

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SISTEMAS DE  
SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO – ESTUDO DE  
CASO EM POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO**

**TIAGO GERHEIM SOUZA DIAS**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS**

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-219/13**

**BRASÍLIA / DF: JANEIRO / 2013**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SISTEMAS DE  
SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO – ESTUDO DE  
CASO EM POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO**

**TIAGO GERHEIM SOUZA DIAS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (Universidade de Brasília)  
(ORIENTADOR)**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (Universidade de Brasília)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**IRCÍLIO CHISSOLUCOMBE, DSc (Ministério do Turismo)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 08 de JANEIRO de 2013.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

DIAS, TIAGO GERHEIM SOUZA

Metodologia de Avaliação de Sistemas de Suporte em Concreto Projetado – Estudo de Caso em Poços de Grande Diâmetro [Distrito Federal] 2012

xvi, 100 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Obras Subterrâneas

2. Poços de Grande Diâmetro

3. Sistemas de Suporte

4. Concreto Projetado

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DIAS, T.G.S. (2012). Metodologia de Avaliação de Sistemas de Suporte em Concreto Projetado – Estudo de Caso em Poços de Grande Diâmetro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-219/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Tiago Gerheim Souza Dias

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Metodologia de Avaliação de Sistemas de Suporte em Concreto Projetado – Estudo de Caso em Poços de Grande Diâmetro

GRAU / ANO: Mestre / 2012

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Tiago Gerheim Souza Dias

SQS 109 Bloco E Apartamento 511

70372050 – Brasília DF – Brasil

*Dedico este trabalho a meu Pai (in memoriam), cuja imagem e memória me sustentam como um reflexo à força que este grande homem mostrava à criança de outrora, que hoje lhe dedica este trabalho. E à minha Mãe, que me permitiu sempre explorar a vida, e a quem um dia eu quero honrar, chegando a ser o homem que só seus olhos mãe já podem ver.*

*“If the only tool you have is a hammer, you tend to see every problem as a nail.”*

*Abraham Maslow*

## AGRADECIMENTOS

Ao apoio de meus amigos e da minha namorada, sem os quais eu não teria a força de percorrer este cansativo ano de 2012. Vitor, Kauê, Leo, Bruno, Nina e Pellicano, o poeta Vinícius de Moraes um dia disse: “A gente não faz amigos, reconhece-os”. Nathalia, eu tenho muita sorte de ter você comigo.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, que tem uma imensa capacidade de mudar nossa visão, renovar e ampliar nossos conceitos, fazendo-nos engenheiros melhores. Agradeço principalmente ao Prof. Márcio Muniz de Farias, seu curso de Elasticidade e Plasticidade é um privilégio aos alunos da UnB, obrigado pela oportunidade de ter sido seu aluno.

Ao Dr. Arsênio Negro, que prontamente entendeu porque eu precisava voltar a UnB para completar meus estudos e que nunca deixou faltar seu apoio quando necessário, espero que meu doutorado honre a sua ajuda.

Ao Prof. Hernan Carvajal que sempre foi prestativo na árdua tarefa de lidar com a burocracia de uma instituição brasileira para formar um aluno de mestrado, obrigado pelo apoio.

Finalmente agradeço ao meu orientador, que eu tenho a mania de chamar de chefe, Prof. André Assis. Em sua palestra Milton Vargas eu escutei um grande geotécnico lhe agradecer e desejar ter sido seu aluno, eu tenho o privilégio de dizer que fui e sempre serei. Espero que a sua chama de amor e dedicação a geotecnia se espalhe pela nossa comunidade, e que eu possa contribuir com uma faísca.

# **RESUMO**

## **METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SISTEMAS DE SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO – ESTUDO DE CASO EM POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO**

O crescimento da população urbana acompanhado da necessidade de sistemas de transportes de massa resultou em um rápido crescimento de infraestruturas subterrâneas nos últimos anos. Túneis de sistemas metroviários possibilitam o acesso ao centro das grandes cidades em um tempo razoável, preservando o espaço de superfície. As estruturas de acesso às infraestruturas subterrâneas são de suma importância à funcionalidade e eficiência dos sistemas de transporte de massa. Nos últimos anos vem crescendo a utilização de uma alternativa aos métodos convencionais de construção de estações de metrô, os poços de grande diâmetro. Estas estruturas vêm sendo adaptadas à instalação de estações de metrô com um significativo aumento de seu diâmetro e um conseqüente desafio ao seu projeto geotécnico e estrutural. O projeto estrutural de sistemas de suporte em concreto projetado de obras subterrâneas em geral, normalmente é baseado na verificação do estado limite último por diagramas de interação momento-normal. Este projeto comparou esta metodologia corrente com a proposta da utilização de critérios de ruptura baseados no estado triaxial de tensões. A construção de um poço de grande diâmetro, com geometria determinada, foi simulada pelo método dos elementos finitos em análise tridimensional pelo *software* CESAR-LCPC, variando a sequência construtiva e a disposição litológica do maciço escavado. Foram simulados oito modelos numéricos compondo a base da análise paramétrica que buscou investigar tanto os efeitos destes parâmetros nas solicitações impostas ao sistema de suporte, quanto a aplicabilidade e eficiência das duas metodologias de análise do sistema de suporte. Os resultados indicam grande influência da profundidade de avanço vertical da escavação e ocorrência de arqueamento de tensões nas seções escavadas com parcialização. O efeito tridimensional simulado se mostrou de primordial relevância para a interpretação dos resultados e fidelidade ao fenômeno real. As isolinhas de fatores de segurança obtidas pelo critério de ruptura facilitam a interpretação espacial do estado de ruptura do sistema de suporte e permitem uma avaliação numérica da margem de segurança da estrutura.

## **ABSTRACT**

### **EVALUATION METHODOLOGY OF SHOTCRETE SUPPORT SYSTEMS – CASE STUDY IN LARGE DIAMETER SHAFTS**

The urban population growth accompanied by the need for mass transport systems has resulted in a rapid growth of underground infrastructure in recent years. Tunnels of subway systems provide access to the centre of big cities in a reasonable time, preserving the surface. The structures of access to underground infrastructures are of paramount importance to the functionality and efficiency of mass transit systems. In recent years, there has been an increase in the use of an alternative to conventional methods of construction of subway stations, large diameter shafts. These structures have been adapted to the installation of subway stations with a significant increase in its diameter and a consequent challenge to its structural and geotechnical design. The structural design of support systems in shotcrete for underground works in general, is usually based on the verification of the ultimate limit state by thrust-moment interaction diagrams. This project compared the current methodology with the proposal of using failure criteria based on the triaxial stresses state. The construction of a large diameter shaft, with specific geometry, was modelled by the finite element method on three-dimensional analysis by the software CESAR-LCPC, varying the construction sequence and the lithological deposition of the excavated ground. Eight models were processes composing the basis of the parametric analysis that investigated both the effects of these parameters on the solicitations imposed on the support system, as well as the applicability and effectiveness of the two methods of analysis of the support system. The results indicate strong influence of the stage excavation depth and the occurrence of stress arching in the models with construction sectors. The simulated three-dimensional effect proved of paramount importance for the interpretation of results and fidelity to the real phenomenon. The isolines of safety factors obtained by the failure criteria facilitate the interpretation of the spatial state of rupture of the support system and allow a numerical evaluation of the safety margin of the structure.

# SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1.	O MEIO URBANO E O ESPAÇO SUBTERRÂNEO .....	1
1.2.	SISTEMAS DE SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO .....	2
1.3.	ACESSOS A ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS .....	4
1.4.	OBJETIVOS DO PROJETO.....	6
1.5.	ESCOPO DO PROJETO.....	6
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>8</b>
2.1.	SISTEMA DE SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO .....	8
2.1.1.	HISTÓRICO.....	8
2.1.2.	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS.....	11
2.2.	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE POÇOS.....	13
2.2.1.	RAISE BORING .....	13
2.2.2.	PAREDE DIAFRAGMA .....	14
2.2.3.	ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL .....	16
2.3.	ELEMENTOS DE CONCEPÇÃO DE POÇOS .....	17
2.3.1.	PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....	18
2.3.2.	SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA .....	21
2.3.3.	EFEITO DO LENÇOL FREÁTICO .....	22
2.3.4.	EFEITO DA GEOLOGIA LOCAL .....	22
2.3.5.	CONCEPÇÃO DAS FASES DA OBRA.....	24
2.4.	MODELAGEM NUMÉRICA DE POÇOS E OBRAS SUBTERRÂNEAS .....	25
2.4.1.	ARTIFÍCIOS DE MODELAGEM NUMÉRICA .....	25
2.4.2.	ESTAÇÃO SALGUEIROS – METRÔ DO PORTO – PORTUGAL .....	29
2.4.3.	ESTAÇÃO VILA PRUDENTE – METRÔ DE SÃO PAULO – BRASIL .....	33
<b>3.</b>	<b>FUNDAMENTOS TEÓRICOS .....</b>	<b>37</b>
3.1.	SOLICITAÇÕES .....	37
3.2.	TENSÕES E ESFORÇOS DE REAÇÃO.....	40



3.2.1.	DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO FLETOR – ESFORÇO NORMAL	42
3.2.2.	CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA CONCRETO PROJETADO .....	47
3.3.	VERIFICAÇÃO DA RUPTURA E/OU DO FATOR DE SEGURANÇA.....	49
<b>4.</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>53</b>
4.1.	MODELO GEOMECÂNICO .....	53
4.2.	MODELOS NUMÉRICOS ANALISADOS .....	54
4.3.	ANÁLISE DO SISTEMA DE SUPORTE.....	58
<b>5.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>64</b>
5.1.	DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO-NORMAL .....	64
5.1.1.	ANÁLISE DE RUPTURA GERAL .....	64
5.1.2.	ANÁLISE DE RUPTURA POR SEÇÕES VERTICAIS .....	70
5.1.3.	ANÁLISE DE RUPTURA POR SEÇÕES RADIAIS .....	74
5.2.	CRITÉRIO DE RUPTURA DE OTTOSEN .....	79
5.2.1.	FATORES DE SEGURANÇA TIPO SL.....	79
5.2.2.	FATORES DE SEGURANÇA DO TIPO OSR.....	83
<b>6.</b>	<b>ANÁLISE.....</b>	<b>88</b>
6.1.	DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO-NORMAL .....	88
6.2.	CRITÉRIO DE RUPTURA DE OTTOSEN .....	91
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>95</b>
7.1.	CONCLUSÕES GERAIS .....	95
7.2.	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	97
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>99</b>

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1 – Propriedades do concreto projetado (modificado Foá & Assis, 2002).....	12
Tabela 3.1 – Análise comparativa entre as metodologias de dimensionamento de poços de grande diâmetro discutidas.....	40
Tabela 4.1 – Parâmetros constitutivos e densidade dos materiais.....	54
Tabela 4.2 – Tempos de Processamento .....	58
Tabela 4.3 – Resultados das resistências do concreto projetado estimadas pela metodologia da NBR 6118.....	60
Tabela 4.4 – Parâmetros calculados para o critério de ruptura de Ottosen .....	61

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Utilização do concreto projetado .....	3
Figura 1.2 – Estações convencionais (a) e estações NATM (b).....	4
Figura 1.3 – Poço de ventilação .....	5
Figura 2.1 – Instalação de armazenamento de água, Pittsburgh, EUA, 1919 (Yoggy, 2000)....	9
Figura 2.2 – Concreto projetado em escavações subterrâneas e superficiais .....	12
Figura 2.3 – Equipamento para escavação do tipo <i>raise boring</i> .....	13
Figura 2.4 – <i>Clam shell</i> e fresa de escavação.....	14
Figura 2.5 – Perfis de disposição de estacas para parede diafragma.....	15
Figura 2.6 – Parede diafragma com estacas .....	16
Figura 2.7 – Escavação de um poço em NATM .....	17
Figura 2.8 – Concepções: circular simples (a), elíptica dupla (b) e circular tripla (c).....	17
Figura 2.9 – Elementos construtivos de um poço (Campanhã & França 2008).....	18
Figura 2.10 – Estação vila prudente – escavação (a) e projeto concluído (b).....	18
Figura 2.11 – Exemplo de possível deposição geológica.....	23
Figura 2.12 – Seções transversais .....	23
Figura 2.13 – Tipos de parcializações radiais .....	23
Figura 2.14 – Ciclo de escavação em modelos tridimensionais (Moller & Vermeer, 2005) ...	25
Figura 2.15 – Deformações induzidas pelo túnel (modificado Broere <i>et al.</i> , 2002) .....	27
Figura 2.16 – Concordância entre simulações bi e tridimensionais (modificado Vermeer <i>et al.</i> , 2002).....	28
Figura 2.17 – Métodos de análise da estabilidade de face (modificado Vermeer <i>et al.</i> , 2003). .....	29
Figura 2.18 – Início (a) e fim das escavações (b).....	29
Figura 2.19 – Geologia local (G7-aterro; G6-solo residual; G5-granito alterado; G4-granito)30	
Figura 2.20 – Malha deformada (França <i>et al.</i> , 2004).....	31

Figura 2.21 – Malha construída (a) e malha deformada (b) (França <i>et al.</i> , 2006) .....	31
Figura 2.22 – Escavação do poço sul (a) e escavação concluída (b) (Cecílio jr. <i>et al.</i> , 2010). 33	
Figura 2.23 – Geologia local (modificado Cecílio Jr. <i>et al.</i> , 2010).....	34
Figura 2.24 – Fases de construção na malha de elementos finitos (Cecílio Jr. <i>et al.</i> , 2010)....	35
Figura 2.25 – Deslocamentos horizontais (a), bacias de recalques estimada (b) e bacia de recalques medida em campo (c) (Cecílio Jr. <i>et al.</i> , 2010).....	36
Figura 3.1 – Carregamento e molas de Winkler.....	38
Figura 3.2 – Esquema de análise de estruturas.....	41
Figura 3.3 – Diagramas de Interação Momento Normal.....	44
Figura 3.4 – Diagramas M-N de modos de ruptura não lineares (modificado Hoek, 2003)....	45
Figura 3.5 – Diagramas de interação M-N (modificado RocScience, 2011) .....	45
Figura 3.6 – Seções de análise no caso 3D (a) e diagrama de interação momento normal 3D (b). .....	46
Figura 3.7 – Tipos de evolução de tensões.....	50
Figura 3.8 – Diagrama de Interação M-N (Celestino <i>et al.</i> , 2006) .....	52
Figura 4.1 – Geometria base (unidades em metros).....	53
Figura 4.2 – Tipos de seções analisadas.....	55
Figura 4.3 – Densidade variável de nós e modelo gerado por extrusão.....	55
Figura 4.4 – Tipos de seções avaliadas .....	56
Figura 4.5 – Arestas e volumes de modelos do tipo macroblocos .....	57
Figura 4.6 – Configuração do notebook.....	57
Figura 4.7 – Diagramas de interação momento-normal utilizados .....	60
Figura 4.8– Malha de pontos da superfície do sistema de suporte.....	61
Figura 4.9 – Possíveis combinações de esforços momento-norma.....	62

Figura 5.1 – Esforços M-N – Modelo 360-2m.....	64
Figura 5.2 – Esforços M-N – Modelo 180-2m.....	65
Figura 5.3– Esforços M-N – Modelo 360-4m.....	66
Figura 5.4– Esforços M-N – Modelo 180-4m.....	66
Figura 5.5– Esforços M-N – Modelo 360-8m.....	67
Figura 5.6– Esforços M-N – Modelo 180-8m.....	68
Figura 5.7 – Esforços M-N – Modelo HOR.....	68
Figura 5.8 – Esforços M-N – Modelo INC .....	69
Figura 5.9 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-2m.....	70
Figura 5.10 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-2m.....	71
Figura 5.11 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-4m.....	71
Figura 5.12 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-4m.....	72
Figura 5.13 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-8m.....	72
Figura 5.14 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-8m.....	73
Figura 5.15 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo HOR.....	73
Figura 5.16 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo INC .....	74
Figura 5.17 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-2m.....	75
Figura 5.18 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-2m.....	75
Figura 5.19 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-4m.....	76
Figura 5.20 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-4m.....	76
Figura 5.21 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-8m.....	77
Figura 5.22 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-8m.....	77
Figura 5.23 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo HOR.....	78
Figura 5.24 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo INC .....	78
Figura 5.25 – Malha de pontos da superfície planificada do sistema de suporte.....	79
Figura 5.26 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-2m e 180-2m .....	80
Figura 5.27 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-4m e 180-4m .....	81

Figura 5.28 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-8m e 180-8m .....	82
Figura 5.29 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo HOR e INC.....	83
Figura 5.30 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-2m e 180-2m .....	84
Figura 5.31 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-4m e 180-4m .....	85
Figura 5.32 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-8m e 180-8m .....	86
Figura 5.33 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo HOR e INC.....	87
Figura 6.1 – Modelo 180-2m – Fator de segurança SL(a) e OSR(b).....	92
Figura 6.2 – Modelo 180-4m – Fator de segurança SL(a) e OSR(b).....	93

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

180-2m	Modelo de análise com escavação parcializada e avanço vertical de dois metros
180-4m	Modelo de análise com escavação parcializada e avanço vertical de quatro metros
180-8m	Modelo de análise com escavação parcializada e avanço vertical de oito metros
360-2m	Modelo de análise com escavação plena e avanço vertical de dois metros
360-4m	Modelo de análise com escavação plena e avanço vertical de quatro metros
360-8m	Modelo de análise com escavação plena e avanço vertical de oito metros
A	Área da seção da peça
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
c	Coesão
$c_1$	Parâmetro para definição do parâmetro $\lambda$
$c_2$	Parâmetro para definição do parâmetro $\lambda$
CBPO	Companhia Brasileiras de Projetos e Obras
CEB-FIP	Comitê Euro-Internacional
E	Módulo de elasticidade ou Módulo de Young
<i>et al.</i>	E outros
F	Função de plastificação
$f_c$	Resistência à compressão uniaxial ( $\theta=0^\circ$ )
$f_{cd}$	Resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ctd}$	Resistência de cálculo à tração do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica inferior à tração do concreto
FS	Fator de segurança
$f_t$	Resistência à extensão uniaxial ( $\theta=60^\circ$ )
I	Momento de inércia da seção na direção de flexão do momento fletor
$I_1$	Primeiro invariante do tensor de tensões.
<i>in situ</i>	No local
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
k	Relação entre a resistência à extensão uniaxial $f_t$ ( $\theta=60^\circ$ ) e a resistência à compressão uniaxial $f_c$ ( $\theta=0^\circ$ ).
$J_2$	Segundo invariante do tensor de tensões desvio
L	Comprimento do trecho de análise do fator de segurança
LCPC	<i>Laboratoire Central de Ponts et Chaussées</i>
M	Momento fletor
$M_{inf}^+$	Momento positivo máximo na região abaixo da linha neutra
$M_{inf}^-$	Momento negativo mínimo na região abaixo da linha neutra.
$M_{sup}^+$	Momento positivo máximo na região acima da linha neutra.
$M_{sup}^-$	Momento negativo mínimo na região acima da linha neutra.
$M_{xy}$	Momento fletor atuante no plano x e flexionando na direção y

$M_{yz}$	Momento fletor atuante no plano y e flexionando na direção z
$M_{zx}$	Momento fletor atuante no plano z e flexionando na direção x
N	Esforço normal, positivo em compressão
$N^+$	Esforço normal máximo de compressão
$N^-$	Esforço normal máximo de tração
$N_x$	Esforço normal atuante no plano x na direção x
$N_y$	Esforço normal atuante no plano y na direção y
$N_z$	Esforço normal atuante no plano z na direção z
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
HOR	Modelo de análise com litologia horizontalizada
INC	Modelo de análise com litologia inclinada
OSR	<i>Overstress Ratio</i>
Pa	Unidade Pascal
$R_c$	Resistência à compressão
$R_t$	Resistência à tração
SFRS	<i>Steel fiber reinforced shotcrete</i>
SL	<i>Stress Level</i>
USP	Universidade de São Paulo
y	Altura da seção em relação à linha neutra, positivo no sentido de compressão do momento convencionalizado como positivo
$\alpha$	Parâmetro constitutivo do modelo de Ottosen
$\beta$	Parâmetro constitutivo do modelo de Ottosen
$\theta$	Ângulo no plano octaédrico entre a intersecção do plano octaédrico e o plano triaxial ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) e o segmento entre o ponto que representa o estado de tensões e o eixo hidrostático.
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação de resistência
$\lambda$	Parâmetro constitutivo do modelo de Ottosen
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho$	Massa específica
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma_{cRd}$	Tensão resistentes de cálculo à compressão
$\sigma_{ctRd}$	Tensão resistentes de cálculo à tração
$\sigma_{oct}$	Tensão normal octaédrica
$\tau_{mobilizada}$	Tensão cisalhante atuante
$\tau_{oct}$	Tensão cisalhante octaédrica
$\tau_{resistente}$	Tensão cisalhante máxima resistente do material
$\varphi$	Ângulo de atrito



# 1. INTRODUÇÃO

Este capítulo visa apresentar os principais aspectos da utilização do espaço subterrâneo, o túnel como um ambiente subterrâneo assim como os tipos de acesso da superfície a este ambiente. Dentre os tipos de acesso entra-se no mérito dos poços de grande diâmetro e as avaliações desta estrutura que serão desenvolvidas neste projeto.

## 1.1. O MEIO URBANO E O ESPAÇO SUBTERRÂNEO

A utilização do espaço subterrâneo vem ganhando destaque crescente com o desenvolvimento do meio urbano, visto que a utilização do espaço de superfície possui uma importância e um valor agregado cada vez maiores. Sendo assim o espaço subterrâneo tende a ser utilizado como meio para implantação de infraestrutura de transporte e de abastecimento geral, como linhas de transmissão e dutos de abastecimento de água e redes de esgoto.

Em relação às estruturas de abastecimento de água e esgoto, sua implantação tende a ser mais superficial, para fácil acesso e manutenção. Sendo assim normalmente aplicam-se técnicas de *cut-and-cover* com a instalação de manilhas de concreto. Mas mesmo esta infraestrutura tende a ser construída com técnicas subterrâneas em metrópoles. Já as linhas de transmissão que tradicionalmente são instalação em postes sobre a superfície, modernamente estão sendo transferidas para o subterrâneo pela escavação mecanizada e não tripulada de microtúneis.

Contudo, um dos maiores gargalos do funcionamento de uma cidade atualmente é a locomoção de pessoas e bens, que com a dimensão que as cidades alcançaram nos últimos 50 anos, tornaram-se um verdadeiro desafio de engenharia e planejamento. Este desafio reside tanto na estrutura de um sistema de transporte eficiente quanto no espaço físico que o volume de automóveis demanda, tanto para seu deslocamento quanto para o estacionamento destes veículos.

As estruturas subterrâneas apresentam algumas características que são utilizadas na concepção das estruturas. Certos ambientes devem ser preferencialmente isolados, tanto por questões de segurança, como no caso de armazenamento de produtos com contaminantes, ou por questões de conforto, como o isolamento acústico de uma casa de shows.

O isolamento de proteção química, radioativa ou biológica assim como o isolamento acústico podem ser proporcionados por estruturas subterrâneas, fazendo uso das propriedades do

maciço rochoso de inserção da estrutura. A estanqueidade compatível com as necessidades de isolamento de produtos altamente contaminantes pode ser obtida com maciços rochosos não fraturados. Descontinuidades de maciços fraturados afetam a propagação das ondas sonoras.

Outro possível isolamento proporcionado por estruturas subterrâneas é a proteção contra terremotos. A usual forma circular das estruturas faz com que elas sejam menos susceptível aos efeitos de terremotos do que uma estrutura de superfície em forma de pórtico.

O espaço demandado para o trânsito de veículos nas grandes cidades ocupa uma região da superfície que permeia as edificações segmentando as vias para o tráfego de pedestres, criando poluição sonora e emissão de gases diretamente na atmosfera. Se este espaço fosse redirecionado ao subterrâneo, seria possível a criação de vias não segmentadas para o tráfego de pedestres na superfície assim como o isolamento acústico e o direcionamento dos gases emitidos para um sistema de filtros antes da liberação para a atmosfera.

Alinhamentos de rodovias e ferrovias por vezes permeiam por regiões de topografia acidentada e/ou montanhosa. O contorno destas montanhas, que pode ser necessário tanto em mesmo nível como com variação para atingir um local mais elevado ou rebaixado, pode ser realizado de forma mais eficiente por túneis dentro destas montanhas. A ligação direta por dentro de uma montanha além de proporcionar uma conexão mais curta do que um trecho circundante, evita o impacto da implantação deste trecho, cortes, aterros e a segmentação do terreno natural pela implantação da via.

As possibilidades de instalações subterrâneas são muito variáveis, e não cabe a este trabalho uma descrição mais aprofundada. Como outros exemplos de estruturas subterrâneas podem-se citar as minas de exploração de minérios, como ouro e ferro, e o armazenamento de rejeitos nucleares, que utilizam tanto do isolamento da radiação quanto da capacidade térmica do maciço rochoso.

## **1.2. SISTEMAS DE SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO**

O concreto projetado foi criado a pouco mais de 100 anos, e vem sendo utilizado desde então em construções superficiais e subterrâneas, como pode ser visto na Figura 1.1.



**Figura 1.1 – Utilização do concreto projetado**

Inicialmente utilizado em sistemas de transporte e armazenamento de água e proteção de estruturas metálicas, o concreto projetado apresenta diversas características que o tornam uma ferramenta essencial à engenharia geotécnica.

Em 1964 o engenheiro austríaco Ladislaus von Rabcewicz publicou o artigo “*The New Austrian Tunnelling Method*” que é tido como o marco inicial da filosofia de escavação sequencial com utilização do maciço como parte da estrutura de suporte. O trabalho claramente reforça as vantagens do concreto projetado em obras subterrâneas, como no trecho:

*“A layer of shotcrete with a thickness of only 15 cm applied to a tunnel of 10 m diameter can safely carry a load of 45 tons/m<sup>2</sup> corresponding to a burden of 23 m of rock, which is more than has ever been observed with roof falls”* (Rabcewicz, 1954).

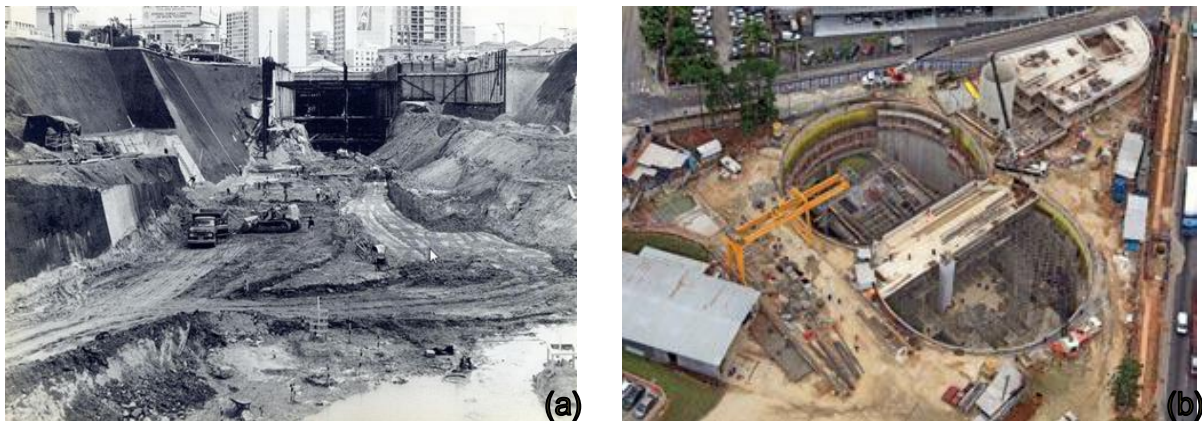
Desde então tanto a técnica do processo do concreto projetado como sua concepção no dimensionamento de obras subterrâneas vem evoluindo. As necessidades de controle do ganho de resistência e da exequibilidade de projeções verticais para cima demandaram uma evolução nos aditivo químicos das misturas.

A boa aderência ao maciço recém-escavado, flexibilidade, durabilidade e dispensa de formas, escoras e sistemas de posicionamento de armadura tornam a tecnologia de concreto projetado ideal para sua utilização como estrutura de suporte de obras subterrâneas (Foá & Assis, 2002).

### 1.3. ACESSOS A ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS

A principal estrutura de utilização do espaço subterrâneo para transporte de pessoas é o túnel, que genericamente é uma escavação subterrânea horizontalizada, com dois portais de acesso e uma dimensão muito superior às outras duas. Como citado, parte da estrutura de um túnel é composta por seus portais, que podem ser alinhados com o túnel, como no caso de um emboque em uma montanha, ou verticalizados, iniciando-se a partir da superfície até a profundidade do túnel.

Em meio urbano, o portal verticalizado é a estrutura que mais se adéqua a necessidade de acesso das pessoas às estruturas subterrâneas, pelos mais diversos pontos da superfície, possibilitando a integração do transporte urbano com os vários polos atrativos de locomoção. Dentre os possíveis portais verticalizados, tem-se as estações de acesso convencionais e as estações NATM, mostrados na Figura 1.2.



**Figura 1.2 – Estações convencionais (a) e estações NATM (b).**

As estações de acesso convencional são realizadas por escavação a partir da superfície, com a formação de taludes laterais para estabilidade da escavação e para acesso de equipamentos. A geometria escavada tende a englobar a geometria da estação final, adicionando a área necessária para a estabilização dos taludes laterais e das vias de acesso de equipamentos.

Estações de acesso do tipo NATM (poços) têm a geometria da sua escavação regida pelos princípios de redistribuição de tensões e utilização do maciço como estrutura de suporte. Sendo assim, a estrutura da estação deve se encaixar na geometria concebida da escavação, normalmente circular ou elíptica, podendo ser concebida com um ou vários círculos ou elipses

secantes. Dentre os acessos do tipo poços são conhecidos três tipos de escavação possíveis: NATM; Parede Diafragma e Escavação Ascendente (*Raise Boring*).

Os poços de escavação sequencial são também conhecidos como poços NATM (*NATM shafts*), pois utilizam os princípios do método homônimo para escavação de túneis, onde o maciço atua, parcialmente ou totalmente, como estrutura de suporte da escavação. Esta atuação se dá pela natural redistribuição de tensões no maciço em forma de arco após a escavação, também conhecido como efeito silo.

Os poços podem possuir as mais diversas funções em uma estrutura subterrânea. Sua utilização foi iniciada como dutos de ventilação para a manutenção do ar em estruturas subterrâneas como túneis de metrô. A Figura 1.3 mostra um exemplo de um poço de ventilação em um túnel. Poços desta dimensão podem ser escavados pela técnica de *raise boring* e possuem até cerca de 10 m de diâmetro.



**Figura 1.3 – Poço de ventilação**

Com a dimensão de um poço de ventilação, podem-se instalar equipamentos para o emboque da escavação de um túnel. A ausência de escoramento desta escavação facilita o acesso dos equipamentos e o trânsito dos materiais retirados da escavação.

Finalmente, com o avanço das técnicas de escavação foi possível a escavação de poços com diâmetros mais significativos, utilizando a escavação para a instalação das estruturas permanentes como um acesso à estrutura subterrânea do tipo estação de metrô. Como já citado este tipo de escavação é vantajoso para estas instalações, pelo menor impacto à superfície e pela vantagem estrutural da redistribuição de esforços de uma estrutura circular.

## 1.4. OBJETIVOS DO PROJETO

O objetivo global do projeto é a discussão das metodologias correntes de análise de estruturas de suporte contínuas de obras subterrâneas. Este projeto visa dar continuidade ao estudo de poços de grande diâmetro para fins de infraestrutura subterrânea, iniciado por Dias (2011), porém não se limita a isto.

Em contrapartida à metodologia corrente de análise de diagramas de interação momento-normal, este projeto pretende propor uma metodologia para avaliação de sistemas de suporte em concreto projetado por verificação de critério de ruptura baseados no estado triaxial de tensões. Como ponto de comparação estas metodologias serão aplicadas à análise do sistema de suporte de poços de grande diâmetro.

A análise baseada em poços de grande diâmetro apresenta condições que exacerbam as hipóteses simplificadoras e as bases de concepção adotadas na prática corrente de estruturas de suporte. Os resultados das metodologias de análise pretendem expor os efeitos dos parâmetros construtivos de poços de grande diâmetro, e.g. profundidade de avanço e parcialização radial, na estrutura de suporte.

A metodologia de variação paramétrica destes parâmetros construtivos baseou-se em oito modelos numéricos tridimensionais em elementos finitos. Variou-se a profundidade de escavação por avanço, a parcialização radial da escavação e a inclinação da deposição das camadas litológicas. Será verificado somente o estado limite último da estrutura do sistema de suporte, ou seja, caracterização de ruptura.

## 1.5. ESCOPO DO PROJETO

O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao uso do espaço subterrâneo em meio urbano e os tipos de acesso a estas estruturas subterrâneas. Também é apresentado o uso de concreto projetado como sistema de suporte e os objetivos do projeto.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura sobre sistemas de suporte em concreto projetado, com um breve histórico e um resumo das características principais. São analisados os principais métodos construtivos de poços como: *raise boring*, parede diafragma e escavação sequencial. Segue-se para uma análise dos principais elementos para a concepção de poços, sequencia construtiva, concepção das fases da obra e a influência do lençol freático

e da geologia local. O capítulo termina com uma revisão sobre a modelagem numérica e os artificios de simulação de obras subterrâneas e com a apresentação de dois exemplos de estudos de caso de estações de metrô no Brasil e em Portugal construídas com poços de grande diâmetro.

O Capítulo 3 faz a fundamentação teórica dos métodos de avaliação das solicitações do maciço ao sistema de suporte, através de uma análise comparativa entre a metodologia corrente entre os projetistas e a metodologia proposta por este projeto. Segue-se com uma descrição dos métodos de estimativa das tensões e esforços de reação do sistema de suporte, com ênfase nos diagramas de interação momento-normal e os critérios de ruptura com base no estado de tensões. O capítulo termina com uma análise dos critérios para determinação do fator de segurança de obras geotécnicas em geral.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia de desenvolvimento e análise do projeto. O modelo geomecânico com os parâmetros escolhidos é apresentado assim como os modelos numéricos da análise paramétrica da construção de poços de grande diâmetro. Finalmente é descrita a metodologia de organização de resultados e é apresentada a análise de dados do sistema de suporte.

O Capítulo 5 apresenta os resultados das análises de ruptura do sistema de suporte por duas metodologias, os diagramas de interação momento-normal em análises gerais, ao longo da profundidade e em seções radiais e uma análise dos fatores de segurança pelo critério de ruptura de Ottosen calculados pelos índices *Overstress Ratio* (OSR) e *Stress Level* (SL).

O Capítulo 6 apresenta uma análise comparativa entre os modelos numéricos da análise paramétrica das sequencias construtivas e entre as duas metodologias aplicadas à análise da ruptura do sistema de suporte. São destacados os efeitos da sequencia construtiva e da disposição litológica nas solicitações impostas ao sistema de suportes e sua eventual ruptura.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões do projeto e as sugestões para futuras pesquisas nos temas abordados.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica discorre sobre os métodos construtivos de poços e túneis, características específicas de poços de grande diâmetro assim como exemplos de dimensionamentos e simulações numéricas já realizadas em estruturas deste tipo.

### 2.1. SISTEMA DE SUPORTE EM CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado atua na concepção de uma escavação como uma estrutura de suporte superficial que gera uma tensão confinante contrária ao efeito instabilizador do maciço. Este método construtivo se adequa muito bem ao conceito do NATM, pois pode ter seu tempo de endurecimento (pega) controlado para que se obtenha a tensão confinante o mais próximo possível do tempo ótimo de instalação da estrutura de suporte.

A NBR 14026 (ABNT, 1997) define o concreto projetado como “Concreto com dimensão máxima do agregado inferior a 4,8 mm, transportado através de tubulação e projetado sob pressão, a elevada velocidade sobre uma superfície, sendo compactado simultaneamente”.

