

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE ESTRUTURAS  
SUBTERRÂNEAS EM SOLOS MOLES EM PROCESSO DE  
ADENSAMENTO, ESTUDO DE CASO: USINA DE BOMBEAMENTO  
“CASA COLORADA”**

**DIANA CAROLINA CÁRDENAS PACHECO**

**ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr.**

**CO-ORIENTADOR: GABRIEL AUVINET GUICHARD, Dr.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.MD-293/17**

**BRASÍLIA/DF: AGOSTO / 2017**

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO DE ESTRUTURAS  
SUBTERRÂNEAS EM SOLOS MOLES EM PROCESSO DE  
ADENSAMENTO, ESTUDO DE CASO: USINA DE BOMBEAMENTO  
“CASA COLORADA”**

**DIANA CAROLINA CÁRDENAS PACHECO**

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

**APROVADA POR:**

---

**JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**GABRIEL AUVINET GUICHARD, Dr. (UNAM)  
(CO-ORIENTADOR)**

---

**MARCIO MUNIZ FARIAS, PhD.(UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS, PhD.(UFG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 25 AGOSTO de 2017**

## FICHA CATALOGRÁFICA

PACHECO, DIANA CAROLINA CÁRDENAS

Análise Numérica da interação de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento, estudo de caso: Usina de Bombeamento “Casa Colorada”. [Distrito Federal] 2017.

xxi, 117 p., 210x297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Dissertação de Mestrado-Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- |                            |                    |
|----------------------------|--------------------|
| 1. Estruturas Subterrâneas | 2. Solos Moles     |
| 3. Cam Clay                | 4. Adensamento     |
| I. ENC/FT/UnB              | II. Título (série) |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CÁRDENAS, D.C (2017) Análise Numérica da interação de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento, estudo de caso: Usina de Bombeamento “*Casa Colorada*”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.

## CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Diana Carolina Cárdenas Pacheco

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Numérica da interação de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento, estudo de caso: Usina de Bombeamento “Casa Colorada”.

GRAU/ANO: Mestre/2017

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.

---

Diana Carolina Cárdenas Pacheco  
(e-mail:ing.dianacardenasp@gmail.com)  
Carrera 8 # 56 -70, Barrio Santa Rita  
Tunja, Boyacá, Colômbia.

*A Deus, pela infinita proteção.*

*A minha família, meu pai Mauro Cárdenas, minha mãe Rosa Pacheco e minha irmã Alejandra, pelo amor e apoio incondicional em cada etapa da minha vida.*

*A meus amigos que sempre me impulsionam em direção à culminação do meu trabalho.*



## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por me permitir culminar satisfatoriamente esta etapa da minha vida.

A minha família, meu pai Mauro Cárdenas e minha mãe María Rosa Pacheco, por estarem sempre presentes e me dar a força nos momentos difíceis. A minha irmã Alejandra, pelos conselhos e por me acompanhar nos mais diversos caminhos da vida. São o mais valioso que possuo.

Ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e todos os seus professores, pela oportunidade de participar deste incrível programa e por compartilharem seus conhecimentos.

Ao meu orientador, o professor Juan Félix Rodríguez Rebolledo, pelos ensinamentos, pelo constante apoio e por me incentivar e me ajudar na realização desta pesquisa. Ao meu co-orientador, o professor Gabriel Auvinet Guichard e ao Instituto de Engenharia da UNAM, pelas informações fornecidas e a vontade de sempre me ajudar.

Aos amigos que pude conhecer no convívio da UnB, Alonso González, Michael Vargas, Juliana Alarcón, Andrea Cardona, Jahir Ochoa, Raimundo Pérez, Mateo Pérez, Carlos Moreno, Janeth Llanque, Julián Burítica, Daniela Toro, Wilber Velez. Aqui agradeço de maneira especial a Alonso, obrigada pela sabedoria, a paciência, os conselhos e o apoio incondicional ao longo deste tempo.

Aos meus amigos que no início deste processo me fizeram sentir em casa aqui no Brasil, Javier Amarillo, Nairo Tarazona e especialmente Jaime Suárez. Aos meus amigos da Colômbia, Cristina Moreno, Ángela Ávila, Leidy Prieto, Jorge Fonseca, Javier Almeida, Christian Marín, Diego Cárdenas e Sandra Buitrago, que mesmo na distancia, sempre me acompanharam e me deram forças para concluir felizmente meu mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

Em fim, a todos que contribuíram das mais diversas formas para a realização deste trabalho, muito obrigada.

*“É justamente a possibilidade de realizar um sonho  
que torna a vida interessante.”*

*Paulo Coelho, O Alquimista.*

## RESUMO

As estruturas subterrâneas são amplamente utilizadas por todo o mundo, e no decorrer dos últimos anos têm sido desenvolvidos projetos maiores e mais profundos em solos com condições geotécnicas complexas. Este é o caso dos solos moles de Shangai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá e Cidade do México; onde têm ocorrido fenômenos relacionados como o rebaixamento das pressões intersticiais no subsolo que alteram as condições de trabalho das estruturas subterrâneas, este fenômeno é conhecido como subsidência regional. A subsidência regional tem tido repercussões negativas para as construções superficiais e principalmente subterrâneas, como mudanças progressivas na inclinação de obras de condução, aumento do risco de inundações em caso de ruptura dos sistemas de esgoto; danos nas fundações e instalações subterrâneas, entre outras. Neste contexto, o presente trabalho tem a finalidade de estudar o comportamento de estruturas subterrâneas em solos moles submetidos ao rebaixamento das pressões intersticiais. Como parte de um projeto de colaboração entre a Universidade de Brasília (UnB) e a Universidade Nacional Autónoma de México (UNAM), é analisado o caso da usina de bombeamento “*Casa Colorada*”. A UNAM forneceu todas as informações necessárias para realizar este estudo. A usina de bombeamento se localiza nos solos lacustres da Cidade do México, está formada por quatro poços de 16 m de diâmetro e profundidades até de 31,9 m, interligados por túneis de 5 m de diâmetro. Além de estar submetida ao fenômeno da subsidência regional, apresenta um adensamento devido à construção das suas próprias estruturas. Para a análise, foram feitas modelagens numéricas 2D e 3D nas quais foi possível considerar: a) as condições estratigráficas e piezométricas do local de estudo; b) as estruturas envolvidas no projeto; c) a interação entre todas as estruturas, d) as etapas de construção da usina (plataforma de trabalho, poços e túneis), e) o adensamento dos solos moles devido à construção das estruturas e ao rebaixamento das pressões intersticiais (subsidência regional) f) um modelo constitutivo que permitiu simular apropriadamente o comportamento dos solos moles. Apesar da complexidade do problema, os modelos desenvolvidos neste trabalho permitiram simular com sucesso o comportamento atual e futuro das estruturas subterrâneas que interagem na usina de bombeamento. Foi possível comparar os resultados obtidos com o observado no local e com medidas topográficas superficiais.

## ABSTRACT

Underground structures are widely used in the world, in the last years, larger and deeper projects have been developed in soils with complex geotechnical conditions. This is the case of the soft soils of Shanghai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapore, Bogota and Mexico City; where there have been developed phenomena such as the pore pressure drawdown in the subsoil that change the working conditions of underground structures, this phenomenon is known as regional subsidence. Regional subsidence has had repercussions for surface and mainly underground constructions, such as progressive changes in the inclination of tunnels for water conduction, risk increased of flooding in the event of failure of sewage systems; damage of foundations and underground facilities, among others. In this context, the present work has as objective to study the behavior of the underground structures in soft soils subjected to pore pressure drawdown. As part of a collaboration project between the University of Brasília (UnB) and the National Autonomous University of Mexico (UNAM), the case of the pumping plant "Casa Colorada" is analyzed. The UNAM provided all the information needed for the development of this study. The pumping plant is located in Mexico City's lacustrine soils. It consists of four 16 m diameter wells and depths of up to 31.9 m, interconnected by 5 m diameter tunnels. Besides being subject to the phenomenon of regional subsidence, it presents a settlement due to the construction of its own structures. For the analysis, 2D and 3D numerical modeling was done in which it was possible to consider: a) the stratigraphic and piezometric conditions of the studied site; b) the structures involved in the project; c) the interaction between all structures, d) the construction phases of the plant (work platform, wells and tunnels), e) soft soil settlements due to the construction of structures and the pore pressure drawdown (regional subsidence) f) a constitutive model that allowed to a properly simulation of the behavior of the soft soils. Despite the complexity of the problem, the models developed in this work allowed to a successfully simulation of the current and future behavior of the underground structures that interact in the plant. It was possible to compare the results obtained with the one observed in the construction site and with superficial topographic measurements.

## RESUMEN

Las estructuras subterráneas son ampliamente utilizadas en el mundo, durante los últimos años se han desarrollado proyectos más grandes y más profundos en suelos con condiciones geotécnicas complejas. Este es el caso de los suelos blandos de ciudades como Shanghai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapur, Bogotá y Ciudad de México; donde se han producido fenómenos relacionados con el abatimiento de las presiones intersticiales en el subsuelo que alteran las condiciones de trabajo de las estructuras subterráneas, conocido como hundimiento regional. El hundimiento regional ha tenido repercusiones negativas en las construcciones superficiales y principalmente subterráneas, como cambios progresivos en la inclinación de obras de conducción, aumento del riesgo de inundaciones en caso de falla de los sistemas de alcantarillado; daños en las cimentaciones e instalaciones subterráneas, entre otras. En este contexto, el presente trabajo tiene la finalidad de estudiar el comportamiento de estructuras subterráneas en suelos blandos sometidos al abatimiento de las presiones intersticiales. Como parte de un proyecto de colaboración entre la Universidad de Brasilia (UnB) y la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), se analiza el caso de la planta de bombeo "Casa Colorada". La UNAM proporcionó toda la información necesaria para realizar este estudio. La planta de bombeo se localiza en los suelos lacustres de la Ciudad de México, está formada por cuatro pozos de 16 m de diámetro y profundidades de hasta 31,9 m, interconectados por túneles de 5 m de diámetro. Además de estar sometida al fenómeno de hundimiento regional, presenta una consolidación debido a la construcción de sus propias estructuras. Para el análisis, se realizaron modelaciones numéricas 2D y 3D en las que fue posible considerar: a) las condiciones estratigráficas y piezométricas de la zona de estudio; b) las estructuras del proyecto; c) la interacción entre todas las estructuras, d) las etapas de construcción de la planta (plataforma de trabajo, pozos y túneles), e) la consolidación de los suelos blandos debido a la construcción de las estructuras y al abatimiento de las presiones intersticiales (subsistencia regional) f) un modelo constitutivo que permitió simular apropiadamente el comportamiento de los suelos blandos. A pesar de la complejidad del problema, los modelos desarrollados en este trabajo permitieron simular con éxito el comportamiento actual y futuro de las estructuras subterráneas que interactúan en la planta de bombeo. Fue posible comparar los resultados obtenidos con lo observado *in situ* y con medidas topográficas superficiales.

## ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO .....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2.	OBJETIVOS.....	2
1.2.1.	Objetivo geral .....	2
1.2.2.	Objetivos específicos .....	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1.	ASPECTOS GERAIS DE ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS EM SOLOS MOLES.....	3
2.1.1.	Poços.....	3
2.1.2.	Túneis.....	9
2.1.3.	Conexões.....	13
2.1.4.	Critérios de análise e projeto .....	14
2.1.5.	Solos moles em diferentes cidades do mundo .....	14
2.2.	PROBLEMÁTICA INDUZIDA PELO FENÔMENO DE SUBSIDÊNCIA REGIONAL NA ZONA LACUSTRE DA CIDADE DO MÉXICO .....	16
2.2.1.	Estrutura geotécnica da Cidade do México .....	16
2.2.2.	Descrição do fenômeno da subsidência regional.....	18
2.2.3.	Efeitos da subsidência regional.....	21
2.3.	MODELAGEM NUMÉRICA.....	23
2.3.1.	Modelos constitutivos .....	24
2.3.2.	Tipos de análises mediante o MEF para solos saturados.....	31
2.3.3.	Modelagem do processo de adensamento.....	32
2.3.4.	Exemplos de modelagem de estruturas subterrâneas.....	36
3.	ESTUDO DE CASO .....	39
3.1.	DESCRIÇÃO GERAL .....	39
3.2.	PROBLEMÁTICA APRESENTADA .....	42

3.3.	EXPLORAÇÃO GEOTÉCNICA.....	46
3.4.	PROCESSO CONSTRUTIVO.....	50
3.4.1.	Experiência na construção do poço 6 .....	50
3.4.2.	Plataforma de trabalho .....	52
3.4.3.	Processo construtivo dos poços (PG, PB- 1 e PB-2) .....	52
3.4.4.	Processo construtivo dos túneis .....	55
3.5.	INSTRUMENTAÇÃO .....	56
3.5.1.	Piezômetros.....	56
3.5.2.	Marcos superficiais .....	58
3.5.3.	Levantamento topográfico .....	60
4.	MODELAGEM NUMÉRICA DO ESTUDO DE CASO.....	63
4.1.	DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO .....	63
4.1.1.	Estratigrafia.....	63
4.1.2.	Parâmetros dos materiais .....	64
4.1.3.	Condições iniciais .....	68
4.2.	MODELOS CONSTITUTIVOS EMPREGADOS .....	69
4.2.1.	Solo mole .....	69
4.2.2.	Camadas duras .....	74
4.2.3.	Elementos estruturais .....	74
4.3.	MODELAGEM BIDIMENSIONAL (2D).....	75
4.3.1.	Modelo 2D desenvolvido.....	75
4.3.2.	Descrição das etapas de análise .....	76
4.3.3.	Resultados da modelagem 2D.....	79
4.4.	MODELAGEM TRIDIMENSIONAL (3D) .....	86
4.4.1.	Modelo 3D desenvolvido.....	86
4.4.2.	Descrição das etapas de análise .....	88

4.4.3.	Resultados da modelagem 3D.....	91
4.4.4.	Comparação dos resultados 2D e 3D.....	104
4.4.5.	Comparação dos resultados com a instrumentação .....	106
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	107
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	110
7.	APÊNDICE .....	115



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Resumo dos tipos de análises (Rodríguez, 2010).....	32
Tabela 2.2 Estudos de estruturas subterrâneas utilizando simulações numéricas baseadas no MEF.....	36
Tabela 3.1 Características geométricas dos poços .....	42
Tabela 3.2 Quantidade de sondagens realizadas por campanha.....	47
Tabela 3.3. Estratigrafia geral da zona de estudo.....	49
Tabela 3.4 Leituras piezométricas.....	57
Tabela 3.5.Dados dos Marcos Superficiais (2014-2016) .....	59
Tabela 3.6 Dados do perfil do terreno PB-1 (2014-2015).....	61
Tabela 3.7 Dados do perfil do terreno PB-2 (2014-2015).....	61
Tabela 3.8 Dados do perfil do terreno área de escritórios (2015) .....	62
Tabela 4.1 Parâmetros geotécnicos do solo para a modelagem numérica .....	65
Tabela 4.2 Parâmetros de compressibilidade das camadas de argila .....	65
Tabela 4.3 Principais propriedades das peças estruturais .....	67
Tabela 4.4 Rebaixamento da poropressão na simulação da subsidência regional .....	78
Tabela 4.5 Deslocamentos verticais nos e entre poços, adensamento 1 (Análise 2D).....	83
Tabela 4.6 Deslocamentos verticais nos e entre poços, adensamento 2 (2D).....	85
Tabela 4.7 Deslocamentos verticais nos poços, adensamento 1 (Análise 3D) .....	95
Tabela 4.8 Deslocamentos verticais (m) nos poços, adensamento 2 (Análise 3D).....	100
Tabela 4.9 Resumo dos deslocamentos verticais nos poços (emersão aparente).....	105

