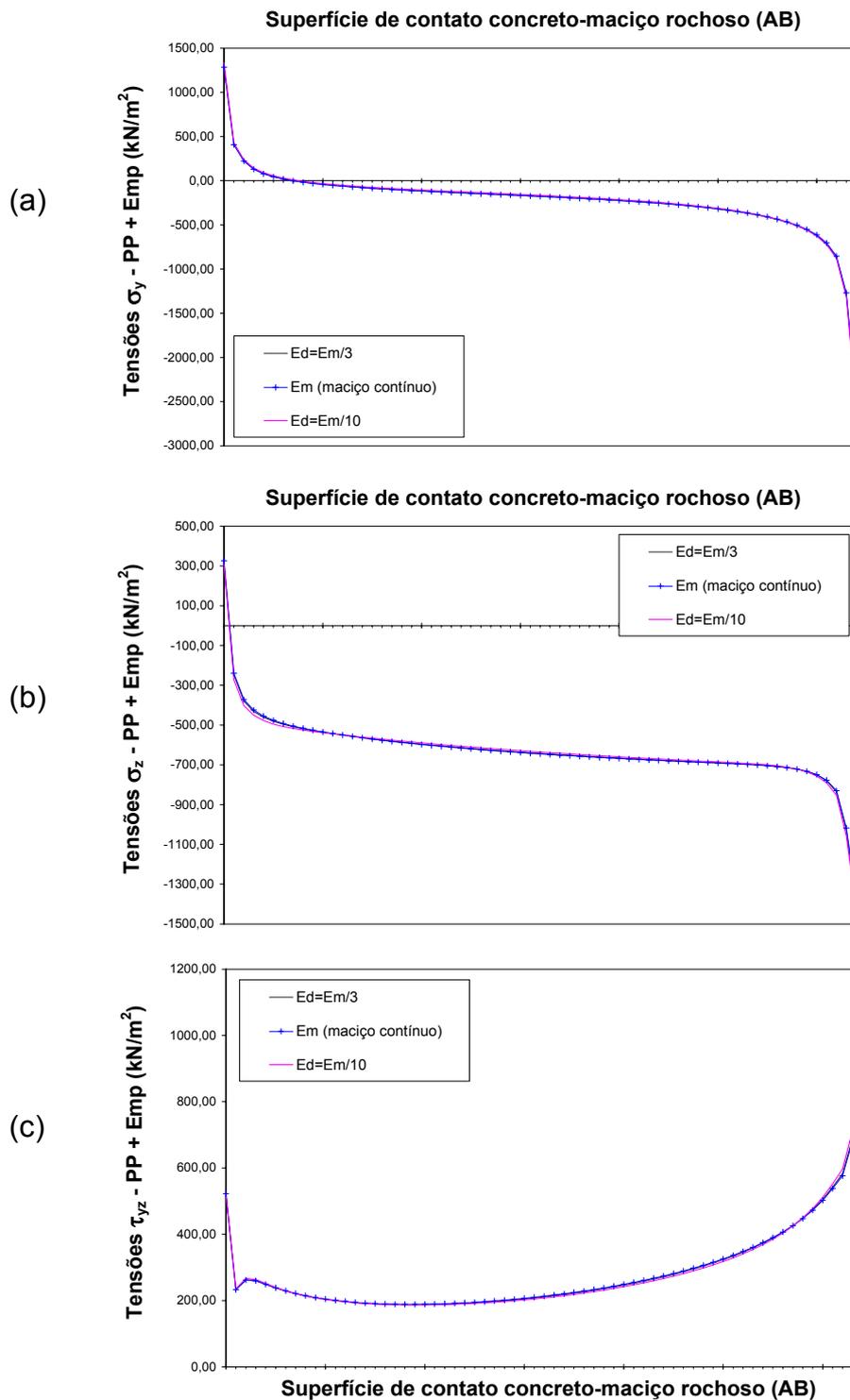
$\tau_{yz}$ .



**FIGURA 54:** Tensões no concreto ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_d/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 55:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP (peso próprio) e relação  $E_c/E_m=2,0$ , sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .



**FIGURA 56:** Tensões no maciço ao longo da superfície de contato concreto-rocha para o caso de carregamento PP+Emp (peso próprio + Empuxos hidrostáticos de Jusante e Montante) e relação  $E_c/E_m=2,0$ ; sendo: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  e (c)  $\tau_{yz}$ .

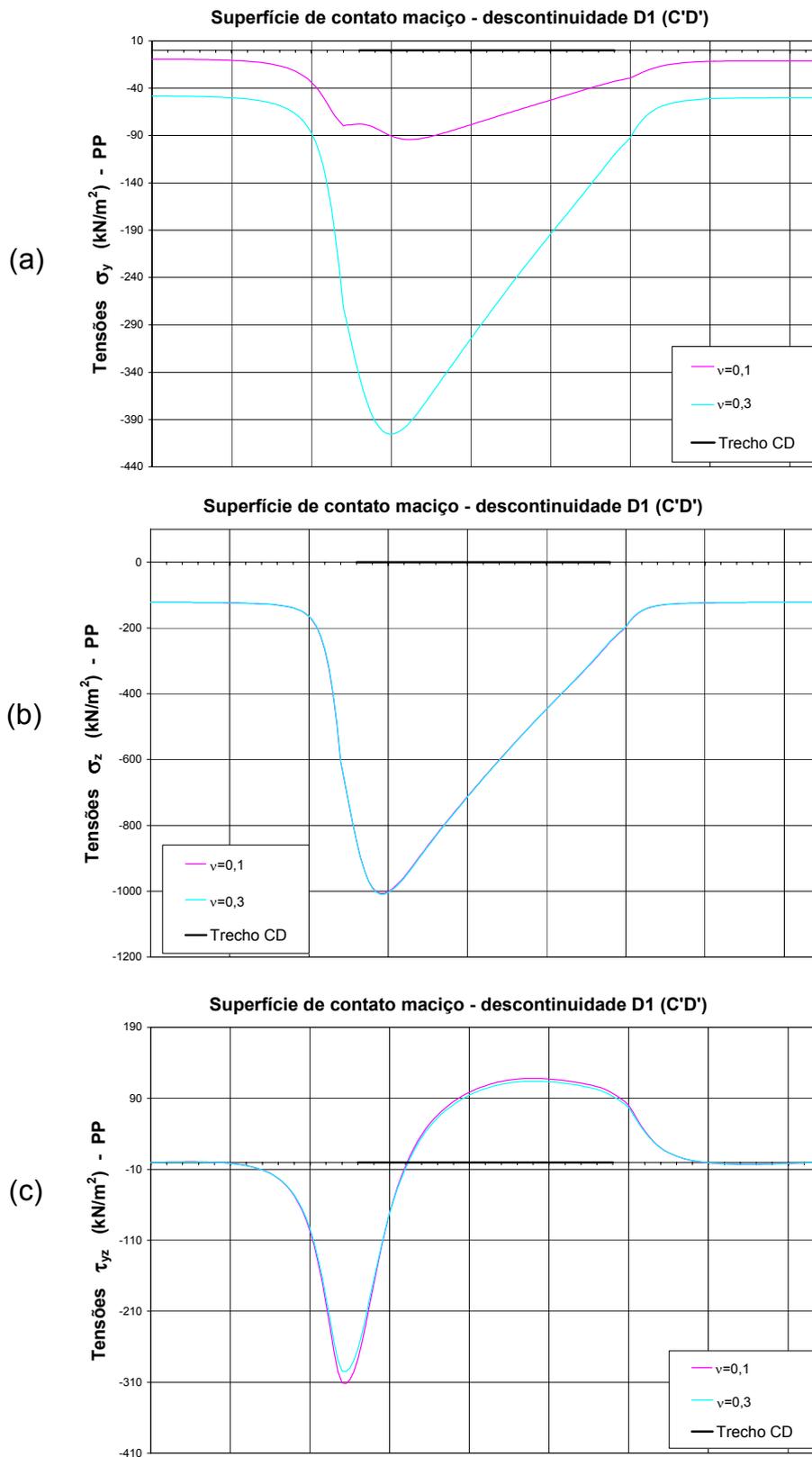
### 5.3.2 - Ações envolvidas e casos de carregamento

Analisa-se inicialmente o caso de carregamento de peso próprio (PP), correspondendo a um Caso de Carregamento de Construção para a fase que antecede o enchimento do reservatório. As propriedades do maciço e do concreto correspondem às mesmas adotadas no Capítulo anterior. Para as descontinuidades, adota-se um peso específico de  $23\text{kN/m}^3$  e um coeficiente de Poisson igual a 0,1.

Convém notar que para a escolha deste coeficiente é avaliada a variação das tensões entre dois valores de Poisson: 0,10 e 0,30 para uma descontinuidade (D1) e caso de carregamento devido ao peso próprio. As Figuras 57 e 58 apresentam os resultados obtidos, onde se observam que a influência deste coeficiente está diretamente ligada com as tensões horizontais, ou seja, para as tensões cisalhantes e verticais totais não há variação significativa com a variação do Poisson, mesmo se as tensões forem obtidas nos elementos da própria descontinuidade D1 (Figura 57).

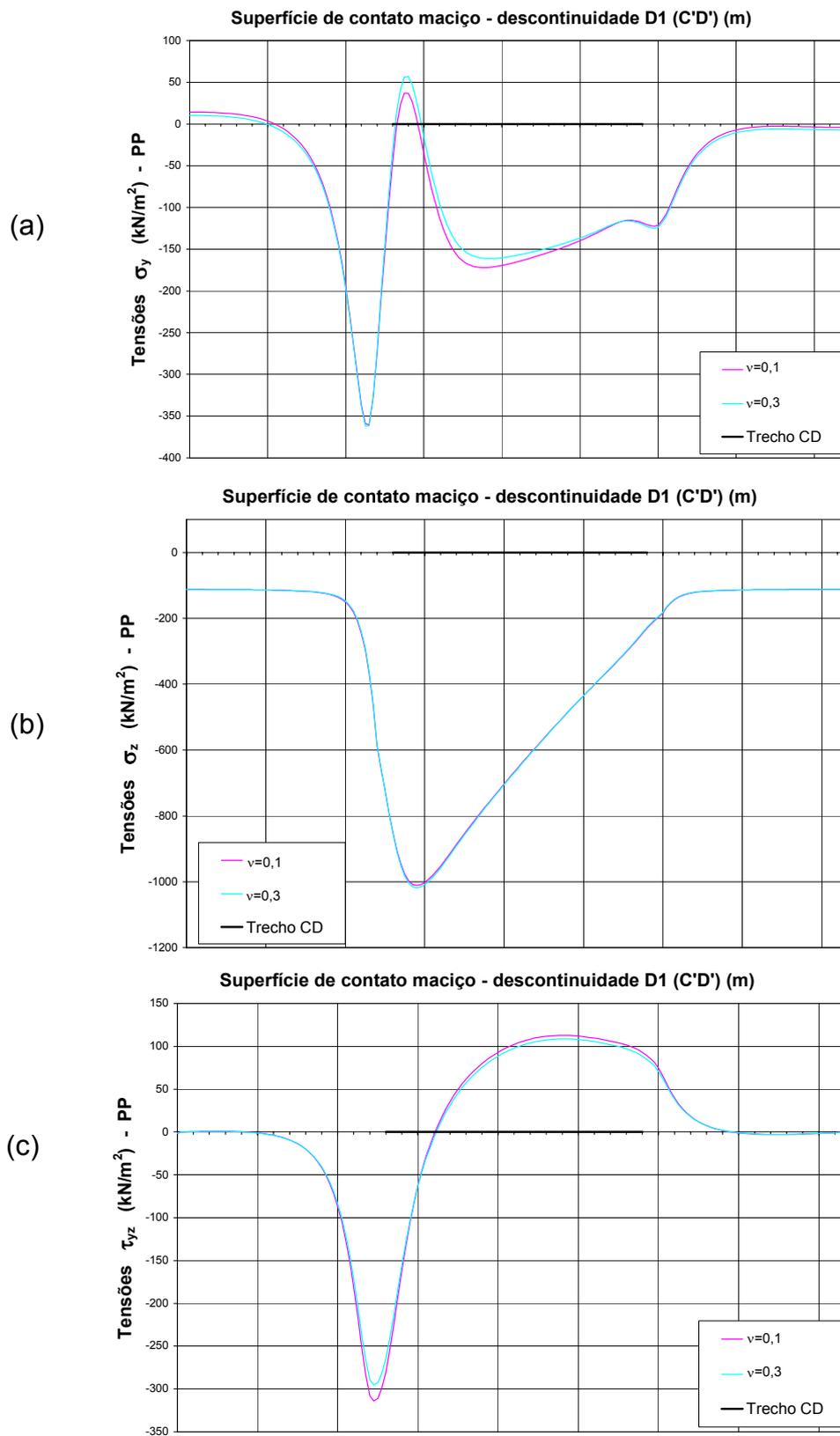
A melhor forma de se determinar os empuxos hidrostáticos seria a partir da elaboração de um modelo em elementos finitos, utilizando-se as leis de fluxo e parâmetros de permeabilidade dos materiais (item 2.2). Entretanto como este seria um estudo a parte, envolvendo diversos parâmetros de permeabilidade adequados a cada um dos tipos de materiais da fundação, bem como outras modelagens e programas específicos para a análise de percolação, este estudo não será feito neste trabalho.

Os métodos simplificados, recomendados em critérios e normas de barragens, têm sido adotados para a consideração do empuxo hidrostático e da subpressão em projetos usuais de estruturas de usinas hidrelétricas. Além disso, para atingir o objetivo deste trabalho parece razoável a adoção de critérios de subpressão simplificados, uma vez que havendo estudos mais elaborados, estes podem ser considerados nas análises. Para efeito da análise comparativa de tensões, realizada neste trabalho, os métodos simplificados para obtenção do empuxo e da subpressão são suficientes.



**FIGURA 57:** Tensões na descontinuidade D1, ao longo da superfície C'D':

(a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  – Caso de carregamento PP (peso próprio)



**FIGURA 58:** Tensões no maciço, ao longo da superfície C'D': (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ , (c)  $\tau_{yz}$  – Caso de carregamento PP (peso próprio)

O empuxo hidrostático atuante nos planos de descontinuidade será considerado de duas formas:

a) Como carga triangular distribuída (variação linear), devido ao nível do reservatório ( $N_{A,mont}$  ou  $N_{A,jus}$  na Figura 48) e peso específico da água  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ , aplicada perpendicularmente às faces de montante e de jusante da barragem até o plano de contato a ser analisado, atingindo o valor máximo  $\gamma \cdot h$  (onde  $h$  é a carga hidrostática acima do plano em análise). Desta forma, considera-se que o empuxo hidrostático atua nos elementos da fundação sem serem consideradas as reduções devido à perda de carga que ocorre durante a percolação no maciço. Esta é uma consideração clássica empregada em análises de estabilidade globais de estruturas hidráulicas e corresponde à pior situação possível de carregamento devido ao empuxo hidrostático. A Figura 48 mostra, como exemplo, o carregamento da seção da barragem, considerando-se a descontinuidade D3 em análise, representando-se os empuxos hidrostáticos horizontais a montante e a jusante com variação linear em linha cheia. Assim, para esta descontinuidade, os elementos situados ao longo do alinhamento entre os pontos A e G, do tipo “n” na Figura 48, bem como do tipo “m” entre os pontos I e A são carregados com o empuxo hidrostático de montante perpendicularmente à face 4. Os elementos situados ao longo do alinhamento entre os pontos B e H, do tipo “p” na Figura 48, bem como do tipo “o” entre os pontos J e B são carregados perpendicularmente à face 2 dos mesmos, com o empuxo hidrostático de jusante. Na face inclinada (de jusante) da barragem têm-se, desta forma, duas forças: a componente horizontal do empuxo hidrostático (representada nesta Figura), assim como a componente vertical que corresponde à área do triângulo (JKB) vezes o peso específico da água.

Para as outras descontinuidades, segue-se o mesmo raciocínio, adotando-se, entretanto as cargas hidráulicas e as cotas correspondentes conforme o plano de análise. Assim os empuxos hidrostáticos de montante na fundação são aplicados nas faces 4 dos elementos situados no alinhamento entre os pontos A e C; A e E, para D1 e D2, em ordem; enquanto os empuxos hidrostáticos de jusante na fundação são aplicados nas faces 2 dos elementos situados no alinhamento entre os pontos B e D; B e F, para D1 e D2, em ordem).

b) Composição simplificada mostrada em Cruz e Silva (1978). Segundo este critério, adota-se a consideração de empuxo hidrostático de montante com variação linear até a base da barragem, onde a carga hidráulica atinge o valor  $\gamma.h$  e a partir daí permanece constante até o plano de contato a ser analisado. Esta consideração foi adotada na Usina Hidrelétrica de Itaipu, apresentada por Cruz (1976) (USP) e corresponde a uma simplificação baseada em medições de instrumentação de diversas barragens de concreto fundadas em formações basálticas, as quais indicam que em geral a carga hidráulica no maciço fica dentro deste limite. Entretanto não é uma consideração de cálculo comum em projetos, sendo a anterior mais usual dentre as hipóteses simplificadoras. A Figura 48 mostra em linha tracejada a distribuição deste carregamento que é aplicada na face 4 dos elementos do tipo “m” e “n” a montante. Nesta simplificação, os empuxos hidrostáticos de jusante são considerados inalterados em relação ao item a.

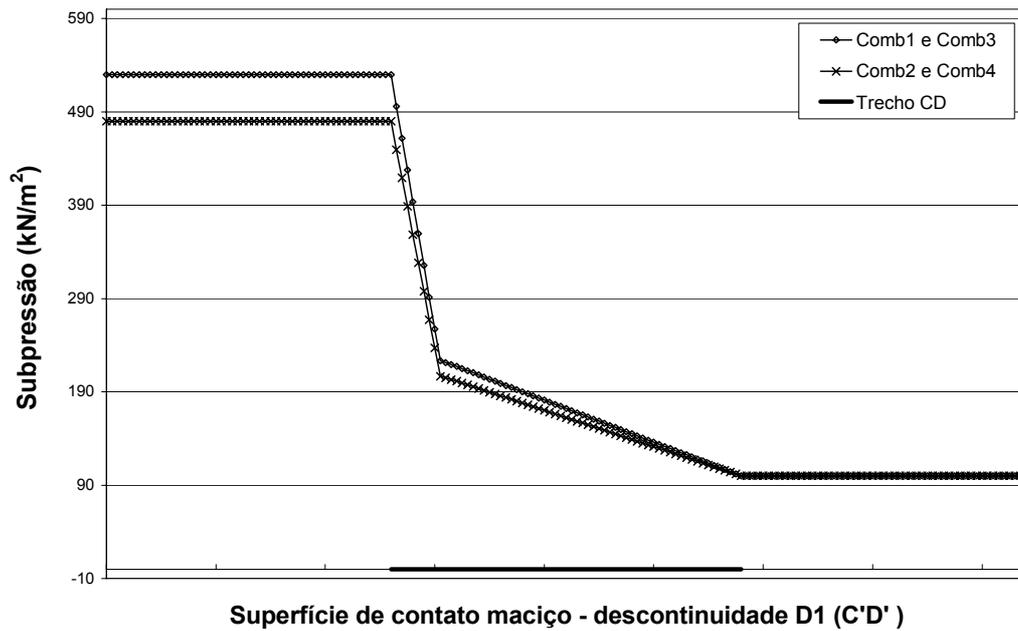
Para a subpressão, por sua vez, são consideradas as simplificações existentes mencionadas no Capítulo 2 (item 2.2), considerando em suma uma variação linear na fundação entre as cargas hidráulicas de montante e de jusante. A carga a montante do diagrama de subpressão é compatível com a consideração de empuxos hidrostáticos (item a ou b adotado), ou seja, numa mesma cota a subpressão e o empuxo hidrostático tem sempre o mesmo valor, embora aplicados em direções diferentes. A carga reduzida na linha de drenos do diagrama de subpressão é calculada conforme a expressão (1), a partir das cargas hidráulicas a montante e a jusante. A Figura 48 exemplifica o diagrama de subpressão adotado para a análise da descontinuidade D3, onde a máxima pressão neutra no trecho G a H equivale a  $820 \text{ kN/m}^2$  no ponto G e a mínima a  $390 \text{ kN/m}^2$  no ponto H, para o critério de cálculo do empuxo hidrostático de montante conforme item a. A linha tracejada indica o diagrama de subpressão considerando a carga hidráulica de montante conforme consideração simplificada (item b). Nos dois casos, a aplicação da subpressão é feita no alinhamento da face 1 do elemento tipo “q”, entre os pontos G’ e H’ (Figura 48).

Para os demais planos de análise, segue-se o mesmo raciocínio aplicando-se as subpressões nos alinhamentos: C’ e D’; E’ e F’ para D1 e D2, em ordem, assim como entre os pontos A e B para o contato, conforme já realizado no Capítulo anterior.

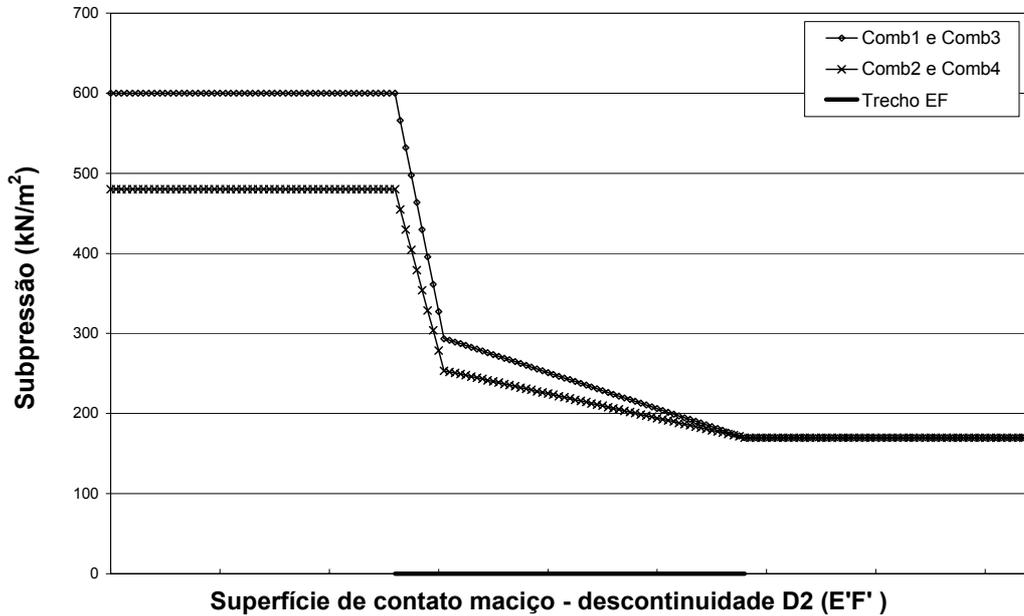
A partir destas hipóteses, são consideradas agora quatro combinações para o caso de carregamento de operação, a saber:

- Comb1 – Inclui o peso próprio da estrutura; os empuxos hidrostáticos de jusante e de montante são aplicados até o plano em análise com variação linear (conforme item a) e a subpressão é aplicada na malha de elementos finitos, obtendo-se diretamente do modelo, tensões verticais efetivas ao longo do plano de contato analisado;
- Comb2 - Inclui o peso próprio da estrutura, empuxos hidrostáticos de jusante e de montante aplicados até a cota do plano em análise, sendo o empuxo hidrostático de montante simplificado conforme item b e a subpressão aplicada na malha de elementos finitos. Obtém-se diretamente do modelo tensões verticais efetivas ao longo do plano analisado;
- Comb3 – Idem Comb1, sem subpressão aplicada na malha. A carga de subpressão é considerada como pressão neutra. Neste caso, obtém-se do MEF as tensões verticais totais e ao subtrair o diagrama de subpressão (pressão neutra), obtém-se as tensões verticais efetivas.
- Comb4 - Idem Comb2, sem subpressão aplicada na malha. A carga de subpressão é considerada como pressão neutra. Neste caso, obtém-se do MEF as tensões verticais totais e ao subtrair o diagrama de subpressão (pressão neutra), obtém-se as tensões verticais efetivas.

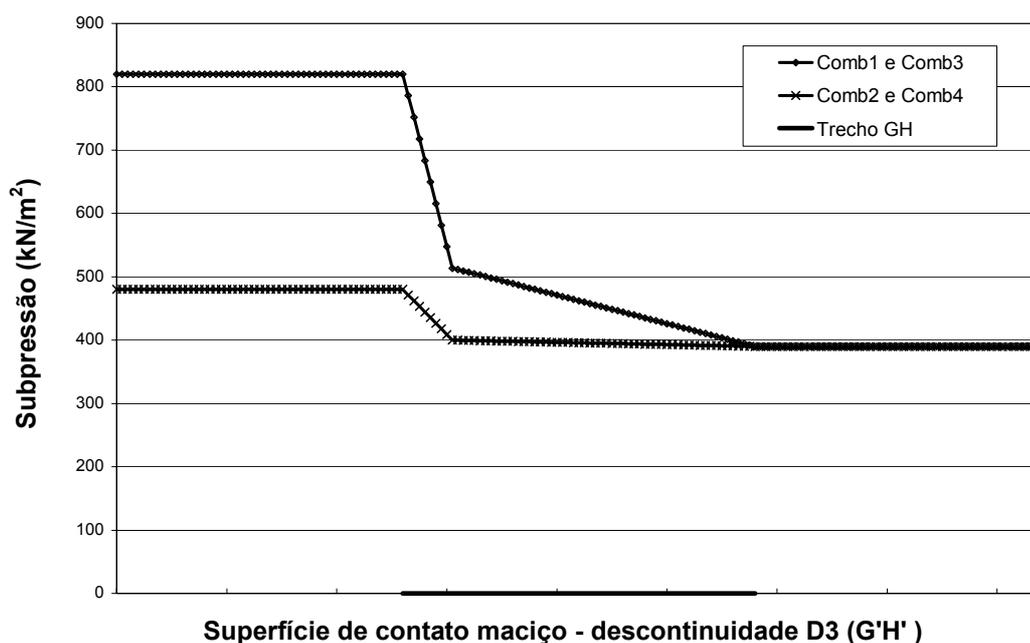
As cargas de empuxos hidrostáticos são aplicadas nos elementos da malha de EF nas faces correspondentes (conforme explicado em a e b) através do comando *Surface Pressure Load* – no programa SAP2000. As Figuras 59 a 60 apresentam os diagramas de subpressão para cada plano de análise, ou seja, nos trechos C'D', E'F' e G'H' (a serem aplicadas no MEF conforme mostra a Figura 48, para a descontinuidade D3), respectivamente para as descontinuidades D1, D2 e D3, bem como para as combinações de carregamento acima.



**FIGURA 59:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D1 - Trecho C'D'.



**FIGURA 60:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D2 - Trecho E'F'.



**FIGURA 61:** Diagramas de Subpressão ao longo do plano de descontinuidade D3-  
Trecho G'H'.

### 5.3.3 - Análises

As análises de tensões nas descontinuidades são feitas para cada plano, ou seja, para as descontinuidades D1, D2 e D3 (a 0,10H, 0,25H e 0,70H), uma a uma.

Inicialmente avalia-se o modelo com o maciço contínuo e apenas uma das descontinuidades em comparação com o modelo do maciço com as três descontinuidades.

Comparam-se as tensões obtidas nas descontinuidades para cada um dos dois tipos de modelagens. Primeiramente, este estudo é feito para a relação  $E_c/E_m=1,0$  (ver Quadro 5 – análises 1 a 6) e dependendo dos resultados a serem obtidos, pode-se estender esta comparação para outras relações. No Quadro 5 observam-se: a denominação do modelo, os valores dos módulos de elasticidade dos materiais do maciço e da descontinuidade:  $E_m$  e  $E_d$ , o plano em análise (até o qual serão aplicados os carregamentos de empuxos e onde será aplicada a subpressão conforme descrito no item anterior) e os materiais; ou seja, além das propriedades dos materiais maciço e concreto, mostra a existência de somente uma descontinuidade em estudo na malha ou das três (materiais D1, D2 e D3).

**QUADRO 5:** Estudo das descontinuidades – Análises Iniciais

Análises	Nome	Ec/Em	Em	Ed	Empuxos	Plano	Materiais (*)
			(MPa)	(MPa)	Hidrostáticos	analisado	
1	BARD7A	1	11500	1150	Até plano D1	D1	D1
2	BARD7B				Até plano D2	D2	D2
3	BARD7C				Até plano D3	D3	D3
4	BARD7D1				Até plano D1	D1	D1,D2,D3
5	BARD7D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
6	BARD7D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3

Obs: D1: Elementos da descontinuidade em 0,10H da base da barragem com módulo Ed;  
 D2: Elementos da descontinuidade em 0,25H da base da barragem com módulo Ed;  
 D3: Elementos da descontinuidade em 0,70H da base da barragem com módulo Ed.

São traçados gráficos de tensões ao longo das descontinuidades D1, D2 e D3, para as seis análises acima. Observa-se que os resultados obtidos entre o modelo com apenas uma camada de descontinuidade e o modelo com as três camadas não apresentam diferenças significativas (comparando-se a análise 1 com a 4, 2 com a 5 e 3 com a 6 do Quadro 5). Os gráficos obtidos não estão apresentados visto que possuem diagramas de tensões ao longo de cada plano para cada par de análises quase coincidentes, similares aos apresentados nas Figuras 49 a 56.

As demais análises de tensões nas descontinuidades serão feitas considerando o maciço com três descontinuidades, independentes do plano de análise, simplificando a modelagem visto que só serão alterados os carregamentos para cada relação  $E_c/E_m$ . Desta forma os estudos das descontinuidades em seqüência serão válidos tanto para o maciço com três planos de descontinuidade, quanto para um dos três.

#### 5.4 - Análise Paramétrica das Descontinuidades

As análises paramétricas das descontinuidades são agora realizadas conforme o Quadro 6, onde adotam-se cinco relações de  $E_c/E_m$ . Foram eliminadas as relações:  $E_c/E_m=0,01$ , 100 e 1000, em relação aos estudos no contato concreto-rocha, para que as análises fossem mais representativas de fundações de barragens, bem como devido a necessidade de limitar os estudos. Para cada plano analisado é feito um modelo separado a fim de diminuir o tempo de processamento da estrutura. São processadas as análises 7 a 18, cada qual com as combinações de carregamento: Comb1, Comb2, Comb3, Comb4 e PP (segundo item 5.3.2) para cada relação  $E_c/E_m$  do Quadro 6.

**QUADRO 6:** Estudo das descontinuidades – Análises paramétricas

Análises	Nome	Ec/Em	Em	Ed	Empuxos	Plano	Materiais (*)
			(MPa)	(MPa)	Hidrostáticos	analisado	
4	BARD7D1	1	11500	1150	Até plano D1	D1	D1,D2,D3
5	BARD7D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
6	BARD7D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3
7	BARD13D1	0,5	23000	2300	Até plano D1	D1	D1,D2,D3
8	BARD13D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
9	BARD13D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3
10	BARD14D1	2	5750	575	Até plano D1	D1	D1,D2,D3
11	BARD14D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
12	BARD14D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3
13	BARD4D1	10	1150	115	Até plano D1	D1	D1,D2,D3
14	BARD4D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
15	BARD4D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3
16	BARD11D1	0,1	115000	11500	Até plano D1	D1	D1,D2,D3
17	BARD11D2				Até plano D2	D2	D1,D2,D3
18	BARD11D3				Até plano D3	D3	D1,D2,D3

Obs: D1: Elementos da descontinuidade em 0,10H da base da barragem com módulo Ed;  
 D2: Elementos da descontinuidade em 0,25H da base da barragem com módulo Ed;  
 D3: Elementos da descontinuidade em 0,70H da base da barragem com módulo Ed.

Para os modelos do Quadro 6 são traçadas curvas de tensões horizontais ( $\sigma_y$ ), cisalhantes ( $\tau_{yz}$ ) e verticais ( $\sigma_z$ ) para cada caso de carregamento. Estas curvas são obtidas nos elementos do maciço e da descontinuidade, ao longo de todo o plano da descontinuidade, ou seja, planos: C'D', E'F' e G'H', para as descontinuidades D1, D2 e D3, em ordem, conforme combinações de carregamento.

Observa-se inicialmente que os resultados obtidos das combinações Comb1 e Comb2, em que a subpressão foi aplicada na malha de elementos finitos (ver item 5.3.2) através do comando de carga *surface pressure* do programa SAP2000, não foram realistas. Comparando-se os resultados das tensões verticais obtidas entre as quatro combinações, as diferenças não foram coerentes, ou seja, os resultados são muito diferentes entre as combinações 1 e 3, 2 e 4, as quais deveriam ser similares, sendo duas formas de chegar no mesmo resultado (mesmo conjunto de ações). Isto provavelmente se deve às concentrações de tensões provenientes da carga de subpressão no maciço, uma vez que a região de aplicação destas cargas coincide com a região de análise de tensões. Sendo assim, o modo adotado para aplicação da carga não representa o problema da subpressão fisicamente e as combinações Comb1 e Comb2 são abandonadas, analisando-se somente os resultados obtidos para as outras duas combinações (Comb3 e Comb4). As figuras 62 a 70 apresentam as tensões no

plano de descontinuidade D1 nos elementos da descontinuidade e do maciço para as combinações: PP, Comb3 e Comb4. Convém salientar que, em todas as descontinuidades e para as quatro combinações, são obtidas tensões verticais efetivas ( $\sigma_z$ ), embora de formas diferentes.

Analisando-se os diagramas de tensões obtidas para a descontinuidade D1, quanto aos diagramas de tensões horizontais, para o caso de peso próprio, é nítida a influência do coeficiente de Poisson nos diagramas traçados ao longo dos elementos da descontinuidade (comparando-se os diagramas de  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  das Figuras 62-a e 62-b). Para os elementos ao longo do maciço (em contato com os elementos da descontinuidade D1), entretanto, observa-se uma configuração diferente no caso de carregamento de peso próprio (comparando-se os diagramas de  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  conforme Figuras 63-b e 64-a, em ordem). Próximo à face de montante da barragem, região de maior compressão ocorre uma inversão de tensões, por exemplo, para a relação  $E_c/E_m=10$ , a tensão horizontal ( $\sigma_y$ ) é de  $-74,16 \text{ kN/m}^2$  para o elemento da descontinuidade (Figura 62-a) e de  $95,19 \text{ kN/m}^2$  para o elemento do maciço (Figura 63-b). Este fenômeno pode ser comparado ao que acontece em prismas de alvenaria estrutural, fazendo-se uma analogia das descontinuidades com as camadas de argamassa entre as unidades do prisma. Segundo La Rovere (2002), quando o prisma de alvenaria é submetido à compressão, sendo a argamassa mais deformável do que as unidades e devido à aderência entre unidade e argamassa, surgem tensões horizontais de tração nas unidades e de compressão nos leitos de argamassa. No estudo em questão, no trecho de maior compressão, observa-se nas camadas de descontinuidades tensões de compressão e na camada superior do maciço (equivalente às unidades de alvenaria), tensões de tração. Na outra direção, como a espessura da argamassa é muito pequena, não apresenta variação de tensões verticais significativa entre os elementos da argamassa e das unidades. O mesmo é observado com as tensões  $\sigma_z$  obtidas das análises da barragem, comparando-se diagramas traçados ao longo do maciço e ao longo das camadas deformáveis (Figuras 64-a e 62-b, respectivamente). Isto se deve à espessura das camadas (muito finas), seguidas de elementos mais rígidos logo abaixo das mesmas.

Para os demais casos de carregamento de operação (Figuras 65-a, 66-b, 68-a e 69-b) surge também nos diagramas de tensões horizontais uma descontinuidade de tensões próxima às faces de jusante e de montante da barragem devido aos carregamentos aplicados neste local (empuxos hidrostáticos a jusante e a montante), que se somam à perturbação dada pela compressão a montante e ao efeito de Poisson.

O mesmo exposto acima é observado nas descontinuidades D2 e D3. Os elementos do maciço, via de regra, por terem maior módulo de elasticidade absorvem maiores tensões. Por exemplo para a relação  $E_c/E_m=0,1$  e plano D1 a tensão de tração vertical ( $\sigma_z$ ) na face de montante da barragem para a Comb3 é de 213,59 kN/m<sup>2</sup> e de 195,69 kN/m<sup>2</sup> para os elementos do maciço (Figura 67-a) e da descontinuidade (Figura 65-b), respectivamente. Sendo assim, para as demais descontinuidades, são selecionados somente os diagramas traçados ao longo dos elementos do maciço para as tensões horizontais ( $\sigma_y$ ), verticais ( $\sigma_z$ ) e cisalhantes ( $\tau_{yz}$ ), os quais estão apresentados nas Figuras 71 a 76.

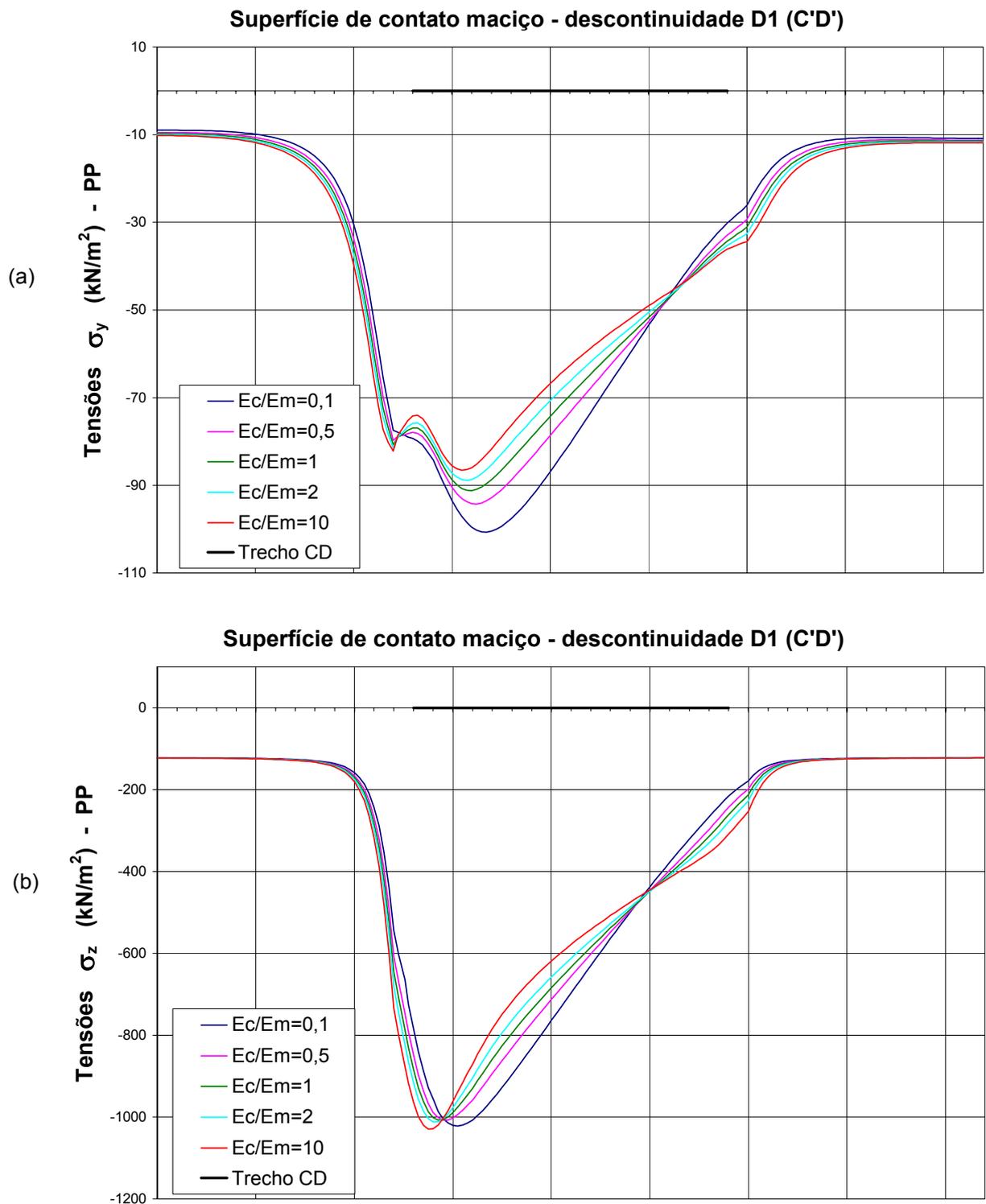
Ainda para os diagramas de tensões verticais do plano D1 observa-se que quanto mais rígido é o maciço, maiores são os picos de tração a montante, aproximando-se da reta da resistência dos materiais (Figuras 65-b e 67-a). Nota-se, entretanto, que a distribuição de tensões ao longo da projeção da barragem é muito diferente do diagrama linear da Resistência dos Materiais, o pico a jusante não acontece e a barragem solicita a fundação mais uniformemente. Além disso, para maciços muito deformáveis, não são observadas tensões de tração a montante da barragem, enquanto na reta da resistência dos materiais a tensão de tração a montante da barragem é de 120 kN/m<sup>2</sup>, para Comb3 (Figuras 65-b e 67-a). Para Comb4, por sua vez, a reta da resistência dos materiais não resulta em tração a montante (-160 kN/m<sup>2</sup>), embora a curva de tensões  $\sigma_z$  para maciços mais rígidos apresenta, ou seja, são obtidas as tensões 140 e 160 kN/m<sup>2</sup>, para os elementos da descontinuidade e maciço, respectivamente, situados na projeção da face de montante da barragem (Figuras 68-b e 70-a). Estas tensões de tração observadas ao longo do plano de contato D1, na realidade não deveriam acontecer, ou ainda, ser limitadas para um valor admissível estabelecido em função do material. Uma vez que o modelo aqui adotado é elástico-linear, as tensões não são limitadas a algum critério de ruptura, cabendo ao analista estrutural avaliar o nível de tensões e a aplicabilidade da análise para esta estrutura.

No próximo Capítulo, serão efetuadas análises também lineares, porém que contemplam um critério de ruptura a fim de se avaliar a estrutura no caso do rompimento dos nós tracionados no plano D1 (abertura de fraturas).

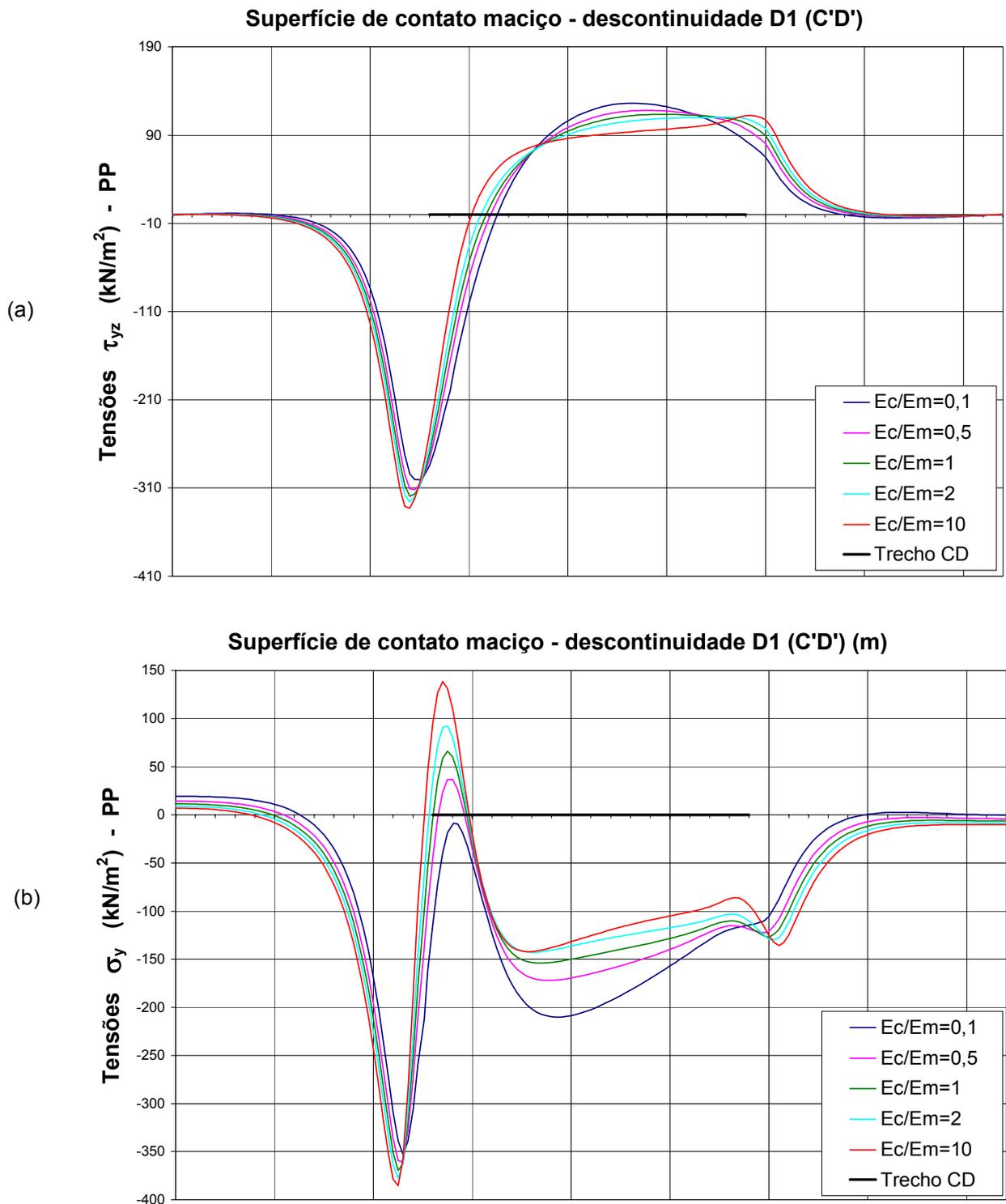
Também nos diagramas de tensões verticais  $\sigma_z$ , observa-se que as tensões no maciço, nos elementos situados a montante da estrutura são da ordem de -70 e -60 kN/m<sup>2</sup>, para Comb3, nos elementos da descontinuidade e do maciço, respectivamente (Figuras 65-b e 67-a). Estes resultados estão coerentes, uma vez que são quase iguais ao peso submerso da rocha acima destes elementos ( $\gamma_{sub}=14\text{kN/m}^2$  e  $h\sim 5\text{m}$ ). Já para Comb4, devido à redução que foi aplicada na subpressão, sendo o peso de água sobre a superfície de rocha maior do que o valor da subpressão aplicada (a diferença entre o peso de água do reservatório e a subpressão é de 50kN/m<sup>2</sup>), obtém-se tensões da ordem de -120 e -110 kN/m<sup>2</sup>.

No trecho do plano D1 situado abaixo da projeção da barragem, as tensões verticais totais, por sua vez, são função do peso próprio da barragem e da rocha, entretanto, ao integrá-las observa-se que a resultante é em torno de 12% menor do que a integral das tensões da reta da resistência dos materiais ou o somatório dos pesos; isto se deve à distribuição das tensões verticais sob a barragem. Esta diferença cresce com a profundidade e varia com a deformabilidade da fundação, sendo maior um pouco em D2 e D3.

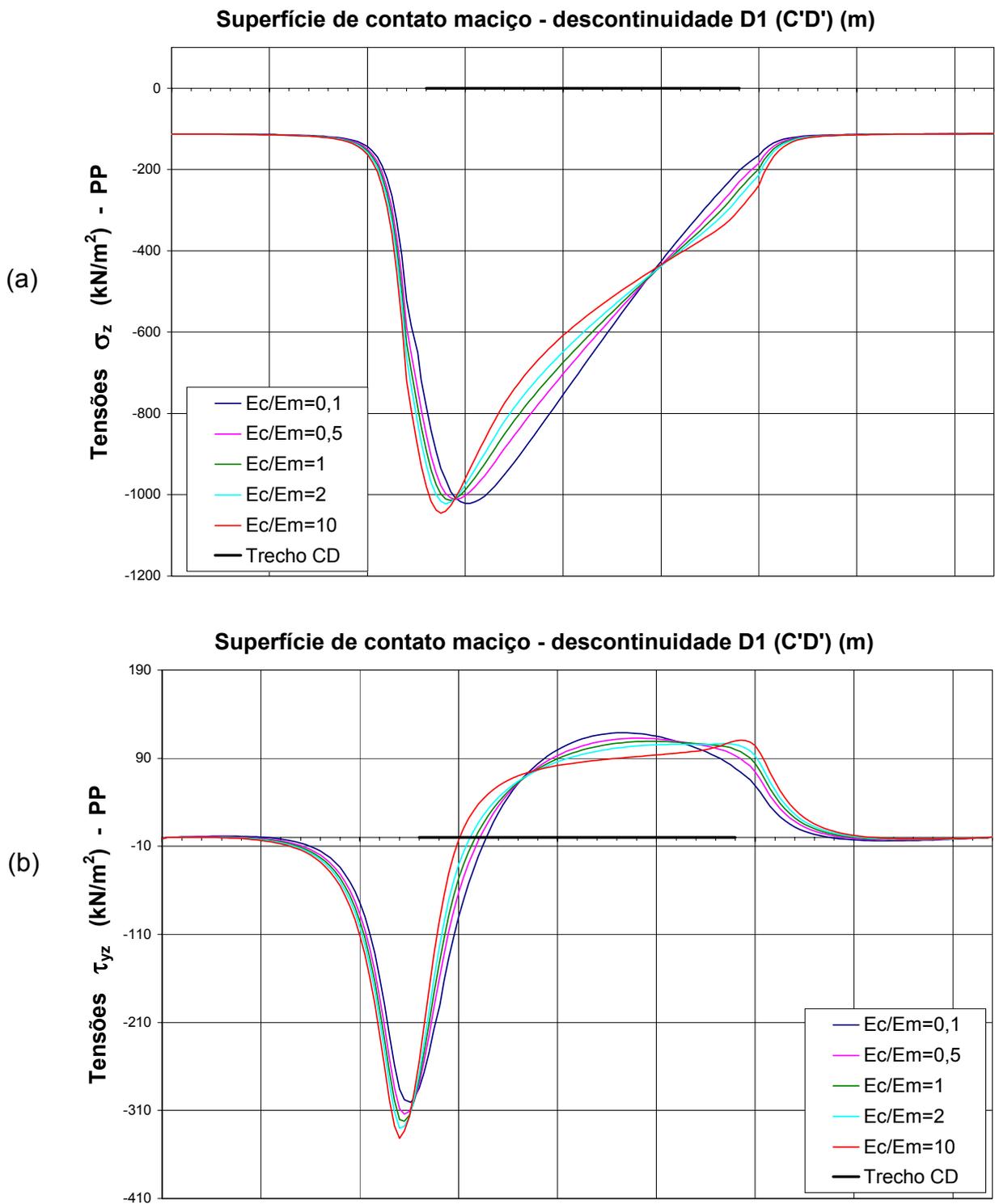
A partir das conclusões obtidas acima, é importante ressaltar que a adoção de diagramas de tensões lineares e ainda sem consideração de espraiamento das tensões com a profundidade, em descontinuidades na fundação leva a erros grosseiros de projeto, mesmo em situações onde o maciço é rígido, tal como mostrado nas Figuras 65 (b) e 67 (a) para Comb3 e nas Figuras 68(b) e 70(a) para Comb4, na qual acentuam-se ainda mais as diferenças, ocorrendo inversão de tensões junto à projeção da face de montante da barragem.



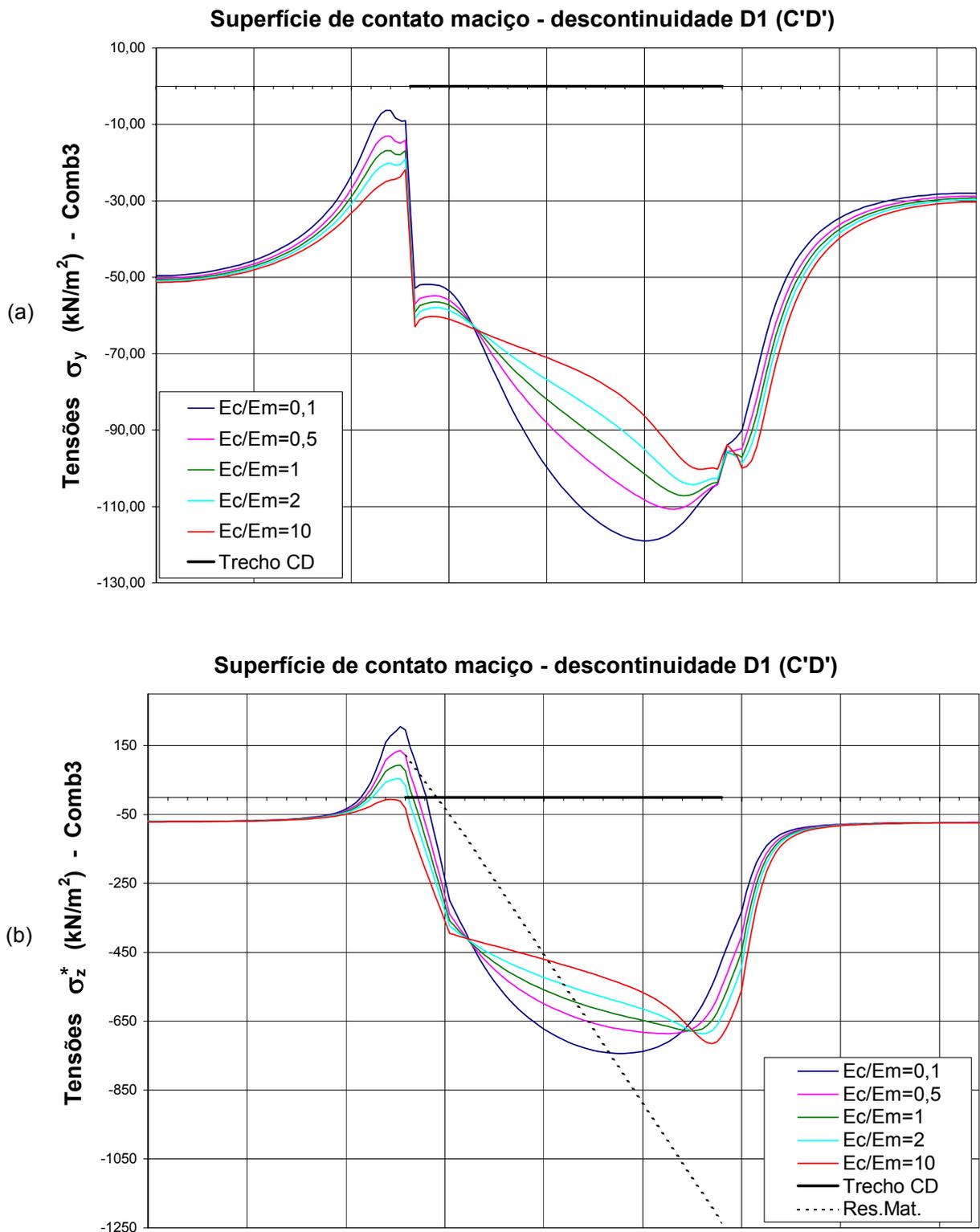
**FIGURA 62:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1(trecho C'D') para o caso de carregamento PP: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$ .



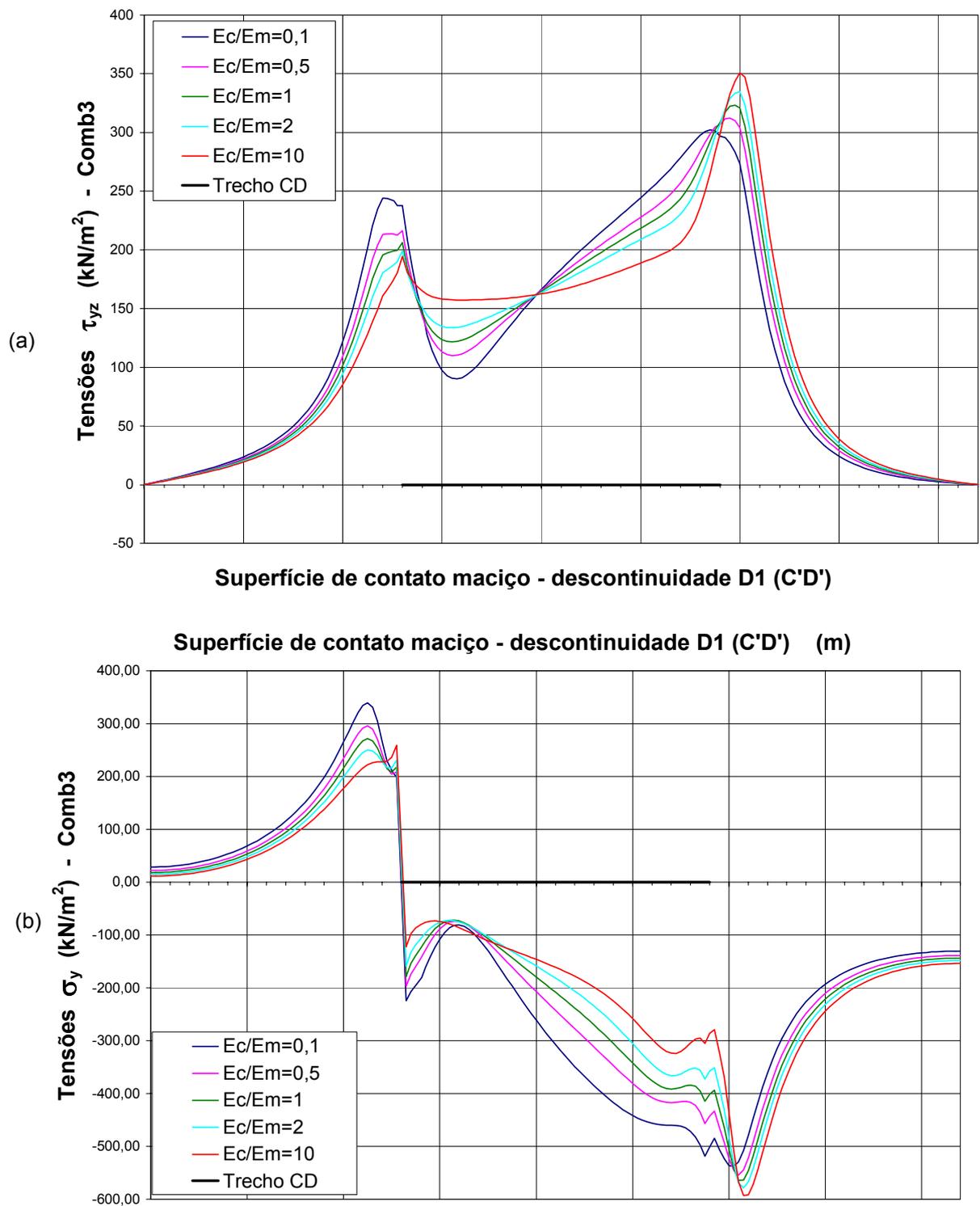
**FIGURA 63:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$  : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1(trecho C'D') para o caso de carregamento PP; (b)  $\sigma_y$  : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento PP.



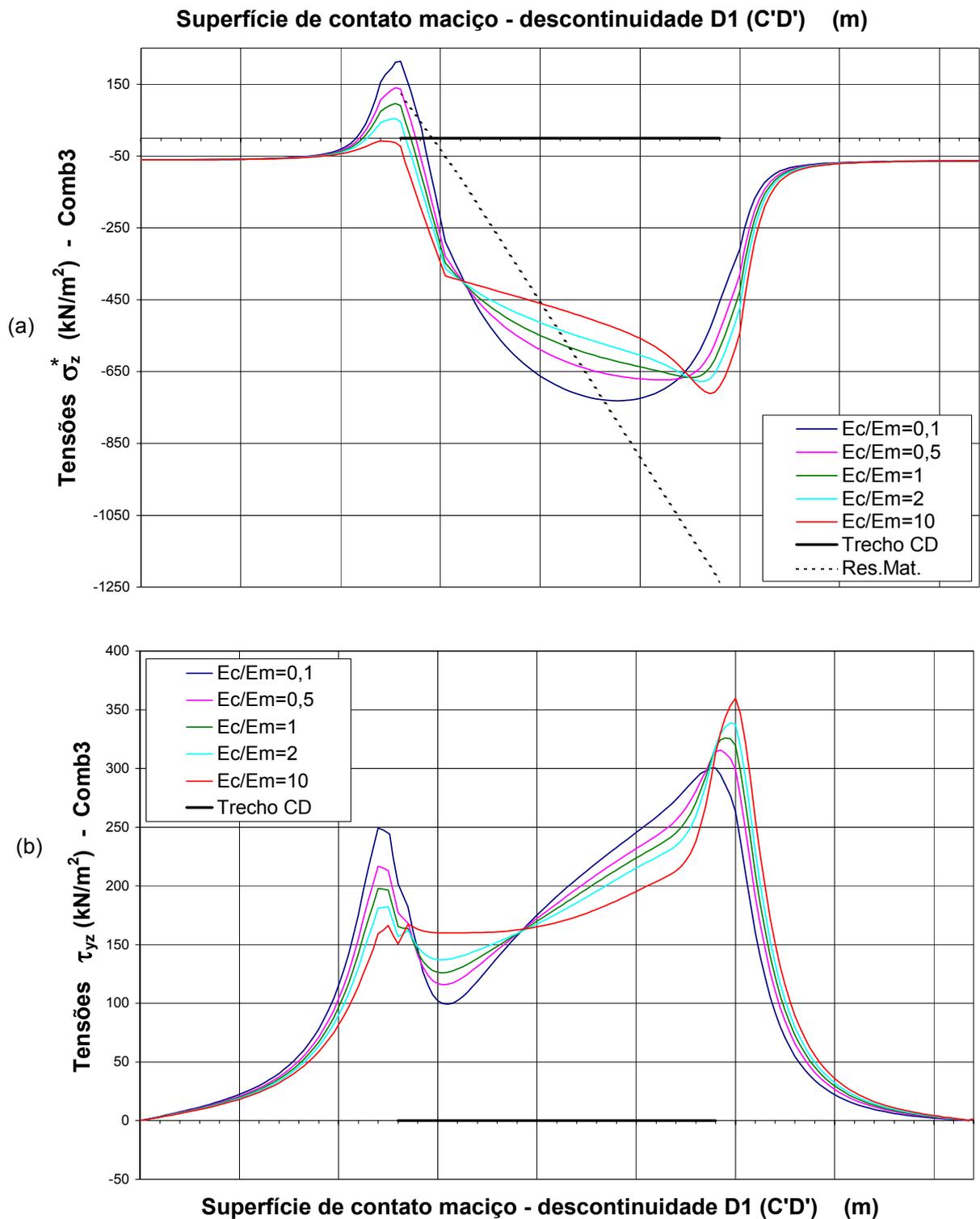
**FIGURA 64:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento PP: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ .



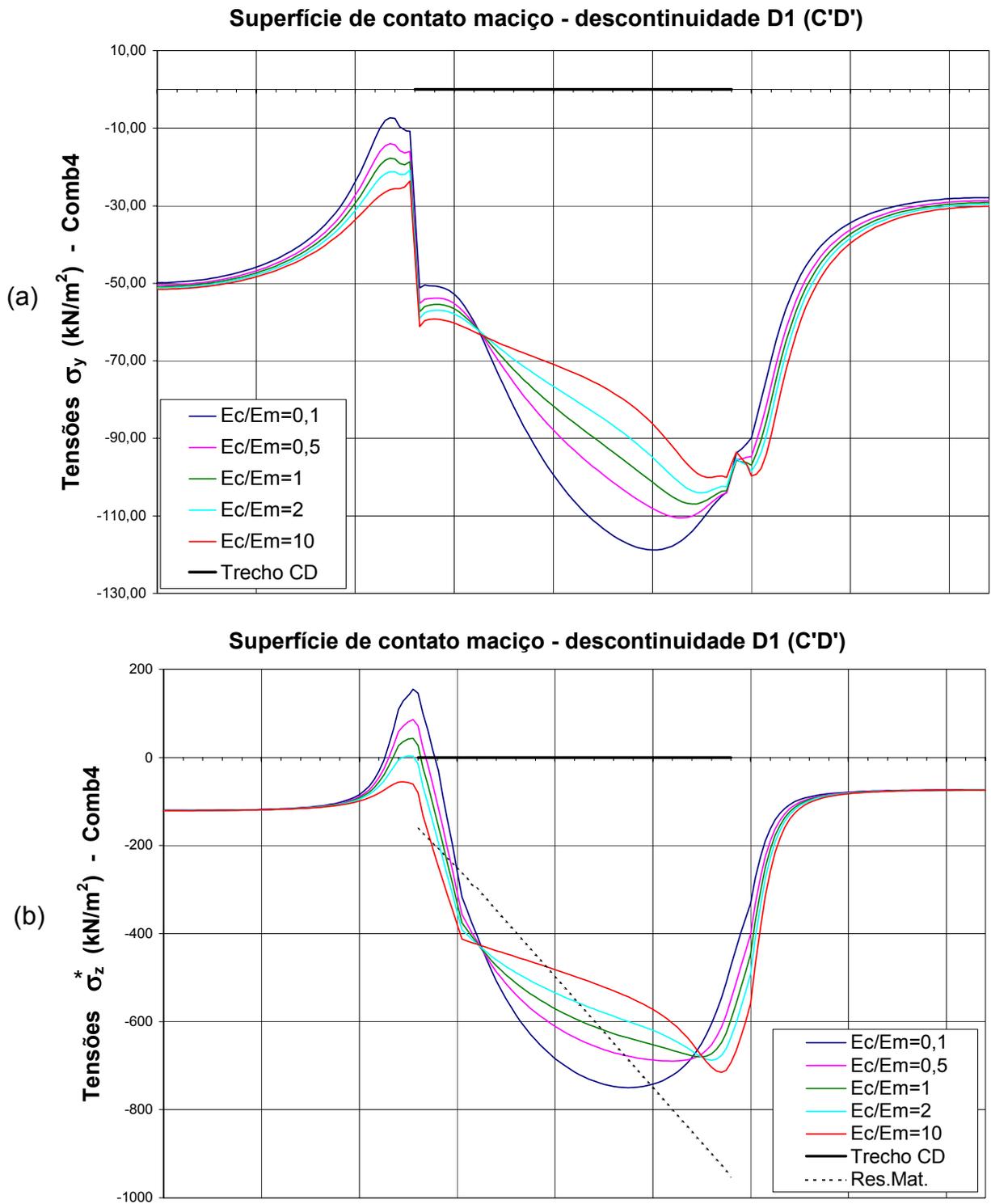
**FIGURA 65:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z^*$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



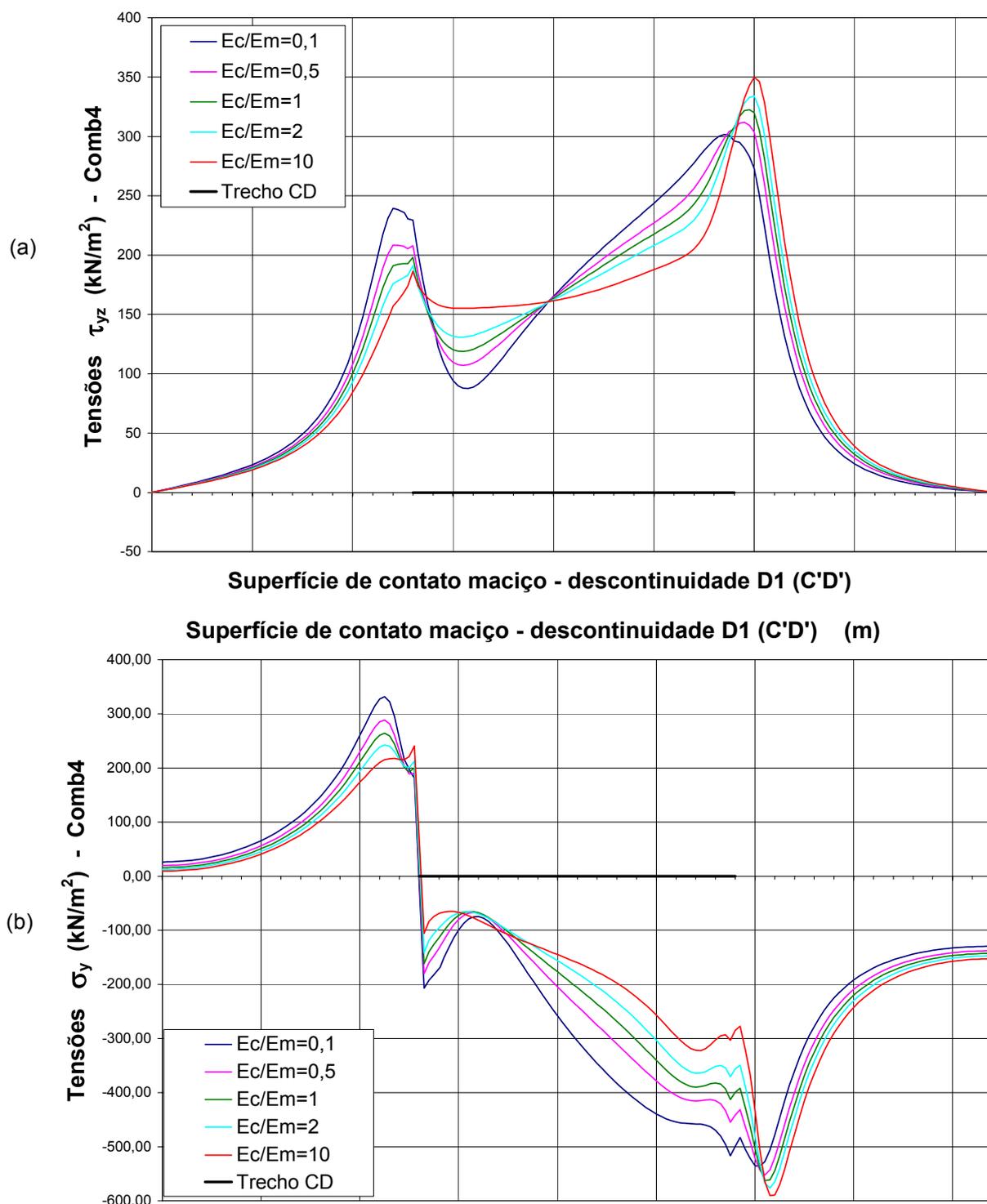
**FIGURA 66:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$ : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3; (b)  $\sigma_y$ : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3.



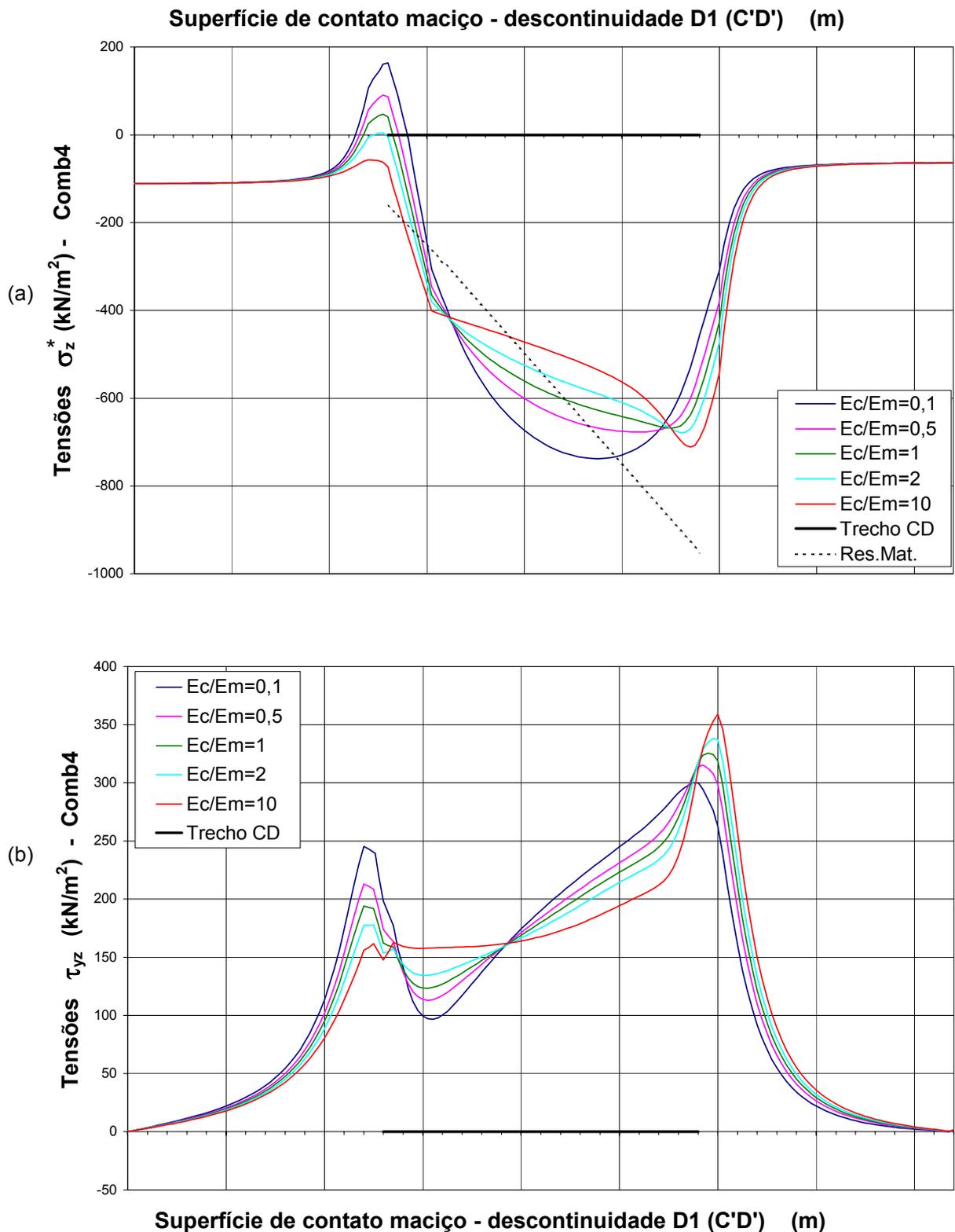
**FIGURA 67:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



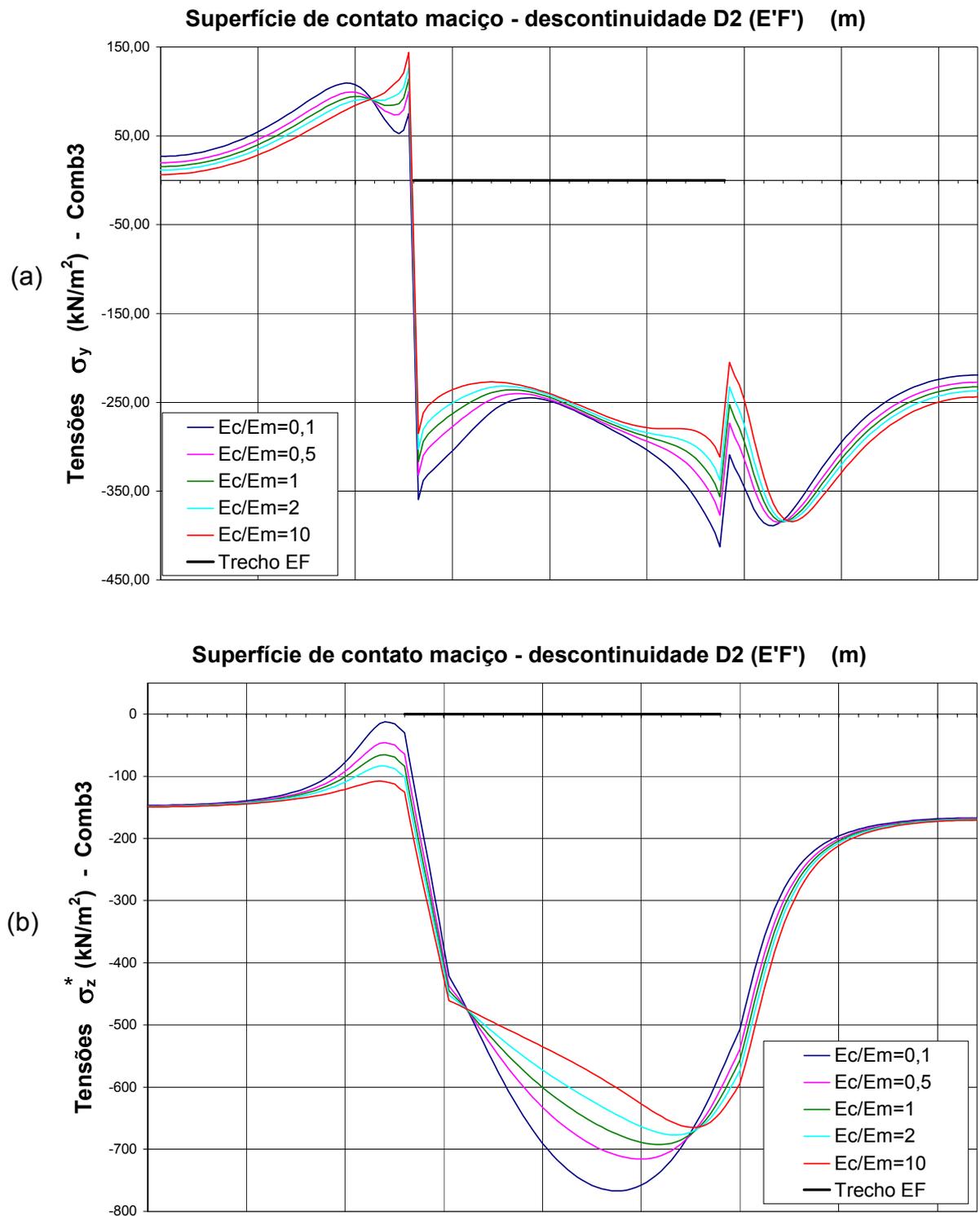
**FIGURA 68:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



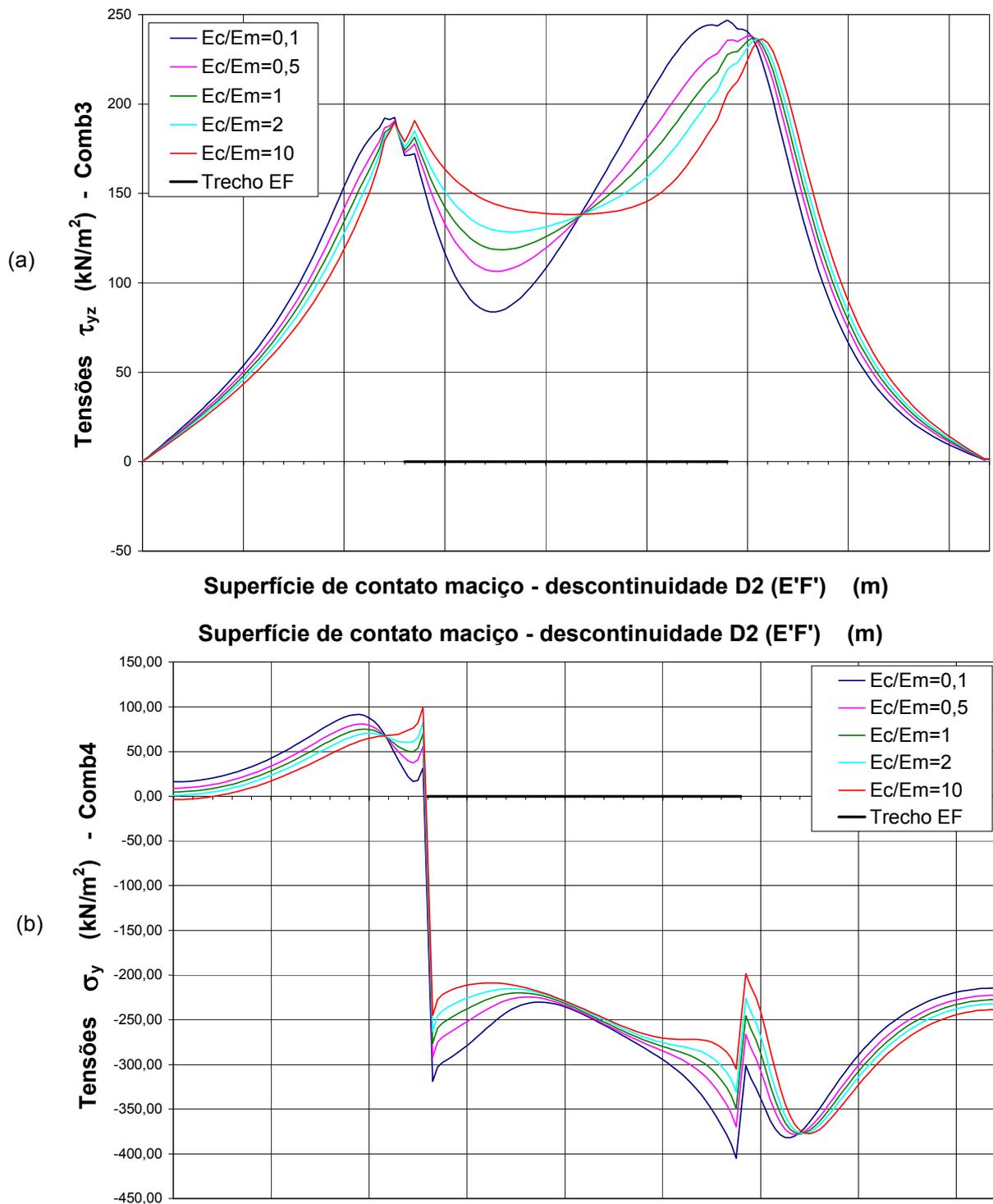
**FIGURA 69:** Modelo Refinado – (a)  $\tau_{yz}$ : Tensões ao longo dos elementos da descontinuidade D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4; (b)  $\sigma_y$ : Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4.



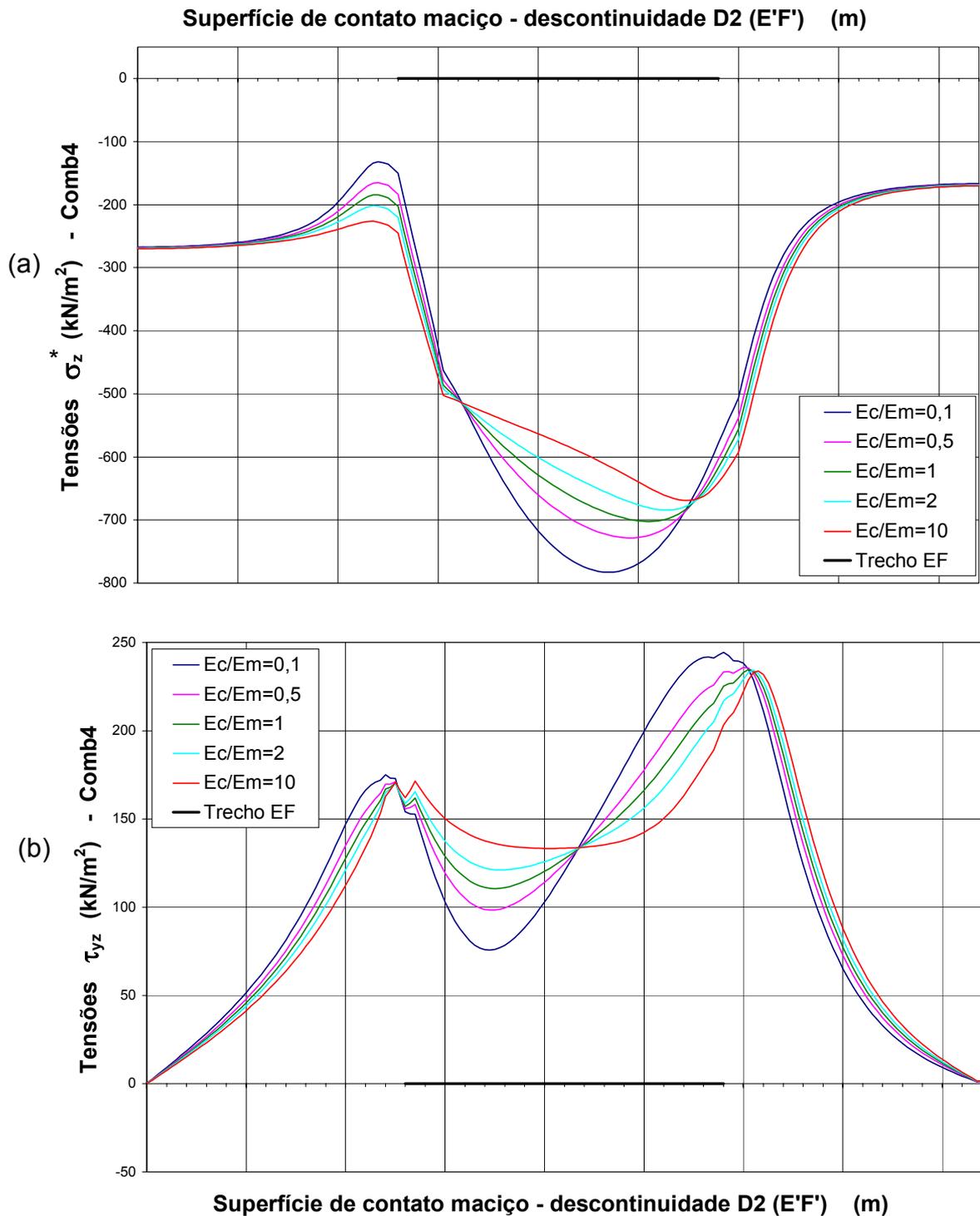
**FIGURA 70:** Modelo Refinado – Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



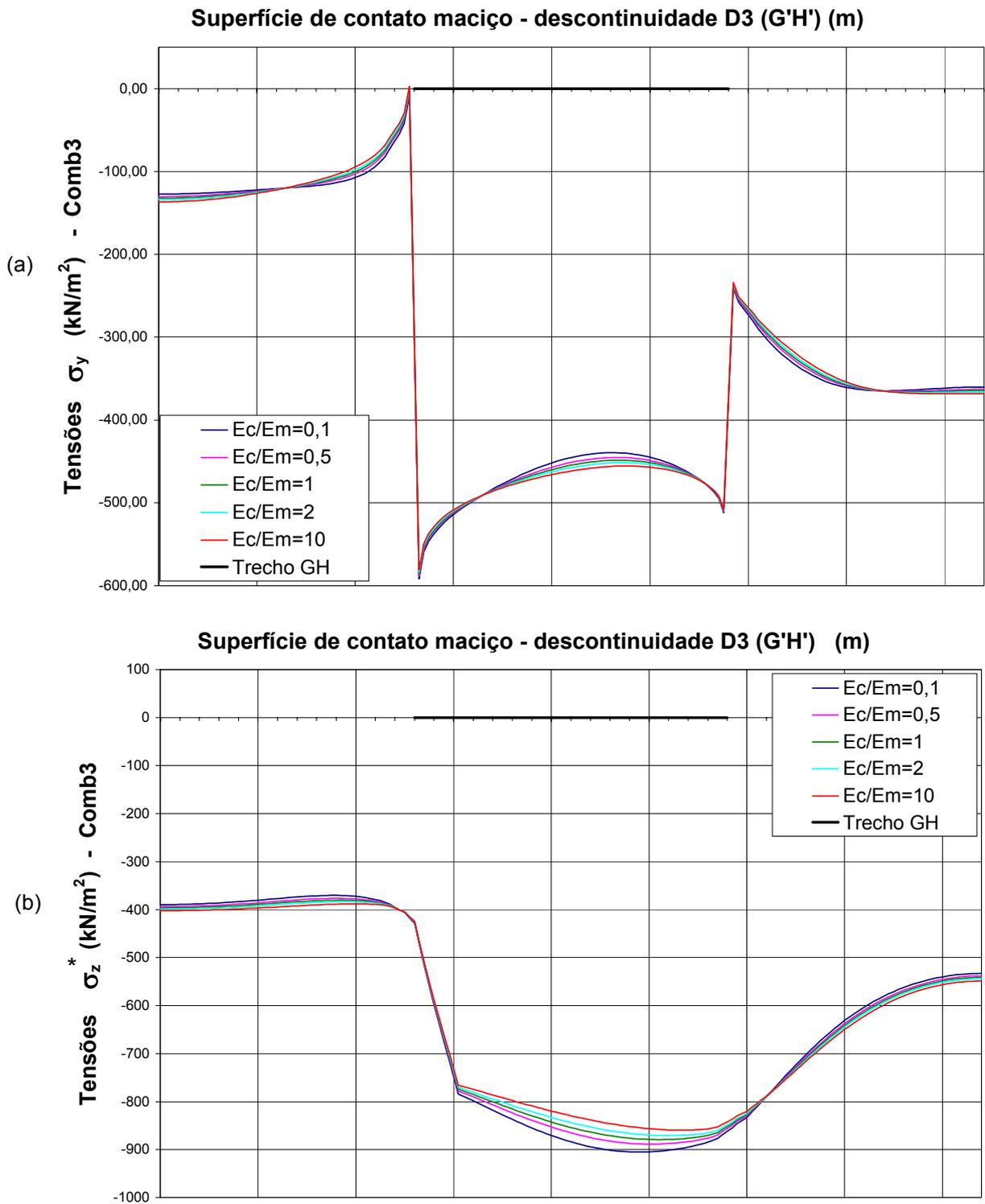
**FIGURA 71:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



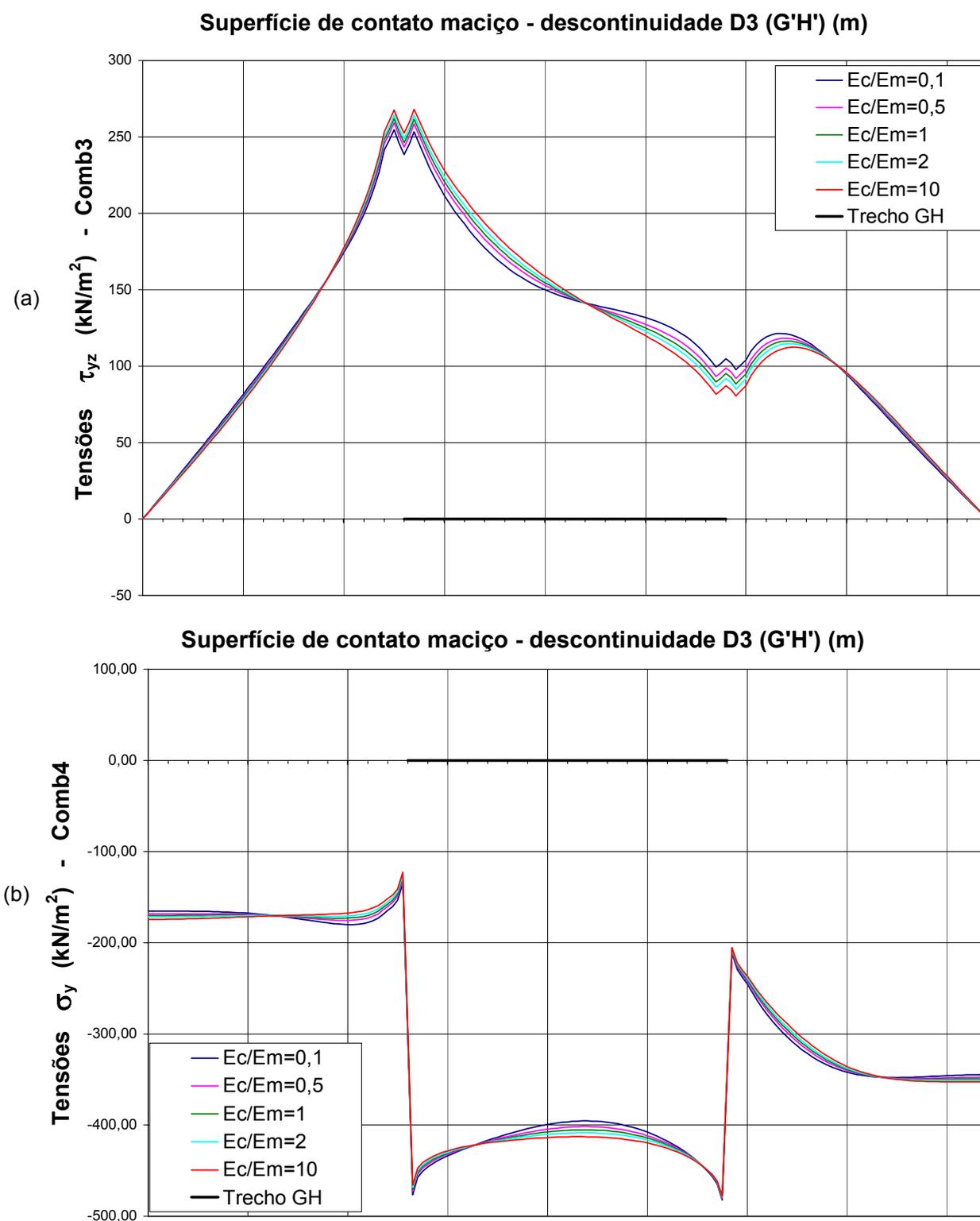
**FIGURA 72:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F': (a)  $\tau_{yz}$ , para o caso de carregamento Comb3, (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb4.



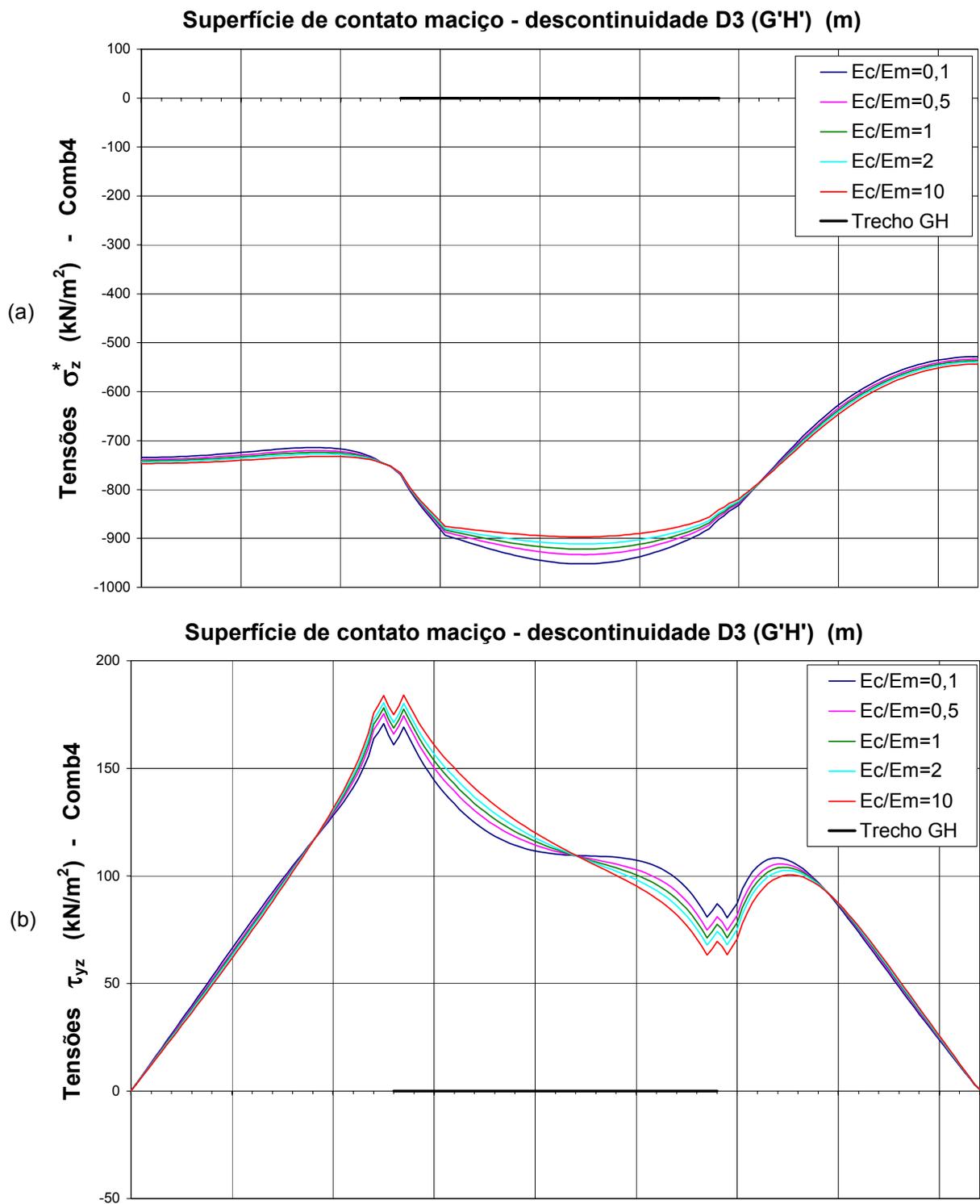
**FIGURA 73:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



**FIGURA 74:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb3: (a)  $\sigma_y$ , (b)  $\sigma_z$  (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)



**FIGURA 75:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F'): (a)  $\tau_{yz}$ , para o caso de carregamento Comb3, (b)  $\sigma_y$ , para o caso de carregamento Comb4.



**FIGURA 76:** Modelo Refinado - Tensões ao longo dos elementos do maciço (trecho E'F') para o caso de carregamento Comb4: (a)  $\sigma_z$ , (b)  $\tau_{yz}$ . (\*:  $\sigma_z$ , efetivo)

Ao se eliminar as combinações Comb1 e Comb2 devido a problemas com a aplicação da carga de subpressão no modelo, observa-se que o mesmo pode estar acontecendo com os carregamentos horizontais de montante e de jusante, pois estão inseridos no meio da malha, embora não seja no mesmo plano de análise de tensões. Para verificar se as tensões obtidas anteriormente foram influenciadas desta forma, serão analisados no próximo Capítulo modelos que contemplam uma aplicação do empuxo horizontal de montante diferente. Serão elaboradas malhas com abertura de fenda vertical no maciço rochoso na linha da face de montante da barragem para aplicação do empuxo hidrostático. Também serão feitas malhas com a abertura de fratura horizontal nas áreas tracionadas dos planos em análise.

### 5.5 - Tensões Cisalhantes atuantes nas Descontinuidades

A fim de facilitar a comparação entre as tensões atuantes de cisalhamento e normais efetivas com as tensões resistentes, são elaboradas curvas de ângulo de atrito mobilizado ao longo dos planos de descontinuidades, aplicando-se a equação (10) do Capítulo 2. O objetivo é a comparação com os parâmetros de resistência dos materiais usualmente obtidos de dados experimentais (ângulo de atrito e coesão). Admite-se a coesão como sendo nula na fórmula e obtém-se um ângulo de atrito mobilizado para cada par de tensões  $\tau_{yz}$  e  $(\sigma_z-U)$ , ao longo dos planos de descontinuidade; onde  $\tau$  e  $\sigma$  da equação (10) correspondem às tensões cisalhantes ( $\tau_{yz}$ ) e às tensões normais efetivas  $(\sigma_z-U)$ , em ordem.

As figuras 77-a, 78-b e 80-a, mostram as curvas de atrito mobilizado para o caso de carregamento PP, ao longo das descontinuidades D1, D2 e D3, em ordem. Observa-se dos gráficos que como o ângulo de atrito mobilizado depende das tensões cisalhantes e normais, apesar de o maciço estar todo comprimido (tensões verticais efetivas são de compressão) para o caso de carregamento de peso próprio, as tensões cisalhantes invertem de sinal ao longo dos planos D1, D2 e D3, o que resulta na mesma inversão nas curvas de atrito mobilizado. Foram plotados os pontos de ângulo de atrito mobilizado ao longo das curvas referentes às tensões verticais efetivas de compressão, que no caso de peso próprio são todos os valores e tensões verticais cisalhantes positivas. Embora não tenha sentido verificar a segurança ao deslizamento para o

caso de peso próprio, algumas observações podem ser feitas. Analisando-se as Figuras 77-a, 78-b e 80-a, nota-se que os picos de ângulo de atrito mobilizado diminuem devido ao decréscimo das tensões cisalhantes. Estes picos situam-se na região próxima ao paramento de jusante uma vez que se concentram as maiores tensões cisalhantes positivas (as quais também podem ser observadas na Figura 3) e é oposta à região do centro de gravidade do concreto, abaixo da qual situam-se as maiores tensões de compressão.

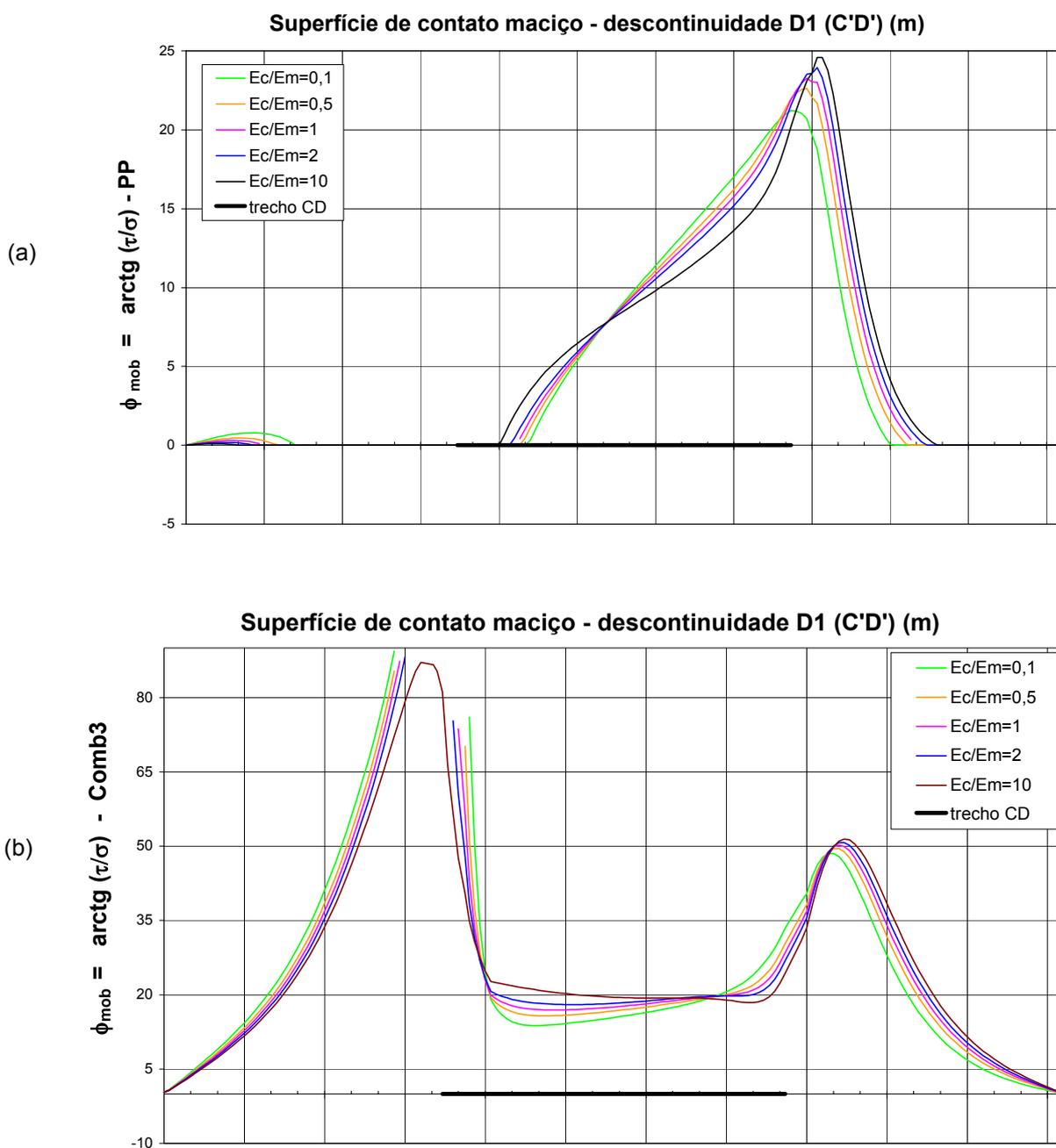
Ao se comparar os gráficos de atrito mobilizado para os casos de carregamentos de operação, os picos de ângulo de atrito mobilizado acontecem, como era de se esperar, junto à face de montante da barragem. Nesta região encontram-se as menores tensões verticais efetivas de compressão, atingindo tensões verticais de tração nos casos de maciços mais rígidos. Nas curvas das Figuras 77-b e 78-a, foram eliminados os pontos na região tracionada (não foram plotados), uma vez que não têm significado físico.

No Quadro 7 estão indicados valores médios de ângulo de atrito mobilizado ao longo de cada plano de descontinuidade, para cada combinação de operação de carregamento. Os valores correspondem à média aritmética dos ângulos de atrito dos nós dos elementos do maciço não tracionados. No caso da descontinuidade D1, onde se obteve tensões de tração, os maciços mais deformáveis mobilizaram maiores ângulos de atrito. Para a descontinuidade D2, onde não se obteve tensões de tração, os maciços mais rígidos mobilizaram maiores valores de atrito. Para a descontinuidade D3, a deformabilidade não apresentou influência, o que é coerente uma vez que as integrais das tensões cisalhantes e verticais para esta combinação não variam com a deformabilidade, devido à elevada profundidade, bem como à proximidade das condições de contorno do modelo. A diferença observada entre o comportamento das descontinuidades D1 e D2 se deve principalmente aos valores entre as faces de montante e de jusante, em que os valores de pico da descontinuidade D1, que diminuem com o aumento da deformabilidade, não foram computados no cálculo do atrito médio. Isto se observa comparando-se as Figuras 77-b e 79-a, correspondentes às tensões para a combinação Comb3 nas descontinuidades D1 e D2, bem como as Figuras 78-a e 79-b, para a combinação Comb4.

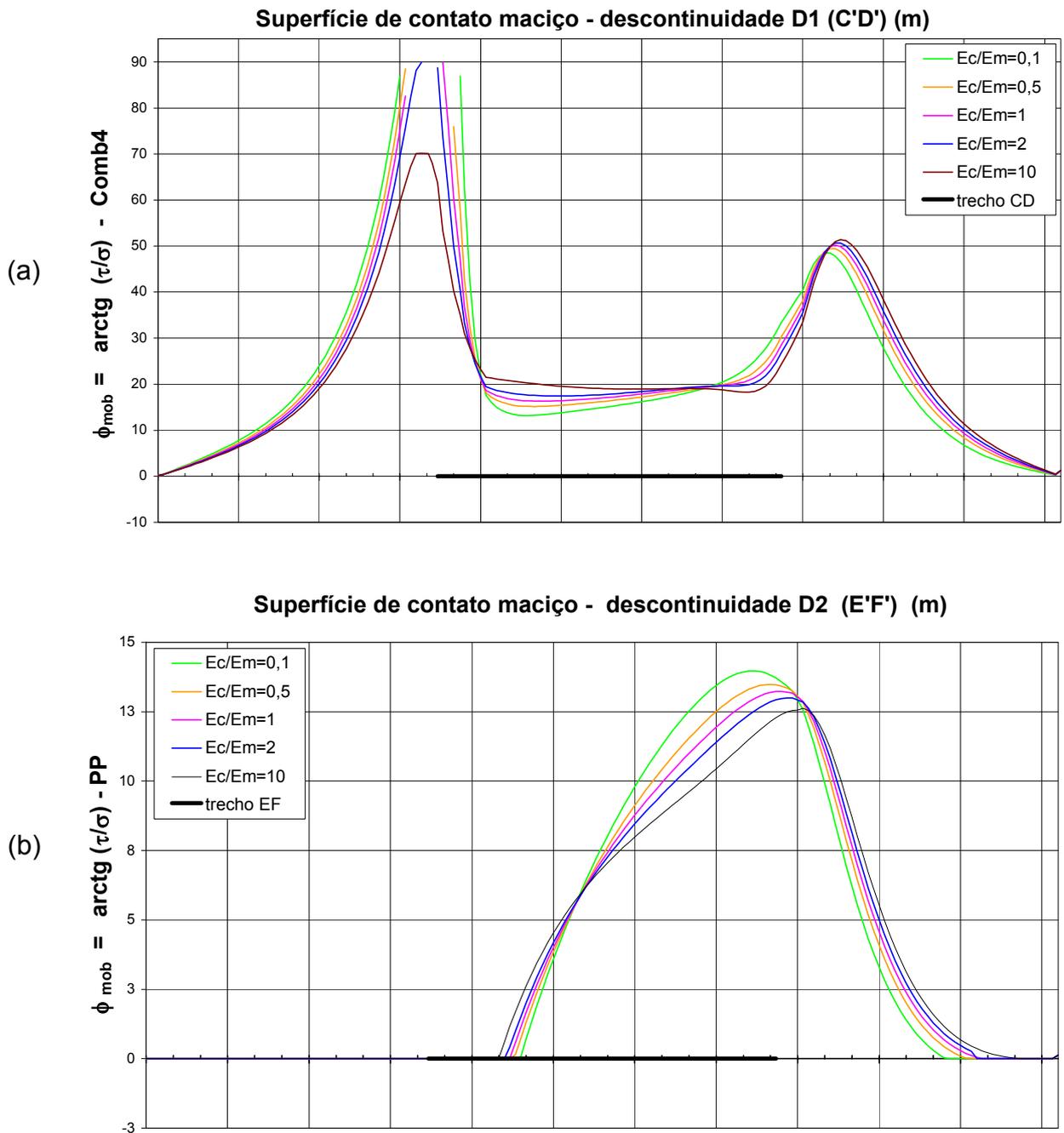
**QUADRO 7:** Ângulos de atrito médios ao longo das descontinuidades nos elementos do maciço, conforme a variação da deformabilidade.

$E_c/E_m$	D1		D2		D3	
	Comb3	Comb4	Comb3	Comb4	Comb3	Comb4
0,1	23,0	20,8	22,6	16,7	11,2	6,6
0,5	23,1	21,3	21,7	16,3	11,2	6,6
1	23,7	21,8	21,1	16,0	11,2	6,6
2	24,3	23,1	20,7	15,9	11,2	6,6
10	26,8	22,8	20,1	15,6	11,2	6,6

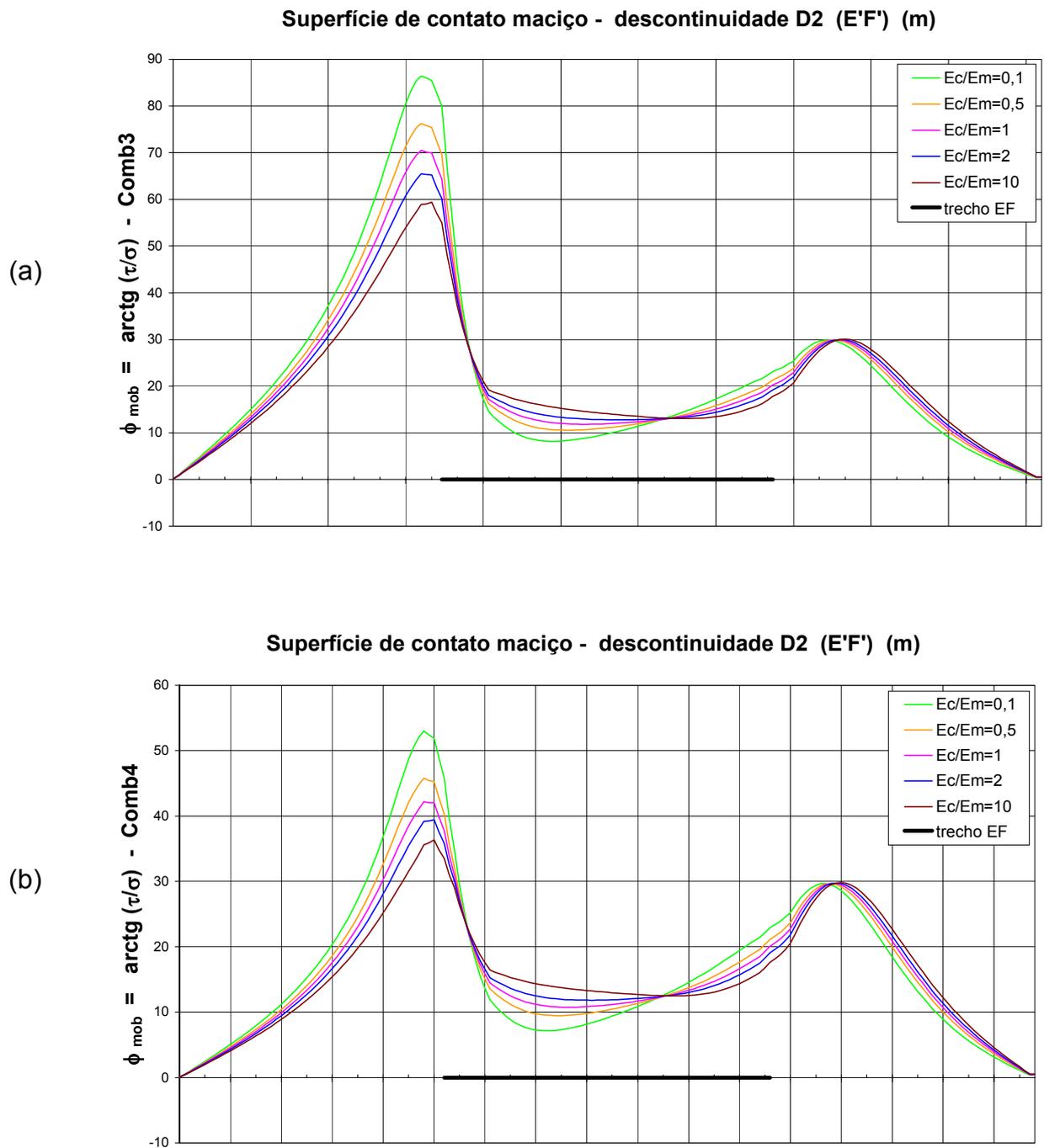
Um ponto importante que convém observar é que os valores de picos de atrito mobilizado para a descontinuidade D1 (casos Comb3 e Comb4) e até mesmo para a descontinuidade D2 e caso de carregamento Comb3 são valores irrealis, ou seja, na prática estão acima dos parâmetros de resistência dos materiais existentes. Isto ocorre porque a análise em que foram obtidos estes valores é elástico-linear, na qual não se pode limitar a resistência do material. Uma análise elasto-plástica poderia ser feita a fim de contemplar os parâmetros de resistência dos materiais, entretanto como não faz parte do objetivo deste trabalho e se deseja analisar as tensões através de processos que normalmente são utilizados nos projetos de barragens, não será levado adiante este estudo. Além disso, parece razoável a adoção de valores médios de ângulo de atrito, uma vez que são próximos aos valores encontrados na maior parte da fundação, e os picos encontram-se em pequenas regiões abaixo da projeção da barragem.



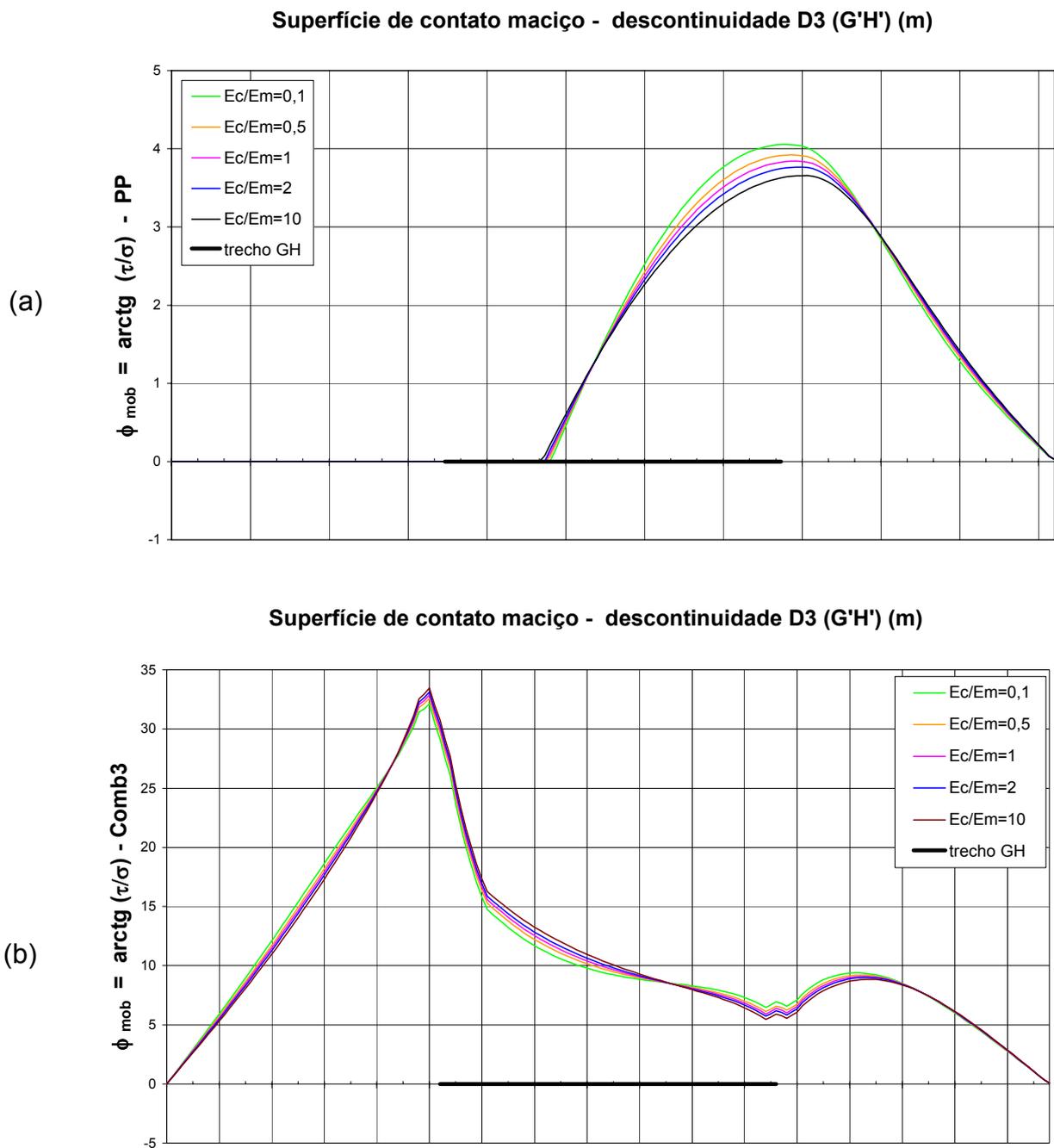
**FIGURA 77:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço do plano D1 (trecho C'D') : (a) para o caso de carregamento PP, (b) para o caso de carregamento Comb3.



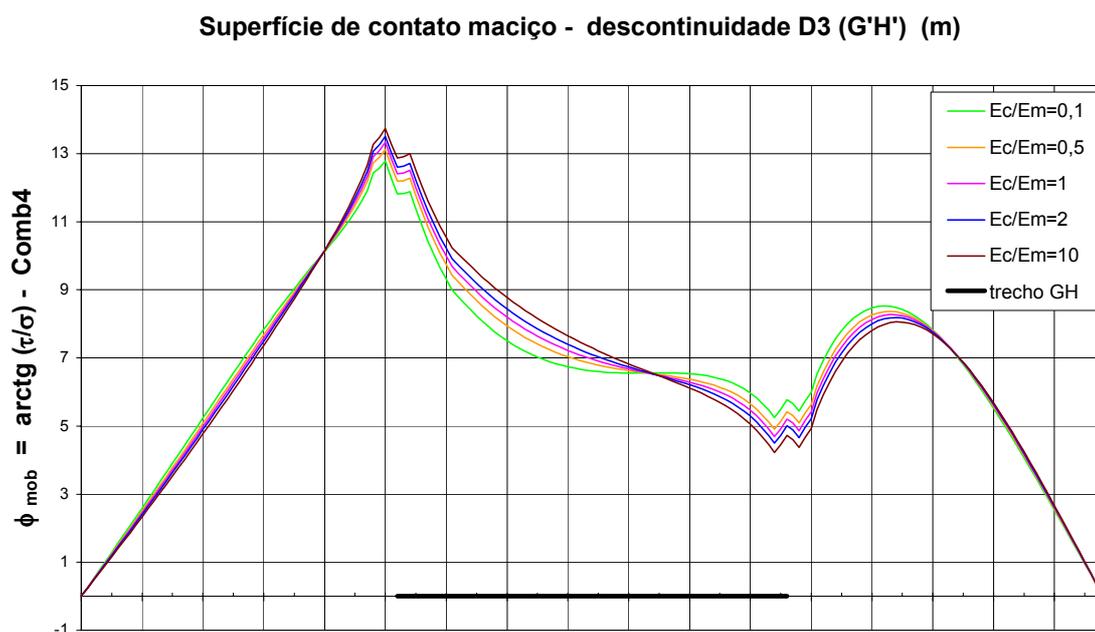
**FIGURA 78:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço: (a) ao longo do plano D1 (trecho C'D') para o caso de carregamento Comb4, (b) ao longo do plano D2 (trecho E'F') para o caso de carregamento PP.



**FIGURA 79:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D2 (trecho E'F'): (a) para o caso de carregamento Comb3, (b) para o caso de carregamento Comb4.



**FIGURA 80:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D3 (trecho G'H'): : (a) para o caso de carregamento PP, (b) para o caso de carregamento Comb3.



**FIGURA 81:** Modelo Refinado – Ângulo de Atrito Mobilizado nos elementos do maciço ao longo do plano D3 (trecho G'H'), para o caso de carregamento Comb4.