#### 2.1.1. HISTÓRICO

Yoggy (2000) remete a criação do concreto projetado, originalmente denominado *gunite*, ao ano de 1910 no evento *Cement Show* em Nova York, onde o primeiro equipamento de projeção da empresa *The Cement Gun Company* foi apresentado. A ideia singular de aplicar argamassa em uma superfície em alta velocidade foi um sucesso imediato. Um dos primeiros projetos utilizou o concreto projetado para encapsular elementos estruturais de suporte em aço na estação central de Nova York para aumento de resistência e proteção ao fogo e corrosão.

Já em 1917 a ASCE (American Society of Civil Engineers) reconhece que as características de densidade, impermeabilidade e dispensa do uso de formas do concreto projetado o tornavam de grande valia para a construção de tanques de armazenamento de água. A Figura 2.1 mostra o uso de concreto projetado em uma instalação de armazenamento de água nos Estados Unidos em 1919.





**Figura 2.1 – Instalação de armazenamento de água, Pittsburgh, EUA, 1919 (Yoggy, 2000)**

Por interesse da própria companhia, que na época controlava toda a produção e utilização dos equipamentos de projeção, já no início foram realizados vários testes para determinar as características do concreto projetado. Os primeiros testes ocorreram na Universidade Lehigh e foram conduzidos pelo professor M.O. Fuller que avaliou a resistência à compressão, a adesão e a densidade do concreto projetado. Seguiram-se testes na Universidade da Califórnia, Universidade de Toronto e pela Marina Americana (Yoggy, 2000).

Em 1922 a empresa criadora do processo já operava de forma global. Em 1950 quase cinco mil máquinas haviam sido enviadas para projetos em mais de 120 países. Cerca de metade destas máquinas foi destinada à operação em indústrias relacionadas à produção de aço enquanto a outra metade foi aplicada na construção civil. O concreto projetado já era utilizado para proteção de estruturas de aço, construção, suporte e reparo de estruturas de concreto e obras de terra.

A indústria de concreto projetado sofreu grande expansão no período pós-guerra, com as primeiras alterações nos equipamentos originais. Entretanto, com todas as mudanças desta época, os estudos e todo o processo de certificação da qualidade deste método construtivo se apresentou esquecido. O maior número de empresas e a dificuldade de termos e definições não produziram os estudos e o marketing necessários à reversão deste quadro, o que abalou profundamente a utilização e a confiabilidade do concreto projetado por algumas décadas.

Tecnicamente o processo evoluiu muito nos anos 60 e 70, o conceito original de dois tanques distintos para a alimentação de argamassa e agregado foi substituído por um único tanque

com alimentação contínua por rotores. Isto resultou em um aumento da produção e na possibilidade de utilização de agregados maiores, aumentando significativamente a versatilidade do processo. Estas inovações culminaram no desenvolvimento das misturas úmidas no final da década de 70 (Yoggy, 2000).

Com o crescimento da construção de túneis no mundo e a ligação nativa entre os métodos de escavação sequencial e o uso do concreto projetado, o método teve que se adaptar à projeção vertical para cima. Com isso, aceleradores químicos de pega foram desenvolvidos e introduzidos no processo. Isto resultou tanto numa pega mais rápida quanto no desenvolvimento de resistência a baixas idades. O desempenho químico e o desempenho *in situ* tornaram-se grandes focos nos estudos do concreto projetado.

No Brasil, na década de 80, era evidente a falta de confiança no sistema de concreto projetado por parte dos clientes de obras subterrâneas. As especificações exigiam a execução de um revestimento secundário em concreto moldado por avaliações de baixa qualidade de acabamento e incerteza na durabilidade do concreto projetado. Apesar deste panorama, já em 1983, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) nomeou uma Comissão Técnica para elaboração das normas brasileiras sobre concreto projetado (Foá e Assis, 2002).

As pesquisas nacionais sobre concreto projetado iniciaram com um projeto de pesquisa em 1989 envolvendo a Universidade de São Paulo (USP), o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e a Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO). Deste projeto Foá e Assis (2002) citam diversos trabalhos essenciais para a mudança na concepção do estudo de concreto projetado no país, como Figueiredo em 1992, Prudêncio em 1993, Figueiredo em 1997 e Silva em 1997.

Yoggy (2000) afirma que maiores mudanças e desenvolvimento ocorreram nos últimos 15 anos do que nos 75 anteriores da história do concreto projetado. Como parte deste desenvolvimento está à utilização de fibras de aço como reforço do concreto projetado (SFRS). O entendimento da interação das fibras com a matriz do concreto no comportamento mecânico do SFRS validou esta técnica como superior ao reforço com tela metálica.

Figueiredo & Helene (1993) reportam um atraso do Brasil em relação a outros países por uma tradição conservadora entre os construtores e os projetistas brasileiros. A falta de especialização na produção das fibras utilizadas, avaliadas regularmente como um

subproduto, gerava um material com baixo desempenho que dificultava a mistura e a aplicação do concreto.

### 2.1.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

As principais características do concreto projetado que o tornam compatível com a sua utilização como estrutura de suporte de obras subterrâneas são citadas a seguir (Foá & Assis, 2002):

- ❖ Boa aderência ao maciço recém-escavado.
- ❖ Alta resistência a baixas idades.
- ❖ Flexibilidade adequada às deformações impostas pelo maciço.
- ❖ Estanqueidade.
- ❖ Durabilidade.
- ❖ Dispensa escoramentos, formas e posicionamento de armaduras.

O concreto projetado muitas vezes se utiliza de aditivos e reforços para aumentar sua resistência a esforços cortantes. Dois exemplos são o concreto projetado reforçado com tela metálica e o concreto projetado reforçado com fibras de aço (SFRS).

A compactação dinâmica do concreto projetado assim como sua composição e distribuição granulométrica finais dependem intimamente do processo de projeção utilizado, os principais processos são descritos a seguir:

- ❖ Via seca (*dry mix*) – A mistura seca de agregados e cimento é adicionada a bomba de projeção e é conduzida por ar comprimido por meio de um mangote até o bico de projeção, onde é adicionada água à mistura.
- ❖ Via semi-úmida – A mistura seca de agregados e cimento é adicionada a bomba de projeção e é conduzida por ar comprimido por um mangote até o anel umidificador que adiciona água a mistura antes do bico de projeção. É considerado um caso especial da via seca.
- ❖ Via úmida (*wet mix*) – A mistura completa de agregados, cimento e água é adicionada à bomba de projeção, aonde é conduzida para até o bico de projeção por ar comprimido, cuja pressão é regulada de acordo com a velocidade de projeção.

A Figura 2.2 mostra a utilização de concreto projetado em escavações subterrâneas e superficiais.



**Figura 2.2 – Concreto projetado em escavações subterrâneas e superficiais.**

As principais diferenças entre concreto projetado por via úmida e por via seca estão na Tabela 2.1

**Tabela 2.1 – Propriedades do concreto projetado (modificado Foá & Assis, 2002)**

VIA DE PROJEÇÃO	SECA	ÚMIDA
<b>Resistência</b>	MAIOR	Menor
<b>Fator água cimento</b>	Menor (0.35 - 0.40)	MAIOR (0.40-0.50)
<b>Cimento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	330-450	280-500
<b>Operação</b>	Manual	Robótica
<b>Produtividade (m<sup>3</sup>/h)</b>	Até 5	Até 20
<b>Homogeneidade</b>	Menor	MAIOR
<b>Índice de reflexão</b>	15 a 50%	<10%
<b>Bolsões de material refletido e perda de agregado</b>	SIM	Pouco
<b>Dependência da mão de obra</b>	MAIOR	Menor
<b>Velocidade do jato de projeção, adesão e compactação</b>	MAIOR	Menor
<b>Poeira e névoa</b>	MAIOR (dificuldade no trabalho por baixa visibilidade)	Menor (boa visibilidade)
<b>Ventilação</b>	Obrigatória	Só em caso de aditivo tóxico
<b>Meio de veiculação do aditivo</b>	Pó (Betoneira)/ Líquido (Bico de Injeção)	Líquidos
<b>Investimento em equipamento</b>	Menor	MAIOR
<b>Nº de equipamentos no canteiro</b>	MAIOR	Menor
<b>Manutenção e desgaste de equipamentos</b>	MAIOR	Menor
<b>Controle da umidade do agregado</b>	Necessário	Dispensável
<b>Necessidade de controle de abatimento</b>	Dispensável	Necessário

## 2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE POÇOS

Os métodos de escavação de um poço podem ser adaptados sob as condições do maciço e os tipos de equipamentos e técnicas disponíveis à realização do projeto. São três os principais métodos utilizados para a escavação de um poço. A técnica *raise boring*, a utilização de uma parede diafragma e a técnica NATM. Cada método apresenta suas limitações e vantagens para cada tipo de poço, percebe-se que nos últimos anos a escolha da solução NATM para poços de grande diâmetro para estações de metrô tem obtido um destaque crescente.

### 2.2.1. RAISE BORING

Uma técnica utilizada em mineração que pode ser adaptada à escavação de poços é a escavação ascendente, conhecida como *raise boring*. A técnica tem como princípio a possibilidade de acesso à zona subterrânea do poço, ou seja, o túnel abaixo do poço já deve estar escavado. Com um furo piloto de pequeno diâmetro a partir da superfície é introduzido um eixo de torque no maciço até o fundo da futura zona escavada. Pelo acesso subterrâneo é fixada ao eixo de torque uma cabeça cortante que será puxada de forma ascensional e rotativa até a superfície, escavando assim o poço. A Figura 2.3 mostra um exemplo do equipamento para escavação ascendente.



**Figura 2.3 – Equipamento para escavação do tipo *raise boring***

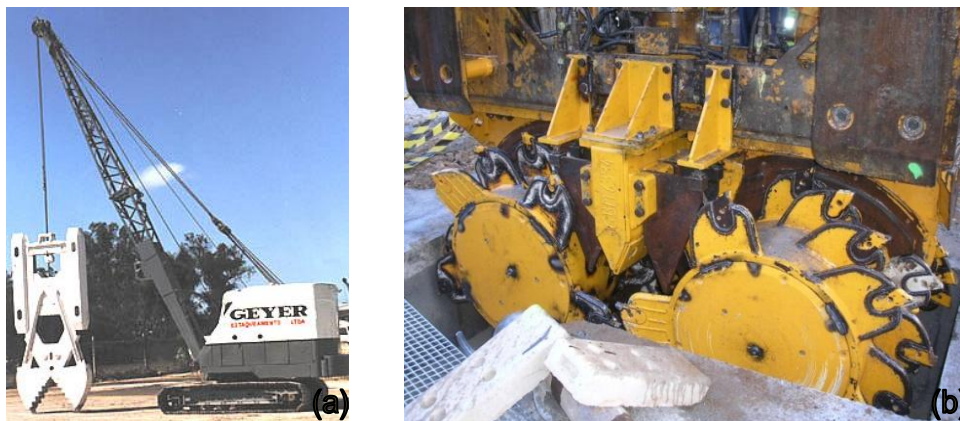
Esta técnica é utilizada somente em rochas brandas pela limitação da capacidade de corte em relação ao torque proporcionado pelo equipamento, sendo assim sua utilização é limitada pelas condições geológicas da região escavada. Este limitante não chega a ser significativo no caso de acessos a túneis rasos, pois em muitos casos o perfil de escavação não chega a

permeiar por rocha competente. Em rochas duras, o alargamento do furo pode ser pela técnica de escavação a fogo.

A maior limitação deste método para a escavação de um poço está no diâmetro escavado. Os equipamentos atuais permitem a escavação de um perfil circular de até 6 m de diâmetro, muito inferior ao diâmetro necessário às instalações de uma estação de metrô. Sendo assim esta técnica se limita à escavação de poços para ventilação e emboque de túneis.

### 2.2.2. PAREDE DIAFRAGMA

Outro método de escavação utilizado para poços, de pequeno e grande diâmetro, é a escavação e concretagem de uma parede diafragma utilizada como suporte primário da escavação. Uma das alternativas construtivas para o método é a escavação de segmentos pelo alinhamento da futura escavação pela utilização de *clam shell* ou fresa de escavação. A *clam shell* é utilizada em solos e rochas muito intemperizadas pois sua escavação é feita pela cravação de pás que se fecham retirando o material escavado. Já a fresa de escavação pode permeiar por estratos mais competentes até uma rocha média, pois possui cabeças de corte que permitem a quebra destes materiais. A Figura 2.4 mostra estes equipamentos.



**Figura 2.4 – *Clam shell* e fresa de escavação**

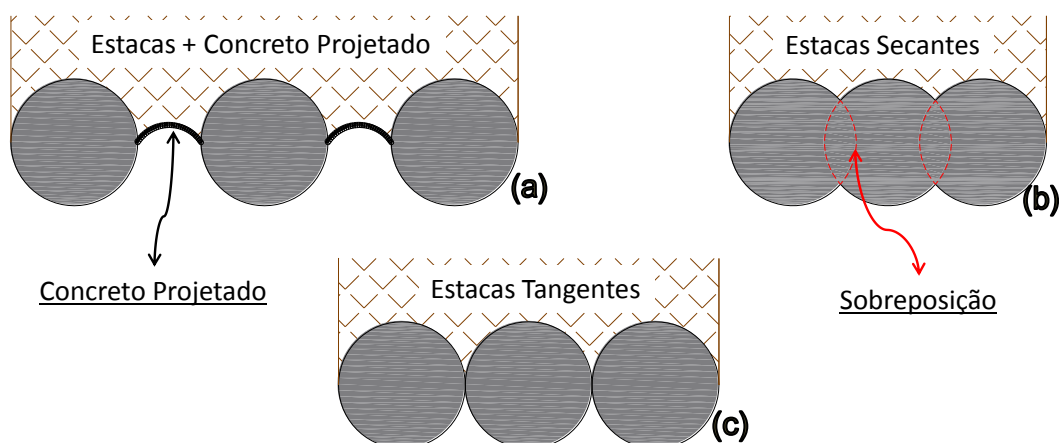
A escavação dos segmentos pode ser estabilizada pela utilização de lama bentonítica para contenção contra desmoronamentos locais e restrição do fluxo d'água para a escavação. É necessário que a escavação vá até alguns metros abaixo da cota de assentamento da escavação do poço. Este comprimento que ficará ancorado quando for realizada a escavação é conhecido como ficha, a qual proporciona não só estabilidade local da escavação como também estabilidade global do poço.



A concretagem destes segmentos escavados é feita de baixo para cima, após a descida, se necessário, da armadura. Caso seja utilizada lama bentonítica, a lama deve ser sugada da escavação na mesma taxa de bombeamento do concreto. Este tipo de concretagem resulta normalmente em uma superfície irregular e que pode conter alguns trechos contaminados por desmoronamentos locais de solo da parede de escavação. Quando da escavação do poço, deve-se avaliar esta superfície e proceder com a execução do revestimento secundário de acordo com a parede diafragma. Pode-se também utilizar elementos pré-moldados de concreto como parede final da escavação.

A geometria resultante de um poço circular construído por parede diafragma é um conjunto de segmentos retos, que devem se adequar à geometria circular. Entretanto, os poços em questão possuem diâmetros de cerca de 30 m, o que implica em um perímetro de cerca de 200 m, que por escavações com *clam shell* com segmentos de 2 m resultará em cerca de 100 segmentos, o que resulta em uma geometria quase completamente circular.

Em algumas regiões o uso de lama bentonítica em escavações é restringido pelos impactos causados pela disposição deste material. Neste caso pode ser conveniente a utilização de estacas secantes armadas, que não necessitam de lama bentonítica em seu processo executivo, para a composição da parede diafragma. Em solos consideravelmente coesivos as estacas podem ser locadas com um espaçamento entre si de forma que parte do solo ficará exposta quando da escavação. É comum que este solo exposto seja escavado um perfil em arco com subsequente aplicação de uma camada de concreto projetado (Figura 2.5a).



**Figura 2.5 – Perfis de disposição de estacas para parede diafragma**

Quando o solo não apresenta a resistência necessária, as estacas são locadas de forma secante ou até tangente. Garante-se assim que o solo não será exposto durante a escavação (Figura 2.5 b e c). As estacas circulares são escavadas por ferramentas do tipo hélice, com concretagem ascendente após a descida da armadura. Um exemplo de estacas com concreto projetado está na Figura 2.6.



**Figura 2.6 – Parede diafragma com estacas**

### **2.2.3. ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL**

O método mais aplicado à construção de túneis no século XX é denominado *New Austrian Tunelling Method* (NATM) e recebe este nome pois foi desenvolvido na Áustria na década de 50. O procedimento executivo do método NATM é normalmente chamado de método de escavação sequencial. A escavação sequencial aplicada na construção de túneis foi adaptada para a construção de poços resguardando várias semelhanças.

Assim como em túneis o processo se baseia no avanço sequencial da escavação com subsequente aplicação, se necessária, de um elemento de suporte. Esta instalação deve, preferencialmente, ser realizada no tempo ótimo entre o avanço das deformações do maciço e a resposta de resistência do elemento de suporte. Este intervalo de tempo é calculado para a atuação direta do maciço na redistribuição de tensões, gerando um nível de deformação admissível para a estrutura, reduzindo assim a espessura e a capacidade de carga necessárias para a estrutura de suporte.

O método NATM é muito flexível em relação às condições locais, não apresenta limitação de tamanho e é aplicado sob as mais diversas condições geológicas. No caso de poços de grande diâmetro deve-se considerar a compatibilização entre os avanços de escavação e a praça de



trabalho das máquinas que dão prosseguimento a escavação, pois o a própria escavação retira a base de apoio dos equipamentos. A Figura 2.7 mostra uma escavação de um poço pelo método NATM.



**Figura 2.7 – Escavação de um poço em NATM**

### **2.3. ELEMENTOS DE CONCEPÇÃO DE POÇOS**

Entende-se por poços de grande diâmetro as escavações verticais que não podem ser executadas com equipamentos de perfuração convencionais como perfuratrizes e/ou lanças rotativas. Assim como em túneis, a estrutura de um poço de grande diâmetro se baseia nos princípios modernos de túneis. Considera-se o maciço a principal estrutura do sistema de suporte pela sua capacidade natural de redistribuição de tensões, que é complementada, quando necessário, por um revestimento estrutural (Campanhã & França, 2008).

Estas estruturas possuem simplicidade executiva e custo altamente competitivos em relação a obras de utilização similar como valas estorcadas. Algumas concepções geométricas já executadas estão dispostas na Figura 2.8.



**Figura 2.8 – Concepções: circular simples (a), elíptica dupla (b) e circular tripla (c)**

O *layout* básico de um poço assim como seus principais elementos estruturais, que serão descritos a seguir, estão dispostos na Figura 2.9.

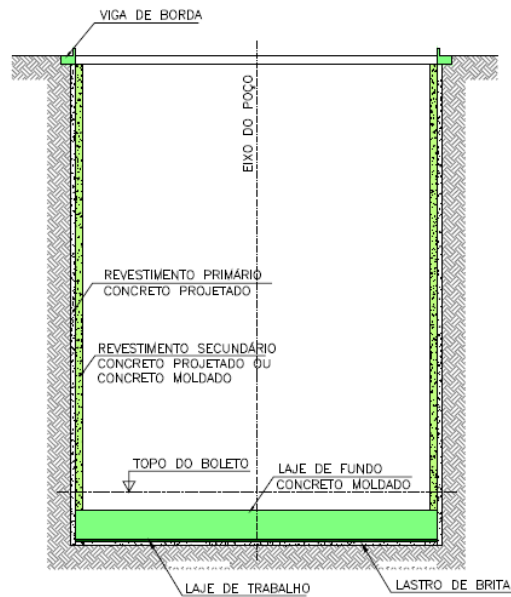


Figura 2.9 – Elementos construtivos de um poço (Campanhã & França 2008)

### 2.3.1. PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Serão descritos os principais elementos estruturais aplicados a um poço de grande diâmetro segundo Campanhã & França (2008). Ressalta-se que dependendo dos critérios de projeto um poço de grande diâmetro pode prescindir de alguns destes elementos assim como necessitar de outras estruturas auxiliares para sua estabilidade, tanto em fase de construção quando durante seu tempo de operação. Um exemplo de um poço de grande diâmetro utilizado como estação de metrô durante sua construção e em operação está na Figura 2.10.



Figura 2.10 – Estação vila prudente – escavação (a) e projeto concluído (b)

Previamente à escavação é comum a execução da viga de borda, que garante a rigidez da parte superior do poço e resiste às sobrecargas de superfície do tráfego de equipamentos. A viga de borda é normalmente executada em concreto armado moldado *in loco*, pois o mesmo adapta-se à forma circular da estrutura. Caso avalie-se que o conjunto maciço-sistema de suporte possui competência suficiente para suportar aos esforços que seriam designados à viga, pode-se prescindir deste elemento estrutural.

Para iniciar a escavação são executados os primeiros avanços verticais de escavação. A escavação é seguida da aplicação do suporte primário, cuja função é garantir a estabilidade do poço durante a construção, até que o sistema de suporte final (definitivo) seja executado. O suporte primário é executado em concreto projetado, normalmente com reforço de malha de aço. As espessuras usuais de concreto projetado variam de 20 a 60 cm (em maciços de solo) e de 5 a 20 cm (em maciços rochosos). Devido à geometria circular (ou muito próxima à circular), os esforços solicitantes na estrutura do suporte primário são primordialmente de compressão.

Normalmente a escavação do poço se dá com o lençol freático rebaixado, por poços de bombeamento, ou com a pressão hidráulica em seu contorno aliviada, por geodrenos radiais e/ou ponteiras a vácuo. Em função disso, é comum que o suporte primário seja dimensionado desconsiderando os empuxos hidráulicos, considerando apenas as solicitações de empuxo do maciço e sobrecargas na superfície.

Algumas condições locais podem levar ao dimensionamento do suporte primário considerando o empuxo d'água. Nesta situação também podem ser necessários tratamentos do maciço junto ao contorno da escavação para que se possa garantir sua estabilidade entre a escavação e a aplicação do suporte primário.

Isto pode ser necessário em regiões onde o lençol freático está contaminado, sendo assim, o bombeamento traria este material à superfície e traria ao construtor o ônus de seu tratamento e disposição adequados. Outra possível situação que inviabiliza o rebaixamento do lençol é a ocorrência de uma disposição geológica de alta permeabilidade que ao sofrer alívio das poropressões incorrerem em recalques significativos. Com isto o rebaixamento do lençol ocasionaria danos às estruturas de superfície, fator de alta ponderação nos grandes centros urbanos, locais onde poços são normalmente empregados.

Tendo atingido a cota de escavação é normal a execução de uma laje de fundo em brita para a regularização grosseira da superfície e a criação de um colchão drenante. Este colchão deve ser capaz de direcionar os volumes de água dos drenos e de infiltração na parede e no fundo de escavação, que, durante a construção do poço, devem ser direcionados até um poço provisório de bombeamento.

Após esta camada é executada a laje de trabalho, que melhora a regularização da superfície e melhora as condições de trabalho para tráfego de pessoas e equipamentos auxiliares à construção. Em sequência é executada a laje estrutural que possibilita o fechamento inferior do poço, e serve como base de apoio para as diversas estruturas internas que compõem o poço. A laje estrutural deve ser dimensionada para resistir às solicitações hidrostáticas.

Para o dimensionamento da laje de fundo deve ser avaliado o problema de flutuação, que ocorre quando a subpressão atuante na laje de fundo é maior do que o peso próprio da estrutura do poço. Uma solução é igualar a subpressão ao peso desta laje, dimensionando-a com uma espessura adequada, entretanto essa solução muitas vezes é onerosa, pelos serviços adicionais de escavação e concretagem desta espessura adicional. Outra possível solução é a concepção de um encaixe da laje na parte inferior do sistema de suporte, de tal forma que os esforços na laje sejam transmitidos ao sistema de suporte e, através deste, transmitidos ao maciço, mobilizando a resistência ao cisalhamento no contato do sistema de suporte com o maciço.

Para a fase de operação é necessária a execução de um sistema de suporte permanente cuja função é garantir a estabilidade do poço durante a vida útil da obra (50 a 100 anos). O revestimento secundário (ou definitivo) é dimensionado para resistir aos esforços do maciço, sobrecargas e solicitação hidrostática relativa ao posicionamento do lençol freático em sua cota original. Normalmente o revestimento secundário é feito em concreto armado moldado *in loco* e em seu dimensionamento normalmente desconsidera-se completamente a contribuição do suporte primário. Em países com atividade sísmica, o revestimento secundário também é dimensionado para resistir às solicitações de sismo.

Como já citado, em fase de operação o poço é dimensionado para resistir à situação natural de nível d'água do terreno. Para tal deve ser dimensionado um sistema de impermeabilização do revestimento secundário para minimizar as infiltrações na estrutura final do poço, aumentando a vida útil do revestimento secundário e diminuindo o fluxo de água para dentro da estrutura.

Normalmente a impermeabilização é realizada com manta de PVC instalada entre o suporte primário e o revestimento secundário. Atrás da manta, junto ao suporte primário é aplicado um geotêxtil para dar proteção mecânica à manta de PVC. Atualmente tem sido empregada também impermeabilização projetada, diretamente sobre o suporte primário.

### **2.3.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA**

Neste tópico serão descritas as principais etapas de execução de um poço de grande diâmetro escavado pela técnica NATM.

Inicia-se pela locação da obra com demarcação das áreas de escavação e de estruturas auxiliares à construção. Caso forem previstos tratamentos ao maciço prévios à escavação devem ser realizados pela superfície de modo a que se atinjam os critérios de resistência de projeto.

Caso seja prevista uma viga de borda, deve-se escavar uma vala para a disposição de suas formas e preparação da armadura e concretagem. Deve ser previsto um sistema de solidarização da viga com o sistema de suporte do poço, normalmente feito em telas metálicas para ajuste à geometria do poço.

O primeiro passo de escavação expõe a face interna da viga de borda, onde pode-se verificar a integridade das fôrmas e qualidade da superfície acabada da viga. A partir deste nível a escavação é realizada até que atinja a cota de assentamento do poço.

O procedimento de escavação pode ser realizado sob diversos *layouts* de acordo com as condições do maciço e do equipamento de escavação. Uma opção comum é a escavação da parte central do poço em avanços de cerca de 1 m, sendo a parte lateral não escavada um apoio para os equipamentos de escavação. Após a escavação do centro do poço, são retirados os taludes laterais, em lances de cerca de 30°, com aplicação imediata de concreto projetado com 3 cm de espessura. Sobre esta primeira camada de concreto projetado é instalada uma tela metálica que é sobreposta por sucessivas camadas de 5 cm de concreto projeto até que se atinja a espessura de projeto. Em alguns casos prevê-se a instalação de outra camada de tela metálica, que é instalada sobre uma espessura de concreto projetado pouco inferior a espessura de projeto, sobrepondo-a com 3 cm de concreto projetado. A retirada dos taludes laterais é realizada sequencialmente pelos lances de 30° até que se retire toda a circunferência do poço. O procedimento de escavação é repetido em lances verticais de cerca de 1 m até que

se atinja a cota de projeto, onde se inicia a execução da laje de fundo e das estruturas já descritas.

O projeto de um poço deve avaliar alguns condicionantes de projeto que definem critérios de dimensionamento e execução. Tendo escolhido um método construtivo os principais condicionantes são a posição do nível freático, a geologia local.

### **2.3.3. EFEITO DO LENÇOL FREÁTICO**

No caso de execução do suporte primário por parede diafragma a posição do lençol freático em relação à escavação definirá a necessidade da utilização de lama bentonítica para que não haja fluxo d'água para o interior da escavação.

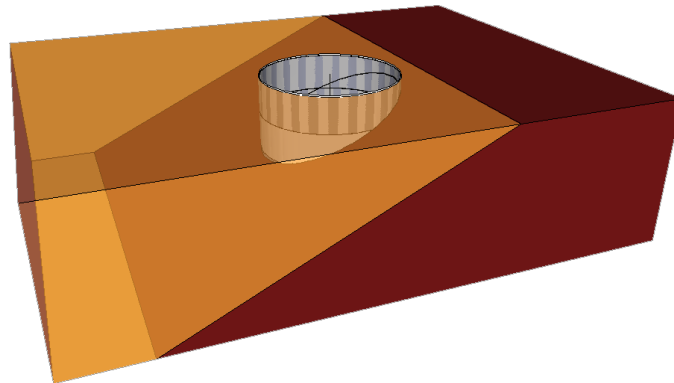
No caso de uma escavação pelo método NATM a posição do lençol freático definirá a necessidade de sistemas de rebaixamento do lençol freático. O rebaixamento deve proporcionar um nível freático abaixo da cota final de escavação do poço, de forma que todo o maciço escavado encontre-se seco e o suporte primário possa ser dimensionado sem a avaliação das pressões hidráulicas.

### **2.3.4. EFEITO DA GEOLOGIA LOCAL**

A formação dos solos está ligada à sua matriz formadora, sua deposição e sobreposição, movimentações de massas de solo, movimentações tectônicas, metamorfismo e intemperismo. Estes fatores criam um perfil litológico dos diferentes tipos de solo que não é homogêneo, simétrico ou regular. O complexo histórico de movimentações (tectônicas, adensamento por sobreposição de camadas subjacentes e eventos extremos) e deposições (aluvionares e coluvionares) forma um perfil geológico normalmente complexo e não uniforme.

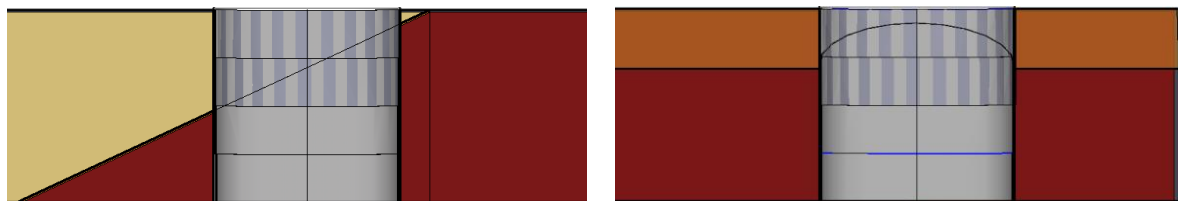
Esta variabilidade interfere diretamente no dimensionamento da estrutura de suporte do poço, visto que os esforços horizontais impostos pela massa de solo serão desuniformes e poderão causar o aparecimento de esforços que não estavam previstos na concepção ideal de um poço circular que trabalha sob um carregamento distribuído de forma a não gerar momentos fletores. Sendo assim, a definição precisa da inclinação e espessura das camadas litológicas, assim como a determinação de seu grau de intemperismo, deve ser representada da forma mais realista possível no modelo utilizado para o dimensionamento da estrutura.

Um exemplo do efeito de um carregamento não uniforme pode ser exemplificado por uma situação de deposição em mergulho de solo demonstrada na Figura 2.11.



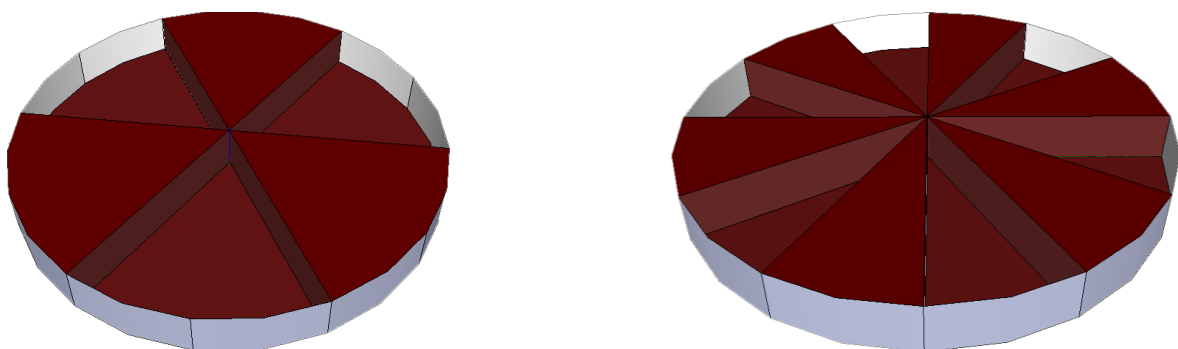
**Figura 2.11 – Exemplo de possível deposição geológica**

Considerando duas seções distintas é visível na Figura 2.12 a diferença de carregamento na seção transversal do poço.



**Figura 2.12 – Seções transversais**

Os parâmetros geomecânicos de resistência do solo escavado são de grande importância na definição da sequência de avanços de escavação, no que se refere tanto à altura escavada a cada etapa quanto à parcialização da escavação e tempo ideal de aplicação do suporte primário. A parcialização é definida como o número de faixas em que um avanço de escavação será dividido. A Figura 2.13 mostra um exemplo de parcializações com seis e doze faixas.



**Figura 2.13 – Tipos de parcializações radiais**

### **2.3.5. CONCEPÇÃO DAS FASES DA OBRA**

As fases da obra são construção e operação.

A fase de construção é definida pelo período de tempo em que a obra está sob condições controladas de projeto e sob contínua mudança de forma e movimentação do maciço. Um aspecto claro desta fase é a necessidade de controle do nível freático da escavação, pois dependendo da permeabilidade do maciço escavado, a infiltração de água no sentido do poço inviabilizaria sua construção, logo, é feito o rebaixamento do lençol freático por poços de bombeamento ao redor da escavação, poços estes que podem ser utilizados como sondagens geológicas do maciço.

Os carregamentos desta fase de projeto também se distinguem claramente dos carregamentos de operação, o maquinário permanente e móvel do canteiro, assim como o depósito de insumos da construção na superfície do maciço geram esforços que devem ser avaliados considerando a estrutura de suporte (maciço e/ou estrutura de suporte), sua resistência recém-estabelecida, tanto pela estabilização do maciço quanto pela cura da estrutura de suporte.

A fase de operação corresponde à maior parte da vida útil da estrutura e deve ser dimensionada para tal, considerando que após a escavação do poço, nele será instalada uma estrutura para sua funcionalidade, por exemplo, toda a estrutura de uma estação de metrô ou de um sistema de ventilação. A estrutura como um todo apresentará uma rigidez muito superior à estrutura provisória de suporte da fase de construção.

Nesta fase, portanto, não há mais um controle ativo do nível freático ao redor da estrutura, sendo assim, o dimensionamento do sistema de suporte definitivo do poço deve avaliar o empuxo de água em sua superfície assim como o efeito do contato da estrutura com o fluido, que pode ou não causar intemperismo à face do sistema de suporte.

Neste ponto vale ressaltar que, pelo longo período de permanência desta fase da obra, alguns eventos/fatores desconsiderados no dimensionamento da fase de construção, por seu alto tempo de recorrência em relação ao tempo de permanência desta fase, deverão ser contabilizados na fase de operação, entre eles a ocorrência de sismos, elevação do nível freático por chuvas intensas, cargas acidentais advindas da operação não regular da obra subterrânea principal etc.



## 2.4. MODELAGEM NUMÉRICA DE POÇOS E OBRAS SUBTERRÂNEAS

A modelagem de estruturas subterrâneas, principalmente em baixa profundidade, deve criar um modelo de previsão que caracterize a diversidade de configurações geométricas, perfil geológico e fases de carregamento. Sendo assim a utilização de fórmulas empíricas é limitada, pois sua formulação normalmente faz uso de hipóteses simplificadoras e/ou condições de contorno de situações menos complexas.

A modelagem numérica possibilita englobar todos estes fatores e avaliar o comportamento mecânico dos materiais por modelos constitutivos diversos. Cada ferramenta numérica envolve aproximações e ferramentas de modelagem particulares. O fenômeno de escavação e construção deve ser expresso em solicitações que representem o efeito real no modelo.