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Emerção aparente dos poços na Cidade do México (Zaldivar, 2013) .....	4
Figura 2.2 Processo construtivo do método de flutuação (Rodríguez, 2010) .....	6
Figura 2.3 Processo construtivo do método de muro diafragma (Zaldivar, 2013).....	7
Figura 2.4 Processo construtivo do método com anéis pré-moldados (Zaldivar, 2013).....	9
Figura 2.5 a) Início de Escavação na Via Mockingbird, DART – Dallas. b) Maquina de Escavação para Poço Inclinado na Mina de Copper - Bolívia, (Sauer & Mergelsberg, 2003)	11
Figura 2.6 a) Escavadeira em Túnel de Teste em Heathrow - London. b) Escavação com Fresa na Estação Subterrânea Exchange Place - Jersey City, (Sauer & Mergelsberg, 2003).....	11
Figura 2.7 Couraça de pressão de terra balanceada (EPB) (Adaptado de ITA, 2009).....	13
Figura 2.8 Tipos de conexões Túnel – Túnel (adaptado de Auvinet & Rodríguez, 2010). ....	13
Figura 2.9 Principais formações geológicas do Vale do México (Mooser, 1992).....	16
Figura 2.10. Zoneamento geotécnico da Cidade do México (GDF, 2004) .....	17
Figura 2.11. Perfis estratigráficos da zona do lago da Cidade do México.....	18
Figura 2.12. Evolução da subsidência regional (Laboratório de Geoinformática, 2009) .....	19
Figura 2.13. Velocidades da subsidência Regional em (cm/ano), 2000 – 2005 .....	20
Figura 2.14. Emerção aparente das estacas e outras estruturas (Zaldivar, 2013).....	21
Figura 2.15. Deformação da caixa da linha A do Metrô (Zaldivar, 2013).....	22
Figura 2.16. Trinca característica numa zona de transição (Santoyo, 2008) .....	22
Figura 2.17. Subsidência no Monumento do Anjo da Independência ( Rodríguez, 2010) .....	23
Figura 2.18. Superfície Limite de Estado e Linha de Estado Crítico (Pedroso, 2002) .....	25
Figura 2.19. Inclinação M da Reta de Estado Crítico (Brinkgreve, Engin, <i>et al.</i> , 2015).....	25
Figura 2.20. Relação logarítmica entre o índice de vazios ( $e$ ) e as tensões normais médias ( $p$ ) (Chissolucombe, 2001).....	26
Figura 2.21. Superfície de plastificação do modelo Soft-Soil, no plano $p'$ - $q$ . .....	27
Figura 2.22. Superfície de plastificação no espaço de tensões principais (Brinkgreve, Engin, <i>et al.</i> , 2015)	28

Figura 2.23. Curvas de tensão-deformação do Modelo Mohr Coulomb (Oliveira, 2009).....	29
Figura 2.24. Envoltórias do modelo Mohr Coulomb (Oliveira, 2009) .....	30
Figura 2.25. Superfície de Mohr Coulomb no espaço de tensões principais ( $c = 0$ ) (Brinkgreve, Engin, <i>et al.</i> , 2015).....	31
Figura 3.1. Localização da Usina de Bombeamento <i>Casa Colorada</i> (Google Earth, 2017) ...	39
Figura 3.2. Estruturas da Usina de Bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” (Google Earth, 2017)...	40
Figura 3.3. Usina de bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” (CONIISA, 1995).....	41
Figura 3.4. Geometria dos poços da Usina bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” .....	42
Figura 3.5. Geometria do Túnel (Adaptado de CONAGUA, 2009) .....	42
Figura 3.6. Zona de ruptura estrutural da conexão do muro interno do Poço de Grelhas com o túnel (Adaptado de CONAGUA, 2013).....	43
Figura 3.7. Recalques ao redor do poço 6 (CONAGUA, 2013) .....	44
Figura 3.8. Separação das placas de concreto do solo - Poço 6 (CONAGUA, 2014). .....	44
Figura 3.9. Subsidência superficial no sentido do poço de grelhas (CONAGUA, 2014).....	44
Figura 3.10. Trincas ao interior do túnel de conexão do poço de grelhas ao poço de bombeamento 1 (Mondragón, 2015).....	45
Figura 3.11. Danos superficiais no poço de bombeamento 1- (a) Subsidência superficial sob a rampa de acesso ao PB-1; (b) Inclinação e separação das estruturas superficiais perto do PB-1. ....	45
Figura 3.12. Fissuração observada no interior do poço de bombeamento 2 .....	46
Figura 3.13. Efeitos da subsidência regional na usina de bombeamento- (a) Afundamento das escadas que conduzem ao poço de bombeamento 2; (b) Separação entre a parede dos tanques e o solo (CONAGUA, 2014).....	46
Figura 3.14. Localização dos ensaios de campo .....	48
Figura 3.15. Perfil de umidade do solo da zona de estudo, SM-10 (Civil Integral, 2009).....	50
Figura 3.16. Ruptura do poço 6 da usina de bombeamento (Zaldivar, 2013).....	51
Figura 3.17. Processo construtivo da usina de bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” .....	51
Figura 3.18. Melhoramento do terreno (Adaptado de CONAGUA, 2013).....	52

Figura 3.19. Processo construtivo dos poços da usina de bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” ....	54
Figura 3.20. (a) Imersão do tanque de flutuação e (b) construção da laje de fundo .....	54
Figura 3.21. Processo construtivo dos túneis da usina de bombeamento “ <i>Casa Colorada</i> ” ...	55
Figura 3.22. Localização dos piezômetros na usina de bombeamento .....	57
Figura 3.23. Condições piezométricas (estação piezométrica PZTA-5).....	58
Figura 3.24. Elevações registradas no P-6 .....	59
Figura 3.25. Elevações registradas no PG.....	59
Figura 3.26. Elevações registradas no PB-1.....	60
Figura 3.27. Elevações registradas no PB-2.....	60
Figura 3.28. Perfil do terreno Poço de Bombeamento 1 .....	61
Figura 3.29. Perfil do terreno Poço de Bombeamento 2 .....	62
Figura 3.30. Perfil do terreno na área de escritórios .....	62
Figura 4.1. Estratigrafia considerada para a modelagem numérica .....	64
Figura 4.2. Correlações com o teor de umidade.....	67
Figura 4.3. Condições iniciais da poropressão.....	68
Figura 4.4. Condições iniciais das tensões efetivas verticais.....	68
Figura 4.5. Trajetórias de tensões e valores de M obtidos dos ensaios Tipo CU de amostras indeformadas (a partir de Alberro & Hiriart, 1973).....	70
Figura 4.6 Comparação das trajetórias de tensões efetivas ( $p'$ vs $q$ ) utilizando o modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> .....	70
Figura 4.7 Comparação das trajetórias de tensões efetivas ( $p'$ vs $q$ ) utilizando o modelo <i>Soft-Soil</i> .....	71
Figura 4.8 Tensão desviadora vs deformação axial, para $\dot{\epsilon}_1=94\%/hora$ .....	72
Figura 4.9 Tensão desviadora vs deformação axial, para $\dot{\epsilon}_2=1,88\%/hora$ .....	72
Figura 4.10 Tensão desviadora vs deformação axial, para $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/hora$ .....	72
Figura 4.11 Acréscimo da poropressão vs deformação axial, para $\dot{\epsilon}_1=94\%/hora$ .....	73
Figura 4.12 Acréscimo da poropressão vs deformação axial, para $\dot{\epsilon}_2=1,88\%/hora$ .....	73

Figura 4.13 Acréscimo da poropressão vs Deformação Axial, para $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/hora$ .....	74
Figura 4.14 Seção transversal da malha bidimensional de elementos finitos .....	76
Figura 4.15. Etapas de análise da modelagem 2D.....	78
Figura 4.16. Rebaixamento piezométrico modelado.....	79
Figura 4.17. Tensões iniciais totais. ....	80
Figura 4.18. Excesso de poropressão na construção dos poços .....	80
Figura 4.19. Deslocamentos verticais do poço 6 (P-6) na etapa de adensamento 1.....	81
Figura 4.20. Deslocamentos verticais do poço de grelhas (PG) na etapa de adensamento 1... 81	
Figura 4.21. Deslocamentos verticais do poço de bombeamento (PB) na etapa de adensamento 1 .....	82
Figura 4.22. Deslocamentos induzidos pelo adensamento 1 gerado pela construção - Modelo 2D .....	82
Figura 4.23. Deslocamentos verticais do poço 6 (P-6) na etapa de adensamento 2.....	83
Figura 4.24. Deslocamentos verticais do poço de grelhas (PG) na etapa de adensamento 2... 84	
Figura 4.25. Deslocamentos verticais do poço de bombeamento (PB) na etapa de adensamento 2.....	84
Figura 4.26. Deslocamentos induzidos pelo fenômeno da subsidência regional (2) - Modelo 2D .....	85
Figura 4.27. Detalhe das estruturas do modelo 3D .....	87
Figura 4.28. Condições de simetria do caso de estudo.....	87
Figura 4.29 Malha tridimensional de elementos finitos.....	88
Figura 4.30. Etapas de análise da modelagem 3D.....	89
Figura 4.31. Condições iniciais (3D) .....	91
Figura 4.32. Excesso de poropressão na construção dos poços (3D).....	92
Figura 4.33. Excesso de poropressão sob os poços.....	92
Figura 4.34. Pontos de análise dos deslocamentos.....	93

Figura 4.35. Campo de deslocamentos verticais na direção $z$ ( $u_z$ ), na etapa de adensamento 1 .....	93
Figura 4.36. Deslocamentos verticais induzidos nos poços pelo adensamento 1 .....	94
Figura 4.37. Deslocamentos induzidos pelo adensamento 1- Modelo 3D .....	95
Figura 4.38. Deslocamentos nos poços, a) na direção vertical $z$ ( $u_z$ ) e b) na direção horizontal $y$ ( $u_y$ ) .....	96
Figura 4.39. Malha deformada após o adensamento 1 .....	96
Figura 4.40. Tensões verticais nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{zz}$ ) .....	97
Figura 4.41. Tensões verticais nos poços de grelhas na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{zz}$ ) .....	97
Figura 4.42. Tensões horizontais nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{yy}$ ) .....	98
Figura 4.43. Tensões cisalhantes nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma_{yz}$ ) .....	98
Figura 4.44. Campo de deslocamentos verticais na direção $z$ ( $u_z$ ), na etapa de adensamento 2 .....	99
Figura 4.45. Deslocamentos induzidos nos poços pelo adensamento 2 .....	99
Figura 4.46. Deslocamentos induzidos pelo fenômeno da subsidência regional(2) - Modelo 3D .....	100
Figura 4.47. Deslocamentos nos poços na direção vertical $z$ ( $u_z$ ) na etapa de adensamento 2 .....	101
Figura 4.48. Deslocamentos nos poços na direção horizontal $y$ ( $u_y$ ) na etapa de adensamento 2 .....	101
Figura 4.49. Malha deformada após o adensamento 2 .....	102
Figura 4.50. Tensões verticais nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{zz}$ ) .....	103
Figura 4.51. Tensões verticais nos poços de grelhas na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{zz}$ ) .....	103
Figura 4.52. Tensões horizontais nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{yy}$ ) .....	104
Figura 4.53. Tensões cisalhantes nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma_{yz}$ ) .....	104
Figura 4.54. Subsidência regional gerada pelo rebaixamento das pressões intersticiais .....	106
Figura 4.55. Perfil topográfico do terreno do Poço de Bombeamento 1 .....	106

## LISTA DE NOMENCLATURA E SÍMBOLOS

### Alfabeto Latino

A	área da seção transversal do elemento
B	parâmetro de Skempton
<u>B</u>	matriz de interpolação de deformação
C'	coesão
Cc	coeficiente da reta de compressão
Cd	coeficiente de descarga
Cr	coeficiente da reta de recompressão
Cw	compressibilidade da água
Cs	compressibilidade do material sólido
Cu	coesão não drenada
d	diâmetro
e	índice de vazios
e <sub>0</sub>	índice de vazios inicial
e <sub>int</sub>	índice de vazios inicial
E'	módulo de deformabilidade elástica efetivo (módulo de elasticidade)
Eu	módulo de elasticidade não drenado
f'c	resistência característica do concreto submetido a compressão
G'	módulo de deformação cisalhante elástica efetivo (módulo de distorção)
Gs	peso específico dos sólidos
I	inércia da seção transversal do elemento
k	coeficiente de permeabilidade
K <sub>0</sub>	coeficiente de empuxo em repouso
K <sub>0</sub> <sup>nc</sup>	coeficiente de tensão lateral
K <sub>s</sub>	módulo de volume do material sólido
K <sub>w</sub>	módulo de volume da água
L <sub>L</sub>	limite de liquidez
L <sub>p</sub>	limite de plasticidade coordenadas
<u>m</u>	vetor de componentes de tensões normais e de cisalhamento
M	inclinação da linha de Estados Críticos

$\underline{M}$	representa a matriz de rigidez do material
$N$	número de golpes SPT
$\underline{N}$	matriz contém as funções de interpolação e
$n$	porosidade
$p'$	tensão efetiva isotrópica
$p$	tensão total isotrópica
$\underline{p}_n$	vetor do excesso da poropressão
$P_{inc}$	rebaixamento da poropressão
$q, q'$	tensão desviadora
$q_u$	Resistência a compressão
$R_{inter}$	fator de redução de resistência da interface solo-estrutura
$S_e$	grau efetivo de saturação.
$\underline{u}$	vetor de deslocamento contínuo dentro de um elemento
$\underline{v}$	vetor de deslocamento nodal
$w$	teor de umidade
$x, y, z$	coordenadas cartesianas
$z$	profundidade

### **Alfabeto Grego**

$\alpha$	coeficiente de poropressão de Biot
$\gamma_{sat}$	peso específico saturado
$\Delta$	incremento
$E$	deformação
$\dot{\epsilon}$	velocidade de deformação
$\kappa$	índice de expansão
$\kappa^*$ :	índice de expansão modificado
$\lambda$	índice de compressão
$\lambda^*$	índice de compressão modificado
$\mu$	poropressão
$\nu'$	coeficiente de Poisson
$\nu'$	coeficiente de Poisson efetivo
$\nu_u$	coeficiente de Poisson não drenado



$\nu'_{ur}$  Coeficiente de Poisson para carregamento / descarregamento  
 $\sigma, \sigma'$  tensão normal total e efetiva, respectivamente  
 $\sigma_1, \sigma'_1$  tensão normal principal maior total e efetiva, respectivamente  
 $\sigma_2, \sigma'_2$  tensão normal principal intermediária total e efetiva, respectivamente  
 $\sigma_3, \sigma'_3$  tensão normal principal menor total e efetiva, respectivamente  
 $\sigma_{xx}, \sigma'_{xx}$  tensão normal total e efetiva na direção xx , respectivamente  
 $\sigma_{yy}, \sigma'_{yy}$  tensão normal total e efetiva na direção yy , respectivamente  
 $\sigma_{zz}, \sigma'_{zz}$  tensão normal total e efetiva na direção zz , respectivamente  
 $\sigma_{yz}, \sigma'_{yz}$  tensão cisalhante total e efetiva na direção yx , respectivamente  
 $\Delta\sigma$  incremento de tensão  
 $\Sigma$  somatório  
 $\tau$  tensão cisalhante  
 $\tau_r$  tensão cisalhante no plano de ruptura  
 $\varphi'$  ângulo de atrito interno efetivo  
 $\phi_x, \phi_y, \phi_z$  graus de liberdade de rotação mo eixo x, y e z respectivamente  
 $\psi$  ângulo de dilatação

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. MOTIVAÇÃO

Devido ao avanço das técnicas de construção, cada dia são desenvolvidos projetos maiores em solos com condições geotécnicas complexas e com propriedades de resistência e compressibilidade desfavoráveis, como são os casos dos solos moles de Shanghai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá e Cidade do México; onde têm ocorrido fenômenos relacionados como o rebaixamento das pressões intersticiais no subsolo que alteram as condições de trabalho das estruturas subterrâneas, este fenômeno é conhecido como subsidência regional. A subsidência regional tem tido repercussões negativas para as construções superficiais e principalmente subterrâneas, como mudanças progressivas na inclinação de obras de condução, aumento do risco de inundações em caso de ruptura dos sistemas de esgoto; danos nas fundações e instalações subterrâneas, entre outras.

Como parte de um projeto de colaboração entre a Universidade de Brasília (UnB) e a Universidade Nacional Autónoma de México (UNAM), em esta pesquisa é analisado o caso da usina de bombeamento “*Casa Colorada*”. A UNAM forneceu todas as informações necessárias para realizar este estudo.

A cidade do México, em grande parte, está construída sobre o fundo do lago Texcoco. A zona do lago é composta de grandes depósitos de argila altamente compressível submetidas a um processo de adensamento gerado pela redução da poropressão causada pelo bombeamento da água dos estratos profundos para o abastecimento de água potável, conhecido como subsidência regional (Santoyo *et al*, 2005).

Os projetos de túneis em solos envolvem problemas complexos de interação entre estruturas subterrâneas principalmente nas conexões túnel- poço e túnel – túnel; como é o caso da usina de bombeamento “*Casa Colorada*”. A usina está formada por quatro poços de aproximadamente 16,0 m de diâmetro e que atingem profundidades de 31,9 m, estes poços estão interligados por túneis de 5 metros de diâmetro (CONIISA, 1995). Além de estar submetida ao fenômeno da subsidência regional, apresenta um adensamento devido à construção das suas próprias estruturas. Desde a sua construção a usina tem desenvolvido recalques diferenciais importantes e inclusive a ruptura de uma das suas conexões (poço – túnel).