## **6 - ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS – PROPAGAÇÃO DE FRATURA**

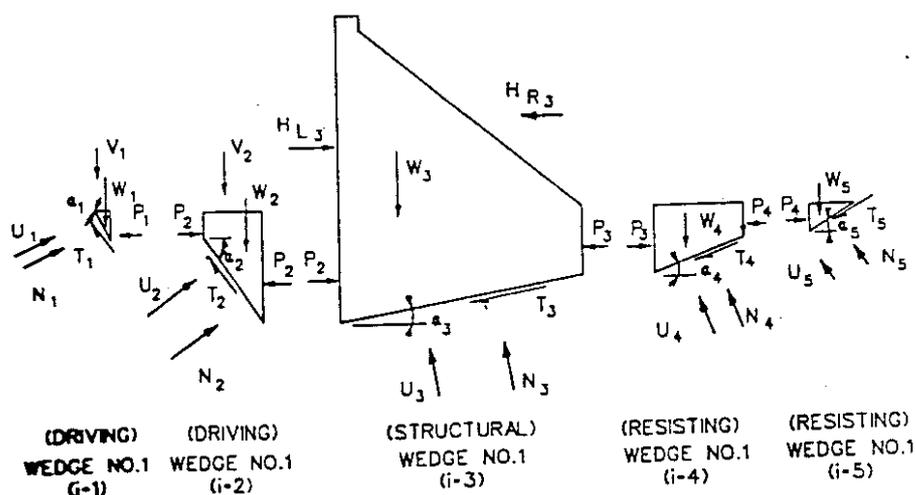
No Capítulo 5 foram estudadas as tensões na fundação através do modelo refinado. Para o plano de contato concreto-rocha, bem como para a descontinuidade D1, encontraram-se para maciços mais rígidos tensões de tração junto à face de montante da estrutura. Devido ao fato de ser uma análise elástico-linear, os estudos paramétricos do capítulo anterior ficam limitados, pois não é considerada a ruptura ou plastificação do material, ou seja, o material em alguns trechos da barragem na realidade se comportaria diferente do modelo idealizado.

Neste capítulo considera-se a fraturação do material de uma maneira aproximada, mantendo-se a consideração de material elástico-linear. De uma maneira geral, a abertura de fratura ocorre em barragens de gravidade de concreto quando a tensão vertical normal efetiva junto à face de montante da barragem atinge valores maiores do que a tensão admissível à tração do material em análise. De acordo com Jansen (1988) a análise da condição de base fraturada apresenta um problema onde a magnitude e distribuição da subpressão depende do comprimento da fratura e, por sua vez, o comprimento da fratura é função da magnitude e distribuição das subpressões. A solução pode ser obtida por um processo iterativo, no qual em cada passo o diagrama de subpressão é modificado para o comprimento da fratura obtido, até que o tamanho da fratura e da subpressão estejam concordantes. Este autor diz ainda que a subpressão em qualquer porção da barragem ou qualquer plano de fundação que não esteja em compressão é admitida geralmente em 100% da pressão hidrostática atuante na face adjacente, exceto em casos de carregamento extremo com cargas instantâneas (sismo, por exemplo).

O projeto das estruturas da Usina Hidrelétrica Cana Brava contempla análises com verificações da progressão de trincas de tração, assegurando-se pelo menos 80% da base comprimida no caso normal de carregamento (Babá et al.,2001).

De acordo com o U.S. Army Corps of Engineers (1995), em análise de estabilidade através de cunhas múltiplas os efeitos da fraturação na fundação devem ser considerados. Este tipo de análise calcula o fator de segurança ao deslizamento

através da contribuição de três cunhas: uma cunha estrutural (*structural wedge*), no caso de barragens com base inclinada, uma cunha atuante (*driving wedge*) situada a montante da barragem e uma cunha resistente (*resisting wedge*), situada a jusante da barragem (Figura 82). Sendo assim, existindo tração entre a cunha atuante e a estrutura, a existência de fenda deve ser admitida e estendida até a base da estrutura (no caso de análise de estabilidade ao longo da base). A resistência ao cisalhamento ao longo da fenda deve ser ignorada e a pressão hidrostática do reservatório deve ser admitida atuante até a sua base. Convém salientar que se utiliza a denominação de fratura para o caso de fraturação do maciço ao longo de plano horizontal e de fenda para o caso de ser ao longo de plano vertical (tal com descrito entre as cunhas).

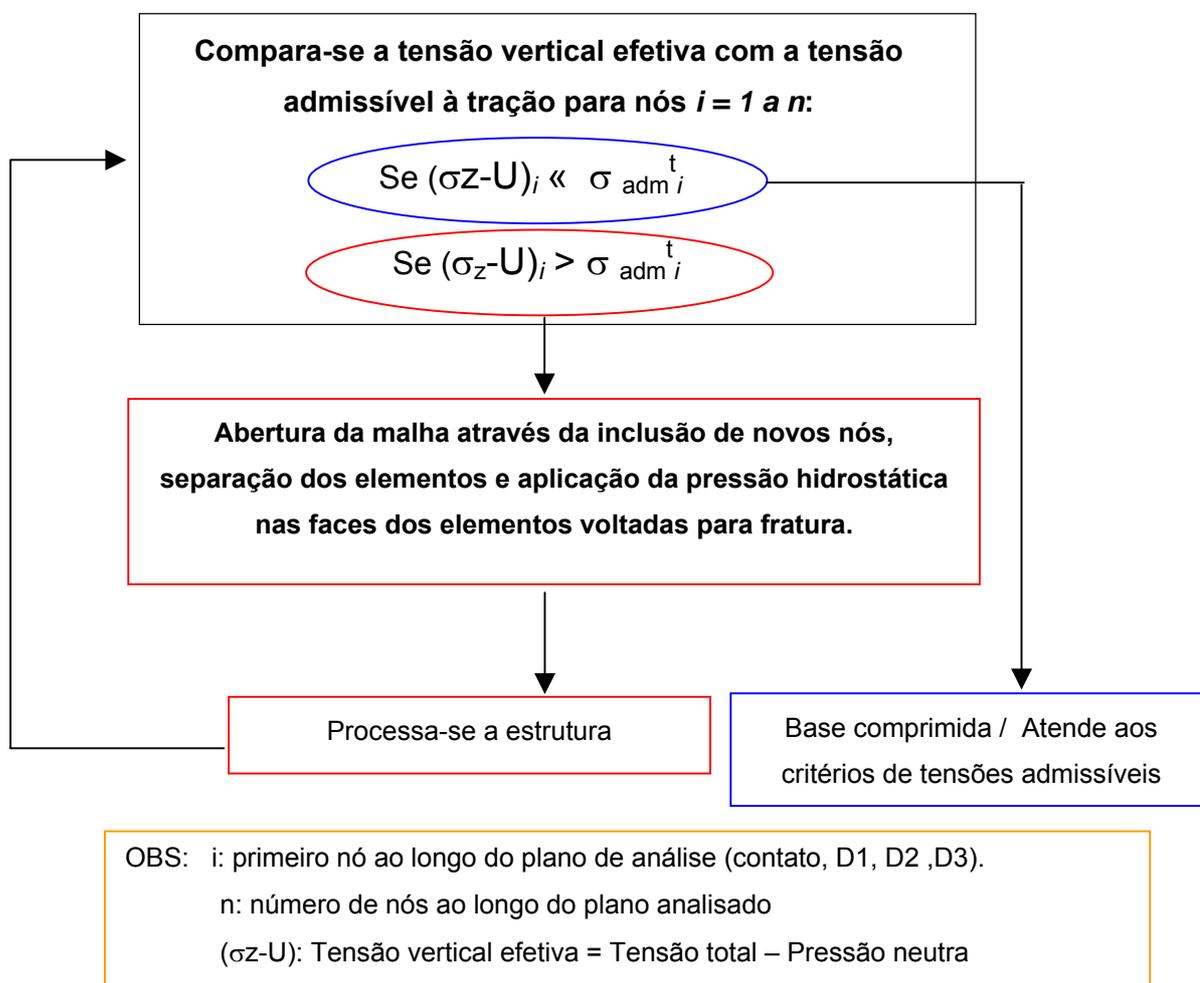


**FIGURA 82:** Sistema de fundação da barragem, mostrando cunhas resistentes, atuantes e estrutural (extraído de U.S. Army Corps of Engineers, 1995).

Dentro do exposto, neste capítulo analisa-se então a estrutura através do Método dos Elementos Finitos com a consideração da abertura de fraturas quando a tensão vertical efetiva atinge a tensão admissível de tração, para o Caso de Carregamento de Operação. Para os planos de análise inferiores ao contato (descontinuidades), admite-se a abertura de fenda a montante até o plano quando houver tensão de tração no pé de montante da barragem (contato barragem-fundação).

A Figura 83 apresenta o processo iterativo para a propagação das fraturas ao longo dos planos de análise. Conforme o fluxograma, quando se obtém a base comprimida, ou seja, com somente tensões verticais efetivas de compressão, obtém-se o diagrama de tensões verticais final. Este procedimento é análogo aos métodos conhecidos como

de fissuração discreta em estruturas de concreto, em que a malha de elementos finitos deve ser modificada de acordo com a abertura das fissuras (Scordelis, 1968).



**FIGURA 83:** Fluxograma de análise de propagação da fratura ao longo dos planos de contato concreto – rocha e de discontinuidades na fundação.

Esta análise é feita ao longo dos planos de contato e de discontinuidades (D1, D2 e D3). Como este é um processo iterativo que demanda maior tempo devido aos processamentos da estrutura até encontrar a configuração ideal, neste trabalho as análises são feitas para somente duas relações de módulo de elasticidade do concreto e da rocha:  $E_c/E_m=0,5$  e  $2,0$ . A escolha destas duas relações é feita em função de englobarem situações práticas de ocorrência em projetos, tanto devido a diferentes tipos de rochas quanto devido a possíveis incertezas dos valores de módulos de elasticidade da fundação. Além disso, pode-se avaliar em quanto modificaria a

distribuição de tensões no caso de o módulo do maciço ser o dobro ou a metade do módulo do concreto.

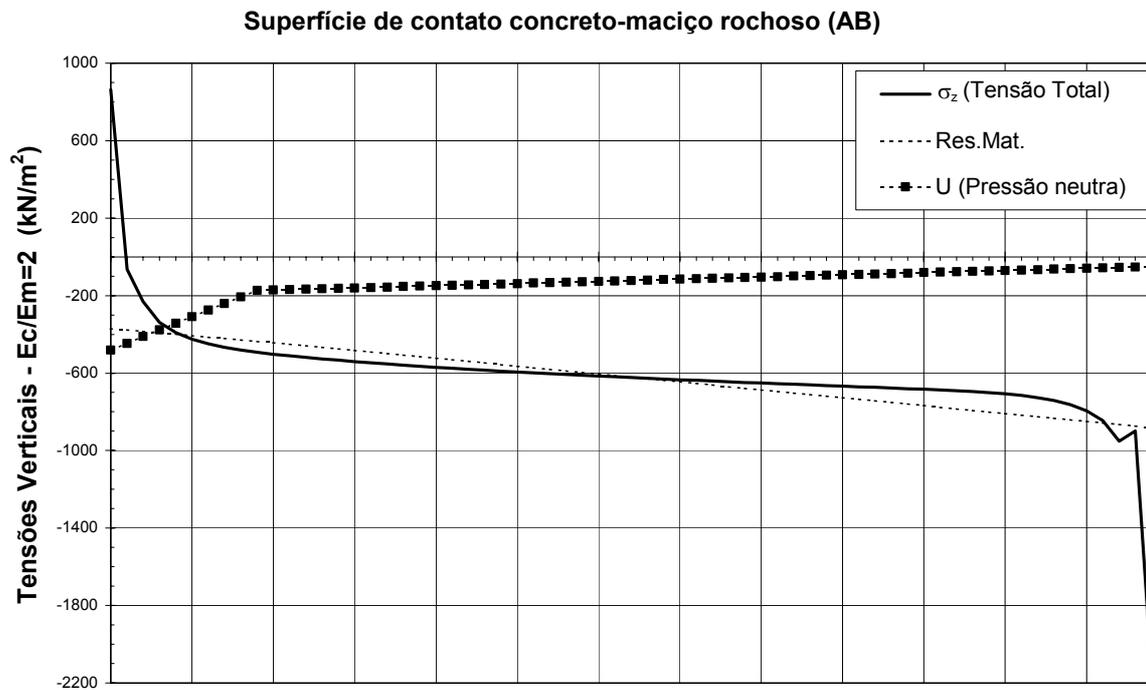
A malha adotada é a mesma do Capítulo 5, a partir da qual são feitas as modificações nas análises.

### **6.1 - Análise do Contato Concreto-Rocha com a propagação da Fratura.**

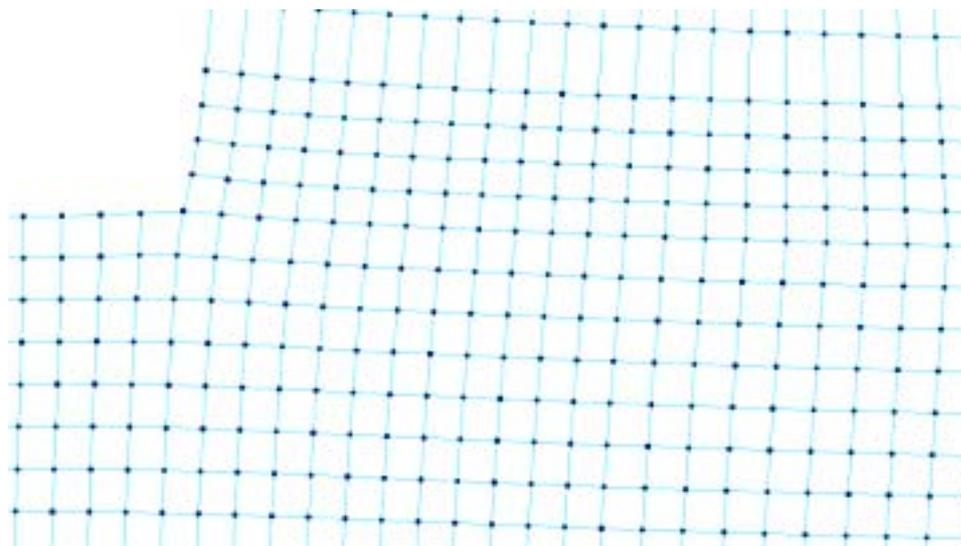
Analisando-se a Figura 45 (a) observa-se que para as relações de  $E_c/E_m=0,5$  e 2 encontram-se tensões de tração a montante da barragem. Estas tensões foram obtidas através da análise elástico-linear em que o maciço rochoso foi modelado como contínuo, sem as descontinuidades. Como foi mostrado também no Capítulo 5 que as tensões no contato concreto-rocha não sofrem influência da inserção das camadas de descontinuidades, agora se faz o estudo da fratura através do modelo com descontinuidades, a fim de utilizar a mesma malha para todos os planos estudados com propagação de fratura.

A Figura 84 apresenta o diagrama de tensões verticais totais iniciais ao longo do plano de contato concreto – rocha (trecho AB) para a relação  $E_c/E_m=2$  e elementos do concreto, plotado junto ao diagrama de subpressão neste plano. A reta da Resistência dos Materiais também está apresentada para fins de comparação e é traçada sem considerar a subpressão (=tensão total). A Figura 85 mostra a configuração deformada no trecho de contato concreto-rocha para a 1ª Análise. Para obter o diagrama de tensões efetivas verticais iniciais, assim como foi feito no Capítulo anterior, subtrai-se do diagrama de tensão vertical (total) o diagrama de subpressão (pressão neutra). O Quadro 8 mostra em ordem as tensões  $\sigma_z$  e  $\tau_{yz}$  médias nos nós dos elementos do concreto do trecho AB, em seguida os valores da subpressão U, das tensões efetivas verticais  $\sigma_z-U$  e do ângulo de atrito mobilizado ( $\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ ). As duas últimas colunas correspondem à integração ao longo do plano em análise das tensões normais efetivas e cisalhantes em ordem, sendo dados os somatórios das forças verticais e das forças cisalhantes, os quais serão utilizados para a verificação de deslizamento no Capítulo 7. Assim, observa-se na coluna  $\sigma_z-U$  que os quatro primeiros nós apresentaram-se tracionados (tensões de 1343,30 até 38,53 kN/m<sup>2</sup>). Estes valores são comparados à tensão admissível do material à tração para verificar se a fratura deverá

ser aberta ou não. Para simplificação das análises considera-se a resistência à tração do contato concreto-rocha como sendo nula, conforme usualmente admitido em projetos.



**FIGURA 84:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto-rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .

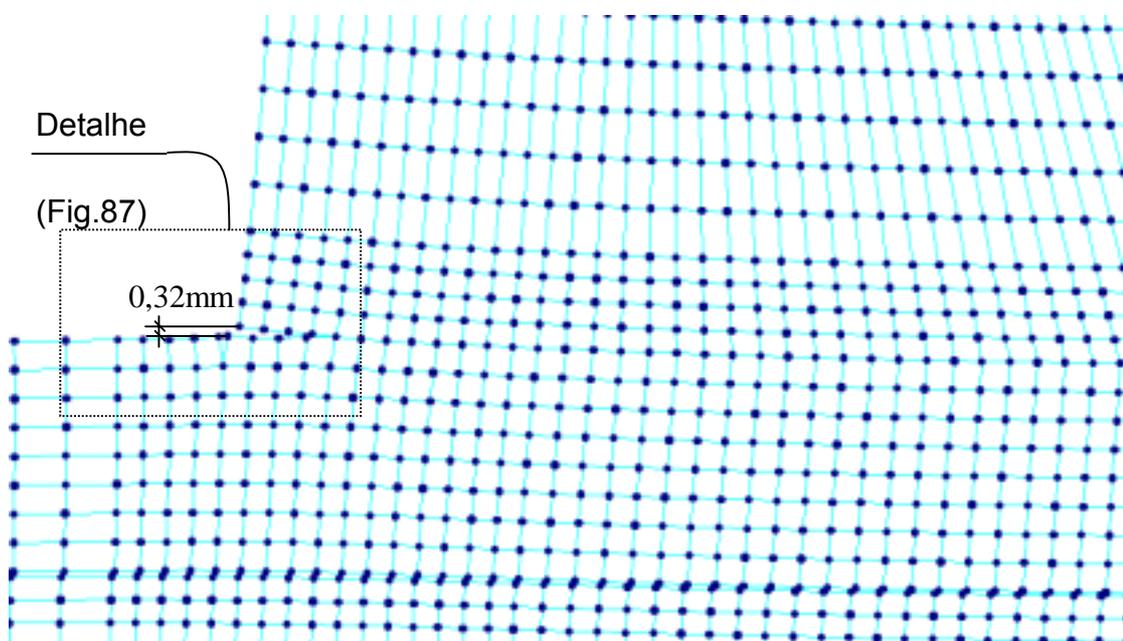


**FIGURA 85:** Análise Inicial – Configuração deformada no trecho do contato concreto-rocha próximo a face de montante da barragem para a relação  $E_c/E_m=2$ .

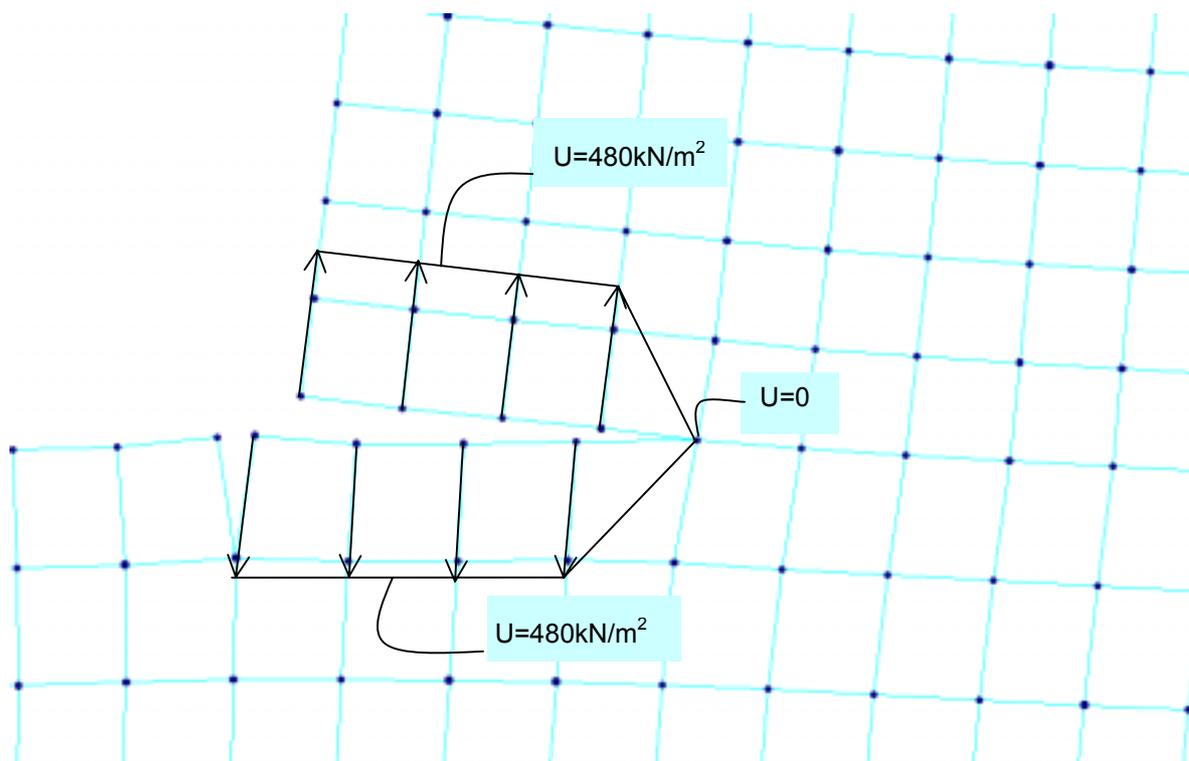
**QUADRO 8:** Análise Inicial - Plano de contato concreto-rocha –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)
50,00	863,30	1161,57	-480,00	1343,30	0,00		
50,50	-64,33	565,69	-445,93	381,60	0,00	0,00	431,82
51,00	-231,58	420,75	-411,85	180,28	0,00	0,00	246,61
51,50	-339,25	359,35	-377,78	38,53	0,00	0,00	195,02
52,00	-391,08	316,52	-343,70	-47,38	81,49	-2,21	168,97
52,50	-425,22	287,50	-309,63	-115,59	68,10	-40,74	151,00
53,00	-448,93	266,15	-275,56	-173,37	56,92	-72,24	138,41
53,50	-466,72	250,00	-241,48	-225,24	47,98	-99,65	129,04
54,00	-480,74	237,47	-207,41	-273,33	40,98	-124,64	121,87
54,50	-492,27	227,61	-173,33	-318,94	35,51	-148,07	116,27
55,00	-502,10	219,78	-171,30	-330,79	33,60	-162,43	111,85
55,50	-510,72	213,52	-169,27	-341,45	32,02	-168,06	108,32
56,00	-518,57	208,82	-167,24	-351,33	30,73	-173,19	105,58
56,56	-526,34	204,23	-164,98	-361,35	29,47	-198,73	115,18
57,12	-533,61	200,99	-162,73	-370,88	28,45	-204,18	112,99
57,67	-540,44	198,51	-160,47	-379,96	27,58	-209,37	111,40
58,23	-546,90	196,68	-158,22	-388,68	26,84	-214,33	110,19
58,79	-553,06	195,37	-155,97	-397,09	26,20	-219,11	109,32
59,35	-558,95	194,54	-153,71	-405,23	25,64	-223,72	108,72
59,90	-564,61	194,11	-151,46	-413,15	25,17	-228,20	108,37
60,46	-570,06	194,05	-149,20	-420,85	24,75	-232,56	108,24
61,02	-575,30	194,33	-146,95	-428,35	24,40	-236,80	108,30
61,58	-580,37	194,92	-144,69	-435,68	24,10	-240,93	108,54
62,13	-585,28	195,82	-142,44	-442,83	23,85	-244,97	108,95
62,69	-590,02	196,99	-140,19	-449,83	23,65	-248,92	109,53
63,25	-594,61	198,44	-137,93	-456,68	23,49	-252,78	110,26
63,81	-599,07	200,16	-135,68	-463,39	23,36	-256,56	111,15
64,37	-603,40	202,14	-133,42	-469,98	23,27	-260,27	112,18
64,92	-607,61	204,39	-131,17	-476,44	23,22	-263,90	113,36
65,48	-611,71	206,90	-128,92	-482,79	23,20	-267,48	114,69
66,04	-615,71	209,67	-126,66	-489,04	23,21	-270,99	116,16
66,60	-619,61	212,71	-124,41	-495,20	23,25	-274,45	117,78
67,15	-623,42	216,01	-122,15	-501,27	23,31	-277,86	119,55
67,71	-627,16	219,60	-119,90	-507,26	23,41	-281,22	121,47
68,27	-630,82	223,46	-117,64	-513,18	23,53	-284,54	123,54
68,83	-634,41	227,62	-115,39	-519,01	23,68	-287,82	125,78
69,38	-637,93	232,08	-113,14	-524,79	23,86	-291,06	128,19
69,94	-641,39	236,86	-110,88	-530,51	24,06	-294,27	130,76
70,50	-644,80	241,97	-108,63	-536,17	24,29	-297,44	133,52
71,06	-648,15	247,43	-106,37	-541,78	24,55	-300,58	136,47
71,62	-651,47	253,25	-104,12	-547,35	24,83	-303,70	139,61
72,17	-654,73	259,47	-101,87	-552,86	25,14	-306,79	142,97
72,73	-657,95	266,10	-99,61	-558,33	25,48	-309,85	146,55
73,29	-661,14	273,18	-97,36	-563,78	25,85	-312,90	150,37
73,85	-664,31	280,72	-95,10	-569,21	26,25	-315,93	154,45
74,40	-667,46	288,79	-92,85	-574,61	26,68	-318,95	158,81
74,96	-670,60	297,44	-90,59	-580,01	27,15	-321,96	163,47
75,52	-673,77	306,71	-88,34	-585,42	27,65	-324,98	168,46
76,08	-676,97	316,70	-86,09	-590,88	28,19	-328,01	173,83
76,63	-680,24	327,50	-83,83	-596,41	28,77	-331,07	179,63
77,19	-683,67	339,22	-81,58	-602,09	29,40	-334,20	185,91
77,75	-687,30	352,05	-79,32	-607,98	30,07	-337,42	192,76
78,31	-691,28	366,17	-77,07	-614,21	30,80	-340,80	200,27
78,87	-695,79	381,86	-74,82	-620,97	31,59	-344,42	208,58
79,42	-701,12	399,44	-72,56	-628,55	32,44	-348,42	217,86
79,98	-707,62	419,40	-70,31	-637,31	33,35	-352,98	228,33
80,54	-715,93	442,37	-68,05	-647,87	34,33	-358,37	240,30
81,10	-726,94	469,19	-65,80	-661,14	35,36	-365,01	254,18
81,65	-742,00	501,16	-63,54	-678,45	36,45	-373,54	270,58
82,21	-763,47	540,30	-61,29	-702,18	37,58	-384,98	290,41
82,77	-795,72	589,86	-59,04	-736,68	38,68	-401,22	315,14
83,33	-845,41	656,30	-56,78	-788,63	39,77	-425,33	347,48
83,88	-950,59	748,00	-54,53	-896,06	39,85	-469,77	391,58
84,44	-898,84	982,82	-52,27	-846,57	49,26	-485,92	482,63
85,00	-2154,23	1935,34	-50,00	-2104,23	42,61	-822,82	813,72
				$\emptyset$ médio =	31,13	-17173,62	11377,21 = $\Sigma$

Inicia-se então o processo iterativo. A fratura será aberta numa 2ª Análise. Os quatro primeiros nós são desconectados, aplicando-se a subpressão plena (carga hidrostática devida ao nível do reservatório a montante de  $480\text{kN/m}^2$ ). O modelo é processado novamente. A Figura 86 mostra a configuração deformada obtida no trecho de abertura da fratura e a Figura 87 mostra um detalhe esquemático da Figura 86 com a aplicação da subpressão via comando *surface pressure load* (SAP2000). Observa-se que a abertura da fratura é feita sempre que se obtém tensões efetivas de tração; a abertura de fratura da 2ª Análise é de  $0,32\text{mm}$ .



**FIGURA 86:** 2ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação  $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.

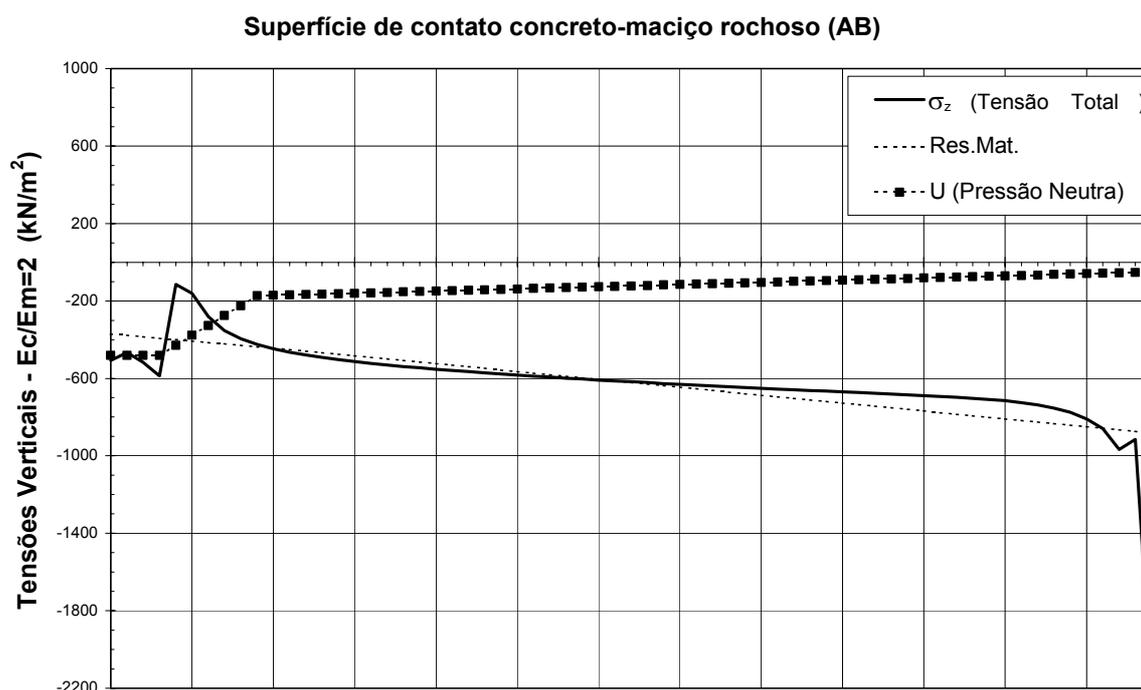


**FIGURA 87:** 2ª Análise - Detalhe da Figura 84 - Aplicação da Subpressão na malha (*surface pressure load* – SAP2000).

O Quadro 9 mostra as tensões obtidas para a 2ª Análise para os elementos do plano de contato concreto-rocha. Observa-se que os primeiros nós em que foram aplicadas a subpressão apresentam tensões verticais totais de compressão e efetivas próximas de zero. A Figura 88 a seguir mostra as tensões para a 2ª Análise. Observa-se que a reta da subpressão apresenta um trecho constante, que se refere à pressão hidrostática do reservatório aplicada no trecho fraturado da malha (Figura 87).

**QUADRO 9:** 2ª Análise - Plano de contato concreto-rocha –  $E_c/E_m=2$ .

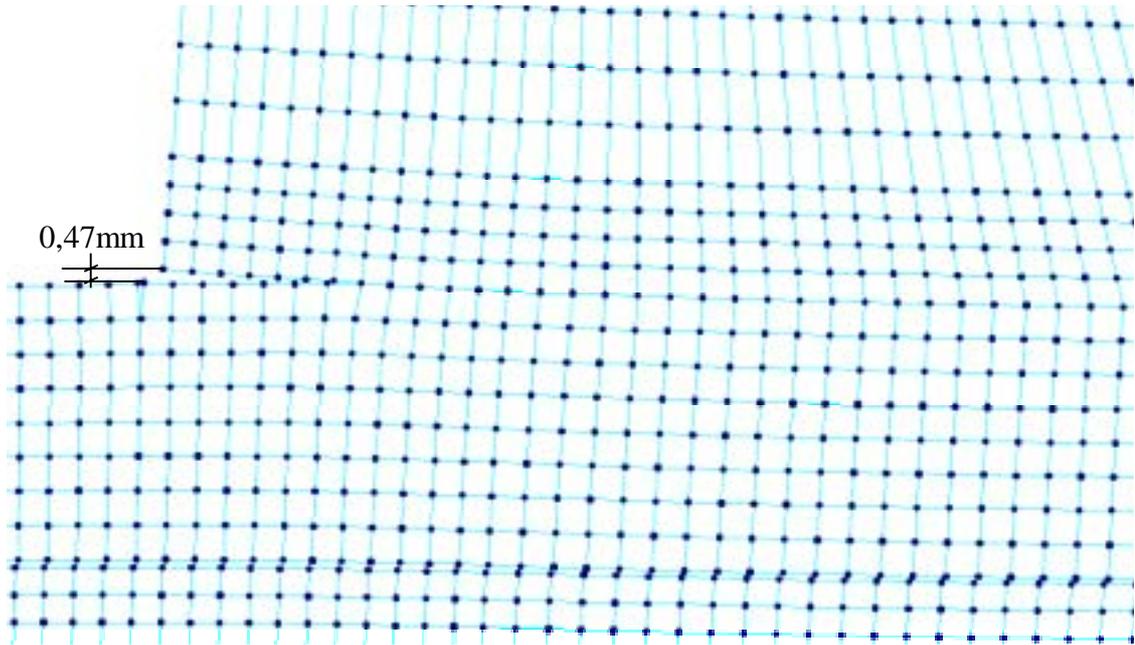
	$\sigma_z$	$\tau_{yz}$	U	$\sigma_z - U$	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$
Y(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(graus)
50,000	-507,25	95,38	-480,00	-27,25	74,06
50,500	-467,08	47,81	-480,00	12,92	0,00
51,000	-517,29	84,22	-480,00	-37,29	66,12
51,500	-587,03	103,16	-480,00	-107,03	43,95
52,000	-114,06	611,65	-428,89	314,83	0,00
52,500	-161,51	476,85	-377,78	216,27	0,00
53,000	-281,07	397,74	-326,67	45,60	0,00
53,500	-353,38	346,01	-275,56	-77,82	77,32
54,000	-395,63	310,20	-224,44	-171,19	61,11
54,500	-425,21	284,98	-173,33	-251,87	48,53
55,000	-447,14	266,26	-171,30	-275,84	43,99
55,500	-464,38	251,99	-169,27	-295,11	40,49
56,000	-478,60	241,24	-167,24	-311,36	37,77
56,558	-491,60	231,48	-164,98	-326,62	35,33
57,115	-502,90	224,31	-162,73	-340,17	33,40
57,673	-512,91	218,74	-160,47	-352,43	31,83
58,231	-521,96	214,45	-158,22	-363,74	30,52
58,788	-530,29	211,16	-155,97	-374,32	29,43
59,346	-538,06	208,69	-153,71	-384,34	28,50
59,904	-545,36	206,91	-151,46	-393,90	27,71
60,462	-552,28	205,71	-149,20	-403,08	27,04
61,019	-558,87	205,00	-146,95	-411,92	26,46
61,577	-565,17	204,74	-144,69	-420,47	25,96
62,135	-571,21	204,89	-142,44	-428,76	25,54
62,692	-577,02	205,41	-140,19	-436,83	25,18
63,250	-582,61	206,27	-137,93	-444,68	24,88
63,808	-588,01	207,47	-135,68	-452,33	24,64
64,365	-593,24	208,99	-133,42	-459,82	24,44
64,923	-598,31	210,82	-131,17	-467,14	24,29
65,481	-603,23	212,95	-128,92	-474,31	24,18
66,038	-608,02	215,38	-126,66	-481,35	24,11
66,596	-612,68	218,12	-124,41	-488,27	24,07
67,154	-617,23	221,15	-122,15	-495,07	24,07
67,712	-621,67	224,49	-119,90	-501,77	24,10
68,269	-626,02	228,15	-117,64	-508,38	24,17
68,827	-630,29	232,12	-115,39	-514,90	24,27
69,385	-634,47	236,43	-113,14	-521,33	24,39
69,942	-638,59	241,07	-110,88	-527,71	24,55
70,500	-642,64	246,08	-108,63	-534,01	24,74
71,058	-646,63	251,45	-106,37	-540,25	24,96
71,615	-650,56	257,21	-104,12	-546,44	25,21
72,173	-654,44	263,39	-101,87	-552,57	25,49
72,731	-658,28	270,02	-99,61	-558,67	25,80
73,288	-662,09	277,11	-97,36	-564,73	26,14
73,846	-665,87	284,69	-95,10	-570,77	26,51
74,404	-669,62	292,83	-92,85	-576,77	26,92
74,962	-673,38	301,57	-90,59	-582,78	27,36
75,519	-677,15	310,97	-88,34	-588,81	27,84
76,077	-680,95	321,11	-86,09	-594,86	28,36
76,635	-684,84	332,10	-83,83	-601,00	28,92
77,192	-688,88	344,05	-81,58	-607,30	29,53
77,750	-693,12	357,15	-79,32	-613,79	30,19
78,308	-697,71	371,59	-77,07	-620,64	30,91
78,865	-702,85	387,64	-74,82	-628,03	31,68
79,423	-708,83	405,66	-72,56	-636,26	32,52
79,981	-716,00	426,11	-70,31	-645,69	33,42
80,538	-725,00	449,66	-68,05	-656,95	34,39
81,096	-736,77	477,16	-65,80	-670,97	35,42
81,654	-752,67	509,96	-63,54	-689,12	36,50
82,212	-775,10	550,09	-61,29	-713,80	37,62
82,769	-808,53	600,91	-59,04	-749,49	38,72
83,327	-859,77	668,98	-56,78	-802,98	39,80
83,885	-967,64	762,90	-54,53	-913,11	39,88
84,442	-915,38	1002,92	-52,27	-863,10	49,29
85,000	-2197,85	1975,36	-50,00	-2147,85	42,60
				Ø médio =	31,60



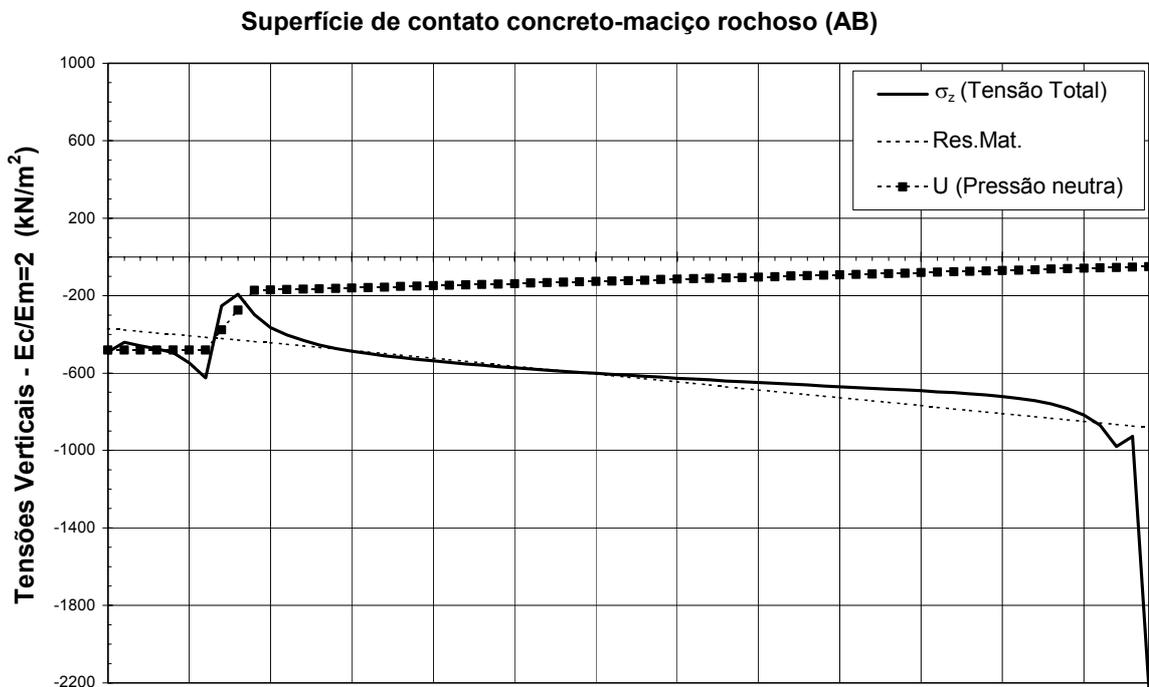
**FIGURA 88:** 2ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .

Na coluna  $\sigma_z$ -U do Quadro 9 observa-se que as tensões de tração propagam-se até o nó onde  $Y=53,00m$ . O mesmo pode ser visualizado na Figura 88, uma vez que a curva de tensões totais está acima da curva de subpressão. Sendo assim, uma 3ª Análise deverá ser feita abrindo-se a fratura até este nó e aplicando-se a subpressão.

A 3ª Análise é processada. A Figura 89 apresenta a configuração deformada (7 primeiros nós desconectados) em que a abertura da fratura aumenta de 0,32mm para 0,47mm. O Quadro 10 apresenta as novas tensões obtidas que indicam uma abertura de fratura até  $Y=54,00m$ .



**FIGURA 89:** 3ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação  $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.

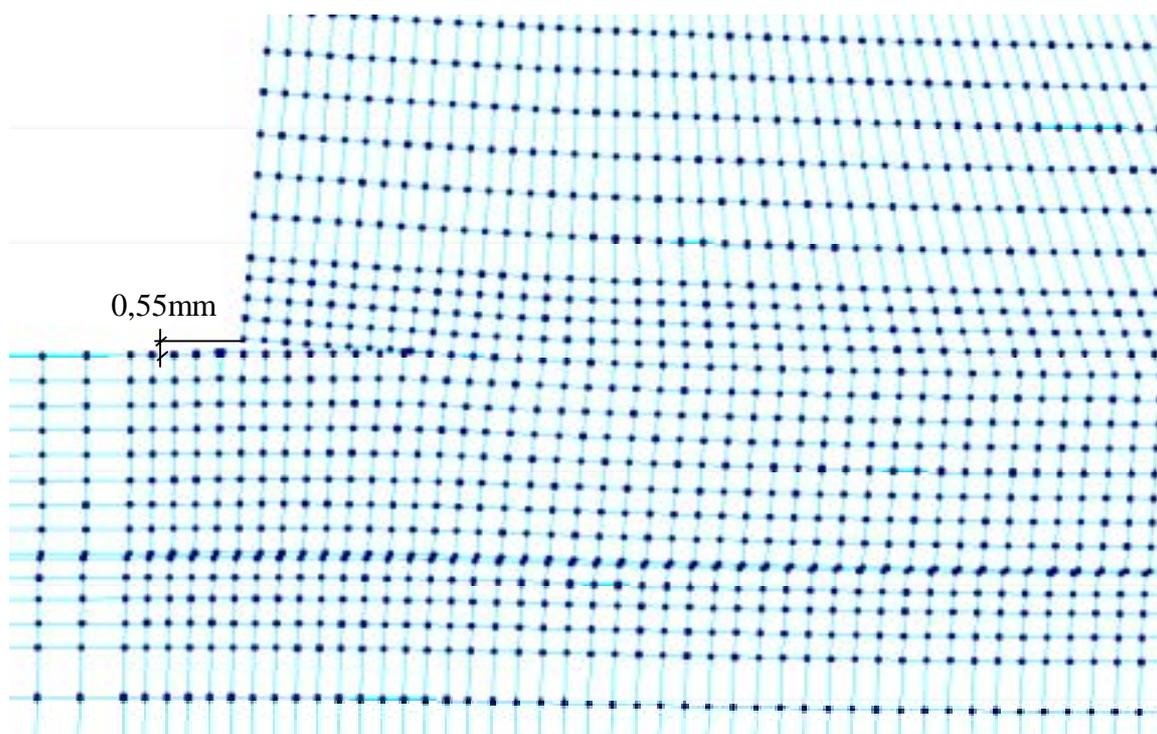


**FIGURA 90:** 3ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 10:** 3ª Análise - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=2$ .

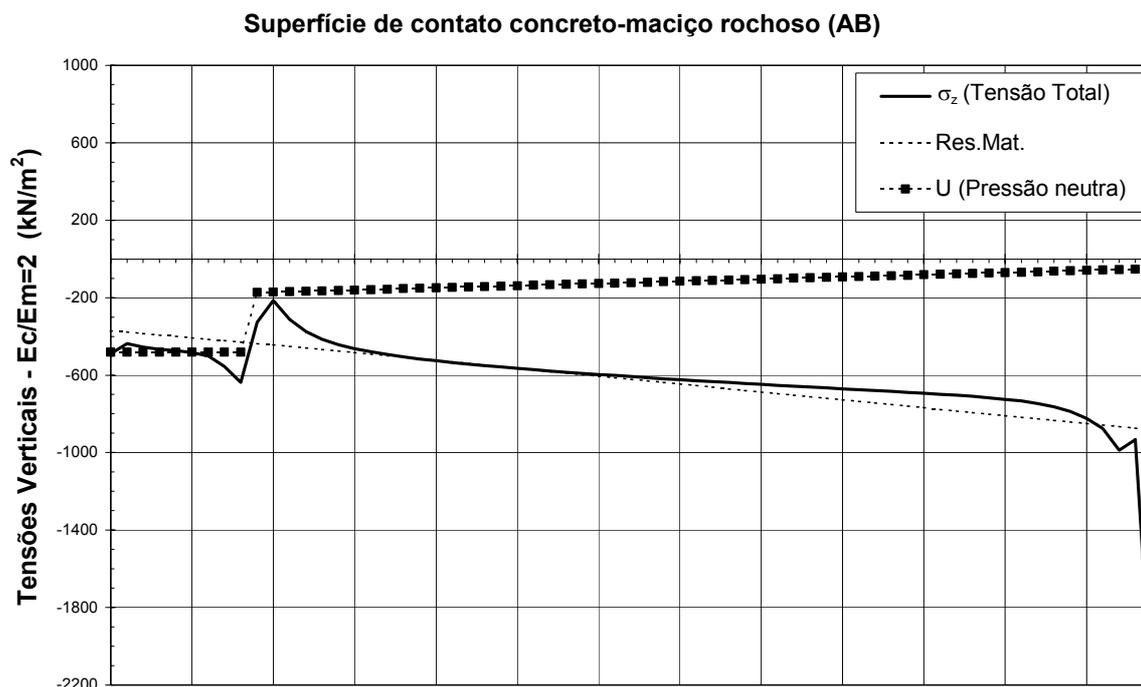
	$\sigma_z$	$\tau_{yz}$	U	$\sigma_z - U$	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$
Y(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(graus)
50,00	-490,56	83,30	-480,00	-10,56	82,78
50,50	-440,92	21,64	-480,00	39,08	0,00
51,00	-459,54	36,08	-480,00	20,46	0,00
51,50	-475,16	44,70	-480,00	4,84	0,00
52,00	-494,62	62,44	-480,00	-14,62	76,82
52,50	-547,01	88,76	-480,00	-67,01	52,95
53,00	-624,53	134,57	-480,00	-144,53	42,96
53,50	-253,36	684,38	-377,78	124,42	0,00
54,00	-193,45	489,74	-275,55	82,11	0,00
54,50	-298,53	412,85	-173,33	-125,19	73,13
55,00	-364,49	358,72	-171,30	-193,19	61,70
55,50	-403,58	320,98	-169,27	-234,31	53,87
56,00	-431,58	294,81	-167,24	-264,34	48,12
56,56	-454,19	273,18	-164,98	-289,20	43,37
57,12	-472,00	257,77	-162,73	-309,27	39,81
57,67	-486,60	246,17	-160,47	-326,13	37,05
58,23	-499,05	237,34	-158,22	-340,83	34,85
58,79	-509,96	230,58	-155,97	-353,99	33,08
59,35	-519,78	225,42	-153,71	-366,07	31,62
59,90	-528,77	221,51	-151,46	-377,31	30,42
60,46	-537,11	218,59	-149,20	-387,90	29,40
61,02	-544,93	216,50	-146,95	-397,98	28,55
61,58	-552,33	215,08	-144,69	-407,63	27,82
62,13	-559,36	214,26	-142,44	-416,92	27,20
62,69	-566,09	213,95	-140,19	-425,90	26,67
63,25	-572,52	214,10	-137,93	-434,59	26,23
63,81	-578,71	214,68	-135,68	-443,03	25,85
64,37	-584,68	215,64	-133,42	-451,26	25,54
64,92	-590,44	216,99	-131,17	-459,27	25,29
65,48	-596,01	218,69	-128,92	-467,09	25,09
66,04	-601,42	220,74	-126,66	-474,75	24,94
66,60	-606,68	223,13	-124,41	-482,27	24,83
67,15	-611,79	225,86	-122,15	-489,64	24,76
67,71	-616,78	228,93	-119,90	-496,88	24,74
68,27	-621,66	232,34	-117,64	-504,02	24,75
68,83	-626,43	236,10	-115,39	-511,04	24,80
69,38	-631,11	240,22	-113,14	-517,97	24,88
69,94	-635,71	244,69	-110,88	-524,82	25,00
70,50	-640,22	249,56	-108,63	-531,59	25,15
71,06	-644,67	254,81	-106,37	-538,30	25,33
71,62	-649,07	260,48	-104,12	-544,95	25,55
72,17	-653,39	266,58	-101,87	-551,52	25,80
72,73	-657,67	273,14	-99,61	-558,06	26,08
73,29	-661,91	280,19	-97,36	-564,55	26,40
73,85	-666,14	287,76	-95,10	-571,03	26,74
74,40	-670,32	295,90	-92,85	-577,47	27,13
74,96	-674,51	304,66	-90,59	-583,91	27,55
75,52	-678,72	314,11	-88,34	-590,37	28,01
76,08	-682,95	324,31	-86,09	-596,86	28,52
76,63	-687,28	335,40	-83,83	-603,44	29,07
77,19	-691,75	347,47	-81,58	-610,17	29,66
77,75	-696,43	360,71	-79,32	-617,11	30,31
78,31	-701,48	375,34	-77,07	-624,41	31,01
78,87	-707,07	391,61	-74,82	-632,25	31,77
79,42	-713,52	409,89	-72,56	-640,96	32,60
79,98	-721,17	430,67	-70,31	-650,86	33,49
80,54	-730,69	454,58	-68,05	-662,63	34,45
81,10	-743,00	482,55	-65,80	-677,20	35,47
81,65	-759,50	515,88	-63,54	-695,95	36,55
82,21	-782,62	556,68	-61,29	-721,32	37,66
82,77	-816,89	608,34	-59,04	-757,85	38,75
83,33	-869,22	677,52	-56,78	-812,44	39,83
83,88	-978,97	772,94	-54,53	-924,44	39,90
84,44	-926,42	1016,50	-52,27	-874,15	49,31
85,00	-2227,34	2002,48	-50,00	-2177,34	42,60
				Ø médio =	32,46

A 4ª Análise é feita abrindo-se a fratura até o nó correspondente a  $Y=54,00\text{m}$ , aplicando-se a subpressão (9 primeiros nós do contato). As Figuras 91 e 92 a seguir apresentam a evolução da fratura na estrutura deformada e as tensões obtidas. O Quadro 11 apresenta os dados das curvas de tensões.



**FIGURA 91:** 4ª Análise - Configuração da estrutura deformada para a relação  $E_c/E_m=2$ , na região de contato barragem-fundação, próximo à face de montante.

Observa-se que a fratura estabilizou uma vez que não apresentou tensões de tração adiante da última abertura, pelo contrário, os últimos nós da fratura apresentaram-se comprimidos em função da redistribuição de tensões. A extensão da fratura é de 2m e a sua maior abertura fica em 0,55mm próximo à face de montante da barragem. Na Figura 92 observa-se que o diagrama de tensões totais está abaixo do diagrama de pressão neutra e próximo ao diagrama de tensões totais obtido pela Resistência dos Materiais. O diagrama de tensão efetiva é a área situada entre os diagramas de tensões totais e de pressão neutra.

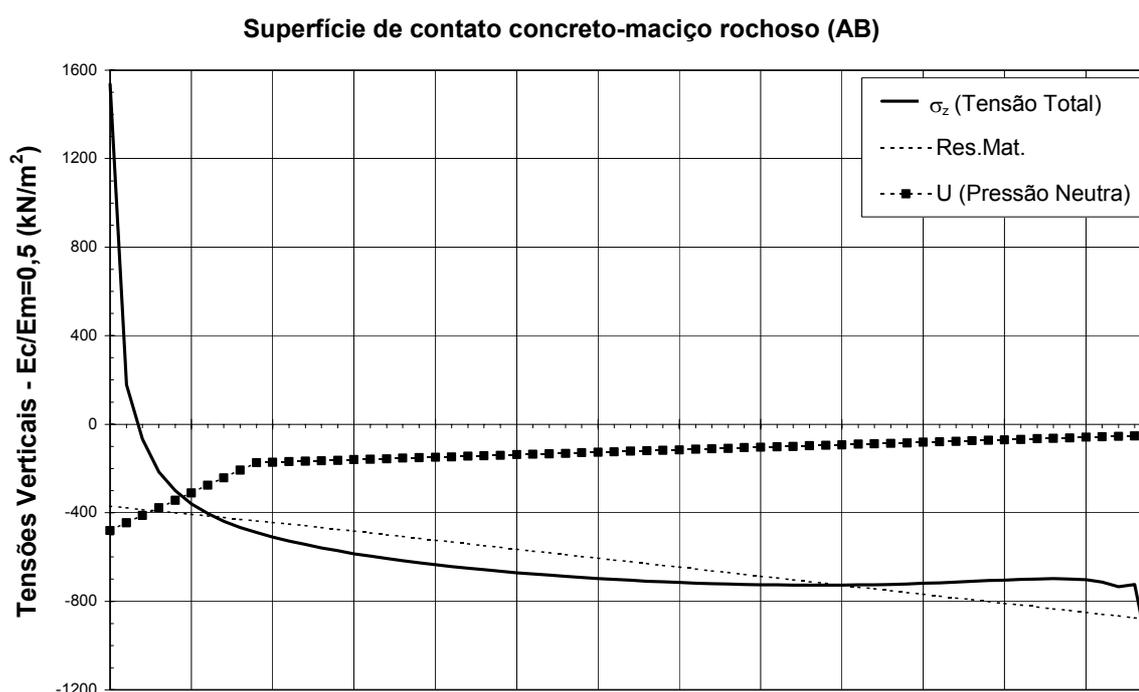


**FIGURA 92:** 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 11: 4ª Análise - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=2$ .**

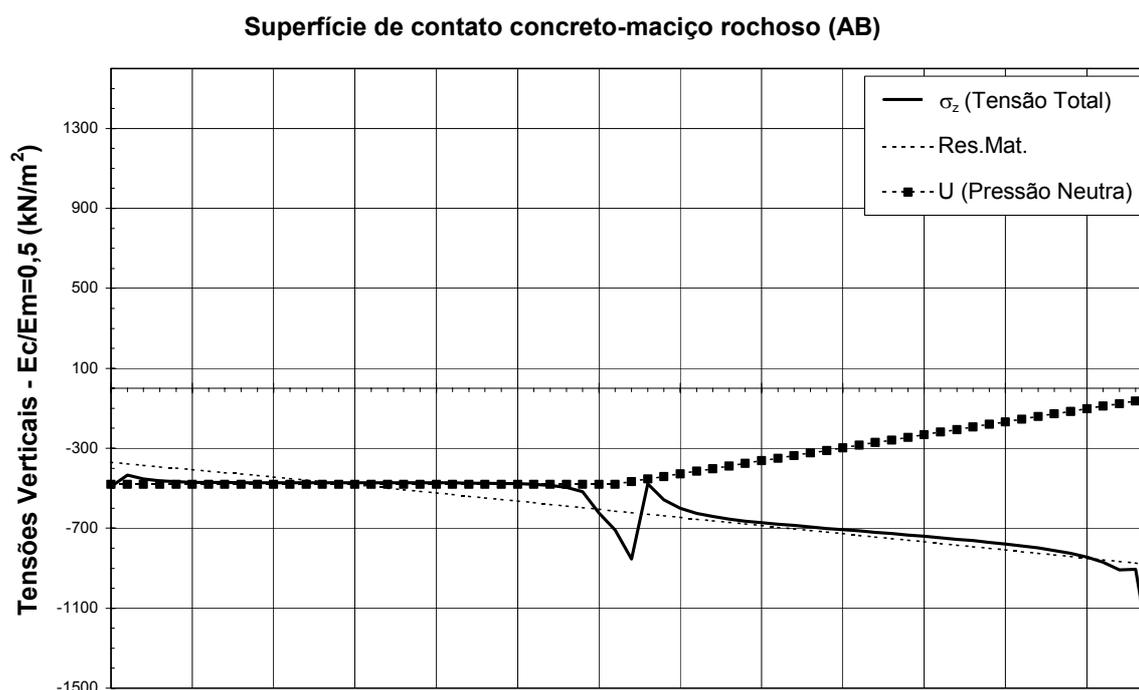
Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,00	-489,92	81,20	-480,00	-9,92	83,03			
50,50	-437,15	17,15	-480,00	42,85	0,00	0,00	24,59	
51,00	-455,06	26,33	-480,00	24,94	0,00	0,00	10,87	
51,50	-466,12	27,72	-480,00	13,89	0,00	0,00	13,51	
52,00	-473,72	32,63	-480,00	6,28	0,00	0,00	15,09	
52,50	-483,21	42,65	-480,00	-3,21	85,70	0,00	18,82	
53,00	-500,28	62,67	-480,00	-20,28	72,07	-5,87	26,33	
53,50	-554,80	92,35	-480,00	-74,80	51,00	-23,77	38,76	
54,00	-637,65	153,46	-480,00	-157,65	44,23	-58,11	61,45	
54,50	-326,21	721,11	-173,33	-152,88	78,03	-77,63	218,64	
55,00	-215,45	500,03	-171,30	-44,15	84,95	-49,26	305,28	
55,50	-312,22	424,82	-169,27	-142,95	71,40	-46,77	231,21	
56,00	-374,78	370,11	-167,24	-207,54	60,72	-87,62	198,73	
56,56	-414,46	327,42	-164,98	-249,47	52,69	-127,44	194,50	
57,12	-442,37	299,10	-162,73	-279,64	46,93	-147,54	174,70	
57,67	-463,18	278,68	-160,47	-302,71	42,63	-162,38	161,11	
58,23	-479,73	263,59	-158,22	-321,51	39,35	-174,06	151,21	
58,79	-493,51	252,24	-155,97	-337,54	36,77	-183,77	143,84	
59,35	-505,40	243,62	-153,71	-351,68	34,71	-192,19	138,27	
59,90	-515,96	237,07	-151,46	-364,50	33,04	-199,71	134,04	
60,46	-525,54	232,09	-149,20	-376,34	31,66	-206,58	130,82	
61,02	-534,39	228,34	-146,95	-387,44	30,51	-212,98	128,39	
61,58	-542,65	225,60	-144,69	-397,96	29,55	-219,00	126,58	
62,13	-550,45	223,69	-142,44	-408,00	28,73	-224,74	125,28	
62,69	-557,84	222,48	-140,19	-417,65	28,04	-230,23	124,41	
63,25	-564,90	221,86	-137,93	-426,96	27,46	-235,52	123,90	
63,81	-571,66	221,78	-135,68	-435,98	26,96	-240,63	123,70	
64,37	-578,15	222,17	-133,42	-444,73	26,55	-245,58	123,79	
64,92	-584,41	223,01	-131,17	-453,24	26,20	-250,39	124,14	
65,48	-590,45	224,28	-128,92	-461,53	25,92	-255,08	124,72	
66,04	-596,30	225,93	-126,66	-469,64	25,69	-259,65	125,54	
66,60	-601,98	227,97	-124,41	-477,57	25,52	-264,13	126,57	
67,15	-607,49	230,39	-122,15	-485,33	25,39	-268,50	127,81	
67,71	-612,85	233,17	-119,90	-492,95	25,31	-272,79	129,26	
68,27	-618,10	236,33	-117,64	-500,46	25,28	-277,01	130,92	
68,83	-623,22	239,86	-115,39	-507,82	25,28	-281,16	132,78	
69,38	-628,24	243,78	-113,14	-515,10	25,33	-285,24	134,86	
69,94	-633,16	248,07	-110,88	-522,28	25,41	-289,27	137,15	
70,50	-637,99	252,77	-108,63	-529,36	25,52	-293,25	139,66	
71,06	-642,75	257,89	-106,37	-536,38	25,68	-297,18	142,39	
71,62	-647,45	263,42	-104,12	-543,33	25,87	-301,07	145,36	
72,17	-652,09	269,42	-101,87	-550,22	26,09	-304,93	148,58	
72,73	-656,66	275,89	-99,61	-557,05	26,35	-308,76	152,05	
73,29	-661,20	282,86	-97,36	-563,84	26,64	-312,56	155,80	
73,85	-665,72	290,37	-95,10	-570,62	26,97	-316,34	159,84	
74,40	-670,20	298,47	-92,85	-577,35	27,34	-320,11	164,20	
74,96	-674,69	307,21	-90,59	-584,09	27,74	-323,86	168,89	
75,52	-679,19	316,63	-88,34	-590,85	28,19	-327,63	173,95	
76,08	-683,73	326,85	-86,09	-597,64	28,67	-331,41	179,43	
76,63	-688,35	337,96	-83,83	-604,52	29,21	-335,22	185,38	
77,19	-693,14	350,08	-81,58	-611,56	29,79	-339,10	191,86	
77,75	-698,13	363,39	-79,32	-618,80	30,42	-343,08	198,95	
78,31	-703,49	378,10	-77,07	-626,42	31,11	-347,23	206,76	
78,87	-709,41	394,50	-74,82	-634,59	31,87	-351,63	215,44	
79,42	-716,19	412,93	-72,56	-643,63	32,68	-356,43	225,15	
79,98	-724,19	433,89	-70,31	-653,88	33,57	-361,81	236,13	
80,54	-734,08	458,04	-68,05	-666,02	34,52	-368,05	248,71	
81,10	-746,79	486,28	-65,80	-680,99	35,53	-375,61	263,32	
81,65	-763,73	519,97	-63,54	-700,19	36,60	-385,14	280,59	
82,21	-787,37	561,21	-61,29	-726,07	37,70	-397,71	301,48	
82,77	-822,26	613,43	-59,04	-763,22	38,79	-415,28	327,54	
83,33	-875,40	683,36	-56,78	-818,61	39,85	-441,09	361,60	
83,88	-986,51	779,80	-54,53	-931,98	39,92	-488,15	407,99	
84,44	-933,83	1025,80	-52,27	-881,56	49,32	-505,70	503,48	
85,00	-2247,60	2021,24	-50,00	-2197,60	42,61	-858,61	849,65	
				$\bar{\sigma}$ médio =	36,46	-16161,49	11295,76	=Σ

O mesmo processo descrito acima é adotado para a relação  $E_c/E_m=0,5$ . Entretanto, neste caso foram necessárias 10 análises iterativas em vez das quatro feitas para a relação anterior. Como é um processo repetitivo, apresentam-se somente os diagramas inicial e final de tensões obtidas (Figuras 93 e 94) e as respectivas planilhas de dados (Quadros 12 e 13). A Figura 95 apresenta a estrutura deformada no trecho fraturado, na 10ª Análise.