### 2.4.1. ARTIFÍCIOS DE MODELAGEM NUMÉRICA

Os modelos numéricos de obras subterrâneas são focados principalmente em três grandes análises: (a) os deslocamentos induzidos, (b) os esforços gerados no sistema de suporte e (c) a estabilidade da face de escavação, sempre buscando uma concordância dos resultados esperados pela modelagem com observações de campo (Vermeer *et al.*, 2003).

A modelagem do ciclo de escavação e instalação do suporte com suas características temporais e tridimensionais são aplicadas aos diversos tipos de métodos numéricos por ferramentas específicas que traduzem o fenômeno em forças, deslocamentos e ativação/desativação e/ou mudança das propriedades dos elementos.

Em modelos tridimensionais o processo de modelagem envolve ciclos de desativação sucessiva dos elementos de solo e ativação dos elementos de sistema de suporte como é descrito na Figura 2.14.

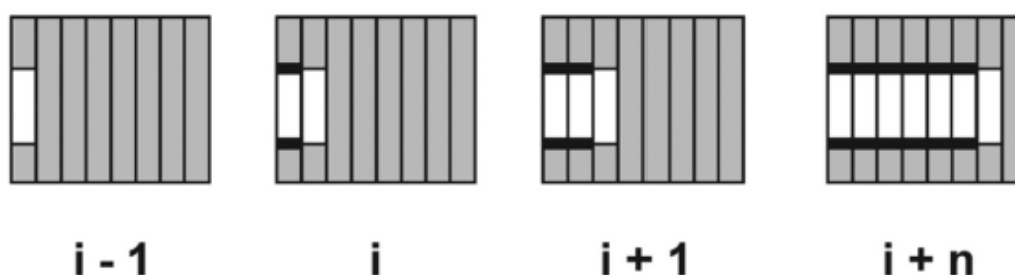


Figura 2.14 – Ciclo de escavação em modelos tridimensionais (Moller & Vermeer, 2005)

Esta metodologia é criticada por vários autores (Moller & Vermeer, 2005; Vermeer *et al.*, 2002) pois demanda um alto tempo de produção de engenheiros. Cada fase possui um considerável tempo de processamento e um resultado estável só é atingido após várias etapas de cálculo. Além disso, em escavações parcializadas a discretização da malha pode atingir tempos de processamento impraticáveis.

Não há dúvidas de que a construção de um túnel constitui um fenômeno tridimensional de mobilização de tensões e indução de deformações (Moller & Vermeer, 2005). Sendo assim, técnicas para simular o avanço da frente de escavação em modelos bidimensionais tiveram que ser desenvolvidas. O método mais utilizado é conhecido como método  $\beta$ , onde as tensões no contorno da seção escavada têm sua reação levada à zero em duas etapas. Na primeira etapa  $\beta\%$  das tensões são aliviadas, então o sistema de suporte é ativado e o restante das tensões é aliviado, carregando o sistema de suporte (Vermeer *et al.*, 2002).

Há pouca informação e muita divergência sobre um valor apropriado para o parâmetro  $\beta$ . Primeiramente deve-se questionar como pode ser estimado o valor de  $\beta$ , normalmente calibrado por algum resultado chave de simulações numéricas tridimensionais e/ou observações de campo. Foi estudado que para cada um dos resultados de recalques superficiais, momentos fletores e esforços normais no sistema de suporte pode ser calibrado um valor de  $\beta$  distinto (Moller & Vermeer, 2005).

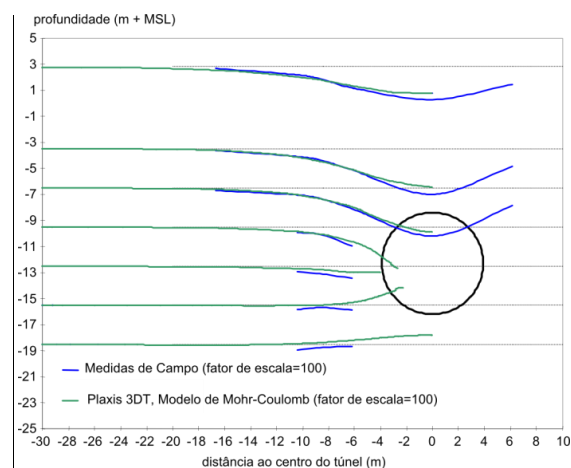
Vários parâmetros da escavação e dos materiais influenciam no valor de  $\beta$ , dentre os principais estão: coeficiente de empuxo em repouso, razão de rigidez entre o solo e o sistema de suporte do túnel, parâmetros de resistência do solo, diâmetro e profundidade do túnel e principalmente a extensão sem sistema de suporte da frente de escavação.

Apesar das diversas metodologias de adaptação do fenômeno tridimensional para modelos bidimensionais vários autores questionam a qualidade desses resultados. Reconhece-se, já há algum tempo, que a bacia de recalques calculada pela seção transversal em modelos bidimensionais é mais larga e rasa do que as observadas em campo. Sendo assim somente modelos tridimensionais com um elevado nível de detalhamento do processo podem produzir resultados confiáveis (Broere *et al.*, 2002).

Para estimativa dos deslocamentos induzidos pela escavação do segundo túnel Heinenoorde sob o rio Oude Maas, Broere *et al.* (2002) apresentam diversas ferramentas numéricas de

representação detalhada do processo de escavação. O túnel foi escavado por uma tuneladora, sendo assim à face plena. Foram simulados elementos volumétricos representando o solo e o sistema de suporte e elementos de casca representando o *shield* (escudo) da tuneladora, com rigidez e peso próprio.

A pressão de face gerada pela tuneladora foi distribuída de forma linearmente crescente do topo até a base da escavação. O formato cônico do *shield* foi modelado por contração volumétrica dos elementos de casca. A pressão de groutamento foi modelada por uma carga também linearmente crescente do topo até a base da escavação nos dois últimos anéis do *shield*. O resultado de todo este detalhamento pode ser visto na Figura 2.15, onde não só a largura e a profundidade da bacia de recalques puderam ser previstas com boa precisão, como também os deslocamentos em profundidade obtiveram boa concordância com medições de inclinômetros e extensômetros.

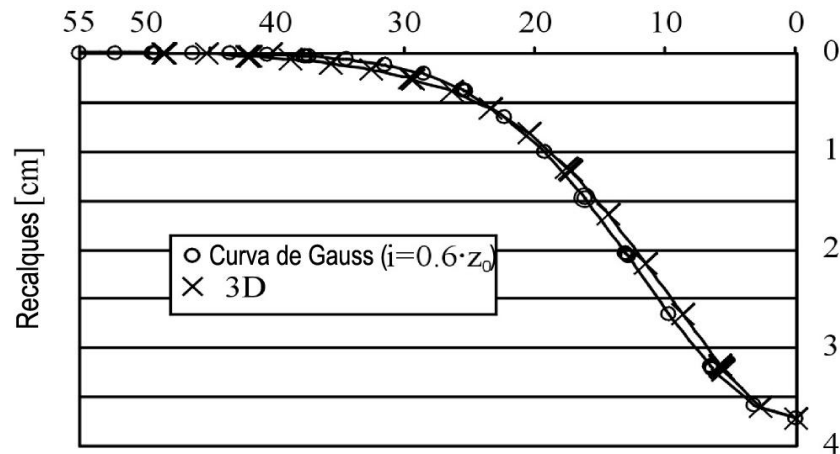


**Figura 2.15 – Deformações induzidas pelo túnel (modificado Broere *et al.*, 2002)**

Contra o elevado consumo de produção do engenheiro nas modelagens tridimensionais, Vermeer *et al.* (2002) apresentam um método alternativo de calibração do parâmetro  $\beta$  por comparação à um modelo tridimensional com somente duas fases de processamento. A primeira fase desativa todos os elementos de solo do túnel e ativa os elementos de sistema de suporte em um comprimento de dezenas de avanços. A segunda fase avança a escavação um ciclo a mais sem nenhum suporte, tendo-se anulado os deslocamentos da fase anterior.

O volume da bacia de recalques por metro de extensão do avanço de escavação da segunda fase servirá para calibração do parâmetro  $\beta$  igualando-se a área da bacia de recalques gerada no modelo bidimensional. Vermeer *et al.* (2002) aplicaram esta metodologia à túneis

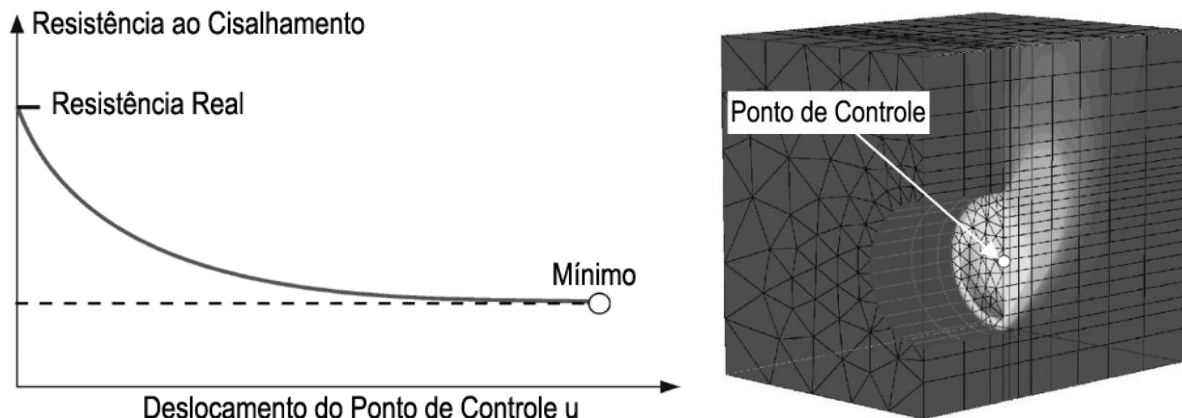
circulares escavados à face plena e túneis parcializados em calota e bancada e obtiveram erros entre 3 e 10% com relação à uma metodologia sequencial tridimensional. Na Figura 2.16 pode-se avaliar o grau de semelhança entre os resultados de simulações 3D e 2D para os recalques induzidos.



**Figura 2.16 – Concordância entre simulações bi e tridimensionais (modificado Vermeer *et al.*, 2002)**

Vermeer *et al.* (2003) aplicaram esta mesma metodologia buscando o ajuste pelos esforços gerados no sistema de suporte. Análises paramétricas indicaram que os resultados de solicitação ao sistema de suporte são altamente dependentes do nível de discretização da malha de elementos finitos na região dos elementos de casca. Além disto, a distribuição de esforços dos modelos bidimensionais e tridimensionais foi muito distinta, por vezes concordante em seu valor médio, porém com níveis de oscilações que não permitem indicar que houve um ajuste representativo pelos modelos bidimensionais.

Em análises de estabilidade de face não é possível criar um modelo representativo bidimensional. É prática de projeto que esta análise ocorra com base em mecanismos de cunha, que apesar de fornecerem bons resultados, são baseados em soluções fechadas com modos de ruptura fixos (Vermeer *et al.*, 2003). Em modelos numéricos pode ser aplicado um método que minorra os parâmetros de resistência até que ocorra a ruptura. Pode-se determinar tanto o fator de segurança quando o modo de ruptura crítico. Um dos critérios para definição da ruptura monitora os deslocamentos no sentido de extrusão de um ponto na face de escavação. Quando ocorre ruptura este deslocamento crescerá sob alta inflexão da curva como pode ser visto na Figura 2.17.



**Figura 2.17 – Métodos de análise da estabilidade de face (modificado Vermeer *et al.*, 2003).**

#### **2.4.2. ESTAÇÃO SALGUEIROS – METRÔ DO PORTO – PORTUGAL**

França *et al.* (2006) descrevem a estação salgueiros do metrô da cidade do Porto em Portugal. O projeto da estação utiliza o método de escavação sequencial vertical para a construção de duas elipses com profundidade de 22 m, e dimensões máximas de 40 e 28 m (Figura 2.18). Previamente à escavação foram construídos dois pilares de 3,3 m de diâmetro na intersecção das elipses unidos por uma viga com seção de 2x1,6 m. Os pilares foram escavados prevendo uma ficha de 6 m abaixo da cota final de escavação do poço.

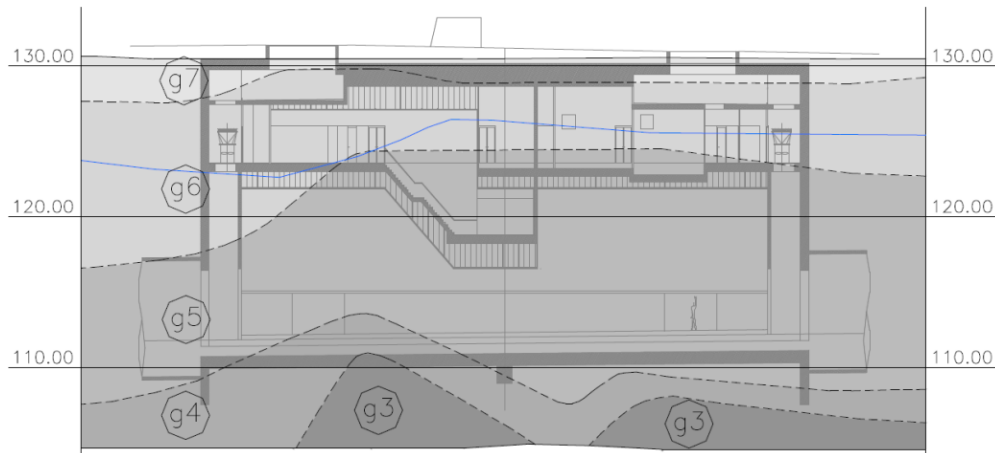


**Figura 2.18 – Início (a) e fim das escavações (b)**

O avanço da escavação se deu por avanços verticais de 1,8 m e desenvolvimento radial de 12 m por um período de 5 meses, removendo um volume total de 55000 m<sup>3</sup>. A geologia local era constituída basicamente por solos residuais de granito sobrepostos por um aterro com espessura média de 2 m (Figura 2.19). Pelos 24 m de profundidade da escavação o solo residual apresenta-se sobre diversos graus de alteração até cerca de 20 m de profundidade

onde o granito já se encontra são, sendo o poço apoiado em rocha classificada como branda a dura. O nível d'água se encontra a aproximadamente 4 m de profundidade.

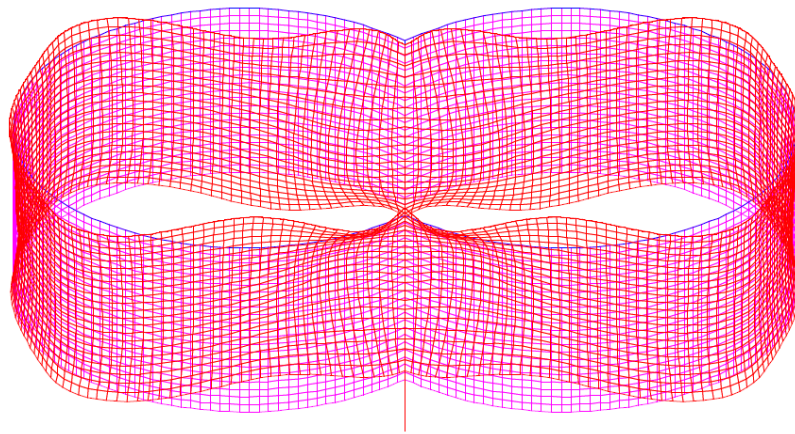
Juntamente à escavação foi executado concreto projetado com espessura variável com a profundidade como a seguir: 30 cm entre 0 e 6,6 m; 45 cm entre 6,6 e 10 m e 60 cm entre 10 e 22 m.



**Figura 2.19 – Geologia local (G7-aterro; G6-solo residual; G5-granito alterado; G4-granito)**

França *et al.* (2004) descrevem a simulação numérica do problema por representação do maciço por molas de Winkler acopladas à estrutura de suporte de concreto projetado. A simulação foi realizada pelo *software* STRAP por modelagem tridimensional em elementos finitos. Foram utilizados elementos laminares para a estrutura de suporte e elementos de barra para a estrutura dos poços e da viga.

Foram simuladas duas fases de carregamento. A fase provisória com o suporte primário de espessura variável e o maciço no estado seco e a fase permanente com o sistema de suporte definitivo com espessura constante de 0,6 m, os apoios representando as lajes da estrutura da estação e o nível d'água original como pressão hidrostática. O resultado entre a malha inicial e a malha deformada está na Figura 2.20.

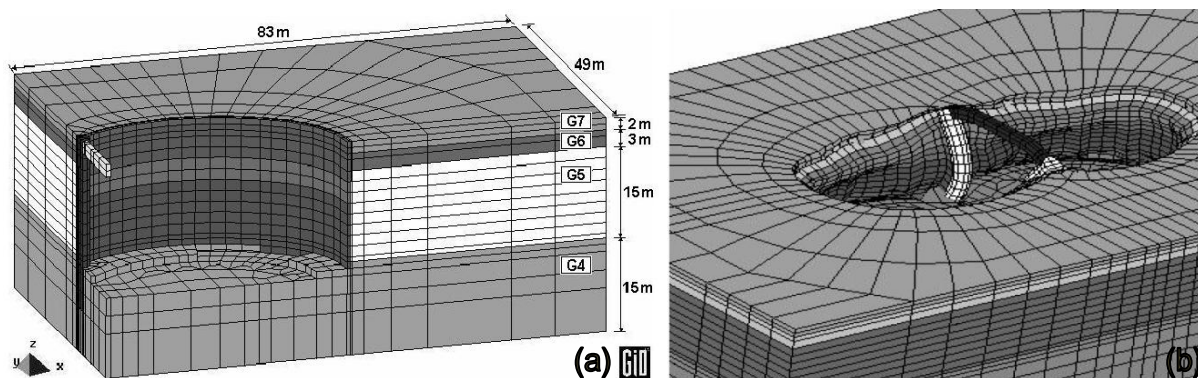


**Figura 2.20 – Malha deformada (França *et al.*, 2004)**

França *et al.* (2006) descrevem a simulação numérica do problema por representação conjunta do maciço e das estruturas de suporte por uma malha tridimensional de elementos finitos. A simulação foi realizada através do *software* FEMIX desenvolvido pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Foi suposta uma horizontalização das supostas camadas de solo descritas em França *et al.* (2004). Os materiais geotécnicos foram descritos segundo um modelo linear elástico perfeitamente-plástico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Já os elementos estruturais foram descritos segundo um modelo linear elástico. Foram simuladas 63 fases de cálculo com o intuito da modelagem mais condizente possível com a realidade dos avanços da obra.

Assim como no exemplo anterior foram descritas duas fases de carregamento, fase provisória e fase permanente, com as mesmas combinações de carga já citadas. A malha de elementos finitos está na Figura 2.21.



**Figura 2.21 – Malha construída (a) e malha deformada (b) (França *et al.*, 2006)**



Em relação aos resultados discutiram-se algumas observações pertinentes ao dimensionamento da estrutura, destacando a importância do pórtico de travamento, composto pelos pilares e pela viga na sustentação global da estação, principalmente durante a fase provisória.

Ainda em relação ao pórtico estrutural observou-se que a flecha da viga calculada pelo modelo foi menor do que a flecha medida em campo. Justifica-se esta discrepância considerando que não poderiam ser desconsiderados os efeitos de segunda ordem em uma estrutura com este nível de solicitações. Essa simplificação implica tanto na subestimação direta das deformações quanto na superestimação da rigidez dos pilares, que têm sua rigidez atenuada por fissuração decorrente de significativas deformações.

Os deslocamentos do maciço e da estrutura de suporte calculados pela modelagem apresentaram-se compatíveis com os valores *in situ* na direção vertical, pelo eixo do poço.

Em medições realizadas na face de escavação e no sistema de suporte observou-se que os valores calculados foram em geral indicadores de convergência da escavação, porém, inferiores aos valores aferidos em campo.

A diferença entre os resultados pode ser justificada pelo modelo constitutivo utilizado na representação dos elementos estruturais, que não prevê o estado de plastificação, estado este que pode ter ocorrido principalmente na zona do sistema de suporte adjacente aos pilares pela elevada deformação desta zona.

Na região específica no topo da escavação, os valores calculados pelo modelo apresentaram-se qualitativamente díspares das deformações observadas *in situ*. Enquanto o modelo prevê a convergência desta seção, com o consequente encurtamento da viga de travamento, *in situ* observou-se o alongamento desta viga, indicando divergência desta seção de escavação.

Em medições realizadas por inclinômetros distantes cerca de 2 m da escavação observou-se que as deformações são variáveis com a profundidade, atingindo valores máximos a cerca de metade da profundidade total da escavação. Tal comportamento não é observado nos resultados da modelagem, que prevê uma deformação horizontal uniforme com a profundidade.



### 2.4.3. ESTAÇÃO VILA PRUDENTE – METRÔ DE SÃO PAULO – BRASIL

Cecílio Jr. *et al.*(2010) descrevem estudos à nível de projeto executivo da estação Vila Prudente do metrô da cidade de São Paulo. A estação foi concebida com dois poços secantes de geometria circular com 42 m de diâmetro e 29 m de profundidade totalizando um volume total de escavação de cerca de 72500 m<sup>3</sup>. Os poços são denominados Poço Sul e Poço Norte, têm em seu eixo de secante o reforço de três níveis de vigas de travamento, e funcionam como salas de operação e plataformas de embarque. Imagens da escavação do poço sul e da escavação concluída estão na Figura 2.22.



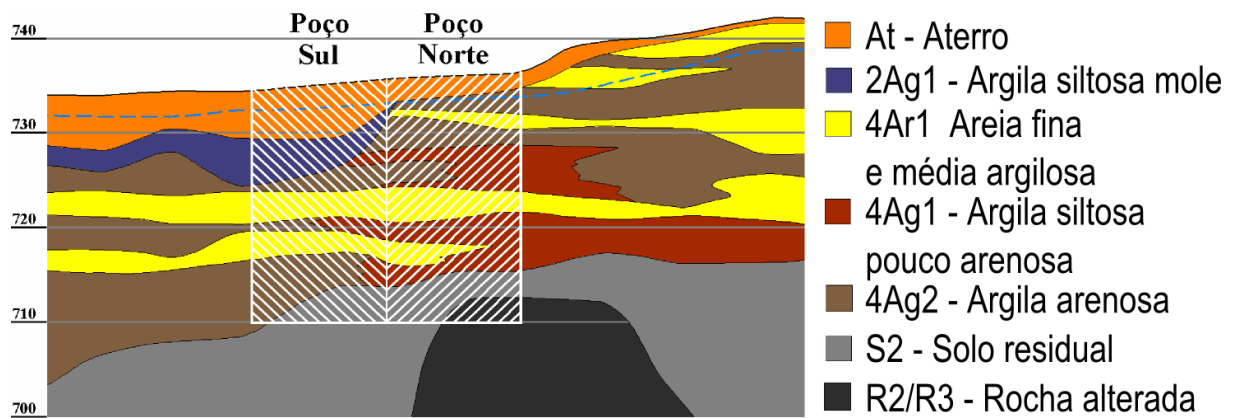
**Figura 2.22 – Escavação do poço sul (a) e escavação concluída (b) (Cecílio jr. *et al.*, 2010)**

A escavação iniciou-se pelo poço Sul, pois a geologia naquela região era mais desfavorável, logo, seu travamento com o suporte primário aumenta a segurança da obra. Procedeu-se com a instalação de suporte primário em concreto projetado, sistema de impermeabilização com manta termoplástica de PVC e revestimento secundário de concreto moldado. O perfil geológico local, caracterizado principalmente pela inclinação dos substratos, presença de matéria orgânica em pequena profundidade e nível d'água bastante elevado, é bastante desfavorável.

Novamente em face do perfil geológico desfavorável foram executadas paredes plásticas de Coullis ao redor da escavação, tanto para minimizar os recalques por adensamento quanto para evitar a propagação da contaminação do solo diagnosticada na região.

Com as estruturas de sistema de suporte e travamento do poço sul realizadas iniciou-se a escavação do Poço Norte com demolição do sistema de suporte do poço sul na zona de secância dos poços. Prevê-se que a estrutura inacabada do poço norte, trabalhando como um

anel aberto transfira carga à estrutura definitiva do poço sul. Uma seção da geologia local está na Figura 2.23.

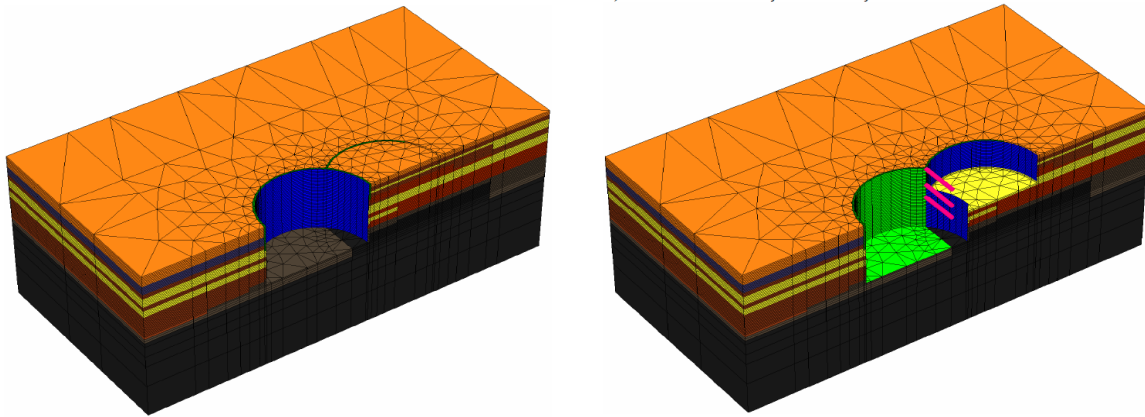


**Figura 2.23 – Geologia local (modificado Cecílio Jr. *et al.*, 2010)**

A simulação numérica foi realizada por representação conjunta do maciço e das estruturas de suporte com uma malha tridimensional de elementos finitos. A simulação foi realizada através do *software* PLAXIS 3D Foundation.

Os materiais geotécnicos foram descritos segundo um modelo linear elástico perfeitamente-plástico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Como foi previsto um sistema de rebaixamento do lençol freático o maciço foi considerado drenado. As tensões iniciais foram impostas por campo de tensão considerando a tensão vertical advinda da aceleração da gravidade sobre o peso próprio do material e a tensão horizontal avaliada pelo coeficiente de empuxo em repouso  $K_0$ .

Foram simuladas 64 fases de cálculo com o intuito da modelagem mais condizente possível com a realidade de escavação e enrijecimento das estruturas de suporte. A malha de elementos finitos em duas fases de carregamento está na Figura 2.24.

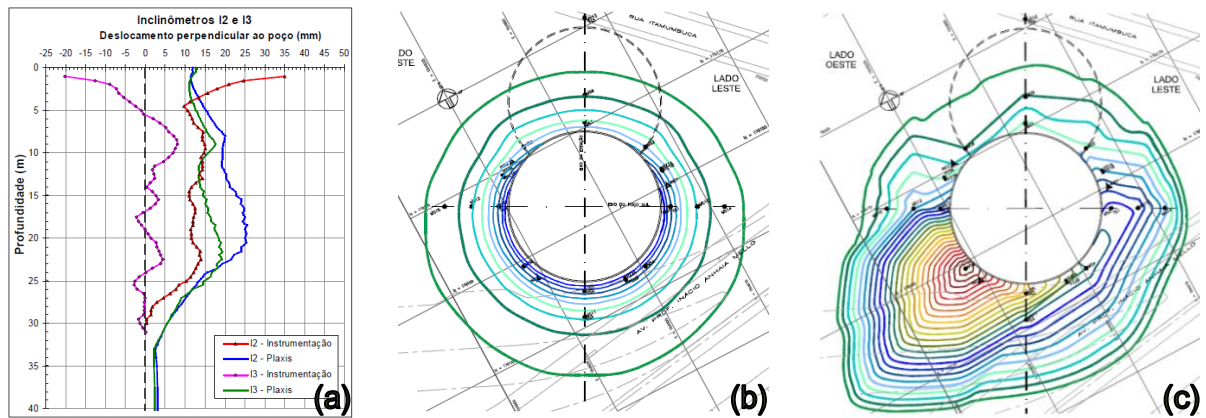


**Figura 2.24 – Fases de construção na malha de elementos finitos (Cecílio Jr. *et al.*, 2010)**

Em relação aos resultados discutiram-se as diferenças entre as previsões do modelo numérico em relação aos valores aferidos por instrumentação em campo. Ressalta-se que o modelo foi capaz de representar as diferenças geológicas entre os Poços sul e norte, indicando recalques mais acentuados na região do poço Sul.

Em relação aos recalques superficiais o modelo prevê um levantamento com o início da escavação que não foi verificado em campo, onde ocorreram recalques desde o início das escavações. Justifica-se esta discrepância pela deficiência em superestimação de deformações advindas de trajetórias de descarregamento do modelo constitutivo utilizado. Em campo ocorreu uma tendência a acentuados níveis de recalque na zona oeste do poço sul, não prevista no modelo numérico, que pode ter ocorrido por comprometimento do marco superficial de referência.

Em relação aos deslocamentos horizontais do maciço ao longo da profundidade foram identificadas duas zonas de discrepância. Próximo à superfície o modelo indica baixos níveis de deformação enquanto em campo foram detectados os maiores níveis de deformação nesta região. Justifica-se esta discrepância pela influência do trânsito de equipamentos não considerado no modelo. Já em profundidade o modelo prevê níveis de deformação mais elevados do que os aferido em campo, porém com comportamento qualitativo similar. Justifica-se esta discrepância pela possível subestimação dos módulos de deformabilidade e novamente pela deficiência do modelo constitutivo em trajetórias de descarregamento. Alguns resultados da simulação estão na Figura 2.25.



**Figura 2.25 – Deslocamentos horizontais (a), bacias de recalques estimada (b) e bacia de recalques medida em campo (c) (Cecílio Jr. *et al.*, 2010)**

## 3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Neste capítulo serão apresentadas as principais ferramentas para o entendimento dos princípios de dimensionamento e verificação à ruptura de elementos do tipo casca em representação ao sistema de suporte de obras subterrâneas.

A instalação do sistema de suporte prevê a retenção de parte das deformações do maciço escavado, ou seja, o solo escavado tende a deformar e é retido pelo sistema de suporte. Em termos de tensões, as solicitações do solo ao sistema de suporte geram reação do sistema de suporte para que se atinja o equilíbrio. O fenômeno físico se resume na interação de dois corpos com rigidezes distintas. Por vezes também se discute a existência de um elemento fictício de interface entre o solo e a estrutura.

### 3.1. SOLICITAÇÕES

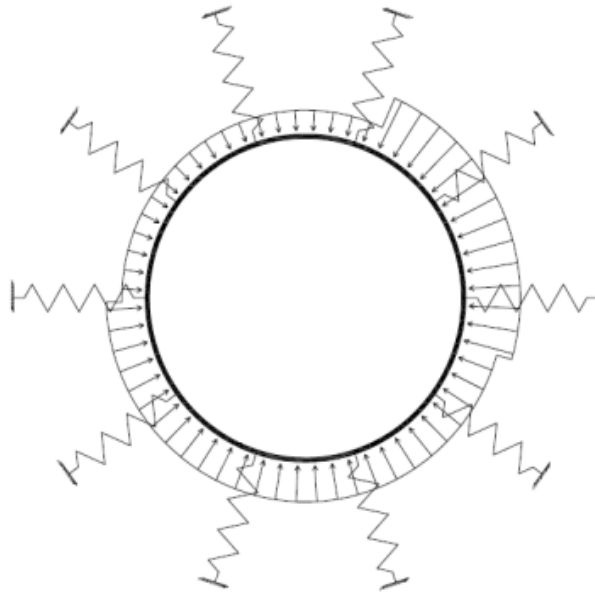
A determinação da magnitude das solicitações impostas pelo maciço ao sistema de suporte é um dos maiores desafios da engenharia de obras subterrâneas. Como descrito no Capítulo 2, a corrente atual de projetistas destas estruturas promove uma análise desacoplada. É feita uma análise axissimétrica por elementos finitos da sequência de escavação dos poços, onde a tensão horizontal normal à superfície do sistema de suporte é computada.

Esta tensão é utilizada como dado de entrada de um *software* de análise estrutural por elementos finitos para avaliação da resposta estrutural do sistema de suporte em análise 2D ou 3D. O efeito da interação tensão-deformação do sistema maciço-sistema de suporte é avaliado por um modelo discreto de representação do carregamento advindo da reação do solo às solicitações impostas pela estrutura, o método de Winkler proposto por Emil Winkler em 1867 para o estudo de fundações de estradas de ferro.

Neste modelo o solo pode ser representado por molas com resposta linear ou não linear. A proposta original de molas com resposta linear estabelece um coeficiente  $k$  que relaciona as tensões exercidas pelo solo com os deslocamentos unidimensionais. Já o modelo para resposta não linear das molas de Winkler se baseia em curvas que relacionam as tensões com os correspondentes níveis deformações.

Evison (1988) desenvolveu um modelo para análise de túneis, atualmente empregado para a análise de poços, que se baseia em modelos de apoio elástico e propõe soluções para a rigidez

das molas de Winkler em função da profundidade, do raio médio do túnel e das propriedades elásticas do solo. A estrutura completa de análise deve representar a estrutura de suporte, as tensões horizontais do maciço escavado e os dispositivos de modelagem da reação do solo à deformação da estrutura. O esquema da estrutura completa está na Figura 3.1.



**Figura 3.1 – Carregamento e molas de Winkler**

A concepção que separa as análises geotécnicas das estruturais é prática com apelo não só para o âmbito de conhecimento mais concentrado do engenheiro de cada especialidade como também do domínio das ferramentas computacionais específicas de cada área. Entretanto, várias falhas ocorrem quando desta separação.

A análise axissimétrica concebe uma estrutura tridimensional por extrusão em coordenadas polares de uma malha plana. Sendo assim, para a modelagem de um poço, este tipo de análise apresenta limitações intrínsecas à sua concepção. Não é possível avaliar disposições geológicas inclinadas em relação ao eixo do poço, pois a partir da extrusão ao redor do eixo central esta disposição apresentará um formato cônico, não representativo da realidade. Uma escavação parcializada só é possível em um perfil de evolução circular pleno com raio crescente, o que não representa a realidade de escavação deste tipo de estruturas, apresentada no Item 2.3.4.

A análise axissimétrica que gera das tensões horizontais normais ao sistema de suporte garante, por formulação, o equilíbrio dos elementos. Já na análise estrutural, o solo deixa de

ser modelado por um modelo constitutivo com algum critério de ruptura e se transforma em um apoio elástico discreto ao sistema de suporte. Isto implica que, quando da resolução do sistema estrutural, se possível, o sistema de equações atingirá níveis de tensão e deformação em equilíbrio. Entretanto, não mais se garante que o maciço esteja realmente em equilíbrio, com um estado de tensões admissível à sua resistência.

Também não se pode garantir que a resolução do sistema final (tensões solicitantes do maciço, molas de Winkler e sistema de suporte) seja representativa em termos de tensões e deformações no maciço. Os únicos resultados desta metodologia de análise são o estado de tensões, deformações e avaliação de ruptura do sistema de suporte, ou seja, dados para o dimensionamento estrutural de um poço.

A análise conjunta tridimensional do maciço e do sistema de suporte por elementos finitos permite reduzir as falhas da metodologia corrente. A modelagem tridimensional do maciço permite avaliar o efeito da parcialização da escavação, da geologia inclinada e da interação progressiva entre escavação e instalação do sistema de suporte.

O maciço é permanentemente avaliado de acordo com sua resistência. É possível uma previsão das deformações do maciço e recalques superficiais. Garante-se assim o equilíbrio global em todas as fases de cálculo e é possível que se avalie a progressão do estado de tensões do sistema de suporte. O único ponto falho desta análise é a avaliação da ruptura do sistema de suporte.