Devido à magnitude e importância destas obras, e ao carácter tridimensional deste problema, é cada vez mais necessário o uso de ferramentas avançadas para o estudo de problemas complexos como é o comportamento da interação das conexões poço – túnel e túnel – túnel. Desta forma, surge a motivação de estudar este fenómeno e a pesquisa pretende obter um melhor entendimento a partir de análises numéricas bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) da interação de estruturas subterrâneas em solos em processo de adensamento.

A utilização de ferramentas numéricas em especial em obras subterrâneas apresenta vantagens relevantes porque possibilita uma abordagem mais ampla, sendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) uma das técnicas numéricas mais usualmente empregadas em simulações de obras geotécnicas (Resende, 2016), devido à sua capacidade de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos, e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo geral**

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar a interação de estruturas subterrâneas (túnel-poço) em solos moles em processo de adensamento gerado pela sua construção e pelo rebaixamento das pressões intersticiais (subsidência regional), através de um estudo de caso: usina de bombeamento “Casa Colorada”, Cidade do México, México.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

Os objetivos específicos são:

- Desenvolver um modelo geotécnico característico do caso de estudo e validar o modelo constitutivo empregado para a simulação dos solos moles com os resultados de ensaios de laboratório.
- Efetuar uma modelagem numérica representativa do caso de estudo que permita obter os deslocamentos, as deformações e as tensões que se possam desenvolver nas estruturas e no meio durante as etapas de construção e de utilização.
- Comparar e validar os resultados das simulações numéricas com a informação obtida da instrumentação.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. ASPECTOS GERAIS DE ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS EM SOLOS MOLES**

As obras subterrâneas têm grande parte da execução realizada no interior de uma cavidade, seja horizontal, vertical ou inclinada (Remende, 1999); os túneis e os poços ou “*shafts*” são as principais estruturas subterrâneas construídas em solos moles. Neste Capítulo são apresentadas as principais características dessas estruturas.

#### **2.1.1. Poços**

Os poços são acessos verticais ou inclinados, que servem de apoio nas operações auxiliares para a construção de um túnel as quais são: escavação, ventilação, bombeamento, transporte vertical, instalações elétricas, acesso do pessoal, etc. Estas obras também são usadas para a captação das águas superficiais e conduzi-las até a drenagem profunda (Zemva, 2011a)

Segundo Auvinet *et al.*(2010) o diâmetro e a profundidade dos poços dependem do tipo de solo, do uso e das ferramentas disponíveis para a escavação. Na cidade do México tem sido construídos poços com diâmetros de 6, 9, 12 e 16 metros, com profundidades de 40 a 200 metros.

##### **2.1.1.1. Problemas apresentados**

Em geral na construção dos poços em solos moles, as rupturas podem ser de dois tipos: por extrusão do solo por entre as juntas dos muros, ou pela ruptura do solo no fundo da escavação (Moreno, 1991).

Além disto, a profundidade dos poços da cidade do México tem aumentado ao longo do tempo, chegando até a camada dura, e em virtude disso, tem se gerado problemas de emersão aparente dos poços causados pelo fenômeno da subsidência regional, apresentado na Figura 2.1



Figura 2.1. Emerção aparente dos poços na Cidade do México (Zaldivar, 2013)

Com a experiência na construção de poços nas argilas moles da cidade do México, segundo Zaldivar, (2013) pode-se dizer que os principais problemas são:

- Risco de ruptura no fundo, pela baixa resistência ao cisalhamento das argilas moles.
- Possibilidade de ruptura por subpressão das camadas muito permeáveis durante a escavação do núcleo.
- Potencial de extrusão em juntas de construção de elementos estruturais.
- Presença do fenômeno de subsidência regional, que causa a emersão aparente dos poços.

#### 2.1.1.2. Processos construtivos

A construção dessas estruturas nas argilas muito moles da zona lacustre da Cidade do México representa um grande desafio para engenheiros geotécnicos, por isso foram desenvolvidas técnicas especiais (Auvinet *et al.*, 2010).

Os métodos construtivos aplicáveis a solos moles, incluindo para as argilas da cidade do México, são principalmente o método de flutuação, o muro diafragma e o poço com anéis pré-moldados; eles são apresentados a seguir (Moreno, 1991; Auvinet & Rodríguez, 2011; Zemva, 2011).

##### a) Poços flutuantes

Em 1969, os engenheiros Jorge Cravioto e Abel Villarreal patentearam o método para construir poços por flutuação. Esses poços foram projetados para controlar os potenciais mecanismos de ruptura que afetam escavações profundas em solos muito moles, incluindo o colapso das paredes e do fundo da escavação. (Moreno, 1991). O método de flutuação é um

método simples e de baixo custo, que permite a construção de poços e reservatórios de bombeamento de grande profundidade em argilas moles (Auvinet *et al.*, 2010).

Este método é o mais utilizado na área do lago da Cidade do México, e seu processo de construção consiste em:

1. Construção de duas vigas de borda circulares, interna e externa (Figura 2.2a). Elas servem como guia da escavação da vala até a profundidade do projeto (Figura 2.2a), durante toda a etapa o solo é substituído por lama bentonítica.
2. Demolição da viga de borda interna e remoção do núcleo de solo. Substituindo sempre o material escavado por lama bentonítica, até atingir a profundidade necessária (Figura 2.2b).
3. Colocação de um tanque metálico em posição invertida sobre a superfície da lama, com um diâmetro menor ao diâmetro da viga de borda interna. Sobre o tanque é feito o preenchimento de concreto para a construção da laje de fundo e o primeiro trecho do muro do poço (Figura 2.2c).
4. Injeção de ar no interior do tanque, para provocar a sua flutuação e iniciar a primeira etapa de imersão. A imersão é realizada diminuindo gradualmente o conteúdo de ar, até atingir ao nível da segunda etapa de hormigonado (Figura 2.2d,e).
5. O ciclo de preenchimento de concreto e imersão do tanque repete-se até alcançar a profundidade de projeto. Finalmente, junta-se o poço com a viga de borda externa. O espaço entre o muro do poço e a parede da escavação é preenchido com uma argamassa de solo-cimento (Figura 2.2f).

Segundo (Nuñez, 1996a) o método de flutuação tem muitas vantagens, como por exemplo evita a ruptura do solo por extrusão, ajuda a prevenir a geração da ruptura por cisalhamento nas paredes e por subpressão no fundo da escavação. Além disto, o método de flutuação permite alcançar altas profundidades em solos muito moles, por isso atualmente se tem muita experiência da sua aplicação na zona do lago da cidade do México (Auvinet *et al.*, 2010).

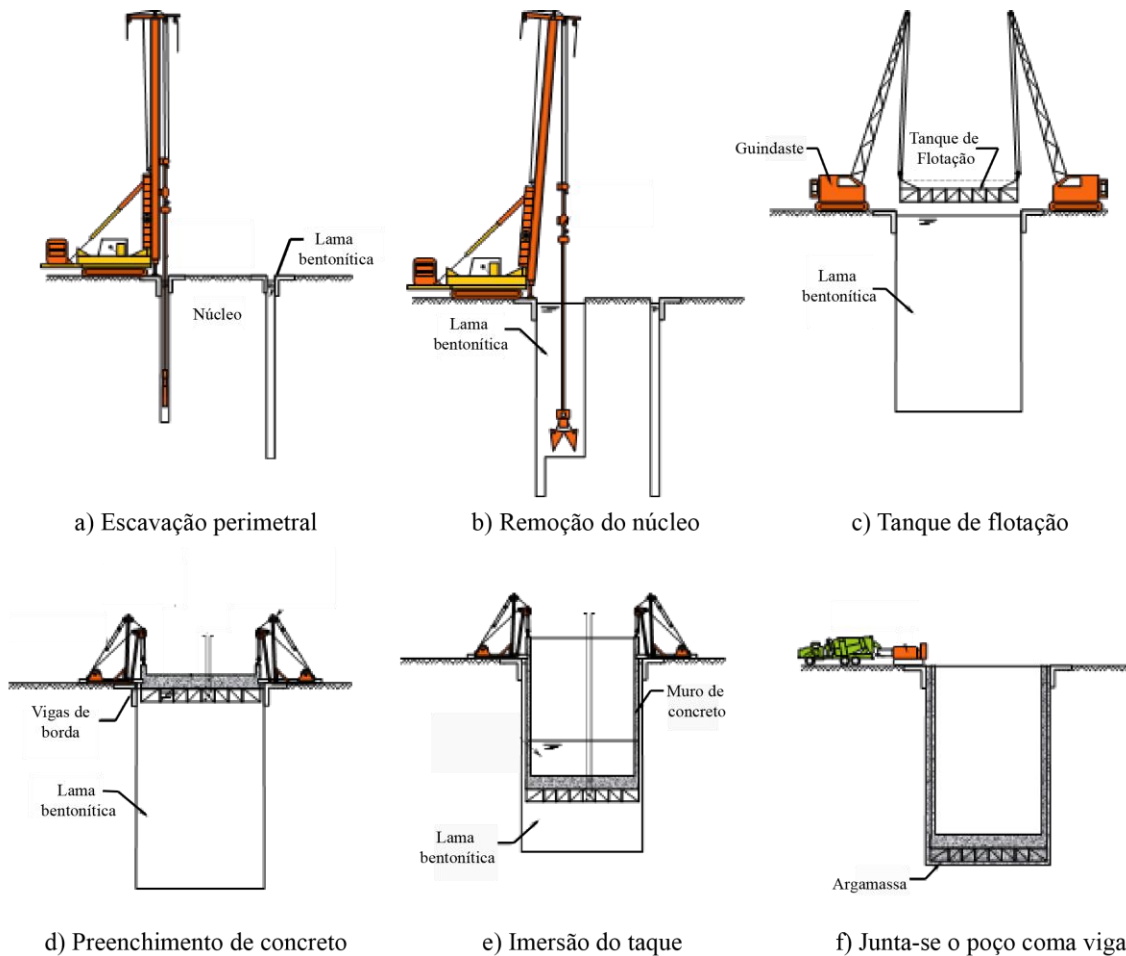


Figura 2.2 Processo construtivo do método de flutuação (Rodríguez, 2010)

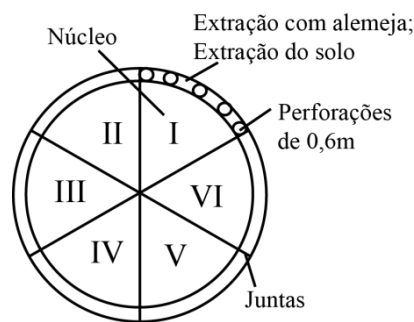
Convém notar também que este método tem algumas limitações no processo construtivo, uma vez que precisa de um cuidadoso controle dos níveis de lama bentonítica, isto porque sua sobre-elevação ou diminuição abrupta podem gerar ruptura do fundo por subpressão. Além disso, requer mão de obra altamente qualificada para a sua construção, o custo e tempo de construção é relativamente alto.

Outras limitações relacionam-se ao caso de haver grandes deformações na parede da escavação, já que a estrutura pode ficar presa durante a imersão; e também o acúmulo de sedimentos no fundo da escavação pode dificultar a injeção de argamassa no tanque de flutuação (Auvinet *et al.*, 2010)

#### a) Muro Diafragma:

As paredes de diafragma são painéis de concreto, geralmente armado, pré-fabricados ou moldados in loco com a função de contenção em escavações de subsolo. A técnica em termos gerais tem a seguinte sequência de construção (Zemva, 2011a):

1. Escavação da trincheira perimetral para o revestimento do poço, com perfurações de 0,6 metros de diâmetro; com o uso contínuo de lama bentonítica, cuja função é estabilizar as paredes de escavação e contrabalançar o empuxo causado pelo lençol freático no terreno (Figura 2.3a)
2. Armação do reforço do muro em cada setor e preenchimento de concreto, desde o fundo até o topo da escavação. Devido a que a densidade da lama é menor do que a densidade do concreto, ele se move na direção da superfície (Figura 2.3b).
3. Escavação do núcleo até a profundidade de projeto, quando é necessário colocar água ou lama para evitar uma ruptura de fundo. Quando se chega ao nível de escavação do projeto é feito o preenchimento de concreto para a construção da laje de fundo (Figura 2.3c).



a) Escavação da trincheira perimetral

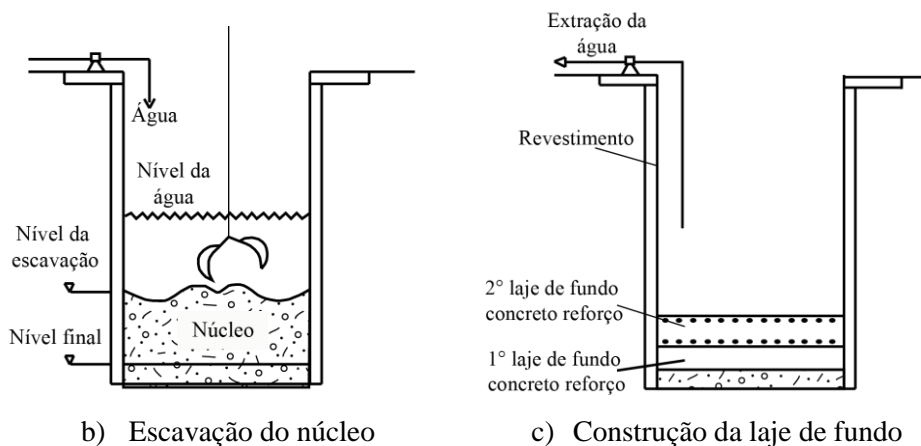


Figura 2.3 Processo construtivo do método de muro diafragma (Zaldivar, 2013)

*b) Poço com anéis pré-moldados (Zemva, 2011a):*

Este procedimento foi criado para solos saturados de baixa resistência e alta compressibilidade, tais como os solos da zona do lago da Cidade do México. É um método



construtivo onde se pode controlar os deslocamentos do solo para mitigar os danos estruturais. Seu processo de construção se mostra nos seguintes passos:

1. Construção de duas vigas de borda interior e exterior (Figura 2.4a). A função da viga de borda exterior é estabilizar o perímetro da escavação, fornecer uma orientação ao equipamento de escavação e suportar o peso da maquinaria pesada. A viga de borda interior tem a única função de servir como guia do equipamento de escavação.
2. Para a escavação do solo para a construção do poço é necessária a substituição do peso do solo com lama bentonítica, garantindo a estabilidade das paredes da escavação. Em seguida, também é feita a escavação da trincheira perimetral, além da demolição e remoção da viga de borda interna (Figura 2.4b).
3. Construção dos anéis segmentados (1 e 2), ligados às vigas de guia verticais no interior da escavação ao nível do projeto (Figura 2.4c).
4. Construção da laje de fundo mediante o uso da tubagem “Tremie”. Quando o concreto da laje de fundo atinge o 10% da sua resistência, pode-se continuar com a descida dos anéis superiores (Figura 2.4d).
5. Submersão dos anéis superiores (Figura 2.4e).
6. Colocação perimetral entre os anéis e o solo natural, de uma mistura de argamassa e bentonita, de resistência à compressão entre 10 e 30/cm<sup>2</sup> (Figura 2.4f).
7. Remoção da lama no interior do poço (Figura 2.4g).
8. Construção do revestimento final (Figura 2.4h).