**FIGURA 93:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

No Quadro 14 apresentam-se os valores das aberturas de fratura para cada análise, em que a segunda coluna indica a abertura máxima no primeiro nó do contato concreto-rocha e a terceira coluna a abertura mínima, no último nó da fratura aberta (o nó seguinte a este já está ligando o elemento do concreto ao elemento do maciço rochoso). Convém notar que embora a 7ª Análise tenha apresentado a maior abertura de fratura junto à face de montante da estrutura, a sua estabilização só é obtida na 10ª Análise, o que evidencia a necessidade de iterações entre o comprimento de abertura de fratura e de aplicação da subpressão. Considera-se a extensão da fratura de 13,77m referente ao trecho de tensão efetiva de tração na 10ª Análise (39,34% de base tracionada ou 60,65% de base comprimida).



**FIGURA 94:** 10ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de contato concreto - rocha para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

Outra observação importante é que as análises feitas para o maciço mais rígido (análises com relação  $E_c/E_m=0,5$ ) apresentaram maior extensão de fratura. Além disso, a drenagem foi perdida, pois a partir da 4ª Análise a extensão da fratura ultrapassa a linha de drenos, perdendo assim a redução devido à drenagem do diagrama de subpressão e obtendo-se tensões efetivas menores (menor compressão). Já nas análises com maciço mais deformável, a drenagem não é perdida, podendo se observar nas Figuras 84, 88, 90 e 92 a redução da subpressão presente (subpressão de  $173kN/m^2$  na linha de drenos). Desta forma, a propagação de fratura no maciço mais rígido é maior devido inicialmente à maior tensão de tração (pico a montante) e depois também agravada pela condição de drenagem inoperante que teve que ser adotada, uma vez que está se considerando uma posição fixa da linha de drenos a fim de comparar os resultados. Parece que o maciço mais deformável, por apresentar uma capacidade de redistribuição de tensões maior (menores concentrações de tensões) mostrou melhor comportamento no conjunto barragem-fundação.

**QUADRO 12:** Análise Inicial - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=0,5$ .

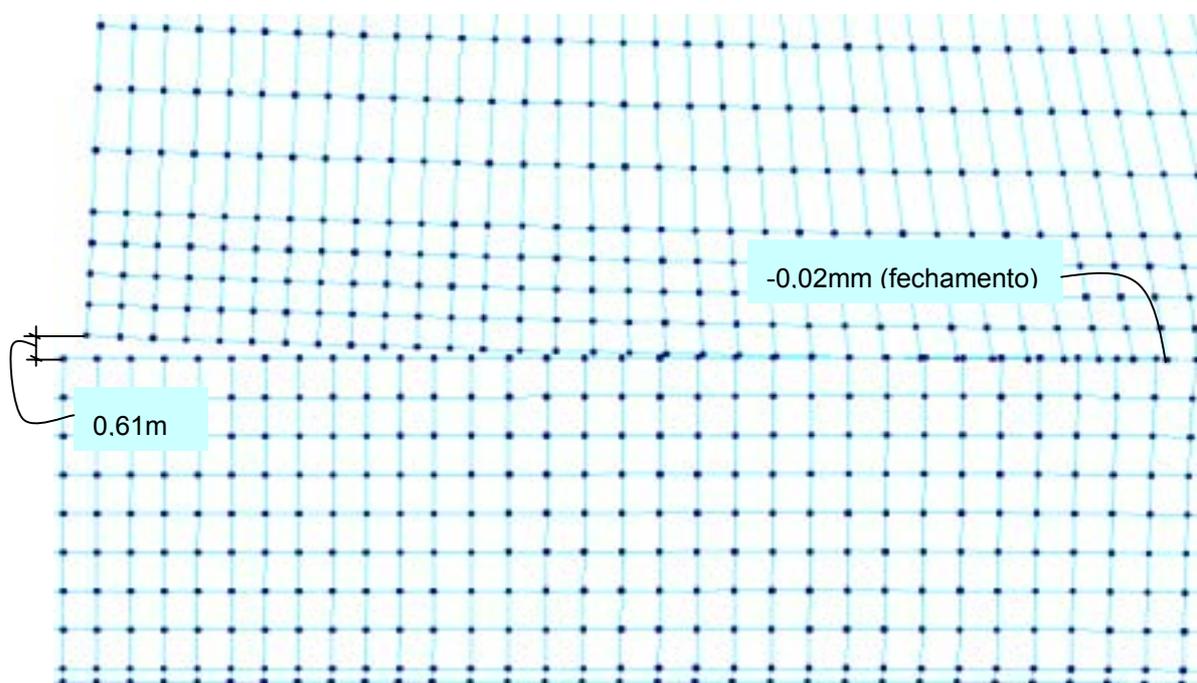
Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)
50,000	1536,63	1082,01	-480,00	2016,63	0,00		
50,500	178,17	629,86	-445,93	624,10	0,00	0,00	427,97
51,000	-66,61	448,68	-411,85	345,24	0,00	0,00	269,63
51,500	-215,39	382,92	-377,78	162,39	0,00	0,00	207,90
52,000	-300,35	341,99	-343,70	43,35	0,00	0,00	181,23
52,500	-359,79	314,70	-309,63	-50,16	80,94	-1,70	164,17
53,000	-403,88	294,87	-275,56	-128,32	66,48	-44,62	152,39
53,500	-438,40	279,96	-241,48	-196,91	54,88	-81,31	143,71
54,000	-466,44	268,49	-207,41	-259,03	46,03	-113,99	137,11
54,500	-489,89	259,58	-173,33	-316,55	39,35	-143,89	132,02
55,000	-509,96	252,64	-171,30	-338,65	36,72	-163,80	128,05
55,500	-527,47	247,24	-169,27	-358,20	34,61	-174,21	124,97
56,000	-543,07	243,22	-167,24	-375,83	32,91	-183,51	122,61
56,558	-558,35	239,64	-164,98	-393,36	31,35	-214,49	134,64
57,115	-572,18	237,22	-162,73	-409,45	30,09	-223,86	132,97
57,673	-584,78	235,58	-160,47	-424,30	29,04	-232,49	131,84
58,231	-596,34	234,58	-158,22	-438,12	28,17	-240,48	131,10
58,788	-607,04	234,10	-155,97	-451,07	27,43	-247,95	130,69
59,346	-616,98	234,06	-153,71	-463,26	26,80	-254,96	130,54
59,904	-626,25	234,41	-151,46	-474,79	26,28	-261,57	130,63
60,462	-634,93	235,08	-149,20	-485,72	25,83	-267,84	130,91
61,019	-643,06	236,04	-146,95	-496,11	25,44	-273,78	131,37
61,577	-650,69	237,27	-144,69	-506,00	25,12	-279,43	131,98
62,135	-657,86	238,74	-142,44	-515,42	24,85	-284,82	132,73
62,692	-664,60	240,43	-140,19	-524,41	24,63	-289,95	133,61
63,250	-670,93	242,34	-137,93	-533,00	24,45	-294,86	134,62
63,808	-676,88	244,46	-135,68	-541,20	24,31	-299,54	135,74
64,365	-682,45	246,77	-133,42	-549,03	24,20	-304,00	136,97
64,923	-687,67	249,27	-131,17	-556,50	24,13	-308,27	138,32
65,481	-692,56	251,96	-128,92	-563,64	24,09	-312,35	139,76
66,038	-697,11	254,85	-126,66	-570,44	24,07	-316,23	141,32
66,596	-701,34	257,91	-124,41	-576,93	24,09	-319,94	142,98
67,154	-705,25	261,16	-122,15	-583,09	24,13	-323,47	144,74
67,712	-708,84	264,59	-119,90	-588,94	24,19	-326,82	146,60
68,269	-712,14	268,21	-117,64	-594,49	24,28	-330,00	148,57
68,827	-715,12	272,02	-115,39	-599,72	24,40	-333,00	150,64
69,385	-717,78	276,01	-113,14	-604,64	24,54	-335,83	152,81
69,942	-720,13	280,20	-110,88	-609,25	24,70	-338,49	155,10
70,500	-722,17	284,58	-108,63	-613,54	24,88	-340,97	157,49
71,058	-723,87	289,16	-106,37	-617,50	25,09	-343,27	159,98
71,615	-725,25	293,93	-104,12	-621,13	25,32	-345,39	162,59
72,173	-726,28	298,91	-101,87	-624,41	25,58	-347,32	165,31
72,731	-726,96	304,10	-99,61	-627,35	25,86	-349,05	168,15
73,288	-727,29	309,50	-97,36	-629,93	26,17	-350,59	171,10
73,846	-727,24	315,13	-95,10	-632,14	26,50	-351,92	174,17
74,404	-726,82	320,97	-92,85	-633,97	26,85	-353,05	177,37
74,962	-726,00	327,06	-90,59	-635,41	27,24	-353,96	180,70
75,519	-724,81	333,41	-88,34	-636,47	27,65	-354,66	184,17
76,077	-723,22	340,03	-86,09	-637,13	28,09	-355,14	187,78
76,635	-721,24	346,95	-83,83	-637,41	28,56	-355,40	191,56
77,192	-718,91	354,20	-81,58	-637,33	29,06	-355,46	195,51
77,750	-716,23	361,83	-79,32	-636,90	29,60	-355,32	199,66
78,308	-713,26	369,91	-77,07	-636,19	30,18	-355,00	204,04
78,865	-710,10	378,49	-74,82	-635,28	30,79	-354,54	208,69
79,423	-706,85	387,69	-72,56	-634,29	31,43	-354,01	213,64
79,981	-703,68	397,65	-70,31	-633,37	32,12	-353,48	218,99
80,538	-700,84	408,57	-68,05	-632,79	32,85	-353,06	224,81
81,096	-698,71	420,75	-65,80	-632,91	33,62	-352,94	231,25
81,654	-697,77	434,65	-63,54	-634,23	34,42	-353,34	238,52
82,212	-698,84	451,02	-61,29	-637,55	35,28	-354,63	246,96
82,769	-703,25	471,22	-59,04	-644,21	36,18	-357,41	257,16
83,327	-712,90	498,05	-56,78	-656,12	37,20	-362,59	270,28
83,885	-734,66	537,58	-54,53	-680,13	38,32	-372,61	288,78
84,442	-723,65	635,11	-52,27	-671,38	43,41	-376,86	327,00
85,000	-1092,42	863,99	-50,00	-1042,42	39,65	-477,89	418,02
$\emptyset$ médio =					31,07	-17811,29	11466,63 =Σ

**QUADRO 13:** 10ª Análise - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)
50,000	-492,52	79,87	-480,00	-12,52	81,09		
50,500	-434,50	13,77	-480,00	45,50	0,00	0,00	23,41
51,000	-452,23	17,54	-480,00	27,77	0,00	0,00	7,83
51,500	-462,64	11,66	-480,00	17,37	0,00	0,00	7,30
52,000	-467,42	7,60	-480,00	12,58	0,00	0,00	4,81
52,500	-469,67	5,22	-480,00	10,33	0,00	0,00	3,20
53,000	-470,78	3,90	-480,00	9,22	0,00	0,00	2,28
53,500	-471,35	3,23	-480,00	8,65	0,00	0,00	1,78
54,000	-471,65	2,97	-480,00	8,36	0,00	0,00	1,55
54,500	-471,78	2,98	-480,00	8,22	0,00	0,00	1,49
55,000	-471,84	3,19	-480,00	8,16	0,00	0,00	1,54
55,500	-471,83	3,53	-480,00	8,18	0,00	0,00	1,68
56,000	-471,85	4,18	-480,00	8,15	0,00	0,00	1,93
56,558	-471,88	4,75	-480,00	8,13	0,00	0,00	2,49
57,115	-471,86	5,61	-480,00	8,14	0,00	0,00	2,89
57,673	-471,88	6,59	-480,00	8,12	0,00	0,00	3,40
58,231	-471,93	7,70	-480,00	8,07	0,00	0,00	3,98
58,788	-472,01	8,94	-480,00	8,00	0,00	0,00	4,64
59,346	-472,13	10,34	-480,00	7,88	0,00	0,00	5,37
59,904	-472,31	11,96	-480,00	7,69	0,00	0,00	6,22
60,462	-472,57	13,83	-480,00	7,43	0,00	0,00	7,19
61,019	-472,94	16,02	-480,00	7,06	0,00	0,00	8,32
61,577	-473,47	18,65	-480,00	6,53	0,00	0,00	9,66
62,135	-474,26	21,91	-480,00	5,75	0,00	0,00	11,31
62,692	-475,42	26,01	-480,00	4,58	0,00	0,00	13,36
63,250	-477,22	31,40	-480,00	2,78	0,00	0,00	16,01
63,808	-480,20	38,81	-480,00	-0,20	89,70	0,00	19,58
64,365	-485,25	49,59	-480,00	-5,25	83,96	-1,52	24,65
64,923	-496,52	65,90	-480,00	-16,52	75,93	-6,07	32,20
65,481	-516,52	95,51	-480,00	-36,52	69,08	-14,79	45,01
66,038	-623,30	128,64	-480,00	-143,30	41,91	-50,14	62,50
66,596	-709,21	233,16	-480,00	-229,21	45,49	-103,87	100,89
67,154	-854,43	1380,40	-466,97	-387,46	74,32	-171,95	449,93
67,712	-477,98	977,35	-453,94	-24,04	88,59	-114,74	657,45
68,269	-557,59	820,33	-440,91	-116,68	81,90	-39,24	501,27
68,827	-600,68	715,44	-427,88	-172,80	76,42	-80,72	428,24
69,385	-625,64	647,19	-414,85	-210,79	71,96	-106,96	379,96
69,942	-642,10	600,09	-401,82	-240,28	68,18	-125,78	347,80
70,500	-654,13	566,24	-388,79	-265,34	64,89	-140,99	325,23
71,058	-663,74	541,22	-375,76	-287,98	61,98	-154,29	308,81
71,615	-672,03	522,36	-362,73	-309,30	59,37	-166,55	296,58
72,173	-679,56	507,98	-349,70	-329,86	57,00	-178,23	287,31
72,731	-686,67	496,98	-336,67	-350,00	54,84	-189,58	280,23
73,288	-693,54	488,59	-323,64	-369,90	52,87	-200,74	274,82
73,846	-700,29	482,30	-310,61	-389,68	51,06	-211,81	270,73
74,404	-706,97	477,74	-297,58	-409,39	49,41	-222,82	267,70
74,962	-713,63	474,68	-284,55	-429,08	47,89	-233,81	265,58
75,519	-720,30	472,96	-271,52	-448,78	46,50	-244,79	264,24
76,077	-727,00	472,48	-258,48	-468,51	45,24	-255,78	263,63
76,635	-733,75	473,21	-245,45	-488,29	44,10	-266,80	263,70
77,192	-740,61	475,13	-232,42	-508,18	43,07	-277,86	264,44
77,750	-747,60	478,31	-219,39	-528,20	42,16	-288,99	265,86
78,308	-754,80	482,81	-206,36	-548,43	41,36	-300,21	268,00
78,865	-762,29	488,75	-193,33	-568,96	40,66	-311,58	270,91
79,423	-770,22	496,29	-180,30	-589,92	40,07	-323,15	274,67
79,981	-778,73	505,65	-167,27	-611,45	39,59	-335,00	279,38
80,538	-788,07	517,12	-154,24	-633,82	39,21	-347,24	285,19
81,096	-798,61	531,13	-141,21	-657,40	38,94	-360,05	292,30
81,654	-810,85	548,29	-128,18	-682,66	38,77	-373,67	300,99
82,212	-825,63	569,61	-115,15	-710,48	38,72	-388,47	311,72
82,769	-844,43	596,81	-102,12	-742,31	38,80	-405,10	325,25
83,327	-869,38	633,48	-89,09	-780,29	39,07	-424,57	343,06
83,885	-908,57	687,25	-76,06	-832,51	39,54	-449,72	368,28
84,442	-903,96	815,52	-63,03	-840,92	44,12	-466,63	419,04
85,000	-1385,31	1106,03	-50,00	-1335,31	39,63	-606,83	535,82
				Ø médio =	54,01	-8941,05	11376,59 =Σ

**QUADRO 14:** Evolução da fratura durante as análises - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=0,5$ .

Análise	Abertura de Fratura 1º Nó (mm)	Abertura de Fratura Último Nó (mm)
1ª	0	0
2ª	+0,46	+0,15
3ª	+0,58	+0,14
4ª	+0,68	+0,12
5ª	+0,84	+0,10
6ª	+0,91	+0,07
7ª	+0,92	+0,05
8ª	+0,86	+0,02
9ª	+0,77	-0,01
10ª	+0,61	-0,02



**FIGURA 95:** 10ª Análise – Abertura de Fratura - Plano de contato concreto-rocha -  $E_c/E_m=0,5$ .

## **6.2 - Análise das Descontinuidades com a propagação da Fratura**

Analisam-se em seguida as descontinuidades da fundação com a abertura de fratura quando necessário. Adota-se a mesma malha e parâmetros adotados anteriormente. Entretanto, para o estudo com propagação de fratura das descontinuidades, faz-se uso da abertura de fenda até o plano de contato considerado, uma vez que as descontinuidades constituem camadas situadas entre a malha do maciço rochoso, ou seja, constituem superfícies contínuas de baixas resistências inseridas no maciço rochoso.

Como mencionado no item anterior, de forma similar à sugerida por U.S. Army of Engineers (1995), a abertura da fenda vertical separa o maciço de montante do maciço situado abaixo da projeção horizontal da barragem devido às tensões de tração no contato concreto-rocha junto ao pé de montante da estrutura. As mesmas podem ser observadas analisando-se a Figura 44-a de tensões verticais totais ( $\sigma_z$ ) de tração no contato (trecho AB) para maciços mais rígidos junto à face de montante da estrutura e carregamento de operação (denominado de Comb1 neste caso). A abertura de fenda vertical é feita até o plano de fraqueza a ser analisado. Esta abertura permite que o carregamento do empuxo hidrostático seja aplicado diretamente nas faces dos elementos a jusante e a montante da fenda, abrindo-a (tal como a atuação real da pressão neutra).

A hipótese da existência da fenda de tração está baseada na teoria em que o coeficiente de perda de carga (subpressão dividida pela carga hidrostática a montante) seja próximo de 1. Esta hipótese tem sido freqüentemente adotada em critérios de projetos de barragens, conforme U.S. Bureau of Reclamation (1976) entre outros e é coerente com a hipótese de abertura de fenda vertical a montante adotada.

O nível hidrostático de jusante a 5m de altura em relação à base da barragem, adotado até o item anterior deste trabalho, terá um tratamento diferente. Considera-se agora para a propagação da fratura nas descontinuidades um critério conservador, ou seja, com a aplicação do empuxo hidrostático de jusante somente até a superfície do maciço (El. 50,00m). Isto é feito uma vez que a abertura de fenda de tração só pode ser feita obviamente onde existe tração: a montante da barragem e não faria sentido à jusante da mesma. Opta-se por esta solução porque não se pretende neste momento aplicar o

empuxo hidrostático no interior da malha do maciço (sem separá-lo), uma vez que não corresponde à atuação real da pressão neutra. Além disso, uma abertura de fenda a jusante somente para a aplicação do empuxo hidrostático reduziria a zero a contribuição do maciço a jusante. Posteriormente, para fins de análise de estabilidade (Capítulo 7), os valores das tensões cisalhantes obtidos, que são as mais influenciáveis por esta consideração, serão corrigidos considerando-se a parcela de empuxo hidrostático de jusante entre a superfície do maciço e o plano em análise. Acredita-se que para a propagação da fratura, os resultados não serão muito diferentes devido a esta consideração, uma vez que a propagação se dá fortemente em função da aplicação da carga hidrostática do reservatório na abertura da fratura a montante e da deformabilidade dos materiais.

O objetivo principal desta análise nas descontinuidades é avaliar a distribuição das tensões nas mesmas, considerando a ruptura do material quando submetido a tensões efetivas de tração, ou seja, a propagação da fratura. Além disso, pretende-se estudar a distribuição de tensões alterando-se a forma de aplicação do empuxo hidrostático, bem como avaliar a contribuição da rocha de jusante, variando-se as relações dos módulos de elasticidade da rocha e do concreto, para  $E_c/E_m=0,5$  e 2. No capítulo 7 uma comparação dos resultados será feita também através dos parâmetros de estabilidade da barragem.

#### 6.2.1 - Descontinuidade D1 – El. 45,00m

A Figura 96 apresenta o esquema de carregamento adotado para a descontinuidade D1 (entre trecho CD).

As demais propriedades dos materiais e a malha adotada correspondem às mesmas adotadas anteriormente. Como primeira análise, abre-se a fenda vertical e aplica-se o empuxo hidrostático de montante para a relação  $E_c/E_m=2$ . Observa-se na Figura 97 a configuração deformada e a indicação do carregamento de empuxo hidrostático para esta primeira análise, em que a abertura máxima da fenda fica em 3,66mm junto à superfície do maciço a montante. A Figura 98 apresenta o diagrama de tensões para a primeira análise e o Quadro 15, os dados de saída do modelo. Tal como descrito no item anterior, as colunas  $\sigma_z$  e  $\tau_{yz}$  representam as tensões verticais totais e as tensões

cisalhantes, em ordem. A coluna U representa a pressão neutra (ou subpressão), a coluna  $\sigma_z$  -U, as tensões verticais efetivas e a coluna seguinte, o ângulo de atrito mobilizado. As demais colunas de cálculo das forças serão comentadas no Capítulo 7.

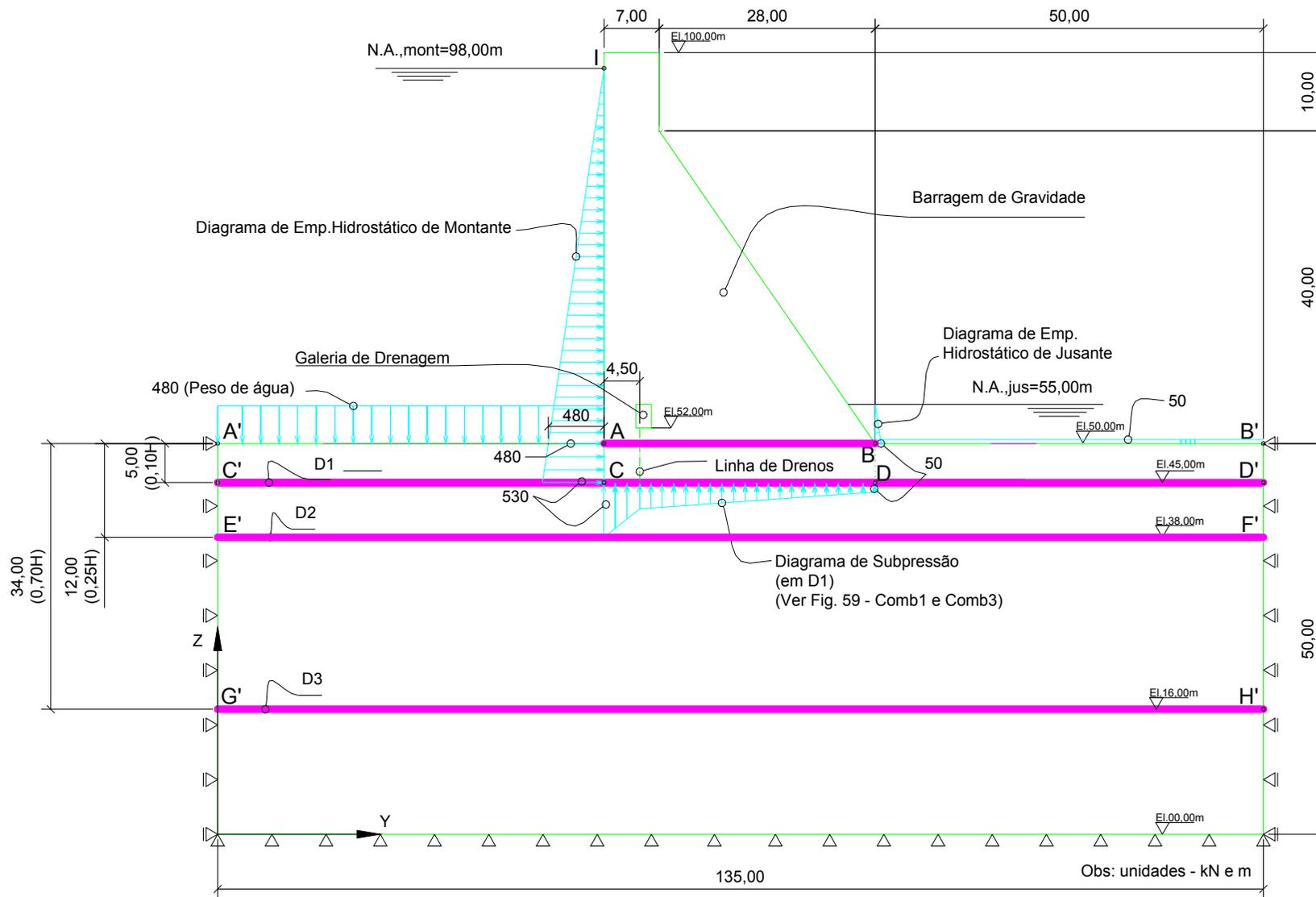
Observa-se da Figura 98 que a tensão efetiva junto à face de montante da fenda é de tração ( $\sigma_z$ -U=948,98kN/m<sup>2</sup>) . Considerando-se que a camada de descontinuidade a rigor é menos resistente que o restante do maciço e, portanto também não resiste à tração, para a próxima análise só se propaga a fenda vertical rompendo-se a camada de descontinuidade. A Figura 99 apresenta a nova configuração deformada (ver detalhe) e a Figura 100, os novos gráficos de tensões totais. Observa-se que a tensão total junto à face da fenda vertical de montante caiu de 418,98 (Figura 98) para -433,96 kN/m<sup>2</sup> (Figura 100). Entretanto a tensão efetiva ainda continua sendo de tração (96,04 kN/m<sup>2</sup>). Observando-se o Quadro 16 na coluna  $\sigma_z$  -U, as tensões de tração se propagam até a coordenada Y=52,00m. Sendo assim, a 3<sup>a</sup> Análise contempla a propagação da fratura horizontal e será feita duplicando os nós existentes entre os elementos do maciço acima da descontinuidade e da própria descontinuidade D3 nas coordenadas Y=50 a Y=52m, gerando dois elementos separados para cada material. Aplica-se a subpressão na face inferior dos elementos do maciço e na face superior dos elementos da descontinuidade no trecho com fratura (até Y=52m), sem redução devido à drenagem já que corresponde à carga do reservatório (tal como foi feito no contato, representado na Figura 87).

A Figura 101 apresenta a nova configuração deformada e a indicação das aberturas máximas da fenda vertical e da fratura horizontal. O carregamento da subpressão no trecho fraturado corresponde a 530kN/m<sup>2</sup>. A Figura 102 apresenta os gráficos de tensões totais e pressão neutra para a 3<sup>a</sup> Análise. Observa-se que a fratura horizontal continua a se propagar, tal como pode ser visto também no Quadro 17, que apresenta tensões de tração  $\sigma_z$ -U até a coordenada Y=53,50m.

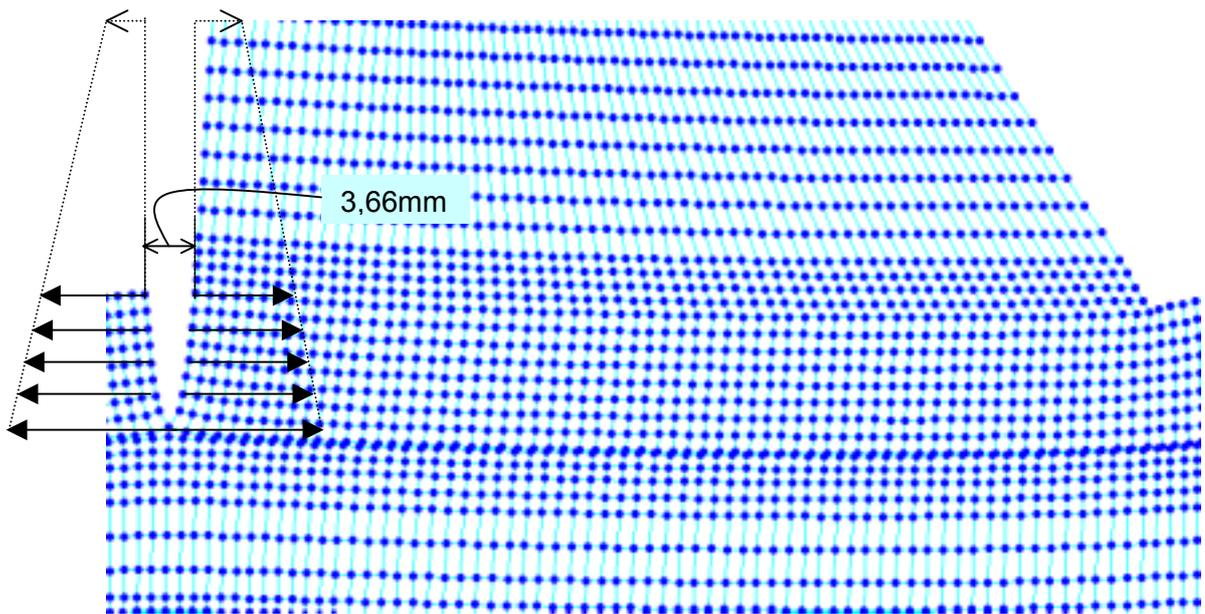
A 4<sup>a</sup> Análise é processada abrindo-se a fratura até Y=53,50m e aplicando-se a subpressão tal como anteriormente. Observa-se que a fratura estabiliza, uma vez que a partir da coordenada Y=51,50m (no Quadro 18) todas as tensões efetivas são de compressão. As Figuras 103 e 104 mostram a configuração deformada e os diagramas de tensões, em ordem. Apesar da fratura ter sido propagada até uma extensão de 2,5m

(até  $Y=53,50\text{m}$ ) ocorre uma redistribuição de tensões na 4ª Análise originando tensões efetivas de compressão a partir de  $Y=51,00\text{m}$ . Assim, é coerente dizer que a extensão da fratura final obtida é de  $1,0\text{m}$ , o que corresponde a  $2,86\%$  de base tracionada e  $97,14\%$  de base comprimida.

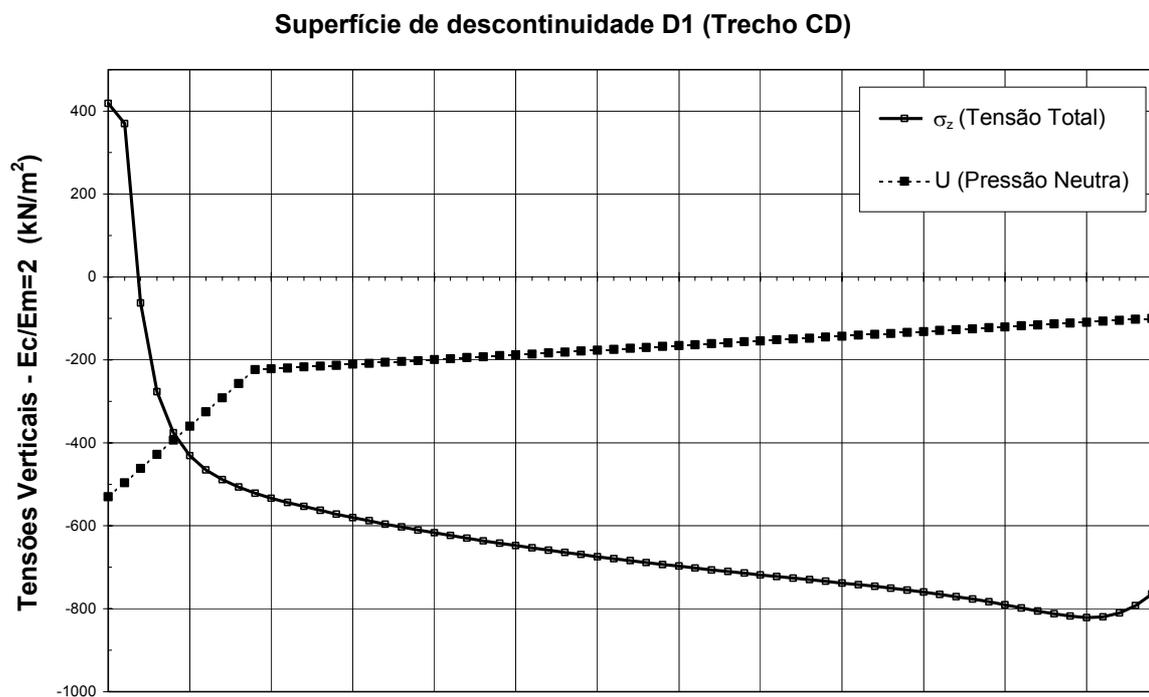
Neste caso, a drenagem não é perdida e o diagrama final de tensões efetivas pode ser obtido através da diferença entre os dois diagramas da Figura 104. Observa-se que no trecho fraturado as tensões efetivas são próximas de zero e no restante são todas de compressão, como era de se esperar. A abertura máxima da fenda vertical ficou em  $4,18\text{mm}$  e da fratura horizontal em  $0,79\text{mm}$ .



**FIGURA 96:** Esquema de carregamento para a análise de propagação de fratura da Descontinuidade D1.



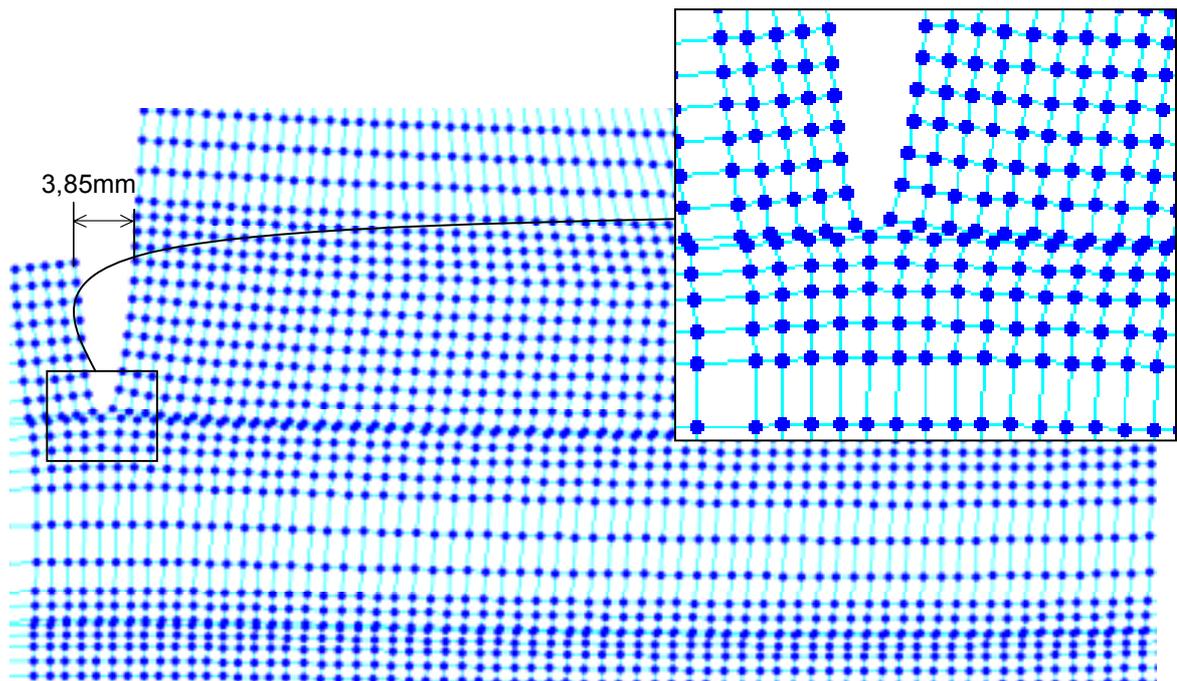
**FIGURA 97:** Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD) e esquema de carregamento do empuxo hidrostático de montante.



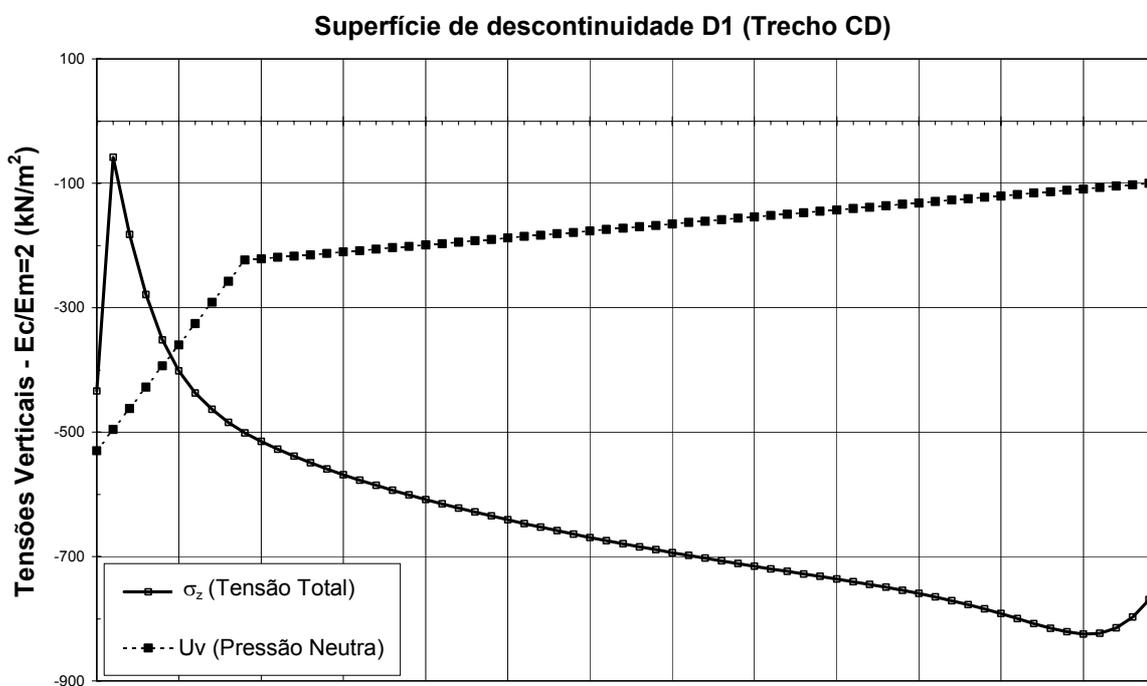
**FIGURA 98:** Análise Inicial – Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 15:** Análise Inicial – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	418,98	1329,70	-530,00	948,98	0,00			
50,500	370,27	523,73	-495,92	866,19	0,00	0,00	463,36	
51,000	-62,72	514,18	-461,84	399,12	0,00	0,00	259,48	
51,500	-276,23	429,41	-427,76	151,53	0,00	0,00	235,90	
52,000	-376,10	375,69	-393,68	17,59	0,00	0,00	201,27	
52,500	-430,78	341,95	-359,60	-71,18	78,24	-13,40	179,41	
53,000	-464,99	318,17	-325,52	-139,47	66,33	-52,66	165,03	
53,500	-488,83	299,89	-291,44	-197,39	56,65	-84,22	154,51	
54,000	-506,80	285,03	-257,36	-249,44	48,81	-111,71	146,23	
54,500	-521,19	272,56	-223,28	-297,91	42,46	-136,84	139,40	
55,000	-533,27	261,94	-221,26	-312,01	40,01	-152,48	133,63	
55,500	-543,80	252,80	-219,24	-324,56	37,91	-159,14	128,69	
56,000	-553,32	245,05	-217,22	-336,10	36,09	-165,17	124,46	
56,558	-562,90	237,35	-214,96	-347,94	34,30	-190,74	134,51	
57,115	-571,82	230,98	-212,71	-359,11	32,75	-197,16	130,59	
57,673	-580,22	225,58	-210,46	-369,76	31,39	-203,24	127,31	
58,231	-588,19	221,03	-208,20	-379,99	30,18	-209,06	124,53	
58,788	-595,80	217,22	-205,95	-389,85	29,13	-214,67	122,20	
59,346	-603,11	214,04	-203,69	-399,41	28,19	-220,08	120,25	
59,904	-610,15	211,41	-201,44	-408,70	27,35	-225,34	118,63	
60,462	-616,95	209,27	-199,19	-417,76	26,61	-230,46	117,30	
61,019	-623,51	207,56	-196,93	-426,57	25,95	-235,44	116,23	
61,577	-629,87	206,21	-194,68	-435,19	25,35	-240,30	115,38	
62,135	-636,04	205,19	-192,43	-443,61	24,82	-245,05	114,71	
62,692	-642,01	204,47	-190,17	-451,83	24,35	-249,69	114,23	
63,250	-647,81	204,00	-187,92	-459,89	23,92	-254,23	113,90	
63,808	-653,44	203,77	-185,66	-467,78	23,54	-258,68	113,71	
64,365	-658,91	203,77	-183,41	-475,49	23,20	-263,03	113,64	
64,923	-664,23	203,95	-181,16	-483,07	22,89	-267,29	113,69	
65,481	-669,39	204,32	-178,90	-490,49	22,61	-271,47	113,84	
66,038	-674,42	204,86	-176,65	-497,77	22,37	-275,57	114,10	
66,596	-679,31	205,55	-174,39	-504,91	22,15	-279,59	114,44	
67,154	-684,07	206,39	-172,14	-511,93	21,96	-283,54	114,87	
67,712	-688,71	207,37	-169,89	-518,82	21,79	-287,42	115,37	
68,269	-693,23	208,48	-167,63	-525,59	21,64	-291,23	115,96	
68,827	-697,65	209,71	-165,38	-532,27	21,50	-294,98	116,61	
69,385	-701,95	211,06	-163,13	-538,82	21,39	-298,67	117,33	
69,942	-706,17	212,52	-160,87	-545,29	21,29	-302,30	118,11	
70,500	-710,30	214,09	-158,62	-551,68	21,21	-305,89	118,96	
71,058	-714,36	215,75	-156,36	-557,99	21,14	-309,43	119,86	
71,615	-718,35	217,50	-154,11	-564,23	21,08	-312,93	120,81	
72,173	-722,29	219,34	-151,86	-570,43	21,03	-316,40	121,81	
72,731	-726,21	221,24	-149,60	-576,60	20,99	-319,85	122,85	
73,288	-730,11	223,22	-147,35	-582,76	20,96	-323,28	123,93	
73,846	-734,02	225,26	-145,10	-588,92	20,93	-326,72	125,06	
74,404	-737,99	227,35	-142,84	-595,14	20,91	-330,17	126,21	
74,962	-742,03	229,48	-140,59	-601,44	20,88	-333,66	127,38	
75,519	-746,19	231,66	-138,33	-607,85	20,86	-337,21	128,59	
76,077	-750,52	233,85	-136,08	-614,44	20,84	-340,83	129,80	
76,635	-755,08	236,08	-133,83	-621,25	20,81	-344,57	131,04	
77,192	-759,92	238,34	-131,57	-628,35	20,77	-348,45	132,29	
77,750	-765,11	240,63	-129,32	-635,79	20,73	-352,50	133,56	
78,308	-770,74	242,99	-127,07	-643,67	20,68	-356,77	134,86	
78,865	-776,83	245,49	-124,81	-652,01	20,63	-361,30	136,21	
79,423	-783,41	248,22	-122,56	-660,85	20,59	-366,09	137,67	
79,981	-790,48	251,35	-120,30	-670,18	20,56	-371,15	139,30	
80,538	-797,90	255,13	-118,05	-679,85	20,57	-376,45	141,23	
81,096	-805,39	259,95	-115,80	-689,59	20,65	-381,86	143,63	
81,654	-812,45	266,29	-113,54	-698,90	20,86	-387,18	146,74	
82,212	-818,14	274,77	-111,29	-706,85	21,24	-391,99	150,87	
82,769	-821,08	285,92	-109,03	-712,05	21,88	-395,65	156,34	
83,327	-819,36	299,87	-106,78	-712,58	22,82	-397,25	163,35	
83,885	-810,66	316,30	-104,53	-706,13	24,13	-395,60	171,82	
84,442	-792,96	334,04	-102,27	-690,68	25,81	-389,50	181,34	
85,000	-764,58	349,94	-100,00	-664,58	27,77	-377,91	190,72	
$\emptyset$ médio =					24,44	-16715,41	9039,01	= $\Sigma$



**FIGURA 99:** 2ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD).  
Detalhe da abertura da fenda até o material da descontinuidade.



**FIGURA 100:** 2ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 16:** 2ª Análise – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)
50,000	-433,96	207,02	-530,00	96,04	0,00
50,500	-58,34	349,31	-495,92	437,59	0,00
51,000	-182,18	470,43	-461,84	279,66	0,00
51,500	-279,01	442,82	-427,76	148,75	0,00
52,000	-351,77	410,85	-393,68	41,91	0,00
52,500	-401,39	381,27	-359,60	-41,79	83,74
53,000	-436,92	356,13	-325,52	-111,40	72,63
53,500	-463,49	334,81	-291,44	-172,05	62,80
54,000	-484,22	316,64	-257,36	-226,86	54,38
54,500	-501,06	301,06	-223,28	-277,78	47,30
55,000	-515,20	287,65	-221,26	-293,94	44,38
55,500	-527,43	276,07	-219,24	-308,19	41,85
56,000	-538,35	266,20	-217,22	-321,13	39,66
56,558	-549,24	256,42	-214,96	-334,28	37,49
57,115	-559,21	248,30	-212,71	-346,50	35,63
57,673	-568,50	241,38	-210,46	-358,04	33,99
58,231	-577,22	235,50	-208,20	-369,02	32,55
58,788	-585,48	230,55	-205,95	-379,53	31,28
59,346	-593,37	226,35	-203,69	-389,68	30,15
59,904	-600,94	222,84	-201,44	-399,49	29,15
60,462	-608,21	219,92	-199,19	-409,02	28,27
61,019	-615,22	217,51	-196,93	-418,28	27,47
61,577	-622,00	215,54	-194,68	-427,32	26,77
62,135	-628,55	213,97	-192,43	-436,12	26,13
62,692	-634,89	212,75	-190,17	-444,71	25,57
63,250	-641,04	211,84	-187,92	-453,12	25,06
63,808	-647,01	211,21	-185,66	-461,34	24,60
64,365	-652,79	210,84	-183,41	-469,37	24,19
64,923	-658,41	210,69	-181,16	-477,25	23,82
65,481	-663,87	210,75	-178,90	-484,97	23,49
66,038	-669,18	211,00	-176,65	-492,53	23,19
66,596	-674,33	211,44	-174,39	-499,94	22,92
67,154	-679,35	212,04	-172,14	-507,21	22,69
67,712	-684,24	212,80	-169,89	-514,35	22,48
68,269	-689,00	213,70	-167,63	-521,37	22,29
68,827	-693,66	214,74	-165,38	-528,28	22,12
69,385	-698,19	215,91	-163,13	-535,06	21,97
69,942	-702,63	217,20	-160,87	-541,76	21,85
70,500	-706,99	218,60	-158,62	-548,37	21,73
71,058	-711,27	220,11	-156,36	-554,90	21,64
71,615	-715,48	221,72	-154,11	-561,36	21,55
72,173	-719,64	223,42	-151,86	-567,78	21,48
72,731	-723,78	225,19	-149,60	-574,17	21,41
73,288	-727,91	227,04	-147,35	-580,56	21,36
73,846	-732,05	228,95	-145,10	-586,95	21,31
74,404	-736,25	230,92	-142,84	-593,40	21,26
74,962	-740,52	232,94	-140,59	-599,93	21,22
75,519	-744,92	234,99	-138,33	-606,59	21,18
76,077	-749,52	237,08	-136,08	-613,43	21,13
76,635	-754,34	239,19	-133,83	-620,51	21,08
77,192	-759,47	241,34	-131,57	-627,89	21,03
77,750	-764,96	243,53	-129,32	-635,64	20,96
78,308	-770,89	245,79	-127,07	-643,82	20,89
78,865	-777,33	248,18	-124,81	-652,51	20,82
79,423	-784,27	250,82	-122,56	-661,71	20,76
79,981	-791,73	253,85	-120,30	-671,42	20,71
80,538	-799,56	257,56	-118,05	-681,51	20,70
81,096	-807,49	262,32	-115,80	-691,69	20,77
81,654	-815,00	268,63	-113,54	-701,46	20,95
82,212	-821,17	277,12	-111,29	-709,88	21,32
82,769	-824,57	288,33	-109,03	-715,54	21,95
83,327	-823,28	302,39	-106,78	-716,49	22,88
83,885	-814,92	319,00	-104,53	-710,39	24,18
84,442	-797,47	336,96	-102,27	-695,19	25,86
85,000	-769,20	353,08	-100,00	-669,20	27,82
				Ø médio =	28,33

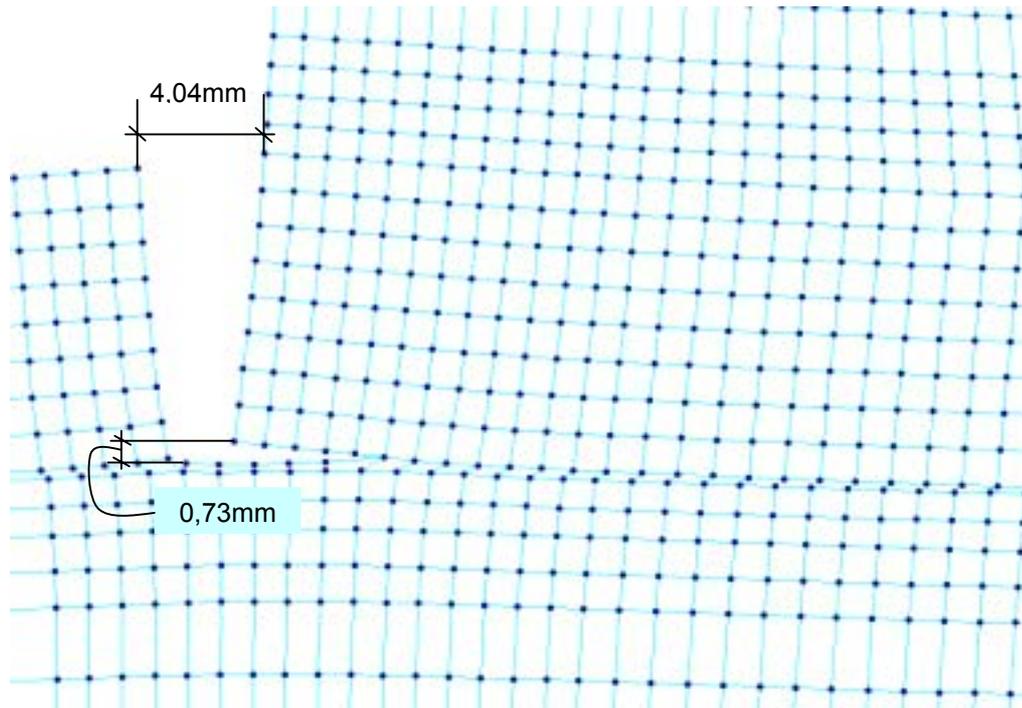


FIGURA 101: 3ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD) para a relação  $E_c/E_m=2$ .

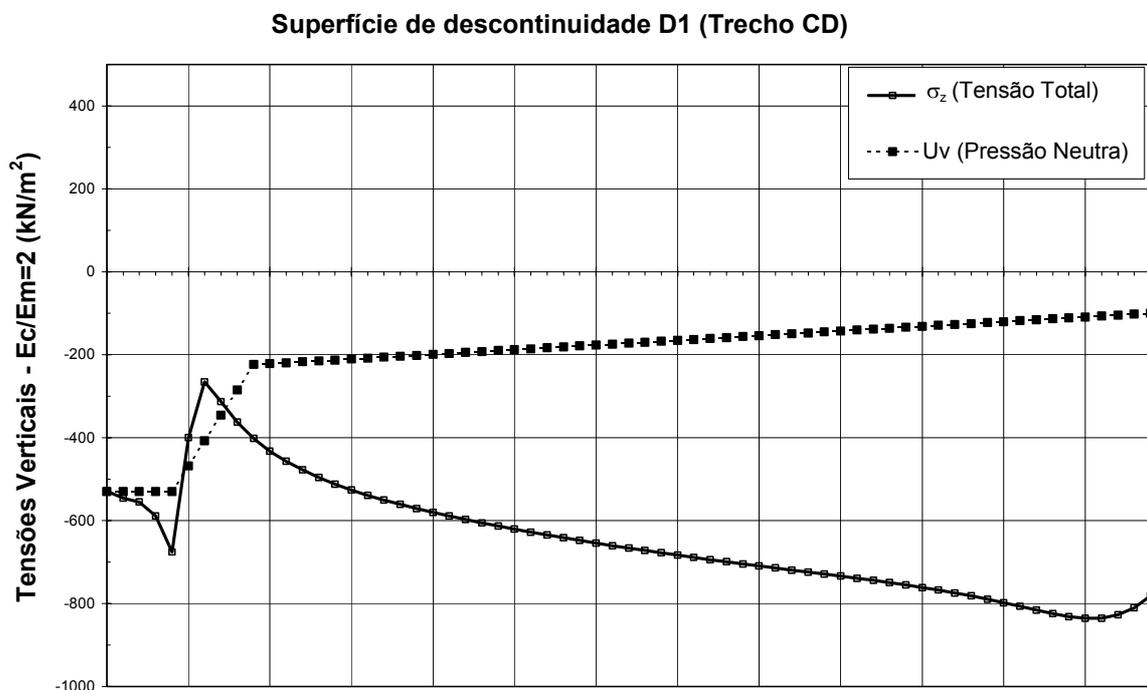


FIGURA 102: 3ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 17: 3ª Análise – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=2$ .**

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)
50,000	-529,42	10,13	-530,00	0,58	0,00
50,500	-545,68	22,90	-530,00	-15,68	55,60
51,000	-555,29	50,32	-530,00	-25,29	63,31
51,500	-588,33	89,46	-530,00	-58,33	56,89
52,000	-676,01	111,27	-530,00	-146,01	37,31
52,500	-400,44	367,97	-468,66	68,22	0,00
53,000	-265,31	440,57	-407,31	142,01	0,00
53,500	-313,49	445,13	-345,97	32,48	0,00
54,000	-362,34	416,64	-284,62	-77,71	79,43
54,500	-401,85	388,33	-223,28	-178,57	65,31
55,000	-432,61	363,32	-221,26	-211,35	59,81
55,500	-457,16	341,94	-219,24	-237,92	55,17
56,000	-477,40	323,90	-217,22	-260,18	51,23
56,558	-496,22	306,39	-214,96	-281,25	47,45
57,115	-512,24	292,01	-212,71	-299,53	44,27
57,673	-526,31	279,84	-210,46	-315,85	41,54
58,231	-538,90	269,54	-208,20	-330,70	39,18
58,788	-550,34	260,84	-205,95	-344,39	37,14
59,346	-560,93	253,45	-203,69	-357,23	35,35
59,904	-570,81	247,20	-201,44	-369,37	33,79
60,462	-580,11	241,92	-199,19	-380,92	32,42
61,019	-588,93	237,49	-196,93	-392,00	31,21
61,577	-597,35	233,76	-194,68	-402,67	30,14
62,135	-605,41	230,67	-192,43	-412,98	29,18
62,692	-613,14	228,12	-190,17	-422,97	28,34
63,250	-620,60	226,04	-187,92	-432,68	27,58
63,808	-627,80	224,38	-185,66	-442,13	26,91
64,365	-634,74	223,10	-183,41	-451,33	26,30
64,923	-641,48	222,14	-181,16	-460,32	25,76
65,481	-648,00	221,49	-178,90	-469,10	25,27
66,038	-654,33	221,10	-176,65	-477,68	24,84
66,596	-660,47	220,96	-174,39	-486,08	24,45
67,154	-666,44	221,03	-172,14	-494,30	24,09
67,712	-672,26	221,30	-169,89	-502,37	23,77
68,269	-677,91	221,78	-167,63	-510,28	23,49
68,827	-683,44	222,42	-165,38	-518,06	23,23
69,385	-688,84	223,22	-163,13	-525,71	23,01
69,942	-694,11	224,17	-160,87	-533,24	22,80
70,500	-699,29	225,26	-158,62	-540,67	22,62
71,058	-704,38	226,48	-156,36	-548,02	22,45
71,615	-709,39	227,82	-154,11	-555,27	22,31
72,173	-714,34	229,27	-151,86	-562,48	22,18
72,731	-719,27	230,81	-149,60	-569,66	22,06
73,288	-724,17	232,44	-147,35	-576,82	21,95
73,846	-729,09	234,16	-145,10	-583,99	21,85
74,404	-734,07	235,95	-142,84	-591,22	21,76
74,962	-739,13	237,80	-140,59	-598,54	21,67
75,519	-744,32	239,70	-138,33	-605,99	21,58
76,077	-749,71	241,64	-136,08	-613,62	21,49
76,635	-755,35	243,63	-133,83	-621,52	21,40
77,192	-761,29	245,67	-131,57	-629,72	21,31
77,750	-767,63	247,76	-129,32	-638,31	21,21
78,308	-774,44	249,93	-127,07	-647,37	21,11
78,865	-781,76	252,25	-124,81	-656,94	21,01
79,423	-789,61	254,84	-122,56	-667,05	20,91
79,981	-798,01	257,86	-120,30	-677,71	20,83
80,538	-806,81	261,57	-118,05	-688,76	20,80
81,096	-815,72	266,40	-115,80	-699,92	20,84
81,654	-824,22	272,84	-113,54	-710,68	21,00
82,212	-831,34	281,53	-111,29	-720,05	21,35
82,769	-835,64	293,06	-109,03	-726,60	21,97
83,327	-835,09	307,56	-106,78	-728,31	22,89
83,885	-827,29	324,71	-104,53	-722,76	24,19
84,442	-810,11	343,29	-102,27	-707,83	25,87
85,000	-781,75	360,02	-100,00	-681,75	27,84
Ø médio =					29,10

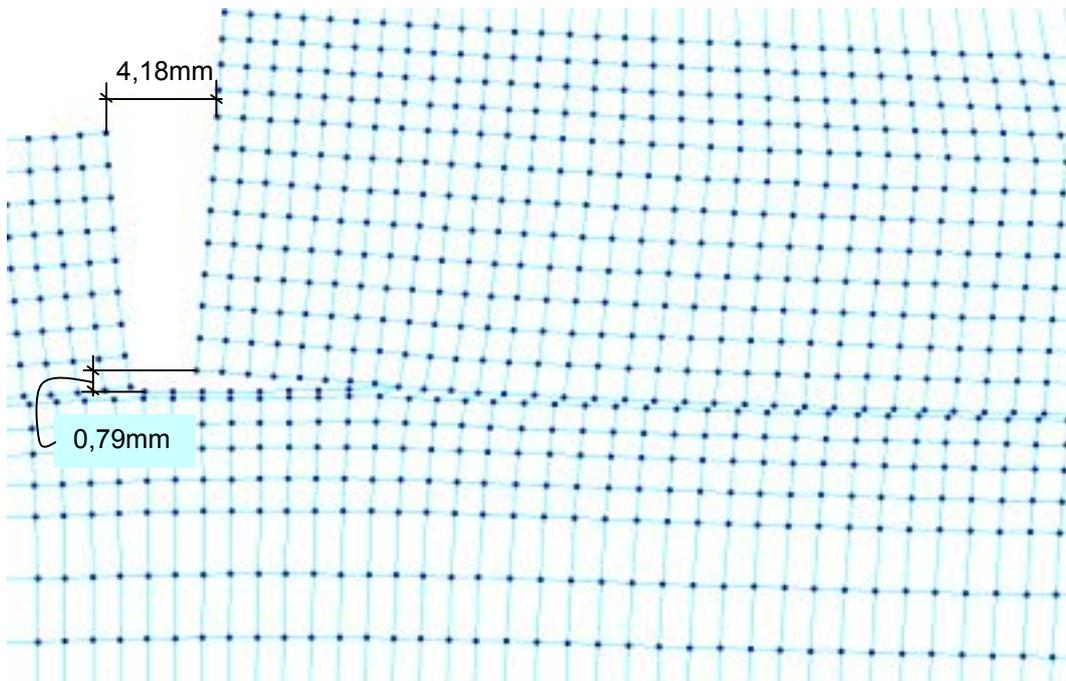


FIGURA 103: 4ª Análise – Configuração deformada na descontinuidade D1 (Trecho CD).