Novamente a corrente de projeto faz o uso de esforços resultantes contra uma envoltória de ruptura traçada pela teoria de flexão de vigas. A implementação deste método em um *software* de elementos finitos serviria apenas para verificações pós-processamento. Sendo assim, será descrito um critério de ruptura baseado no estado triaxial de tensões que representa a resistência de concretos projetados e pode ser facilmente implementado em um *software* de elementos finitos para avaliação da ruptura do sistema de suporte enquanto do processamento de cada fase de cálculo.

Um resumo das possíveis avaliações de cada metodologia está na Tabela 3.1.



**Tabela 3.1 – Análise comparativa entre as metodologias de dimensionamento de poços de grande diâmetro discutidas.**

Considerações	Tensões da Escavação + Molas de Winkler + Sistema de Suporte	Análise Conjunta por Elementos Finitos	
Parcialização da Escavação	Análise Axissimétrica da Escavação		
Geologia Inclinada			
Instalação Progressiva do Sistema de Suporte			
Plastificação do Maciço			
Equilíbrio Global	Análise do Sistema de Suporte		
Estado de Tensões no Maciço			
Deformações no Maciço			
Estado de Tensões do Sistema de Suporte			
Deformações do Sistema de Suporte			
Plastificação do Sistema de Suporte			

### 3.2. TENSÕES E ESFORÇOS DE REAÇÃO

Cascas são corpos sólidos tridimensionais limitados por duas superfícies de curvatura constante ou variável, onde a distância entre estas superfícies é chamada espessura e deve ser muito inferior as dimensões das superfícies.

A tradição da análise estrutural segue uma linha de raciocínio que por muitos anos simplificou as metodologias de dimensionamento estrutural. Solicitações externas são impostas às peças estruturais, que por sua vez desenvolvem reações internas de forma que o equilíbrio seja satisfeito. Para verificação do equilíbrio era comum substituir a distribuição de tensões internas das peças por uma resultante de força e um binário que representa o momento fletor na seção.

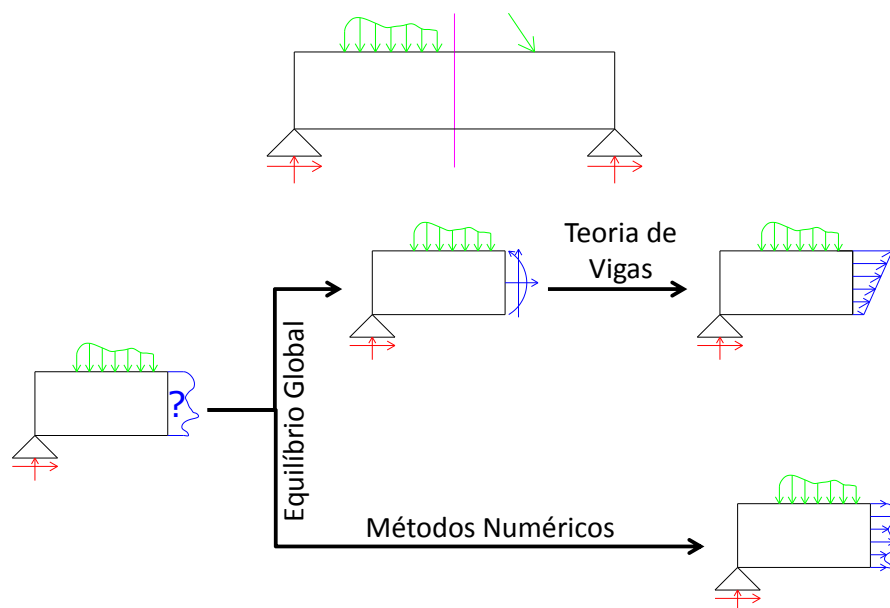
A resultante de força era intencionalmente decomposta em direções ortogonais que facilitavam a verificação do equilíbrio, e.g. direção vertical e horizontal, ou axial e tangencial.



Sendo assim qualquer segmento da peça poderia ser isolado, e por suposição de equilíbrio estes esforços esquemáticos eram determinados sem a necessidade de conhecimento da distribuição geral de tensões na seção.

As teorias de tensões em vigas (flexão simples e flexão composta) estimam a distribuição de tensões na seção da viga a partir destes esforços esquemáticos, e.g. normal, cortante e momento fletor. E assim estas tensões estimadas eram comparadas com a resistência do material que constituía a peça para verificação da ruptura.

Atualmente os métodos numéricos de análise estrutural, como o método dos elementos finitos, solucionam o equacionamento global de equilíbrio de um conjunto de pontos da estrutura, garantindo compatibilidade e equilíbrio de todos estes pontos em termos de tensão. É possível assim a determinação do real tensor de tensões em qualquer ponto da estrutura e que podem ser interpolados para qualquer seção de análise. Um esquema destas duas correntes de análise está na Figura 3.2.



**Figura 3.2 – Esquema de análise de estruturas**

Sendo assim, não há motivo para que esta distribuição de tensões seja integrada para que se componham esforços esquemáticos em direções preferenciais, esforços estes que sustentarão estimativas dos valores máximos das tensões na seção para que se sustentem as metodologias de dimensionamento convencionais.

A verificação da ruptura pode ser avaliada não só nos pontos de valores críticos estimados por teoria de flexão composta de vigas, mais sim por critérios de ruptura que avaliam o estado de tensões triaxial a que os elementos estão submetidos em cada ponto da estrutura.

### **3.2.1. DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO FLETOR – ESFORÇO NORMAL**

As primeiras formulações de túneis previam o estado plano de deformações, ou seja, um túnel já construído, muito longo e em equilíbrio. Sob esta consideração o dimensionamento do sistema de suporte poderia ser simplificado para o dimensionamento de um anel. A concepção geral destas estruturas visa o dimensionamento à compressão, ou seja, um estado de tensões isotrópico ao redor do túnel que não gere momentos fletores no sistema de suporte.

Em túneis urbanos e poços, este raramente é o caso, sendo assim será abordada uma metodologia gráfica para dimensionamento de anéis à flexão composta por meio dos diagramas de interação momento fletor – esforço normal. A teoria de vigas à flexão composta bidimensional baseada nos esforços resultantes de normal e momento fletor impõe que as tensões nos extremos da seção são dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M.y}{I} \quad (3.1)$$

onde “N” é o esforço normal positivo em compressão, “A” a área da seção, “M” o momento fletor, “y” a altura da seção em relação à linha neutra, positivo no sentido de compressão do momento convencionalizado como positivo e “I” o momento de inércia da seção na direção de flexão do momento fletor.

Com esta equação é possível determinar os maiores esforços de tração e compressão que atuam na seção transversal do sistema de suporte. A partir desta determinação podem ser estabelecidos limites de serviço e ruptura para a estrutura. Este trabalho trata somente do estado limite último, ou seja, caracterização de ruptura. Uma possível caracterização de ruptura é a plastificação de um dos extremos da seção. Outra caracterização prevê plastificação de metade da seção transversal. Qualquer um dos limites pode ser representado em um diagrama momento-normal como uma envoltória.

É usual a representação dos diagramas de interação com o esforço normal no eixo das ordenadas e o momento fletor no eixo das abscissas. A relação entre o esforço normal e o

momento fletor é linear, sendo assim o diagrama pode ser traçado por quatro pontos extremos de interseção do diagrama com os eixos positivo e negativo de normal e momento.

Contudo, deve-se considerar que muitos materiais apresentam resistência à tração ( $R_t$ ) e à compressão ( $R_c$ ) diferentes. Sendo assim deve-se analisar a envoltória tendo em vista que enquanto parte da seção da peça está sendo comprimida, a parte oposta pode estar sendo tracionada em função da relação entre o esforço normal e o momento fletor. Para isto é conveniente que sejam separados os efeitos do esforço normal e do momento fletor.

O esforço normal age igualmente por toda a seção da peça, sendo assim, independente da parte da seção analisada só são determinados dois pontos de interseção com o eixo do esforço normal, um de tração (negativo) e um de compressão (positivo). Estes pontos podem ser determinados por:

$$N^+ = R_c \cdot A \quad (3.2)$$

$$N^- = -R_t \cdot A \quad (3.3)$$

onde: “ $N^+$ ” é o esforço normal de compressão, “ $R_c$ ” é a resistência à compressão, “ $A$ ” é a área da seção, “ $N^-$ ” é o esforço normal de tração e “ $R_t$ ” é a resistência à tração.

O momento fletor age de forma oposta na seção da peça, parte da seção é comprimida enquanto a parte oposta é tracionada. É necessário novamente que se recorra à convenção do sinal do momento fletor. Na parte da seção que é comprimida pelo momento convencionalizado positivo ( $y > 0$ ) o valor do momento positivo e negativo são calculados em relação à resistência à compressão e à tração, respectivamente, dados por:

$$M_{sup}^+ = \frac{R_c \cdot I}{y} \quad (3.4)$$

$$M_{sup}^- = -\frac{R_t \cdot I}{y} \quad (3.5)$$

onde: “ $M_{sup}^+$ ” é o momento positivo máximo na região acima da linha neutra e “ $M_{sup}^-$ ” é o momento negativo mínimo na região acima da linha neutra.

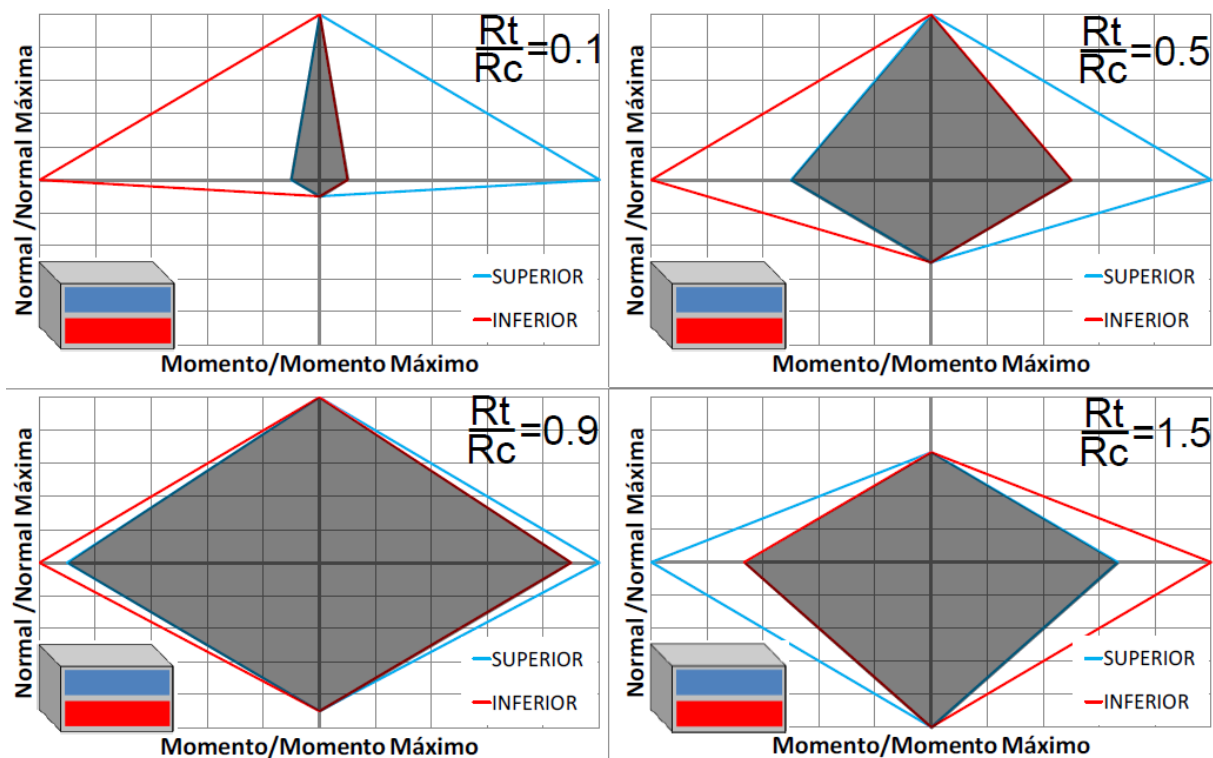
Na parte da seção que é tracionada pelo momento convencionalizado positivo ( $y < 0$ ) o valor do momento positivo e negativo são calculados em relação à resistência à tração e à compressão, respectivamente, por:

$$M_{inf}^{+} = -\frac{R_t I}{y} \quad (3.6)$$

$$M_{inf}^{-} = \frac{R_c I}{y} \quad (3.7)$$

onde: “ $M_{inf}^{+}$ ” é o momento positivo máximo na região abaixo da linha neutra e “ $M_{inf}^{-}$ ” é o momento negativo mínimo na região abaixo da linha neutra.

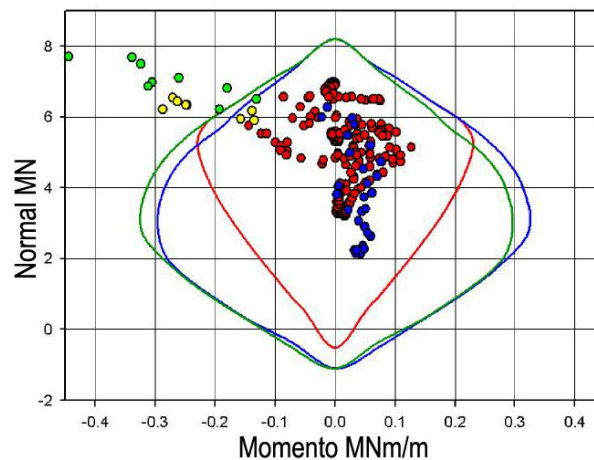
Sendo assim são traçados dois diagramas de interação, um para a parte da peça comprimida pelo momento convencional positivo e um para a parte oposta. Os dois pontos de intersecção dos diagramas no eixo do esforço normal são congruentes, já no eixo do momento fletor são dependentes da razão entre a resistência à tração e à compressão do material. Considerando um exemplo onde o momento positivo traciona a parte inferior da peça, são apresentados na Figura 3.3 quadro diagramas com diferentes razões entre resistência à tração e compressão. A região de esforços admissíveis para a peça será a intersecção entre os dois diagramas.



**Figura 3.3 – Diagramas de Interação Momento Normal**

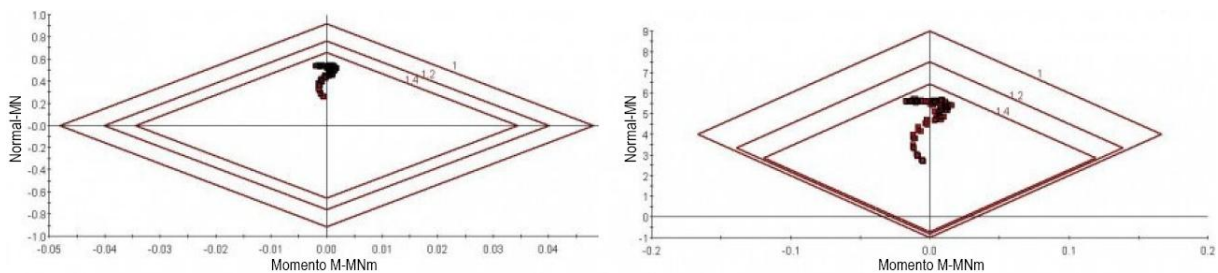
Hoek (2003) discute a integração entre o projeto geotécnico e o estrutural, e atenta para alguns limites de serviço bastante significativos como fissuração, quebra interna e quebra externa que induzem diagramas com relações não lineares entre a influência do momento

fletor e do esforço normal (Figura 3.4). As análises apresentadas no trabalho foram realizadas por um *software* estrutural chamado Response 2000 (Bentz & Collins, 2001).



**Figura 3.4 – Diagramas M-N de modos de ruptura não lineares (modificado Hoek, 2003)**

Em caso de sistema de suporte compostos, ou seja, concreto projetado + cambotas + tirantes deve-se ponderar as resistência e critérios de serviço da estrutura. A metodologia desta ponderação foi descrita por Hoek *et al.* (2008) para concreto projetado associado às cambotas treliçadas. Esta metodologia foi recentemente implantada no *software* comercial Phase<sup>2</sup> da empresa RocScience. Diagramas gerados por este *software* estão na Figura 3.5



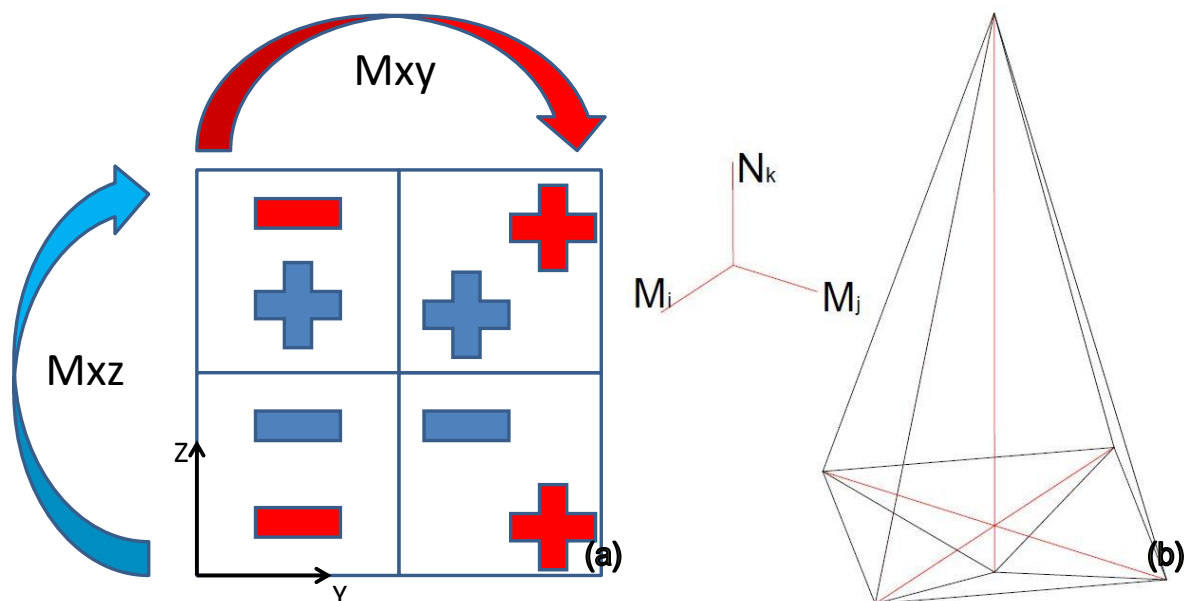
**Figura 3.5 – Diagramas de interação M-N (modificado RocScience, 2011)**

Em casos em que o elemento estrutural é submetido a um estado triaxial de tensões a teoria de vigas à flexão composta tridimensional pode ser aplicada. Esta teoria também é baseada nos esforços resultantes de normal e momento fletor, entretanto, cada plano da estrutura é avaliado pelo esforço normal atuante e pelo par de momentos fletores em cada direção. Assumindo a referência do plano x, a tensão máxima atuante na seção é dada por:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{A} + \frac{M_{xz} \cdot z}{I_{xz}} + \frac{M_{xy} \cdot y}{I_{xy}} \quad (3.8)$$

onde “ $N_x$ ” é o esforço normal ao plano x, positivo em compressão, “A” a área da seção, “ $M_{xz}$ ” é o momento fletor atuante no plano x e que provoca flexão na direção z, “z” a distância entre o extremo da seção e a linha neutra na direção z, positiva no sentido de compressão do momento convencionalizado como positivo, “ $I_{xz}$ ” o momento de inércia da seção na direção de flexão do momento fletor  $M_{xz}$ , “ $M_{xy}$ ” é o momento fletor atuante no plano x e que provoca flexão na direção y, “y” a distância entre o extremo da seção e a linha neutra na direção y, positiva no sentido de compressão do momento convencionalizado como positivo, “ $I_{xy}$ ” é o momento de inércia da seção na direção de flexão do momento fletor  $M_{xy}$ ,

O mesmo conceito deve ser aplicado aos planos y e z. No caso bidimensional, era necessário que se distinguíssem as seções da peça que sofrem compressão e tração sob ação do momento fletor convencionalizado positivo. No caso tridimensional o mesmo conceito se aplica, porém com dois eixos de flexão.



**Figura 3.6 – Seções de análise no caso 3D (a) e diagrama de interação momento normal 3D (b).**

Na Figura 3.6a uma possível divisão é esquematizada para um plano de análise x e dois eixos de flexão (y e z). Os símbolos coloridos “+” indicam compressão pelo momento fletor de mesma cor, os símbolos “-” indicam tração. Dependendo da razão de magnitude entre  $M_{xz}$  e  $M_{xy}$  é possível que ocorra tração ou compressão em qualquer uma das quatro seções da peça, assumindo os dois momentos positivos e de igual magnitude, haveria um vértice da seção

tracionado (inferior esquerdo), um vértice comprimido (superior direito) e dois vértices tensão igual à zero.

A tensão normal na seção como função de três variáveis ( $N_k$ ,  $M_{ki}$  e  $M_{kj}$ ), implica um diagrama de interação momento normal tridimensional. A Figura 3.6b expõe um esquema possível deste tipo de diagrama, que se apresenta como um octaedro no espaço das variáveis de esforços. Observa-se que quando da incidência de ambos os momentos fletores, os pontos M-N correspondentes que se apresentam externos à envoltória bidimensional, também estarão locados fora da envoltória tridimensional. Todavia, pontos que se apresentam internos à envoltória bidimensional poderão estar fora da envoltória tridimensional.

A visualização e distribuição dos resultados neste modelo tridimensional são complexos e podem criar falhas de interpretação por noções errôneas de perspectiva. Uma possibilidade de verificação da ruptura neste caso é a avaliação de uma função análoga à função de plastificação, onde valores nulos e positivos indicariam ruptura e valores negativos a não ocorrência de ruptura. No plano x esta função seria dada por:

$$F(N_x, M_{xz}, M_{xy}) = \frac{N_x}{A} + \frac{M_{xz} \cdot z}{I_{xz}} + \frac{M_{xy} \cdot y}{I_{xy}} - \sigma_{x,máximo} \quad (3.9)$$

Ressalta-se que devem ser avaliadas todas as possíveis combinações (Figura 3.6a) de momento fletores em todas as regiões da peça em face da resistência à tração e compressão do concreto.

### 3.2.2. CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA CONCRETO PROJETADO

O concreto em geral é um material heterogêneo, coesivo-friccional com complexo comportamento mecânico, apresentando relação tensão deformação não linear e acumulação de deformações plásticas sobre estados de tensão multi-axiais. Parte desta complexidade advém da microestrutura do concreto, que em seu processo de secagem e retração produz microfissuras entre os agregados e a argamassa mesmo sem a aplicação de carregamento (Babu *et al.*, 2005).

Além destes fatores o concreto apresenta características que por muito são desprezadas como fluência, dependência da história de tensões e até dilatação próximo ao colapso (Bono *et al.* 2011).

Os primeiros modelos constitutivos de relação tensão deformação e ruptura baseavam-se em ajuste empírico de dados experimentais. Eram propostas funções que se adequavam aos resultados sem necessidade de significado físico. Sendo assim, diversas dificuldades surgiam mesmo em estados de tensão unidimensionais, principalmente no comportamento pós-pico de tensão. Essas dificuldades tornavam-se ainda piores em situações de estado multiaxial de tensão (Babu *et al.*, 2005).

Babu *et al.* (2005) citam mais de dez critérios de ruptura para concreto, com variações para concreto de alto desempenho, concretos leves, concretos reforçados etc. Os critérios de ruptura convencionais são definidos no espaço de tensões e possuem parâmetros constitutivos que ajustam o critério às suas faixas de resistência.

Babu *et al.* (2005) e Bono *et al.* (2011) citam o modelo de quatro parâmetros de Ottosen e o modelo de cinco parâmetros de Willam & Warnke como os mais utilizados na literatura especializada. Será descrito a seguir o critério de ruptura descrito por Ottosen e colaboradores, citado por Bono *et al.* (2011). A superfície de ruptura no espaço de tensões é definida por:

$$\alpha \cdot \frac{J_2}{f_c^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + \beta \cdot \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \quad (3.10)$$

onde:  $\alpha$  e  $\beta$  são parâmetros do material,  $\lambda$  é uma variável baseada nos parâmetros  $c_1$  e  $c_2$ ,  $f_c$  é a resistência à compressão uniaxial,  $J_2$  é o segundo invariante do tensor de tensões desvio e  $I_1$  é o primeiro invariante do tensor de tensões.

O invariante  $J_2$  está relacionado com a tensão cisalhante octaédrica ( $\tau_{oct}$ ) por:

$$J_2 = \frac{3}{2} \cdot \tau_{oct}^2 \quad (3.11)$$

O invariante  $I_1$  está relacionado com a tensão normal octaédrica ( $\sigma_{oct}$ ) por:

$$I_1 = 3 \cdot \sigma_{oct} \quad (3.12)$$

A variável  $\lambda$  é definida em função dos parâmetros  $c_1$ ,  $c_2$  e  $\theta$  por:

$$\lambda = \begin{cases} c_1 \cdot \cos \left\{ \frac{1}{3} \arccos [c_2 \cdot \cos(3 \cdot \theta)] \right\} & \text{para: } \cos(3 \cdot \theta) \geq 0 \\ c_1 \cdot \cos \left\{ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos [-c_2 \cdot \cos(3 \cdot \theta)] \right\} & \text{para: } \cos(3 \cdot \theta) < 0 \end{cases} \quad (3.13)$$



$$\theta = \arctan \left( \sqrt{3} \cdot \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_3)} \right) \quad (3.14)$$

Sendo assim devem ser definidos quatro parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $c_1$  e  $c_2$  além da resistência à compressão uniaxial  $f_c$  ( $\theta=0^\circ$ ). O ajuste destes parâmetros prevê ensaios que levem o corpo de prova à ruptura em diversos estados de tensão tanto de compressão quanto extensão.

Bono *et al.* (2011) comentam a possibilidade de serem utilizadas correlações recomendadas pelo código do Comitê Euro-International de Concreto (CEB-FIP, 1990). Estas correlações são baseadas no parâmetro  $k$ , que apresenta a relação entre a resistência à extensão uniaxial  $f_t$  ( $\theta=60^\circ$ ) e a resistência à compressão uniaxial  $f_c$  ( $\theta=0^\circ$ ). Os quatro parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $c_1$  e  $c_2$  são definidos por:

$$\alpha = \frac{1}{9.k^{1,4}} \quad (3.15)$$

$$\beta = \frac{1}{3,4.k^{1,1}} \quad (3.16)$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7.k^{0,9}} \quad (3.17)$$

$$c_2 = 1 - 6,8.(k - 0,07)^2 \quad (3.18)$$

Sendo assim o modelo pode ser completamente calibrado pela determinação da resistência à extensão uniaxial  $f_t$  ( $\theta=60^\circ$ ) e da resistência à compressão uniaxial  $f_c$  ( $\theta=0^\circ$ ).

### 3.3. VERIFICAÇÃO DA RUPTURA E/OU DO FATOR DE SEGURANÇA

O que caracteriza ruptura em modelos de engenharia é uma imposição de quem faz a análise, não sendo raro assim previsões de instabilidade e ruptura de estruturas que no campo apresentam-se estáveis. Este assunto é muitas vezes negligenciado, porém é de grande valia na interpretação de resultados e avaliação da confiabilidade de uma previsão.

O conceito do fator de segurança é claro, razão entre a resistência ao cisalhamento máxima e a tensão mobilizada. Entretanto, em muitos materiais, a resistência máxima é função do estado de tensões. Sendo assim, deve-se impor uma trajetória de evolução das tensões até a fictícia ruptura para que se possa avaliar a resistência máxima.

É possível também avaliar o fator de segurança por uma lógica inversa, ou seja, ao invés de aumentar a sollicitação, se reduz a resistência. Também neste caso deve ser imposta uma ponderação entre os fatores de minoração dos parâmetros de resistência até que se caracterize a ruptura no estado atual de tensões.

Farias *et al.* (2002) descrevem vários métodos de avaliação do fator de segurança que serão discutidos a seguir. Pontualmente o fator de segurança é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento e tensão cisalhante, e é dado por:

$$FS = \frac{\tau_{resistente}}{\tau_{mobilizada}} \quad (3.19)$$

A definição da tensão de resistência ao cisalhamento máxima segue duas tendências principais. Considerando que o carregamento que levará à ruptura se dará com tensão média constante e incremento da tensão desviadora o fator de segurança é chamado Overstress Ratio (OSR). Se o carregamento se der com tensão principal menor constante e incremento da tensão principal maior a denominação é Stress Level (SL). A Figura 3.7 ilustra os dois casos.

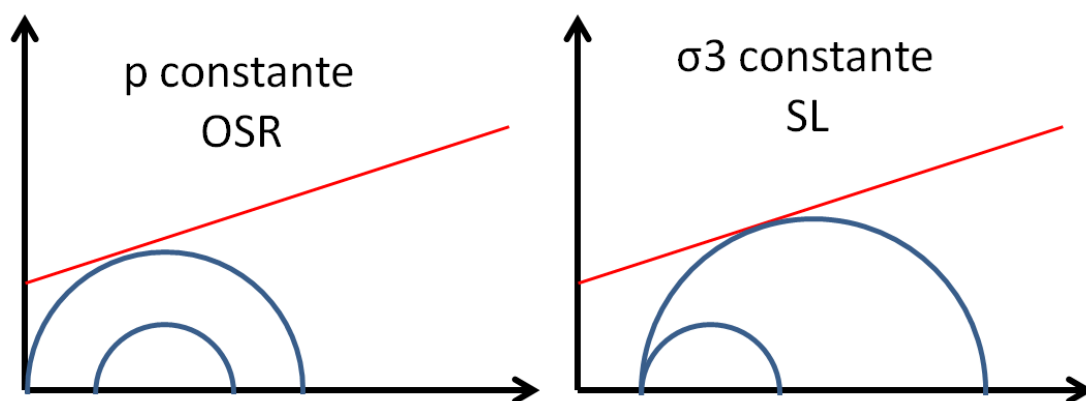


Figura 3.7 – Tipos de evolução de tensões

Considerando que em análises numéricas é possível determinar uma distribuição praticamente contínua do estado de tensões ao longo de uma superfície de análise, o fator de segurança desta superfície pode ser definido pela razão da integral ou somatório das resistências pela integral ou somatório das tensões mobilizadas ao longo desta superfície, isto é expresso matematicamente por:

$$FS = \frac{\int \tau_{resistente} \cdot dL}{\int \tau_{mobilizada} \cdot dL} = \frac{\sum \tau_{resistente} \cdot \Delta L}{\sum \tau_{mobilizada} \cdot \Delta L} \quad (3.20)$$

Outra possível verificação do fator de segurança ao longo de uma superfície de análise é pelo inverso da média ponderada dos inversos dos fatores de segurança locais, expresso matematicamente por:

$$FS = \frac{\int dL}{\int \frac{1}{FS_{local}} \cdot dL} = \frac{\sum \Delta L}{\sum \frac{1}{FS_{local}} \cdot \Delta L} \quad (3.21)$$

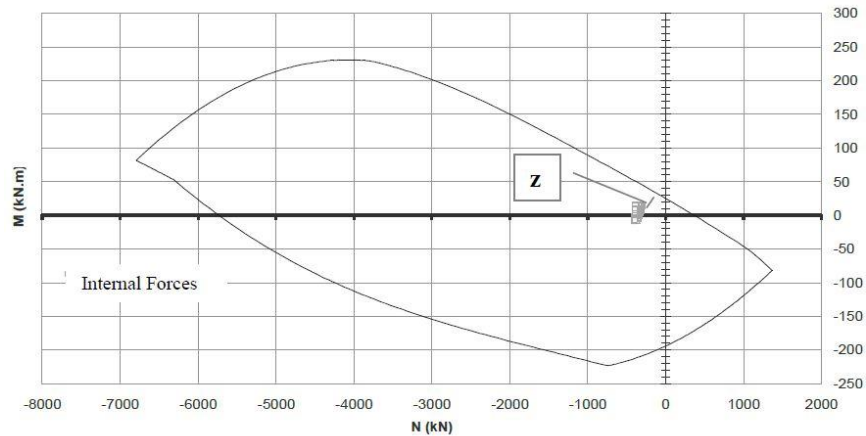
Como foi descrito, o conceito de fator de segurança não é intrínseco do fenômeno físico de ruptura e depende em grande escala de sua definição e metodologia de análise. A metodologia de avaliação da segurança de obras e projetos em geral evoluiu do conceito geral de margem de segurança para um conceito estatístico da probabilidade de falha.

Análises geotécnicas devem prever o comportamento de materiais naturais cujas propriedades são altamente variáveis, o que por segurança induzia os projetistas a se resguardarem com uma margem de erro altíssima e irreal. No entanto, se for quantificada esta faixa de variação dos parâmetros por modelos estatísticos, é possível analisar a distribuição de fatores de segurança, associada à probabilidade de ocorrência de uma faixa qualquer de valores.

A probabilidade de falha de uma estrutura pode então ser definida como a probabilidade de ocorrência de valores de fator de segurança, ou qualquer outro índice definido que indique a falha da estrutura, abaixo de uma faixa desejada.

Celestino *et al.* (2006) fazem uma análise da probabilidade de falha de estruturas subterrâneas considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência do solo assim como a espessura e resistência do sistema de suporte em concreto projetado, ambos determinantes para a envoltória de resistência do sistema de suporte.

Foram realizadas simulações pelo Método de Monte Carlo. Foram consideradas variáveis a coesão e o ângulo de atrito do solo. Por simplificação os parâmetros de espessura e resistência do sistema de suporte foram avaliados em seus valores médios e considerados constantes nas simulações. Os valores máximos de momento fletor e esforço normal foram comparados à envoltória de resistência do sistema de suporte. Um único ponto fora da envoltória caracterizava a ruptura. Um exemplo da envoltória de ruptura do sistema de suporte e dos resultados de uma simulação estão na Figura 3.8.



**Figura 3.8 – Diagrama de Interação M-N (Celestino *et al.*, 2006)**

Foi estimada a probabilidade de falha da estrutura pela razão entre o número de simulações em que pelo menos um ponto situava-se fora da envoltória e o número total de simulações, como previsto pela metodologia Monte Carlo. Na análise dos diagramas de interação momento normal é importante ressaltar que como o critério é baseado nos esforços resultantes da seção, a indicação de ruptura de um ponto implica a configuração de ruptura daquela seção, pois os esforços são integrados por toda a área e representam a seção como um todo.

## 4. METODOLOGIA

Este capítulo descreve os procedimentos adotados para a construção dos modelos numéricos, metodologia de simulação, análise paramétrica e ferramentas de análise dos resultados.

### 4.1. MODELO GEOMECÂNICO

Como primeiro passo para a simulação numérica deve-se determinar a geometria do problema e seus parâmetros de análise, ou seja, o *input* do problema. Ressalta-se que todos os dados de entrada foram determinados para este estudo sem nenhuma relação com estruturas reais de poços de grande diâmetro. As dificuldades, erros e detalhes da construção dos modelos numéricos podem ser encontrados em Dias (2011).

A geometria do poço é de uma seção circular com diâmetro de 20 m e profundidade de 40 m. Os modelos numéricos foram divididos em dois arranjos geométricos (Figura 4.1). O primeiro arranjo possui camadas horizontalizadas de 6, 10 e 14 m de espessura perpendicular à seção geratriz do poço que sobrepõem o estrato de base.

O segundo arranjo prevê camadas inclinadas em relação à geratriz do poço sob um ângulo de aproximadamente 27°. Este perfil litológico foi escolhido para representar possíveis materiais que a escavação de um poço pode permear em grandes centros urbanos. Os parâmetros geomecânicos das litologias e do sistema de suporte estão na Tabela 4.1.