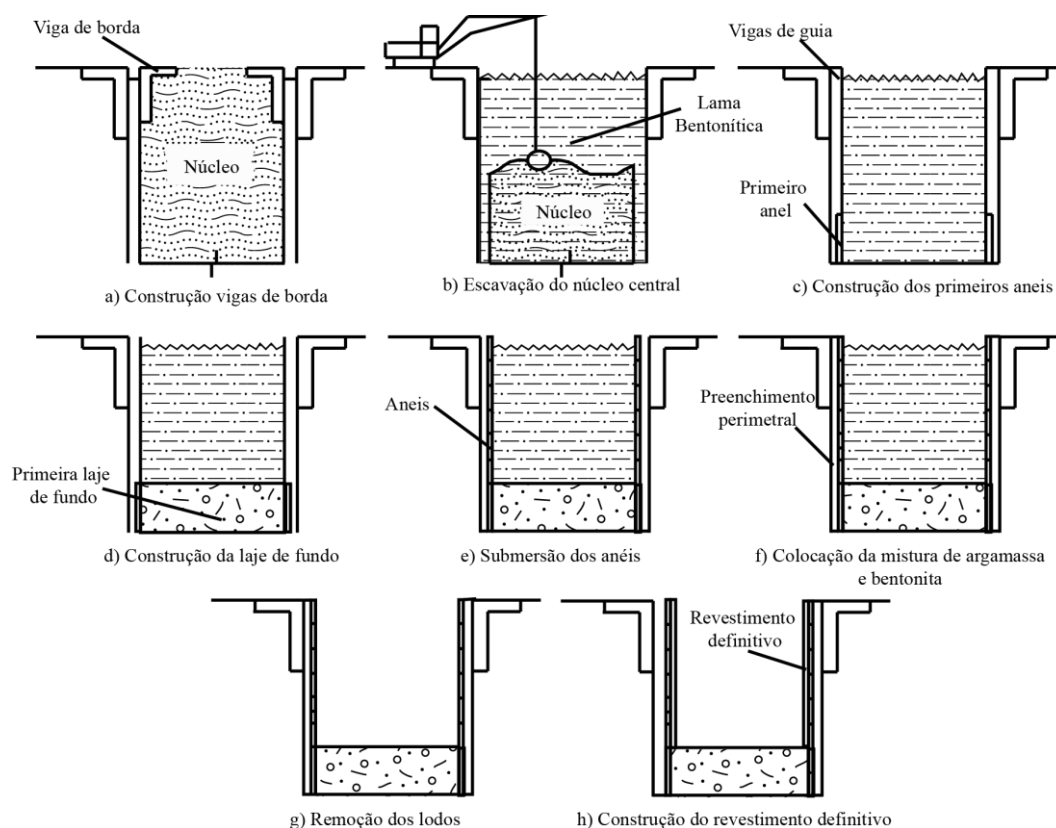


Figura 2.4 Processo construtivo do método com anéis pré-moldados (Zaldivar, 2013)

## 2.1.2. Túneis

No decorrer dos últimos anos, foi observado um aumento acentuado na utilização de túneis construídos em solos moles, principalmente em regiões urbanas. Estes túneis têm sido construídos para atender a uma variedade de finalidades, como transporte (viário, ferroviário e metroviário), adução de água, e como parte de sistemas de coleta de esgotos (Kochen, 1992).

A construção de túneis em solos moles em regiões urbanas requer que a estabilidade da escavação seja assegurada, e que os deslocamentos no maciço induzidos pela escavação sejam limitados a valores aceitáveis. No caso do México a construção de túneis representa um grande desafio pelas características do solo.

### 2.1.2.1. Problemas apresentados

Com a experiência na construção de túneis em argilas moles da cidade do México, pode-se dizer que os principais problemas são (Zaldivar, 2013):

- Geração de deslocamentos excessivos devido à elevada compressibilidade das argilas moles da zona lacustre.
- Ruptura do frente da escavação, pela presença de camadas permeáveis.

- Grande convergência nos revestimentos durante a construção.
- Baixa resistência ao cisalhamento das argilas moles que eventualmente também pode levar á ruptura do frente.
- Separação de juntas de construção de elementos estruturais.
- Presença do fenômeno de subsidência regional, que causa uma mudança na inclinação do túnel e produz tensões adicionais.

#### **2.1.2.2. Processos construtivos**

Há diversas tecnologias empregadas na escavação subterrânea sendo que uma das mais antigas, refere-se ao uso de martelo e cinzéis na abertura de cavidades. Em 1679 empregou-se, pela primeira vez em obras civis, explosivos para o desmonte da face da escavação (Moraes, 1999)

Atualmente existem basicamente dois métodos de escavação. O primeiro, refere-se a uma forma mecanizada de escavar o túnel utilizando os “*shields*” ou TBMs (Tunnel Boring Machine), enquanto que o segundo, refere-se aos Métodos de escavação sequencial, sendo o NATAM (New Austrian Tunneling Method) seu exemplo mais difundido (ITA, 2009; Moraes, 1999; Kochen, 1992; Remende, 1999; Sauer *et al.*, 2003)

A escolha pelo melhor método ou mais correto, a ser empregado num projeto de um túnel depende de diversas considerações, entre as quais se citam a viabilidade técnica da escavação, interferências com utilidades existentes na superfície, impacto ambiental provocado pelo método, custos e segurança (Dos Nabuco, 1994).

##### *a) Métodos de escavação mecanizados*

Inseridos nesta classificação estão os TBMs, o termo "Tunnel Boring Machine" é habitualmente usado para descrever uma máquina full-face usada para o avanço de túneis. (Wood, 2000). Dentre os TBMs estão os shields de frente fechada com dispositivos mecânicos de escavação automática, e os shields com sistema de avanço hidráulico e pneumático, denominados “pipe-jacking”.

A diferença entre estes é a forma de escavação, o sistema de avanço e o nível de automação. Caracterizam-se pela boa produtividade, relacionada à velocidade de avanço e baixa flexibilidade do traçado, apesar de já existirem máquinas articuladas para possibilitar traçados mais acentuados (Remende, 1999). Na Figura 2.5 mostram-se exemplos de escavação mecanizada.



Figura 2.5 a) Início de Escavação na Via Mockingbird, DART – Dallas. b) Máquina de Escavação para Poço Inclinado na Mina de Copper - Bolívia, (Sauer & Mergelsberg, 2003)

b) *Métodos de escavação sequencial*

Segundo Remende (1999) nos métodos de escavação sequencial o túnel é escavado em etapas a través de equipamentos móveis, onde a escavação não é aplicada à seção total do túnel (Figura 2.6). O suporte do solo em cada incremento de escavação é feito imediatamente, passo a passo, com concreto projetado, cambotas treliçadas, enfilagens de barra, etc. (Sauer *et al.*, 2003)



Figura 2.6 a) Escavadeira em Túnel de Teste em Heathrow - London. b) Escavação com Fresa na Estação Subterrânea Exchange Place - Jersey City, (Sauer & Mergelsberg, 2003)

Estes métodos procuram obter a estabilidade da cavidade através de um alívio de pressão controlado, de maneira a transformar o material do maciço circundante, de um mero elemento de carga, em um elemento portante (Martoni, 2006)

O nome “New Austrian Tunneling Method - NATM” (Novo Método Austríaco de Túneis) foi reutilizado pelo Prof. Rabcewicz (1964). Após algumas aplicações bem sucedidas em túneis hidráulicos, ferroviários e rodoviários, este método foi adotado pela primeira vez em

área urbana em 1968, para uma seção do Sistema de Metrô de Frankfurt, em argila (Sauer *et al.*, 2003).

No Brasil, o primeiro túnel urbano em solo construído utilizando o método do NATM foi o túnel do Alto da Boa Vista para adução de água pela SABESP (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo), em 1978 (Dos Nabuco, 1994).

Segundo Sauer *et al* (2003) a flexibilidade, economia e histórico de segurança levou, à utilização do NATM em grandes cidades, com escavações predominantemente em argila, argila siltosa, siltes, margas moles, e condições similares de solos moles.

Solos moles podem ser comparados a líquidos altamente viscosos, com um tempo de auto suporte limitado quando escavados. Este fato leva às mais importantes regras e requisitos do NATM (Kochen *et al.*, 2009):

- A seção transversal de escavação deve sempre ter uma forma ovalada, ou o mais próxima possível da forma circular.
- A instalação imediata e continua de suporte no perímetro da escavação (e, se necessário, na face também) é um fator significativo para minimizar a movimentação do solo circundante, e garantir a estabilidade da frente da escavação.
- É também essencial, sob o aspecto estrutural, fechar o anel de revestimento (em concreto projetado) o mais rápido possível, até uma distancia máxima de um diâmetro do túnel, atrás do frente de escavação.

### **2.1.2.3. Couraças**

Para a construção de túneis longos em solos moles recomenda-se o uso de couraças com a frente fechada. O emprego de couraças provê um controle maior na estabilidade da frente e na magnitude de deslocamentos gerados na superfície, e também permite controlar as infiltrações de água no túnel (Dos Nabuco, 1994).

Atualmente, em solos moles são usados dois tipos principais de couraças: a couraça de pressão de terra balanceada (Earth Pressure Balance - EPB) mostrada na Figura 2.7, e a couraça de lamas pressurizadas.

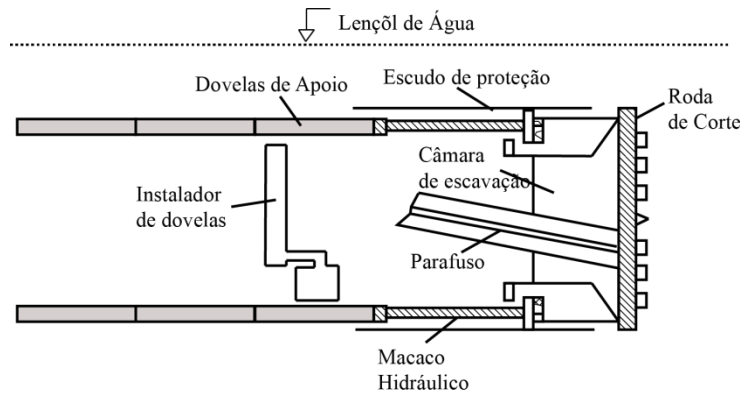


Figura 2.7 Couraça de pressão de terra balanceada (EPB) (Adaptado de ITA, 2009)

Por outro lado, para a construção de túneis curtos em solos moles, utilizam-se métodos sequencias com um melhoramento do solo, com o intuito de modificar favoravelmente as propriedades de tensão e deformação. Alguns desses métodos são as injeções de consolidação, as injeções de compactação e o Jet Grouting (Zaldivar, 2013).

### 2.1.3. Conexões

De modo geral, nos projetos de obras subterrâneas, têm-se conexões entre duas ou mais estruturas, as principais são túnel-túnel e túnel-poço.

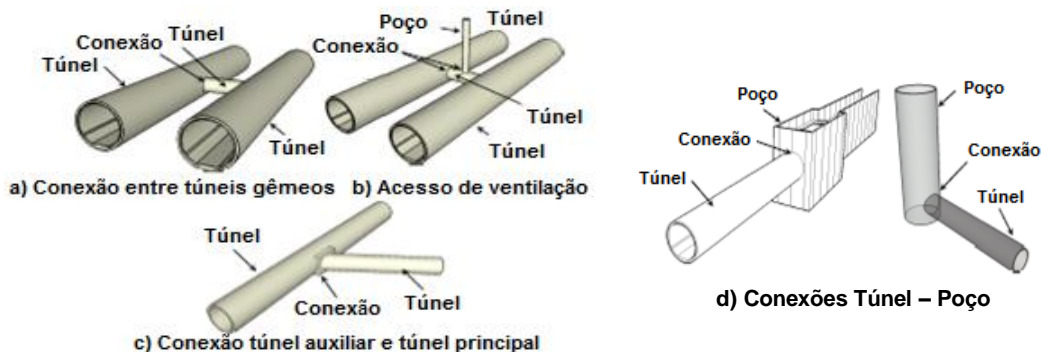


Figura 2.8 Tipos de conexões Túnel – Túnel (adaptado de Auvinet & Rodríguez, 2010).

As conexões túnel-poço (Figura 2.8d) visam atingir os seguintes objetivos (Singh *et al.*, 2006):

- Fornecer acesso vertical ao nível do túnel para sua construção.
- Conter os cabos de energia elétrica.
- Fornecer a ventilação aos túneis longos.
- Permitir o acesso de pessoas.
- Gerar galerias para permitir a montagem da tuneladora.

Em contrapartida, segundo Singh as conexões Túnel – Túnel (Figura 2.8) têm como objetivos:

- Unir túneis duplos para fornecer uma rota de fuga e salvamento em caso de emergência (Figura 2.8. a). São comumente usados em túneis rodoviários;
- Gerar uma área de ventilação através da construção de uma conexão Poço – Túnel adjacente (Figura 2.8. b);
- Conectar os coletores secundários a uma coletora central em projetos de túneis de águas residuais (Figura 2.8. c);
- Gerar um sistema de rede de transportes interligados (redes de metrô).

#### **2.1.4. Critérios de análise e projeto**

Os desenhos geotécnicos de túneis e poços em solos moles devem cumprir com alguns estados limites últimos ou de ruptura e também estados limites de serviço (Auvinet *et al.*, 2011).

##### *a) Estados limites últimos*

Dentre os estados limites últimos ou de ruptura, para o caso dos túneis, encontram-se a estabilidade do frente e das paredes da escavação, a estabilidade por extrusão, a estabilidade por subpressão, por fluxo da água e a estabilidade estrutural dos revestimentos.

Para os poços deve-se ter em conta a estabilidade das paredes da escavação e do núcleo, a estabilidade por extrusão, a estabilidade do fundo por cisalhamento, por subpressão e a estabilidade por flutuação.

##### *b) Estados limites de serviço*

Sobre os estados limites de serviço, é importante salientar os deslocamentos imediatos, causados pela escavação e construção do túnel e poço; os deslocamentos diferidos, gerados pelo adensamento e pela interação das estruturas com a subsidência regional; e finalmente, os deslocamentos induzidos gerados por cargas acidentais.

#### **2.1.5. Solos moles em diferentes cidades do mundo**

Muitas cidades estão se desenvolvendo sobre solos moles, tais como: Shangai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá, Cidade do México, entre outras. Nessas cidades

têm acontecido fenômenos relacionados como o rebaixamento dos níveis de água no solo que alteram as condições de trabalho das estruturas subterrâneas (E. Rodríguez, 2016).

Devido à semelhança de seus solos constituídos por argilas moles e a extração excessiva de água de seus aquíferos, é interessante mencionar a subsidência regional da Cidade do México juntamente com Xangai e Bangkok, os danos que manifestam suas estruturas, linhas de metrô e instalações municipais são muito semelhantes (Espinoza, Collado, Morales, & Hernández, 2012).

Em Xangai (China) a investigação da subsidência do solo devido ao bombeamento de águas subterrâneas começou em 1921, a existência de estruturas subterrâneas em aquíferos dentro da região urbana também influenciam a redistribuição do nível de águas e a subsidência da terra (Xu, Ma, Shen, & Sun, 2012).

Por outro lado, a torre de Pisa e a Catedral do México são dois casos paralelos de comportamento inadequado de suas fundações (Santoyo, 2005). As duas sofrem recalque diferencial, cada parte de uma mesma estrutura mostra diversos recalques a velocidades diferentes. Os recalques não uniformes provocam movimentos diferentes em alguns pontos das estruturas gerando trincas e fraturas (Klettke, 2009).

Em Bogotá, na Colômbia, a cidade está construída sobre depósitos de siltes, argilas e eventualmente areias. A cidade possui camadas de solo orgânico até de 23 metros e uma camada de areia fina e densa de aproximadamente 34 metros (Montaña, 2013).

Na região central de Lima (Peru) foi executado um complexo viário com túnel e viadutos, em condições geológico-geotécnicas severas, como a necessidade de escavação de um conglomerado arenoso-siltoso altamente heterogêneo, variável em função de seu grau de saturação (Araujo, Kochen, Bastos, & Jarrouge, 2015).

No Brasil, cidades como Recife (Coutinho *et al.*, 2005), Rio de Janeiro (Almeida, Marques, & Futai, 2005), Salvador (Baptista, 2010), Campinas (Kochen, 1992) e São Paulo (Kochen, 2008), estão se desenvolvendo sobre solos moles, a maioria são argilas com valores elevados de teor de umidade e matéria orgânica.

A cidade de Brasília, por sua vez, apresenta um inverno muito seco e um verão chuvoso. Por isto, os processos físicos, químicos e biológicos típicos desta região com boa drenagem e de clima quente e úmido, geram solos com alto índice de vazios, baixo peso específico e alta permeabilidade e baixa resistência (Dos Nabuco, 1994; Chissolucombe, 2001; Blanco, 1995).



Depósitos de solos moles são comuns em áreas portuárias no Brasil, devido ao aporte de sedimentos depositados por milhares de anos, inclusive recentes, e também em virtude às atividades antrópicas. Este é o caso do Porto de Santos, que possui o maior e mais importante terminal de contêineres da América Latina. Também é importante citar o Porto Navegantes, no estado de Santa Catarina, o Porto do Itaqui em São Luís (Maranhão) e o Estaleiro Renave, situado na Ilha do Viana, RJ (ENGEGRAUT, 2015).

## 2.2. PROBLEMÁTICA INDUZIDA PELO FENÔMENO DE SUBSIDÊNCIA REGIONAL NA ZONA LACUSTRE DA CIDADE DO MÉXICO

### 2.2.1. Estrutura geotécnica da Cidade do México

Segundo Mooser (1992) a cidade do México, em grande parte, está construída sobre o fundo do lago Texcoco, principalmente no leste e norte. A zona oeste é desenvolvida na Sierra das Cruces, e ao sul vários assentamentos ocupam o terreno coberto pela lava emitida há 2500 anos pelo vulcão Xitle (Figura 2.9). Os solos da planície lacustre do vale do México estão formados por uma complexa sequência de camadas de argilas moles, interrompidas por camadas duras. As primeiras são geradas pela deposição de partículas finas em lagos e as segundas pela acumulação de cinzas vulcânicas ou aluviões, assim como a influência da secagem dos solos moles expostos ao calor solar (Paniagua, 1988).