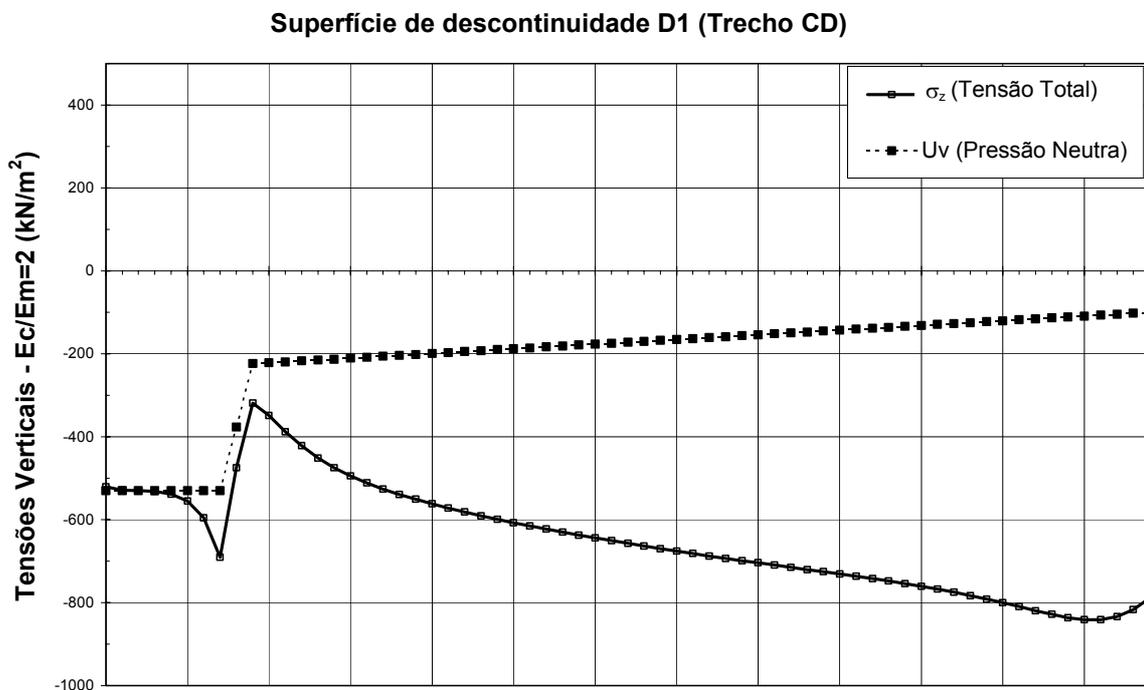


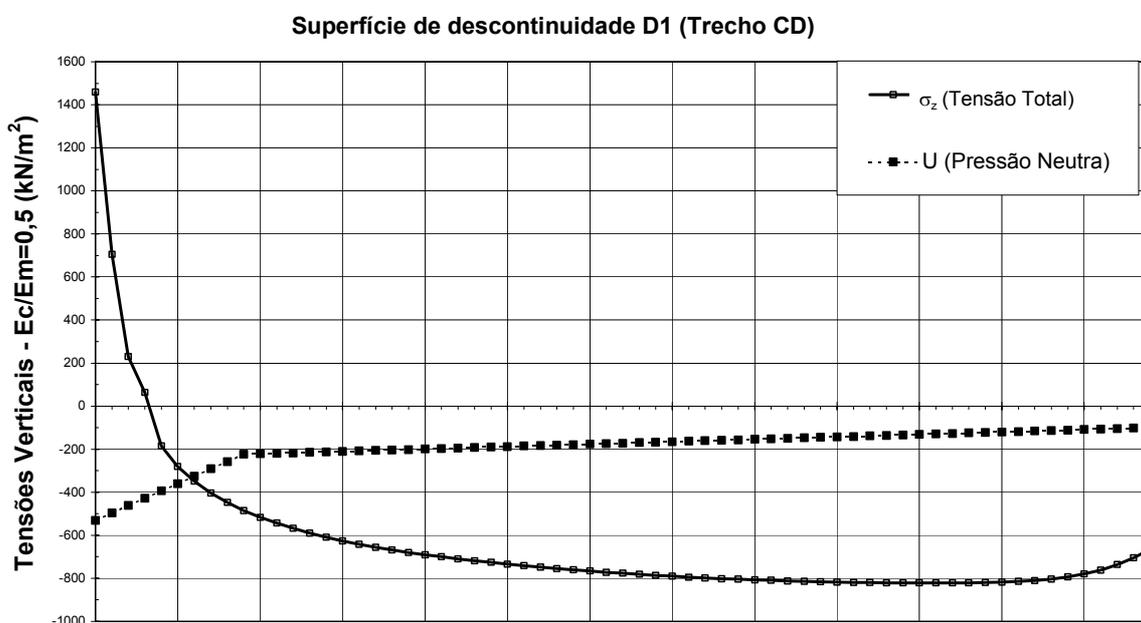
FIGURA 104: 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 18:** 4ª Análise – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	-520,60	2,50	-530,00	9,40	0,00			
50,500	-529,17	6,64	-530,00	0,84	0,00	0,00	2,28	
51,000	-529,63	15,44	-530,00	0,38	0,00	0,00	5,52	
51,500	-531,47	27,02	-530,00	-1,47	86,89	-0,27	10,61	
52,000	-538,14	41,47	-530,00	-8,14	78,89	-2,40	17,12	
52,500	-554,86	62,52	-530,00	-24,86	68,32	-8,25	26,00	
53,000	-594,99	97,66	-530,00	-64,98	56,36	-22,46	40,04	
53,500	-690,49	130,93	-530,00	-160,49	39,21	-56,37	57,15	
54,000	-474,88	391,38	-376,64	-98,24	75,91	-64,68	130,58	
54,500	-318,48	447,11	-223,28	-95,20	77,98	-48,36	209,62	
55,000	-348,91	450,32	-221,26	-127,65	74,17	-55,71	224,36	
55,500	-387,66	422,53	-219,24	-168,42	68,27	-74,02	218,21	
56,000	-421,39	394,94	-217,22	-204,17	62,66	-93,15	204,37	
56,558	-451,20	366,97	-214,96	-236,24	57,23	-122,81	212,45	
57,115	-474,98	344,19	-212,71	-262,27	52,69	-139,01	198,30	
57,673	-494,68	325,01	-210,46	-284,22	48,83	-152,39	186,60	
58,231	-511,41	308,95	-208,20	-303,20	45,54	-163,80	176,78	
58,788	-525,97	295,47	-205,95	-320,02	42,72	-173,78	168,54	
59,346	-538,96	284,07	-203,69	-335,27	40,27	-182,72	161,60	
59,904	-550,75	274,45	-201,44	-349,30	38,16	-190,89	155,74	
60,462	-561,60	266,30	-199,19	-362,41	36,31	-198,46	150,78	
61,019	-571,70	259,43	-196,93	-374,76	34,69	-205,56	146,59	
61,577	-581,21	253,60	-194,68	-386,53	33,27	-212,28	143,05	
62,135	-590,24	248,69	-192,43	-397,81	32,01	-218,71	140,06	
62,692	-598,82	244,58	-190,17	-408,65	30,90	-224,88	137,55	
63,250	-607,06	241,14	-187,92	-419,14	29,91	-230,83	135,44	
63,808	-614,98	238,29	-185,66	-429,32	29,03	-236,59	133,69	
64,365	-622,60	235,97	-183,41	-439,19	28,25	-242,18	132,24	
64,923	-629,98	234,10	-181,16	-448,82	27,55	-247,62	131,07	
65,481	-637,11	232,62	-178,90	-458,21	26,92	-252,92	130,14	
66,038	-644,03	231,51	-176,65	-467,38	26,35	-258,10	129,42	
66,596	-650,73	230,71	-174,39	-476,33	25,84	-263,15	128,89	
67,154	-657,25	230,21	-172,14	-485,10	25,39	-268,09	128,52	
67,712	-663,59	229,95	-169,89	-493,70	24,97	-272,94	128,31	
68,269	-669,76	229,94	-167,63	-502,12	24,60	-277,68	128,24	
68,827	-675,79	230,14	-165,38	-510,41	24,27	-282,34	128,29	
69,385	-681,67	230,54	-163,13	-518,54	23,97	-286,92	128,46	
69,942	-687,43	231,12	-160,87	-526,55	23,70	-291,42	128,73	
70,500	-693,08	231,87	-158,62	-534,46	23,45	-295,86	129,10	
71,058	-698,63	232,77	-156,36	-542,26	23,23	-300,24	129,56	
71,615	-704,09	233,81	-154,11	-549,98	23,03	-304,57	130,10	
72,173	-709,50	234,98	-151,86	-557,64	22,85	-308,86	130,72	
72,731	-714,88	236,25	-149,60	-565,27	22,68	-313,12	131,40	
73,288	-720,24	237,64	-147,35	-572,89	22,53	-317,37	132,14	
73,846	-725,62	239,12	-145,10	-580,52	22,39	-321,62	132,94	
74,404	-731,04	240,69	-142,84	-588,20	22,25	-325,89	133,79	
74,962	-736,57	242,32	-140,59	-595,98	22,13	-330,20	134,69	
75,519	-742,23	244,03	-138,33	-603,90	22,00	-334,58	135,62	
76,077	-748,10	245,78	-136,08	-612,01	21,88	-339,05	136,58	
76,635	-754,23	247,59	-133,83	-620,40	21,76	-343,65	137,57	
77,192	-760,68	249,45	-131,57	-629,10	21,63	-348,42	138,60	
77,750	-767,54	251,38	-129,32	-638,22	21,50	-353,39	139,65	
78,308	-774,88	253,40	-127,07	-647,81	21,36	-358,60	140,75	
78,865	-782,77	255,59	-124,81	-657,95	21,23	-364,11	141,93	
79,423	-791,22	258,06	-122,56	-668,66	21,10	-369,92	143,23	
79,981	-800,23	260,97	-120,30	-679,93	21,00	-376,05	144,73	
80,538	-809,68	264,59	-118,05	-691,63	20,93	-382,45	146,55	
81,096	-819,25	269,36	-115,80	-703,45	20,95	-389,01	148,89	
81,654	-828,42	275,80	-113,54	-714,88	21,10	-395,49	152,01	
82,212	-836,22	284,54	-111,29	-724,93	21,43	-401,48	156,25	
82,769	-841,16	296,19	-109,03	-732,12	22,03	-406,29	161,93	
83,327	-841,19	310,89	-106,78	-734,40	22,94	-408,93	169,28	
83,885	-833,85	328,32	-104,53	-729,32	24,24	-408,15	178,24	
84,442	-816,95	347,24	-102,27	-714,67	25,91	-402,65	188,38	
85,000	-788,68	364,31	-100,00	-688,68	27,88	-391,32	198,41	
$\emptyset$ médio =					34,31	-15613,01	8758,41	= $\Sigma$

Para a relação  $E_c/E_m=0,5$  o mesmo procedimento descrito acima é adotado. Neste caso são necessárias oito análises iterativas até a estabilização da fratura. Apresentam-se em seguida os diagramas de tensões inicial e final nas Figuras 105 e 106, respectivamente. Os Quadros 19 e 20 mostram os resultados de tensões totais e efetivas para a análise inicial e para a 8ª Análise.

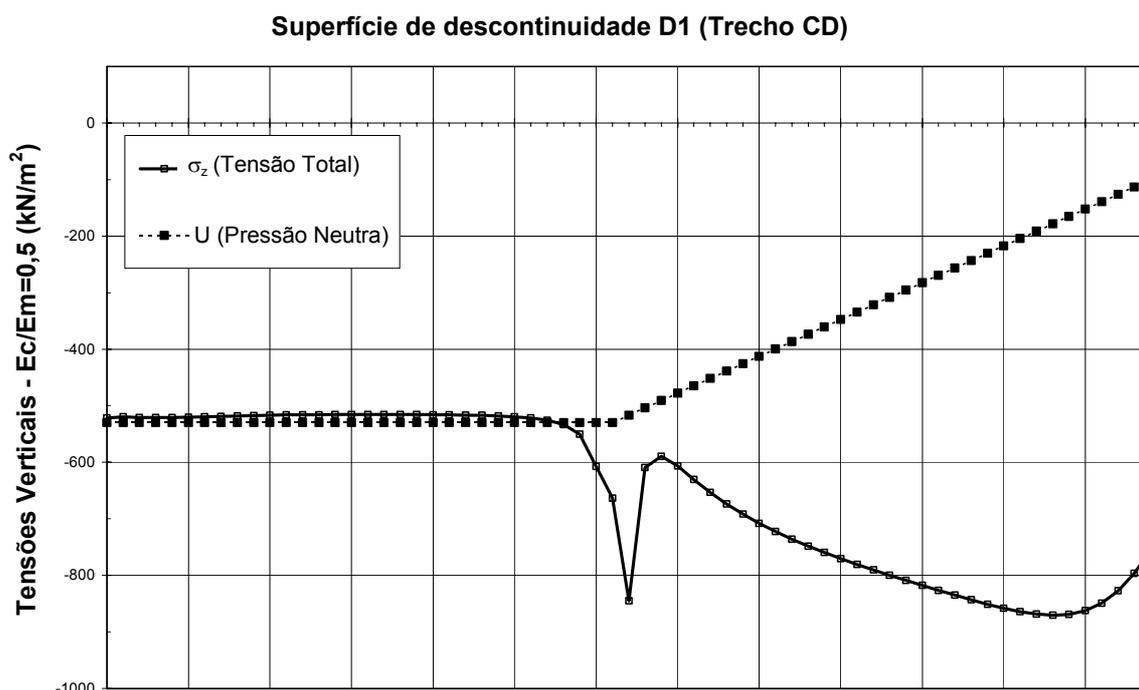
Observa-se no Quadro 20 que são encontradas tensões efetivas de tração até a coordenada  $Y=64,36m$ , ou seja, a extensão da fratura é de  $14,36m$  (41,01% de base tracionada e 58,97% de base comprimida).



**FIGURA 105:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

**QUADRO 19:** Análise Inicial – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	1459,62	1686,05	-530,00	1989,62	0,00			
50,500	704,64	692,01	-495,92	1200,56	0,00	0,00	594,52	
51,000	230,65	543,14	-461,84	692,49	0,00	0,00	308,79	
51,500	64,11	831,72	-427,76	491,87	0,00	0,00	343,72	
52,000	-184,92	374,18	-393,68	208,77	0,00	0,00	301,48	
52,500	-279,63	334,59	-359,60	79,97	0,00	0,00	177,19	
53,000	-349,05	308,20	-325,52	-23,53	85,63	0,00	160,70	
53,500	-403,60	289,50	-291,44	-112,16	68,82	-33,92	149,43	
54,000	-448,08	275,61	-257,36	-190,72	55,32	-75,72	141,28	
54,500	-485,18	264,93	-223,28	-261,90	45,33	-113,16	135,13	
55,000	-516,60	256,52	-221,26	-295,34	40,98	-139,31	130,36	
55,500	-543,53	249,73	-219,24	-324,29	37,60	-154,91	126,56	
56,000	-566,98	244,59	-217,22	-349,76	34,97	-168,51	123,58	
56,558	-589,50	239,17	-214,96	-374,54	32,56	-201,97	134,89	
57,115	-609,12	235,12	-212,71	-396,41	30,67	-214,97	132,25	
57,673	-626,43	231,80	-210,46	-415,97	29,13	-226,53	130,20	
58,231	-641,82	229,09	-208,20	-433,62	27,85	-236,90	128,52	
58,788	-655,64	226,91	-205,95	-449,69	26,78	-246,31	127,15	
59,346	-668,20	225,15	-203,69	-464,50	25,86	-254,92	126,06	
59,904	-679,69	223,78	-201,44	-478,25	25,08	-262,88	125,18	
60,462	-690,30	222,73	-199,19	-491,11	24,40	-270,30	124,51	
61,019	-700,12	221,99	-196,93	-503,18	23,81	-277,25	124,01	
61,577	-709,31	221,50	-194,68	-514,63	23,29	-283,81	123,67	
62,135	-717,93	221,25	-192,43	-525,50	22,83	-290,04	123,46	
62,692	-726,02	221,22	-190,17	-535,85	22,43	-295,95	123,38	
63,250	-733,67	221,38	-187,92	-545,75	22,08	-301,60	123,42	
63,808	-740,90	221,71	-185,66	-555,23	21,77	-307,01	123,55	
64,365	-747,72	222,22	-183,41	-564,31	21,49	-312,18	123,79	
64,923	-754,19	222,87	-181,16	-573,03	21,25	-317,14	124,11	
65,481	-760,30	223,66	-178,90	-581,39	21,04	-321,91	124,51	
66,038	-766,08	224,58	-176,65	-589,43	20,86	-326,48	124,99	
66,596	-771,52	225,63	-174,39	-597,13	20,70	-330,87	125,54	
67,154	-776,66	226,79	-172,14	-604,52	20,56	-335,07	126,15	
67,712	-781,49	228,05	-169,89	-611,60	20,45	-339,11	126,83	
68,269	-786,01	229,42	-167,63	-618,38	20,35	-342,98	127,56	
68,827	-790,24	230,88	-165,38	-624,86	20,28	-346,67	128,35	
69,385	-794,18	232,42	-163,13	-631,05	20,22	-350,21	129,19	
69,942	-797,82	234,04	-160,87	-636,95	20,18	-353,58	130,07	
70,500	-801,19	235,74	-158,62	-642,57	20,15	-356,79	131,00	
71,058	-804,28	237,51	-156,36	-647,92	20,13	-359,85	131,96	
71,615	-807,09	239,36	-154,11	-652,98	20,13	-362,75	132,97	
72,173	-809,64	241,25	-151,86	-657,78	20,14	-365,50	134,01	
72,731	-811,92	243,19	-149,60	-662,32	20,16	-368,10	135,08	
73,288	-813,95	245,19	-147,35	-666,60	20,19	-370,56	136,18	
73,846	-815,73	247,25	-145,10	-670,63	20,24	-372,88	137,31	
74,404	-817,26	249,34	-142,84	-674,42	20,29	-375,06	138,47	
74,962	-818,57	251,49	-140,59	-677,98	20,35	-377,11	139,65	
75,519	-819,63	253,70	-138,33	-681,29	20,42	-379,03	140,87	
76,077	-820,47	255,96	-136,08	-684,38	20,51	-380,81	142,11	
76,635	-821,07	258,30	-133,83	-687,24	20,60	-382,47	143,40	
77,192	-821,42	260,76	-131,57	-689,84	20,71	-383,99	144,74	
77,750	-821,49	263,33	-129,32	-692,17	20,83	-385,37	146,14	
78,308	-821,24	266,10	-127,07	-694,17	20,97	-386,58	147,63	
78,865	-820,58	269,13	-124,81	-695,77	21,15	-387,58	149,25	
79,423	-819,38	272,55	-122,56	-696,82	21,36	-388,32	151,05	
79,981	-817,44	276,46	-120,30	-697,13	21,63	-388,70	153,09	
80,538	-814,44	281,08	-118,05	-696,39	21,98	-388,58	155,47	
81,096	-809,94	286,63	-115,80	-694,14	22,44	-387,74	158,30	
81,654	-803,32	293,31	-113,54	-689,78	23,04	-385,90	161,71	
82,212	-793,71	301,31	-111,29	-682,42	23,82	-382,63	165,81	
82,769	-780,09	310,64	-109,03	-671,05	24,84	-377,41	170,64	
83,327	-761,20	320,84	-106,78	-654,42	26,12	-369,60	176,09	
83,885	-736,00	331,21	-104,53	-631,47	27,68	-358,56	181,82	
84,442	-704,00	340,54	-102,27	-601,72	29,51	-343,87	187,31	
85,000	-665,13	346,71	-100,00	-565,13	31,53	-325,37	191,64	
$\bar{\sigma}$ médio =					26,36	-18123,28	9937,73	= $\Sigma$



**FIGURA 106:** 8ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D1, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

Comparando-se os resultados obtidos para as duas relações  $E_c/E_m=2$  e  $0,5$ , pode-se concluir que a extensão da fratura alterou significativamente com a variação da deformabilidade da fundação. Isto se deve ao fato já observado no Capítulo 5 em que as tensões totais de tração obtidas para maciços mais rígidos apresentaram picos bem maiores, ou seja, para a relação 2 obteve-se tensão de tração de  $418,98$  e para a relação  $0,5$ , de  $1459,62 \text{ kN/m}^2$  (ver Figuras 98 e 105, respectivamente). Além disso, a propagação da fratura para a relação  $E_c/E_m=0,5$  resultou na perda da drenagem, uma vez que atingiu a linha de drenos, ou seja, como o cálculo das tensões efetivas ( $\sigma_z-U$ ) no trecho não fraturado se considera a redução da drenagem (conforme o diagrama de subpressão para D1), a perda desta redução se dá quando a fratura ultrapassa a linha de drenos ocasionando um aumento ainda maior da extensão da fratura. O Quadro 21 mostra as aberturas máximas da fratura e da fenda com valores bem menores do que os obtidos para a relação  $E_c/E_m=2$  (conforme as figuras da estrutura deformada apresentadas para cada etapa).

**QUADRO 20:** 7ª Análise – Descontinuidade D1 –  $E_c/E_m=0,5$ .

	$\sigma_z$	$\tau_{yz}$	U	$\sigma_z - U$	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$	$(\sigma_z-U)\delta l$	$\tau_{yz} \delta l$		
Y(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(graus)	(kN/m)	(kN/m)		
50,000	-521,38	-2,28	-530,00	8,62	14,82				
50,500	-519,66	-3,44	-530,00	10,35	18,39	0,00	0,00		
51,000	-520,67	-6,17	-530,00	9,33	33,48	0,00	0,00		
51,500	-521,21	-7,83	-530,00	8,79	41,68	0,00	0,00		
52,000	-521,07	-8,13	-530,00	8,93	42,28	0,00	0,00		
52,500	-520,48	-7,42	-530,00	9,52	37,93	0,00	0,00		
53,000	-519,69	-6,14	-530,00	10,32	30,75	0,00	0,00		
53,500	-518,86	-4,59	-530,00	11,15	22,36	0,00	0,00		
54,000	-518,08	-2,98	-530,00	11,92	14,04	0,00	0,00		
54,500	-517,42	-1,43	-530,00	12,59	6,48	0,00	0,00		
55,000	-516,86	0,01	-530,00	13,15	0,00	0,00	0,00		
55,500	-516,39	1,35	-530,00	13,61	0,00	0,00	0,34		
56,000	-516,14	3,08	-530,00	13,87	0,00	0,00	1,11		
56,558	-515,92	3,99	-530,00	14,08	0,00	0,00	1,97		
57,115	-515,70	5,32	-530,00	14,31	0,00	0,00	2,60		
57,673	-515,56	6,62	-530,00	14,44	0,00	0,00	3,33		
58,231	-515,50	7,96	-530,00	14,51	0,00	0,00	4,06		
58,788	-515,50	9,38	-530,00	14,51	0,00	0,00	4,83		
59,346	-515,55	10,89	-530,00	14,45	0,00	0,00	5,65		
59,904	-515,67	12,55	-530,00	14,33	0,00	0,00	6,54		
60,462	-515,86	14,41	-530,00	14,15	0,00	0,00	7,52		
61,019	-516,15	16,54	-530,00	13,86	0,00	0,00	8,63		
61,577	-516,55	19,00	-530,00	13,45	0,00	0,00	9,91		
62,135	-517,13	21,94	-530,00	12,87	0,00	0,00	11,41		
62,692	-517,99	25,61	-530,00	12,01	0,00	0,00	13,26		
63,250	-519,32	30,33	-530,00	10,68	0,00	0,00	15,60		
63,808	-521,52	36,75	-530,00	8,49	0,00	0,00	18,70		
64,365	-525,41	46,16	-530,00	4,59	0,00	0,00	23,12		
64,923	-533,56	60,82	-530,00	-3,56	86,65	0,00	29,83		
65,481	-550,26	87,66	-530,00	-20,26	76,99	-6,64	41,40		
66,038	-607,03	125,32	-530,00	-77,03	58,42	-27,13	59,39		
66,596	-663,26	264,12	-530,00	-133,26	63,23	-58,64	108,59		
67,154	-845,27	671,10	-516,97	-328,30	63,93	-128,70	260,78		
67,712	-609,19	642,85	-503,94	-105,25	80,70	-120,89	366,39		
68,269	-589,77	626,17	-490,91	-98,86	81,03	-56,91	353,86		
68,827	-606,84	589,00	-477,88	-128,96	77,65	-63,52	338,84		
69,385	-630,66	553,35	-464,85	-165,81	73,32	-82,19	318,54		
69,942	-653,19	522,15	-451,82	-201,37	68,91	-102,39	299,90		
70,500	-673,49	495,61	-438,79	-234,70	64,66	-121,60	283,80		
71,058	-691,61	473,26	-425,76	-265,85	60,67	-139,58	270,16		
71,615	-707,80	454,46	-412,73	-295,07	57,01	-156,41	258,69		
72,173	-722,46	438,47	-399,70	-322,76	53,64	-172,28	248,99		
72,731	-735,85	424,88	-386,67	-349,18	50,59	-187,37	240,74		
73,288	-748,17	413,25	-373,64	-374,53	47,81	-201,81	233,71		
73,846	-759,61	403,29	-360,61	-399,00	45,31	-215,70	227,69		
74,404	-770,38	394,66	-347,58	-422,80	43,03	-229,16	222,50		
74,962	-780,58	387,17	-334,55	-446,03	40,96	-242,27	218,01		
75,519	-790,33	380,71	-321,52	-468,81	39,08	-255,10	214,12		
76,077	-799,75	375,09	-308,48	-491,26	37,36	-267,71	210,75		
76,635	-808,89	370,27	-295,45	-513,44	35,80	-280,16	207,84		
77,192	-817,79	366,22	-282,42	-535,37	34,37	-292,45	205,36		
77,750	-826,51	362,84	-269,39	-557,11	33,08	-304,63	203,29		
78,308	-835,01	360,23	-256,36	-578,65	31,90	-316,70	201,62		
78,865	-843,22	358,43	-243,33	-599,89	30,86	-328,63	200,39		
79,423	-850,99	357,59	-230,30	-620,68	29,95	-340,35	199,66		
79,981	-858,10	357,84	-217,27	-640,82	29,18	-351,77	199,49		
80,538	-864,15	359,44	-204,24	-659,91	28,58	-362,70	200,01		
81,096	-868,58	362,74	-191,21	-677,36	28,17	-372,89	201,37		
81,654	-870,56	368,00	-178,18	-692,37	27,99	-381,95	203,76		
82,212	-868,93	375,53	-165,15	-703,78	28,08	-389,31	207,33		
82,769	-862,28	385,40	-152,12	-710,15	28,49	-394,27	212,18		
83,327	-848,89	397,07	-139,09	-709,79	29,22	-395,95	218,19		
83,885	-827,20	409,68	-126,06	-701,13	30,30	-393,43	224,96		
84,442	-796,37	421,71	-113,03	-683,33	31,68	-386,05	231,83		
85,000	-756,07	430,21	-100,00	-656,07	33,25	-373,49	237,55		
					Ø médio =	47,62	-8500,73	8300,10	=Σ

**QUADRO 21:** Evolução da fratura durante as análises -  
Plano de Descontinuidade D1 -  $E_c/E_m=0,5$ .

Análise	Abertura de Fenda Vertical Máxima (mm)	Abertura de Fratura Máxima (mm)
1ª	1,18	-
2ª	1,22	-
3ª	1,35	0,57
4ª	1,46	0,80
5ª	1,62	1,03
6ª	1,75	1,13
7ª	1,85	1,13
8ª	1,93	1,05

#### 6.2.2 - Descontinuidade D2 – El. 38,00m

A descontinuidade D2 é agora analisada considerando-se o esquema de carregamento apresentado na Figura 107.

Tal como realizado para o plano D1, as demais propriedades, bem como a geometria do modelo, permanecem iguais às adotadas anteriormente. Também são analisadas duas relações de  $E_c/E_m$  para a descontinuidade D2: 2 e 0,5. O processo é análogo ao realizado no item 6.2.1. A primeira análise estudada corresponde à relação  $E_c/E_m=2$ , em que se abre a fenda vertical até a El. 38,00m. A configuração deformada está apresentada na Figura 108. A Figura 109, bem como o Quadro 22 (coluna  $\sigma_z-U$ ), mostra as tensões totais do modelo inicial, em que se observam tensões efetivas de tração junto à fenda de montante. Na 2ª Análise, a fenda vertical é aberta em mais um nó entre os elementos da descontinuidade (assim como foi feito para a descontinuidade D1 na Figura 99), de forma que o pico de tensão total de tração cai significativamente (de 927,36 para 338,76kN/m<sup>2</sup>). Como continua havendo tensão efetiva de tração de 261,24 kN/m<sup>2</sup>, na 3ª Análise a fratura horizontal é aberta aplicando-se a subpressão em toda a abertura. A carga hidrostática do reservatório agora é de 600kN/m<sup>2</sup>. Por último,

repete-se o processo na 4ª Análise, abrindo-se a fratura até  $Y=54,00\text{m}$ . A fratura estabiliza conforme pode ser observado na Figura 110 e no Quadro 24. Devido a redistribuição de tensões o comprimento da fratura final é de  $2,0\text{m}$  e as aberturas máximas da fenda (junto à superfície rochosa) e da fratura (junto à face da fenda vertical) para cada análise estão mostradas no Quadro 23. A extensão de fratura corresponde a  $5,7\%$  do trecho de projeção da barragem, restando  $94,7\%$  de trecho comprimido.

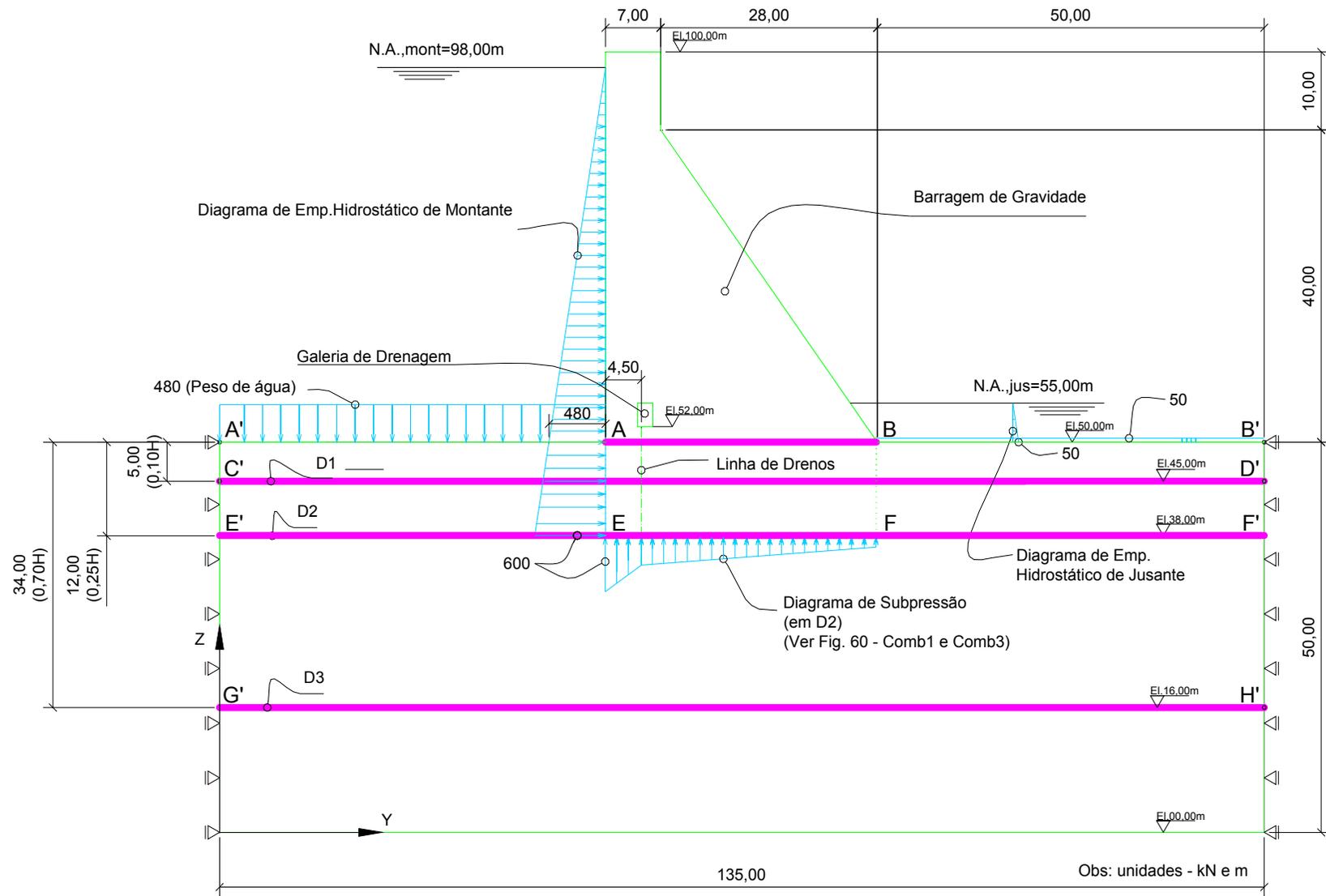
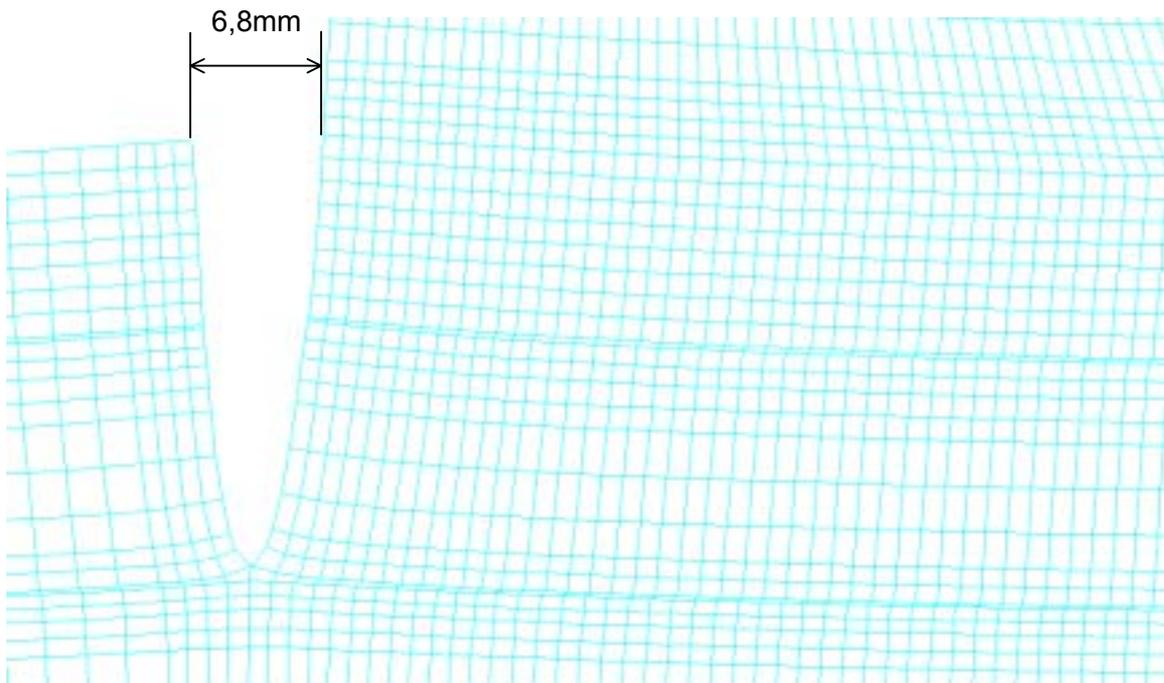
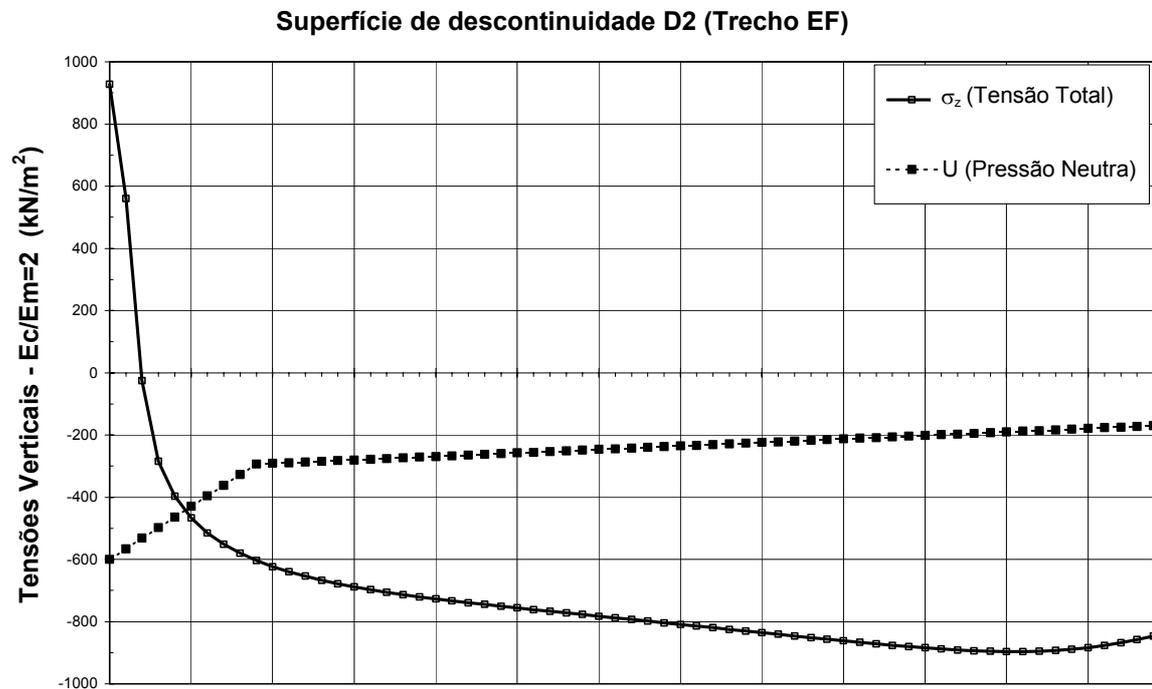


FIGURA 107: Esquema de Carregamento para a análise de propagação da fratura da Descontinuidade D2.



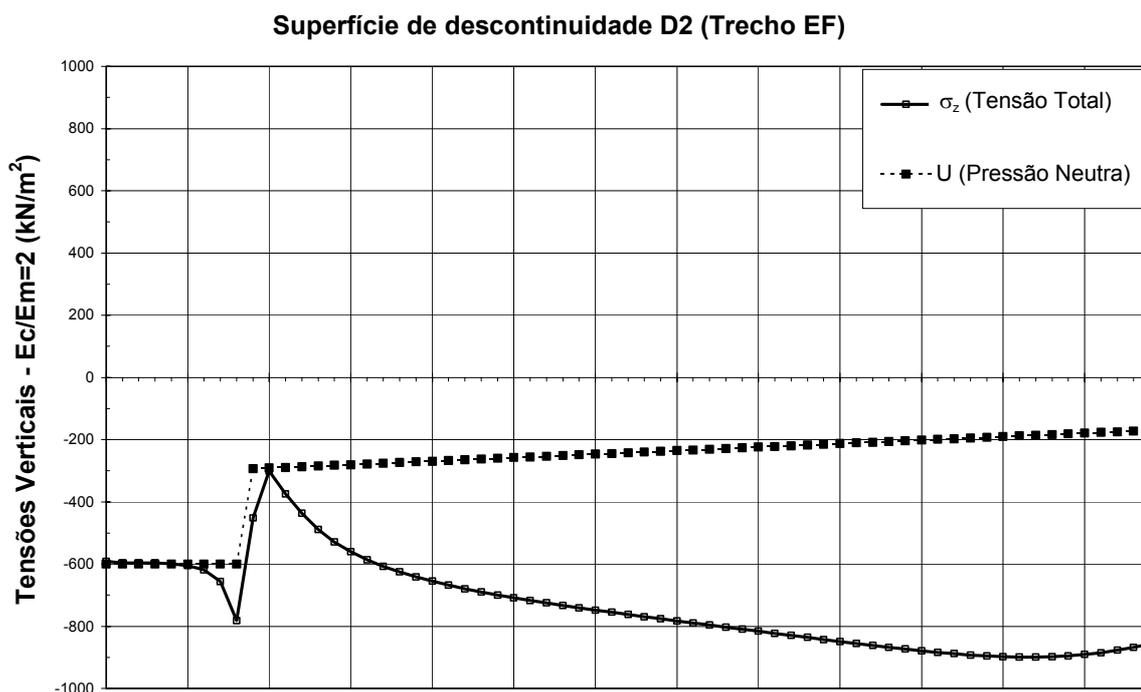
**FIGURA 108:** Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D2 (Trecho EF), para a relação  $E_c/E_m=2$ .



**FIGURA 109:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 22: Análise Inicial – Descontinuidade D2 –  $E_c/E_m=2$ .**

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	927,36	2020,64	-600,00	1527,36	0,00			
50,500	560,45	621,80	-565,92	1126,37	0,00	0,00	660,61	
51,000	-25,69	559,82	-531,84	506,16	0,00	0,00	295,40	
51,500	-284,17	460,95	-497,76	213,59	0,00	0,00	255,19	
52,000	-396,57	402,97	-463,68	67,12	0,00	0,00	215,98	
52,500	-466,40	368,25	-429,60	-36,80	84,29	0,00	192,81	
53,000	-515,10	344,10	-395,52	-119,58	70,84	-39,09	178,09	
53,500	-551,70	326,02	-361,44	-190,26	59,73	-77,46	167,53	
54,000	-580,47	311,70	-327,36	-253,11	50,92	-110,84	159,43	
54,500	-603,82	299,87	-293,28	-310,54	44,00	-140,91	152,89	
55,000	-623,18	289,81	-291,26	-331,92	41,13	-160,61	147,42	
55,500	-639,51	281,03	-289,24	-350,27	38,74	-170,55	142,71	
56,000	-653,57	273,49	-287,22	-366,35	36,74	-179,15	138,63	
56,558	-666,90	265,45	-284,96	-381,94	34,80	-208,66	150,28	
57,115	-678,45	258,49	-282,71	-395,74	33,15	-216,85	146,10	
57,673	-688,62	252,13	-280,46	-408,16	31,70	-224,16	142,38	
58,231	-697,67	246,30	-278,20	-419,47	30,42	-230,78	138,99	
58,788	-705,84	240,93	-275,95	-429,89	29,27	-236,84	135,86	
59,346	-713,33	235,93	-273,69	-439,64	28,22	-242,46	132,97	
59,904	-720,30	231,29	-271,44	-448,85	27,26	-247,75	130,28	
60,462	-726,84	226,97	-269,19	-457,65	26,38	-252,77	127,78	
61,019	-733,06	222,98	-266,93	-466,12	25,56	-257,59	125,47	
61,577	-739,04	219,25	-264,68	-474,36	24,81	-262,25	123,31	
62,135	-744,83	215,80	-262,43	-482,40	24,10	-266,79	121,31	
62,692	-750,47	212,62	-260,17	-490,30	23,44	-271,23	119,46	
63,250	-756,02	209,68	-257,92	-498,10	22,83	-275,61	117,76	
63,808	-761,48	206,99	-255,66	-505,82	22,25	-279,94	116,19	
64,365	-766,88	204,54	-253,41	-513,46	21,72	-284,22	114,75	
64,923	-772,24	202,30	-251,16	-521,08	21,22	-288,48	113,44	
65,481	-777,57	200,28	-248,90	-528,66	20,75	-292,72	112,26	
66,038	-782,88	198,47	-246,65	-536,23	20,31	-296,94	111,19	
66,596	-788,17	196,88	-244,39	-543,77	19,90	-301,15	110,24	
67,154	-793,45	195,47	-242,14	-551,31	19,52	-305,36	109,40	
67,712	-798,74	194,25	-239,89	-558,85	19,17	-309,56	108,67	
68,269	-804,01	193,23	-237,63	-566,38	18,84	-313,76	108,05	
68,827	-809,30	192,39	-235,38	-573,92	18,53	-317,97	107,53	
69,385	-814,59	191,73	-233,13	-581,46	18,25	-322,17	107,11	
69,942	-819,86	191,26	-230,87	-588,99	17,99	-326,37	106,79	
70,500	-825,15	190,98	-228,62	-596,53	17,75	-330,58	106,58	
71,058	-830,44	190,88	-226,36	-604,07	17,54	-334,78	106,48	
71,615	-835,72	190,98	-224,11	-611,61	17,34	-338,99	106,48	
72,173	-840,98	191,29	-221,86	-619,12	17,17	-343,19	106,59	
72,731	-846,23	191,82	-219,60	-626,62	17,02	-347,37	106,83	
73,288	-851,44	192,56	-217,35	-634,09	16,89	-351,54	107,18	
73,846	-856,59	193,55	-215,10	-641,49	16,79	-355,69	107,66	
74,404	-861,67	194,80	-212,84	-648,82	16,71	-359,80	108,29	
74,962	-866,64	196,33	-210,59	-656,05	16,66	-363,86	109,06	
75,519	-871,45	198,17	-208,33	-663,11	16,64	-367,84	110,00	
76,077	-876,08	200,32	-206,08	-670,00	16,65	-371,73	111,12	
76,635	-880,46	202,83	-203,83	-676,63	16,69	-375,50	112,42	
77,192	-884,52	205,71	-201,57	-682,94	16,76	-379,11	113,92	
77,750	-888,17	209,00	-199,32	-688,85	16,88	-382,52	115,64	
78,308	-891,32	212,69	-197,07	-694,25	17,03	-385,67	117,58	
78,865	-893,88	216,81	-194,81	-699,06	17,23	-388,52	119,76	
79,423	-895,70	221,37	-192,56	-703,14	17,48	-391,00	122,18	
79,981	-896,68	226,35	-190,30	-706,37	17,77	-393,04	124,84	
80,538	-896,65	231,74	-188,05	-708,60	18,11	-394,56	127,73	
81,096	-895,50	237,50	-185,80	-709,70	18,50	-395,49	130,84	
81,654	-893,07	243,56	-183,54	-709,53	18,95	-395,75	134,14	
82,212	-889,24	249,87	-181,29	-707,95	19,44	-395,26	137,59	
82,769	-883,89	256,31	-179,03	-704,86	19,98	-393,95	141,14	
83,327	-876,95	262,76	-176,78	-700,17	20,57	-391,79	144,74	
83,885	-868,36	269,11	-174,53	-693,83	21,20	-388,71	148,31	
84,442	-858,10	275,20	-172,27	-685,82	21,86	-384,71	151,78	
85,000	-846,15	280,62	-170,00	-676,15	22,54	-379,78	154,99	
Ø médio =					25,25	-17791,76	9028,13	=Σ



**FIGURA 110:** 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 23:** Evolução da fratura durante as análises - Plano de Descontinuidade D2 -  $E_c/E_m=2$ .

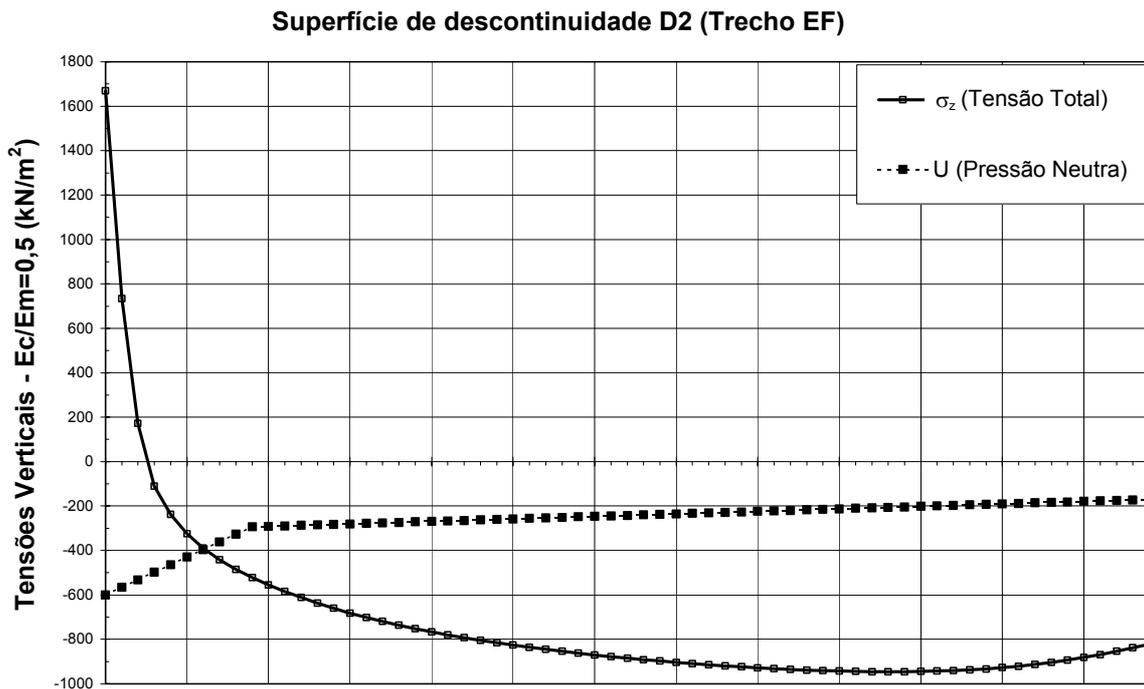
Análise	Abertura de Fenda Vertical Máxima (mm)	Abertura de Fratura Máxima (mm)
1ª	6,80	-
2ª	6,93	-
3ª	7,15	1,14
4ª	7,28	1,24

**QUADRO 24:** 4ª Análise – Descontinuidade D2 –  $E_c/E_m=2$ .

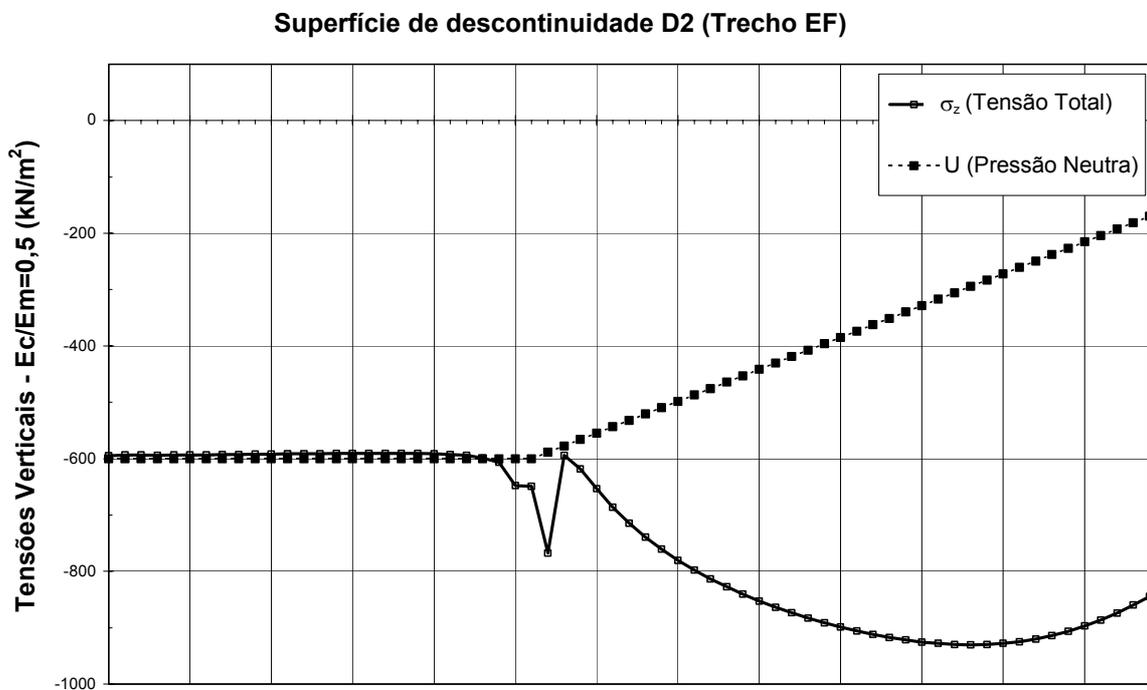
Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	-590,70	0,09	-600,00	9,30	0,00			
50,500	-596,06	2,06	-600,00	3,95	0,00	0,00	0,54	
51,000	-596,54	6,75	-600,00	3,46	0,00	0,00	2,20	
51,500	-596,83	13,58	-600,00	3,17	0,00	0,00	5,08	
52,000	-599,09	22,12	-600,00	0,91	0,00	0,00	8,92	
52,500	-604,64	33,85	-600,00	-4,64	82,19	-0,93	13,99	
53,000	-618,41	52,33	-600,00	-18,41	70,62	-5,76	21,55	
53,500	-655,85	87,20	-600,00	-55,85	57,36	-18,57	34,88	
54,000	-781,97	112,13	-600,00	-181,97	31,64	-59,45	49,83	
54,500	-451,59	487,37	-293,28	-158,31	72,01	-85,07	149,88	
55,000	-301,09	530,72	-291,26	-9,83	88,94	-42,03	254,52	
55,500	-374,31	519,11	-289,24	-85,07	80,69	-23,72	262,46	
56,000	-436,72	480,82	-287,22	-149,50	72,73	-58,64	249,98	
56,558	-489,08	441,17	-284,96	-204,11	65,17	-98,60	257,09	
57,115	-528,65	409,23	-282,71	-245,94	58,99	-125,50	237,13	
57,673	-560,08	382,60	-280,46	-279,62	53,84	-146,55	220,80	
58,231	-585,70	360,37	-278,20	-307,50	49,53	-163,72	207,17	
58,788	-607,08	341,64	-275,95	-331,13	45,89	-178,08	195,75	
59,346	-625,37	325,60	-273,69	-351,67	42,80	-190,40	186,06	
59,904	-641,26	311,76	-271,44	-369,81	40,13	-201,18	177,72	
60,462	-655,29	299,68	-269,19	-386,10	37,82	-210,78	170,49	
61,019	-667,83	289,08	-266,93	-400,90	35,79	-219,45	164,17	
61,577	-679,23	279,68	-264,68	-414,55	34,01	-227,38	158,60	
62,135	-689,67	271,29	-262,43	-427,24	32,41	-234,73	153,63	
62,692	-699,34	263,80	-260,17	-439,17	30,99	-241,60	149,21	
63,250	-708,41	257,04	-257,92	-450,49	29,71	-248,08	145,23	
63,808	-716,97	250,94	-255,66	-461,31	28,55	-254,25	141,65	
64,365	-725,12	245,43	-253,41	-471,71	27,49	-260,17	138,41	
64,923	-732,95	240,43	-251,16	-481,79	26,52	-265,88	135,48	
65,481	-740,52	235,89	-248,90	-491,61	25,63	-271,43	132,82	
66,038	-747,87	231,78	-246,65	-501,22	24,82	-276,85	130,41	
66,596	-755,04	228,07	-244,39	-510,64	24,07	-282,15	128,22	
67,154	-762,09	224,71	-242,14	-519,94	23,37	-287,37	126,25	
67,712	-769,03	221,68	-239,89	-529,14	22,73	-292,53	124,47	
68,269	-775,88	218,99	-237,63	-538,24	22,14	-297,64	122,88	
68,827	-782,67	216,58	-235,38	-547,29	21,59	-302,70	121,45	
69,385	-789,43	214,47	-233,13	-556,30	21,08	-307,73	120,19	
69,942	-796,13	212,64	-230,87	-565,25	20,62	-312,74	119,10	
70,500	-802,82	211,09	-228,62	-574,20	20,18	-317,73	118,15	
71,058	-809,49	209,80	-226,36	-583,13	19,79	-322,71	117,36	
71,615	-816,14	208,80	-224,11	-592,03	19,43	-327,69	116,72	
72,173	-822,76	208,07	-221,86	-600,90	19,10	-332,64	116,24	
72,731	-829,37	207,62	-219,60	-609,76	18,80	-337,59	115,91	
73,288	-835,94	207,47	-217,35	-618,59	18,54	-342,52	115,75	
73,846	-842,45	207,62	-215,10	-627,35	18,31	-347,43	115,75	
74,404	-848,90	208,10	-212,84	-636,06	18,12	-352,30	115,92	
74,962	-855,25	208,92	-210,59	-644,66	17,96	-357,12	116,28	
75,519	-861,45	210,10	-208,33	-653,11	17,83	-361,88	116,84	
76,077	-867,47	211,67	-206,08	-661,38	17,75	-366,54	117,61	
76,635	-873,25	213,65	-203,83	-669,42	17,70	-371,09	118,60	
77,192	-878,70	216,06	-201,57	-677,12	17,70	-375,48	119,82	
77,750	-883,74	218,94	-199,32	-684,42	17,74	-379,66	121,30	
78,308	-888,30	222,29	-197,07	-691,23	17,83	-383,60	123,03	
78,865	-892,23	226,13	-194,81	-697,41	17,96	-387,22	125,04	
79,423	-895,41	230,47	-192,56	-702,85	18,15	-390,46	127,32	
79,981	-897,71	235,31	-190,30	-707,40	18,40	-393,24	129,88	
80,538	-898,98	240,62	-188,05	-710,93	18,70	-395,49	132,71	
81,096	-899,06	246,36	-185,80	-713,26	19,05	-397,13	135,79	
81,654	-897,82	252,47	-183,54	-714,27	19,47	-398,06	139,10	
82,212	-895,09	258,88	-181,29	-713,80	19,93	-398,21	142,59	
82,769	-890,76	265,48	-179,03	-711,73	20,46	-397,50	146,22	
83,327	-884,76	272,15	-176,78	-707,98	21,03	-395,88	149,91	
83,885	-877,00	278,73	-174,53	-702,47	21,64	-393,30	153,61	
84,442	-867,46	285,11	-172,27	-695,18	22,30	-389,73	157,22	
85,000	-856,11	290,81	-170,00	-686,11	22,97	-385,17	160,59	
$\emptyset$ médio =					31,98	-16189,04	8483,50	=Σ

Em seqüência são processadas as análises para maciços mais rígidos ( $E_c/E_m=0,50$ ). A primeira análise é processada abrindo-se a fenda vertical até a El. 38,00m. A Figura 111, bem como o Quadro 25 (coluna  $\sigma_z-U$ ), mostra os resultados desta análise com a existência de tensões efetivas de tração junto à fenda de montante. Em 2ª Análise, a fenda é aberta em mais um nó entre os elementos da descontinuidade, sendo assim o pico de tensão total de tração cai significativamente (de 1669,70 para  $-21,53 \text{ kN/m}^2$ ). Como continua havendo tensão efetiva de tração (de  $578,47 \text{ kN/m}^2$ ) entre o contato maciço rochoso – descontinuidade D2, na 3ª Análise a fratura horizontal é aberta aplicando-se a subpressão em toda a abertura. Repete-se o mesmo processo abrindo-se a fratura por mais 4 vezes e aplicando-se a subpressão, até que na 7ª Análise a fratura estabiliza, conforme pode ser observado na Figura 112 e no Quadro 26. O comprimento da fratura final é de 12,14 m e as aberturas máximas da fenda (junto à superfície rochosa) e da fratura (junto à face da fenda vertical) para cada análise estão mostradas no Quadro 27. A extensão da fratura corresponde à 34,7%, restando 65,3% de trecho comprimido.

Comparando-se os resultados obtidos para a descontinuidade D2 e relações  $E_c/E_m=0,5$  e 2, são observadas as mesmas características dos resultados obtidos para a análise de D1, ou seja, para o maciço mais rígido a propagação da fenda se dá num processo mais lento e obtém-se uma extensão de fratura maior. Entretanto, as aberturas de fenda e de fratura para maciço mais rígido são bem menores do que para maciços mais deformáveis.