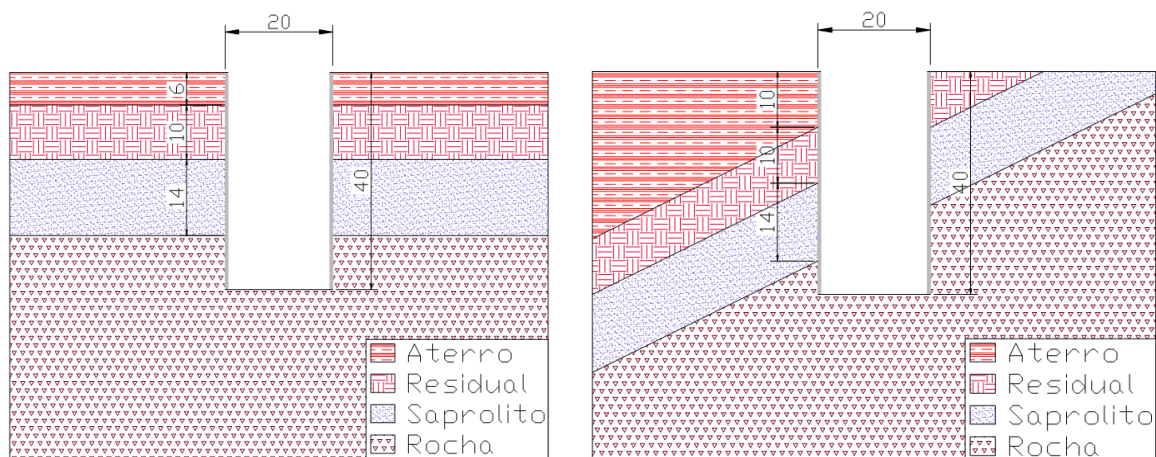


Figura 4.1 – Geometria base (unidades em metros)

**Tabela 4.1 – Parâmetros constitutivos e densidade dos materiais**

Material	Aterro	Solo Residual	Saprólito	Rocha	Concreto Projetado
<b>Modelo</b>		Mohr Coulomb			Linear Elástico
<b><math>\rho</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1.700	1.900	2.000	2.400	2.500
<b>E (MPa)</b>	15	100	500	2.500	10.000
<b><math>\nu</math></b>	0,3	0,3	0,3	0,25	0,2
<b>c (kPa)</b>	5	14	40	250	-
<b><math>\phi</math> (graus)</b>	28	28	33	35	-

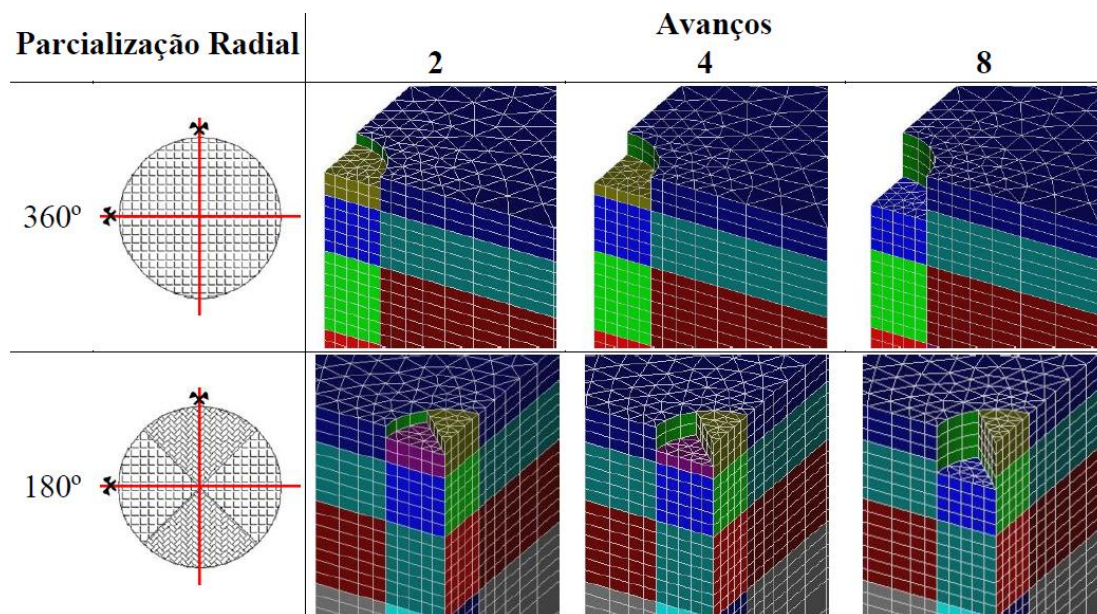
O *software* CESAR-LCPC só possui o modelo constitutivo linear elástico para elementos de casca, sendo assim esta era a única opção para modelagem da camada de concreto projetado. Esta limitação implica em que a camada de concreto projetado não sofrerá plastificação e têm a capacidade de absorver tensões e deformações sem limitação. A espessura do elemento de casca utilizada foi de 30 cm ao longo de toda a profundidade do poço.

## 4.2. MODELOS NUMÉRICOS ANALISADOS

A partir dos dois arranjos litológicos (Figura 4.1) foram analisados oito modelos numéricos avaliando o efeito da parcialização da escavação e da inclinação das litologias em relação à geratriz do poço. Os primeiros seis modelos pretendem avaliar a influência geral da parcialização vertical e radial da escavação em seções de litologia horizontalizada.

A parcialização vertical determina a profundidade de cada etapa de escavação. A parcialização radial determina o número de segmentos angulares que um avanço vertical será dividido. Para esta análise foram avaliados seis modelos, combinando três tipos de avanço vertical (2, 4 e 8 m) e dois tipos de parcialização radial (360° e 180°). Entende-se que estes avanços verticais não foram utilizados para representação de uma escavação exequível, e sim para avaliação da influência da altura da escavação sem suporte.

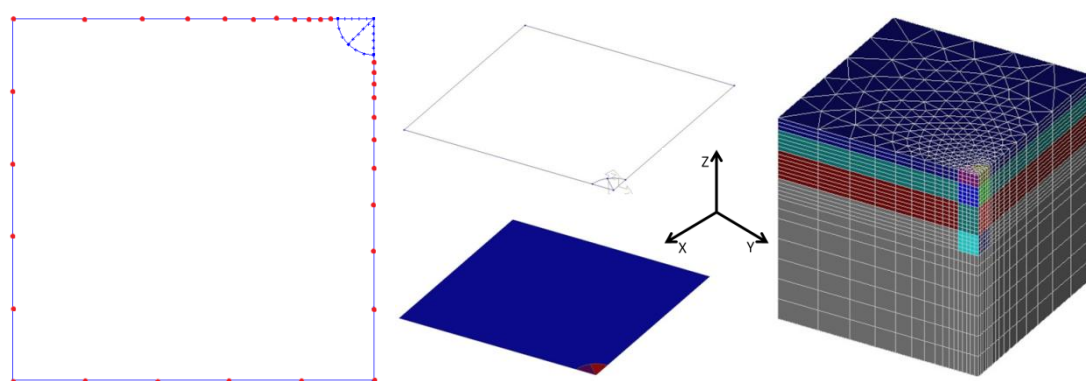
Com 8 m de escavação sem suporte ocorreram níveis de deslocamento e plastificação muito acima da capacidade resistente dos materiais, sendo assim optou-se por não simular um modelo com 6 m de escavação sem suporte, tendo em vista a necessidade de uma brusca redução a partir dos 8 m para que se atingisse estabilidade da escavação. Com isso foram simulados os modelos com 8, 4 e finalmente 2 m de altura. Os seis modelos são ilustrados na Figura 4.2.



**Figura 4.2 – Tipos de seções analisadas**

Vale ressaltar que todos estes modelos tiram vantagem de dois planos de simetria, logo só foi simulado  $\frac{1}{4}$  da seção real do poço. Os modelos foram gerados por processo de extrusão. A partir de um plano com uma malha de elementos finitos superficial no plano x.y são criados elementos volumétricos por extrusão desta malha na direção z.

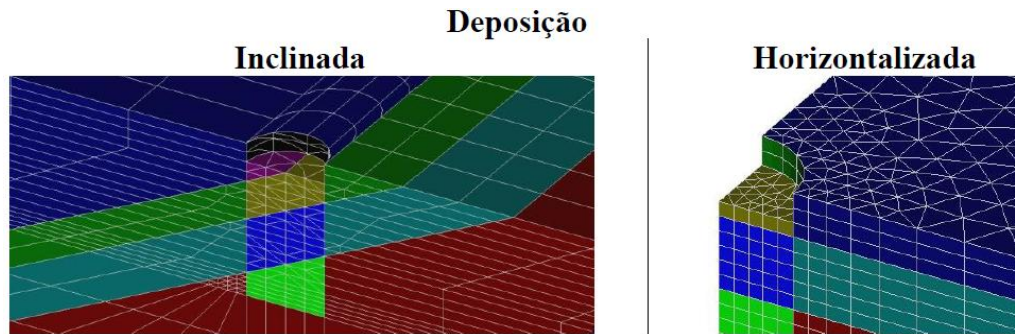
Com o intuito de otimizar o número de nós e consequentemente o tempo de processamento foi utilizada uma técnica de densidade variável de nós ao longo das arestas com uma maior densidade próximo ao contorno da escavação. A discretização da malha no sentido de extrusão foi determinada pelo avanço vertical de escavação, nesta análise com 2 m. A partir da cota do fundo da futura escavação, a discretização da malha foi menor a partir daí, com dois trechos de 5 m e cinco trechos de 10 m. O modelo completo é um cubo com 100 m de aresta. As fases de geração e a malha completa podem ser visualizadas na Figura 4.3



**Figura 4.3 – Densidade variável de nós e modelo gerado por extrusão**



Os dois modelos restantes pretendem avaliar a influência da inclinação das litologias. Nestes modelos a parcialização vertical (5 m) e radial (360°) é mantida constante. Foi avaliado um modelo com litologia inclinada e um com litologia horizontalizada. A ilustração dos dois modelos está na Figura 4.4.



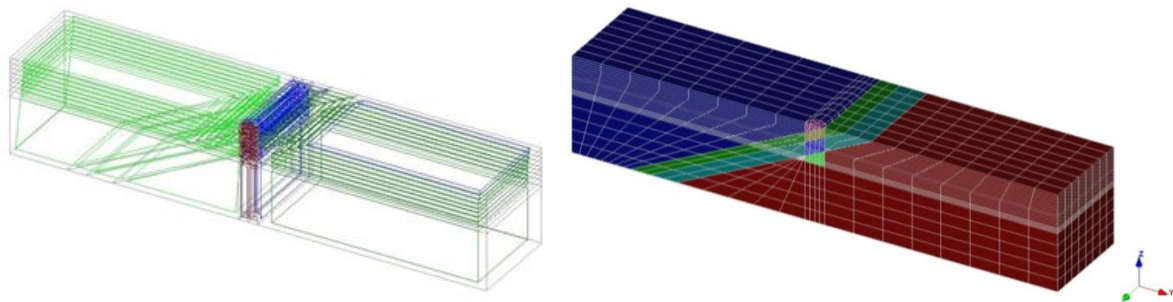
**Figura 4.4 – Tipos de seções avaliadas**

O modelo de litologia inclinada não pôde ser gerado por extrusão. Teve-se que utilizar o procedimento de macroblocos, que permite a modelagem de seções geométricas mais complexas, não necessariamente horizontalizadas, porém com procedimentos mais trabalhosos pela demanda da criação de todas as arestas de cada um dos blocos. Como a seção com litologia inclinada não é duplamente simétrica o modelo foi construído com  $\frac{1}{2}$  seção, valendo-se de um plano de simetria.

O modelo com  $\frac{1}{2}$  seção é maior do que os modelos de extrusão, o que acarretaria em um maior número de elementos e tempo de processamento. Sendo assim, a malha de elementos finitos foi otimizada para manter o número de nós por volta de 30 mil. Assumindo um bloco com 100 m de altura, a intersecção das litologias inclinadas com a base do bloco terminada a cerca de 200 m do centro do poço. Sendo assim foi criada uma malha com 500 m de comprimento e 100 m de largura para isolar as condições de contorno da disposição litológica variada. A disposição das arestas do modelo assim como uma organização geral dos macroblocos e da malha de elementos finitos está na Figura 4.5.

O cubo de elementos finitos utilizado para a modelagem com litologias horizontalizadas continha cerca de 9.900 elementos volumétricos e 100 elementos de casca. O tetraedro utilizado para modelagem com litologias inclinadas continha cerca de 5.800 elementos volumétricos e 124 elementos de casca.






**Figura 4.5 – Arestas e volumes de modelos do tipo macroblocos**

Até hoje simulações tridimensionais têm seu uso limitado pelo elevado tempo de processamento de seus modelos. O elevado número de nós e o grau das equações de compatibilidade criam matrizes de elevada dimensão, cuja resolução é simples porém demanda um tempo significativo de processamento.

Em média neste projeto foram construídos modelos contendo cerca de 30 mil nós, o que gerava um tempo de processamento médio geral de uma hora por fase de simulação. O tempo de simulação de uma fase em si não se apresenta como um grande complicador. Entretanto, na modelagem da escavação de um túnel, são processadas várias fases de cálculo com uma sequência de incrementos de carga e/ou de escavação/desativação de elementos. Neste projeto as simulações mais simplificadas possuíram cerca de vinte fases, e chegaram até ao máximo de 82 fases de cálculo o que implicou em quatro dias de simulação.

Os tempos de processamento são diretamente dependentes da capacidade de processamento do computador no qual as simulações são executadas, os tempos citados são relacionados a um computador com configuração expressa na Figura 4.6.

Sistema	
Classificação:	 Índice de Experiência do Windows
Processador:	Pentium(R) Dual-Core CPU T4300 @ 2.10GHz 2.10 GHz
Memória instalada (RAM):	3,00 GB
Tipo de sistema:	Sistema Operacional de 32 Bits

**Figura 4.6 – Configuração do notebook**

Vale ressaltar que a versão do *software* CESAR-LCPC utilizada não possui código de paralelização do processamento, ou seja, a tendência atual de computadores para uso pessoal de múltiplos núcleos e *clock* de processamento não tão alta quanto computadores de cinco anos atrás não implica em um processamento mais ágil com este *software*, pois seus códigos

serão processados em somente um dos múltiplos núcleos sob o limite de velocidade deste único núcleo em questão. Os tempos de processamento dos modelos estão dispostos na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2 – Tempos de Processamento**

LITOLOGIA	Avanços Verticais (m)	Parcialização Radial	Nº de Nós	Nº de Fases	Tempo (horas)
HORIZONTAL	8	360°	30.432	12	9
		180°		22	20
	5	360°		18	17
		4		360°	22
	2			180°	42
		360°		42	30
INCLINADA	5	360°	23.919	18	17

O ciclo de modelagem que gerou estas fases de processamento é o seguinte:

- Aplicação do peso próprio dos materiais ao modelo → Tensões geostática
- Anulam-se os deslocamentos gerados na fase anterior
- Desativam-se os elementos da fase de escavação em questão com alívio de todas as tensões ( $\beta=1$ )
- Ativam-se os elementos de casca do sistema de suporte com aplicação do seu peso próprio
- Repetem-se as etapas c e d até o final da escavação.

### 4.3. ANÁLISE DO SISTEMA DE SUPORTE

As análises numéricas descritas no item anterior serão utilizadas para estudar o sistema de suporte em concreto projetado. Serão abordadas duas metodologias de análise para aferição da ruptura da estrutura: os diagramas de interação momento-normal bidimensionais e os critérios de ruptura. Os métodos de avaliação de ruptura serão, assim como descrito por Farias *et al.* (2002), aplicados de forma pontual e ao longo de superfícies de análise.

Para ambas as metodologias são necessários os parâmetros de resistência à compressão ( $f_c$ ) e à tração ( $f_t$ ) do concreto projetado. A NBR 6118 (ABNT, 2003) em seu Item 8.2.5 estabelece um critério para estimativa da resistência à tração a partir da resistência à compressão. A mesma norma em seu Item 24.5.2 estabelece um critério de projeto para obtenção das tensões resistentes de cálculo para concreto simples.

A resistência média à tração do concreto ( $f_{ct,m}$ ) é estimada a partir da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) em MPa por:

$$f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (4.1)$$

A resistência característica inferior à tração do concreto ( $f_{ctk,inf}$ ) é estimada a partir da resistência média à tração do concreto ( $f_{ct,m}$ ) por:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (4.2)$$

A resistência de cálculo à compressão do concreto ( $f_{cd}$ ) é calculada pela relação entre a resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) e pelo coeficiente de ponderação de resistência ( $\gamma_c$ ) por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.3)$$

Para o caso de concreto simples a NBR 6118 (ABNT, 2003) preconiza o uso de  $\gamma_c=1,68$ . A resistência de cálculo à tração do concreto ( $f_{ctd}$ ) é calculada pela relação entre a resistência característica inferior à tração ( $f_{ctk,inf}$ ) e pelo coeficiente de ponderação de resistência ( $\gamma_c$ ) por:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.4)$$

Finalmente devem ser calculadas as tensões resistentes de cálculo à compressão ( $\sigma_{cRd}$ ) e à tração ( $\sigma_{ctRd}$ ) por:

$$\sigma_{cRd} = 0,85f_{cd} \quad (4.5)$$

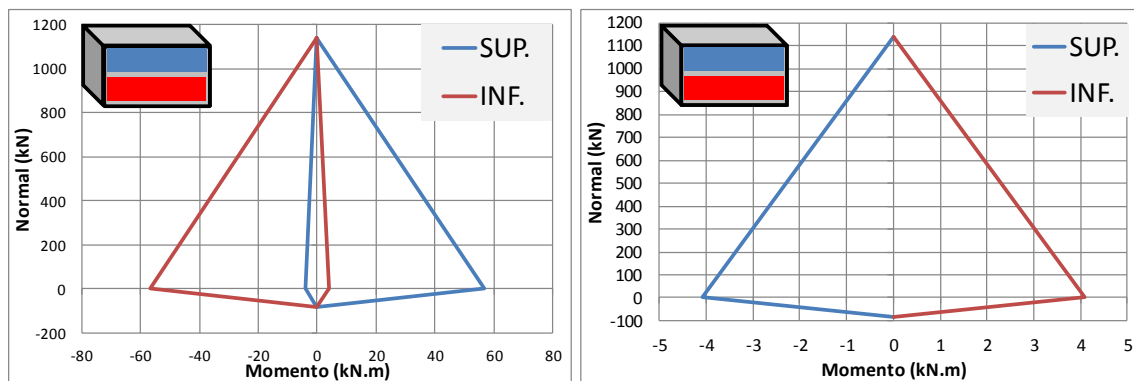
$$\sigma_{ctRd} = 0,85f_{ctd} \quad (4.6)$$

Os valores resultantes destes índices para o valor base adotado de 25 MPa para a resistência característica à compressão do concreto projetado estão na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Resultados das resistências do concreto projetado estimadas pela metodologia da NBR 6118**

Concreto Projetado – NBR 6118		
<b>fck</b>	25.00	MPa
<b>fctk,inf</b>	-1.80	MPa
<b>fcd</b>	14.88	MPa
<b>fctd</b>	-1.07	MPa
<b><math>\sigma_{cRd}</math></b>	12648.8	kPa
<b><math>\sigma_{ctRd}</math></b>	-908.4	kPa

Pela metodologia descrita em 3.2.1 e com base nos valores de  $\sigma_{cRd}$  e  $\sigma_{ctRd}$  calculados foram traçados os diagramas de interação momento-normal para os trechos superior e inferior da seção. Foi considerada uma seção de análise quadrada com aresta de 30 cm, igual à espessura do concreto projetado. O diagrama completo e a região de esforços admissíveis estão na Figura 4.7.



**Figura 4.7 – Diagramas de interação momento-normal utilizados**

Optou-se pela simplicidade dos diagramas de interação momento-normal bidimensionais, pois os níveis de momento fletor encontrados foram muito baixos. Além disso, esta metodologia foi descrita como representação do estado da prática das análises de sistemas de suporte, que correntemente adotam análises à flexão bidimensional.

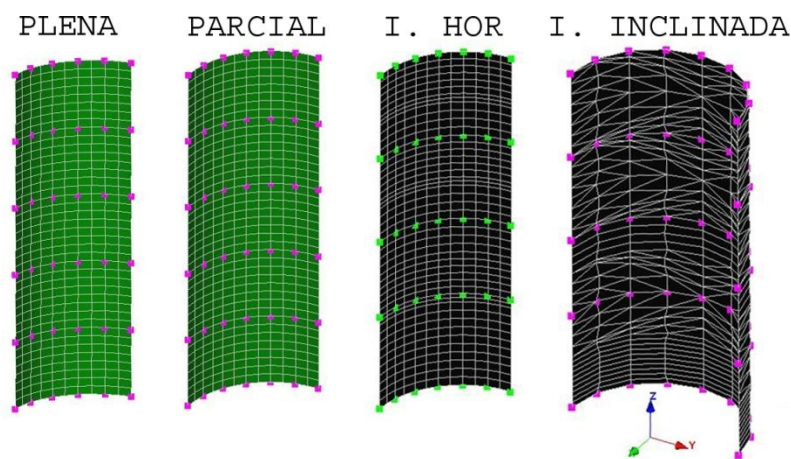
Pela metodologia descrita em 3.2.2 e com base nos valores de  $\sigma_{cRd}$  e  $\sigma_{ctRd}$  foram calculados os parâmetros  $k, \alpha, \beta, c_1$  e  $c_2$ . Os resultados estão na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 – Parâmetros calculados para o critério de ruptura de Ottosen**

Critério de Ottosen	
<b>k</b>	0.0718
<b><math>\alpha</math></b>	4.4363
<b><math>\beta</math></b>	5.3291
<b>c1</b>	15.2857
<b>c2</b>	1.0000

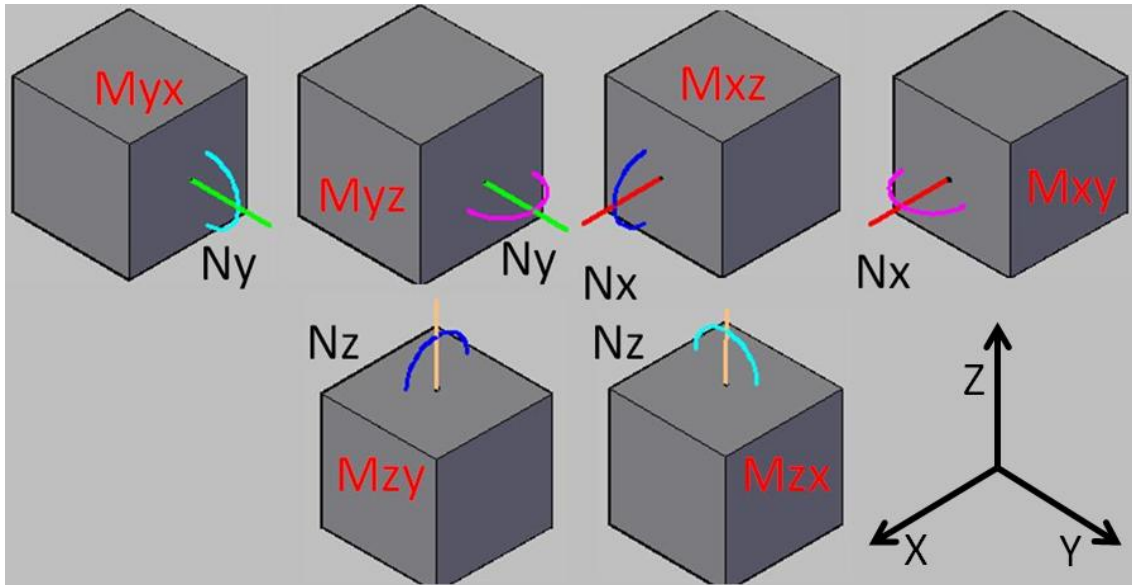
Com a envoltória de possíveis esforços resultantes do diagrama momento-normal e os parâmetros da função de plastificação do critério de Ottosen é possível a verificação da ruptura do sistema de suporte em concreto projetado, pela metodologia proposta, em face das solicitações calculadas pelos modelos simulados pelo método dos elementos finitos.

As solicitações foram obtidas do *software* CESAR-LCPC em alguns pontos dos elementos de casca que representam o sistema de suporte. Os pontos de cada conjunto de modelos estão na Figura 4.8. A malha PLENA se refere aos modelos com escavação plena, a malha PARCIAL se refere aos modelos com escavação parcializada, a malha I.HOR se refere ao modelo de litologia horizontalizada da análise de influência da inclinação da geologia e a malha I.INCLINADA se refere ao modelo de litologia inclinada da mesma análise.



**Figura 4.8– Malha de pontos da superfície do sistema de suporte**

As solicitações para análise pelo diagrama momento-normal são os três esforços normais ( $N_x$ ,  $N_y$  e  $N_z$ ) e os três momentos fletores ( $M_{xy}$ ,  $M_{yz}$  e  $M_{zx}$ ). As seis combinações solicitantes de pares momento-normal avaliadas estão na Figura 4.9.



**Figura 4.9 – Possíveis combinações de esforços momento-norma**

As solicitações para a análise pelo critério de ruptura de Ottosen são os três invariantes de tensão ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ ) que se relacionam com a tensão normal octaédrica ( $\sigma_{oct}$ ) e com a tensão cisalhante octaédrica ( $\tau_{oct}$ ) por:

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (4.7)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (4.8)$$

Foi avaliado o fator de segurança por duas diferentes metodologias, pela concepção da tensão confinante constante (OSR) e da tensão principal menor constante (SL). Para a análise OSR foi calculado o valor da função de plastificação em função dos invariantes  $I_1$ ,  $J_2$  e  $\theta$ , sendo que o valor do de  $J_2$  neste estado foi tido como o valor de tensão mobilizada. Mantendo  $I_1$  constante,  $J_2$  foi alterado até que o estado de tensões correspondesse ao estado de plastificação ( $F=0$ ), e este valor de  $J_2$  foi tido como a resistência máxima. Com isso, foi possível calcular o fator de segurança OSR pela razão entre a raiz quadrada de  $J_2$  máximo e a raiz quadrada de  $J_2$  mobilizado.

Como o processamento do *software* se deu com o sistema de suporte simulado com um modelo constitutivo linear elástico, sem nenhum critério de ruptura, vários pontos apresentavam um valor positivo para a função de plastificação (violando a condição de consistência do material). Alguns destes valores estavam muito acima de zero, criando assim

dificuldades para convergência do valor de resistência máxima. Nestes casos foi considerada uma fórmula auxiliar para o cálculo do fator de segurança, sem significado físico criterioso.

Esta concepção menos criteriosa não afeta a análise, pois, todos os pontos onde ela foi aplicada já estavam sobre ruptura e apresentavam fator de segurança inferior à unidade. O fator de segurança nestes casos foi calculado por:

$$FS = \frac{1}{1+F} \quad (4.9)$$

onde F é o valor da função de plastificação no ponto.

Em casos onde a equação da função de plastificação permita que se isole o invariante de tensão que representa a tensão desviadora, o valor deste invariante para que a função de plastificação seja nula pode ser diretamente determinado, sem a necessidade de uma ferramenta interativa e sem a ocorrência deste tipo de problema.

Para a análise SL foi calculado o valor da função de plastificação em função dos invariantes  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ , sendo que o valor de  $\sigma_1$  neste estado foi tido como o valor de tensão mobilizada. Mantido  $\sigma_3$  constante,  $\sigma_1$  foi alterado até a plastificação e este valor foi tipo como a resistência máxima. Com isso o fator de segurança SL foi calculado pela razão entre a diferença  $\sigma_1 - \sigma_3$  máxima e mobilizada. Neste caso também ocorreram problemas de interação para pontos onde o estado de tensão implicava em valores da função de plastificação muito acima de zero. Nestes casos também foi utilizada a Equação 4.9, novamente sem prejuízo a análise por se tratarem de pontos onde  $FS < 1$ , logo, acima da envoltória de ruptura.

## 5. RESULTADOS

Este capítulo descreve os resultados das análises de ruptura pelas duas metodologias propostas no projeto: os diagramas de interação momento-normal bidimensionais e o critério de ruptura de Ottosen. Os resultados serão apresentados para cada modelo descrito no Item 4.2.

### 5.1. DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO-NORMAL

Os diagramas de interação momento-normal foram traçados de acordo com a resistência característica à compressão de 25 MPa e a metodologia de fatores de segurança parciais e estimativa da resistência à tração da NBR 6118 (ABNT, 2003), como descrito no Item 4.3. Os resultados de esforço normal e momento fletor foram computados nos pontos da superfície descrito na Figura 4.8. Estes resultados foram combinados nas seis possíveis combinações descritas na Figura 4.9 e foram marcados em um gráfico com a envoltória de resistência.

#### 5.1.1. ANÁLISE DE RUPTURA GERAL

Estes resultados dos seis modelos para análise do efeito da parcialização da escavação (Figura 4.2) estão nas Figuras 5.1 a 5.6. Os modelos são descritos pela parcialização da escavação (plena – 360° e parcial – 180°) e pela profundidade das etapas de escavação (2, 4 e 8 m).

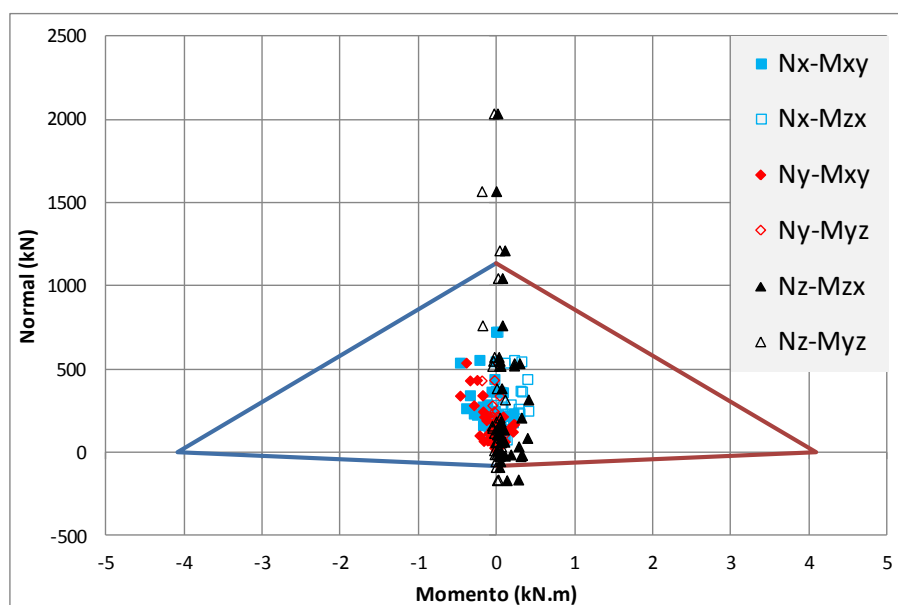
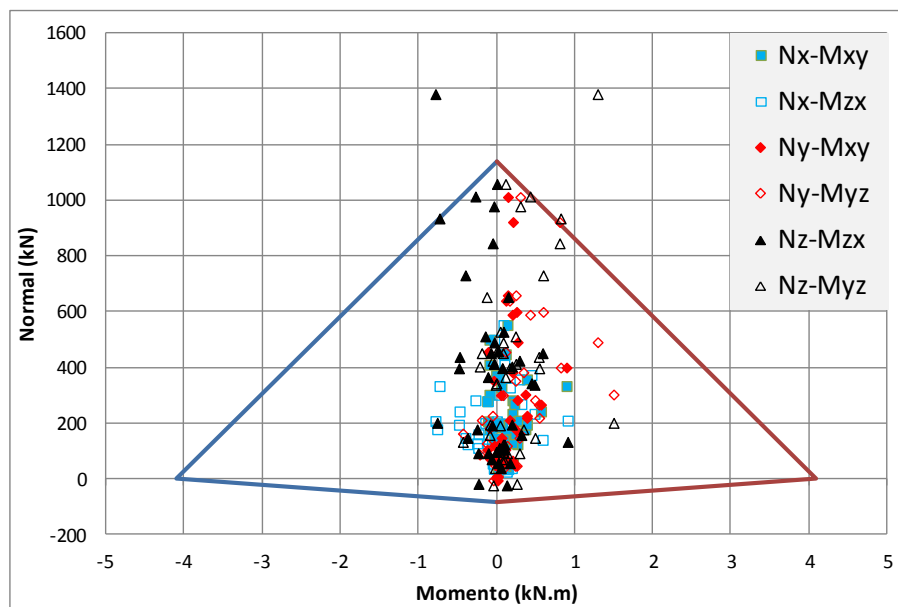


Figura 5.1 – Esforços M-N – Modelo 360-2m

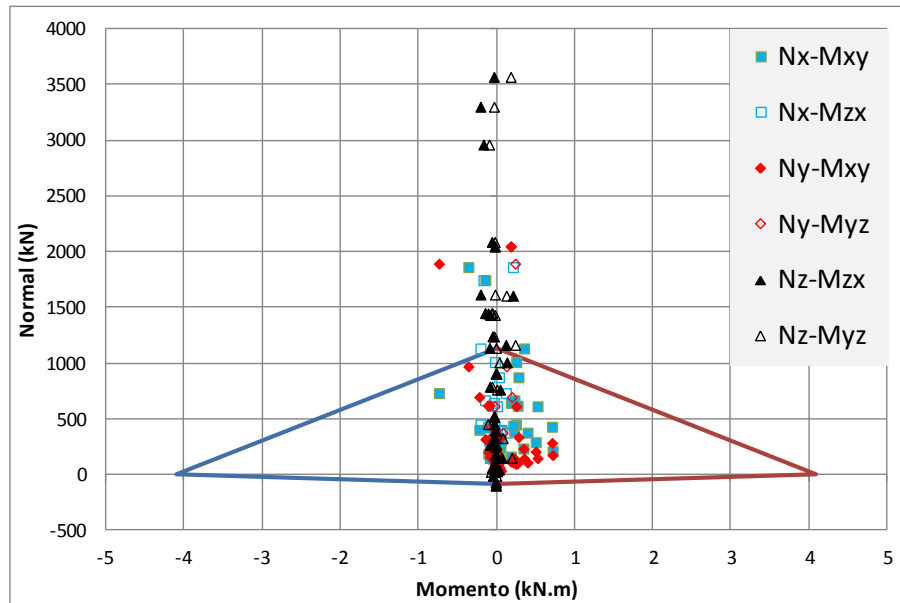


O modelo com escavação plena e avanço vertical de 2 m (360-2m) apresentou nove pontos da malha com ruptura, ou seja, com valores momento-normal externos ao diagrama de interação momento-normal. Analisando os resultados da Figura 5.1 pode-se perceber que o tipo de esforço predominante na estrutura foi normal de compressão. O baixo nível dos esforços fletores corrobora com a hipótese de que o sistema de suporte opera como um anel de parede delgada, com baixa rigidez à flexão. Todos os pontos sobre ruptura são das duas combinações de momentos fletores com o esforço normal vertical ( $N_z$ ), tanto sobre compressão ( $N > 0$ ), quanto sobre tração ( $N < 0$ ). Com este tipo de representação não é possível identificar quais as regiões do sistema de suporte foram mais afetadas, somente se houve ou não ruptura de algum ponto do sistema.