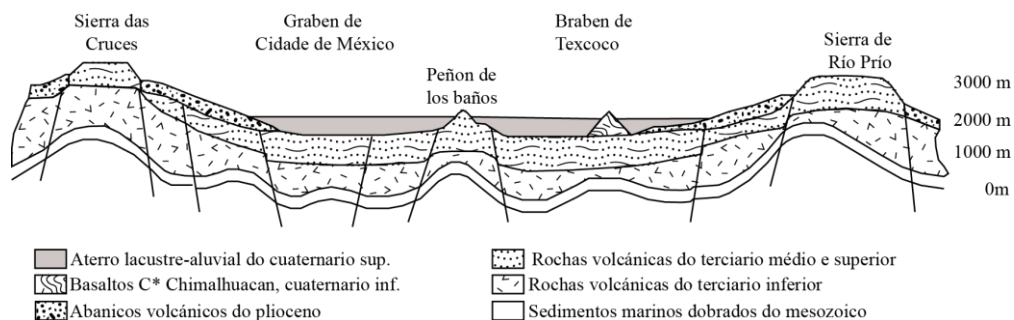


Figura 2.9 Principais formações geológicas do Vale do México (Mooser, 1992)

Em 1945, o Comitê Impulsor e Coordenador da pesquisa Científica começou a estudar o subsolo da Cidade do México (Santoyo, 2008). A fim de categorizar os problemas que possam surgir desde o ponto de vista da Engenharia Geotécnica. A área urbana da Cidade do México foi dividida em três grandes zonas: a zona de monte (Zona I), zona de transição (Zona II) e zona do lago (Zona III), que são mostradas na Figura 2.10 (Marsal *et al.*, 1992; Auvinet, 2005; Rodríguez, 2010; Zemva, 2011a).

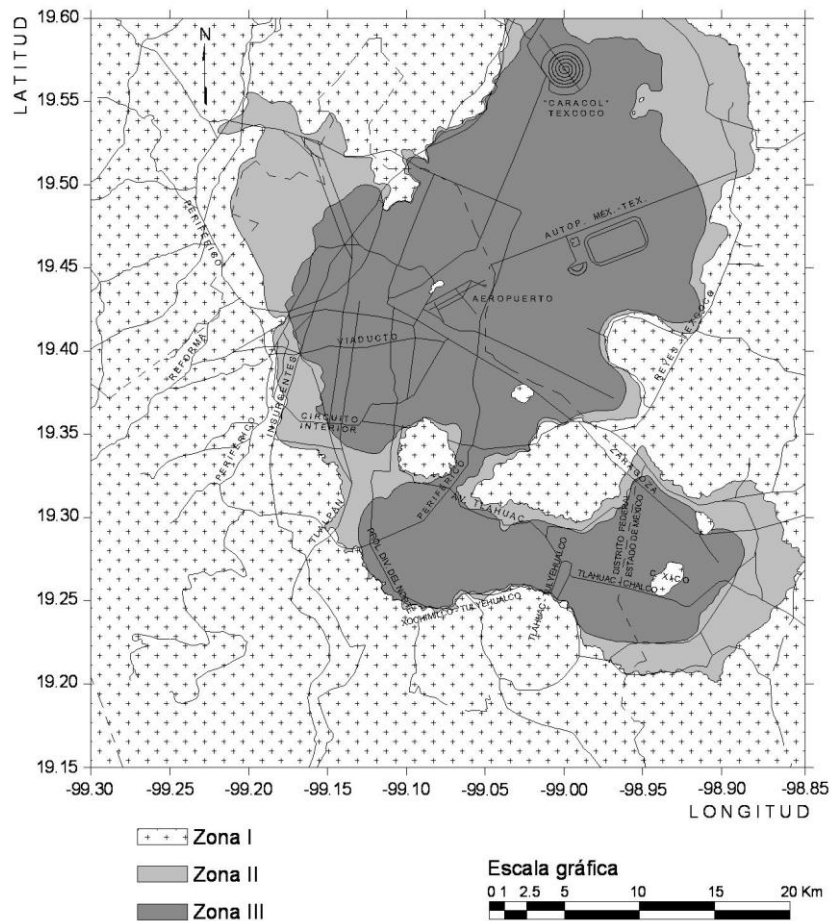


Figura 2.10. Zoneamento geotécnico da Cidade do México (GDF, 2004)

A zona de colinas está formada por rochas ou solos que foram depositados fora do ambiente lacustre, geralmente têm pouca compressibilidade e alta resistência ao cisalhamento. A zona de transição tem uma estratigrafia errática, com presença de diversas camadas de areia ou silte de origem aluvial, intercaladas com depósitos de argila lacustre com espessura muito variável.

Finalmente, a zona do lago é composta de grandes depósitos de argila altamente compressível, separados por camadas de areia; geralmente estão cobertos na superfície por solos aluviais, materiais secos e aterros artificiais. A espessura deste conjunto pode ser superior aos 50 metros, eles se encontram apoiados em solos más rígidos.

No Congresso de Pesquisa Científica da Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) de 1953, o professor Marsal apresentou seu modelo estratigráfico da Cidade do México, baseado numa extensa investigação geotécnica.

A Figura 2.11 mostra um perfil típico do solo da zona do lago, na qual são distinguidas cinco camadas importantes (Rodríguez, 2010). 1) A primeira é a crosta superficial, formada

por depósitos aluviais recentes e por aterros artificiais. 2) A segunda é a série argilosa superior (SAS), de espessura variável entre 27 e 33 metros, formada por camadas de argila muito compressível com pequenos lentes arenosos. 3) A terceira é a camada dura (CD), que é uma camada de areia argilosa muito compacta de cerca de três metros de espessura, e encontra-se normalmente a uma profundidade de 30 m ou 35m. 4) Segue a série argilosa inferior (SAI) com espessuras variáveis entre 7 e 15 metros, formada por argilas vulcânicas mais resistentes e menos compressíveis que as argilas da serie argilosa superior (SAS). 5) Finalmente estão os depósitos profundos (DP), formados por camadas de areia, cascalho, silte e argilas compactas (Zemva, 2011a).

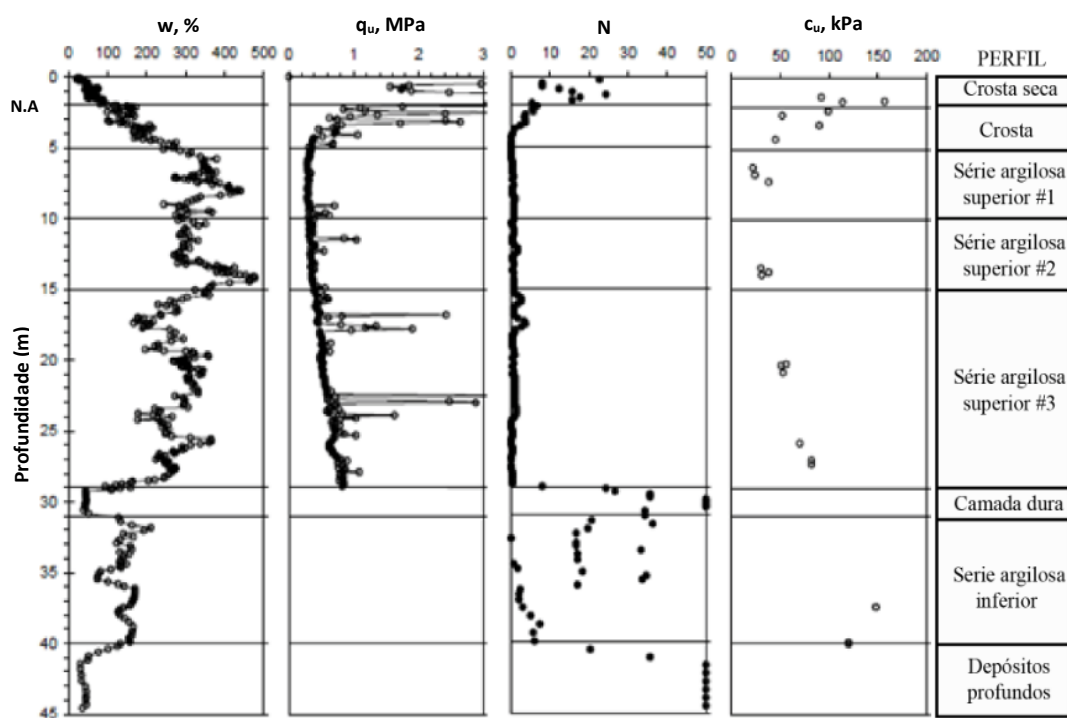


Figura 2.11. Perfis estratigráficos da zona do lago da Cidade do México

(Rodríguez, 2010)

Onde:  $w$ , teor de umidade;  $q_u$ , resistência por ponta (CPT);  $N$ , número de golpes (SPT);  $c_u$ , resistência não drenada

### 2.2.2. Descrição do fenômeno da subsidência regional

De modo geral, a subsidência é a perda de nível da superfície do solo que acontece devido à remoção de elementos de suporte, sendo uma das diferentes formas de ruptura do solo que atinge pequenos locais até grandes áreas de terreno (NOAO, 2002). O fenômeno pode acontecer se fluidos e sólidos são removidos dos poros do solo, gerando-se vazios.

A subsidência é essencialmente um movimento descendente do material na superfície do solo, com um pequeno movimento horizontal. Segundo Rodríguez (2016) podem acontecer vários tipos de subsidência, produto da atividade humana ou de processos naturais tais como:

- Subsidência sobre depósitos compressíveis de grão fino ou solos orgânicos;
- Subsidência em argilas que contraem e expandem devido às mudanças de umidade;
- Subsidência pelo bombeamento da água e decomposição de depósitos orgânicos; e
- Subsidência pela mineração.

No caso da Cidade do México, segundo Marsal e Mazari (1992), nas décadas de 1940 e 1960, se notou um recalque generalizado na cidade que ocasionou danos na infraestrutura e sérios problemas na estabilidade das construções dispostas sobre o antigo lago de Texcoco. De acordo com dados históricos, os registros mostraram que a cidade teve recalques que excederam os 10m, como é possível observar na Figura 2.12.

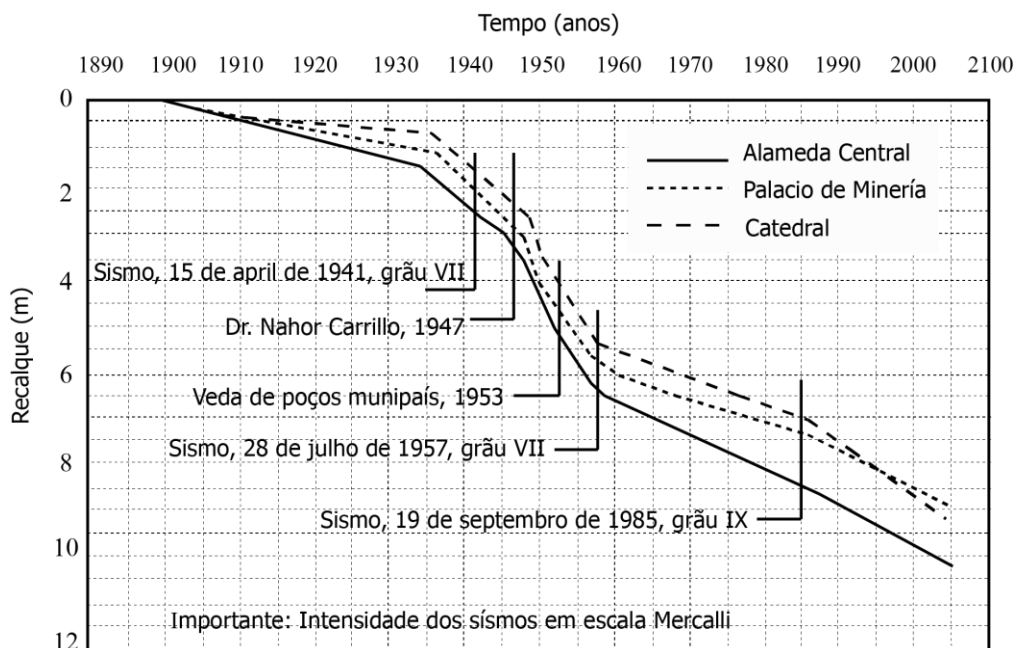


Figura 2.12. Evolução da subsidência regional (Laboratório de Geoinformática, 2009)

O agente principal que dá origem ao fenômeno da subsidência regional é a extração excessiva de água dos aquíferos dentro da área urbana da cidade do México. O declínio constante no nível das águas subterrâneas provoca a diminuição da pressão da água intersticial causando o adensamento das argilas moles (Nuñez, 1996b; Figueroa, 1996; Murillo, 1992; Marsal *et al.*, 1992). Na medida em que avança o processo de adensamento, provocado pelo sobre-aproveitamento dos aquíferos subterrâneos, as estruturas superficiais e subterrâneas tendem a apresentar maiores problemas (Juan F Rodríguez, 2010).

O fenômeno da subsidência regional, manifesta um maior grau na zona de transição e na zona do lago (Marsal *et al.*, 1992). Este fato pode ser observado na Figura 2.13 que mostra as velocidades da subsidência regional para o período de 2000-2005.

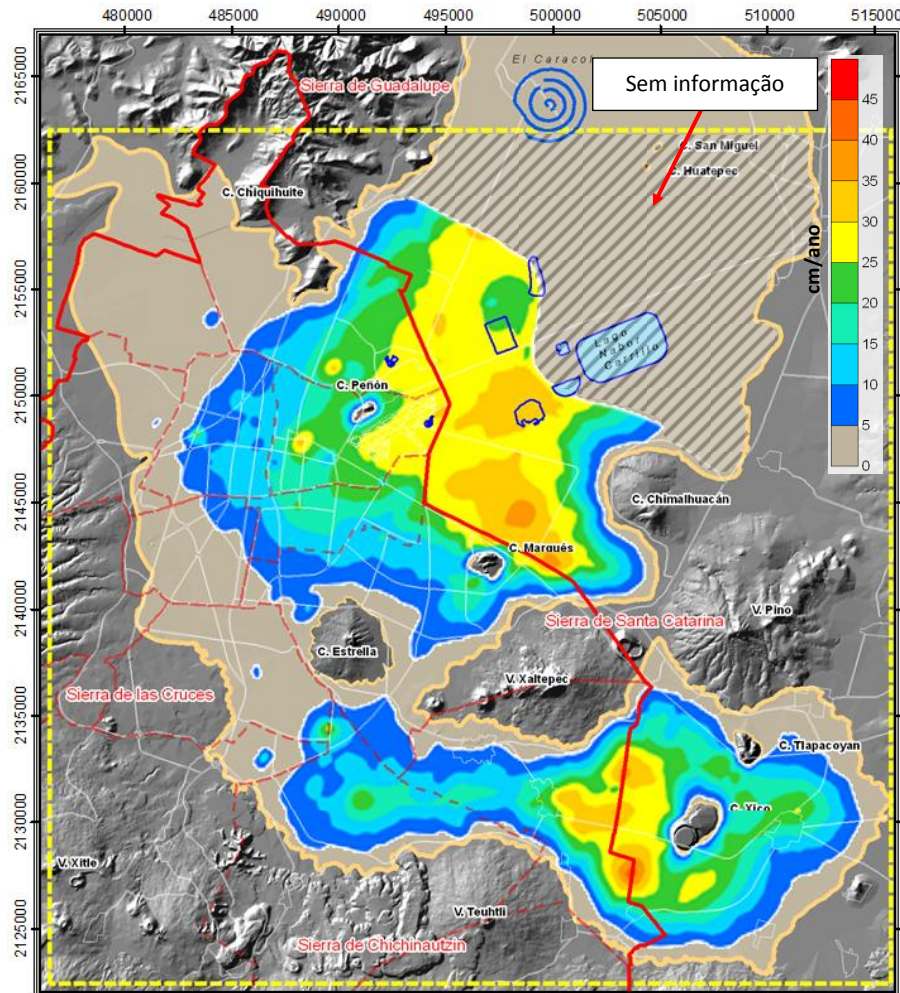


Figura 2.13. Velocidades da subsidência Regional em (cm/ano), 2000 – 2005 (Laboratório de Geoinformática, 2009).