**FIGURA 111:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .



**FIGURA 112:** 7ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D2, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

**QUADRO 25:** Análise Inicial – Descontinuidade D2 –  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	1669,70	2241,36	-600,00	2269,70	0,00			
50,500	734,35	723,51	-565,92	1300,27	0,00	0,00	741,22	
51,000	172,10	570,41	-531,84	703,94	0,00	0,00	323,48	
51,500	-109,97	464,07	-497,76	387,80	0,00	0,00	258,62	
52,000	-237,80	396,99	-463,68	225,89	0,00	0,00	215,26	
52,500	-324,65	355,86	-429,60	104,96	0,00	0,00	188,21	
53,000	-389,36	326,38	-395,52	6,16	0,00	0,00	170,56	
53,500	-441,30	304,04	-361,44	-79,86	75,28	-18,42	157,60	
54,000	-484,75	286,36	-327,36	-157,39	61,21	-59,31	147,60	
54,500	-522,14	271,97	-293,28	-228,86	49,92	-96,56	139,58	
55,000	-554,94	260,05	-291,26	-263,68	44,60	-123,13	133,00	
55,500	-584,11	250,02	-289,24	-294,87	40,29	-139,64	127,52	
56,000	-610,39	241,80	-287,22	-323,17	36,80	-154,51	122,95	
56,558	-636,68	233,54	-284,96	-351,72	33,58	-188,19	132,54	
57,115	-660,40	226,85	-282,71	-377,69	30,99	-203,39	128,38	
57,673	-682,02	221,21	-280,46	-401,56	28,85	-217,29	124,94	
58,231	-701,78	216,44	-278,20	-423,58	27,07	-230,09	122,03	
58,788	-719,91	212,43	-275,95	-443,96	25,57	-241,91	119,59	
59,346	-736,68	209,04	-273,69	-462,98	24,30	-252,90	117,52	
59,904	-752,22	206,21	-271,44	-480,77	23,21	-263,16	115,79	
60,462	-766,67	203,86	-269,19	-497,48	22,28	-272,78	114,34	
61,019	-780,14	201,95	-266,93	-513,20	21,48	-281,83	113,16	
61,577	-792,76	200,40	-264,68	-528,08	20,78	-290,36	112,19	
62,135	-804,61	199,20	-262,43	-542,18	20,17	-298,44	111,43	
62,692	-815,72	198,31	-260,17	-555,55	19,64	-306,10	110,84	
63,250	-826,21	197,69	-257,92	-568,29	19,18	-313,38	110,42	
63,808	-836,09	197,33	-255,66	-580,43	18,78	-320,31	110,15	
64,365	-845,42	197,21	-253,41	-592,00	18,42	-326,93	110,02	
64,923	-854,24	197,31	-251,16	-603,08	18,12	-333,25	110,01	
65,481	-862,59	197,61	-248,90	-613,68	17,85	-339,29	110,12	
66,038	-870,48	198,09	-246,65	-623,83	17,62	-345,07	110,34	
66,596	-877,93	198,77	-244,39	-633,53	17,42	-350,61	110,66	
67,154	-884,98	199,60	-242,14	-642,84	17,25	-355,91	111,08	
67,712	-891,64	200,61	-239,89	-651,75	17,11	-360,99	111,60	
68,269	-897,92	201,78	-237,63	-660,28	16,99	-365,86	112,20	
68,827	-903,84	203,11	-235,38	-668,46	16,90	-370,51	112,90	
69,385	-909,40	204,59	-233,13	-676,27	16,83	-374,97	113,68	
69,942	-914,59	206,24	-230,87	-683,72	16,79	-379,23	114,56	
70,500	-919,44	208,04	-228,62	-690,82	16,76	-383,29	115,52	
71,058	-923,94	210,00	-226,36	-697,57	16,75	-387,15	116,57	
71,615	-928,07	212,12	-224,11	-703,96	16,77	-390,81	117,71	
72,173	-931,83	214,43	-221,86	-709,97	16,81	-394,27	118,94	
72,731	-935,21	216,90	-219,60	-715,60	16,86	-397,51	120,27	
73,288	-938,18	219,57	-217,35	-720,83	16,94	-400,54	121,71	
73,846	-940,72	222,43	-215,10	-725,62	17,04	-403,34	123,25	
74,404	-942,81	225,48	-212,84	-729,97	17,17	-405,89	124,90	
74,962	-944,41	228,75	-210,59	-733,82	17,31	-408,17	126,66	
75,519	-945,47	232,25	-208,33	-737,13	17,49	-410,17	128,55	
76,077	-945,95	235,96	-206,08	-739,86	17,69	-411,85	130,56	
76,635	-945,79	239,90	-203,83	-741,96	17,92	-413,20	132,69	
77,192	-944,92	244,07	-201,57	-743,35	18,18	-414,17	134,95	
77,750	-943,29	248,47	-199,32	-743,97	18,47	-414,73	137,34	
78,308	-940,82	253,08	-197,07	-743,75	18,79	-414,85	139,85	
78,865	-937,41	257,88	-194,81	-742,60	19,15	-414,46	142,48	
79,423	-933,01	262,86	-192,56	-740,45	19,54	-413,54	145,21	
79,981	-927,52	267,96	-190,30	-737,22	19,97	-412,04	148,02	
80,538	-920,86	273,14	-188,05	-732,81	20,44	-409,91	150,88	
81,096	-912,99	278,35	-185,80	-727,19	20,95	-407,12	153,78	
81,654	-903,82	283,50	-183,54	-720,28	21,48	-403,62	156,67	
82,212	-893,32	288,50	-181,29	-712,03	22,06	-399,39	159,50	
82,769	-881,49	293,26	-179,03	-702,45	22,66	-394,42	162,22	
83,327	-868,35	297,69	-176,78	-691,57	23,29	-388,72	164,78	
83,885	-853,91	301,65	-174,53	-679,38	23,94	-382,28	167,12	
84,442	-838,25	305,07	-172,27	-665,98	24,61	-375,15	169,18	
85,000	-821,47	307,64	-170,00	-651,47	25,28	-367,36	170,85	
$\emptyset$ médio =					23,44	-18992,28	9376,24	=Σ

**QUADRO 26:** 7ª Análise – Descontinuidade D2 –  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	-594,53	-0,92	-600,00	5,47	-9,56			
50,500	-593,57	-0,91	-600,00	6,43	-8,01	0,00	0,00	
51,000	-593,61	-2,04	-600,00	6,39	-17,68	0,00	0,00	
51,500	-593,78	-3,06	-600,00	6,22	-26,20	0,00	0,00	
52,000	-593,73	-3,74	-600,00	6,28	-30,76	0,00	0,00	
52,500	-593,52	-4,06	-600,00	6,48	-32,07	0,00	0,00	
53,000	-593,24	-4,10	-600,00	6,76	-31,24	0,00	0,00	
53,500	-592,92	-3,91	-600,00	7,09	-28,86	0,00	0,00	
54,000	-592,57	-3,54	-600,00	7,43	-25,47	0,00	0,00	
54,500	-592,24	-3,04	-600,00	7,76	-21,36	0,00	0,00	
55,000	-591,91	-2,43	-600,00	8,09	-16,69	0,00	0,00	
55,500	-591,59	-1,72	-600,00	8,41	-11,52	0,00	0,00	
56,000	-591,36	-0,65	-600,00	8,64	-4,30	0,00	0,00	
56,558	-591,15	0,17	-600,00	8,85	1,07	0,00	0,00	
57,115	-590,92	1,33	-600,00	9,09	8,30	0,00	0,42	
57,673	-590,75	2,62	-600,00	9,25	15,81	0,00	1,10	
58,231	-590,64	4,09	-600,00	9,36	23,58	0,00	1,87	
58,788	-590,62	5,80	-600,00	9,38	31,69	0,00	2,75	
59,346	-590,69	7,81	-600,00	9,31	39,97	0,00	3,79	
59,904	-590,93	10,27	-600,00	9,07	48,54	0,00	5,04	
60,462	-591,43	13,39	-600,00	8,57	57,37	0,00	6,59	
61,019	-592,44	17,58	-600,00	7,57	66,71	0,00	8,63	
61,577	-594,34	23,61	-600,00	5,66	76,51	0,00	11,48	
62,135	-599,11	32,69	-600,00	0,89	88,43	0,00	15,70	
62,692	-606,47	49,91	-600,00	-6,47	-82,62	-1,55	23,03	
63,250	-647,54	69,02	-600,00	-47,54	-55,44	-15,06	33,16	
63,808	-649,22	158,56	-600,00	-49,21	-72,76	-26,98	63,46	
64,365	-767,65	578,35	-588,68	-178,97	-72,81	-63,63	205,48	
64,923	-593,84	545,63	-577,37	-16,47	-88,27	-54,50	313,41	
65,481	-618,31	519,45	-566,05	-52,26	-84,26	-19,17	296,99	
66,038	-653,38	481,95	-554,74	-98,64	-78,43	-42,08	279,24	
66,596	-686,14	449,41	-543,42	-142,71	-72,38	-67,30	259,70	
67,154	-714,45	422,04	-532,10	-182,34	-66,63	-90,64	243,00	
67,712	-739,16	399,48	-520,79	-218,37	-61,34	-111,74	229,08	
68,269	-760,86	380,88	-509,47	-251,39	-56,57	-130,99	217,60	
68,827	-780,21	365,39	-498,16	-282,05	-52,33	-148,75	208,09	
69,385	-797,58	352,49	-486,84	-310,74	-48,60	-165,30	200,18	
69,942	-813,26	341,74	-475,52	-337,74	-45,34	-180,82	193,58	
70,500	-827,56	332,73	-464,21	-363,35	-42,48	-195,49	188,07	
71,058	-840,62	325,20	-452,89	-387,72	-39,99	-209,43	183,46	
71,615	-852,58	318,96	-441,58	-411,00	-37,81	-222,72	179,62	
72,173	-863,54	313,83	-430,26	-433,28	-35,92	-235,42	176,45	
72,731	-873,62	309,67	-418,94	-454,67	-34,26	-247,60	173,86	
73,288	-882,86	306,37	-407,63	-475,23	-32,81	-259,30	171,78	
73,846	-891,28	303,88	-396,31	-494,96	-31,55	-270,53	170,16	
74,404	-898,94	302,10	-385,00	-513,94	-30,45	-281,33	168,98	
74,962	-905,83	301,00	-373,68	-532,15	-29,49	-291,70	168,17	
75,519	-911,94	300,56	-362,36	-549,58	-28,67	-301,63	167,74	
76,077	-917,27	300,70	-351,05	-566,22	-27,97	-311,14	167,66	
76,635	-921,78	301,44	-339,73	-582,04	-27,38	-320,19	167,90	
77,192	-925,40	302,72	-328,42	-596,98	-26,89	-328,77	168,47	
77,750	-928,09	304,54	-317,10	-610,98	-26,49	-336,84	169,33	
78,308	-929,77	306,86	-305,79	-623,98	-26,19	-344,37	170,49	
78,865	-930,37	309,65	-294,47	-635,90	-25,96	-351,31	171,91	
79,423	-929,80	312,87	-283,15	-646,65	-25,82	-357,63	173,59	
79,981	-927,96	316,46	-271,84	-656,12	-25,75	-363,27	175,49	
80,538	-924,77	320,37	-260,52	-664,25	-25,75	-368,18	177,58	
81,096	-920,16	324,53	-249,21	-670,95	-25,81	-372,31	179,83	
81,654	-914,03	328,81	-237,89	-676,14	-25,93	-375,63	182,18	
82,212	-906,35	333,15	-226,57	-679,77	-26,11	-378,09	184,58	
82,769	-897,07	337,41	-215,26	-681,81	-26,33	-379,67	186,98	
83,327	-886,23	341,48	-203,94	-682,29	-26,59	-380,37	189,31	
83,885	-873,81	345,21	-192,63	-681,18	-26,87	-380,20	191,48	
84,442	-859,91	348,50	-181,31	-678,60	-27,18	-379,17	193,44	
85,000	-844,57	350,96	-170,00	-674,57	-27,49	-377,32	195,04	
$\bar{\sigma}$ médio =					-42,24	-9738,13	7616,93	= $\Sigma$

**QUADRO 27:** Evolução da fratura durante as análises -  
Plano de Descontinuidade D2 -  $E_c/E_m=0,5$ .

Análise	Abertura de Fenda Vertical Máxima (mm)	Abertura de Fratura Máxima (mm)
1 <sup>a</sup>	2,06	-
2 <sup>a</sup>	2,09	-
3 <sup>a</sup>	2,23	0,59
4 <sup>a</sup>	2,30	0,70
5 <sup>a</sup>	2,40	0,84
6 <sup>a</sup>	2,46	0,85
7 <sup>a</sup>	2,48	0,84

### 6.2.3 - Descontinuidade D3– El. 216,00m

Avalia-se agora a influência da deformabilidade para a descontinuidade D3, considerando-se a propagação da fratura. A Figura 113 apresenta o esquema de carregamento adotado para a análise da descontinuidade D3 (no trecho GH). A hipótese de fenda de tração até planos inferiores como este é bem pessimista. Sendo assim, considera-se que a drenagem está atuando até este plano também, o que é um dado de projeto pouco usual. Entretanto estas análises estão sendo realizadas a fim de comparar os resultados entre maciços mais ou menos deformáveis e os resultados entre as descontinuidades D1, D2 e D3, não fazendo sentido alterar-se os parâmetros de carregamentos e geometria.

O processo é análogo ao adotado para as demais descontinuidades, descrito a seguir sucintamente. A primeira análise é feita para a relação  $E_c/E_m=2$  e corresponde à abertura da fenda vertical até a El.16,00m. A configuração deformada obtida é apresentada na Figura 114. A Figura 115, bem como o Quadro 28 (coluna  $\sigma_z-U$ ), mostram as tensões totais do modelo inicial, em que se observam tensões efetivas de tração junto à fenda de montante. Na 2<sup>a</sup> Análise, a fenda é aberta em mais um nó entre os elementos da descontinuidade, de forma que o pico de tensão total de tração cai de 1479,79 para -523,26 kN/m<sup>2</sup>. Como continua havendo tensão efetiva de tração (296,74

kN/m<sup>2</sup>), na 3<sup>a</sup> Análise a fratura horizontal é aberta aplicando-se a subpressão em toda a abertura. Por último, é processada a 4<sup>a</sup> Análise, abrindo-se a fratura até a coordenada Y=53,50m e aplicando-se a subpressão. A fratura estabiliza conforme pode ser observado na Figura 116 e no Quadro 30. O comprimento da fratura final é de 2,0m devido à redistribuição de tensões em que se obtém somente  $\sigma_z$ -U de compressão a partir de Y=52,5m (Quadro 30). As aberturas máximas da fenda (junto à superfície rochosa) e da fratura (junto à face da fenda vertical) para cada análise estão mostradas no Quadro 29. A extensão de fratura corresponde a 5,7% do trecho de projeção da barragem, restando 94,7% de trecho comprimido.

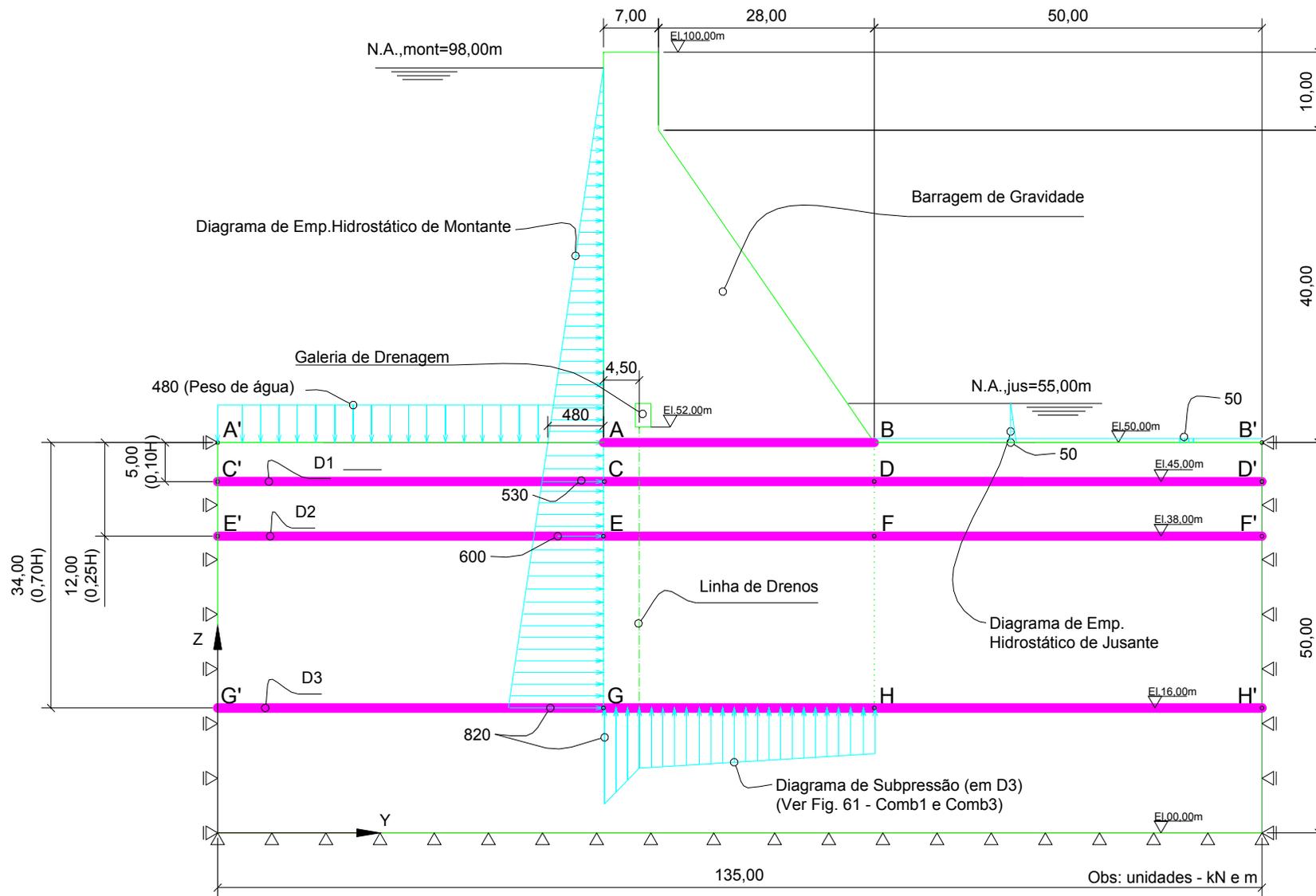
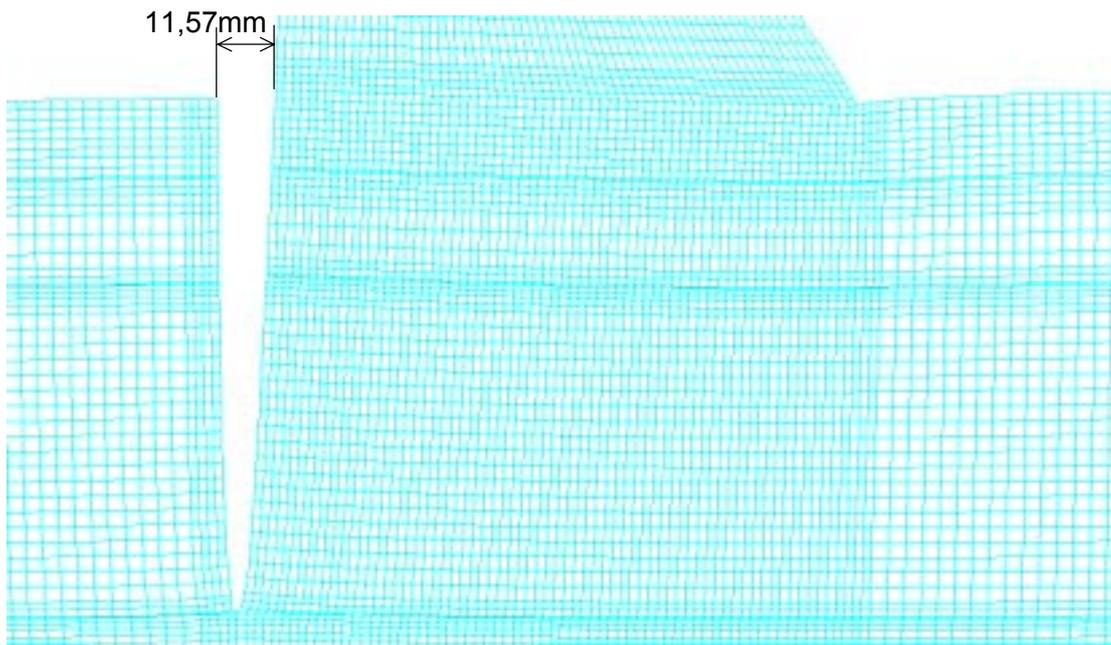
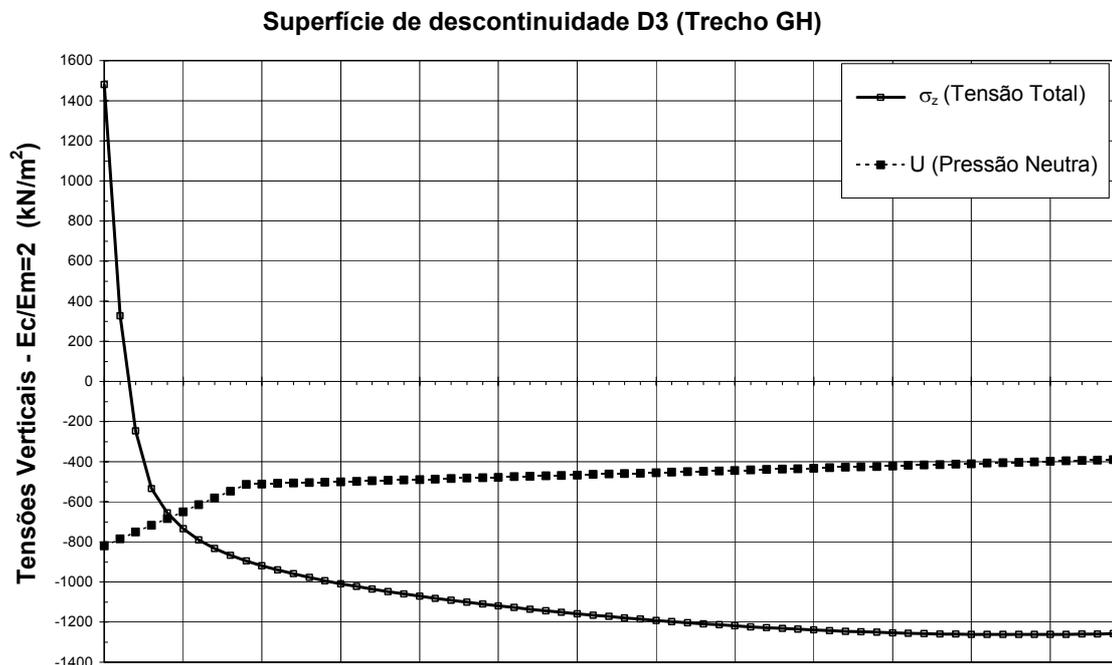


FIGURA 113: Esquema de carregamento para a análise de propagação da fratura na Descontinuidade D3.



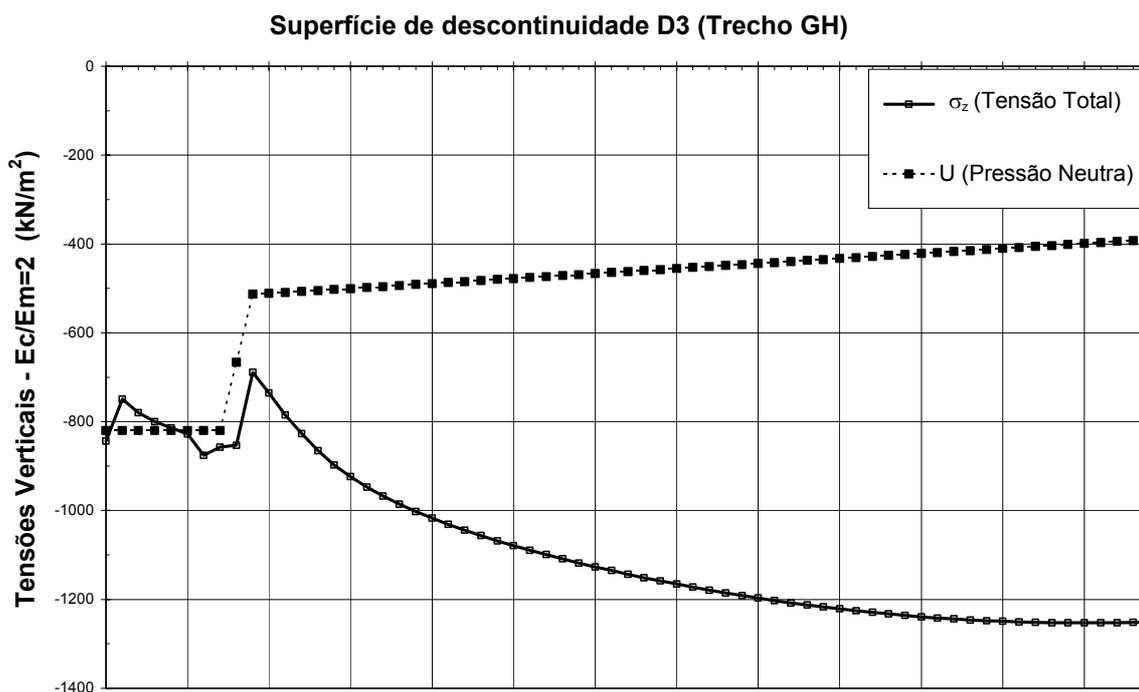
**FIGURA 114:** Análise Inicial – Configuração deformada na descontinuidade D3 (Trecho GH), para a relação  $E_c/E_m=2$ .



**FIGURA 115:** Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 28:** Análise Inicial – Descontinuidade D3 –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	1479,76	2478,68	-820,00	2299,76	0,00			
50,500	326,63	822,53	-785,92	1112,55	0,00	0,00	825,30	
51,000	-246,19	642,34	-751,84	505,65	0,00	0,00	366,22	
51,500	-535,24	535,76	-717,76	182,52	0,00	0,00	294,53	
52,000	-656,69	468,77	-683,68	27,00	0,00	0,00	251,13	
52,500	-735,29	428,79	-649,60	-85,69	78,70	-14,67	224,39	
53,000	-790,62	400,25	-615,52	-175,10	66,37	-65,20	207,26	
53,500	-832,90	378,61	-581,44	-251,46	56,41	-106,64	194,72	
54,000	-866,78	361,32	-547,36	-319,42	48,52	-142,72	184,98	
54,500	-894,93	347,03	-513,28	-381,65	42,28	-175,27	177,09	
55,000	-918,96	334,95	-511,26	-407,70	39,40	-197,34	170,49	
55,500	-939,92	324,55	-509,24	-430,68	37,00	-209,60	164,87	
56,000	-958,59	315,74	-507,22	-451,37	34,97	-220,51	160,07	
56,558	-977,09	306,70	-504,96	-472,12	33,01	-257,51	173,56	
57,115	-993,78	299,09	-502,71	-491,07	31,34	-268,58	168,92	
57,673	-1009,06	292,40	-500,46	-508,60	29,90	-278,75	164,93	
58,231	-1023,15	286,51	-498,20	-524,95	28,62	-288,20	161,43	
58,788	-1036,24	281,30	-495,95	-540,29	27,50	-297,04	158,33	
59,346	-1048,53	276,65	-493,69	-554,83	26,50	-305,37	155,58	
59,904	-1060,11	272,51	-491,44	-568,67	25,60	-313,28	153,13	
60,462	-1071,09	268,79	-489,19	-581,90	24,79	-320,83	150,94	
61,019	-1081,53	265,47	-486,93	-594,59	24,06	-328,06	148,97	
61,577	-1091,51	262,46	-484,68	-606,83	23,39	-335,01	147,21	
62,135	-1101,08	259,75	-482,43	-618,65	22,78	-341,72	145,62	
62,692	-1110,25	257,31	-480,17	-630,07	22,21	-348,20	144,18	
63,250	-1119,09	255,09	-477,92	-641,17	21,69	-354,48	142,88	
63,808	-1127,60	253,07	-475,66	-651,94	21,22	-360,58	141,70	
64,365	-1135,80	251,25	-473,41	-662,38	20,77	-366,49	140,63	
64,923	-1143,72	249,57	-471,16	-672,56	20,36	-372,25	139,65	
65,481	-1151,36	248,06	-468,90	-682,46	19,98	-377,84	138,76	
66,038	-1158,74	246,68	-466,65	-692,09	19,62	-383,29	137,95	
66,596	-1165,85	245,43	-464,39	-701,45	19,28	-388,58	137,22	
67,154	-1172,71	244,28	-462,14	-710,57	18,97	-393,74	136,55	
67,712	-1179,33	243,24	-459,89	-719,44	18,68	-398,75	135,94	
68,269	-1185,68	242,30	-457,63	-728,05	18,41	-403,63	135,39	
68,827	-1191,81	241,45	-455,38	-736,43	18,15	-408,36	134,89	
69,385	-1197,69	240,68	-453,13	-744,56	17,91	-412,97	134,44	
69,942	-1203,31	239,99	-450,87	-752,44	17,69	-417,43	134,03	
70,500	-1208,70	239,37	-448,62	-760,08	17,48	-421,76	133,67	
71,058	-1213,84	238,83	-446,36	-767,48	17,29	-425,95	133,34	
71,615	-1218,74	238,35	-444,11	-774,62	17,10	-430,01	133,06	
72,173	-1223,38	237,93	-441,86	-781,52	16,93	-433,92	132,81	
72,731	-1227,77	237,57	-439,60	-788,17	16,77	-437,70	132,59	
73,288	-1231,91	237,27	-437,35	-794,56	16,63	-441,34	132,41	
73,846	-1235,79	237,02	-435,10	-800,69	16,49	-444,83	132,25	
74,404	-1239,42	236,81	-432,84	-806,58	16,36	-448,18	132,12	
74,962	-1242,80	236,64	-430,59	-812,21	16,24	-451,39	132,02	
75,519	-1245,90	236,52	-428,33	-817,57	16,14	-454,46	131,94	
76,077	-1248,75	236,44	-426,08	-822,66	16,03	-457,37	131,88	
76,635	-1251,33	236,38	-423,83	-827,50	15,94	-460,14	131,84	
77,192	-1253,64	236,36	-421,57	-832,06	15,86	-462,76	131,82	
77,750	-1255,68	236,36	-419,32	-836,36	15,78	-465,23	131,81	
78,308	-1257,45	236,38	-417,07	-840,38	15,71	-467,55	131,82	
78,865	-1258,96	236,42	-414,81	-844,15	15,65	-469,73	131,84	
79,423	-1260,20	236,47	-412,56	-847,64	15,59	-471,75	131,86	
79,981	-1261,16	236,52	-410,30	-850,86	15,53	-473,62	131,89	
80,538	-1261,86	236,57	-408,05	-853,81	15,49	-475,34	131,92	
81,096	-1262,28	236,63	-405,80	-856,48	15,44	-476,91	131,95	
81,654	-1262,44	236,66	-403,54	-858,90	15,40	-478,33	131,97	
82,212	-1262,34	236,69	-401,29	-861,05	15,37	-479,60	131,99	
82,769	-1261,97	236,69	-399,03	-862,94	15,34	-480,73	132,00	
83,327	-1261,35	236,67	-396,78	-864,57	15,31	-481,71	131,99	
83,885	-1260,47	236,61	-394,53	-865,94	15,28	-482,55	131,97	
84,442	-1259,35	236,52	-392,27	-867,07	15,26	-483,24	131,93	
85,000	-1257,96	236,34	-390,00	-867,96	15,23	-483,81	131,85	
Ø médio =					23,46	-22292,80	10452,43	=Σ



**FIGURA 116:** 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m=2$ .

**QUADRO 29:** Evolução da fratura durante as análises - Plano de Descontinuidade D3 -  $E_c/E_m=2$ .

Análise	Abertura de Fenda Vertical Máxima (mm)	Abertura de Fratura Máxima (mm)
1ª	11,57	-
2ª	11,60	-
3ª	11,72	1,16
4ª	11,75	1,11

**QUADRO 30:** 4ª Análise – Descontinuidade D3 –  $E_c/E_m=2$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	-843,49	139,11	-820,00	-23,49	80,42			
50,500	-749,24	28,52	-820,00	70,76	0,00	0,00	41,91	
51,000	-780,12	41,88	-820,00	39,88	0,00	0,00	17,60	
51,500	-799,88	42,00	-820,00	20,13	0,00	0,00	20,97	
52,000	-813,42	47,91	-820,00	6,59	0,00	0,00	22,48	
52,500	-827,94	64,26	-820,00	-7,93	82,96	-0,34	28,04	
53,000	-875,41	78,52	-820,00	-55,41	54,79	-15,84	35,69	
53,500	-857,10	162,34	-820,00	-37,10	77,13	-23,13	60,21	
54,000	-853,32	580,57	-666,64	-186,68	72,18	-55,94	185,73	
54,500	-688,83	572,08	-513,28	-175,55	72,94	-90,56	288,16	
55,000	-735,21	553,44	-511,26	-223,95	67,97	-99,87	281,38	
55,500	-784,73	514,64	-509,24	-275,49	61,84	-124,86	267,02	
56,000	-827,21	479,99	-507,22	-319,99	56,31	-148,87	248,66	
56,558	-865,56	446,03	-504,96	-360,59	51,05	-189,78	258,22	
57,115	-897,17	418,79	-502,71	-394,46	46,71	-210,54	241,15	
57,673	-923,98	396,05	-500,46	-423,52	43,08	-228,09	227,21	
58,231	-947,14	377,06	-498,20	-448,94	40,03	-243,28	215,58	
58,788	-967,50	361,07	-495,95	-471,55	37,44	-256,67	205,82	
59,346	-985,73	347,43	-493,69	-492,04	35,23	-268,69	197,56	
59,904	-1002,25	335,73	-491,44	-510,81	33,31	-279,64	190,49	
60,462	-1017,39	325,61	-489,19	-528,20	31,65	-289,72	184,41	
61,019	-1031,37	316,85	-486,93	-544,44	30,20	-299,10	179,15	
61,577	-1044,42	309,15	-484,68	-559,74	28,91	-307,90	174,56	
62,135	-1056,67	302,39	-482,43	-574,24	27,77	-316,21	170,53	
62,692	-1068,21	296,44	-480,17	-588,03	26,75	-324,10	166,98	
63,250	-1079,16	291,14	-477,92	-601,24	25,84	-331,63	163,84	
63,808	-1089,58	286,43	-475,66	-613,91	25,01	-338,84	161,05	
64,365	-1099,50	282,23	-473,41	-626,09	24,26	-345,77	158,57	
64,923	-1109,01	278,46	-471,16	-637,85	23,58	-352,45	156,34	
65,481	-1118,12	275,07	-468,90	-649,22	22,96	-358,89	154,35	
66,038	-1126,86	272,02	-466,65	-660,21	22,39	-365,13	152,55	
66,596	-1135,24	269,27	-464,39	-670,84	21,87	-371,16	150,94	
67,154	-1143,30	266,78	-462,14	-681,16	21,39	-377,00	149,48	
67,712	-1151,05	264,53	-459,89	-691,16	20,94	-382,67	148,15	
68,269	-1158,48	262,49	-457,63	-700,85	20,53	-388,16	146,96	
68,827	-1165,63	260,63	-455,38	-710,25	20,15	-393,48	145,87	
69,385	-1172,49	258,95	-453,13	-719,36	19,80	-398,64	144,88	
69,942	-1179,06	257,44	-450,87	-728,18	19,47	-403,64	143,99	
70,500	-1185,35	256,06	-448,62	-736,73	19,17	-408,48	143,19	
71,058	-1191,36	254,81	-446,36	-745,00	18,88	-413,17	142,45	
71,615	-1197,10	253,67	-444,11	-752,99	18,62	-417,71	141,79	
72,173	-1202,55	252,66	-441,86	-760,69	18,37	-422,08	141,19	
72,731	-1207,73	251,74	-439,60	-768,13	18,15	-426,31	140,65	
73,288	-1212,64	250,91	-437,35	-775,29	17,93	-430,37	140,16	
73,846	-1217,26	250,18	-435,10	-782,16	17,74	-434,29	139,73	
74,404	-1221,60	249,52	-432,84	-788,76	17,55	-438,04	139,34	
74,962	-1225,67	248,93	-430,59	-795,08	17,38	-441,65	138,99	
75,519	-1229,45	248,42	-428,33	-801,11	17,23	-445,09	138,68	
76,077	-1232,96	247,95	-426,08	-806,87	17,08	-448,38	138,41	
76,635	-1236,17	247,55	-423,83	-812,34	16,95	-451,51	138,17	
77,192	-1239,11	247,19	-421,57	-817,53	16,82	-454,48	137,95	
77,750	-1241,75	246,88	-419,32	-822,43	16,71	-457,30	137,77	
78,308	-1244,11	246,60	-417,07	-827,04	16,60	-459,95	137,60	
78,865	-1246,19	246,35	-414,81	-831,38	16,51	-462,45	137,46	
79,423	-1247,98	246,13	-412,56	-835,42	16,42	-464,78	137,33	
79,981	-1249,48	245,93	-410,30	-839,18	16,33	-466,95	137,21	
80,538	-1250,71	245,74	-408,05	-842,66	16,26	-468,97	137,10	
81,096	-1251,64	245,56	-405,80	-845,84	16,19	-470,83	137,00	
81,654	-1252,30	245,38	-403,54	-848,75	16,12	-472,53	136,89	
82,212	-1252,68	245,19	-401,29	-851,39	16,07	-474,08	136,79	
82,769	-1252,78	244,99	-399,03	-853,75	16,01	-475,47	136,68	
83,327	-1252,61	244,78	-396,78	-855,83	15,96	-476,71	136,57	
83,885	-1252,18	244,54	-394,53	-857,65	15,91	-477,80	136,44	
84,442	-1251,48	244,28	-392,27	-859,20	15,87	-478,74	136,30	
85,000	-1250,51	243,92	-390,00	-860,51	15,83	-479,53	136,13	
				$\bar{\sigma}$ médio =	28,75	-20798,23	9624,43	=Σ

Em seqüência são processadas as análises na descontinuidade D3 para maciço mais rígido ( $E_c/E_m=0,50$ ). A primeira análise é processada. A Figura 117 bem como o Quadro 31 (coluna  $\sigma_z-U$ ) mostram as tensões totais do modelo inicial, em que se observam tensões efetivas de tração junto à fenda de montante. Na 2ª Análise, a fenda é aberta em mais um nó entre os elementos da descontinuidade, sendo assim o pico de tensão total de tração cai de +1647,58 para -453,98 kN/m<sup>2</sup> junto à face da fenda vertical. Como continua havendo tensão efetiva de tração (366,02 kN/m<sup>2</sup>) entre o contato maciço rochoso – descontinuidade D3, abre-se a fratura horizontal na 3ª Análise e aplica-se a subpressão em toda a abertura. Repete-se novamente este processo pois ainda aparecem tensões efetivas de tração. A Figura 118 apresenta as tensões obtidas na 4ª análise e indica que a fratura estabiliza, obtendo-se tensões de compressão após o trecho aberto. Assim como para a relação anterior, a drenagem não é perdida, pois a extensão da fratura fica em 2m, conforme pode ser visto na coluna  $\sigma_z-U$  do Quadro 32 onde a partir da coordenada Y=52,5, as tensões são de compressão. A extensão da fratura corresponde a 5,7%, restando 94,3 % de trecho comprimido.

Comparando-se os resultados obtidos para a descontinuidade D3 e relações  $E_c/E_m=0,5$  e 2, também se observa que para o maciço mais rígido a propagação da fenda se dá num processo mais lento e se obtém extensão de fratura maior. Entretanto, as aberturas de fenda e de fratura para maciço mais rígido são bem menores do que para maciços mais deformáveis (Quadro 33).

Superfície de descontinuidade D3 (Trecho GH)

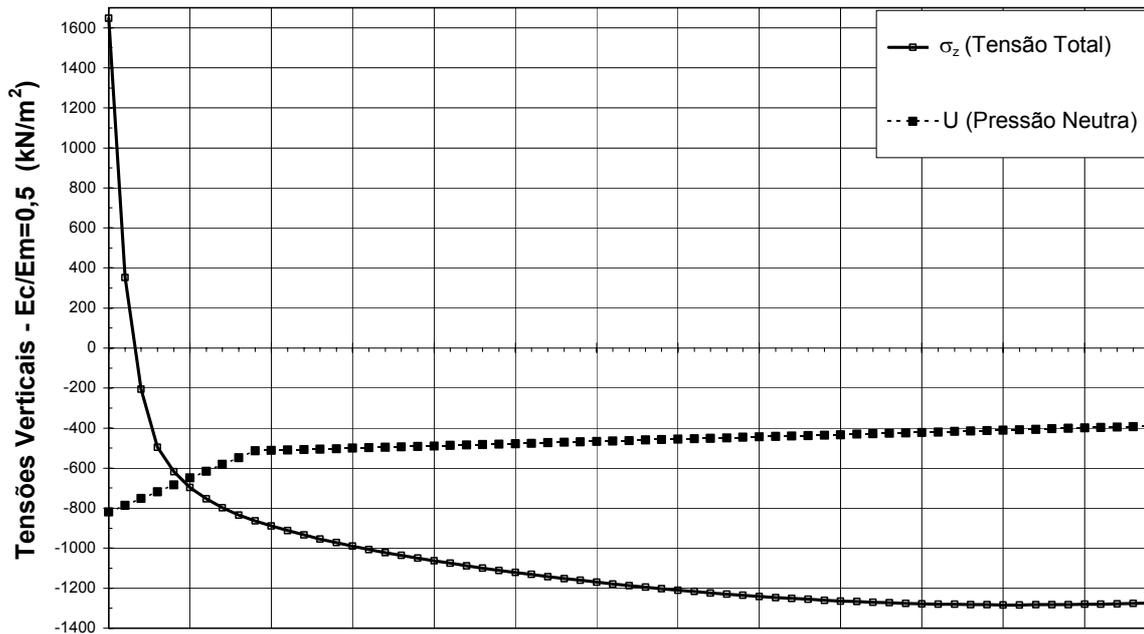


FIGURA 117: Análise Inicial - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

Superfície de descontinuidade D3 (Trecho GH)

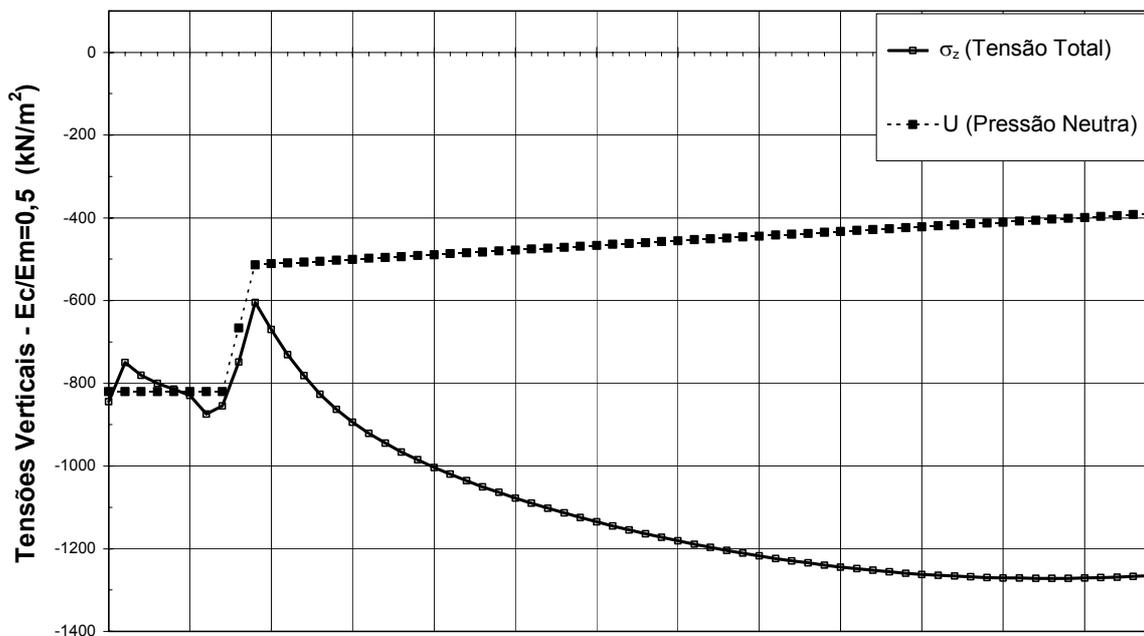


FIGURA 118: 4ª Análise - Tensões verticais ao longo do plano de descontinuidade D3, para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .

**QUADRO 31:** Análise Inicial – Descontinuidade D3 –  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)
50,000	1647,58	2511,97	-820,00	2467,58	0,00		
50,500	351,81	842,35	-785,92	1137,73	0,00	0,00	838,58
51,000	-204,95	639,48	-751,84	546,90	0,00	0,00	370,46
51,500	-494,79	532,50	-717,76	222,97	0,00	0,00	292,99
52,000	-616,82	464,01	-683,68	66,86	0,00	0,00	249,13
52,500	-697,04	422,79	-649,60	-47,44	83,60	0,00	221,70
53,000	-754,07	393,04	-615,52	-138,55	70,58	-46,50	203,96
53,500	-798,13	370,30	-581,44	-216,69	59,67	-88,81	190,84
54,000	-833,81	352,00	-547,36	-286,45	50,86	-125,78	180,58
54,500	-863,79	336,80	-513,28	-350,51	43,86	-159,24	172,20
55,000	-889,68	323,89	-511,26	-378,42	40,56	-182,23	165,17
55,500	-912,53	312,76	-509,24	-403,29	37,79	-195,43	159,16
56,000	-933,09	303,27	-507,22	-425,87	35,46	-207,29	154,01
56,558	-953,75	293,64	-504,96	-448,78	33,20	-243,89	166,45
57,115	-972,60	285,50	-502,71	-469,89	31,28	-256,17	161,49
57,673	-990,08	278,39	-500,46	-489,62	29,62	-267,56	157,24
58,231	-1006,37	272,16	-498,20	-508,17	28,17	-278,23	153,52
58,788	-1021,65	266,72	-495,95	-525,70	26,90	-288,29	150,26
59,346	-1036,14	261,92	-493,69	-542,44	25,77	-297,85	147,41
59,904	-1049,91	257,71	-491,44	-558,46	24,77	-306,98	144,90
60,462	-1063,05	254,03	-489,19	-573,86	23,88	-315,75	142,70
61,019	-1075,62	250,81	-486,93	-588,69	23,08	-324,17	140,77
61,577	-1087,71	247,99	-484,68	-603,03	22,35	-332,31	139,09
62,135	-1099,34	245,54	-482,43	-616,91	21,70	-340,18	137,62
62,692	-1110,53	243,42	-480,17	-630,35	21,11	-347,80	136,34
63,250	-1121,33	241,59	-477,92	-643,41	20,58	-355,18	135,24
63,808	-1131,75	240,03	-475,66	-656,08	20,10	-362,36	134,30
64,365	-1141,77	238,72	-473,41	-668,36	19,66	-369,32	133,50
64,923	-1151,46	237,62	-471,16	-680,30	19,25	-376,07	132,83
65,481	-1160,80	236,73	-468,90	-691,90	18,89	-382,63	132,27
66,038	-1169,79	236,01	-466,65	-703,14	18,55	-389,00	131,82
66,596	-1178,42	235,46	-464,39	-714,03	18,25	-395,17	131,46
67,154	-1186,73	235,06	-462,14	-724,58	17,97	-401,15	131,20
67,712	-1194,69	234,79	-459,89	-734,80	17,72	-406,94	131,01
68,269	-1202,31	234,65	-457,63	-744,68	17,49	-412,55	130,90
68,827	-1209,60	234,62	-455,38	-754,22	17,28	-417,96	130,85
69,385	-1216,54	234,69	-453,13	-763,41	17,09	-423,19	130,87
69,942	-1223,14	234,86	-450,87	-772,27	16,92	-428,22	130,93
70,500	-1229,40	235,11	-448,62	-780,78	16,76	-433,06	131,05
71,058	-1235,32	235,44	-446,36	-788,95	16,62	-437,71	131,21
71,615	-1240,89	235,83	-444,11	-796,78	16,49	-442,17	131,41
72,173	-1246,11	236,28	-441,86	-804,25	16,37	-446,44	131,64
72,731	-1250,99	236,79	-439,60	-811,38	16,27	-450,51	131,91
73,288	-1255,52	237,33	-437,35	-818,17	16,18	-454,39	132,21
73,846	-1259,69	237,92	-435,10	-824,59	16,09	-458,08	132,52
74,404	-1263,52	238,54	-432,84	-830,68	16,02	-461,57	132,86
74,962	-1267,00	239,17	-430,59	-836,41	15,96	-464,86	133,21
75,519	-1270,14	239,83	-428,33	-841,80	15,90	-467,96	133,57
76,077	-1272,92	240,50	-426,08	-846,84	15,85	-470,87	133,94
76,635	-1275,37	241,17	-423,83	-851,54	15,81	-473,59	134,31
77,192	-1277,46	241,83	-421,57	-855,89	15,78	-476,11	134,68
77,750	-1279,22	242,49	-419,32	-859,90	15,75	-478,44	135,05
78,308	-1280,64	243,13	-417,07	-863,57	15,72	-480,58	135,41
78,865	-1281,73	243,75	-414,81	-866,91	15,70	-482,54	135,76
79,423	-1282,48	244,34	-412,56	-869,92	15,69	-484,31	136,10
79,981	-1282,92	244,90	-410,30	-872,61	15,68	-485,90	136,42
80,538	-1283,03	245,42	-408,05	-874,98	15,67	-487,31	136,72
81,096	-1282,82	245,89	-405,80	-877,02	15,66	-488,54	137,00
81,654	-1282,31	246,31	-403,54	-878,77	15,66	-489,60	137,25
82,212	-1281,50	246,67	-401,29	-880,21	15,66	-490,48	137,46
82,769	-1280,39	246,97	-399,03	-881,36	15,65	-491,20	137,65
83,327	-1279,01	247,20	-396,78	-882,22	15,65	-491,77	137,80
83,885	-1277,34	247,36	-394,53	-882,81	15,65	-492,17	137,90
84,442	-1275,40	247,45	-392,27	-883,13	15,65	-492,43	137,97
85,000	-1273,20	247,39	-390,00	-883,20	15,65	-492,53	137,98
				$\emptyset$ médio =	22,37	-22489,31	10334,69 =Σ

**QUADRO 32:** 4ª Análise – Descontinuidade D3 –  $E_c/E_m=0,5$ .

Y(m)	$\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{yz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_z - U$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\arctg(\tau_{yz}/(\sigma_z-U))$ (graus)	$(\sigma_z-U)\delta l$ (kN/m)	$\tau_{yz} \delta l$ (kN/m)	
50,000	-844,35	139,40	-820,00	-24,35	80,09			
50,500	-749,62	28,94	-820,00	70,38	0,00	0,00	42,09	
51,000	-780,37	42,21	-820,00	39,64	0,00	0,00	17,79	
51,500	-800,34	41,77	-820,00	19,66	0,00	0,00	20,99	
52,000	-814,08	46,76	-820,00	5,92	0,00	0,00	22,13	
52,500	-828,97	61,35	-820,00	-8,97	81,69	-0,76	27,03	
53,000	-874,26	72,72	-820,00	-54,26	53,27	-15,81	33,52	
53,500	-854,52	136,85	-820,00	-34,52	75,84	-22,20	52,39	
54,000	-748,70	548,79	-666,64	-82,06	81,50	-29,15	171,41	
54,500	-604,34	558,23	-513,28	-91,06	80,74	-43,28	276,75	
55,000	-670,16	540,37	-511,26	-158,90	73,61	-62,49	274,65	
55,500	-731,31	500,33	-509,24	-222,07	66,07	-95,24	260,18	
56,000	-781,50	464,83	-507,22	-274,28	59,46	-124,09	241,29	
56,558	-826,20	430,25	-504,96	-321,23	53,25	-166,06	249,59	
57,115	-862,84	402,62	-502,71	-360,13	48,19	-190,00	232,24	
57,673	-893,90	379,63	-500,46	-393,44	43,98	-210,13	218,13	
58,231	-920,81	360,48	-498,20	-422,60	40,46	-227,55	206,38	
58,788	-944,54	344,42	-495,95	-448,59	37,52	-242,93	196,56	
59,346	-965,92	330,78	-493,69	-472,22	35,01	-256,77	188,27	
59,904	-985,38	319,16	-491,44	-493,94	32,87	-269,41	181,23	
60,462	-1003,31	309,20	-489,19	-514,12	31,02	-281,09	175,21	
61,019	-1019,94	300,65	-486,93	-533,00	29,43	-291,99	170,05	
61,577	-1035,54	293,24	-484,68	-550,86	28,03	-302,23	165,60	
62,135	-1050,22	286,83	-482,43	-567,79	26,80	-311,93	161,75	
62,692	-1064,09	281,29	-480,17	-583,92	25,72	-321,15	158,42	
63,250	-1077,29	276,46	-477,92	-599,37	24,76	-329,96	155,52	
63,808	-1089,87	272,27	-475,66	-614,20	23,91	-338,40	153,01	
64,365	-1101,85	268,66	-473,41	-628,44	23,15	-346,51	150,84	
64,923	-1113,33	265,51	-471,16	-642,17	22,46	-354,30	148,95	
65,481	-1124,32	262,81	-468,90	-655,41	21,85	-361,83	147,32	
66,038	-1134,84	260,47	-466,65	-668,19	21,30	-369,08	145,91	
66,596	-1144,90	258,48	-464,39	-680,50	20,80	-376,08	144,71	
67,154	-1154,54	256,78	-462,14	-692,40	20,35	-382,83	143,68	
67,712	-1163,78	255,35	-459,89	-703,89	19,94	-389,35	142,80	
68,269	-1172,60	254,16	-457,63	-714,96	19,57	-395,64	142,07	
68,827	-1181,03	253,18	-455,38	-725,65	19,23	-401,71	141,47	
69,385	-1189,07	252,38	-453,13	-735,94	18,93	-407,56	140,97	
69,942	-1196,71	251,76	-450,87	-745,84	18,65	-413,19	140,57	
70,500	-1203,98	251,28	-448,62	-755,36	18,40	-418,60	140,27	
71,058	-1210,87	250,94	-446,36	-764,51	18,17	-423,81	140,04	
71,615	-1217,38	250,72	-444,11	-773,26	17,96	-428,80	139,88	
72,173	-1223,50	250,61	-441,86	-781,64	17,78	-433,58	139,79	
72,731	-1229,25	250,58	-439,60	-789,65	17,61	-438,15	139,75	
73,288	-1234,63	250,65	-437,35	-797,28	17,45	-442,51	139,76	
73,846	-1239,62	250,78	-435,10	-804,52	17,31	-446,66	139,82	
74,404	-1244,25	250,97	-432,84	-811,41	17,19	-450,60	139,91	
74,962	-1248,51	251,21	-430,59	-817,92	17,07	-454,33	140,03	
75,519	-1252,38	251,51	-428,33	-824,05	16,97	-457,86	140,18	
76,077	-1255,90	251,82	-426,08	-829,82	16,88	-461,17	140,35	
76,635	-1259,05	252,17	-423,83	-835,22	16,80	-464,29	140,53	
77,192	-1261,84	252,52	-421,57	-840,26	16,73	-467,20	140,73	
77,750	-1264,26	252,89	-419,32	-844,94	16,66	-469,91	140,93	
78,308	-1266,33	253,26	-417,07	-849,26	16,60	-472,42	141,14	
78,865	-1268,05	253,62	-414,81	-853,23	16,55	-474,74	141,34	
79,423	-1269,42	253,97	-412,56	-856,86	16,51	-476,85	141,54	
79,981	-1270,44	254,29	-410,30	-860,14	16,47	-478,78	141,72	
80,538	-1271,13	254,59	-408,05	-863,08	16,43	-480,51	141,90	
81,096	-1271,49	254,85	-405,80	-865,69	16,40	-482,06	142,05	
81,654	-1271,53	255,06	-403,54	-867,98	16,38	-483,43	142,19	
82,212	-1271,24	255,23	-401,29	-869,95	16,35	-484,62	142,29	
82,769	-1270,65	255,35	-399,03	-871,61	16,33	-485,63	142,37	
83,327	-1269,76	255,41	-396,78	-872,98	16,31	-486,47	142,42	
83,885	-1268,58	255,40	-394,53	-874,05	16,29	-487,15	142,43	
84,442	-1267,11	255,32	-392,27	-874,83	16,27	-487,67	142,41	
85,000	-1265,36	255,11	-390,00	-875,36	16,25	-488,03	142,33	
$\varnothing$ médio =					28,92	-20856,48	9449,58	=Σ

**QUADRO 33:** Evolução da fratura durante as análises -  
Plano de Descontinuidade D3 -  $E_c/E_m=0,5$ .

<b>Análise</b>	<b>Abertura de Fenda Vertical Máxima (mm)</b>	<b>Abertura de Fratura Máxima (mm)</b>
1 <sup>a</sup>	3,30	-
2 <sup>a</sup>	3,30	-
3 <sup>a</sup>	3,34	0,32
4 <sup>a</sup>	3,35	0,33

## 7 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO E COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS.

A partir dos resultados apresentados nos capítulos 5 e 6, apresentam-se agora as verificações de estabilidade quanto ao deslizamento. Para os três planos são determinados os ângulos de atrito necessários para atender a estabilidade, em cada método analisado: método dos elementos finitos (MEF), considerando-se a propagação da fratura (Capítulo 6) e MEF sem propagação de fratura (Capítulo 5), a fim de se comparar os resultados com o método analítico.

### 7.1 - Verificação da estabilidade ao deslizamento – Método analítico

A segurança ao deslizamento é agora verificada através do somatório de forças verticais e horizontais atuantes ao longo dos três planos de descontinuidade. Os planos de ruptura são considerados como sendo as áreas em cada descontinuidade situadas abaixo da projeção da base da barragem (trechos CD, EF e GH conforme Figura 48); o que corresponde à hipótese de que a distribuição de tensões ocorre somente nesta área e sem influência da deformabilidade do maciço. Imaginando-se que um mínimo de deslocamento da barragem para montante mobiliza o empuxo passivo da rocha a jusante, para as descontinuidades de rocha considera-se esta parcela através das equações (7) e (8) do Capítulo 2. Na equação (7) a força devida ao empuxo passivo é uma força redutora dos empuxos horizontais atuantes e na equação (8), corresponde a um acréscimo de força resistente. Entretanto, a consideração da contribuição da rocha a jusante como empuxo passivo só é permitida em alguns critérios de projeto, justamente pelo fato de que é necessário que a estrutura se deforme para a sua atuação. O cálculo do empuxo passivo da rocha a jusante é feito pelas fórmulas usuais da mecânica dos solos (Caputo, 1987):

$$E_p = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{sub}} \times h^2 \times K_p \quad (32)$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \quad (33)$$

Onde:

$E_p$ : Empuxo passivo de rocha;

$\gamma_{\text{sub}}$ : Peso específico submerso da rocha;

h: Altura de rocha acima do plano em análise;

$K_p$ : Coeficiente de empuxo passivo;

$\phi$  : Ângulo de atrito da rocha a jusante.

Entretanto, o emprego desta fórmula fornece valores bem elevados de empuxo passivo, mesmo adotando-se parâmetros de resistência dos materiais adequados, uma vez que a existência de uma rocha a jusante com determinados ângulo de atrito e peso específico submerso pode se apresentar mais ou menos fraturada. Se for uma rocha muito fraturada, a deformação na barragem para mobilizar o passivo será ainda maior, podendo comprometer a durabilidade e a estabilidade da estrutura. Neste caso, tratamentos da rocha a jusante devem ser empregados se a contribuição do empuxo passivo for considerada na análise de estabilidade ao deslizamento. Em função disto, em algumas situações considera-se o valor de coeficiente de empuxo passivo reduzido ( $K_{p, \text{reduz}}$ ) conforme equação (34), tal como na análise de estabilidade das estruturas da Usina Hidrelétrica de Itaipu.

$$K_{p, \text{reduz}} = \text{tg}(45 + \phi/2) \quad (34)$$

O Quadro 34 apresenta os valores de empuxo passivo da rocha a jusante calculados pelas equações (32) e (34) e pelas equações (32) e (33), denominados de  $E_{p1}$  e  $E_{p2}$ , respectivamente. Assim,  $E_{p1}$  corresponde ao empuxo passivo reduzido e  $E_{p2}$  corresponde ao empuxo passivo clássico. Adota-se um ângulo de atrito da rocha a jusante de  $40^\circ$ . O seu peso específico submerso é de  $14\text{kN/m}^3$ . Está incluído também, a título de comparação, o cálculo do empuxo no repouso ( $E_o$ ) que é indicado para estruturas de natureza essencialmente rígidas que não possam ou não devam sofrer deslocamentos apreciáveis (Caputo, 1987). O coeficiente de empuxo ( $K_o$ ) no repouso, que pode variar de 0,4 a 0,75 conforme o material, é adotado igual a 0,40. No Quadro 34, as duas primeiras colunas correspondem ao somatório das forças verticais efetivas ( $\Sigma N_{\text{efet}}$ ) e de forças horizontais atuantes ( $\Sigma E = E_m - E_j$ ), considerando-se os pesos de concreto (PP), de água ( $P_{aj}$ ), de rocha ( $P_r$ ), a subpressão (U) e os empuxos hidrostáticos de jusante ( $E_j$ ) e de montante ( $E_m$ ) até o plano considerado. Os empuxos hidrostáticos são calculados com variação linear (tal como a combinação Comb3 do

Capítulo 5). Um último valor de empuxo passivo ( $E_{p3}$ ) é apresentado, adotando-se um coeficiente de empuxo passivo  $K_{p3}=2,50$ , a fim de se utilizar um valor um pouco maior do que o mínimo. As colunas  $\Sigma E_0$ ,  $\Sigma E_1$ ,  $\Sigma E_2$  e  $\Sigma E_3$  apresentam os somatórios das forças horizontais com o desconto dos empuxos de rocha correspondentes ( $E_0$ ,  $E_{p1}$ ,  $E_{p2}$  e  $E_{p3}$ , respectivamente).