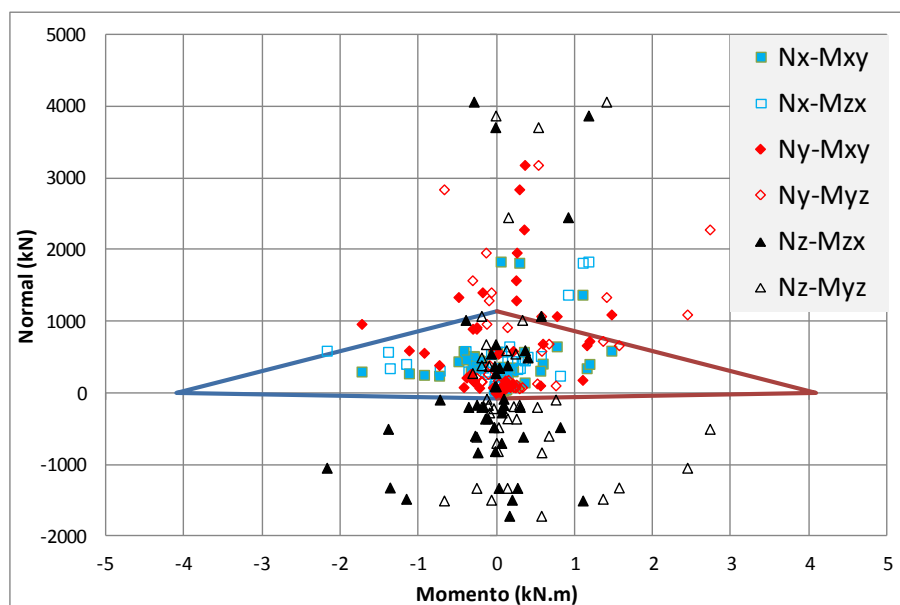
**Figura 5.2 – Esforços M-N – Modelo 180-2m**

O modelo com escavação parcializada e avanço vertical de 2 m (180-2m) apresentou somente dois pontos da malha com ruptura. Analisando os resultados da Figura 5.2 pode-se perceber que o tipo de esforço predominante na estrutura foi normal de compressão, porém houve uma maior expressão de esforços fletores como consequência da parcialização. Os dois pontos de ruptura são, novamente, das duas combinações de momentos fletores com o esforço normal vertical, neste caso somente sobre compressão. Também é possível perceber esforços no limiar dos diagramas em combinações de momentos fletores com o esforço normal na direção Y.



**Figura 5.3– Esforços M-N – Modelo 360-4m**

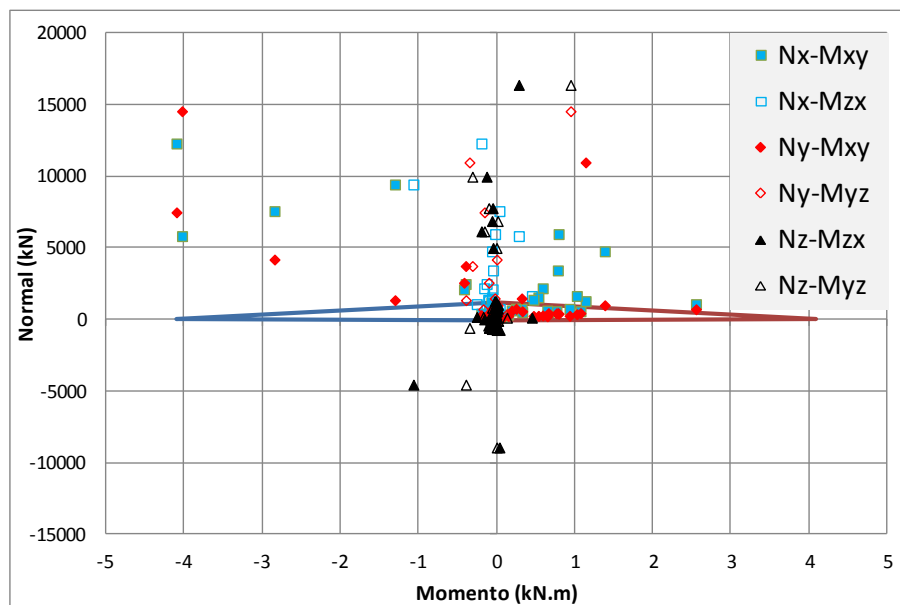
O modelo com escavação plena e avanço vertical de 4 m (360-4m) apresentou mais de trinta pontos da malha com ruptura. Analisando os resultados da Figura 5.3 vê-se novamente que o tipo de esforço predominante na estrutura foi normal de compressão, com alguma expressão de esforço fletores positivos. A predominância dos pontos sobre ruptura ocorre com o esforço normal vertical de compressão. Neste caso também ocorreu ruptura com os esforços normais nas direções X e Y.



**Figura 5.4– Esforços M-N – Modelo 180-4m**

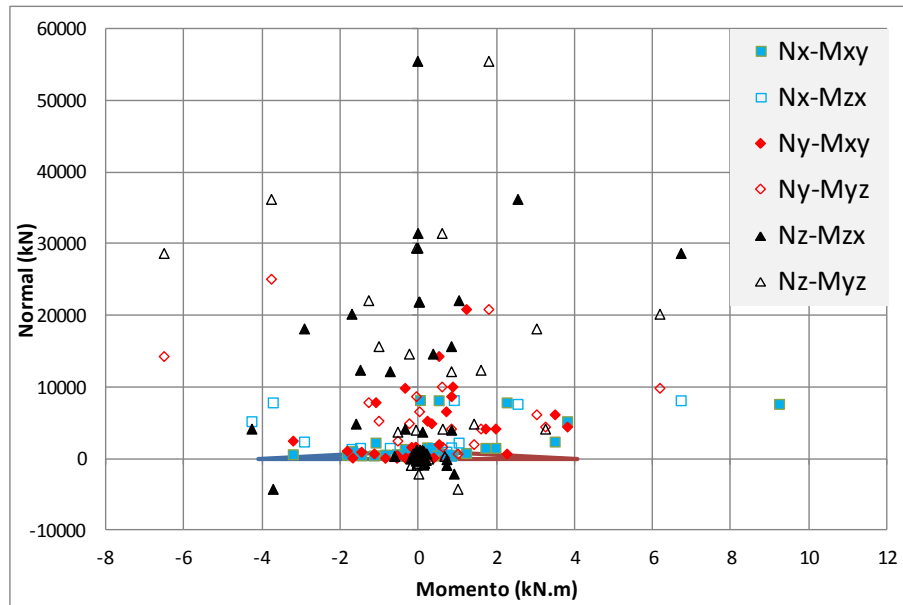
O modelo com escavação parcializada e avanço vertical de 4 m (180-4m) apresentou mais da metade dos pontos da malha com ruptura. Analisando os resultados da Figura 5.4 percebe-se um padrão de esforços novo. Novamente ocorreu uma expressão maior dos esforços de flexão, entretanto, neste modelo incidiram significativos esforços normais de tração. O padrão de incremento nos momentos fletores em relação ao modelo de escavação plena permanece.

A escala das tensões foi quase a metade dos esforços de compressão, porém, considerando a baixa resistência à tração do concreto, foram igualmente importantes na ocorrência de ruptura. Novamente ocorreu ruptura com esforços normais das três direções, entretanto, somente na direção vertical houve a ocorrência de tração.



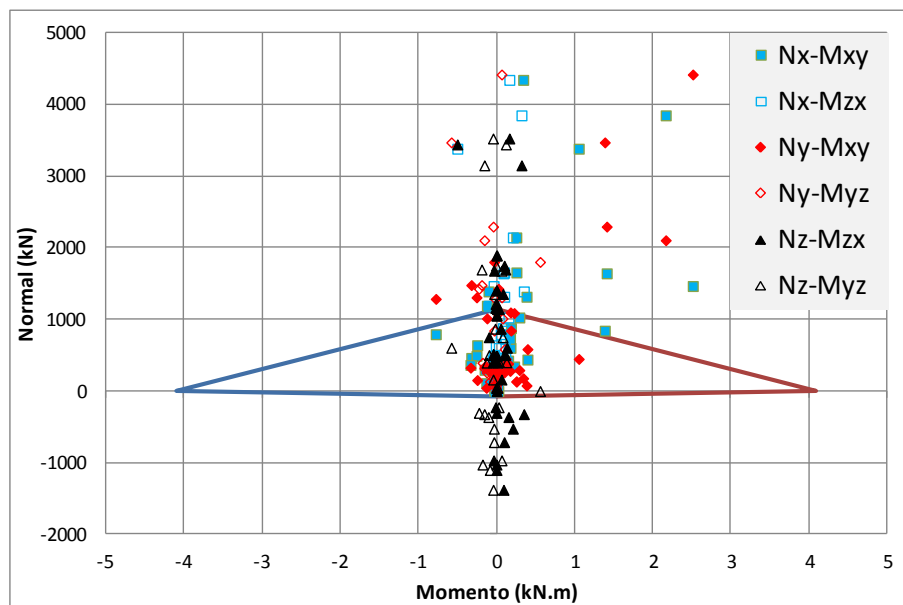
**Figura 5.5– Esforços M-N – Modelo 360-8m**

O modelo com escavação plena e avanço vertical de 8 m (360-8m) apresentou ruptura generalizada. Analisando os resultados da Figura 5.5 percebe-se um padrão de esforços novamente com predominância de compressão, e expressão marcante dos esforços fletores. A escala das tensões apresentou-se muito acima do diagrama de resistência, chegando até 17 MN de compressão e 8 MN de tração. Ocorreu ruptura com esforços normais das três direções, entretanto, novamente só na direção vertical houve a ocorrência de tração. Os maiores momentos fletores ocorreram nas direções X e Y.



**Figura 5.6– Esforços M-N – Modelo 180-8m**

O modelo com escavação parcializada e avanço vertical de 8 m (180-8m) apresentou ruptura generalizada. Analisando os resultados da Figura 5.6 percebe-se um padrão de esforços semelhante ao modelo 360-8m, porém com esforços ainda maiores tanto de compressão quanto de flexão, como no modelo com avanço vertical de 4 m. As tensões chegaram a até 55 MN de compressão e 5 MN de tração. Novamente só houve ocorrência de tração na direção vertical.

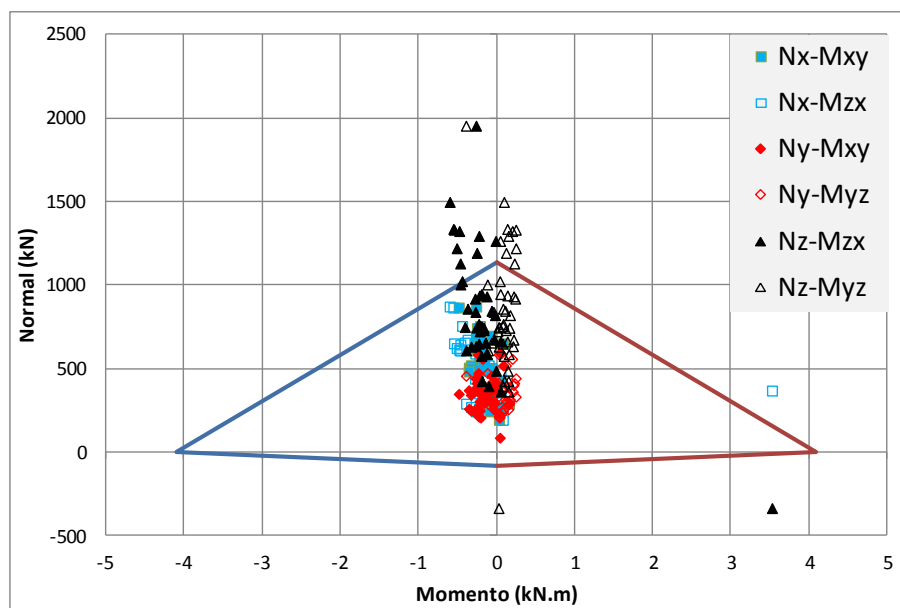


**Figura 5.7 – Esforços M-N – Modelo HOR**

Os resultados dos dois modelos para análise do efeito da inclinação das litologias (Figura 4.4) estão nas Figuras 5.7 e 5.8. Os modelos são classificados entre litologia horizontalizada (HOR) e litologia inclinada (INC).

Para a sequencia construtiva do modelo com litologia horizontalizada, os resultados da Figura 5.7 indicam um padrão de solicitações distinto ao esperado para um modelo de escavação plena. Houve significativa expressão dos momentos fletores e assimetria na sua distribuição. Não foi possível identificar a causa desta ocorrência.

Ocorre ruptura nos pares com esforço normal vertical tanto por tração quanto por compressão. Há uma expressão de esforços fletores nos planos horizontais. Diferentemente dos modelos já analisados, neste caso ocorreram valores extremos de compressão nos sentidos X e Y, ao invés da direção vertical dos outros modelos.



**Figura 5.8 – Esforços M-N – Modelo INC**

Os resultados do modelo com litologia inclinada (Figura 5.8) indicam cerca de 20 pontos da malha em ruptura, menos do que o modelo de litologia horizontalizada. Com exceção de um ponto, todos os pontos sobre ruptura ocorreram sobre o par momento-normal com esforço normal vertical. Os níveis de esforço normal alcançaram até 2MN de intensidade.

### 5.1.2. ANÁLISE DE RUPTURA POR SEÇÕES VERTICAIS

Nas análises de ruptura geral (Item 5.1.1) não era possível identificar as regiões do sistema de suporte onde ocorriam os pontos em ruptura. Foi possível identificar que a componente mais crítica em quase todos os casos foi o par Nz-Myz. Sendo assim esta seção do texto analisa somente a componente Nz-Myz para os seis casos já apresentados, ao longo da profundidade do poço, em intervalos de 8 em 8 m.

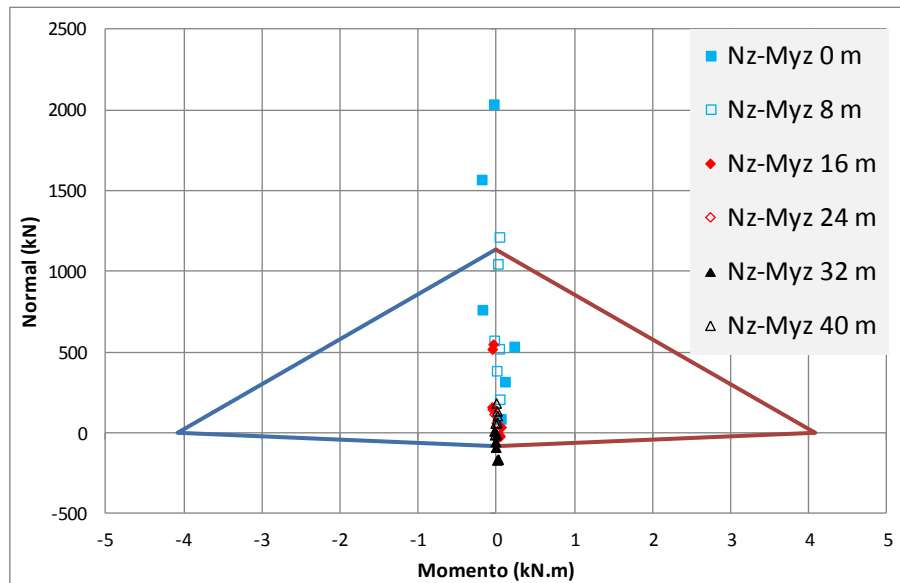
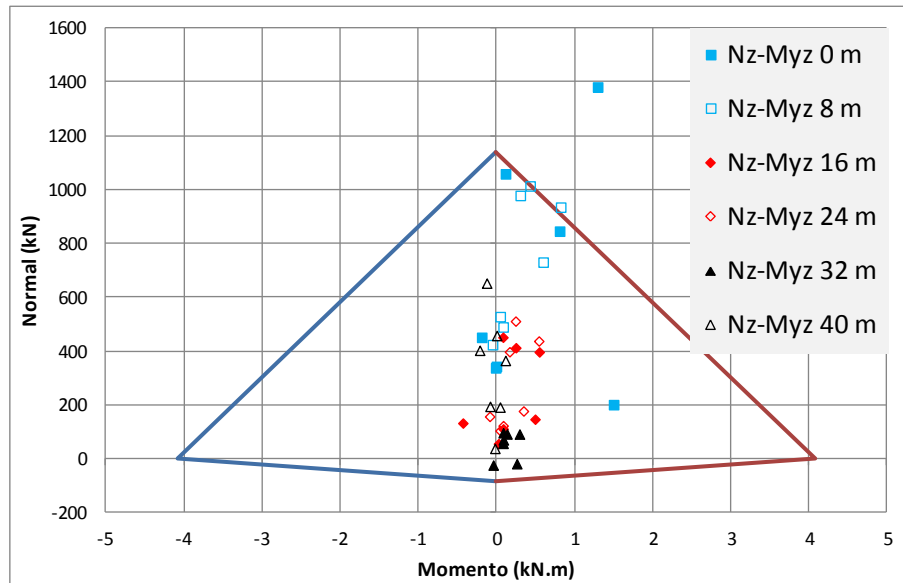


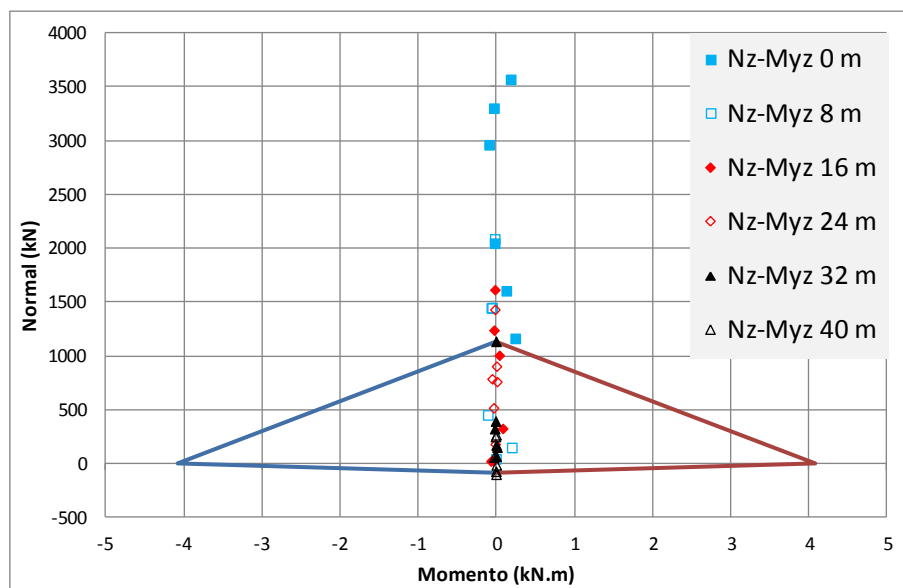
Figura 5.9 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-2m

Os resultados do modelo 360-2m (Figura 5.9) mostram que os trechos mais superficiais do poço são os que estão sobre maior solicitação, principalmente até os 8 m de profundidade. Este resultado corrobora com os padrões de deslocamento apresentados por Dias (2011) onde grande parte dos deslocamentos no sentido de convergência da escavação ocorria até os 15 m de profundidade.



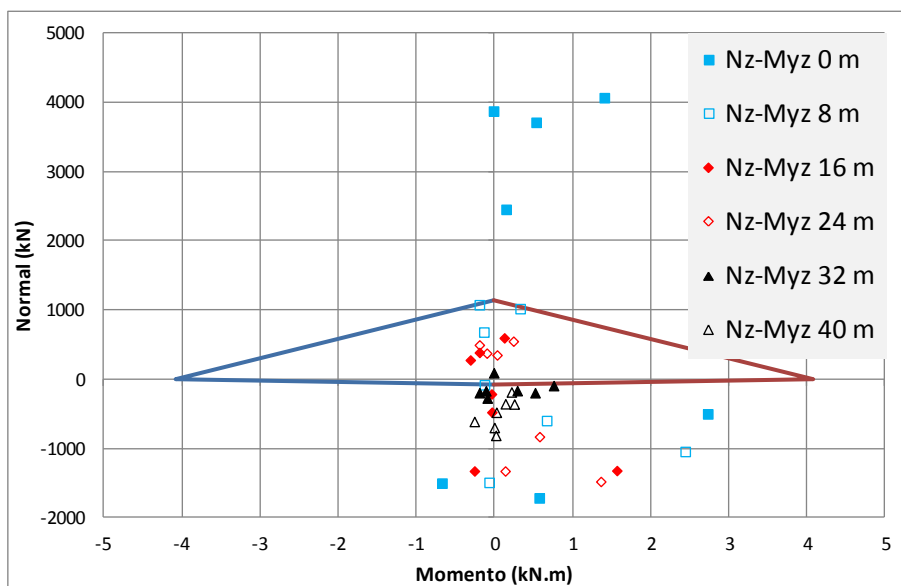
**Figura 5.10 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-2m**

Os resultados do modelo 180-2m (Figura 5.10) confirmam a avaliação do modelo 360-2 não só em termos de esforços normais, mas também em relação aos momentos fletores, significativamente maiores até os 8 m de profundidade.



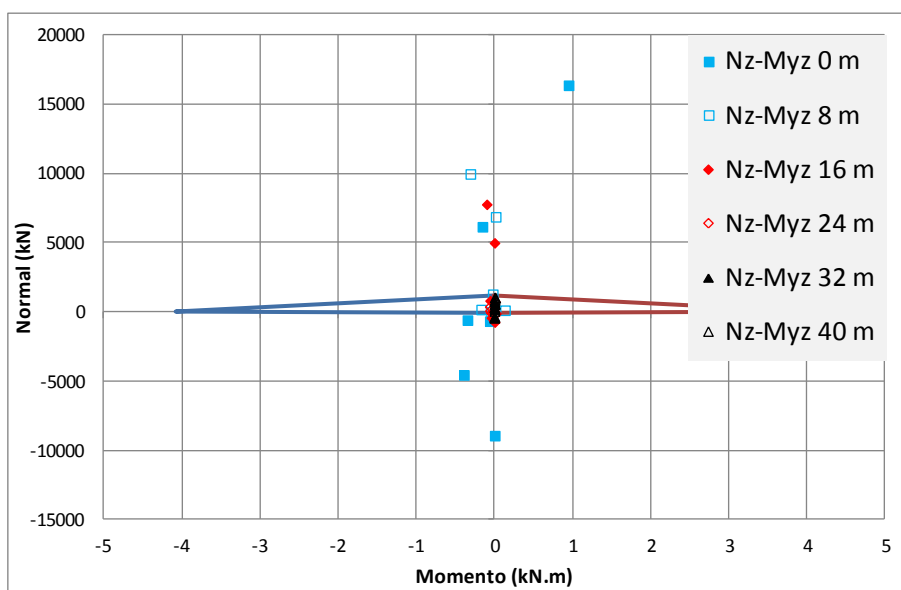
**Figura 5.11 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-4m**

Os resultados do modelo 360-4m (Figura 5.11) apresentam os picos de esforço normal na superfície do poço, e esforços medianos entre 8 e 24 m de profundidade. Como nos outros casos, os menores esforços estão às maiores profundidades: 32 e 40 m.



**Figura 5.12 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-4m**

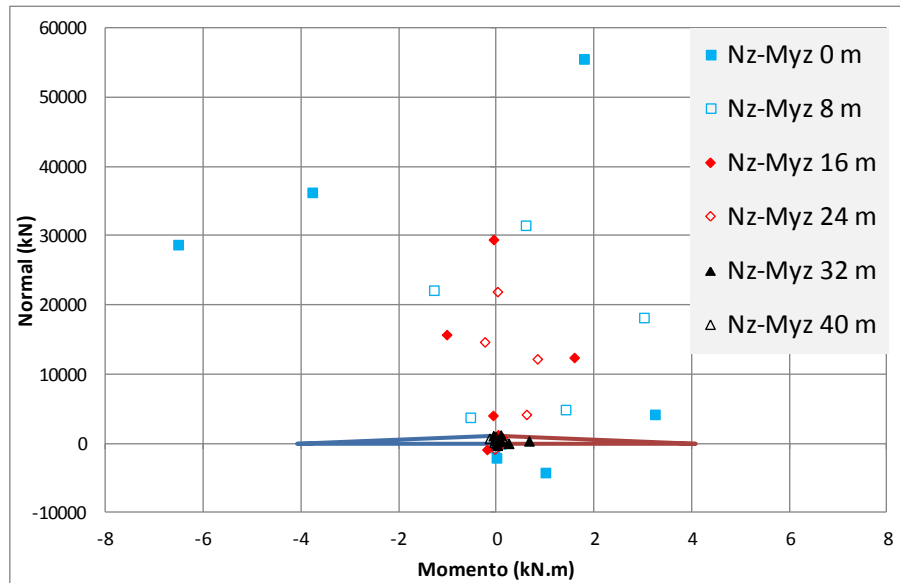
Os resultados do modelo 180-4m (Figura 5.12) apresentam os picos de esforço normal na superfície do poço, e esforços medianos entre 8 e 24 m de profundidade. Como nos outros casos, os menores esforços estão às maiores profundidades: 32 e 40 m.



**Figura 5.13 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 360-8m**

Os resultados do modelo 360-8m (Figura 5.13) também apresentam ruptura entre 0 e 8 m, e alguns pontos à 16 m. Mesmo neste modelo, onde houve um dos maiores índices de pontos sobre ruptura, abaixo dos 32 m o sistema de suporte apresenta-se na região interna ao diagrama de interação momento-normal.

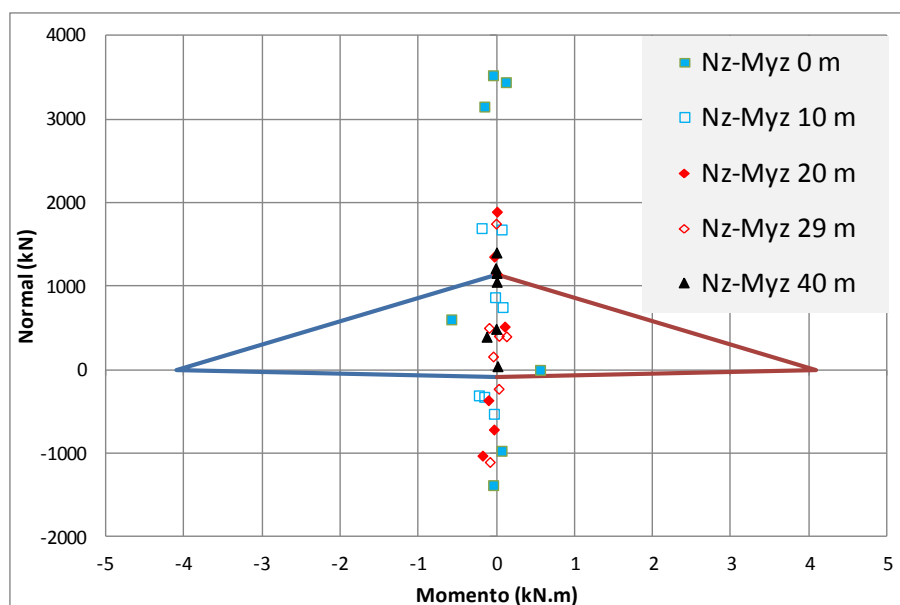




**Figura 5.14 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo 180-8m**

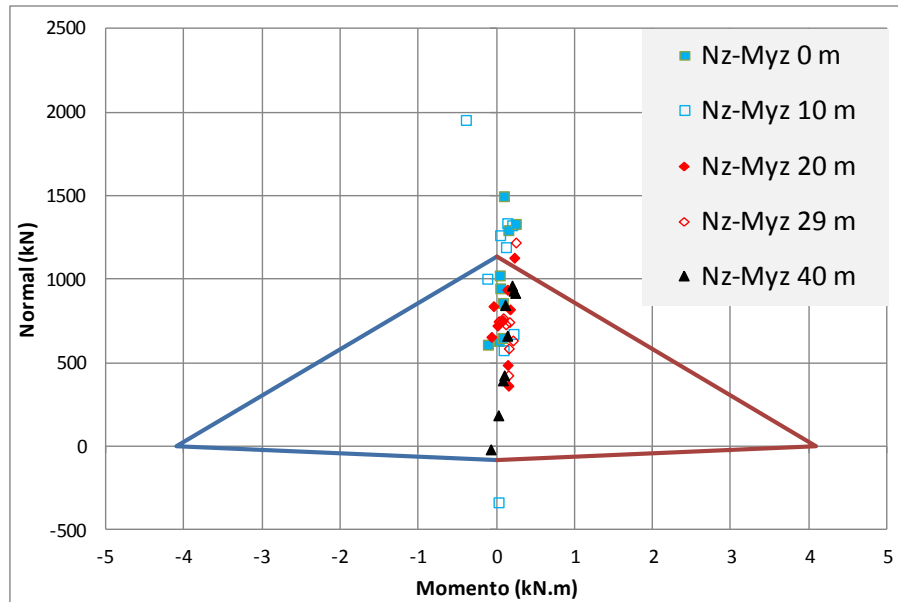
Os resultados do modelo 180-8m (Figura 5.14) apresentam ruptura entre 0 e 16 m. Novamente abaixo dos 32 m o sistema de suporte apresenta-se na região interna ao diagrama de interação momento-normal.

Também foi analisada a configuração de ruptura para o par momento normal Nz-Myz ao longo da profundidade para os dois modelos de análise do efeito da inclinação das litologias. Os resultados estão nas Figuras 5.15 e 5.16.



**Figura 5.15 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo HOR**

O modelo com litologia horizontalizada (Figura 5.15) apresenta ruptura principalmente entre 0 e 20 m nos pares com esforço normal vertical, tanto por tração quanto por compressão. Até 29 m ocorreram alguns pontos sobre ruptura.

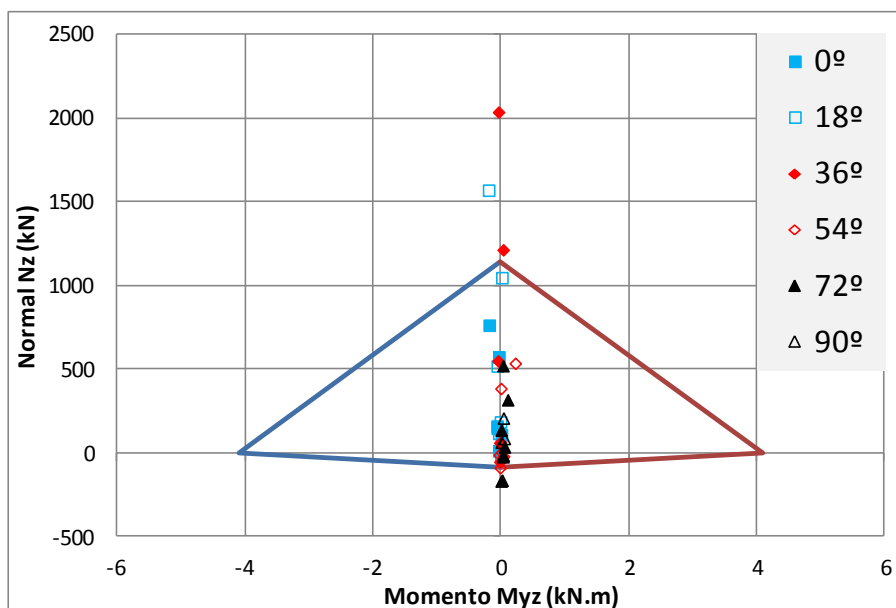


**Figura 5.16 – Componente Nz-Myz ao longo da profundidade – Modelo INC**

Os resultados do modelo com litologia inclinada (Figura 5.16) novamente indicam menos pontos sobre ruptura do que o modelo com litologia horizontalizada. Neste caso houve predominância de ruptura até 10 m de profundidade e somente um ponto apresentou ruptura por tração.

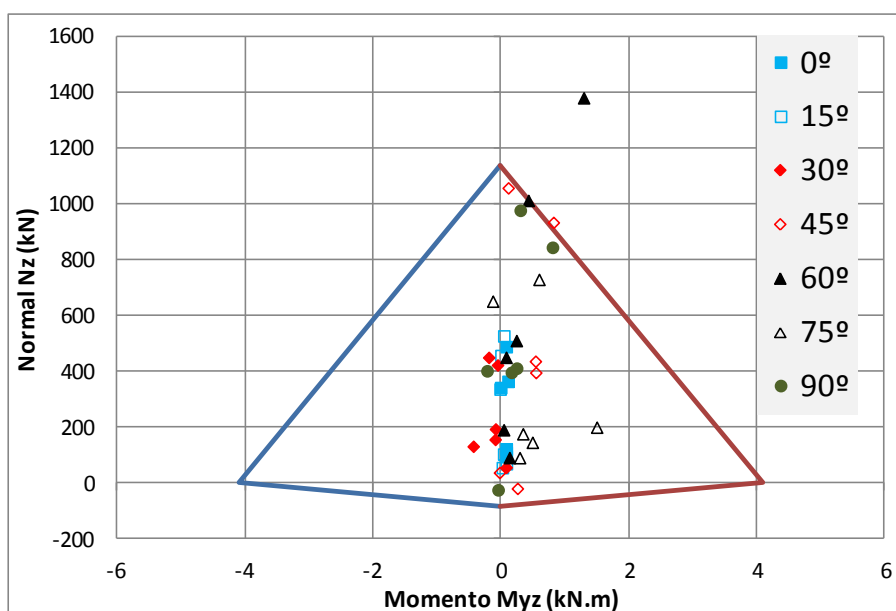
### 5.1.3. ANÁLISE DE RUPTURA POR SEÇÕES RADIAIS

Já foram determinados os pontos de ruptura geral (Item 5.1.1) e ao longo da profundidade (5.1.2). Para que se complete a avaliação espacial da ruptura será feita uma análise ao longo de seções radiais do sistema de suporte da componente Nz-Myz. Deve-se relembrar que com exceção do modelo INC, todos os outros modelos contavam com duas seções de simetria, e por isso, somente ¼ do modelo foi simulado. Com isso as seção vão de 0 à 90° para todos os modelos de litologia horizontalizada, e de 0 a 180° para o modelo de litologia inclinada, que só possui uma seção de simetria. Os resultados estão nas Figuras 5.17 a 5.24.



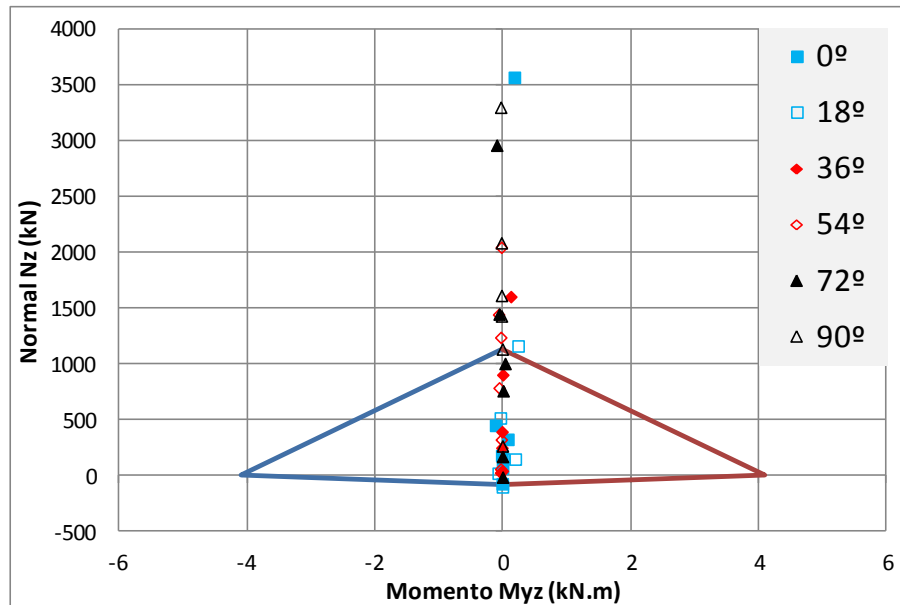
**Figura 5.17 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-2m**

A Figura 5.17 traz os resultados do modelo 360-2m ao longo das seções 0, 18, 36, 54, 72 e 90°. Vê-se que ocorreu ruptura por compressão em duas seções, 18° e 36° e por tração em um ponto à 72°. Nos extremos de 0 e 90° e na seção de 54° não ocorreu ruptura em nenhuma profundidade.