De acordo com Zemva (2011a) as magnitudes das velocidades da subsidência regional variam desde muito pequenas até as máximas que atingem cerca de 40 cm por ano. Estas diferenças nas velocidades causam recalques diferenciais que são muito prejudiciais para as estruturas superficiais e profundas.

Anteriormente, acreditava-se que ao longo dos anos o adensamento acabaria e a subsidência reduziria. No entanto, o adensamento ainda não acabou, e adicionalmente as camadas duras também fornecem uma percentagem do recalque (Santoyo, 2008)



### 2.2.3. Efeitos da subsidência regional

Na cidade do México a subsidência regional tem tido repercussões negativas para as construções superficiais e subterrâneas; tais como (Zemva, 2011a; Rodríguez, 2010; Auvinet *et al.*, 2010; Nuñez, 1996b)

- Danos aos monumentos históricos;
- Recalques diferenciais nas linhas superficiais de transporte;
- Emerção aparente das estruturas com fundações profundas, gerando atrito negativo;
- Surgimento de trincas nas zonas de transição entre os solos moles e os solos firmes;
- Mudanças progressivas na inclinação de obras de condução, tanto superficiais como subterrâneas;
- Aumento do risco de inundações em caso de ruptura do sistema de esgoto da cidade;
- Danos nas fundações e instalações subterrâneas, entre outras.

Na Figura 2.14, Figura 2.15 e Figura 2.16, mostram-se alguns dos efeitos do fenómeno da subsidência regional na cidade do México.

Como pode ser observado nas imagens, um dos casos mais comuns é o desenvolvimento de trincas. O bombeamento dos aquíferos subterrâneos do vale do México, além dos recalques também desenvolve estados de tensão que causam a aparição de trincas na superfície do terreno (Alberro *et al.*, 1992). Estas trincas são geradas com maior frequência perto das zonas de transição abrupta, entre solos moles e solos firmes (Murillo, 1992).



Figura 2.14. Emerção aparente das estacas e outras estruturas (Zaldivar, 2013)



Figura 2.15. Deformação da caixa da linha A do Metrô (Zaldivar, 2013)



Figura 2.16. Trinca característica numa zona de transição (Santoyo, 2008)

Para o caso específico de estruturas subterrâneas, em túneis são induzidos assentamentos diferenciais ao longo do seu traçado, eles geralmente causam mudanças progressivas na inclinação, e assim, prejudicam o seu adequado funcionamento (Nuñez, 1996b).

Em poços é comum a emersão aparente da própria estrutura, devido a que estas obras atingem grandes profundidades, chegando até as camadas duras e firmes; e no solo ao redor é evidenciado o fenômeno da subsidência regional. A emersão aparente ocasiona recalques importantes nas ruas e nas estruturas vizinhas superficiais, e isto aumenta o risco de instabilidade (Rodríguez, 2010).

Sendo assim, pode-se dizer que quando um túnel e um poço estão num meio submetido ao processo de adensamento devido ao rebaixamento das pressões intersticiais, o túnel tende a acompanhar, pelo menos parcialmente, com o afundamento regional. Entretanto, o poço apresenta emersões aparentes. Dessa forma, na zona de conexão poço – túnel existem deslocamentos diferenciais importantes, que geram deformações e tensões adicionais (Zemva, 2011b).

Existem referências de alguns templos, monumentos e construções que manifestam as consequências do fenômeno de subsidência regional no vale da Cidade do México. A seguir, são apresentados alguns deles:

- a) A Catedral Metropolitana da Cidade do México tem um comportamento inadequado de suas fundações. Sofre recalques diferenciais, cada parte de uma mesma estrutura mostra diversos recalques a velocidades diferentes. A diferença de recalques desde o altar até a torre direita atingiu os 2,4 m (Patricia, 2013).

- b) O Palácio de Belas Artes, também é um caso clássico de recalque de fundação. Após sua construção, ocorreu um recalque diferencial de 2m, entre a rua e a área construída; o recalque geral desta região da cidade foi de 7m (FEUERJ, 2008).
- c) Outro fato que evidencia a subsidência regional é o Monumento do Anjo da Independência (Figura 2.2). Sabe-se que a fundação da estrutura é feita por um conjunto de estacas, as quais não recalçaram juntamente com solo uma vez a ponta dessas estruturas estão sobre uma camada rígida a 30 m de profundidade, onde a subsidência é menos perceptível. Também é bom citar o ex-templo Jesuíta de São Pedro e São Paulo, da UNAM, no qual seu nível inicial recalcou até atingir 4 metros de profundidade. Devido a isso, foi feito um aterro para atingir o nível atual (Patrícia, 2013)



Figura 2.17. Subsidência no Monumento do Anjo da Independência ( Rodríguez, 2010)

### 2.3. MODELAGEM NUMÉRICA

A utilização de ferramentas numéricas, em especial em obras subterrâneas, apresenta vantagens relevantes porque possibilita uma abordagem mais ampla, sendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) uma das técnicas numéricas mais empregadas em simulações de obras geotécnicas (Resende, 2016). Isto graças à capacidade do método de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos, e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia.



Segundo Chissolucombe (2001), na resolução de um problema pelo MEF usa-se uma das seguintes aproximações: método dos deslocamentos, método de equilíbrio e o método misto. No método dos deslocamentos, as incógnitas principais do problema são os deslocamentos. No método de equilíbrio as variáveis principais do problema são as tensões, enquanto que os deslocamentos e as tensões são as incógnitas principais em um problema quando utiliza-se o método misto.

### **2.3.1. Modelos constitutivos**

A seguir são apresentados os principais modelos constitutivos que podem ser utilizados para modelar o comportamento das argilas moles da cidade do México, eles são o Modelo Cam Clay Modificado (CCM) e o modelo Soft Soil (SS). Também são expostos o modelo Elástico Linear (EL) e o modelo Mohr Coulomb (MC), úteis na simulação do comportamento das estruturas de concreto, das camadas de areia e outras camadas duras.

#### **2.3.1.1. Cam Clay Modificado (CCM)**

O modelo Cam-Clay foi desenvolvido inicialmente por Schofield e Wroth em 1963. Esta versão inicial do modelo é conhecida como modelo Cam-Clay original. Uma segunda versão do modelo foi descrita por Roscoe e Burland em 1968 conhecida como modelo Cam-Clay modificado. A principal diferença entre os diversos modelos da família Cam-Clay é as equações utilizadas para descrever as curvas de plastificação.

Segundo Pedroso (2002) o modelo é baseado na teoria da elastoplasticidade e na teoria do estado crítico. Esta última agrupa os seguintes conceitos: a) estado crítico; b) dependência entre índice de vazios e tensão média efetiva; c) deformações permanentes; d) critério de ruptura. O estado crítico é definido como aquele no qual não há variação de volume nem de tensões. O conceito fundamental da teoria do estado crítico é a Superfície Limite de Estado, qual é definida no espaço tridimensional formado pelos invariantes de tensão ( $p$  e  $q$ ) e o índice de vazios ( $e$ ). A aresta curva superior dessa superfície, chamada de Linha de Estado Crítico, é o lugar geométrico dos pontos em que não há variação de volume, ou seja, ocorreu ruptura. Esta curva é apresentada na Figura 2.18.

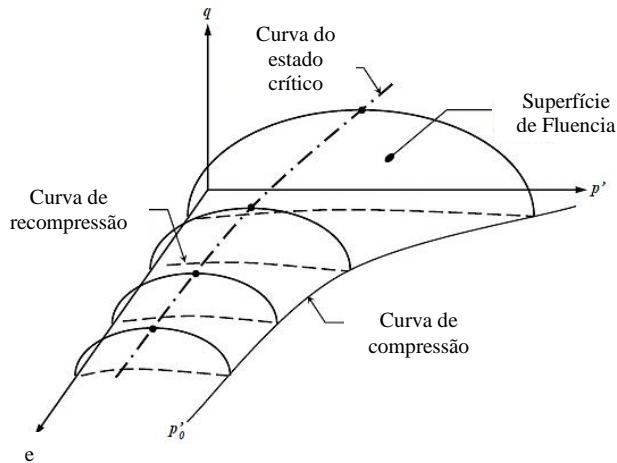


Figura 2.18. Superfície Limite de Estado e Linha de Estado Crítico (Pedroso, 2002)

A equação que define a superfície de plastificação no modelo Cam Clay modificado pode ser definida pelas expressões (2.1) e (2.2):

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p) \quad (2.1)$$

Onde:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen}(\phi)}{3 - \operatorname{sen}(\phi)} \quad (2.2)$$

$p'$  representa a tensão efetiva e  $p_p$  é a tensão de pré-adensamento.

De acordo com Brinkgreve *et al.* (2015) quando  $f = 0$  a equação 2.1, plota uma elipse no espaço  $p$ - $q$  como indicado na Figura 2.19. Ao observar a Superfície Limite de Estado no plano  $q$  versus  $p$ , verifica-se que a Linha de Estado Crítico é uma reta de inclinação  $M$ .

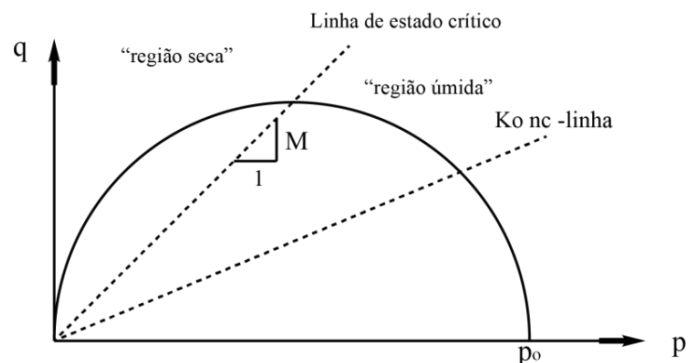


Figura 2.19. Inclinação  $M$  da Reta de Estado Crítico (Brinkgreve, Engin, *et al.*, 2015)

Verifica-se também, na Figura 2.20  $e$  versus  $\ln(p')$ , no sentido de compressão define-se a inclinação  $\lambda$  e no de descompressão a inclinação  $\kappa$ . O parâmetro  $\lambda$  é o índice de compressão que determina a compressibilidade do material no carregamento primário, e matematicamente representa a inclinação do trecho virgem (AB) (Ortigão, 1995).



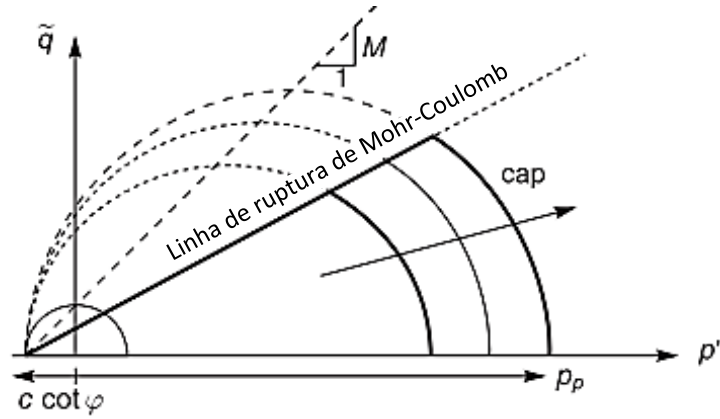


Figura 2.21. Superfície de plastificação do modelo Soft-Soil, no plano  $p'$ - $q$ .  
(Brinkgreve, Engin, *et al.*, 2015)

A equação que define a superfície de plastificação no modelo Soft Soil pode ser definida pela expressão:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (2.3)$$

onde,  $\bar{f}$  é uma função do estado de tensão ( $p, q$ ), e a tensão de pré-adensamento  $p_p$  é uma função das deformações plásticas, expressas como:

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \theta)} + p' \quad (2.4)$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (2.5)$$

Os índices de compressão e expansão modificados ( $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$ ) podem ser obtidos em função do índice de vazios a partir das seguintes expressões:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (2.6)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (2.7)$$

Na Figura 2.22 está representada a superfície de plastificação do modelo Soft Soil, no espaço de tensões principais.

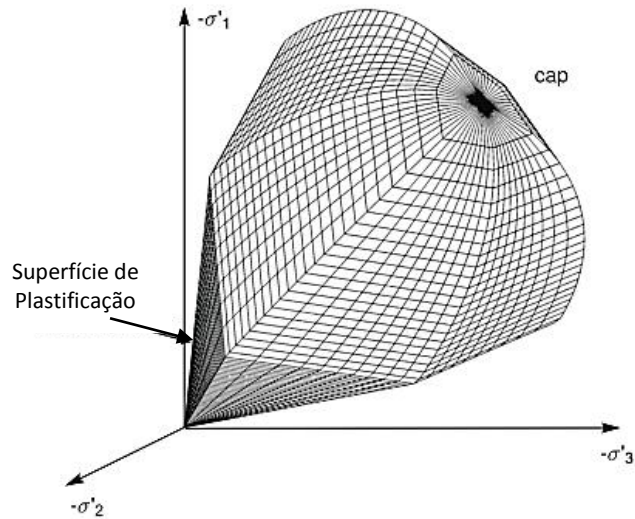


Figura 2.22. Superfície de plastificação no espaço de tensões principais (Brinkgreve, Engin, *et al.*, 2015)

Os parâmetros básicos de entrada do modelo Soft Soil são:

- $\kappa^*$ : Índice de expansão modificado
- $\lambda^*$ : Índice de compressão modificado
- C: Coesão (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi$ : Ângulo de atrito (°)
- $\Psi$ : Ângulo de dilatância (°)
- $\nu_{ur}$ : Coeficiente de Poisson
- $K_o^{nc}$ : Coeficiente de tensão lateral
- M: Parâmetro em função de  $K_0$

### 2.3.1.3. Elástico Linear (EL)

Para um material com comportamento linear elástico, admitindo-se que o mesmo possui a mesma propriedade em todos os seus pontos e que em cada ponto as propriedades são as mesmas em todas as direções, tem-se apenas duas constantes elásticas independentes na matriz constitutiva [D] do material, que são o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) (Brinkgreve, Engin, *et al.*, 2015).

São geralmente expressos como uma relação entre incrementos infinitesimais de tensão efetiva e incrementos infinitesimais de deformação. Esta relação é mostrada na equação (2.8) e na equação matricial (2.9).

$$\{\sigma\} = [D^e] * \{\varepsilon\} \quad (2.8)$$

Onde:

$\{\sigma\}$  é o vetor tensão (6x1);

$[D^e]$  é a matriz tensão deformação elástica (6x6);

$\{\varepsilon\}$  é o vetor deformação (6x1).

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon'_{xx} \\ \varepsilon'_{yy} \\ \varepsilon'_{zz} \\ \gamma'_{xy} \\ \gamma'_{yz} \\ \gamma'_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

#### 2.3.1.4. Mohr Coulomb (MC)

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa (Ortigão, 1995). Como é visto na Figura 2.23(a), o comportamento elástico é isotrópico e controlado pelo Módulo de Elasticidade ( $E'$ ) e pelo coeficiente de Poisson ( $\nu'$ ).