**QUADRO 34:** Cálculo do empuxo devido à rocha a jusante – método analítico.

		$\gamma_{sub}(kN/m^3)$	$\phi$	$K_0$	$K_{p1}$	$K_{p2}$	$K_{p3}$
		14	40	0,40	2,14	4,60	2,50
Plano	$\Sigma N,efet$	$\Sigma E=Em-Ej$	Hr	$E_0$	$E_{p1}$	$E_{p2}$	$E_{p3}$
D1	19502,6	13545,00	5	70	375,29	804,81	437,50
D2	22932,6	16555,00	12	403,2	2161,66	4635,70	2520,00
D3	33712,6	26015,00	34	3236,8	17353,35	37214,38	20230,00
		$\Sigma E_0=\Sigma E-E_0$	$\Sigma E_1=\Sigma E-E_{p1}$	$\Sigma E_2=\Sigma E-E_{p2}$	$\Sigma E_3=\Sigma E-E_{p3}$		
		13475,00	13169,71	12740,19	13107,50		
		16151,80	14393,34	11919,30	14035,00		
		22778,20	8661,65	-11199,38	5785,00		

Onde:

$\Sigma N,efet$ : Somatório das forças normais efetivas;

$\Sigma E$ : Somatório das forças horizontais considerando-se empuxos hidrostáticos a montante e a jusante até o plano em análise;

$K_0$  : Coeficiente de empuxo de rocha no repouso;

$K_{p1}$ : Coeficiente de empuxo passivo da rocha a jusante – equação (34);

$K_{p2}$ : Coeficiente de empuxo passivo da rocha a jusante – equação (33);

$K_{p3}$ : Coeficiente de empuxo passivo da rocha a jusante – adotado;

$E_0$ ,  $E_{p1}$ ,  $E_{p2}$  e  $E_{p3}$ : Empuxos de rocha a jusante, calculados para  $K_0, K_{p1}$ ,  $K_{p2}$  e  $K_{p3}$ , em ordem;

$\Sigma E_0$ ,  $\Sigma E_1$ ,  $\Sigma E_2$ ,  $\Sigma E_3$ : Somatório das forças horizontais considerando-se a redução dos empuxos da rocha a jusante ( $E_0$ ,  $E_{p1}$ ,  $E_{p2}$  e  $E_{p3}$ , em ordem);

$E_m$ : Empuxo hidrostático de montante;

$E_j$ : Empuxo hidrostático de jusante;

Hr: Profundidade de rocha até o plano considerado;

$\phi$ : Ângulo de atrito da rocha a jusante;

$\gamma_{\text{sub}}$ : Peso específico submerso da rocha a jusante da barragem.

A verificação da estabilidade ao deslizamento é feita a partir do cálculo de um fator de segurança ao deslizamento (FSD) conforme o item 2.4.3. Calcula-se um ângulo de atrito mobilizado para FSD=1 em cada plano, denominado  $\phi_{\text{necess}}$ . Para isto, se considera a equação (7) em que a contribuição da rocha a jusante atua como força redutora das forças horizontais atuantes.

Assim, considerando-se FSD=1 na equação (7) , tem-se:

$$\frac{\left( \frac{\sum N, \text{efet.} \tan \phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E - E_p} = 1,0$$

Considerando-se que os coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão ( $fsd\phi$  e  $fsdc$ , respectivamente) são unitários, bem como a coesão (c) é nula, tem-se:

$$\phi_{\text{necess}} = \arctan \left( \frac{\sum E - E_p}{\sum N, \text{efet}} \right) \quad (35)$$

Onde  $\sum E - E_p$  corresponde ao somatório das forças horizontais atuantes menos a contribuição da rocha a jusante ( $E_p = E_0, E_{p1}, E_{p2}$  e  $E_{p3}$  do Quadro 34).

Adotando-se os valores do empuxo passivo de rocha a jusante  $E_{p3}$  (Quadro 34) na equação (35), obtém-se os valores de ângulo de atrito mobilizado para cada superfície de análise (contato, D1, D2 e D3), conforme quadros 35 e 36.

No Quadro 35, para o somatório das forças horizontais ( $\sum E_3$ ) consideram-se os empuxos hidrostáticos iguais àqueles considerados nas análises de MEF com fratura (conforme Figuras 96, 107 e 113 do Capítulo 6), ou seja, empuxos hidrostáticos de montante atuantes até cada plano em análise e empuxos hidrostáticos de jusante, até a superfície de rocha (El. 50,00m). No Quadro 36, estes empuxos são considerados

atuantes até cada plano em análise (conforme carregamento típico mostrado para a descontinuidade D3 na Figura 48). Em ambas situações, considera-se a variação dos empuxos sempre linear.

Convém salientar que o mesmo ângulo de atrito mobilizado poderia ser obtido da equação (8) do Capítulo 2, em que a contribuição da rocha a jusante é considerada como uma força adicional resistente. Entretanto, para fatores de segurança ao deslizamento unitário (FSD=1) chegar-se-ia no mesmo resultado da equação (7).

**QUADRO 35:** Cálculo do ângulo de atrito mobilizado para FSD=1, conforme carregamentos adotados nas análises com fratura (COMB3-Cap. 6) - Método analítico.

	PP	Pa <sub>j</sub>	Pr	U	Em	Ha <sub>j</sub>	Ej	Hr	Ep <sub>3</sub>	ΣN,efet	ΣE <sub>3</sub>	φ necess	φ (c=100kN/m <sup>2</sup> )
Contato	21840	87,5	0	4874,9	11520	5	125	0	0,0	17052,6	11395,0	33,75	24,84
D1	21840	87,5	4200	6624,9	14045	5	125	5	437,5	19502,6	13482,5	34,66	27,11
D2	21840	87,5	10080	9074,9	18000	5	125	12	2520,0	22932,6	15355,0	33,81	27,34
D3	21840	87,5	28560	16774,9	33620	5	125	34	20230,0	33712,6	13265,0	21,48	16,15

**QUADRO 36:** Cálculo do ângulo de atrito mobilizado para FSD=1, conforme carregamentos usuais - Método analítico.

	PP	Pa <sub>j</sub>	Pr	U	Em	Ha <sub>j</sub>	Ej	Hr	Ep <sub>3</sub>	ΣN,efet	ΣE <sub>3</sub>	φ necess	φ (c=100kN/m <sup>2</sup> )
Contato	21840	87,5	0	4874,9	11520	5	125	0	0	17052,6	11395,0	33,75	24,84
D1	21840	87,5	4200	6624,9	14045	10	500	5	438	19502,6	13107,5	33,90	26,23
D2	21840	87,5	10080	9074,9	18000	17	1445	12	2520	22932,6	14035,0	31,47	24,67
D3	21840	87,5	28560	16774,9	33620	39	7605	34	20230	33712,6	5785,0	9,74	3,88

Onde:

PP: Peso próprio da barragem;

Pa<sub>j</sub>: Peso de água sobre a barragem a jusante;

Pr: Peso de rocha até o plano em análise;

U: Subpressão (integral do diagrama de subpressão ao longo do trecho analisado);

Em: Empuxo hidrostático de montante (com variação linear até o plano em análise);

Ej: Empuxo hidrostático de jusante (considerado com variação linear até a superfície de rocha no Quadro 35 e até o plano em análise no Quadro 36);

Hr: Altura de rocha a jusante da barragem até o plano em análise;

$\phi_{necess}$ : Ângulo de atrito mobilizado para coeficientes de segurança unitários e coesão nula – equação (35).

$\phi$  ( $c=100\text{kN/m}^2$ ): Ângulo de atrito mobilizado para coeficientes de segurança unitários e coesão= $100\text{kN/m}^2$  – equação (7).

Sendo assim, para um material com ângulo de atrito de  $34^\circ$  e coesão nula, obtém-se um fator de segurança unitário para o contato concreto-rocha. Para material com coesão de  $100\text{kN/m}^2$ , este ângulo de atrito reduziria para  $25^\circ$  e assim sucessivamente para os planos de descontinuidade D1, D2 e D3, conforme Quadro 36.

## 7.2 - Verificação da estabilidade pelo MEF sem propagação da fratura (MEF<sub>o</sub>)

A partir das tensões obtidas em uma análise elástica linear pelo método dos elementos finitos no Capítulo 5, analisa-se agora estabilidade da barragem quanto ao deslizamento. Para facilitar comparações posteriores, denomina-se esta análise de MEF<sub>o</sub>. A segurança da barragem é analisada conforme o exposto no item 2.4, ou seja, através de dois tipos de verificações: segurança pelo estado limite de ruptura pontual e segurança pelo estado limite de ruptura geral.

### 7.2.1 - Estado limite de ruptura geral - MEF<sub>o</sub>

Para a análise de estabilidade pelo MEF<sub>o</sub>, adota-se neste momento o estado limite de ruptura geral, conforme apresentado no Capítulo 2 (item 2.4.5). Como a seção analisada apresenta descontinuidades no maciço de fundação, a escolha do mecanismo de ruptura é direta, ou seja, analisa-se o deslizamento ao longo destes planos de descontinuidades, bem como ao longo do contato concreto-rocha. Entretanto, a verificação do contato concreto-rocha será feita no próximo item. Adota-se a expressão (4) para a verificação da segurança ao deslizamento.

A fim de comparar os resultados com o método analítico do item 7.1, considerando agora a deformabilidade da fundação, são obtidos os valores de atrito necessário ( $\phi_{necess}$ ) para os três planos de descontinuidade e para as cinco relações de  $E_c/E_m$  (Quadros 37 a 42), considerando-se um fator de segurança ao deslizamento unitário.

Assim, considerando-se  $FSD=1$  na equação (4) , tem-se:

$$\frac{\left( \frac{\sum N,efet.\tan\phi}{fsd\phi} + \frac{c.A}{fsdc} \right)}{\sum E} = 1,0$$

Considerando-se também que os coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão ( $fsd\phi$  e  $fsdc$ , respectivamente) são unitários, bem como a coesão ( $c$ ) é nula, obtém-se o ângulo de atrito necessário ( $\phi_{necess}$ ):

$$\phi_{necess} = \arctan\left(\frac{\sum E}{\sum N,efet}\right) \quad (36)$$

As colunas  $\sum N,efet$  e  $\sum E$  (Quadros 37 a 42) representam os somatórios das forças paralelas ao eixo Z ( integral das tensões verticais efetivas ao longo do trecho considerado) e paralelas ao eixo Y (integral das tensões cisalhantes atuantes ao longo do trecho considerado), respectivamente. Como as tensões na fundação se distribuem ao longo de toda a extensão dos planos de descontinuidades, conforme descrito no Capítulo 5, obtém-se os somatórios de forças ao longo de três trechos, para cada plano de descontinuidade:

- ✓ Ao longo do plano de projeção da barragem: trechos CD, EF e GH;
- ✓ Ao longo de todo o plano da descontinuidade: trechos C'D', E'F' e G'H';
- ✓ Ao longo dos planos CD', EF' e GH', respectivamente para D1, D2 e D3;

Onde CD, C'D' ,EF,E'F', GH e G'H' são definidos na Figura 48 no Capítulo 5.

As integrais de tensões são calculadas para duas combinações: Comb3 e Comb4. A Comb3 refere-se ao carregamento devido ao peso próprio, empuxos hidrostáticos de jusante, de montante até o plano em análise e subpressão aplicada externamente à malha como pressão neutra e a Comb4 é igual à combinação anterior, exceto que considera o empuxo simplificado de montante (Capitulo 5 – item 5.3.2).

Além da determinação de  $\phi_{necess}$ , calculam-se também fatores de segurança ao deslizamento considerando-se parâmetros hipotéticos de rocha. Para isto, adotam-se três conjuntos de parâmetros de resistência:

- 1)  $\phi=27^\circ$  e  $c=100\text{kN/m}^2$  ( $1\text{kgf/cm}^2$ ),  $fsd\phi=1$  e  $fsdc=1$ ;
- 2)  $\phi=35^\circ$  e  $c=300\text{ kN/m}^2$  ( $3\text{kgf/cm}^2$ ),  $fsd\phi=1$  e  $fsdc=1$ ;
- 3)  $\phi=37^\circ$  e  $c=300\text{ kN/m}^2$  ( $3\text{kgf/cm}^2$ ),  $fsd\phi=1,5$  e  $fsdc=3$ .

Onde  $\phi$  e  $c$  correspondem ao ângulo de atrito e coesão característicos do material,  $fsd\phi$  e  $fsdc$ , aos coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e a coesão, respectivamente.

O primeiro conjunto acima representa uma feição de baixa resistência, o segundo e o terceiro uma rocha são de média resistência, entretanto consideram-se para o último os fatores de segurança parciais de coesão e de atrito conforme recomendações usuais de projeto (ver Quadro 1-item 2.4). Para os dois primeiros consideram-se os fatores de segurança parciais unitários, pois se supõem parâmetros de grande confiabilidade. Enfim, são situações hipotéticas adotadas a fim de mostrar ordem de grandeza dos fatores de segurança a serem obtidos. Entretanto, convém notar que apesar dos materiais 1 e 3 serem fisicamente diferentes, matematicamente fornecerão resultados muito próximos pois considerando um material com coeficiente de atrito de  $37^\circ$  e  $fsd\phi=1,5$ , equivale a considerar um material com ângulo de atrito aproximado de  $27^\circ$ . Sendo assim, os estudos em seguida serão feitos para os materiais 1 e 2, sabendo-se que os resultados para o material tipo 3 equivaleriam aos resultados obtidos para o material 1.

Para a descontinuidade D1, obtém-se o somatório de tensões ( $\Sigma N$ ,  $\Sigma E$ ) nos elementos da descontinuidade e nos elementos do maciço acima da mesma. Os Quadros 37 e 38 apresentam os valores de ângulos de atrito necessários para a descontinuidade D1, calculados através da equação (36).

Observa-se, como era de se esperar, que os fatores de segurança ao deslizamento são menores e os valores de ângulos de atrito mobilizados maiores para os somatórios de esforços obtidos nos elementos do maciço. Sendo assim, descartam-se os valores de

esforços obtidos nos elementos das descontinuidades, tal como feito no Capítulo 5, onde se limitaram os estudos de tensões somente para os elementos do maciço adjacentes aos elementos das descontinuidades. Para as descontinuidades D2 e D3, estão apresentados nos Quadros 39 a 42 os valores de ângulo de atrito necessário e de fatores de segurança ao deslizamento, para os somatórios de tensões obtidos ao longo dos elementos do maciço. Adotam-se os mesmos parâmetros dos materiais da descontinuidade D1.

A partir da análise destes estudos, algumas considerações merecem ser feitas. A integral do somatório das forças tangenciais ( $\Sigma E$ ) para os três planos não atinge o somatório das forças aplicadas (de 13.545, 16.555 e 26.015kN, para D1, D2 e D3 em ordem), independentemente do trecho integrado (se for CD, CD' ou C'D', por exemplo), ou seja, mesmo ao longo de toda a extensão dos planos de descontinuidade, o somatório de forças extraído da malha é ainda um pouco menor do que a carga aplicada. Isto significa que a distribuição de tensões vai além da extensão dos trechos considerados. A contribuição da rocha a jusante considerada no método analítico, no MEF representa matematicamente uma redução das forças horizontais entre a projeção da base da barragem. Fisicamente se observa que a redução ocorre devida à distribuição de tensões que vai além destes planos abaixo da projeção da barragem. Sendo assim, ao integrar as tensões em planos menores ao longo da malha, está se considerando um empuxo passivo de jusante embutido, pois afinal a rocha modelada a jusante absorve estas tensões. Para o somatório de forças verticais efetivas ( $\Sigma N_{\text{efet}}$ ) nos trechos CD, EF e GH, também não se obtém o mesmo valor do obtido manualmente ou seja, para os planos CD, EF e GH o  $\Sigma N_{\text{efet}}$  sem espraiamento de forças seria de 19.503, 22.933 e 33.712kN, para as descontinuidades D1, D2 e D3, em ordem, até a camada superior do maciço de cada descontinuidade (Quadros 35 e 36). Uma vez que os carregamentos hidrostáticos de montante são aplicados perpendicularmente aos planos AC, AE e AG e os de jusante perpendicularmente aos planos: BD, BF e BH (Figura 48 - Capítulo 5) é de se imaginar que o plano de análise à estabilidade seja mesmo o trecho de projeção da base da barragem, entretanto, as tensões se distribuem no maciço. A diferença da integral das tensões segundo diferentes áreas evidencia isto. A menos que haja um caminho preferencial de percolação de água a montante e a jusante que evidencie a atuação da carga dos reservatórios a montante e a jusante da barragem nestes planos, como foram aplicadas

neste estudo ( $MEF_o$ ), não se pode afirmar que os carregamentos atuarão desta forma, a menos que se tenha em mãos um estudo de percolação dos empuxos hidrostáticos na fundação.

Analisando-se os valores de ângulo de atrito necessário, observa-se que para as descontinuidades D1 e D2, os valores de  $\phi_{necess}$  são maiores ao longo dos trechos mais extensos (C'D', E'F', respectivamente), já para a descontinuidade D3, quase os mesmos valores são encontrados ao longo de GH e G'H'. Isto se deve provavelmente devido ao alto nível de tensão normal ao longo de toda esta camada (D3) e de sua distribuição praticamente uniforme, diferente um pouco dos planos superiores em que os maiores níveis de tensão normal encontram-se na região próxima à projeção da barragem (maior tensão normal, para a mesma tensão de cisalhamento fornece pela equação menor ângulo de atrito mobilizado). Os valores de  $\phi$  médio correspondem à média aritmética dos valores de  $\arctg(\tau_{yz}/\sigma_z)$  de cada nó (ponto a ponto) ao longo do trecho considerado, independente dos valores de tensões obtidos.

Quanto aos coeficientes de segurança, são calculados separadamente as parcelas de segurança devido ao atrito ( $FSD,\phi$ ) e à coesão ( $FSD,c$ ) e, posteriormente, a parcela total ( $FSD,tot$ ), conforme equações (5) e (6) do item 2.4.3. As parcelas de segurança de atrito são maiores nos trechos situados abaixo da projeção da barragem e de coesão nos trechos mais extensos, já que são diretamente proporcionais às tensões verticais efetivas e às áreas, em ordem.

No plano de descontinuidade D1 observa-se pouca influência da deformabilidade do maciço nos valores de  $\phi_{necess}$ , ao longo do trecho C'D'. Ao longo dos outros trechos por sua vez observa-se influência maior, com pequeno aumento dos valores de  $\phi_{necess}$  com a deformabilidade, sendo os acréscimos máximos em torno de 6% para o trecho CD e de 12% para o trecho CD'. Na descontinuidade D2, observam-se as mesmas características, ficando os acréscimos máximos em 3,5% para o trecho EF e 5,5% para o trecho EF'. Na descontinuidade D3, pouca variação é encontrada, devido à profundidade e à proximidade com os limites da malha.

Na descontinuidade D1 observa-se que o coeficiente de segurança devido ao ângulo de atrito é maior do que 1 e o coeficiente de segurança total próximo de 2,0, para os 2

tipos de materiais estudados, o que é recomendado pelo método do equilíbrio limite (com coeficiente de segurança global conforme equação (9) do item 2.4.3). Sendo assim, pelo método MEF<sub>o</sub> ao longo da descontinuidade D1 a barragem estaria estável pelo critério do U.S. Corps of Engineers (1995).

Quanto mais profunda é a camada de descontinuidade, melhores são os fatores de segurança encontrados. Para a combinação Comb4, o acréscimo dos fatores de segurança em relação à combinação Comb3 é evidente, sendo ainda maior com a profundidade uma vez que a redução das forças horizontais desestabilizantes é maior também.

**QUADRO 37:** MEF<sub>o</sub> - D1 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 1.

		Propriedades da camada								
		fsdc	fsdφ	φ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tgφ		L <sub>CD</sub> (m)	L <sub>CD'</sub> (m)	L <sub>CD''</sub> (m)
		1,00	1,00	27,00	100,00	0,51		35,00	85,00	135,00
		Comb	Trecho	ΣN,efet	ΣE	φ necess	φ médio	FSD <sub>φ</sub>	FSD <sub>c</sub>	FSD <sub>tot</sub>
R=0,1	elementos D1	3	C'D'	26890,41	12864,19	25,57	15,40	1,07	1,05	2,11
			CD'	24863,88	9669,66	21,25	15,41	1,31	0,88	2,19
			CD	19464,74	6822,42	19,32	12,39	1,45	0,51	1,97
		4	C'D'	29793,07	12754,92	23,18	14,97	1,19	1,06	2,25
			CD'	25290,10	9607,67	20,80	16,11	1,34	0,88	2,23
			CD	19892,53	6766,76	18,79	13,69	1,50	0,52	2,02
	elementos M	3	C'D'	25490,80	12692,91	26,47	16,57	1,02	1,06	2,09
			CD'	23794,84	9620,67	22,01	16,65	1,26	0,88	2,14
			CD	19015,16	6945,11	20,06	13,99	1,40	0,50	1,90
		4	C'D'	28393,52	12597,70	23,93	15,83	1,15	1,07	2,22
			CD'	24225,11	9567,81	21,55	17,35	1,29	0,89	2,18
			CD	19446,77	6898,25	19,53	15,27	1,44	0,51	1,94
R=0,5	elementos D1	3	C'D'	26890,38	12855,70	25,55	16,54	1,07	1,05	2,12
			CD'	24587,27	9995,61	22,12	18,13	1,25	0,85	2,10
			CD	18721,71	6699,39	19,69	16,28	1,42	0,52	1,95
		4	C'D'	29793,04	12746,40	23,16	17,12	1,19	1,06	2,25
			CD'	25015,67	9931,02	21,65	18,82	1,28	0,86	2,14
			CD	19153,34	6643,25	19,13	17,55	1,47	0,53	2,00
	elementos M	3	C'D'	25489,52	12684,19	26,46	16,65	1,02	1,06	2,09
			CD'	23535,73	9934,76	22,89	17,82	1,21	0,86	2,06
			CD	18309,18	6810,11	20,40	14,98	1,37	0,51	1,88
		4	C'D'	28392,26	12588,94	23,91	16,89	1,15	1,07	2,22
			CD'	23968,03	9879,32	22,40	18,46	1,24	0,86	2,10
			CD	18744,38	6762,78	19,84	16,17	1,41	0,52	1,93
R=1	elementos D1	3	C'D'	26890,35	12849,74	25,54	18,02	1,07	1,05	2,12
			CD'	24410,68	10186,66	22,65	19,54	1,22	0,83	2,06
			CD	18240,17	6616,76	19,94	18,26	1,40	0,53	1,93
		4	C'D'	29793,09	12740,38	23,15	17,51	1,19	1,06	2,25
			CD'	24840,34	10120,39	22,17	20,25	1,25	0,84	2,09
			CD	18674,15	6560,35	19,36	19,56	1,45	0,53	1,98
	elementos M	3	C'D'	25488,69	12678,01	26,45	18,12	1,02	1,06	2,09
			CD'	23368,58	10119,71	23,41	19,18	1,18	0,84	2,02
			CD	17847,53	6719,23	20,63	16,82	1,35	0,52	1,87
		4	C'D'	28391,41	12582,70	23,90	18,32	1,15	1,07	2,22
			CD'	23801,99	10062,65	22,92	21,35	1,21	0,84	2,05
			CD	18284,92	6671,64	20,05	20,76	1,40	0,52	1,92
R=2	elementos D1	3	C'D'	26890,36	12843,25	25,53	19,50	1,07	1,05	2,12
			CD'	24237,99	10358,15	23,14	21,03	1,19	0,82	2,01
			CD	17765,49	6532,78	20,19	20,44	1,39	0,54	1,92
		4	C'D'	29793,07	12733,94	23,14	20,05	1,19	1,06	2,25
			CD'	24668,66	10290,23	22,64	21,77	1,22	0,83	2,05
			CD	18201,57	6476,12	19,59	21,81	1,43	0,54	1,97
	elementos M	3	C'D'	25487,79	12671,38	26,43	19,55	1,02	1,07	2,09
			CD'	23203,62	10286,16	23,91	20,60	1,15	0,83	1,98
			CD	17389,32	6626,76	20,86	18,83	1,34	0,53	1,87
		4	C'D'	28390,59	12576,03	23,89	21,88	1,15	1,07	2,22
			CD'	23638,01	10227,35	23,40	22,78	1,18	0,83	2,01
			CD	17828,66	6578,86	20,25	22,81	1,38	0,53	1,91
R=10	elementos D1	3	C'D'	26890,37	12832,18	25,51	25,94	1,07	1,05	2,12
			CD'	23976,49	10570,22	23,79	22,58	1,16	0,80	1,96
			CD	17044,97	6398,66	20,58	22,68	1,36	0,55	1,90
		4	C'D'	29793,01	12722,80	23,12	22,29	1,19	1,06	2,25
			CD'	24408,18	10499,06	23,27	21,85	1,18	0,81	1,99
			CD	17483,31	6341,43	19,94	21,42	1,40	0,55	1,96
	elementos M	3	C'D'	25486,49	12660,02	26,42	26,96	1,03	1,07	2,09
			CD'	22949,97	10491,94	24,57	23,55	1,11	0,81	1,92
			CD	16685,91	6478,74	21,22	23,53	1,31	0,54	1,85
		4	C'D'	28389,25	12564,66	23,87	22,95	1,15	1,07	2,23
			CD'	23385,21	10429,95	24,04	22,76	1,14	0,81	1,96
			CD	17127,20	6430,31	20,58	22,16	1,36	0,54	1,90

**QUADRO 38:** MEF<sub>0</sub> - D1 - Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 2.

		Propriedades da camada								
		fsdc	fsdφ	φ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tgφ		L <sub>CD</sub> (m)	L <sub>CD'</sub> (m)	L <sub>CD''</sub> (m)
		1,00	1,00	35,00	300,00	0,70		35,00	85,00	135,00
		Comb	Trecho	ΣN,efet	ΣE	φ necess	φ médio	FSD,φ	FSD,c	FSD,tot
R=0,1	elementos D1	3	C'D'	26890,41	12864,19	25,57	15,40	1,46	3,15	4,61
			CD'	24863,88	9669,66	21,25	15,41	1,80	2,64	4,44
			CD	19464,74	6822,42	19,32	12,39	2,00	1,54	3,54
		4	C'D'	29793,07	12754,92	23,18	14,97	1,64	3,18	4,81
			CD'	25290,10	9607,67	20,80	16,11	1,84	2,65	4,50
			CD	19892,53	6766,76	18,79	13,69	2,06	1,55	3,61
	elementos M	3	C'D'	25490,80	12692,91	26,47	16,57	1,41	3,19	4,60
			CD'	23794,84	9620,67	22,01	16,65	1,73	2,65	4,38
			CD	19015,16	6945,11	20,06	13,99	1,92	1,51	3,43
		4	C'D'	28393,52	12597,70	23,93	15,83	1,58	3,21	4,79
			CD'	24225,11	9567,81	21,55	17,35	1,77	2,67	4,44
			CD	19446,77	6898,25	19,53	15,27	1,97	1,52	3,50
R=0,5	elementos D1	3	C'D'	26890,38	12855,70	25,55	16,54	1,46	3,15	4,61
			CD'	24587,27	9995,61	22,12	18,13	1,72	2,55	4,27
			CD	18721,71	6699,39	19,69	16,28	1,96	1,57	3,52
		4	C'D'	29793,04	12746,40	23,16	17,12	1,64	3,18	4,81
			CD'	25015,67	9931,02	21,65	18,82	1,76	2,57	4,33
			CD	19153,34	6643,25	19,13	17,55	2,02	1,58	3,60
	elementos M	3	C'D'	25489,52	12684,19	26,46	16,65	1,41	3,19	4,60
			CD'	23535,73	9934,76	22,89	17,82	1,66	2,57	4,23
			CD	18309,18	6810,11	20,40	14,98	1,88	1,54	3,42
		4	C'D'	28392,26	12588,94	23,91	16,89	1,58	3,22	4,80
			CD'	23968,03	9879,32	22,40	18,46	1,70	2,58	4,28
			CD	18744,38	6762,78	19,84	16,17	1,94	1,55	3,49
R=1	elementos D1	3	C'D'	26890,35	12849,74	25,54	18,02	1,47	3,15	4,62
			CD'	24410,68	10186,66	22,65	19,54	1,68	2,50	4,18
			CD	18240,17	6616,76	19,94	18,26	1,93	1,59	3,52
		4	C'D'	29793,09	12740,38	23,15	17,51	1,64	3,18	4,82
			CD'	24840,34	10120,39	22,17	20,25	1,72	2,52	4,24
			CD	18674,15	6560,35	19,36	19,56	1,99	1,60	3,59
	elementos M	3	C'D'	25488,69	12678,01	26,45	18,12	1,41	3,19	4,60
			CD'	23368,58	10119,71	23,41	19,18	1,62	2,52	4,14
			CD	17847,53	6719,23	20,63	16,82	1,86	1,56	3,42
		4	C'D'	28391,41	12582,70	23,90	18,32	1,58	3,22	4,80
			CD'	23801,99	10062,65	22,92	21,35	1,66	2,53	4,19
			CD	18284,92	6671,64	20,05	20,76	1,92	1,57	3,49
R=2	elementos D1	3	C'D'	26890,36	12843,25	25,53	19,50	1,47	3,15	4,62
			CD'	24237,99	10358,15	23,14	21,03	1,64	2,46	4,10
			CD	17765,49	6532,78	20,19	20,44	1,90	1,61	3,51
		4	C'D'	29793,07	12733,94	23,14	20,05	1,64	3,18	4,82
			CD'	24668,66	10290,23	22,64	21,77	1,68	2,48	4,16
			CD	18201,57	6476,12	19,59	21,81	1,97	1,62	3,59
	elementos M	3	C'D'	25487,79	12671,38	26,43	19,55	1,41	3,20	4,60
			CD'	23203,62	10286,16	23,91	20,60	1,58	2,48	4,06
			CD	17389,32	6626,76	20,86	18,83	1,84	1,58	3,42
		4	C'D'	28390,59	12576,03	23,89	21,88	1,58	3,22	4,80
			CD'	23638,01	10227,35	23,40	22,78	1,62	2,49	4,11
			CD	17828,66	6578,86	20,25	22,81	1,90	1,60	3,49
R=10	elementos D1	3	C'D'	26890,37	12832,18	25,51	25,94	1,47	3,16	4,62
			CD'	23976,49	10570,22	23,79	22,58	1,59	2,41	4,00
			CD	17044,97	6398,66	20,58	22,68	1,87	1,64	3,51
		4	C'D'	29793,01	12722,80	23,12	22,29	1,64	3,18	4,82
			CD'	24408,18	10499,06	23,27	21,85	1,63	2,43	4,06
			CD	17483,31	6341,43	19,94	21,42	1,93	1,66	3,59
	elementos M	3	C'D'	25486,49	12660,02	26,42	26,96	1,41	3,20	4,61
			CD'	22949,97	10491,94	24,57	23,55	1,53	2,43	3,96
			CD	16685,91	6478,74	21,22	23,53	1,80	1,62	3,42
		4	C'D'	28389,25	12564,66	23,87	22,95	1,58	3,22	4,81
			CD'	23385,21	10429,95	24,04	22,76	1,57	2,44	4,01
			CD	17127,20	6430,31	20,58	22,16	1,87	1,63	3,50

**QUADRO 39:** MEF<sub>o</sub> – D2 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para os parâmetros do material 1.

		Propriedades da camada									
		fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tg $\phi$		L <sub>EF</sub> (m)	L <sub>EF'</sub> (m)	L <sub>EF''</sub> (m)	
		1,00	1,00	27,00	100,00	0,51		35,00	85,00	135,00	
Comb	Trecho	$\Sigma N_{efet}$	$\Sigma E$	$\phi$ necess	$\phi$ médio	FSD, $\phi$	FSD,c	FSD,tot			
R=0,1	3	E'F'	38887,76	13800,30	19,54	22,71	1,44	0,98	2,41		
		EF'	33263,56	9654,56	16,19	16,50	1,76	0,88	2,64		
		EF	21379,82	5490,66	14,40	17,06	1,98	0,64	2,62		
	4	E'F'	45857,49	13301,05	16,17	16,83	1,76	1,01	2,77		
		EF'	34287,94	9370,32	15,28	14,91	1,86	0,91	2,77		
		EF	22421,73	5256,68	13,19	14,34	2,17	0,67	2,84		
R=0,5	3	E'F'	38887,46	13782,62	19,52	21,79	1,44	0,98	2,42		
		EF'	32888,52	9908,04	16,77	16,73	1,69	0,86	2,55		
		EF	20537,10	5482,32	14,95	17,10	1,91	0,64	2,55		
	4	E'F'	45857,28	13283,50	16,15	16,37	1,76	1,02	2,78		
		EF'	33917,82	9619,72	15,83	15,25	1,80	0,88	2,68		
		EF	21589,71	5248,27	13,66	14,57	2,10	0,67	2,76		
R=1	3	E'F'	38887,37	13770,26	19,50	21,27	1,44	0,98	2,42		
		EF'	32663,76	10055,19	17,11	16,92	1,66	0,85	2,50		
		EF	20025,97	5477,31	15,30	17,21	1,86	0,64	2,50		
	4	E'F'	45857,13	13271,19	16,14	16,14	1,76	1,02	2,78		
		EF'	33695,87	9764,13	16,16	15,48	1,76	0,87	2,63		
		EF	21084,95	5243,13	13,96	14,77	2,05	0,67	2,72		
R=2	3	E'F'	38887,27	13757,18	19,48	20,81	1,44	0,98	2,42		
		EF'	32454,44	10187,45	17,43	17,10	1,62	0,83	2,46		
		EF	19546,31	5472,50	15,64	17,36	1,82	0,64	2,46		
	4	E'F'	45857,09	13258,06	16,13	15,95	1,76	1,02	2,78		
		EF'	33489,22	9893,38	16,46	15,70	1,72	0,86	2,58		
		EF	20611,20	5238,17	14,26	14,98	2,00	0,67	2,67		
R=10	3	E'F'	38887,11	13734,98	19,45	20,22	1,44	0,98	2,43		
		EF'	32161,96	10357,55	17,85	17,39	1,58	0,82	2,40		
		EF	18871,14	5464,25	16,15	17,65	1,76	0,64	2,40		
	4	E'F'	45856,94	13235,78	16,10	15,74	1,77	1,02	2,79		
		EF'	33200,12	10057,37	16,85	16,02	1,68	0,85	2,53		
		EF	19943,70	5229,64	14,69	15,33	1,94	0,67	2,61		

**QUADRO 40:** MEF<sub>o</sub> – D2 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 2.

Propriedades da camada									
fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tg $\phi$		L <sub>EF</sub> (m)	L <sub>EF'</sub> (m)	L <sub>EF''</sub> (m)	
1,00	1,00	35,00	300,00	0,70		35,00	85,00	135,00	
Comb	Trecho	$\Sigma N_{efet}$	$\Sigma E$	$\phi$ necess	$\phi$ médio	FSD $\phi$	FSD <sub>c</sub>	FSD <sub>tot</sub>	
R=0,1	3	E'F'	38887,76	13800,30	19,54	22,71	1,97	2,93	4,91
		EF'	33263,56	9654,56	16,19	16,50	2,41	2,64	5,05
		EF	21379,82	5490,66	14,40	17,06	2,73	1,91	4,64
	4	E'F'	45857,49	13301,05	16,17	16,83	2,41	3,04	5,46
		EF'	34287,94	9370,32	15,28	14,91	2,56	2,72	5,28
		EF	22421,73	5256,68	13,19	14,34	2,99	2,00	4,98
R=0,5	3	E'F'	38887,46	13782,62	19,52	21,79	1,98	2,94	4,91
		EF'	32888,52	9908,04	16,77	16,73	2,32	2,57	4,90
		EF	20537,10	5482,32	14,95	17,10	2,62	1,92	4,54
	4	E'F'	45857,28	13283,50	16,15	16,37	2,42	3,05	5,47
		EF'	33917,82	9619,72	15,83	15,25	2,47	2,65	5,12
		EF	21589,71	5248,27	13,66	14,57	2,88	2,00	4,88
R=1	3	E'F'	38887,37	13770,26	19,50	21,27	1,98	2,94	4,92
		EF'	32663,76	10055,19	17,11	16,92	2,27	2,54	4,81
		EF	20025,97	5477,31	15,30	17,21	2,56	1,92	4,48
	4	E'F'	45857,13	13271,19	16,14	16,14	2,42	3,05	5,47
		EF'	33695,87	9764,13	16,16	15,48	2,42	2,61	5,03
		EF	21084,95	5243,13	13,96	14,77	2,82	2,00	4,82
R=2	3	E'F'	38887,27	13757,18	19,48	20,81	1,98	2,94	4,92
		EF'	32454,44	10187,45	17,43	17,10	2,23	2,50	4,73
		EF	19546,31	5472,50	15,64	17,36	2,50	1,92	4,42
	4	E'F'	45857,09	13258,06	16,13	15,95	2,42	3,05	5,48
		EF'	33489,22	9893,38	16,46	15,70	2,37	2,58	4,95
		EF	20611,20	5238,17	14,26	14,98	2,76	2,00	4,76
R=10	3	E'F'	38887,11	13734,98	19,45	20,22	1,98	2,95	4,93
		EF'	32161,96	10357,55	17,85	17,39	2,17	2,46	4,64
		EF	18871,14	5464,25	16,15	17,65	2,42	1,92	4,34
	4	E'F'	45856,94	13235,78	16,10	15,74	2,43	3,06	5,49
		EF'	33200,12	10057,37	16,85	16,02	2,31	2,54	4,85
		EF	19943,70	5229,64	14,69	15,33	2,67	2,01	4,68

**QUADRO 41:** MEF<sub>0</sub> – D3 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 1.

		Propriedades da camada								
		fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tg $\phi$		L <sub>GH</sub> (m)	L <sub>GH'</sub> (m)	L <sub>GH''</sub> (m)
		1,00	1,00	27,00	100,00	0,51		35,00	85,00	135,00
Comb	Trecho	$\Sigma N_{efet}$	$\Sigma E$	$\phi$ necess	$\phi$ médio	FSD, $\phi$	FSD,c	FSD,tot		
R=0,1	3	G'H'	80433,05	14661,14	10,33	11,23	2,80	0,92	3,72	
		GH'	61579,02	9338,38	8,62	9,08	3,36	0,91	4,27	
		GH	29552,45	5570,31	10,67	11,27	2,70	0,63	3,33	
	4	G'H'	100180,82	11536,99	6,57	6,64	4,42	1,17	5,59	
		GH'	64274,33	7522,34	6,68	6,63	4,35	1,13	5,48	
		GH	32427,75	4143,77	7,28	7,35	3,99	0,84	4,83	
R=0,5	3	G'H'	80433,11	14638,61	10,31	11,23	2,80	0,92	3,72	
		GH'	61340,16	9322,56	8,64	9,15	3,35	0,91	4,26	
		GH	29099,61	5588,61	10,87	11,47	2,65	0,63	3,28	
	4	G'H'	100180,90	11515,27	6,56	6,65	4,43	1,17	5,61	
		GH'	64037,40	7506,35	6,69	6,66	4,35	1,13	5,48	
		GH	31978,01	4161,21	7,41	7,47	3,92	0,84	4,76	
R=1	3	G'H'	80433,14	14623,10	10,30	11,23	2,80	0,92	3,73	
		GH'	61195,19	9311,92	8,65	9,19	3,35	0,91	4,26	
		GH	28826,91	5600,81	11,00	11,59	2,62	0,62	3,25	
	4	G'H'	100180,85	11500,18	6,55	6,66	4,44	1,17	5,61	
		GH'	63893,87	7495,62	6,69	6,68	4,34	1,13	5,48	
		GH	31707,90	4172,95	7,50	7,55	3,87	0,84	4,71	
R=2	3	G'H'	80433,15	14606,81	10,29	11,22	2,81	0,92	3,73	
		GH'	61058,75	9301,07	8,66	9,24	3,34	0,91	4,26	
		GH	28572,23	5613,10	11,11	11,71	2,59	0,62	3,22	
	4	G'H'	100180,93	11484,31	6,54	6,67	4,44	1,18	5,62	
		GH'	63759,34	7484,53	6,70	6,70	4,34	1,14	5,48	
		GH	31456,50	4184,81	7,58	7,63	3,83	0,84	4,67	
R=10	3	G'H'	80433,15	14579,05	10,27	11,22	2,81	0,93	3,74	
		GH'	60864,03	9283,63	8,67	9,29	3,34	0,92	4,26	
		GH	28214,15	5631,98	11,29	11,88	2,55	0,62	3,17	
	4	G'H'	100180,89	11457,29	6,52	6,67	4,46	1,18	5,63	
		GH'	63569,18	7466,35	6,70	6,73	4,34	1,14	5,48	
		GH	31106,77	4203,18	7,70	7,74	3,77	0,83	4,60	

**QUADRO 42:** MEF<sub>o</sub> – D3 – Ângulos de atrito necessário e coeficientes de segurança ao deslizamento para parâmetros do material 2.

Propriedades da camada									
fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C (kN/m <sup>2</sup> )	tg $\phi$		L <sub>GH</sub> (m)	L <sub>GH'</sub> (m)	L <sub>GH''</sub> (m)	
1,00	1,00	35,00	300,00	0,70		35,00	85,00	135,00	
Comb	Trecho	$\Sigma N_{\text{efet}}$	$\Sigma E$	$\phi$ necess	$\phi$ médio	FSD, $\phi$	FSD,c	FSD,tot	
R=0,1	3	G'H'	80433,05	14661,14	10,33	11,23	3,84	2,76	6,60
		GH'	61579,02	9338,38	8,62	9,08	4,62	2,73	7,35
		GH	29552,45	5570,31	10,67	11,27	3,71	1,88	5,60
	4	G'H'	100180,82	11536,99	6,57	6,64	6,08	3,51	9,59
		GH'	64274,33	7522,34	6,68	6,63	5,98	3,39	9,37
		GH	32427,75	4143,77	7,28	7,35	5,48	2,53	8,01
R=0,5	3	G'H'	80433,11	14638,61	10,31	11,23	3,85	2,77	6,61
		GH'	61340,16	9322,56	8,64	9,15	4,61	2,74	7,34
		GH	29099,61	5588,61	10,87	11,47	3,65	1,88	5,52
	4	G'H'	100180,90	11515,27	6,56	6,65	6,09	3,52	9,61
		GH'	64037,40	7506,35	6,69	6,66	5,97	3,40	9,37
		GH	31978,01	4161,21	7,41	7,47	5,38	2,52	7,90
R=1	3	G'H'	80433,14	14623,10	10,30	11,23	3,85	2,77	6,62
		GH'	61195,19	9311,92	8,65	9,19	4,60	2,74	7,34
		GH	28826,91	5600,81	11,00	11,59	3,60	1,87	5,48
	4	G'H'	100180,85	11500,18	6,55	6,66	6,10	3,52	9,62
		GH'	63893,87	7495,62	6,69	6,68	5,97	3,40	9,37
		GH	31707,90	4172,95	7,50	7,55	5,32	2,52	7,84
R=2	3	G'H'	80433,15	14606,81	10,29	11,22	3,86	2,77	6,63
		GH'	61058,75	9301,07	8,66	9,24	4,60	2,74	7,34
		GH	28572,23	5613,10	11,11	11,71	3,56	1,87	5,43
	4	G'H'	100180,93	11484,31	6,54	6,67	6,11	3,53	9,63
		GH'	63759,34	7484,53	6,70	6,70	5,96	3,41	9,37
		GH	31456,50	4184,81	7,58	7,63	5,26	2,51	7,77
R=10	3	G'H'	80433,15	14579,05	10,27	11,22	3,86	2,78	6,64
		GH'	60864,03	9283,63	8,67	9,29	4,59	2,75	7,34
		GH	28214,15	5631,98	11,29	11,88	3,51	1,86	5,37
	4	G'H'	100180,89	11457,29	6,52	6,67	6,12	3,53	9,66
		GH'	63569,18	7466,35	6,70	6,73	5,96	3,42	9,38
		GH	31106,77	4203,18	7,70	7,74	5,18	2,50	7,68

### 7.2.2 - Estado limite de ruptura pontual - MEF<sub>o</sub>

Além de se calcular os fatores de segurança ao deslizamento integrando-se as forças horizontais e verticais nos diversos pontos da fundação (estado limite de ruptura geral), pode-se optar pela verificação quanto ao estado limite de ruptura pontual.

Para a verificação deste estado limite, adota-se a equação (10) do item 2.4.4, em que se verifica ponto a ponto a tensão cisalhante atuante com a tensão cisalhante resistente, a qual é obtida em função dos parâmetros de resistência dos materiais:

$$\tau \leq \tau_s \rightarrow \tau \leq c_s + \sigma \cdot \tan \phi_s$$

Onde:

$c_s = \frac{c}{n_c}$  e  $\tan \phi_s = \frac{\tan \phi}{n_\phi}$ , sendo  $n_c$  e  $n_\phi$  os coeficientes de segurança parciais, devidos

a coesão e ao atrito em ordem;

$\tau$  : as tensões cisalhantes atuantes;

$\tau_s$  : as tensões cisalhantes resistentes;

$\sigma$ : as tensões normais efetivas.

Esta verificação também pode ser feita graficamente, traçando-se curvas de tensões  $\tau$  e  $\sigma$ , conforme Figura 2 (Capítulo 2). Sendo assim, é mostrado na Figura 119 a seguir as curvas de tensões cisalhantes atuantes e resistentes (com as parcelas de coesão e de atrito) para a relação  $E_c/E_m=10$  e material 1, a fim de ilustrar o exposto acima. Convém notar, que embora exposto no item 2.4.5 que os fatores de segurança parciais dos materiais possam ser diferentes para os dois estados limites (de ruptura geral e local), mencionado por Rocha (1981), adota-se neste caso as mesmas características de parâmetros adotadas anteriormente, a fim de comparar os resultados obtidos. Sendo assim,  $n_c=fsdc$  e  $n_\phi=fsd\phi$ , para cada material (tipos 1, 2 e 3). As curvas da Figura 119, correspondem:

$$\tau_{\phi \text{ resist}} = (\sigma_z - U) \cdot \tan \phi_s \quad (37)$$

$$\tau_{c \text{ resist}} = c_s \cdot \delta l \quad (38)$$

$$\tau_{c + \phi \text{ resist}} = c_s \cdot \delta l + (\sigma_z - U) \cdot \tan \phi_s \quad (39)$$

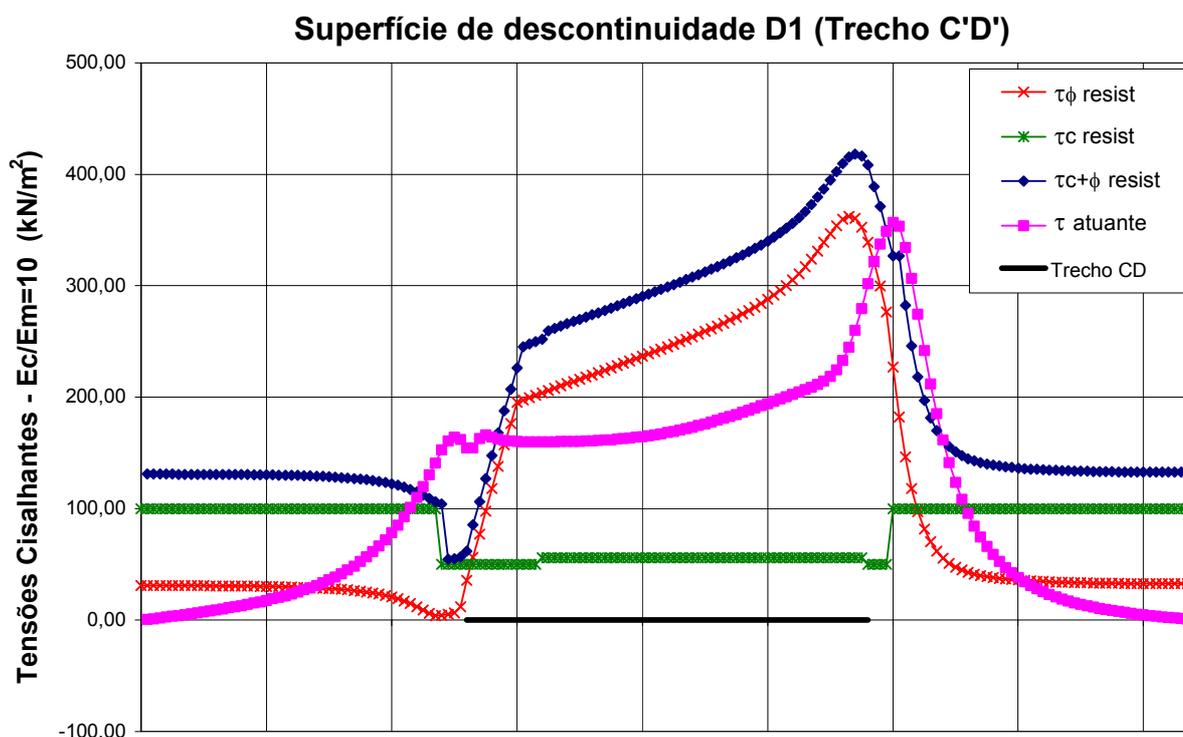
$$\tau_{atuante} = \tau_{yz} \quad (40)$$

onde:

As equações (37), (38) e (39) correspondem ao cálculo das tensões resistentes quanto às parcelas de: atrito, coesão e total, em ordem;

$\sigma_z-U$ ,  $\delta l$  e  $\tau_{yz}$  correspondem às tensões normais efetivas, ao comprimento do elemento do nó considerado e à tensão cisalhante atuante, respectivamente. Convém observar que a multiplicação da coesão por  $\delta l$  significa considerar a coesão do material na área de influência de um nó, já que o espaçamento da malha (entre nós) pode ser diferente de um metro.

Conforme critério anterior, para esta relação foram obtidos os menores fatores de segurança ao deslizamento para a descontinuidade D1 e combinação Comb3, (Quadro 37), apesar de ser o único caso em que não foram encontradas tensões efetivas de tração junto à face de montante da barragem na descontinuidade D1.



**FIGURA 119:** MEF<sub>o</sub>: Tensões atuantes e resistentes (parcelas de coesão e atrito) para a descontinuidade D1 e relação  $E_c/E_m=10$ .

Como primeira observação da Figura 119, deve-se ressaltar que se analisando todo o trecho C'D' do plano de descontinuidade D1, tem regiões em que a curva de tensões atuantes está acima da curva de tensões resistentes para este material: junto aos pés de montante e de jusante da barragem. Entretanto, o fator de segurança calculado

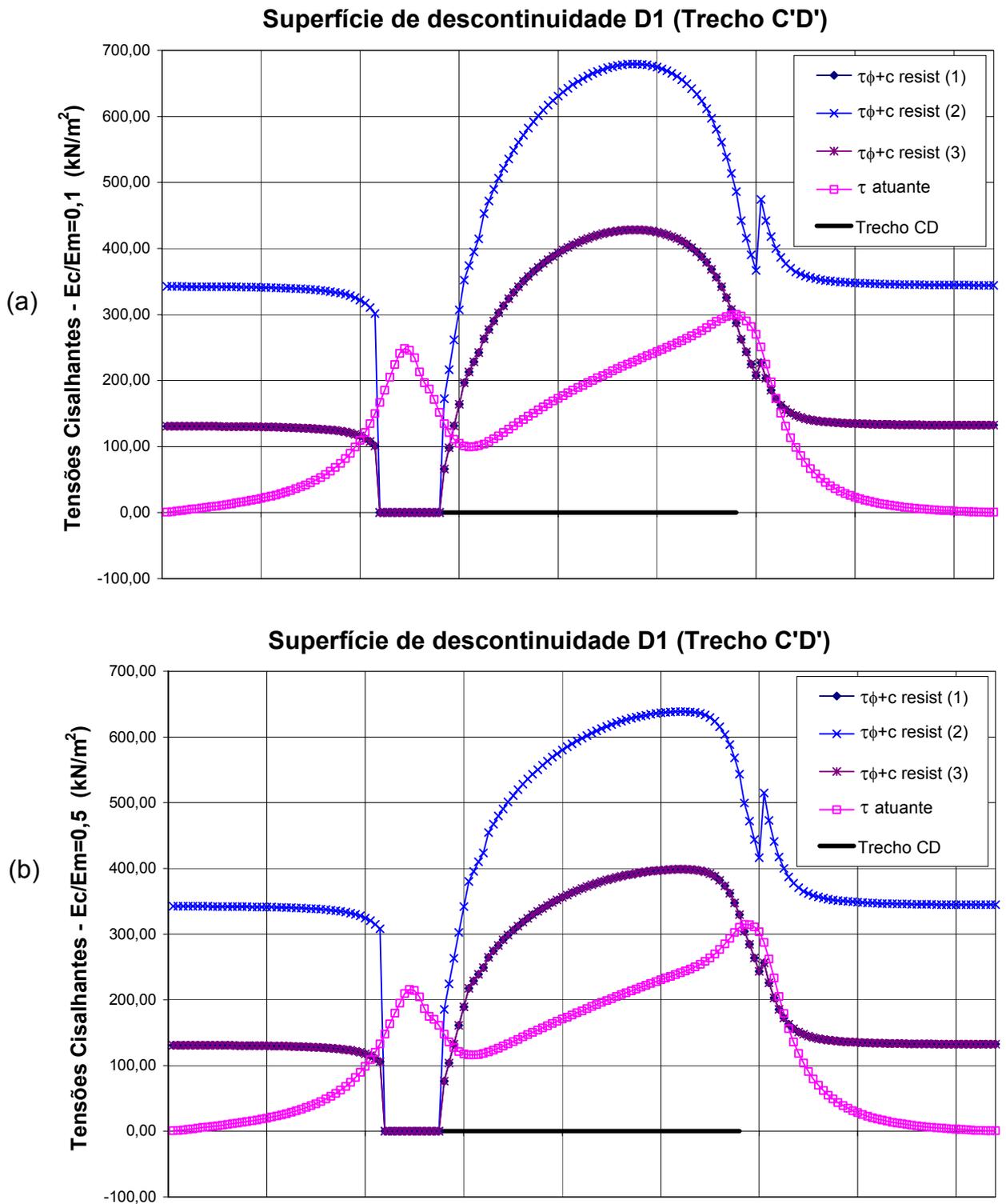
neste caso ao longo dos 3 trechos considerados varia de 1,85 a 2,09 para esta combinação e relação (Quadro 37), indicando que estaria estável, como já comentado. Além disso, a partir da Figura 119, pode-se observar porque a resistência é menor no trecho CD, ou seja, é em maior parte o trecho em que se observam regiões com tensões cisalhantes maiores do que as tensões resistentes, proporcionalmente. Ao integrar as forças ao longo de planos maiores obtém-se a compensação destas áreas. Assim, conclui-se que em termos médios, a segurança é atendida, embora localmente em alguns pontos não. Outra observação é que este cenário dificilmente poderia ser alterado significativamente com outros parâmetros de resistência, uma vez que por melhor que fossem os parâmetros dos materiais, tendo-se uma tensão normal muito baixa junto ao pé de montante (local onde o critério não é atendido), o acréscimo de resistência devida ao atrito seria pequeno. Um acréscimo maior de resistência poderia ocorrer na existência de um material com coesão elevada, porém daí já descaracterizaria a descontinuidade. Entretanto, já pelo critério de ruptura geral (item anterior) a alteração dos parâmetros de resistência alteraria significativamente os fatores de segurança obtidos.

A fim de ilustrar a segurança à ruptura localmente, já que o método dos elementos finitos proporciona esta análise, mostram-se em seguida as curvas de tensões resistentes e atuantes para as diferentes relações de  $E_c/E_m$  na descontinuidade D1 (Figuras 120 a 122), para os três tipos de materiais estudados, combinação Comb3 e elementos do maciço. As demais descontinuidades e combinação não são mostradas, pois ficaria repetitivo. A vantagem de se utilizar este método é que uma vez que as curvas de tensões resistentes do material estejam acima das curvas cisalhantes, considerando-se os fatores de segurança dos parâmetros dos materiais, não haverá dúvida quanto ao trecho que se deve considerar para o cálculo de FSD, pois ao longo de todo o plano de fraqueza a segurança é atendida.

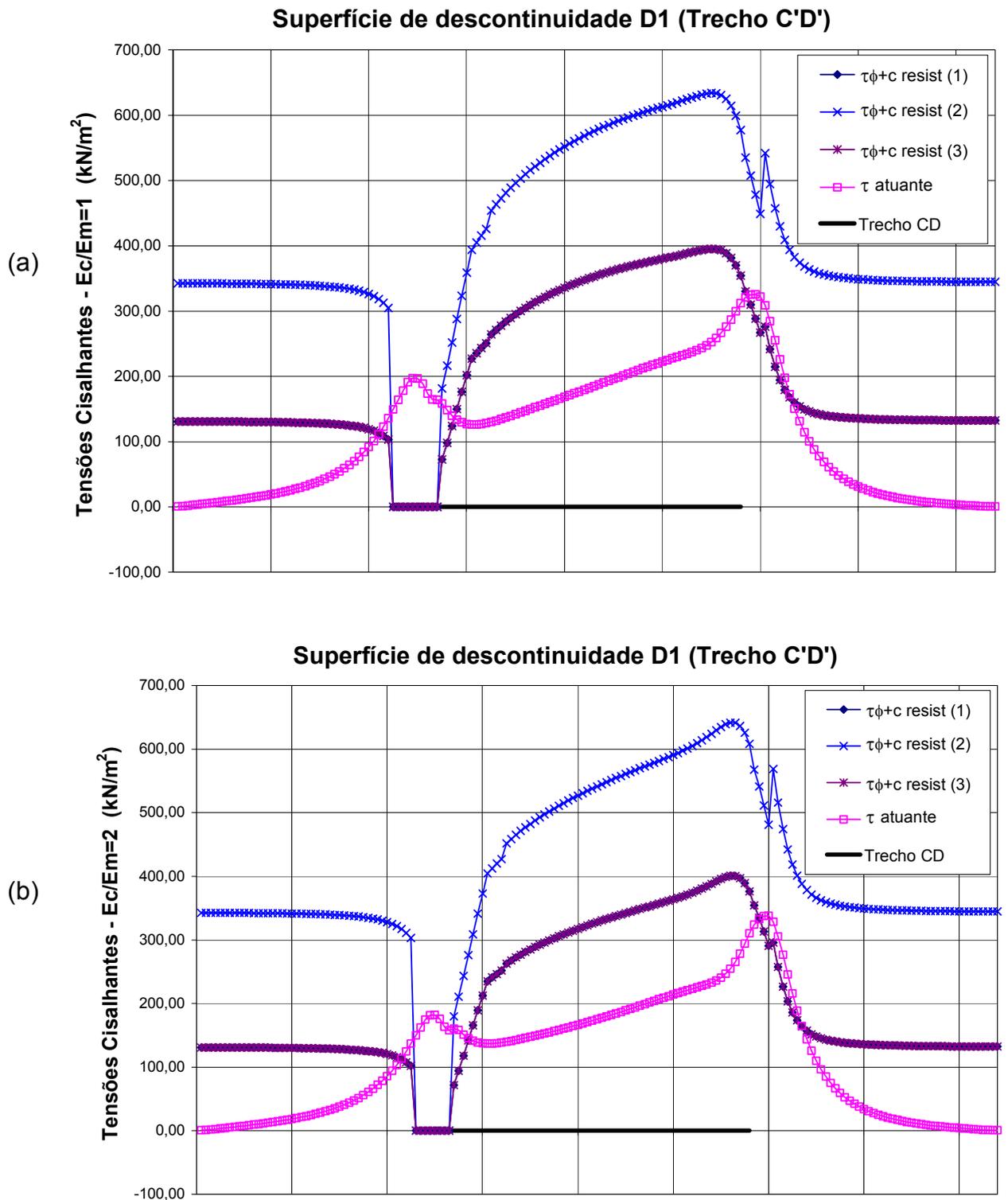
É óbvio afirmar que estas verificações são diretamente influenciadas pelas tensões obtidas do MEF. Em primeiro lugar, o trecho tracionado é sempre maior para relações  $E_c/E_m$  menores (maciços mais rígidos), deixando trechos maiores descobertos (sem resistência), pois o atrito não existe, nem a parcela de resistência à coesão. Contrário a este fato ocorre que as tensões resistentes nos trechos comprimidos são sempre maiores para estas relações, mas também as tensões cisalhantes. Para maciços mais

deformáveis então o nível de tensões, tanto vertical quanto horizontal, é menor, sendo as verticais mais distribuídas em relação às tangenciais o que acaba provocando a diminuição no fator de segurança ao deslizamento encontrada no Quadro 37.