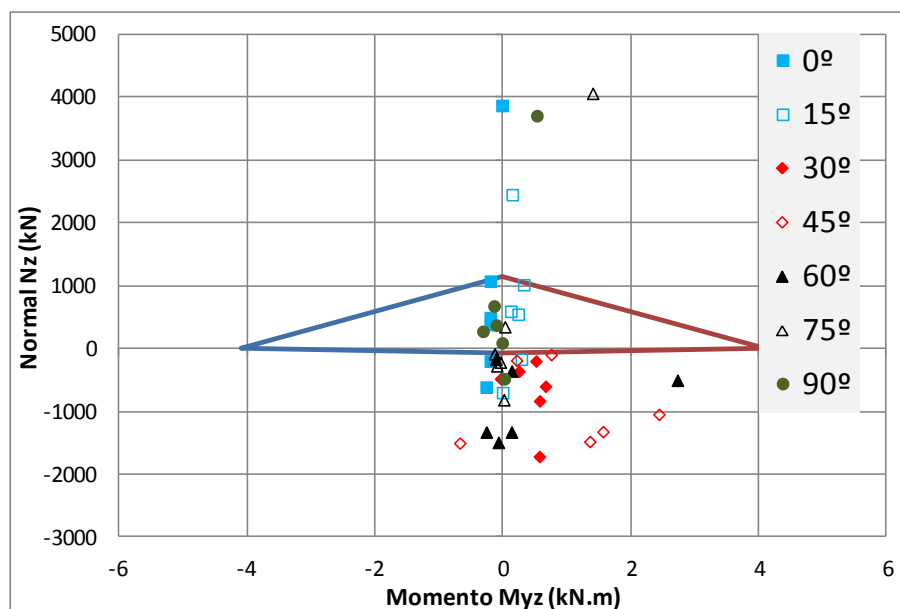
**Figura 5.18 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-2m**

A Figura 5.18 traz os resultados do modelo 180-2m ao longo das seções 0, 15, 30, 45, 60, 75 e 90°. A ruptura ocorre somente nas seções a 45 e 60°. Os valores de momento fletor são expressivos somente nas seções de 45, 60 e 75°.



**Figura 5.19 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-4m**

Os resultados do modelo 360-4m estão na Figura 5.19, ao longo das mesmas seções radiais do modelo 360-2m. Neste modelo a ruptura se deu predominantemente nos extremos da seção, a 0° e 18° e a 72° e 90°. Também ocorre ruptura em dois pontos à 36° e 54°, com menor expressão.



**Figura 5.20 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-4m**

Os resultados do modelo 180-4m estão na Figura 5.20, ao longo das mesmas seções radiais do modelo 180-2m. Neste modelo a ruptura foi mais generalizada, entretanto com um pequeno

destaque às seções centrais de 30° a 60°. A maior expressão de momento fletores se deu nas seções entre 45° e 75°.

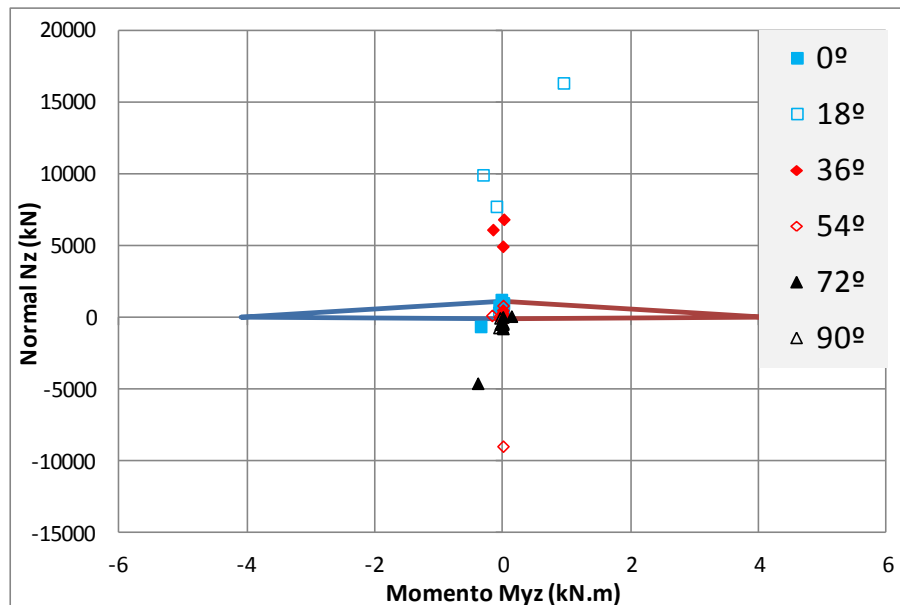


Figura 5.21 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 360-8m

O modelo 360-8m apresenta ruptura em quase todas as seções radiais, como se vê na Figura 5.21, com exceção das seções extremas de 0° e 90°.

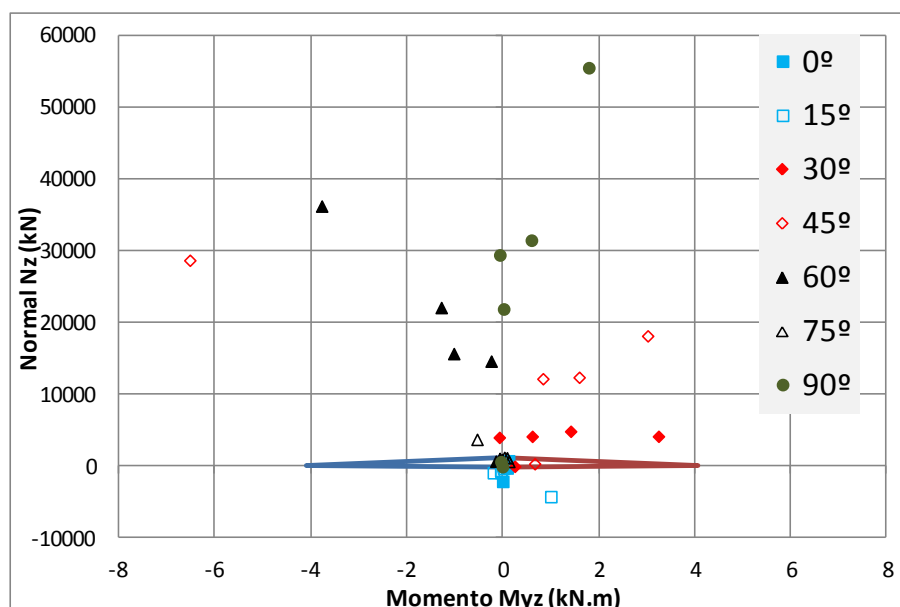


Figura 5.22 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo 180-8m

Já o modelo 180-8m apresenta ruptura em todas as seções, como se vê na Figura 5.22. O momento fletor foi mais evidente nas seções a 30° e a 45°.

Também foi analisada a configuração de ruptura para o par momento normal Nz-Myz ao longo das seções radiais para os dois modelos de análise do efeito da inclinação das litologias. Os resultados estão nas Figuras 5.23 e 5.24.

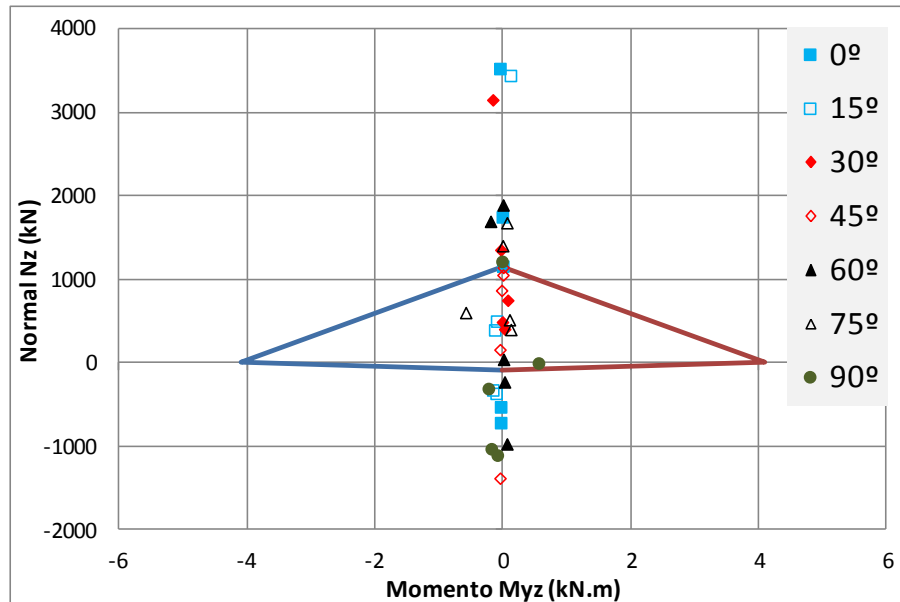


Figura 5.23 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo HOR

O modelo de litologia horizontalizada (Figura 5.23) apresenta ruptura em todas as seções de análise. Houve uma expressão pouco evidente de momentos fletores a 75° e a 90°.

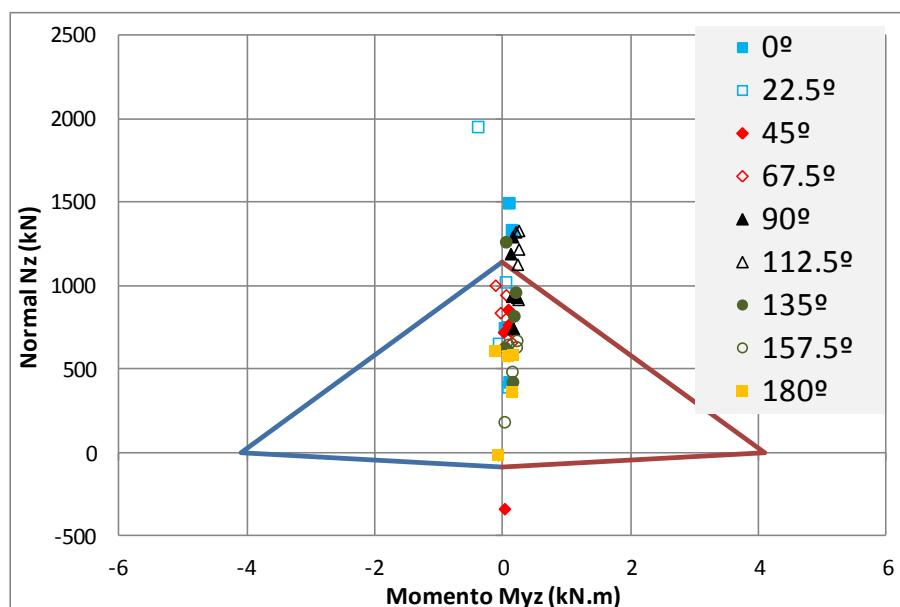
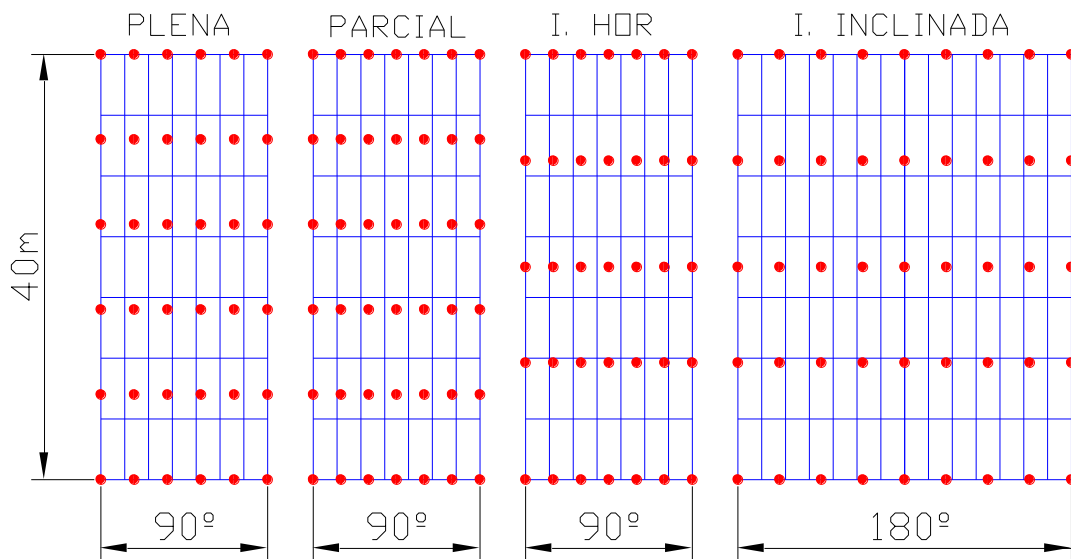


Figura 5.24 – Componente Nz-Myz em seções radiais – Modelo INC

O modelo de litologia inclinada (Figura 5.24) apresentou ruptura principalmente nas seções a  $0^\circ$ ,  $22,5^\circ$ ,  $90^\circ$  e  $112,5^\circ$ . Não houve seções com maior destaque em relação ao momento fletor.

## 5.2. CRITÉRIO DE RUPTURA DE OTTOSEN

O critério de ruptura de Ottosen foi analisado de acordo com a metodologia descrita no Item 4.3 e a resistência característica à compressão de 25 MPa. Os fatores de segurança obtido pela metodologia SL e OSR foram avaliados pela superfície planificada do sistema de suporte.



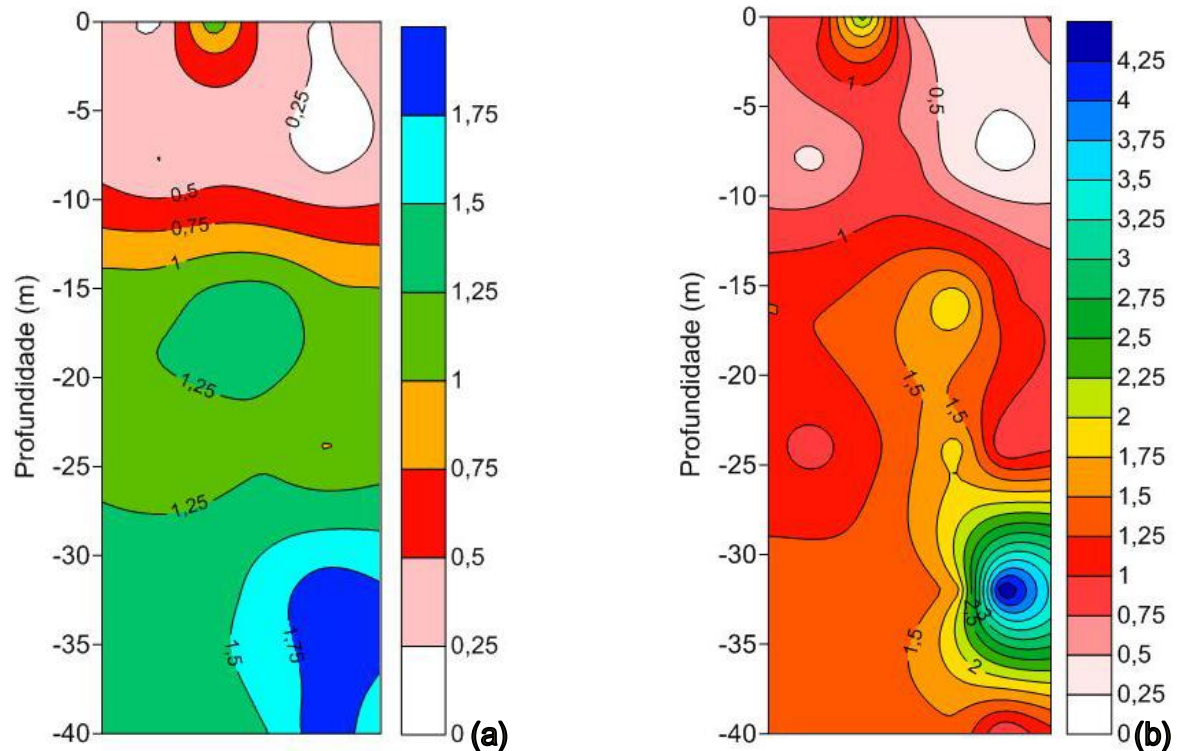
**Figura 5.25 – Malha de pontos da superfície planificada do sistema de suporte**

As superfícies planificadas com os pontos de avaliação das tensões estão na Figura 5.25. A malha PLENA se refere aos modelos com escavação plena, a malha PARCIAL se refere aos modelos com escavação parcializada, a malha I.HOR se refere ao modelo de litologia horizontalizada da análise de influência da inclinação da geologia e a malha I.INCLINADA se refere ao modelo de litologia inclinada da mesma análise.

Os resultados são exibidos por isolinhas de fatores de segurança SL e OSR, agrupados entre os modelos de mesmo passo de avanço vertical de escavação.

### 5.2.1. FATORES DE SEGURANÇA TIPO SL

Os fatores de segurança do tipo SL (tensão principal menor constante) foram estimados de acordo com a metodologia descrita no Item 4.3. Os resultados estão nas Figuras 5.26 a 5.29.



**Figura 5.26 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-2m e 180-2m**

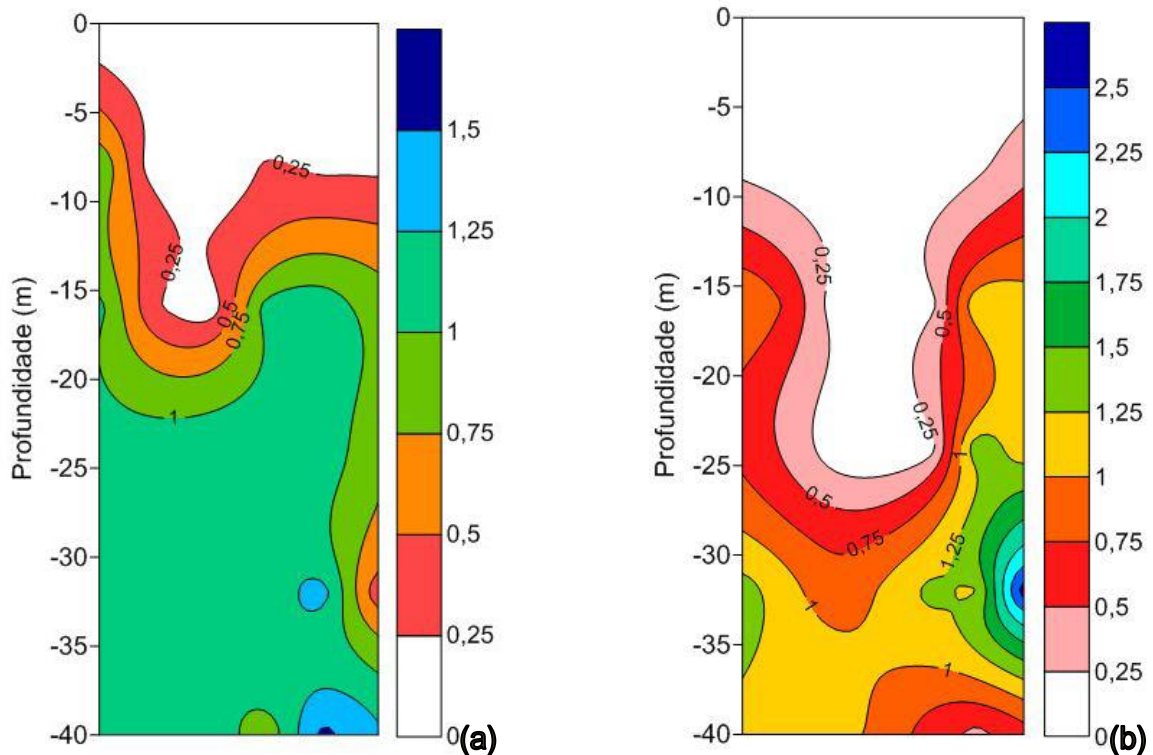
Os resultados do modelo com escavação plena e avanço vertical de 2 m (Figura 5.26a) e do modelo com mesmo avanço vertical, e escavação parcializada (Figura 5.26b) indicam que houve ruptura do sistema de suporte ( $FS < 1$ ) entre a superfície e 14 m de profundidade. O modelo com escavação plena apresenta isolinhas de fator de segurança relativamente horizontais, destacando a homogeneidade das solicitações ao sistema de suporte.

O modelo com escavação parcializada não apresenta esta característica, o trecho mais a direita da figura, que representa a seção radial entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$  apresenta um menor fator de segurança.

Ressalta-se que os fatores de segurança inferiores a unidade só são computados, pois o processamento do modelo de elementos finitos foi realizado com um modelo sem critério de ruptura para o sistema de suporte. A magnitude destes valores também deve ser observada com cautela, pois em muitos casos seu valor foi estimado pela Equação 4.9.

Abaixo dos 15 m de profundidade, o revestimento apresenta fator de segurança superior a 1,25. No modelo de escavação parcializada houve um ponto de concentração de fatores de segurança que, para efeitos práticos, não é de grande representatividade.

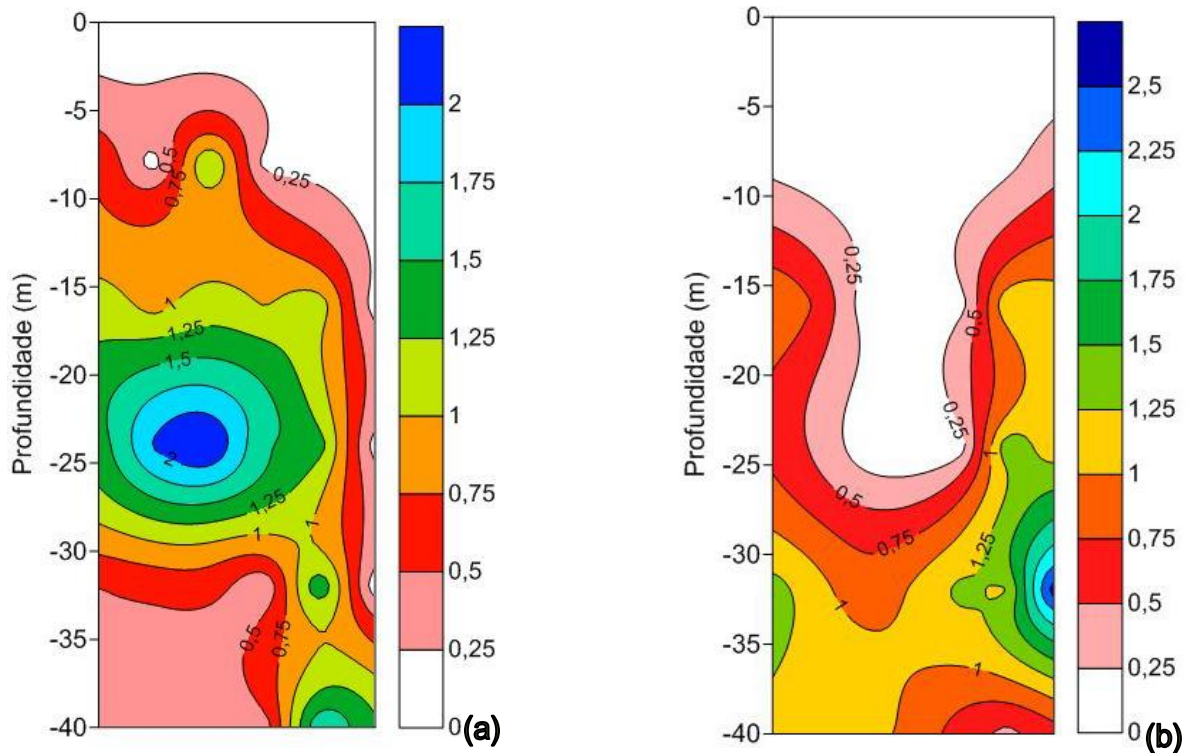




**Figura 5.27 – Isolinas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-4m e 180-4m**

Os resultados do modelo 360-4m (escavação plena e avanço vertical de quatro metros) e do modelo 180-4m (escavação parcializada e avanço vertical de quatro metros) estão nas Figuras 5.27a e 5.27b respectivamente. Ambos os modelos apresentam uma região com decréscimo do fator de segurança, entre 15° e 30° para o modelo 360-4m e entre 30° e 60° para o modelo 180-4m. No modelo 180-4m houve maior fator de segurança entre 45° e 90° da seção.

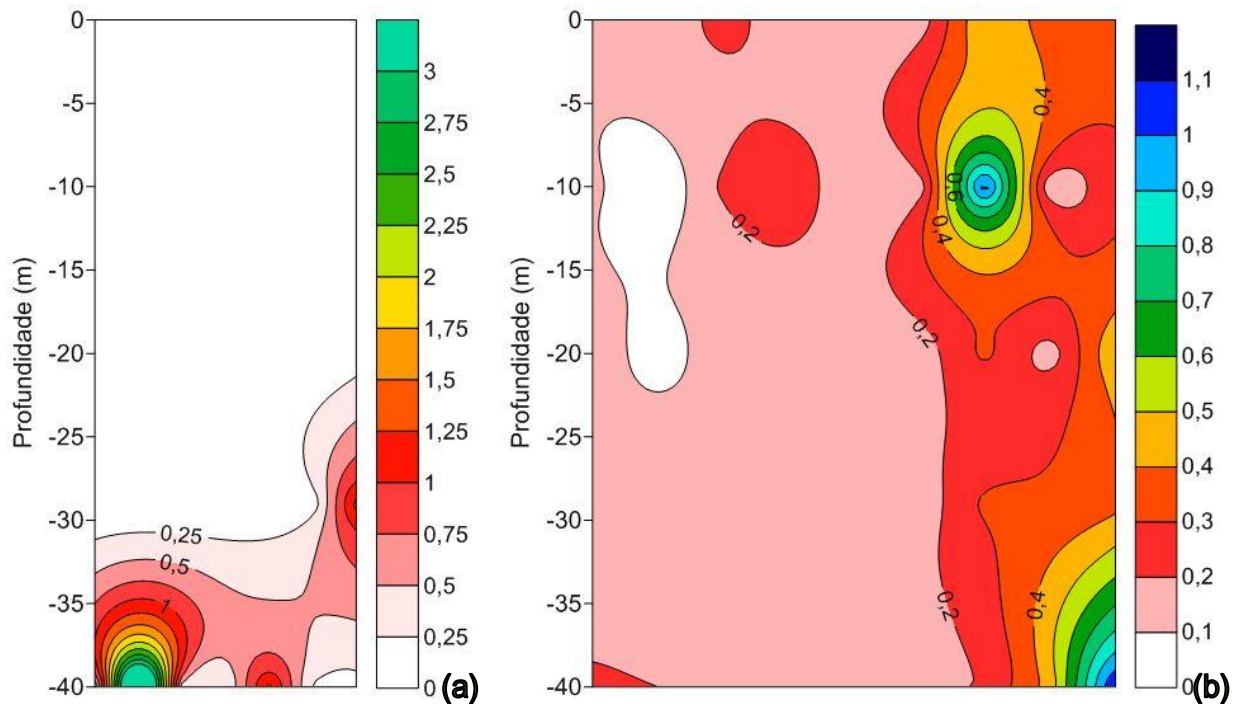
Entretanto, o modelo de escavação parcializada apresentou fatores de segurança bem inferiores ao modelo de escavação plena. Enquanto o modelo 360-4m apresenta ruptura entre 0 e 20 m em grande par da seção, o modelo 180-4m estende a zona de ruptura até praticamente 30 m de profundidade. Ambos os modelos apresentam fator de segurança pouco superior à unidade em grande parte da seção não plastificada.



**Figura 5.28 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo 360-8m e 180-8m**

Os resultados do modelo 360-8m e do modelo 180-8m estão nas Figuras 5.28a e 5.28b respectivamente. Como já apresentado no Item 5.1, os modelos com avanço vertical de 8 m apresentam ruptura generalizada do sistema de suporte. O modelo de escavação plena apresentou ruptura em praticamente 2/3 da seção, com fator de segurança maior do que um apenas entre 15 e 28 m de profundidade. O modelo de escavação parcializada apresenta ruptura entre a superfície e 30 m de profundidade, ou seja, ruptura em  $\frac{3}{4}$  da seção.

Finalmente são apresentadas as isolinhas de fatores de segurança para os dois modelos de análise do efeito da inclinação das litologias. Ressalta-se que o modelo com litologia inclinada apresenta somente uma seção de simetria, sendo assim foi necessário simular o modelo com sistema de suporte entre  $0^\circ$  e  $180^\circ$ .



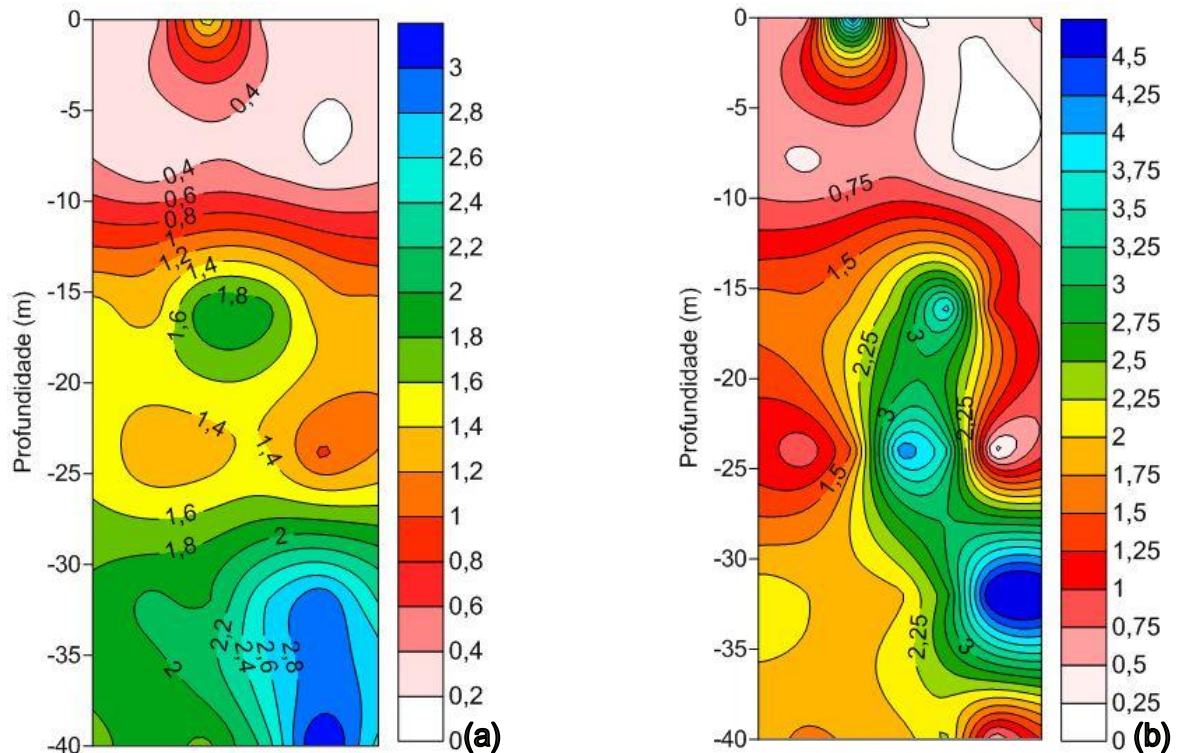
**Figura 5.29 – Isolinhas de Fatores de Segurança SL – Modelo HOR e INC**

Os resultados do modelo com litologia horizontalizada (Figura 5.29a) e com litologia inclinada (Figura 5.29b) indicam uma ruptura generalizada do revestimento, provendo assim pouca margem para análise dos resultados.

Uma evidência do modelo INC é que a ruptura da seção foi mais evidente entre 0 e 90°, onde a disposição geológica apresentava materiais menos resistentes e mais deformáveis (Figura 4.1).

### **5.2.2. FATORES DE SEGURANÇA DO TIPO OSR**

Os fatores de segurança do tipo OSR (tensão confinante constante) foram estimados de acordo com a metodologia descrita no Item 4.3. Os resultados estão nas Figuras 5.30 a 5.33.

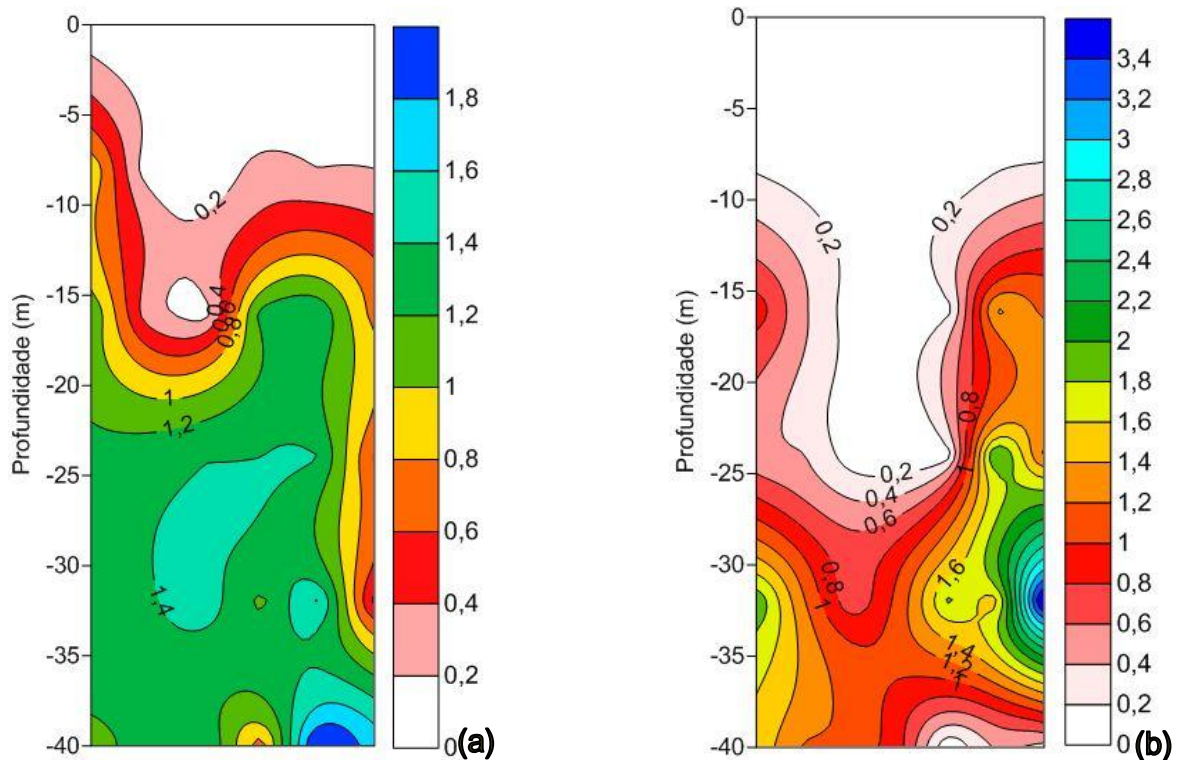


**Figura 5.30 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-2m e 180-2m**

Os resultados do modelo 360-2m (Figura 5.30a) e do modelo 180-2m (Figura 5.30b) indicam que houve ruptura do sistema de suporte ( $FS < 1$ ) entre a superfície e 13 m de profundidade. O modelo com escavação plena apresenta isolinhas de fator de segurança relativamente constantes ao longo do perfil radial.

O modelo com escavação parcializada apresenta uma maior plastificação entre  $75^\circ$  e  $90^\circ$ , levando o suporte à ruptura até 25 m de profundidade, por efeito do arqueamento da escavação parcializada. Abaixo dos 15 m de profundidade, o revestimento apresenta fator de segurança superior a 1,5. Ambos os modelos atingiram fatores de segurança na ordem de dois abaixo dos 30 m de profundidade.