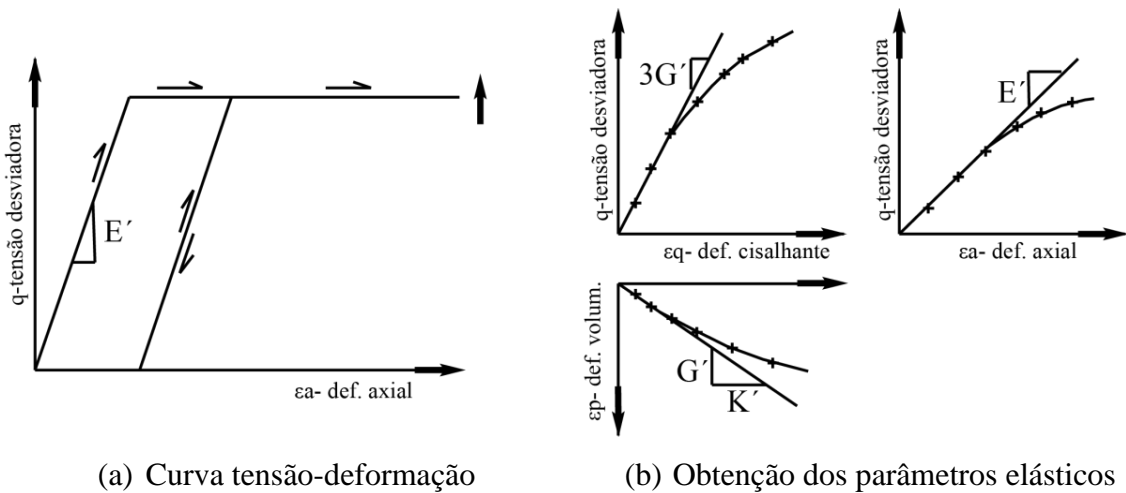


Figura 2.23. Curvas de tensão-deformação do Modelo Mohr Coulomb (Oliveira, 2009)

Os módulo cisalhante e volumétrico podem ser obtidos por meio de ensaios triaxiais drenados, como mostrado na Figura 2.23(b), e se correlacionam com o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson por:

$$G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (2.10)$$

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (2.11)$$

Segundo Ortigão (1995), neste modelo é utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, coincidente com a envoltória de escoamento e representado pela reta da Figura 2.24(a). A envoltória é definida pelo intercepto de coesão ( $c'$ ) e pelo ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ):

$$\tau_r = c' + \sigma'_r * \tan \phi' \quad (2.12)$$

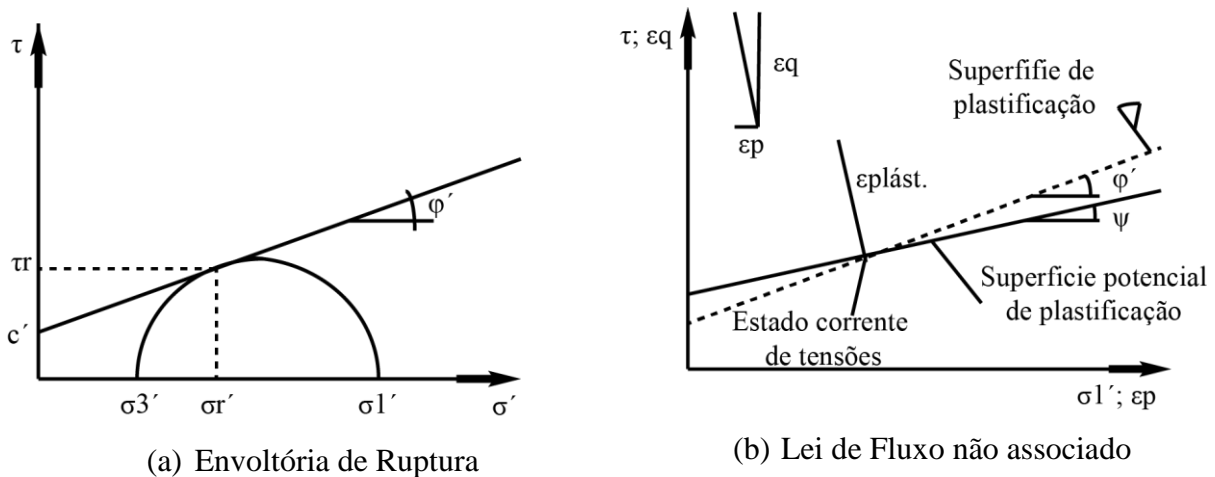


Figura 2.24. Envoltórias do modelo Mohr Coulomb (Oliveira, 2009)

Adotando-se a opção de fluxo não associado, a superfície de potencial plástico não coincide com a de plastificação, como mostrado na Figura 2.24(b). Como se pode notar, o vetor de incremento de deformação plástica é inclinado, indicando deformação volumétrica negativa (dilatância). Com o ângulo de dilatância ( $\psi$ ) igual a zero, durante a plastificação há ocorrência de apenas deformações cisalhantes, sendo nulas as volumétricas.

Os dois parâmetros que aparecem nas funções de plastificação do modelo Mohr-Coulomb são a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Essas funções representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais como mostra a Figura 2.25.

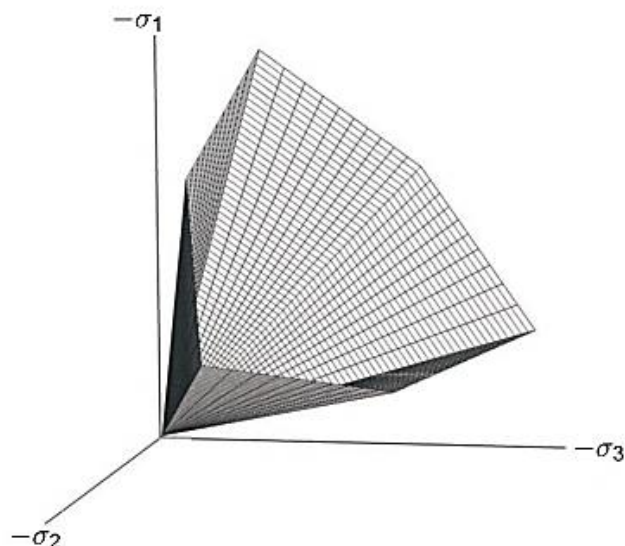


Figura 2.25. Superfície de Mohr Coulomb no espaço de tensões principais ( $c = 0$ ) (Brinkgreve, Engin, *et al.*, 2015)

Como visto, são necessários cinco parâmetros para a utilização do modelo. Estes são:

- E: Modelo de Young ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson
- $c$ : Coesão ( $\text{kN/m}^2$ )
- $\varphi$ : Ângulo de atrito ( $^\circ$ )
- $\psi$ : Ângulo de dilatação ( $^\circ$ )

Sendo dois deles para representar o comportamento elástico ( $E'$  e  $\nu'$ ) e três para o comportamento plástico ( $c'$ ,  $\varphi'$  e  $\psi$ ).

### 2.3.2. Tipos de análises mediante o MEF para solos saturados

No caso de solos saturados, como as argilas lacustres da Cidade do México, é necessário conhecer os tipos de análises que podem ser realizadas tanto em termos de tensões efetivas ou totais. De acordo com Rodríguez (2010), dependendo do problema e o modelo constitutivo usado, a análise pode ser dos seguintes tipos:

a) Análise em termos de tensões totais com parâmetros não-drenados: é uma análise a curto prazo, na qual é assumido que a poropressão no solo não tem tempo para dissipar-se (solo fino com baixa permeabilidade). Este tipo de análise pode ser usado para estudar os problemas de capacidade de carga ou deslocamentos imediatos. Os modelos que podem ser usados para essa análise são os modelos Mohr Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) e Elástico Linear (EL).



b) Análise em termos de tensões efetivas com parâmetros drenados: é uma análise em longo prazo, visa obter as tensões e as deformações ao final do processo de adensamento, independentemente do que acontece durante este. Não considera o fator tempo nem o desenvolvimento de poropressão. É possível usar qualquer um dos modelos constitutivos enumerados na Seção 2.3.1 deste trabalho.

c) Análise em termos de tensões efetivas com parâmetros drenados e condições iniciais não-drenadas: é uma análise em curto e longo prazo, com desenvolvimento de poropressão. Visa obter as tensões, deformações e deslocamentos antes, durante e após do processo de adensamento.

Na Tabela 2.1, apresenta-se um resumo dos tipos de análises que podem ser efetuados pelo MEF para o caso dos solos saturados, dependendo dos parâmetros envolvidos, da condição inicial considerada, do modelo constitutivo e da sua aplicação.

Tabela 2.1 Resumo dos tipos de análises (Rodríguez, 2010)

Tipo de Análise	Parâmetros	Condição Inicial	Modelo Constitutivo	Aplicação
Tensões totais	Não-drenados ( $E_u$ , $\nu_u$ e $C_u$ )	-	EL	Capacidade de carga e deslocamentos imediatos
			MC	
			HS	
Tensões efetivas	Drenados	Drenada, sem desenvolvimento de poropressão inicial	MC	Deslocamentos diferidos
			SS	
			CCM	
		Não-drenada, com acréscimo de poropressão inicial (parâmetros calculados a partir dos drenados)	MC	Problemas relacionados com o processo de adensamento
			SS	
			CCM	

### 2.3.3. Modelagem do processo de adensamento

As equações governamentais de adensamento utilizadas no software empregado nesta pesquisa (PLAXIS, Brinkgreve *et al.*, 2015) seguem a teoria de Biot. A lei de Darcy para fluxo e comportamento elástico do solo também são assumidos. A formulação é baseada na teoria das pequenas deformações. De acordo com o princípio de Terzaghi, as tensões são divididas em tensões efetivas e poropressões.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m}(p_{steady} + p_{excess}) \quad (2.13)$$

Onde:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T \quad \text{e} \quad \underline{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (2.14)$$

$\underline{\sigma}$  é o vetor de tensões totais,  $\underline{\sigma}'$  contém as tensões efetivas,  $p_{\text{excess}}$  é o excesso de poropressão e  $\underline{m}$  é um vetor que contém termos de unidade para componentes de tensões normais e termos zero para os componentes de cisalhamento. A solução de estado estável no final do processo de adensamento é denotada como:

$$p_{\text{steady}} = p_{\text{input}} \quad (2.15)$$

Onde  $p_{\text{input}}$  é a poropressão gerada no programa de entrada com base em linhas freáticas após o uso do procedimento  $K_0$  ou gravidade. Observe que, as tensões de compressão, são consideradas negativas; isso se aplica a tensões efetivas, bem como a poropressão.

A equação constitutiva é escrita de forma incremental. Denotando um incremento de tensão efetiva  $\underline{\dot{\sigma}}$  e um incremento de deformação  $\underline{\dot{\epsilon}}$ , a equação constitutiva é:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{\underline{M}} \underline{\dot{\epsilon}} \quad (2.16)$$

Onde:

$$\underline{\dot{\epsilon}} = (\dot{\epsilon}_{xx} \ \dot{\epsilon}_{yy} \ \dot{\epsilon}_{zz} \ \dot{\gamma}_{xy} \ \dot{\gamma}_{yz} \ \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (2.17)$$

E  $\underline{\underline{M}}$  representa a matriz de rigidez do material.

#### a) Discretização por elementos finitos

Para aplicar uma aproximação de elementos finitos, é usada a notação padrão:

$$\underline{u} = \underline{\underline{N}} \underline{v} \quad \underline{p} = \underline{\underline{N}} \underline{p}_n \quad \underline{\epsilon} = \underline{\underline{B}} \underline{v} \quad (2.18)$$

Onde  $\underline{v}$  é o vetor de deslocamento nodal,  $\underline{p}_n$  é o vetor de excesso de poropressão,  $\underline{u}$  é o vetor de deslocamento contínuo dentro de um elemento e  $\underline{p}$  é o excesso de pressão.

A matriz  $\underline{\underline{N}}$  contém as funções de interpolação e  $\underline{\underline{B}}$  é a matriz de interpolação de deformação.

Em geral, as funções de interpolação para os deslocamentos podem ser diferentes das funções de interpolação para a poropressão. No software, no entanto, as mesmas funções são usadas para deslocamentos e poropressões.

b) *Análise de tensão efetiva não drenada (parâmetros de rigidez efetivos)*

No software é possível especificar o comportamento não drenado em uma análise de tensões efetivas usando parâmetros efetivos do modelo. Isto é conseguido identificando o tipo de comportamento do material (tipo de drenagem) de uma camada de solo.

A presença de poropressões no solo, geralmente causada por água, contribui para o nível total de tensões. De acordo com o princípio de Terzaghi, as tensões totais  $\underline{\sigma}$  podem ser divididas em tensões efetivas  $\underline{\sigma}'$ , poropressão ativa  $p_{active}$  e pressão de água  $p_w$ . No entanto, é suposto que a água não suporta tensões de cisalhamento e, portanto, as tensões de cisalhamento efetivas são iguais às tensões de cisalhamento totais:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + m p_{active} \quad (2.19)$$

Onde,

$$m = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad e \quad p_{active} = \alpha S_e p_w \quad (2.20)$$

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + \alpha S_e p_w \quad (2.21)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + \alpha S_e p_w \quad (2.22)$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + \alpha S_e p_w \quad (2.23)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy} \quad (2.24)$$

$$\sigma_{yz} = \sigma'_{yz} \quad (2.25)$$

$$\sigma_{zx} = \sigma'_{zx} \quad (2.26)$$

Onde  $\alpha$  é o coeficiente de poropressão de Biot e  $S_e$  é o grau efetivo de saturação. Considerando grãos incompressíveis, o coeficiente  $\alpha$  de Biot é igual à unidade ( $\alpha = 1$ ).

O produto  $\alpha S_e p_w$  é denominado  $p_{active}$ . Uma distinção adicional é feita entre a tensão no estado estacionário do poropressão,  $p_{steady}$  e o excesso de tensão dos poros,  $p_{excess}$ :

$$p_w = p_{steady} + p_{excess} \quad (2.27)$$

A lei de Hooke pode ser invertida para obter:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

Substituindo a equação (2.19):

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \alpha \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \alpha \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \alpha \dot{p}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Considerando a água ligeiramente compressível, a taxa de excesso de poropressão é escrita como:

$$p_{excess} = \frac{\alpha \cdot \epsilon_v}{nC_w + (\alpha - n)C_s} \quad (2.30)$$

$$C_w = \frac{1}{K_w} \quad (2.31)$$

$$C_s = \frac{1}{K_s} \quad (2.32)$$

$K_w$  é o módulo de volume da água,  $K_s$  é o módulo de volume do material sólido,  $C_w$  é a compressibilidade da água,  $C_s$  é a compressibilidade do material sólido e  $n$  é a porosidade do solo.

A forma invertida da lei de Hooke pode ser escrita em termos das tensões totais e os parâmetros não drenados  $E_u$  e  $\nu_u$ :

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.33) \text{Onde,}$$

$$E_u = 2G(1 + \nu_u); \nu_u = \frac{3\nu' + \alpha B(1 - 2\nu')}{3 - \alpha B(1 - 2\nu')}; B = \frac{\alpha}{\alpha + n(\frac{K'}{K_w} + \alpha - 1)} \quad (2.34)$$

Onde B é o parâmetro de Skempton.

### 2.3.4. Exemplos de modelagem de estruturas subterrâneas

A escolha de uma modelagem para representação da interação de estruturas subterrâneas é justificada pela revisão bibliográfica efetuada anteriormente. Além dos autores citados durante a revisão, alguns outros estudos focaram as técnicas de modelagem pelo Método dos Elementos Finitos e contribuíram para a interpretação de seus resultados.

Algumas análises numéricas realizadas desde 1994 até 2016, na Universidade de Brasília e outras universidades, estão descritas a seguir na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Estudos de estruturas subterrâneas utilizando simulações numéricas baseadas no MEF

Autor (Ano)	Universidade	Software Utilizado	Trabalho
Vinueza (1994)	UnB (Brasil)	EXAMINE UNWEDGE	Analisou-se o comportamento e relação tensão-deformação do conjunto maciço-mina, mediante a modelagem numérica da mina subterrânea de cromita em Ipueira III.
Moraes (1999)	UnB (Brasil)	ALLFINE	Executou-se uma modelagem numérica tridimensional com os modelos constitutivos não lineares do solo, para simular a escavação de um trecho do túnel do metrô de Brasília escavado sob solo argiloso.
Lionço (1999)	UnB (Brasil)	FLAC	Foi feita a simulação numérica para estudar modelos não lineares de deformabilidade em rochas e a sua influência no comportamento geomecânico de estruturas subterrâneas

<b>Autor (Ano)</b>	<b>Universidade</b>	<b>Software Utilizado</b>	<b>Trabalho</b>
Chissolucome (2001)	UnB (Brasil)	PLAXIS 2D e ALLFINE	Foi feito um estudo numérico para previsão de deslocamentos de solo induzidos pela escavação do túnel do metrô de Brasília, além da estimativa de danos, num trecho onde registrou-se a ocorrência do infortúnios.
Ribas (2003)	UnB (Brasil)	PLAXIS 3D Tunnel	Executou-se uma avaliação de vários sistemas de suporte, na estabilização de estruturas subterrâneas, escavadas em maciços rochosos fraturados, utilizando simulações numéricas baseadas no MEF.
Martoni (2006)	USP (Brasil)	FLAC 3D	Foram desenvolvidos Modelos tridimensionais de túneis com avanço da frente de escavação parcializado. São expostos os problemas encontrados na simulação do avanço da frente de escavação de túneis.
Martins (2008)	UnB (Brasil)	PLAXIS 3D Tunnel	Executou-se uma análise numérica de escavações subterrâneas com ênfase na interação entre o maciço e o suporte em concreto projetado a baixas idades, considerando o seu comportamento transiente. O caso de estudo foi um túnel circular
Oliveira (2009)	USP (Brasil)	PLAXIS 3D Tunnel	Foi concebida uma modelagem numérica tridimensional de elementos finitos, a fim de simular a escavação de um túnel e de obter as trajetórias de tensões atuantes ao seu redor devidas a sua escavação.
Klettke (2009)	Tufts Universit (USA)	PLAXIS 2D e 3D	Foi realizada uma análise dos recalques da Torre de Pisa usando métodos de computação 1D,2D e 3D. As análises 2D e 3D utilizaram os programas de elementos finitos Plaxis 2D e Plaxis 3D.
Baptista (2010)	UnB (Brasil)	FLAC 3D, PLAXIS 2D e 3D Tunnel, Phase 2D	Modelagem com programas numéricos para analisar vários fatores que envolvem o projeto e a construção de emboques no metrô do Salvador; entre eles, arquitetura, segurança, funcionalidade, meio ambiente.
Xu <i>et al.</i> (2012)	Shanghai (China)	-	Foram realizadas análises numéricas tridimensionais num modelo de águas subterrâneas(3-D) incorporado com um modelo de consolidação 1-D, para avaliar o desempenho da filtração e efeito sobre subsidência considerando estruturas subterrâneas do aquífero do Xangai, China.
Rodríguez e Auvinet (2012)	UNAM (México)	PLAXIS 2D	Foi desenvolvido um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, com o objetivo de definir uma metodologia de dimensionamento geotécnico do revestimento final de um túnel do sistema de drenagem da Cidade do México.