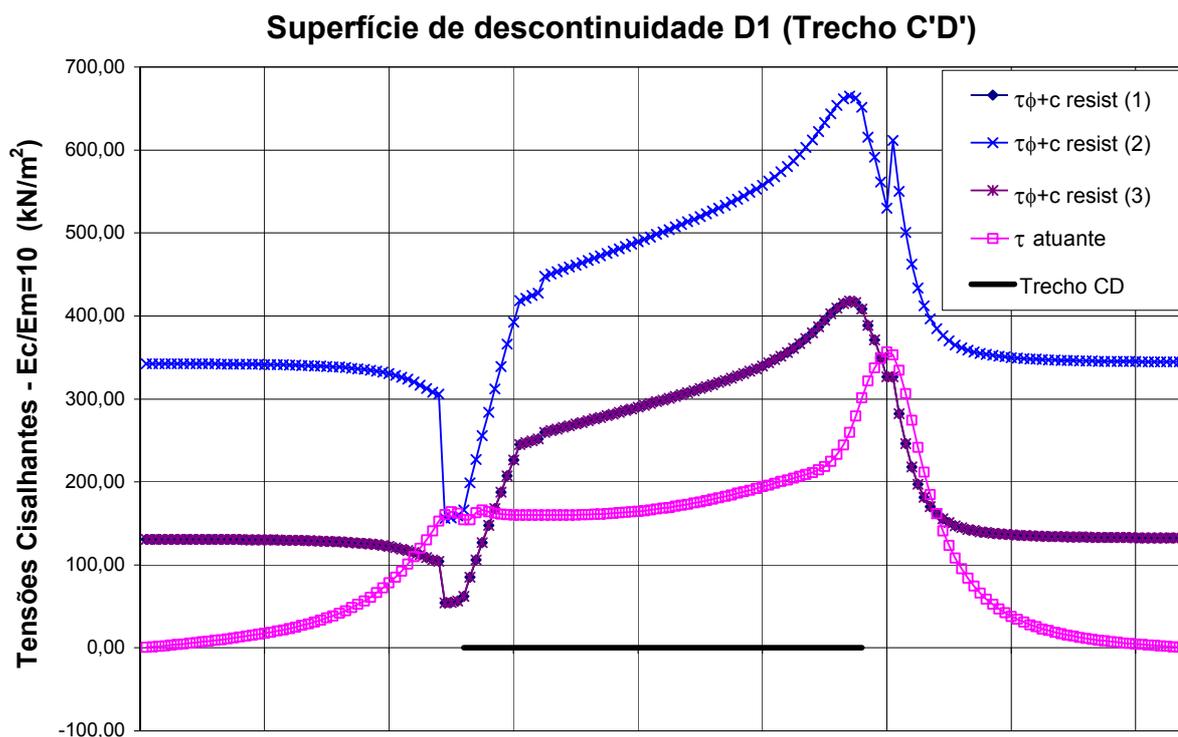
Mas a dúvida que primeiro aparece é: O que ocorre no trecho tracionado onde não há resistência do material? A adoção do F.S.D. médio calculado anteriormente conforme verificação da segurança global e que corresponde aos métodos analíticos estaria correta? Sabendo-se que as estruturas calculadas com estes métodos estão estáveis há décadas, supõe-se então que haja redistribuição de tensões nestes casos. O material plastifica ou rompe nestes trechos tracionados, criando caminhos preferenciais de percolação de água que podem vir a aumentá-los. Daí se justifica novamente a propagação da fratura ou a adoção da modelagem de material com plastificação, se possível. Em métodos analíticos, limitam-se as aberturas de fratura ou as tensões de tração para evitar estes problemas. Existem ainda métodos propostos pelo USBR (1976) em que se propaga a abertura da fratura através de diagramas de tensões lineares na fundação sem considerar sua deformabilidade.



**FIGURA 120:** MEF<sub>o</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m=0,1$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m=0,5$ .



**FIGURA 121:** MEF<sub>o</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m=1$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m=2$ .



**FIGURA 122:** MEF<sub>0</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 para materiais (1), (2) e (3) para a relação  $E_c/E_m=10$ .

### 7.3 - Verificação da estabilidade pelo MEF com propagação da fratura

Conforme exposto no Capítulo 6, o método de propagação da fratura consiste inicialmente em abrir a fenda vertical a montante até o plano considerado e a partir daí abrir a fratura horizontal. Sendo assim, a primeira análise das descontinuidades é sempre referente à abertura da fenda vertical de montante e é chamada neste momento de análise inicial ou MEF<sub>1</sub>. Depois de terminado o processo iterativo, a última análise em que se obtém o equilíbrio, ou seja, em que o comprimento da fratura é praticamente igual à extensão de atuação da subpressão, é aqui denominada de análise final ou MEF<sub>2</sub>. Calculam-se em seguida os ângulos de atrito necessários através dos critérios de ruptura global e local (tal como no item 7.2), para as duas etapas da análise com fratura: MEF<sub>1</sub> e MEF<sub>2</sub> e todos os planos potenciais de ruptura. Convém salientar que para o contato concreto rocha, a análise MEF<sub>1</sub> corresponde a MEF<sub>0</sub> do item anterior uma vez que para a análise do contato com propagação de

fratura não existe a abertura de fenda vertical. Os Quadros 43 e 44 apresentam os cálculos de ângulos de atrito necessários.

**QUADRO 43:** MEF<sub>1</sub> – Análises iniciais com fratura - Ângulos de atrito necessário.

Plano	Ec/Em	$\Sigma N, \text{efet}_{MEF1}$	$\Sigma E_{MEF1}$	$\phi$ médio	$\phi$ necess
Contato	0,5	17811,29	11466,63	31,07	32,77
	2	17173,62	11377,21	31,13	33,52
D1	0,5	18123,28	9937,73	26,36	28,74
	2	16715,41	9039,01	24,44	28,40
D2	0,5	18992,28	9376,24	23,44	26,27
	2	17791,76	9028,13	25,25	26,90
D3	0,5	22489,31	10334,69	22,37	24,68
	2	22292,8	10452,43	23,46	25,12
Plano	$H_{a_j}$	$\Delta E_j$	$\Sigma E, \text{ corrig}$	$\phi$ necess, corrig	$\phi$ necess, corrig <sub>m</sub>
Contato	0	0	11466,63	32,77	33,15
	0	0	11377,21	33,52	
D1	10	375	9562,73	27,82	27,61
	10	375	8664,01	27,40	
D2	17	1320	8056,24	22,99	23,21
	17	1320	7708,13	23,42	
D3	39	7480	2854,69	7,23	7,41
	39	7480	2972,43	7,59	

**QUADRO 44:** MEF<sub>2</sub> – Análises finais - Ângulos de atrito necessário.

Plano	Ec/Em	$\Sigma N, \text{efet}_{MEF2}$	$\Sigma E_{MEF2}$	$\phi$ médio	$\phi$ necess
Contato	0,5	8941,05	11376,59	54,01	51,84
	2	16161,49	11295,76	36,46	34,95
D1	0,5	8500,73	8300,10	47,62	44,32
	2	15613,01	8758,41	34,31	29,29
D2	0,5	9738,13	7616,93	42,24	38,03
	2	16189,04	8483,50	31,98	27,66
D3	0,5	20856,48	9449,58	28,92	24,37
	2	20798,23	9624,43	28,75	24,83
Plano	$H_{a_j}$	$\Delta E_j$	$\Sigma E, \text{ corrig}$	$\phi$ necess, corrig	$\phi$ necess, corrig <sub>m</sub>
Contato	0	0	11376,59	51,84	43,39
	0	0	11295,76	34,95	
D1	10	375	7925,10	42,99	35,61
	10	375	8383,41	28,23	
D2	17	1320	6296,93	32,89	28,38
	17	1320	7163,50	23,87	
D3	39	7480	1969,58	5,39	5,64
	39	7480	2144,43	5,89	

Onde:

$\Sigma N_{\text{efet}}$ : Somatório das forças normais efetivas extraídas da malha ( $MEF_1$  ou  $MEF_2$ );

$\Sigma E$ : Somatório das forças horizontais extraídas da malha ( $MEF_1$  ou  $MEF_2$ ), em que o empuxo hidrostático de montante atua até o plano em análise e o empuxo hidrostático de jusante até a superfície (El. 50,00m);

$\phi_{\text{médio}}$ : Ângulo de atrito médio no plano em análise;

$\phi_{\text{necess}}$ : Ângulo de atrito necessário calculado pela expressão (36);

$H_{aj}$ : Altura de água a jusante entre o N.A. de jusante (El.55,00m) até o plano em análise;

$\Delta E_j$ : Parcela de empuxo hidrostático de jusante entre a superfície e o plano em análise;

$\Sigma E_{\text{corrig}} = \Sigma E - \Delta E_j$ : Somatório das forças horizontais totais (corrigidas);

$\phi_{\text{necess,corrig}}$ : Ângulo de atrito necessário calculado pela expressão (36), considerando  $\Sigma E = \Sigma E_{\text{corrig}}$ ;

$\phi_{\text{necess}_m}$ : Ângulo de atrito necessário médio, para cada plano.

Os trechos em que foram obtidas as integrais de forças verticais efetivas ( $\Sigma N_{\text{efet}}$ ) e horizontais ( $\Sigma E$ ) correspondem a CD, EF e GH, para D1, D2 e D3, respectivamente.

Através da análise dos resultados apresentados nos Quadros 43 e 44 observa-se que nesta etapa é grande a variação de ângulos de atrito mobilizados, relacionada à deformabilidade da fundação, assim como mostrado no Capítulo 6 em que se obteve grande variação da extensão da fratura conforme a relação de  $E_c/E_m$  adotada. Agora, para maciços mais rígidos o ângulo de atrito necessário é sempre maior na análise final de cada plano de descontinuidade ( $MEF_2$ ) que considera a propagação da fratura.

O ângulo de atrito -  $\phi_{\text{necess,corrig}}$  é obtido nos Quadros 43 e 44 através da mesma condição de carregamento em que foram obtidos os ângulos -  $\phi_{\text{necess}}$  dos itens anteriores ( $MEF_0$  e analítico), ou seja, a combinação Comb3 (ver Capítulo 5).

Observa-se que os resultados neste método diferem bastante dos obtidos na análise anterior ( $MEF_0$ ) para as descontinuidades, mesmo ao se comparar os valores do  $MEF_1$  corrigidos com o  $MEF_0$  que se diferenciam pela inclusão da fenda vertical de montante e pela forma como foi considerada o empuxo de jusante (na malha ou fora da mesma, respectivamente).

Novamente observa-se que os valores de somatórios de forças verticais e horizontais obtidos de  $MEF_1$  e  $MEF_2$  diferenciam-se bastante dos valores somados manualmente. A fim de investigar esta grande diminuição do somatório de forças horizontais resultantes, integram-se as tensões horizontais no plano vertical que se estende do pé de jusante da barragem até o plano considerado (planos BD, BF e BH, para D1, D2 e D3, em ordem). As forças horizontais obtidas estão apresentadas no Quadro 45 a seguir e são calculadas para as análises: inicial ( $MEF_1$ ) e final ( $MEF_2$ ) de propagação da fratura. A princípio, observam-se valores altos na primeira descontinuidade e proporcionalmente menores nas descontinuidades inferiores em relação à profundidade delas. Adicionando-se aos valores de somatório de forças tangenciais extraídos dos modelos  $MEF_1$  e  $MEF_2$  as parcelas de forças horizontais para cada plano de descontinuidade e comparando-se estes valores com a carga aplicada (Quadro 45), observa-se que na primeira descontinuidade os valores são praticamente iguais, para as duas relações de  $E_c/E_m$ . A integração das tensões nestes planos fornece valores de forças horizontais resultantes que correspondem à reação das cargas aplicadas a montante. Como no trecho BD o empuxo hidrostático horizontal aplicado resultante é de 2.525kN e a reação obtida é de 4329.19 e 4954.94 para  $E_c/E_m$  de 0,5 e 2, respectivamente ( $MEF_1$ ), o restante da carga que provoca esta reação se dá através do efeito de poisson relativo às cargas verticais. Na descontinuidade D2, por sua vez, a carga resultante aplicada no trecho BF corresponde a 6.480kN, ou seja maior dos que os valores encontrados de reação no Quadro 45, o mesmo acontece para a descontinuidade D3, em que a carga aplicada no trecho BH resultante é de 22.100kN e a reação muito menor. Isto acontece devido à distribuição das tensões tal como mostrado para as cargas verticais. Na descontinuidade D1, a proximidade da barragem e da superfície proporciona reações maiores na barragem (plano BD), entretanto em planos mais inferiores as tensões distribuem-se nas duas direções e os efeitos das cargas verticais também são bem menores. Esta reação é considerada analiticamente como empuxo passivo da rocha a jusante, tal como calculado no Quadro 34. Se

comparar as forças do Quadro 45 com os empuxos do Quadro 34, as reações são muito elevadas para o primeiro plano, sendo relativamente pequenas para os planos inferiores em relação aos empuxos passivos da rocha a jusante. Para o plano D3 o uso da fórmula linear de cálculo de empuxo passivo estaria contra a segurança.

**QUADRO 45:** Comparação dos somatórios de forças horizontais obtidos do MEF com as cargas aplicadas.

	Ec/Em	$\Sigma\sigma_y.\delta l$ (kN)		$\Sigma E$ (kN)		$\Sigma\sigma_y.\delta l + \Sigma E$ (kN)		$\Sigma E_{aplicada}$ (kN)
		MEF <sub>1</sub>	MEF <sub>2</sub>	MEF <sub>1</sub>	MEF <sub>2</sub>	MEF <sub>1</sub>	MEF <sub>2</sub>	
D1	0,5	4329,19	5723,87	9937,73	8300,10	14266,92	14023,97	13920,00
	2	4954,94	5248,30	9039,01	8758,41	13993,95	14006,71	13920,00
D2	0,5	5300,90	6400,64	9376,24	7616,93	14677,14	14017,57	17875,00
	2	6018,64	6385,35	9028,13	8483,50	15046,77	14868,85	17875,00
D3	0,5	7175,68	7321,37	10334,69	9449,58	17510,37	16770,95	33495,00
	2	7976,85	8086,66	10452,43	9624,43	18429,28	17711,09	33495,00

### 7.3.1 - Descontinuidade D1

Desenvolve-se agora um estudo mais detalhado da descontinuidade D1, uma vez que sua profundidade é de ocorrência bastante usual em projetos. O critério de ruptura geral é aplicado através de integrais de forças ao longo de três áreas de influência, denominadas de CD', CD2 e CD, que correspondem respectivamente à: área de projeção da barragem, área de projeção da barragem acrescida de 1/2 de sua altura e área de projeção acrescida de uma vez a sua altura, ou seja, até o ponto D'. Nesta etapa, não faz sentido analisar-se as tensões a montante da barragem devido à existência da fenda vertical. O Quadro 46 mostra os valores dos somatórios das forças horizontais ( $\Sigma E$ ) e verticais efetivas ( $\Sigma N_{efet}$ ) ao longo destes três trechos, obtidas da análise com fratura (MEF<sub>2</sub>). Para cada trecho, calculam-se os valores de  $\phi_{necess}$ , através da equação (36), sem correção devida à parcela de empuxo hidrostático de jusante. O Quadro 47 mostra os coeficientes de segurança ao deslizamento totais (FSD<sub>tot</sub>), parciais de atrito (FSD<sub>φ</sub>) e de coesão (FSD<sub>c</sub>) obtidos para o material 1 (ver item 7.2.1), através das equações (4), (5) e (6), respectivamente. Os Quadros 48 e 49 equivalem aos quadros 46 e 47 considerando-se a correção do empuxo hidrostático de jusante (diferença entre o empuxo aplicado no modelo e o usual). O Quadro 50 mostra os coeficientes de segurança obtidos com a correção para o material 2 (ver item 7.2.1).

**QUADRO 46:** D1/ MEF<sub>2</sub>: Verificação ao deslizamento - Ângulo de atrito necessário.

		Cargas aplicadas (kN)					
		MEF <sub>2</sub>		ΣE	ΣN,efet <sub>CD'</sub>	ΣN,efet <sub>CD2</sub>	ΣN,efet <sub>CD</sub>
				13920,00	22752,60	21127,60	19502,60
Ec/Em	Trecho	ΣN,efet	ΣE	φ necess	φ médio	ΔN, efet	ΔE
0,5	CD'	14396,48	12991,20	42,06	36,62	8356,12	928,80
	CD2	12740,79	12652,66	44,80	46,19	8386,81	1267,34
	CD	8500,73	8300,10	44,32	48,94	11001,87	5619,90
2	CD'	21749,64	13083,23	31,03	30,31	1002,96	836,77
	CD2	20106,18	12804,99	32,49	36,33	1021,42	1115,01
	CD	15613,01	8758,41	29,29	34,31	3889,59	5161,59

**QUADRO 47:** D1/ MEF<sub>2</sub>: Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 1.

		Propriedades da Camada (kN e m)				
		fsdc	fsdφ	φ (graus)	C	tgφ
		1,00	1,00	27,00	100,00	0,51
Ec/Em	Trecho	L <sub>comp</sub> (m)	FSD,φ	FSD,c	FSD,tot	
0,5	CD'	70,63	0,56	0,54	1,11	
	CD2	45,63	0,51	0,36	0,87	
	CD	20,63	0,52	0,25	0,77	
2	CD'	84,00	0,85	0,64	1,49	
	CD2	59,00	0,80	0,46	1,26	
	CD	34,00	0,91	0,39	1,30	

**QUADRO 48:** D1/ MEF<sub>2</sub>: Verificação ao deslizamento - Ângulo de atrito necessário – Empuxo de jusante corrigido.

		Cargas aplicadas (kN)					
		MEF <sub>2</sub>		ΣE	ΣN,efet <sub>CD'</sub>	ΣN,efet <sub>CD2</sub>	ΣN,efet <sub>CD</sub>
				13545,00	22752,60	21127,60	19502,60
Ec/Em	Trecho	ΣN,efet	ΣE	φ necess	φ médio	ΔN, efet	ΔE
0,5	CD'	14396,48	12616,20	41,23	36,62	8356,12	928,80
	CD2	12740,79	12277,66	43,94	46,19	8386,81	1267,34
	CD	8500,73	7925,10	42,99	48,94	11001,87	5619,90
2	CD'	21749,64	12708,23	30,30	30,31	1002,96	836,77
	CD2	20106,18	12429,99	31,73	36,33	1021,42	1115,01
	CD	15613,01	8383,41	28,23	34,31	3889,59	5161,59

**QUADRO 49:** D1/ MEF2: Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 1 - Empuxo de jusante corrigido.

		Propriedades da Camada (kN e m)				
		fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C	tg $\phi$
		1,00	1,00	27,00	100,00	0,51
Ec/Em	Trecho	L <sub>comp</sub> (m)	FSD, $\phi$	FSD,c	FSD,tot	
0,5	CD'	70,63	0,58	0,56	1,14	
	CD2	45,63	0,53	0,37	0,90	
	CD	20,63	0,55	0,26	0,81	
2	CD'	84,00	0,87	0,66	1,53	
	CD2	59,00	0,82	0,47	1,30	
	CD	34,00	0,95	0,41	1,35	

**QUADRO 50:** D1/ MEF2: Verificação ao deslizamento - Coeficientes de segurança ao deslizamento – Parâmetros do material 2 - Empuxo de jusante corrigido.

		Propriedades da Camada (kN e m)				
		fsdc	fsd $\phi$	$\phi$ (graus)	C	tg $\phi$
		1,00	1,00	35,00	300,00	0,70
Ec/Em	Trecho	L <sub>comp</sub> (m)	FSD, $\phi$	FSD,c	FSD,tot	
0,5	CD'	70,63	0,80	1,68	2,48	
	CD2	45,63	0,73	1,11	1,84	
	CD	20,63	0,75	0,78	1,53	
2	CD'	84,00	1,20	1,98	3,18	
	CD2	59,00	1,13	1,42	2,56	
	CD	34,00	1,30	1,22	2,52	

No Quadro 46 observa-se o inverso do MEF<sub>o</sub>, ou seja, para os planos mais próximos à projeção da barragem (CD e CD2), maior é o ângulo de atrito mobilizado para a relação de maciço mais rígido ( $E_c/E_m=0,5$ ) e conseqüentemente obtém-se menores F.S.D. para os dois materiais. Para o maciço mais deformável, menor é o ângulo de atrito mobilizado para estas regiões e maiores são os fatores de segurança ao deslizamento (da parcela de atrito). É importante comentar que neste caso, como as extensões da fratura são grandes, só se integram as tensões nas áreas comprimidas, bem como só se considera a área comprimida de atuação da coesão, obviamente, por isto as parcelas de fatores de segurança da coesão são menores para maciço mais rígido. As colunas L<sub>comp</sub> mostram os trechos comprimidos nos Quadros 47, 49 e 50. É claro que extensões de fratura muito grandes tais como as obtidas para  $E_c/E_m=0,5$  não são permitidas nos critérios de projeto. Em alguns critérios mais conservadores não se

permitem tensões de tração para os casos normais de operação, permitindo-se somente para casos excepcionais, porém limitando-se a extensão da fratura. Entretanto, neste estudo obtém-se os valores de F.S.D. a título de comparação com métodos analíticos. Vindo de encontro ao exposto, os valores de F.S.D. obtidos nos Quadros 47, 49 e 50 são pequenos para relações  $E_c/E_m=0,5$  para os dois materiais, mesmo corrigindo-se o empuxo hidrostático de jusante.

Comparando-se as integrais de tensões nos três trechos com as cargas aplicadas, observam-se novamente valores bem menores à carga aplicada: as colunas  $\Delta N$ ,  $\Delta E$  (Quadros 46 e 48) mostram a diferença entre ambas. Quanto maior a extensão da fratura, mais as tensões se distribuem a jusante.

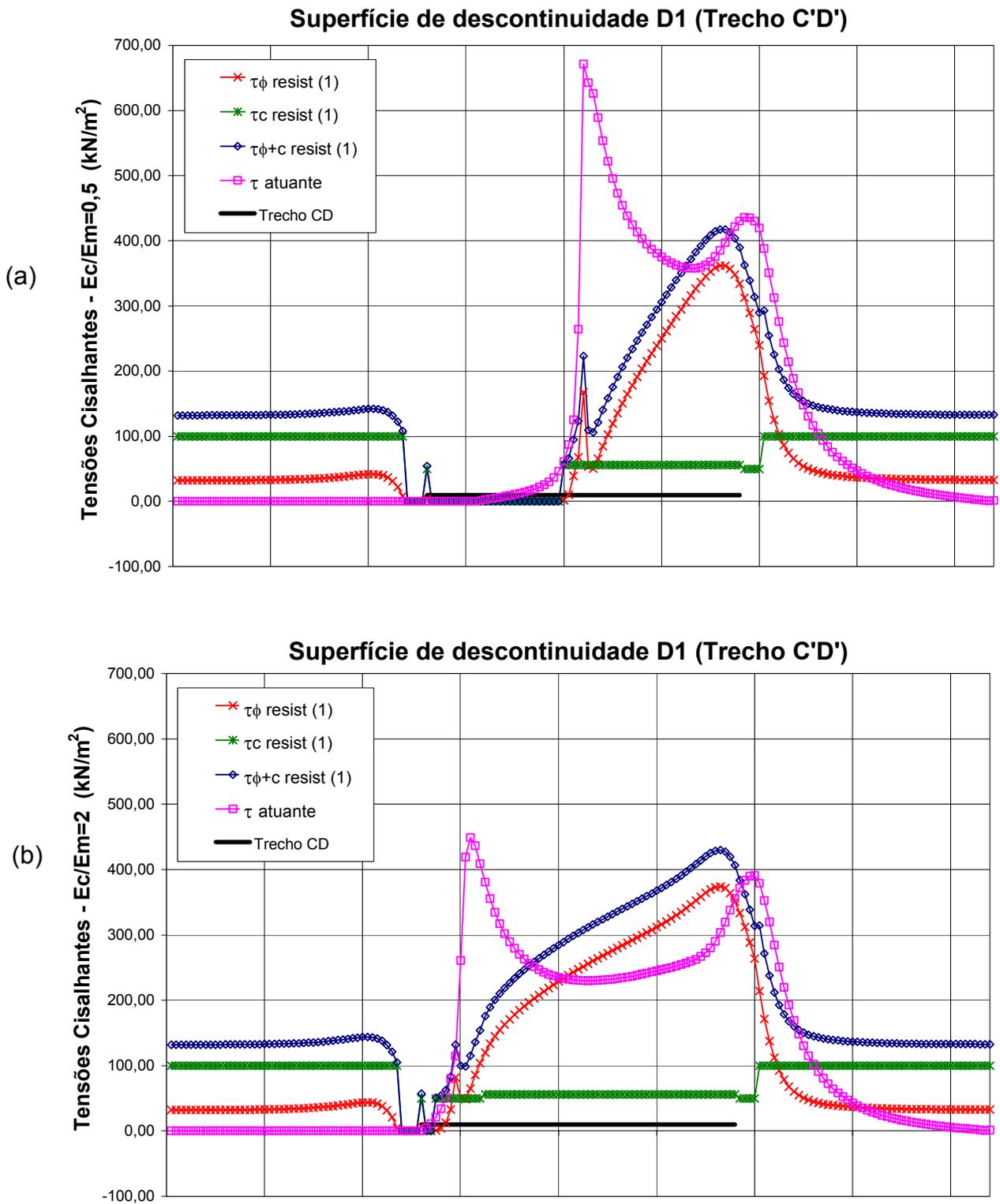
Também nos Quadros 46 e 48 observa-se que para o trecho CD nas duas relações de  $E_c/E_m$  o somatório de forças tangenciais atinge valores muito reduzidos, ainda mais para maciço mais rígido. Mesmo integrando-se as tensões cisalhantes ao longo do trecho CD' existe uma redução. Estas reduções, uma vez que se integram as tensões nestes trechos podem ter o mesmo sentido físico de uma contribuição da rocha a jusante embutida, equivalente à diferença entre a carga aplicada e o somatório  $\Sigma E$ . Seguindo este raciocínio, para o trecho CD o empuxo passivo da rocha a jusante seria muito maior do que os calculados no Quadro 34.

Através dos resultados obtidos acima ( $MEF_2$ ) surge o seguinte questionamento: Poder-se-ia adotá-lo para a análise de estabilidade, limitando-se a extensão de fratura conforme critério de projeto vigente, uma vez que considera somatórios de tensões tangenciais tão reduzidos? Em resposta a esta pergunta, primeiramente deve-se considerar que com a limitação da extensão da fratura chegar-se-ia a distribuições de tensões sobre áreas menores através do MEF e analiticamente à mobilização de menores empuxos passivos de jusante, mas com certeza os mesmas continuariam a existir. Daí caberia ao projetista avaliar junto aos geotécnicos se a rocha de jusante teria a possibilidade de resistir a tais esforços. Além disso, a modelagem da malha nesta região deve ser bem representativa do maciço em campo, o que não é problema para o método dos elementos finitos, podendo-se variar sua deformabilidade, considerar anisotropia e outras propriedades da rocha, a fim de que estes elementos absorvam os esforços que efetivamente poderão resistir em campo.

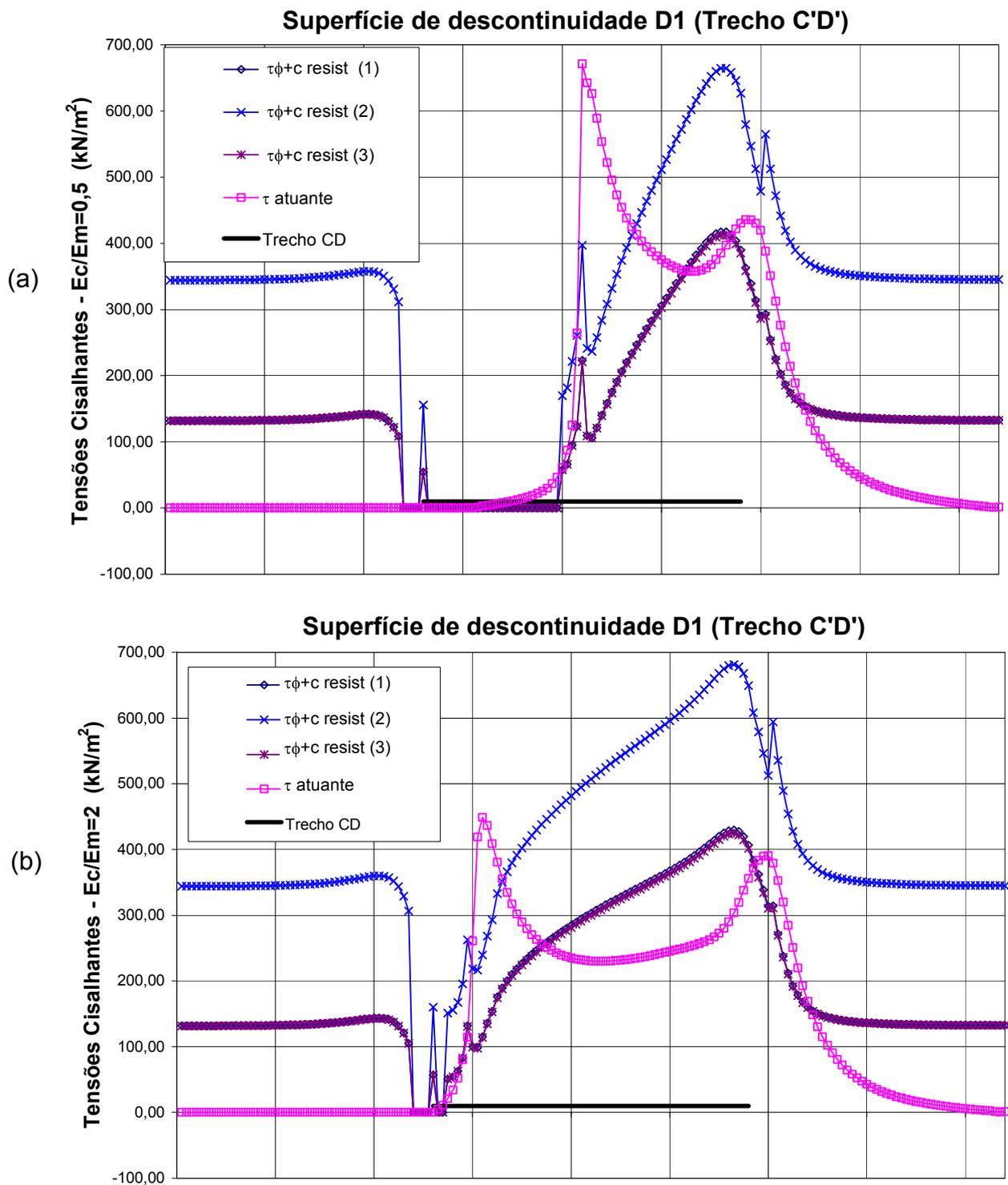
A verificação da segurança pelo critério de ruptura local é feita agora, obtendo-se fatores de segurança ao deslizamento ponto a ponto, tal como no item anterior. As curvas de tensões atuantes são obtidas através da equação (40), de tensões resistentes através das equações (37), (38) e (39), para os materiais 1 e 2, a fim de se comparar com os fatores de segurança ao deslizamento obtidos pelo critério geral (Figuras 123 e 124). Sendo assim, para que a barragem esteja estável e  $FSD \geq 1$ , em todos os pontos, a curva de tensão atuante deve estar abaixo da curva de tensão resistente.

Nas Figuras 123 e 124 convém salientar que apesar de estar apresentado todo o trecho da descontinuidade D1 (C'D'), a consideração das tensões resistentes só poderá ser feita a partir de C devido à fenda vertical. Opta-se por representar estas tensões ao longo de todo o trecho C'D' similar às Figuras 120 a 123 (MEF<sub>o</sub>) a fim de visualizar os resultados de tensões nulas junto ao ponto C obtidos da propagação da fratura e a perturbação nesta região. Também neste critério com abertura de fratura na Figura 124 se observa que mesmo para o material 2, nas relações  $E_c/E_m=0,5$  (Fig. 124-a) e 2 (Fig.124-b), apresenta áreas descobertas (sem resistência).

Já pelos coeficientes de segurança obtidos através das integrais de tensões nos diferentes trechos, observa-se que, para o material 2, obtém-se um coeficiente de segurança total maior do que dois em todos os três trechos analisados (CD', CD2 e CD), mostrando-se estável, apesar da curva de tensão atuante estar acima da resistente para este material na Figura 124.



**FIGURA 123:** MEF<sub>2</sub> - Tensões resistentes totais e parciais (de atrito e de coesão) e atuantes na descontinuidade D1, para material 1: (a) para a relação  $E_c/E_m=0,5$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m=2$ .



**FIGURA 124:** MEF<sub>2</sub> - Tensões resistentes e atuantes na descontinuidade D1 e materiais (1), (2) e (3): (a) para a relação  $E_c/E_m=0,5$  ; (b) para a relação  $E_c/E_m=2$ .

#### 7.4 - Comparação entre os métodos

O Quadro 51 a seguir mostra os valores obtidos de ângulos de atrito mobilizados para as três modelagens por elementos finitos e para o método analítico.

**QUADRO 51:** Comparação entre os valores de coeficientes de atrito mobilizados pelo MEF e analítico.

Plano	Ec/Em	$\phi$ mob							
		MEF <sub>0</sub>			MEF <sub>1</sub>	MEF <sub>2</sub>			Analítico
		AB/CD/EF/GH	CD'EF'/GH'	C'D'E'F'/G'H'	AB/CD/EF/GH	AB/CD/EF/GH	CD'	CD <sub>2</sub>	AB/CD/EF/GH
Contato	0,5	32,77	-	-	32,77	51,84	-	-	33,75
	2	33,52	-	-	33,52	34,95	-	-	33,75
D1	0,5	20,40	22,89	26,46	27,82	42,99	41,23	43,94	33,90
	2	20,86	23,91	26,43	27,40	28,23	30,30	31,73	33,90
D2	0,5	14,95	16,77	19,52	22,99	32,89	-	-	31,47
	2	15,64	17,43	19,48	23,42	23,87	-	-	31,47
D3	0,5	10,87	8,64	10,31	7,23	5,39	-	-	9,74
	2	11,11	8,66	10,29	7,59	5,89	-	-	9,74

Comparando-se os resultados obtidos entre o MEF<sub>0</sub> e o MEF<sub>1</sub> observa-se muita diferença entre os valores de atrito mobilizados obtidos nas descontinuidades, mesmo depois de corrigidos os valores de empuxo hidrostático de jusante. Este já era um resultado de certa forma esperado, pois a forma diferente de carregar os modelos deve ter conduzido a estes resultados. Os resultados do modelo com a aplicação da carga de empuxos hidrostáticos no meio da malha (sem abertura fenda vertical) (MEF<sub>0</sub>) levam a concluir que a influência da rigidez dos elementos situados a montante do carregamento de empuxo hidrostático (de montante) diminui o carregamento efetivo deste empuxo, imaginando-se que o mesmo efeito acontece com o carregamento de empuxo hidrostático de jusante. Assim, na região abaixo da projeção da barragem, portanto na área entre os empuxos hidrostáticos de montante e de jusante, o carregamento efetivo é menor. Este efeito faz com que as cargas distribuam-se ainda mais ao longo do maciço, inclusive no trecho de montante, como pode ser observado comparando-se os somatórios  $\Sigma E$  dos Quadros 37 e 48, por exemplo. No trecho CD – MEF<sub>1</sub> a integral das tensões cisalhantes é maior em 26% para  $E_c/E_m=2$  e em 16% para  $E_c/E_m=0,5$  do que no MEF<sub>0</sub> e no trecho CD', 26 e 27%, respectivamente. Esta diferença de percentual entre as relações ocorre porque em  $R=0,5$  a extensão maior da fratura provoca a distribuição maior de tensões à jusante da barragem.

Comparando-se o  $MEF_0$  com o  $MEF_2$  as diferenças são ainda maiores, pois além do exposto acima, na primeira análise nenhum tratamento é dado para o trecho tracionado, ou seja, nos pontos de ruptura localizados (próximo ao pé de montante da barragem nas Figuras 120 a 123). Além disso, a correção do empuxo hidrostático de jusante adotada nos somatórios de tensões obtidos da análise com fratura talvez seja um pouco conservadora, pois só é feita depois de determinada a extensão da fratura. Entretanto, não se conhece outra forma melhor de aplicar o empuxo hidrostático de jusante além da forma feita no modelo  $MEF_0$ , já que a adoção de fenda vertical à jusante para a aplicação deste empuxo reduziria o espraiamento das tensões a jusante e acredita-se que não conferiria à realidade já que se trata de uma região de compressão, cujos esforços tendem a fechar qualquer tentativa de abertura de fenda vertical.

A expectativa inicial era que o método dos elementos finitos  $MEF_1$  seria o que mais se aproximaria dos resultados fornecidos pelo método analítico, já que este não contempla a propagação da fratura, entretanto, as diferenças encontradas já nos somatórios de esforços conforme discutido anteriormente indicaram distribuições de tensões e esforços diferentes do considerado em métodos analíticos. Sendo assim, para os trechos situados abaixo da projeção da barragem, encontraram-se pelo  $MEF_1$  resultados menos conservadores para as descontinuidades do que o método analítico. O método analítico fornece ângulos de atrito mobilizados em torno de 23% maiores para as duas primeiras descontinuidades e 31% maior para a terceira, em média para as duas relações de  $E_c/E_m$ . Para o contato, entretanto, os resultados são muito próximos, o que evidencia a influência da distribuição das tensões. As diferenças encontradas no contato referem-se mais à deformabilidade do maciço.

A análise com propagação de fratura fornece os resultados mais conservadores, indicando uma variação muito grande de atrito mobilizado com a deformabilidade, a qual está intimamente ligada com a variação da extensão da fratura em si. Em geral, maciços mais rígidos tendem a concentrar maiores picos de tensão de tração enquanto maciços mais deformáveis distribuem melhor os esforços. Esta característica já tinha sido observada pelo autor numa comparação entre dois módulos de elasticidade da rocha de fundação na análise por elementos finitos da barragem de gravidade de CCR da Usina Hidrelétrica Dona Francisca (Engevix, 2001).

Os valores de ângulo de atrito mobilizados obtidos no método com fratura são muito elevados, considerando-se que não tem nenhum coeficiente de segurança embutido. Entretanto, seu cálculo considera coesão nula, ficando toda a parcela de resistência para o atrito. Através do Quadro 51, pode-se dizer que para relações  $E_c/E_m=0,5$  a barragem não estaria estável, primeiro devido às grandes extensões de fratura obtidas e depois pelos elevados ângulos de atrito ( $MEF_2$ ). No contato, onde se obteve um valor de atrito para esta relação de  $51,84^\circ$  talvez esteja muito conservador que a fratura de fato abra devido à existência da adesão do concreto na fundação, que não foi considerada, geralmente garantida pelo processo construtivo. Entretanto, para a relação  $E_c/E_m=2$ , pode-se considerar a barragem estável para os 4 planos se o material alcançar estes valores de atrito, o que seria possível, já que a extensão da fratura também é menor.

Considerando-se que a barragem seria estável para  $F.S.D >1$  para fatores de segurança parciais dos materiais de 1,5 e 3, respectivamente para o atrito e coesão; pode-se afirmar que para a relação  $E_c/E_m=2$  o material 3 proporcionaria estabilidade. Considerando um critério que adota o coeficiente de segurança global  $F.S.D \geq 2$  o material 2 proporcionaria estabilidade ( $FSD > 2$  nos três trechos – Quadro 50). Estes são exemplos de critérios adotados, entretanto, conforme mostrado nos itens anteriores, o cálculo dos fatores de segurança ponto a ponto mostra que todos estes fatores de segurança são médios e existe ruptura em pontos localizados do plano analisado. Efeitos locais, no entanto não seriam suficientes para considerar que a barragem não é estável. Prefere-se sugerir que mais estudos neste sentido sejam realizados. Seria interessante como próxima etapa deste trabalho adotar um programa de elementos finitos que possibilite uma análise não linear, a fim de analisar se estas rupturas encontradas conduziram de fato a estruturas estáveis, tal como encontrado nos coeficientes de segurança médios, já que mesmo na análise de fratura com o método de ruptura local e tensões obtidas com propagação de fratura, surgem rupturas locais.

Parece provável que a análise de estabilidade de estruturas seja cada vez mais realizada através do MEF, uma vez que desprezar a deformabilidade do maciço conforme realizado em métodos analíticos não parece ser adequado, através do exposto ao longo de todo este trabalho, ainda mais se considerando as facilidades computacionais que hoje existem, que facilitam muito este tipo de análise. Apesar de

ter sido empregado pela primeira vez no Brasil na Usina Hidrelétrica de Itaipu há quase 30 anos, ainda se tem dúvidas ao se comparar seus resultados com métodos analíticos, o que é natural uma vez que estes têm sido utilizados durante anos e também devido aos critérios de projeto contemplarem recomendações mais precisas para análises com métodos analíticos, não apresentando grandes delimitações ou recomendações em relação às análises com elementos finitos. Acredita-se que a análise por elementos finitos não pode ser feita buscando realizar cálculos de estabilidade com a mesma idealização estrutural adotada em análises manuais. A distribuição das tensões não conduz a isto, conforme mostrado aqui em algumas comparações. Além disso, deve-se ressaltar que as comparações com métodos analíticos são de fundamental importância, devido ao grande conhecimento dos mesmos, de suas delimitações e considerações, podendo-se assim evitar conclusões errôneas através de análises por elementos finitos.

Verificando-se a estabilidade ponto a ponto, eliminaria a idéia de empuxo passivo resistente delimitando o cálculo em verificações de tensões atuantes e resistentes, que são mais aceitáveis do que a adoção de uma redução nos empuxos atuantes através de um passivo de jusante. Desta forma, acredita-se que os resultados deste método são seguros e poderiam ser adotados. A representação mais real da rocha a jusante no modelo levará à consideração da distribuição das forças horizontais mais real do que nos métodos analíticos que consideram o empuxo passivo da rocha de jusante com variação linear (crescendo com a altura). Esta última consideração, poderia estar sendo contrária à segurança em planos de análises mais inferiores.

## **CONCLUSÕES**

A análise de tensões em barragens por elementos finitos obteve uma distribuição de tensões bem diferente das distribuições de tensões lineares da Resistência dos Materiais. As tensões obtidas por elementos finitos (normais, cisalhantes e horizontais), provenientes do peso da barragem e dos empuxos hidrostáticos atuantes, distribuem-se por todo o maciço de fundação, enquanto os diagramas de tensões lineares da Resistência dos Materiais, por não considerarem a deformabilidade da fundação, concentram todas as tensões ao longo da projeção da barragem. O uso de diagramas propostos pela Resistência dos Materiais para cálculo de tensões em barragens de gravidade só consiste numa aproximação aceitável junto aos planos de contato concreto-rocha, em situações de tensões de compressão.

A influência da deformabilidade da fundação mostrou-se significativa, já nos estudos iniciais sem considerar a perda de resistência da rocha quando submetida a tensões de tração. Nos estudos onde foi considerada a propagação da fratura, a deformabilidade mostrou influência ainda maior. Para maciços mais rígidos são encontrados picos de tensões maiores e conseqüentemente maiores comprimentos de trechos fraturados, mesmo que as aberturas de fratura tenham sido menores do que para maciços deformáveis. Entretanto, convém lembrar que a extensão maior de fratura encontrada para maciços mais rígidos deve-se também à perda da drenagem, já que na maioria dos casos a fratura alcançou a linha de drenagem. Com isto, aconteceu um aumento da carga de subpressão provocando nova abertura de fratura e assim sucessivamente. Nas análises onde se alcançou a linha de drenos, poder-se-ia também ter considerado os diagramas de tensões normais efetivos obtidos como diagramas finais obtidos (sem continuar a propagação). Entretanto isto implicaria que a partir da galeria de drenagem deveriam ser feitas injeções de consolidação para diminuir a percolação de água e o bombeamento deveria ser dimensionado para tal, mantendo a redução da subpressão devido a drenagem. Neste caso, obviamente, acredita-se que se alcançariam extensões de fratura bem menores. Entretanto, não se considera esta uma situação ideal de projeto, uma vez que haja outras soluções melhores, inclusive, soluções de operação mais econômicas. Além disso, acredita-se que a melhor forma de otimizar as análises nestes casos onde são obtidas tensões de tração seria a admissão de uma

análise elástico não linear, considerando um material com diagrama tensão deformação elasto-plástico, por exemplo. Desta forma, a redistribuição de tensões ficaria por conta do modelo numérico e obter-se-iam resultados ainda mais realistas. Esta seria uma próxima etapa natural deste trabalho.

Os coeficientes de segurança obtidos através da análise elástica linear, mostraram que a barragem seria estável em várias situações, mesmo sabendo-se que nestas situações os diagramas de tensões mostram pontos de tração, indicativos de ruptura ao longo dos planos analisados. Esta conclusão vem a confirmar o exposto por Rocha (1980) no Capítulo 2, em que para critérios de ruptura local os coeficientes de segurança a considerar devem ser menores do que os adotados em critérios de ruptura global, para que não se obtenha resultados demasiadamente conservadores. Além disso, pode-se fazer uma analogia entre os critérios de ruptura global, tanto por elementos finitos, quanto por métodos analíticos, aos métodos de análise de estabilidade de taludes de solos com atrito e coesão, em que a solução generalizada proposta por Bishop (Caputo, 1987), considera um cálculo iterativo de fatias do talude (trechos) e um coeficiente de segurança global, ou seja, o talude como um todo é considerado estável uma vez que se atinja um fator de segurança global, mesmo que esteja instável em alguns pontos. Desta forma, pode-se considerar a barragem estável através do critério de ruptura global, mesmo em situações onde o critério de ruptura local indique pontos localizados de instabilidade.

A comparação entre análises de estabilidade com métodos analíticos e com o método dos elementos finitos, através da integração das tensões nos planos de análise, mostra novamente que as tensões distribuem-se ao longo da fundação, inclusive em extensão um pouco maior do que os planos do maciço modelado.

A contribuição da rocha a jusante adotada em métodos analíticos pode ser considerada como de fato existente mas não como uma força resultante de empuxo passivo da rocha a jusante, propriamente dita. De fato há uma redução das forças atuantes quando se consideram os planos de análise analítica em regiões abaixo da projeção vertical da barragem, mas fisicamente, esta redução ocorre devido à distribuição de tensões na fundação. Conceitualmente, a análise de estabilidade por elementos finitos parece mais correta e aceitável, em relação à verificação de estabilidade considerando

empuxo passivo de rocha a jusante, onde seria necessário haver deslocamentos na barragem para mobilizar este empuxo.

Quanto à análise de estabilidade, a questão que permanece é: Qual a extensão do plano a se considerar na análise? Daí deve-se ressaltar inicialmente que depende do plano e da geometria do maciço, ou seja, do mecanismo de ruptura considerado. Por exemplo, em planos de descontinuidade que se estendem ao longo do maciço continuamente, tal como no caso típico estudado, parece que se deve analisar o plano até onde se obtenha o somatório das tensões atuantes igual a carga aplicada, no caso de análise pelo método de ruptura geral. Porém, como nas regiões extremas, a jusante e a montante, as tensões diminuem bastante e o critério de ruptura local indica uma tendência de estabilidade, parece aceitável limitar o plano de análise entre trechos menores. Entretanto, em situações em que os planos de descontinuidades têm extensão limitada, ou até mesmo no caso de planos de descontinuidades com afloramentos em faces desconfiadas do maciço, a análise deve ser feita em toda a sua extensão.

De qualquer forma, a adoção usual em métodos analíticos de que o plano CD ou EF ou GH seria o plano de análise onde todas as tensões se distribuem consiste em erro de projeto, tanto maior quanto mais profundo o plano em análise, já que a hipótese de que as cargas estariam atuando ao longo deste trecho estaria completamente equivocada. Mesmo a consideração de haver um espraiamento de tensões conforme a literatura de fundações (de 45° graus, por exemplo), parece ainda longe do encontrado para este estudo.

Ressalta-se que para conclusões mais completas nesta área, faz-se necessário a complementação destes estudos através de uma análise elasto-plástica, uma vez que ficam dúvidas quanto aos resultados obtidos através do método com propagação de fratura. Ou melhor, através de uma análise elasto-plástica poder-se-ia ter melhores condições de avaliar se a propagação da fratura, da forma como foi neste trabalho realizada, consiste numa aproximação aceitável ou se seria antieconômica, visto a diferença encontrada entre seus resultados e os resultados obtidos de métodos sem propagação da fratura ( $MEF_0$  e  $MEF_1$ )

Outra sugestão para próximos trabalhos também consiste em complementar o Quadro 51 com valores de ângulos de atrito mobilizados calculados por métodos analíticos que considerem a propagação de fratura (como por exemplo, o critério de propagação de fratura do U. S. Bureau of Reclamation), a partir de um diagrama de tensões linear.

Além disso, o método dos elementos finitos será de utilização tanto mais confiável quanto melhor a representação da estrutura e do maciço de fundação no entorno da barragem, para que seja efetivamente capaz de resistir às solicitações a ele impostas. Uma análise de deslocamentos também consiste numa próxima etapa sugerida deste trabalho. Esta análise poderia ser feita através de um estudo de caso em que se comparariam os deslocamentos obtidos com os resultados de instrumentação, tendo-se parâmetros adequados de propriedades do maciço e do concreto da obra estudada.

## REFERÊNCIAS

- BABÁ, J.N.L. et al. **O Concreto Compactado a Rolo da UHE Cana Brava**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXIV, 2001, Fortaleza. **Anais**....Fortaleza: CBDB, 2001. p. 293 - 306.
- BARRETO CELESTINO, T. **Emprego de Modelos Matemáticos no Projeto de Fundações de Barragens de Concreto**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais**... São Paulo, 1983, p.299-318.
- CAMARGO, F.P. et al. **Development of Conceptual Geomechanical Models for Foundations of Concrete Dam – Approach Applied to three Projects**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATION, 1978. Rio de Janeiro . **Proceedings**... Rio de Janeiro: ISRM, 1978. p. II.57-II.79.
- COMPUTERS & STRUCTURES. **SAP2000 PLUS**: Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures – Version 6.11. Berkeley, California, U.S.A, 1997.
- COOK, R.D.; MALKUS, D.S.; PLESHA, M.E. **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. 3<sup>a</sup> ed. John Wiley & Sons, 1989.
- CRUZ, P.T. da. **Uplift pressure at the base and in the rock basaltic foundations of gravity concrete dams**. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATIONS - ISRM, 1978, Rio de Janeiro. **Proceedings**... Rio de Janeiro: M.A. Kanji and R.A. Abrahão, 1978, Vol.1, p. III-1 a III-25.
- CRUZ, P.T.; BARBOSA, J. A. **Critérios de cálculo para subpressões e análises de estabilidade ao escorregamento em barragens de concreto gravidade**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1981, Recife. **Anais**... Recife, Agosto, 1981.
- ENGEVIX ENGENHARIA LTDA. **Usina Hidrelétrica Dona Francisca**. - Memoriais de Cálculo dos Projetos Básico e Executivo (não publicados) (2001).
- GOODMAN, R.E. **The Deformability of Joints**. Determination of in situ modules of deformation of rock, ASTM, STP 477, p.174,
- GOODMAN, R.E.; DUBOIS, J. Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks. **Jornal of Soil Mechanics and Fdn. Div.**, ASCE, v..98, p. 339.
- GRISHIN, M.M. **Hydraulic Structures**. English Translation Mir Publishers. Moscow, V.1, 1982.
- GUIMARÃES, M. C.de A. B.; **Uma Análise de Métodos de Avaliação de Subpressão em Estruturas do Tipo Gravidade**. São Paulo, 1988. 238f. Dissertação ( Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP.
- HACHICH, W.; et al. **Fundações - Teoria e prática**. 2<sup>a</sup>.ed. São Paulo: Pini 1998.

ICOLD/CBGB. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. Núcleo Regional de São Paulo, Comissão Regional de Segurança de Barragens, 2001.

INFANTI JR., N.. **Estudo da Rigidez Tangencial de Descontinuidades em Rocha**. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado em Ciências Aplicadas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Relatório Nº. 39 759**: Ensaios de cisalhamento direto "in situ" em blocos de arenito, UHE Dona Francisca, município de Agudo-RS. São Paulo, 1999.

ITAIPU BINACIONAL. **Itaipu Hydroelectric Project**. Engineering Features, 1994.

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

KREMPEL, A.F.; OLIVEIRA L.F.P.de; AURÉLIO PEREIRA, M.A. **Controle de Qualidade da Compactação do CCR na Barragem da U.H. de Salto Caxias**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXII, 1997, São Paulo. **Anais...** São Paulo: CBDB, 1997. p.1-12.

LA ROVERE, H.L. **EE03-Tópicos Especiais em Projetos Estruturais**: Alvenaria Estrutural. Apostila do Curso de Pós-Graduação "Latu Sensu" – Especialização em Projeto de Estruturas, 2001/2002.

LA ROVERE, H.L. **EE08-Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projetos de Estruturas**. Apostila do Curso de Pós-Graduação "Latu Sensu" – Especialização em Projeto de Estruturas, 2001/2002.

LA ROVERE, H.L. **Método dos Elementos Finitos**: Notas de Aula. Curso de Mestrado em Engenharia Civil – Área de Estruturas, 2000.

MASON, J. **Estruturas de Aproveitamentos Hidrelétricos**. Rio de Janeiro: Sondotécnica, 1988.

NGO, D.; SCORDELIS, A.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. **ACI Journal**, Farmington Hills, v.65, n.9, p. 757-766, September 1968.

O EMPREITEIRO, **Dona Francisca – A Engenharia que faz diferença**. Fevereiro, 2001.

OLIVEIRA, F.F.de; SOUSA JR. L.C.; PEDROSO L.J. **Avaliação de Tensões e Estabilidade em Barragens de Concreto pelo Método de Gravidade**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXX, 2002, Brasília. Brasília: ISBN, 2002. TRB 0601. 1 CD-ROM.

PINTO CAPUTO, H. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 6ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987.

POPOV, E.P. **Introdução à Mecânica dos Sólidos**. Tradução: Mauro Ormeu Cardoso Amorelli. São Paulo: Edgard Blücher, 1978.

ROCHA, M. **Alguns Problemas Relativos à Mecânica das Rochas dos Materiais de Baixa Resistência**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1977. 25p. Memória nº 491.

ROCHA, M. **Analysis and Design of the Foundations of Concrete Dams**. LISBOA: LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, 1981. 54p. Memória nº 562.

ROCHA, M. **Present Possibilities of Studying Foundations of Concrete Dams**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1974. 49p. Memória nº 457.

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

RUIZ, M.D.et al. **A Syntesis of the Geomechanical Charactersistics of Basaltic Masses as Dam Foundations**. In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM OF ROCK MECHANICS, 4, 1978, Montreux. **Proceedings**.. Montreux: ISRM, 1979. v.1, p.287-292

SILVA FILHO, J.F.da. **Modelo Numérico para a Análise do Fluxo Tridimensional de Água através das Fundações de Barragens de Concreto Assentes sobre Rochas contínuas permeáveis**. Belo Horizonte, 2002.166f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia da UFMG, UFMG.

SILVEIRA, A.F. da; OLIVEIRA PEDRO, J.; SANTOS ALMEIDA, L.T.dos. **Estudo da Influência da Heterogeneidade da Fundação sobre a Distribuição de Tensões em Contrafortes de Barragens de Abóbadas Múltiplas de Grandes Vãos**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1974. 10p. Memória nº 427.

SOUZA LIMA, V.M. et al. **Rock Foundations with Marked Discontinuities-Criteria and Assumptions for Stability Analises**. ICOLD CONGRESS, 14, 1982, Rio de Janeiro. **Proceedings**... Rio de Janeiro: ICOLD, 1982. p.1155-1182, v.1.

SOUZA, L.M. R. e. **Aplicação do Método dos Elementos Finitos ao Estudo de Maciços Rochosos**. Lisboa, 1974. 263f. Tese (Tese apresentada a concurso para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Ministério das Obras Públicas.

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.E. **Mecânica dos Sólidos**. 2 v. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1984.

U.S.BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Gravity Dams**. Denver, 1976.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-2200: Gravity Dam Design**. Washington,1995.

WAHLSTROM, E.E. **Dams, Dam Foundations, and Reservoir Sites**. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1974.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ALMEIDA, F. F.M. **Aspectos Gerais da Geologia da Bacia do Alto Paraná.** In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1983, p.9-16.
- ANDRADE, R.M. de. **Resultado da Aplicação de Novos Métodos em Barragens – Segunda Etapa de Tucuruí – Tomada d'Água.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXIV, 2001, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: CBDB, 2001. v.2, p.355-361.
- ANDRADE, R.M.de. **Desempenho dos Sistemas Usuais de Alívio de Subpressões em Estruturas Hidráulicas de Concreto.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1981, Recife. **Anais...** Recife, 1981.
- AVILA, N.V. de. **Algumas considerações a respeito da Estabilidade de Barragens de Concreto Compactado a Rolo.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XVIII, 1989, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: CBDB,1983, p. 403-428.
- AZEVEDO FL., R.N., AZEVEDO, R.F.de. **Análise do Comportamento de Barragens pelo Método dos Elementos Finitos Utilizando um Modelo Elasto-Plástico.** Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 1990.
- BARBI, A.L. **Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto. Fatores Condicionantes e Desempenho dos Tratores.** In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo,1983, p.209-231.
- BARBI, A.L. **Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto. Fatores Condicionantes e Desempenho dos Tratores.** In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo,1983, p. 210-231.
- CHAVEZ, J.W.; FENVES, G. **EAGD-SLIDE: A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams including Base Sliding.** Berkeley, California: College of Engineering - University of California, 1994. 96p. Report N°. UCB/SEMM-1994/02.
- CRUZ, P.T. da. **A Busca de um Método mais Realista para a Análise de Maciços Rochosos como Fundações de Barragens de Concreto.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XI, 1976, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: CBDB, 1976. p.1-54.
- CRUZ, P.T. da. **Análise de Subpressões em Barragens de Concreto Fundadas e Formações Basálticas.** São Paulo, 1976. Escola Politécnica de São Paulo (documento não publicado).
- CRUZ, P.T.da. **100 Barragens Brasileiras.** São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

CRUZ, P.T.da.; SOUZA, L.N.de. **Projeto e Construção de Barragens**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXIV, 2001, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: CBDB, 2001. v.2, p.339-341.

CRUZ, P.T.;QUADROS,E.F.; CORREA FL., D. **Análise de Perda d'Água e Fluxo em Fraturas de Basalto**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1983, p. 113-126.

DONADON, J.M. **Custos Comparativos entre Barragens de Concreto Convencional e Rolado**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XVIII, 1989, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: CBDB, 1989. v.3, p.1607-1626.

FENVES, G.; CHOPRA, A.K. **EAGD-84: A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams**. Berkeley, California: College of Engineering - University of California, 1984. 92p. Report N°. UCB/EERC-84/11.

FUSCO JR., F. B. **Os métodos dos Elementos Finitos e de Fronteira. Sua Formulação e Utilização nos Projetos de Barragens**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1980, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1980.

GUTSTEIN, D.; LA ROVERE H.L. **Estudo das tensões na fundação de barragens de gravidade de concreto através do método dos elementos finitos**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXX, 2002, Brasília. Brasília: ISBN, 2002. TRB 0158. 1 CD-ROM.

INFANTI JR., N. **Reflexões sobre Investigações Geológico-Geotécnicas em Maciços Basálticos**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1983, p. 159-171.

LINDQUIST,L.N. **Instrumentação Geotécnica: Tipos, Desempenho, Confiabilidade; Eficiência da Qualidade e Quantidade**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1983, p. 280-306.

MARCHI, A. J.; CURY JR., A. **Sobre a Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade no Cisalhamento dos Maciços da Bacia do Paraná**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo,1983, p. 225-241.

MELLO, V. F.B. de. **Reflexões Críticas sobre as Análises Convencionais de Estabilidade de Barragens – Gravidade sobre Rocha**. In: SIMPÓSIO SOBRE A GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1983, p. 17-48

OLIVEIRA PEDRO, J.; CASTELO-BRANCO FALCÃO, J.M.; SOUZA, I.R. **Structural analysis including deformability of foundations by finite elements**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1972. 13p. Memória nº 416.

PROMOM. **Critérios Específicos de Projeto para as Obras Civis da Barragem Principal**. Relatório 2506-10-6002-P-R0A (UHE Itaipu).

ROCHA, M.; BRITO S.; NIEBLE, C. **Application of advanced techniques to the study of the foundations of São Simão dam**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1975. 25p. Memória nº 458.

SILVA, S.F.da., VARGAS JR, E.do A. **Análise Numérica do Comportamento Hidromecânico de Maciços Rochosos Fraturados**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 1992.

SOUTO REZENDE, P.F.V. **Concreto Compactado a Rolo, Alternativa de Projeto Viável ou Não?** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XVIII, 1989, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: CBDB, 1989. v. 3, p.1627-1638.

SOUZA, L.N.de; PINTO, N. L. de S. **Segurança ao Galgamento de Barragens do Nordeste Brasileiro**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXIV, 2001, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: CBDB, 2001. v.2, p.693-699.

VASCONCELOS, A.A.; et al. **Aproveitamento Hidrelétrico de Xingo – Análises Preliminares de Barragem de Gravidade em CCR**. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XVIII, 1989, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: CBDB, 1989. v.3, p.1569-1586.