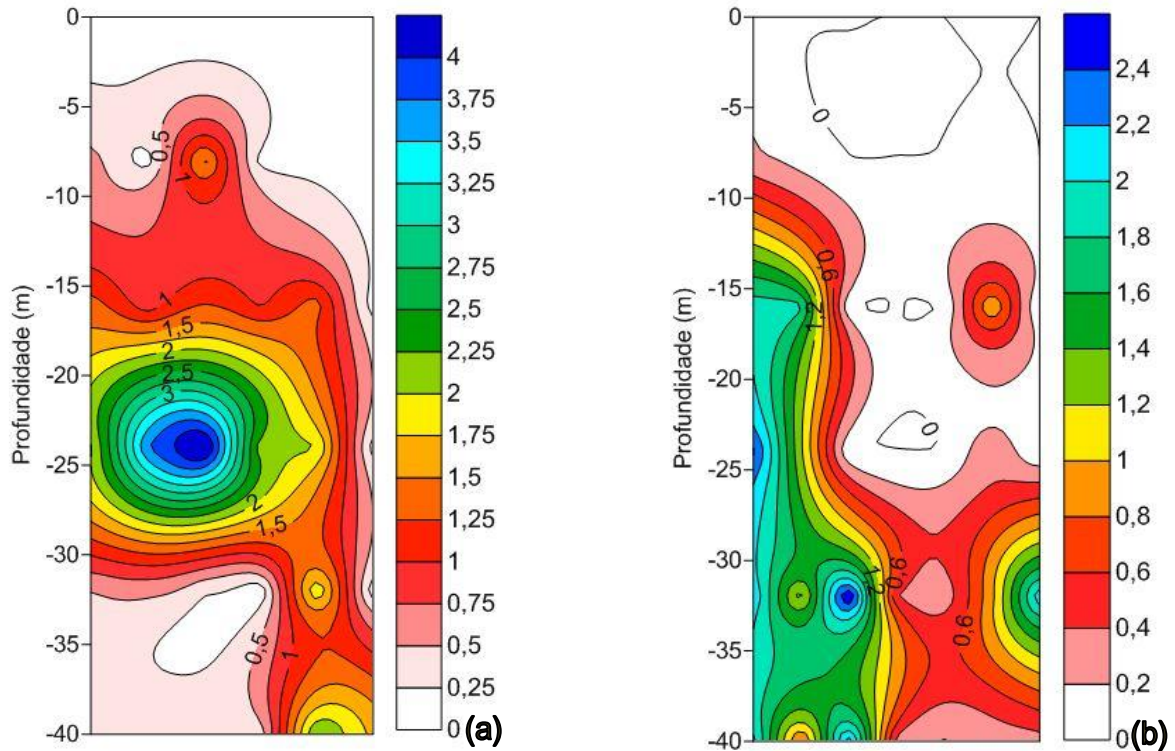




**Figura 5.31 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-4m e 180-4m**

Os resultados do modelo 360-4m (Figura 5.31a) e do modelo 180-4m (Figura 5.31b) indicam níveis bastante distintos de ruptura. Enquanto o modelo com escavação plena apresentou ruptura acima de 20 m de profundidade, o modelo de escavação parcializada teve ruptura por quase toda a seção, com exceção de alguns pontos nas extremidades do perfil radial.

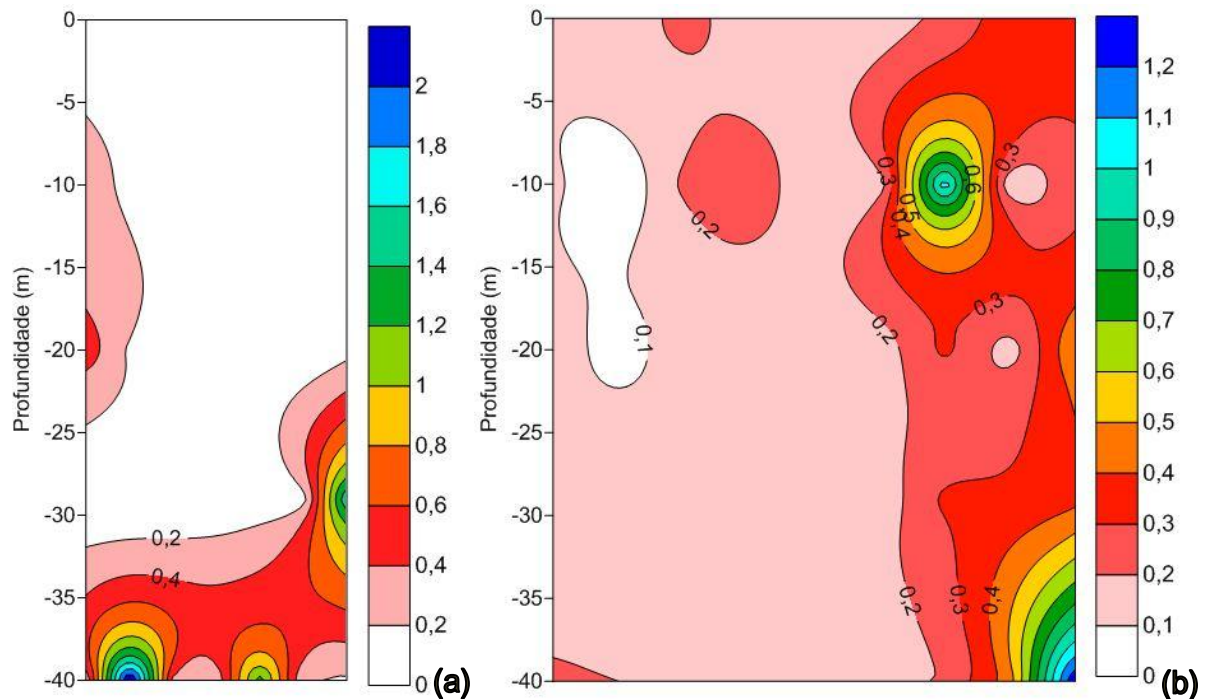
No modelo de escavação parcializada houve maior fator de segurança entre 45° e 90° da seção. O perfil de fatores de segurança do modelo de escavação plena não apresentou valores muito superiores a 1,6, houve uma concentração de fatores de segurança na base da seção, sem grande representatividade.



**Figura 5.32 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo 360-8m e 180-8m**

Os resultados do modelo 360-8m e do modelo 180-8m estão nas Figuras 5.32a e 5.32b respectivamente. O modelo com escavação plena não apresentou ruptura entre 15 e 30 m de profundidade, com fatores de segurança de até 4 nesta região. O modelo de escavação parcializada apresentou ruptura generalizada por toda a profundidade do poço, com fatores de segurança maiores do que 1 a partir de 10 m de profundidade, porém concentrados entre 0 e 30° da seção radial.

Finalmente são apresentadas as isolinhas de fatores de segurança para os dois modelos de análise do efeito da inclinação das litologias. Ressalta-se que o modelo com litologia inclinada apresenta somente uma seção de simetria, sendo assim foi necessário simular o modelo com sistema de suporte entre 0° e 180°.



**Figura 5.33 – Isolinhas de Fatores de Segurança OSR – Modelo HOR e INC**

Os resultados do modelo com litologia horizontalizada (Figura 5.33a) e com litologia inclinada (Figura 5.33b) indicam novamente uma ruptura generalizada do revestimento, provendo assim pouca margem para análise dos resultados.

Novamente, no modelo com litologia inclinada, a ruptura da seção foi mais evidente entre 0° e 90°, onde a disposição geológica apresentava materiais menos resistentes e mais deformáveis (Figura 4.1). Apenas em alguns pontos isolados dos dois modelos ocorreram fatores de segurança acima de um.

## 6. ANÁLISE

Este capítulo descreve a análise comparativa dos resultados tanto no âmbito do comportamento do sistema de suporte em face das variações construtivas da análise paramétrica de poços de grande diâmetro, quanto no âmbito do mérito dos dois métodos de análise da ruptura de sistemas de suporte empregados.

### 6.1. DIAGRAMA DE INTERAÇÃO MOMENTO-NORMAL

Os diagramas de interação momento-normal apresentados no Item 5.1, e suas diferentes abordagens dispostas nos Itens 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.3, revelam algumas limitações evidentes desta metodologia. A visualização espacial dos pontos críticos da estrutura fica condicionada por uma separação arbitrária dos dados em seções. A densidade de pontos, ao mesmo tempo em que representa melhor a estrutura contínua do sistema de suporte, dificulta a análise e visualização dos dados.

É intuitiva a percepção do nível de segurança de um estado de esforços momento-normal pela distância entre a localização do ponto e a envoltória de resistência. Entretanto, um valor numérico como um fator de segurança, desta percepção, fica condicionado à imposição de uma trajetória de evolução dos esforços (momento ou normal). Além de todas estas limitações gerais, para cada ponto da malha são necessárias seis combinações de esforços, cuja interdependência não é tão clara quanto, por exemplo, a dos invariantes de tensão.

Pelas análises de ruptura geral (Item 5.1.1) foi possível identificar alguns padrões de resposta da estrutura do sistema de suporte ao tipo de avanço de escavação. A reação mais evidente foi que, quanto maior o avanço vertical de escavação, maior é o nível de solicitação e consequente ruptura do sistema de suporte. Neste ponto, outra dificuldade surgiu quando da análise dos modelos com avanço vertical de 8 m, em que o estado de esforços estava tão acima da envoltória, que a visualização desta e dos pontos internos ou externos a ela tornou-se um obstáculo.

Um resultado interessante deste item foi a percepção de que uma escavação parcializada, ou seja, em que um volume menor de solo é escavado em cada passo de escavação, não garante uma menor solicitação do suporte. Principalmente nos modelos com avanço vertical de 4 e 8 m, é evidente que os modelos com escavação parcializada sofreram um índice de ruptura maior do que os modelos de escavação plena. Este fenômeno também pode ser percebido na



maior expressão de momentos fletores no revestimento nos modelos de escavação parcializada.

Este aparente contrassenso foi percebido quando da análise dos vetores de deformação plástica em Dias (2011). A escavação do primeiro trecho de um avanço vertical retira o confinamento lateral do trecho não escavado, que tende a atingir um novo equilíbrio em um estado de tensão mais próximo a ruptura do que o estado de tensões original. Sendo assim, quando este trecho é escavado, a solicitação da escavação tende a gerar níveis de deformação plástica maiores do que o primeiro trecho escavado. Isto se traduz em efeitos tanto na estabilidade do maciço quanto nos esforços transmitidos ao revestimento, como se percebe na análise dos diagramas dos modelos com avanço vertical de 4 e 8 m.

Este fenômeno não ocorre no modelo com menor avanço vertical (2m) em que a escavação como um todo se apresenta mais estável. O efeito da parcialização neste modelo reduziu as solicitações impostas ao maciço. Sendo assim entende-se que a parcialização pode ter um efeito oposto sob diferentes níveis de solicitação por passo de escavação. Um efeito sempre presente nos modelos com escavação parcializada foi o de maior expressão dos momentos fletores, normalmente de forma simétrica em relação à origem.

Em modelos mais estáveis, com menos pontos em ruptura no revestimento, o principal esforço solicitante era o esforço normal de compressão. Quanto maior era a solicitação, mais este destaque se perdia, e era configurada a ruptura também com os esforços normais horizontais. O baixo nível dos esforços fletores nos modelos mais estáveis corrobora com a hipótese de que o sistema de suporte opera como um anel com baixa rigidez à flexão, o que é desejável do ponto de vista estrutural. A não ocorrência de grandes momentos fletores, no entanto, não garante que não haverá ruptura, como foi mostrado pela análise.

Na análise do efeito da inclinação das litologias, o modelo de litologia inclinada apresentou menos pontos em ruptura do que o modelo de litologia horizontalizada. Isto se deu por menores níveis tanto de esforços normais, tanto positivos quanto negativos, quanto de momentos fletores. A inclinação das litologia gera dois efeitos que justificam as menores solicitações ao sistema de suporte. No lado de afloramento das litologias estão presentes materiais mais competentes na região mais superficial do poço, onde estão as maiores solicitações. Além disso, a inclinação de litologia gera uma rotação das tensões principais,

com isso a tensão horizontal deixa de ser uma tensão principal, reduzindo as solicitações normais à estrutura de suporte.

Pelas análises de ruptura por seções verticais (Item 5.1.2), concluiu-se que apesar do esforço solicitante predominante ser o esforço normal vertical, os pontos em que este esforço era mais expressivo e causava ruptura estavam na região mais superficial do poço. Quando se avança pela profundidade do poço, os esforços normais estão quase sempre dentro da envoltória de ruptura. Não só os esforços normais, mas também os maiores momentos fletores estão predominantemente localizados na região mais superficial.

Isto pode ser entendido primeiramente pelo fato do peso próprio da estrutura do sistema de suporte ser uma solicitação desprezível em face das solicitações impostas pelo maciço em processo de escavação. Sendo assim, a região mais solicitada do revestimento não é uma função necessariamente da profundidade, ou do peso de material sobreposto, e sim da sua posição em relação ao perfil de solicitações do maciço ao revestimento.

O modelo de simulação adotado alivia todas as tensões da escavação em uma fase e instala o revestimento na face escavada na fase subsequente. Com isso, quando da instalação, o revestimento não é solicitado pelo maciço (que já atingiu o equilíbrio na fase anterior) e sofre influência somente de seu peso próprio. Na próxima fase de escavação, a face escavada, quando solicitada, tende a arquear tensões para esta região enrijecida pelo sistema de suporte, carregando-o. Quanto mais a escavação avança e o perfil do poço é enrijecido pela instalação do suporte contínuo, mais este é capaz de absorver o arqueamento de tensões das fases de escavação sem suporte.

Pelo entendimento fenomenológico do processo, percebe-se que a região mais superficial do poço, de fato é a que sofrerá a maior solicitação. Pois ela resiste aos primeiros avanços de escavação, quando a estrutura do sistema de suporte é menos rígida. Outro fator de suma importância é o crescimento da resistência do maciço ao longo da profundidade, o que o faz ser mais capaz de absorver as solicitações sem transmiti-las ao sistema de suporte já instalado e que quando for solicitado gerará menores níveis de deformação.

Em análise específica deste fenômeno, Dias (2011) fez uma simulação em que o sistema de suporte do primeiro avanço de escavação era ativado antes da escavação, ou seja, tentou representar o que seria um pré-enrijecimento desta primeira seção. Isto na realidade pode

representar uma pequena parede diafragma ou injeções nos primeiros metros do maciço. A partir desta primeira fase a simulação seguia o ciclo normal. Os resultados em termos de recalques superficiais ao final da escavação foram 74% menores para o modelo com o primeiro passo de escavação pré-enrijecido.

Todos estes fatores apresentados e a análise citada destacam a importância dos primeiros metros de escavação não só no sistema de suporte, como também na influência da escavação em estruturas lindeiras. Na análise do efeito da inclinação das litologias, o comportamento do sistema de suporte foi o mesmo das seções de litologia horizontalizada.

Pelas análises de ruptura por seções radiais (Item 5.1.3) é possível perceber outras implicações da parcialização da escavação. Por referência a primeira etapa das escavações parcializadas escavava entre  $0^\circ$  e  $45^\circ$  e a etapa seguinte entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ . Nos modelos de escavação plena a ruptura se dava igualmente pelo perfil radial, com algum destaque para as seções entre  $0^\circ$  e  $36^\circ$  e entre  $72^\circ$  e  $90^\circ$ , e sem nenhuma seção com destaque ao momento fletor.

No modelo de escavação parcializada com avanço vertical de 2 m a ruptura ocorreu principalmente entre  $45^\circ$  e  $60^\circ$ , ou seja, na região da segunda etapa de escavação de um avanço vertical. Isto também se observa em relação aos momentos fletores, mais evidentes nesta região. Nos modelos com avanço vertical de 4 e 8 m a ruptura foi generalizada ao longo do perfil radial do poço.

Nos modelos de análise do efeito da inclinação das litologias, o modelo de disposição horizontalizada apresentou ruptura generalizada ao longo do perfil radial. Já o modelo com litologia inclinada apresentou ruptura entre  $0^\circ$  e  $22^\circ$  e entre  $90^\circ$  e  $112^\circ$ , ou seja, principalmente na região com materiais mais deformáveis e menos resistentes.

## **6.2. CRITÉRIO DE RUPTURA DE OTTOSEN**

Os mapas de isolinhas de fatores de segurança apresentados no Item 5.1 permitem uma avaliação espacial e precisa da margem de segurança da superfície do sistema de suporte, sem a necessidade de várias análises como no caso dos diagramas de interação momento normal. Por esta metodologia, quanto maior a densidade de pontos da superfície analisados, menor a necessidade de interpolação entre pontos e melhor a interpretação dos resultados.

Apesar de serem obtidos valores pontuais para o fator de segurança, que podem ser interpolados superficialmente, isto não prevê imparcialidade do resultado. Como já destacado é necessário que se imponha uma trajetória de evolução do estado de tensões até a ruptura para que se obtenha o fator de segurança. Dois tipos de trajetórias foram considerados, com tensão confinante constante (OSR) e com tensão principal menor constante (SL). Estas metodologias podem gerar diferenças no perfil de fatores de segurança, como pode ser visto nas Figuras 6.1 e 6.2 onde são apresentados os resultados para os modelos de escavação parcializada com avanço vertical de 2 e 4 m, respectivamente.

O padrão identificado no Item 6.1, de que quanto maior o avanço vertical de escavação maior é o nível de solicitação e consequente ruptura do sistema de suporte, foi mantido. O efeito da parcialização da escavação é quase nulo nos modelos com avanço vertical de 2 m. Nos modelos com avanço vertical de 4 e 8 m os modelos com escavação parcializada apresentam fator de segurança menor do que os modelos com escavação plena.

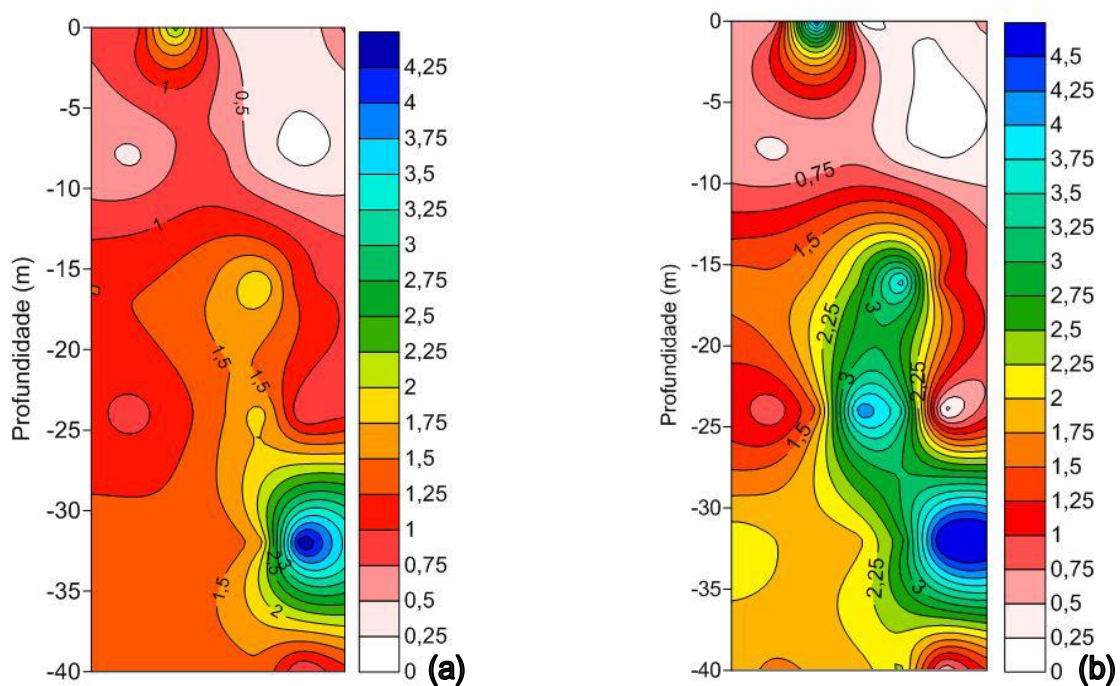
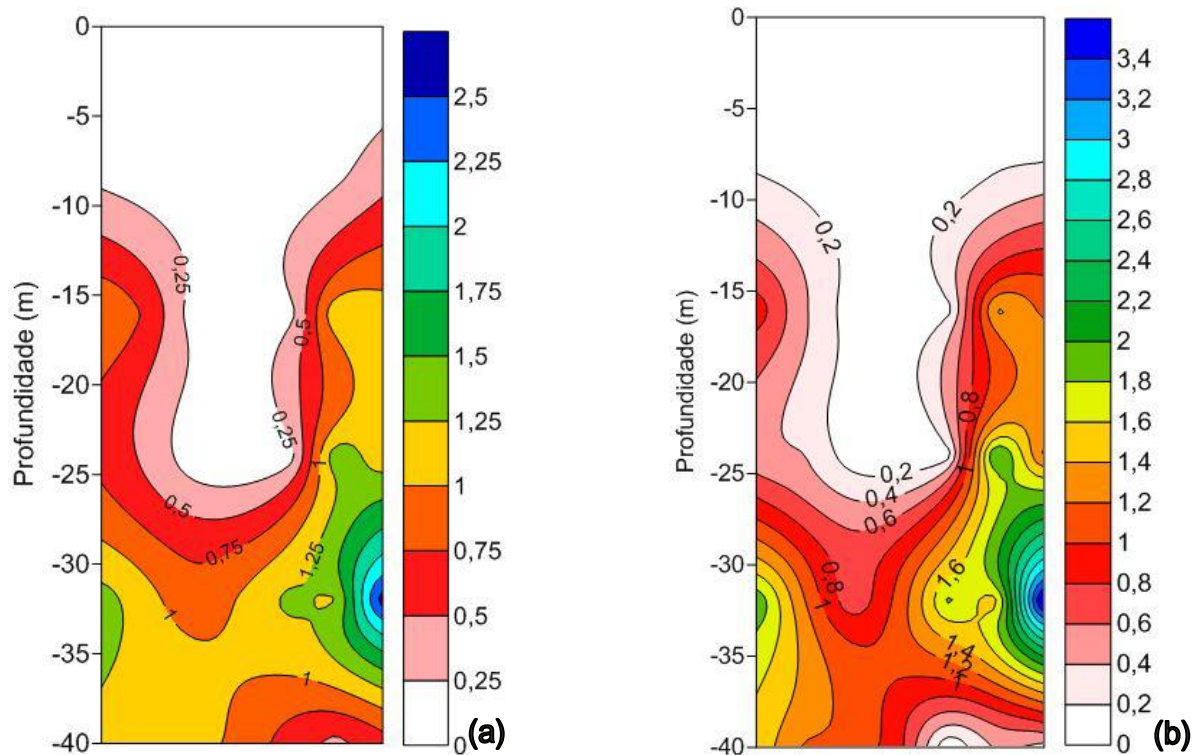


Figura 6.1 – Modelo 180-2m – Fator de segurança SL(a) e OSR(b)



**Figura 6.2 – Modelo 180-4m – Fator de segurança SL(a) e OSR(b)**

Os resultados dispostos nas Figuras 6.1 e 6.2 mostram que os fatores de segurança calculados pelas metodologias SL e OSR podem variar pontualmente, porém na distribuição geral de valores as duas metodologias apresentam basicamente o mesmo resultado.

Para o modelo de escavação parcializada e avanço vertical de 2 m (Figura 6.1) veem-se alguns pontos com maior fator de segurança pela metodologia OSR entre 15 e 25 m de profundidade. A linha que separa a zona em ruptura é basicamente a mesma para as duas metodologias assim como o máximo fator de segurança.

Para o modelo de escavação parcializada e avanço vertical de 4 m (Figura 6.2) vê-se basicamente a mesma distribuição de fatores de segurança. A metodologia OSR gerou fatores de segurança um pouco mais altos em uma zona de concentração aos 32 m de profundidade, chegando até FS=3,4 enquanto na mesma região a metodologia SL chegou até FS=2,5. A linha que separa a zona de ruptura é novamente igual.

Novamente chegou-se a conclusão de que a região do sistema de suporte mais afetada está entre a superfície e os primeiros metros de profundidade. Os modelos de escavação plena e avanço vertical de 2 e 4 m atingiram plastificação da superfície até 15 e 20 m de profundidade, respectivamente.

Os resultados dos modelos para avaliação do efeito da inclinação das litologias apresentaram pouca margem para análise dos resultados. A plastificação geral da seção sugere que talvez fosse necessária uma simulação com avanços verticais mais moderados. Isto garantiria um maior nível de estabilidade ao sistema de suporte, para que fosse possível a avaliação dos padrões de resposta da estrutura à inclinação das litologias do perfil.

A imposição das seções de análise espacial para a metodologia de diagramas de interação momento-normal gera algumas falhas de avaliação. Por análise das seções os modelos com avanço vertical de 2 m apresentavam ruptura até 8 m e não apresentavam a partir dos 16 m. A metodologia de isolinhas de fatores de segurança revela que estes modelos apresentavam ruptura até os 14 m de profundidade. Em análise pelos diagramas poderia ser avaliado que havia segurança do sistema de suporte a partir dos 8 m de profundidade.

O mesmo ocorre na imposição das seções radiais de análise. No modelo com litologias inclinadas foi detectada ruptura entre  $0^\circ$  e  $22^\circ$  e entre  $90^\circ$  e  $112^\circ$ . Nas análises por isolinhas de fator de segurança foi detectada ruptura generalizada por todo o sistema de suporte.

## 7. CONCLUSÃO

Esta dissertação buscou integrar a análise de poços de grande diâmetro por duas vertentes altamente dependentes e muitas vezes tratadas independentemente. A análise geotécnica de equilíbrio por elementos finitos com simulação das sequências construtivas e das diferentes disposições geológicas com a análise estrutural de estado limite último do sistema de suporte contínuo em concreto projetado.

### 7.1. CONCLUSÕES GERAIS

A base deste estudo foi comparar e analisar o estado da prática de projeto deste tipo de estrutura com o que pode ser feito com ferramentas e análises disponíveis a qualquer engenheiro projetista. Os poços de grande diâmetro foram descritos por seus métodos construtivos e principais considerações de projeto. O dimensionamento de sistemas de suporte em concreto projetado para análise de ruptura foi revisado em termos de diagramas de interação momento-normal bidimensionais e tridimensionais e um critério de ruptura baseado no estado triaxial de tensões.

A metodologia de análise paramétrica da sequência construtiva de poços de grande diâmetro não teve o objetivo de avaliar todas as condicionantes de projeto, mais sim promover a avaliação de alguns parâmetros construtivos e obter sua influência em termos de solicitações à estrutura de suporte. As análises de equilíbrio por elementos finitos representavam a rigidez do sistema de suporte, porém não permitiam que fosse representada a resistência destes elementos. Com isso, todas as análises de ruptura são pós-processamento.

Os resultados das análises de equilíbrio das tensões no suporte foram comparados às envoltórias de resistência pelas duas metodologias: diagramas de interação momento-normal bidimensionais e critério de ruptura de Ottosen. Os resultados dos diagramas de interação momento-normal permitiram avaliar a ocorrência ou não de ruptura e a relação entre os esforços normais e fletores. Os resultados do critério de ruptura permitiram uma avaliação espacial de fatores de segurança pela superfície da estrutura de suporte. Foram comparadas duas metodologias para determinação do fator de segurança: OSR e SL.

Os resultados indicaram que quanto maior a profundidade dos passos de escavação vertical maiores serão as solicitações impostas ao sistema de suporte. Isto já era esperado

considerando que quanto maior a solicitação ao maciço de cada passo de escavação, mais esta solicitação será transmitida à estrutura de suporte já instalada por arqueamento.

Outra indicação dos resultados foi que as maiores solicitações ao sistema de suporte ocorrem no trecho mais superficial da estrutura, e não em profundidade. Isto pode ser entendido pelas etapas numéricas de simulação do fenômeno. A redistribuição de tensões advinda da escavação atinge o equilíbrio sem nenhuma estrutura de suporte em sua face. Os esforços transmitidos ao sistema de suporte são, em pequena escala, advindos do seu peso próprio, mas em maior escala, do arqueamento de tensões da seção escavada para a estrutura do sistema de suporte já instalada do passo de escavação anterior.

Este resultado, aliado à simulação feita por Dias (2011) da escavação de um poço com o primeiro passo de escavação sobre um perfil pré-enrijecido, destacam a importância dos primeiros passos de escavação tanto na estrutura do poço quanto na influência da escavação nas estruturas lindeiras. Técnicas de injeção ou paredes diafragma com somente alguns metros de profundidade podem ter um impacto determinante na estabilidade de um poço de grande diâmetro.

A parcialização da escavação gera menores solicitações ao sistema de suporte em escavações com pequenos avanços verticais. Em caso de grandes avanços verticais, o efeito da parcialização se inverte, gerando maiores solicitações ao sistema de suporte. Nestes casos o desconfinamento lateral da segunda seção de escavação pela escavação da primeira seção induz um estado de tensões na segunda seção que se apresenta mais próximo à plastificação. Com isso, quando da escavação desta segunda seção, a redistribuição de tensões age sobre um maciço já afetado. Isto gera maiores deslocamentos plásticos e um maior arqueamento para o sistema de suporte do passo de escavação anterior.

Este fenômeno fez com que nos estudos com avanço vertical de 4 e 8 m, os modelos com escavação parcializada, quando comparado aos modelos de escavação plena, apresentavam um maior índice de ruptura nas análises dos diagramas momento-normal e menores fatores de segurança nas análises com critério de ruptura. Este fato não ocorreu nos estudos com avanço vertical de 2 m, apresentando efeito contrário.

Infelizmente a análise dos modelos com litologia inclinada apresentou-se pouco substancial. O passo de escavação utilizado gerou plastificação em quase toda a seção do sistema de



suporte, tanto no modelo com litologia inclinada quanto no modelo de comparação com litologia horizontalizada. A análise de isolinhas de fatores de segurança permitiu que fosse visualizada uma importante resposta do modelo com litologia horizontalizada. A seção radial que se apresenta em revestimento ao lado do poço com materiais menos resistentes e mais deformáveis apresentou menores fatores de segurança. Isto indica uma importante conclusão da análise, porém sugere-se um estudo mais detalhado deste tipo de seção litológica para confirmação.

A análise de ruptura pelas duas metodologias permitiu avaliar diferentes comportamentos da estrutura. Em termos gerais a análise por um critério de ruptura que permite a avaliação do fator de segurança pontual que pode ser interpolado gerando isolinhas de fatores de segurança possibilita uma avaliação visual mais imediata das condições da estrutura. Isto se dá tanto pela noção de margem de segurança do valor numérico do fator de segurança quanto pela visualização espacial de toda a superfície do sistema de suporte.

A metodologia dos diagramas de interação momento normal bidimensionais é muito limitada no sentido da análise espacial dos resultados, devem ser criadas várias classes de dados, de difícil visualização e sem um valor numérico para a margem de segurança do estado de esforços atuante. Todavia a análise dos diagramas foi fundamental para o entendimento de que ocorrem esforços de tração na estrutura de suporte e que a ruptura dos trechos mais superficiais se dá por esforço normal vertical, e não por flexão como poderia ser suposto somente pelas isolinhas de fatores de segurança.

Como maior resultado desta pesquisa espera-se que tenha sido possível demonstrar a importância da integração entre as análises de estruturas geotécnicas e as análises estruturais dos elementos de suporte destas estruturas. Toda esta metodologia de análise pós-processamento e detecção de ruptura, por vezes generalizada, do sistema de suporte, poderia estar aliada à análise de equilíbrio geotécnico. A implementação deste critério, ou outro que bem represente o concreto projetado, na formulação dos elementos de casca em *software* de elementos finitos é primordial para a melhor integração entre geotecnia e estruturas.

## **7.2. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Por todas estas conclusões são recomendados os seguintes estudos para futuras pesquisas:

- Implementar os critérios de ruptura elastoplásticos para elementos de casca em um *software* de elementos finitos para avaliação da ruptura do sistema do suporte durante o processamento, garantindo assim o equilíbrio da estrutura em todas as etapas de cálculo.
- Avaliar a viabilidade de implementação de um código de busca de superfícies de ruptura de sistemas de suporte com base nos conceitos de programação dinâmica
- Avaliar o efeito da utilização de elementos de interface na modelagem de poços de grande diâmetro
- Avaliar o efeito de sobrecargas superficiais no maciço circundante ao poço.
- Avaliação paramétrica da variação entre o diâmetro do poço e os efeitos no sistema de suporte
- Investigar o arqueamento de tensões no sistema de suporte advindos da escavação de um portal de um túnel na estrutura do poço.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1997). Concreto Projetado – Especificações NBR 14026/1997. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.
- ABNT (2003). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento NBR 6118/2003. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.
- Babu, R.R., Benipala, G.S., Singh, A.K., (2005). Constitutive modelling of concrete: An overview. *Asian Journal of Civil Engineering (building and housing)*, 6(4): 211-246.
- Bentz, E., Collins, M.P., (2001). Response-2000, Shell-2000, Triax-2000, Membrane-2000 User Manual. University of Toronto, Toronto, Canada, 85 p.
- Bono, G.F.F., Campos Filho, A., Pacheco, A.R., (2011). A 3D finite element model for reinforced concrete structures analysis. *IBRACON Structures and Materials Journal*, 4(4): 548-560.
- Broere, W., Brinkgreve, R.B.J., (2002). Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. 5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering – NUMGE2002, (Edited by Mestat), pp.143-148, Paris, France.
- Campanhã, C.A., França, P.T., (2008). Poços de grande diâmetro. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, SP.
- Cecílio Jr., M.O., França, P.T., Silva, M.A.A.P., Matsui, M.M., (2010). Estação vila prudente do metrô de São Paulo: Análise numérica tridimensional dos poços de grande diâmetro. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XV COBRAMSEG, Gramado, RS.
- Celestino, T.B., Aoki, N., Silva, R.M., Gomes, R.A.M.P., Bortolucci, A.A., Ferreira, D.A., (2006). Evaluation of tunnel support structure reliability. *Proceedings of the ITA-AITES 2006 World Tunnel Congress – Safety in the Underground Space and 32nd ITA General Assembly*, Seoul, Korea.
- Dias, T.G.S., (2011). Avaliação do Comportamento de Poços de Grande Diâmetro para fins de Infraestrutura Subterrânea. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil – Universidade de Brasília, 167p.
- Evison, S.E., (1988). A Ring and Spring Model for Tunnel Liner Design. Masters Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Farias, M.M.; Ribeiro, M.O., Santos da Silva, L., (2002). Cálculo de fatores de segurança com base em análises por equilíbrio limite, elementos finitos e teoremas limites da plasticidade. XVI Congresso Argentino de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 2002. v. 1. pp. 1-14.
- Foá, S.B., Assis, A.P., (2002). Concreto Projetado para Túneis. Apostila, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 70p.
- Figueiredo, A.D., Helene, P.R.L., (1993). Concreto Projetado: O Controle do Processo de Projeção. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP*, Departamento de Engenharia Civil - BT/PCC/92, EPUSP, USP, São Paulo, SP, 34 p.
- França, P.T., Franco, S., Andrade, J.C., Campanhã, C.A., (2004). Estação salgueiros em poço no metro do porto: modelagem e segurança. *Anais do 9º Congresso Nacional de Geotecnia*, Vol. II, pp. 172-183, Aveiro, Portugal.
- França, P.T., Souza, J.A., Pedro, A., Taborda, D., Gomes, A.T., (2006). Estação salgueiros do metro do porto: aspectos executivos e estudos de comportamento. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XIII COBRAMSEG, Curitiba, PR.
- Hoek, E., (2003). Integration of geotechnical and structural design in weak rock tunnels. Discussion not published, available on [www.roccience.com](http://www.roccience.com)

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S., Corkum, B., (2008). The 2008 Kersten lecture: integration of geotechnical and structural design in tunneling. Proceedings of the University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, USA.
- Möller, S.C., Vermeer, P.A., (2005). On design analyses of NATM-tunnels. Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly, (Edited by Erdem & Solak), Istanbul, Turkey.
- RocScience (2011). Phase 2 V7.0 Tutorial Manual. RocScience Inc., Toronto, Canada, 541p.
- Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., Möller, S.C., (2002). On a smart use of 3D-FEM in tunneling. Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VIII, (Edited by Pande & Pietruszczak), Rome, Italy.
- Vermeer, P.A., Möller, S.C., Ruse, N., (2003). On the application of numerical analysis in tunneling. Post proceedings of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – 12 ARC), Singapore, vol.2, pp.1539-1549.
- Yoggy, G.D. (2000), The History of Shotcrete. Part 1. Shotcrete Magazine, Fall 2000