<b>Autor (Ano)</b>	<b>Universidade</b>	<b>Software Utilizado</b>	<b>Trabalho</b>
Zaldivar (2013)	UNAM (México)	FLAC 3D	Apresenta-se uma metodologia para quantificar o aumento das cargas nas obras subterrâneas considerando os efeitos da subsidência regional, nas conexões túnel-túnel e poço-túnel; na linha 12 do Metrô da Cidade do México.
Júnior (2013)	UnB (Brasil)	FLAC	Foi realizada uma análise tridimensional de mina subterrânea com ênfase na interação entre maciço rochoso e preenchimento, considerando o comportamento do maciço enquanto ocorre o progresso das escavações. Caso de estudo Mina Cuiabá.
Da Silva (2014)	UFRN (Brasil)	PLAXIS 3D	Estudou-se o comportamento de dutos enterrados sujeitos a elevação ou recalque localizado, através de simulações numéricas em três dimensões. O caso de estudo foi um duto localizado no Estado do Rio Grande do Norte
Zapata (2016)	UnB (Brasil)	CESAR- LCPC	Estudou-se a interação mecânica das obras que compõem um sistema metroviário subterrâneo, tais como o poço de acesso, o túnel estação e o túnel de via, durante sua construção. Tendo como caso de estudo uma estação do Metrô de São Paulo, usando o Método dos Elementos Finitos.
Resende (2016)	UnB (Brasil)	ABAQUS	Foram realizadas análises numéricas pelo método de elementos finitos contemplando estruturas tridimensionais. Estudou-se técnicas construtivas distintas para viabilizar a escavação de um túnel de travessia, na região de Brasília/DF.

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1. DESCRIÇÃO GERAL

A usina de bombeamento *Casa Colorada* se localiza no limite da zona federal do antigo *lago de Texcoco*, em confluência do dreno geral do Vale e o *Rio dos Remédios*, um lugar estratégico para o manejo da drenagem no ponto mais baixo da zona Metropolitana do Vale do México (Figura 3.1). É um lugar onde se concentra o escoamento das chuvas torrenciais do vale inteiro (CONAGUA, 2013).



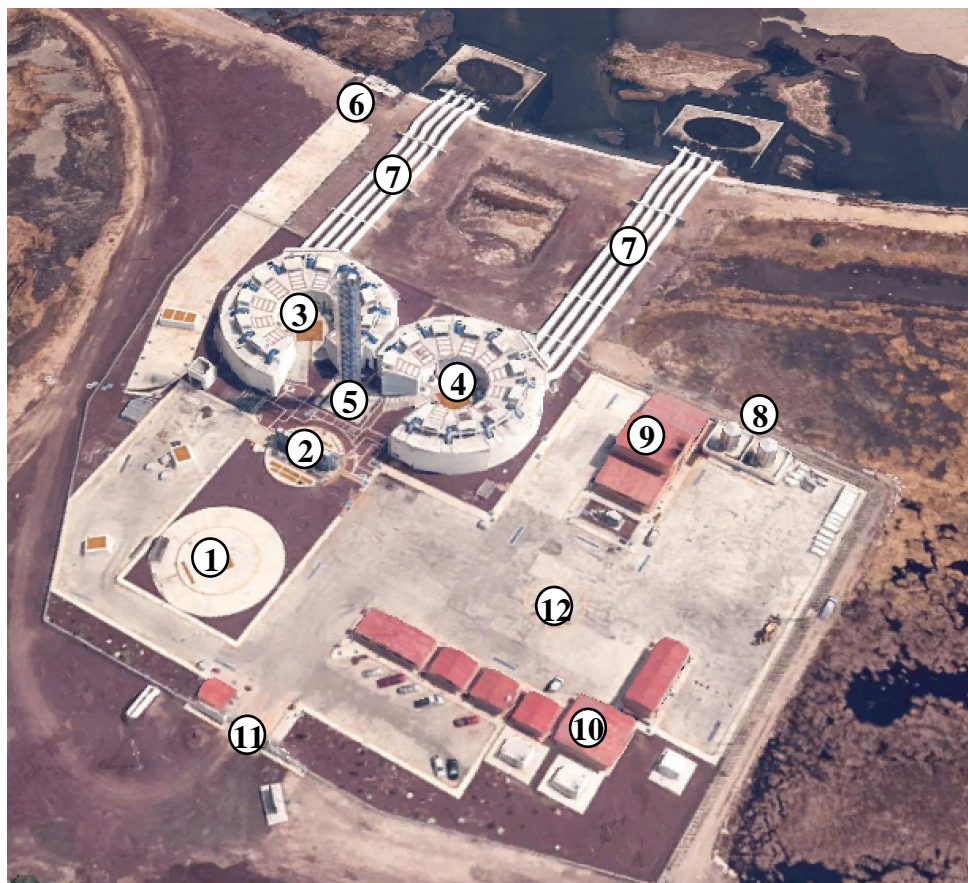
Figura 3.1. Localização da Usina de Bombeamento *Casa Colorada* (Google Earth, 2017)



De acordo com o zoneamento geotécnico regional a usina esta localizada na zona do lago (Zona III, ver Figura 2.10) onde a estratigrafia consiste em: crosta superficial, série argilosa superior, camada dura, série argilosa inferior e depósitos profundos.

Trata-se de uma usina de emergência que opera só em condições de saturação do sistema de drenagem tendo como principal função a diminuição o risco de inundações através do bombeamento de água excessiva dos drenos superficiais e profundos, durante o período de chuva intensa, aumentando em, 40 m<sup>3</sup>/s a capacidade de regulação do sistema de drenagem da Zona Metropolitana do Vale do México.

A usina de bombeamento recebe águas do sistema de drenagem profundo, através do Túnel Interceptor *Rio dos Remédios* e dos canais superficiais do dreno geral do Vale e do *Rio dos Remedios*. A distribuição das estruturas que compõem a usina de bombeamento está apresentada detalhadamente na Figura 3.2.



1	Poço 6 (P-6)	7	Tubagem de descarga
2	Poço de grelhas (PG)	8	Tanques de armazenamento
3	Poço de Bombeamento 1 (PB-1)	9	Sala de controle
4	Poço de Bombeamento 2 (PB-2)	10	Área de escritórios
5	Grua torre	11	Acesso
6	Comporta do lago	12	Pátio

Figura 3.2. Estruturas da Usina de Bombeamento “Casa Colorada” (Google Earth, 2017)

A usina é composta por quatro poços profundos: o poço 6 (P-6), o poço de grelhas (PG) e os poços de bombeamento 1 e 2 (PB-1 e PB-2), sendo que entre estes poços há uma grua. A Figura 3.3 e a Figura 3.4 apresentam a geometria destas estruturas. Para a escavação dos PG, PB-1 e PB-2 se colocou uma parede adicional de argamassa de 0,6 m de espessura e três cortinas impermeáveis de baixa resistência de 0,65 m de espessura cada. A primeira cortina atinge uma profundidade de 43,3 m, enquanto que a segunda e terceira chegam até a camada dura a 36,8 m de profundidade.

Além disso, possui um sistema de descarga, tanques de armazenamento, sala de controle dos motores e uma área de escritórios. As fundações para a maioria das construções que foram mencionadas estão compostas por estacas de ponta ou estacas flutuantes.

Todos os quatro poços possuem diâmetro igual a 16 m e espessura de 0,6 m, a profundidade dos poços são 28,9 m, 29,2 m e 31,9 m para PG, P-6, PB-1 e PB-2, respectivamente. Os poços estão interligados por tubulações de aço com 5 m de diâmetro e 0,06 m (2¼ polegadas) de espessura, e revestimento de concreto armado de 0,3 m de espessura, como indicado a Figura 3.5 pode-se observar a geometria dos túneis (CONIISA, 1995). Como mostrado na Figura 3.3 o comprimento da tubulação que interliga o P-6 e PG é de 16 m, enquanto que os túneis de conexão aos PB-1 e PB-2 têm comprimento de 20 m. Na Tabela 3.1 são mostradas as principais características geométricas de cada poço.

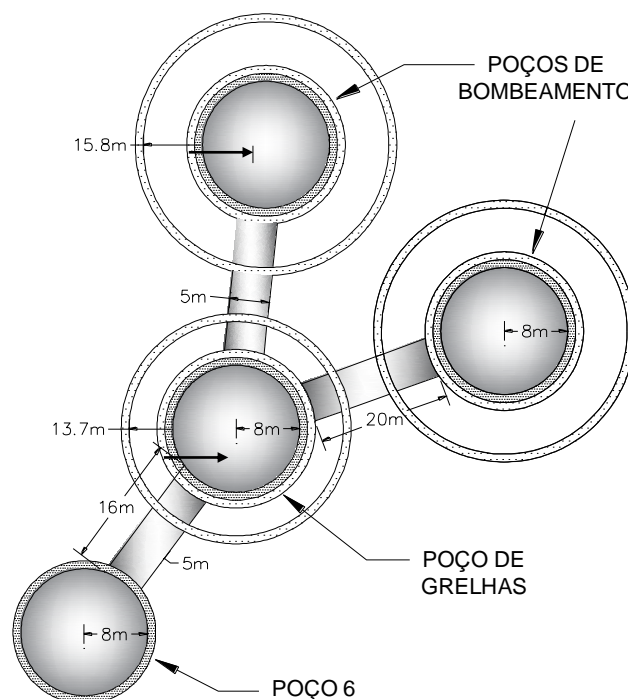


Figura 3.3. Usina de bombeamento “Casa Colorada” (CONIISA, 1995)

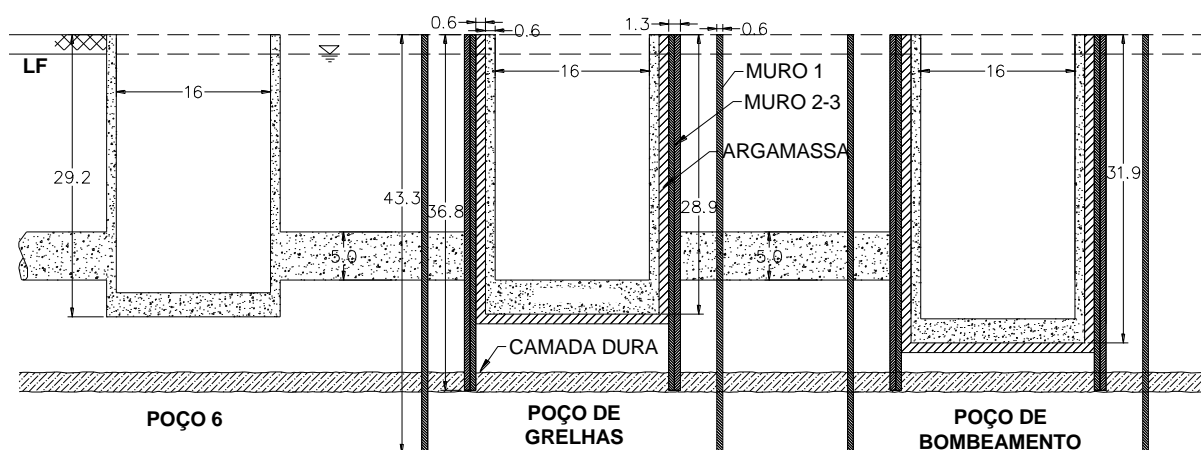


Figura 3.4. Geometria dos poços da Usina bombeamento “Casa Colorada” (CONAGUA, 2009)

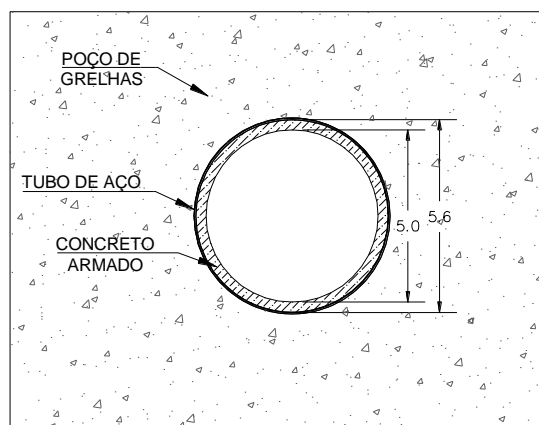


Figura 3.5. Geometria do Túnel (Adaptado de CONAGUA, 2009)

Tabela 3.1 Características geométricas dos poços

Estrutura	Muro 1				Muro 2-3				Argamassa				Muro Poço							
	r1	r2	e	h	r1	r2	e	h	r1	r2	e	h1	h2	e	r1	r2	e	h1	h2	e
Poço 6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,0	8,6	0,6	26,7	29,2	2,5
Poço de Grelhas	13,7	14,4	0,7	43,3	9,4	10,7	1,3	36,8	8,6	9,4	0,8	28,9	29,5	0,6	8,0	8,6	0,6	25,4	28,9	3,5
Poço de Bombeamento 1	15,8	16,5	0,6	43,3	9,4	10,7	1,3	36,8	8,6	9,4	0,8	31,9	32,5	0,6	8,0	8,6	0,6	29,4	31,9	2,5
Poço de Bombeamento 2	15,8	16,5	0,6	43,3	9,4	10,7	1,3	36,8	8,6	9,4	0,8	31,9	32,5	0,6	8,0	8,6	0,6	29,4	31,9	2,5

r1 - raio inicial (m), r2 - raio final (m), e – espessura (m), h - altura total (m), h1 - altura inicial (m), h2 - Altura final (m).

### 3.2. PROBLEMÁTICA APRESENTADA

Desde a construção da usina de bombeamento pode-se observar problemas estruturais nos poços em decorrência de deslocamentos diferenciais verticais desenvolvidos entre os poços e como resultado destes movimentos, constataram-se vários danos em instalações, principalmente nas conexões túnel-poço.

O principal problema ocorreu na conexão entre o Poço de Grelhas e o Túnel de condução ao Poço 6, onde aparentemente houve a penetração do túnel de conexão na parede do poço de grelhas, como mostrado na Figura 3.6. No entanto, ele não é o único elemento estrutural que tem danos, outras estruturas superficiais e subterrâneas apresentam algum tipo de dano estrutural.

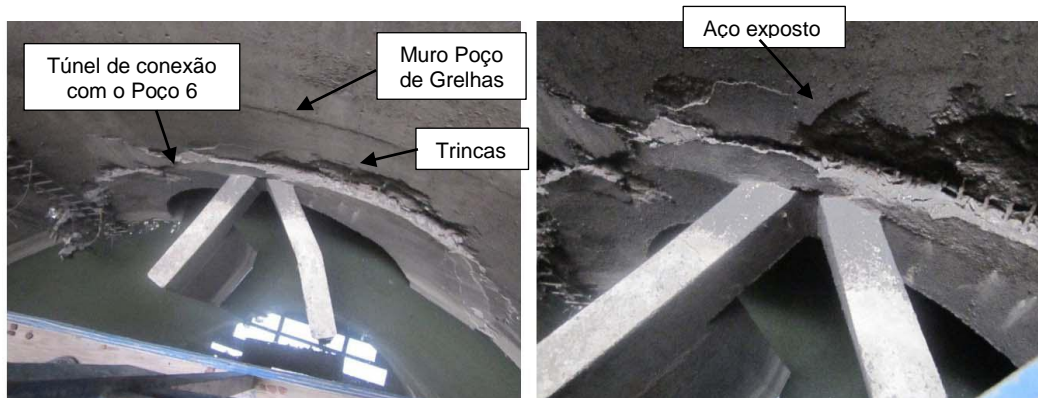


Figura 3.6. Zona de ruptura estrutural da conexão do muro interno do Poço de Grelhas com o túnel (Adaptado de CONAGUA, 2013)

Segundo Conagua (2013) os deslocamentos diferenciais entre poços podem ocorrer devido a fatores, como:

- Diferença significativa na magnitude da carga total transmitida pela estrutura de cada poço.
- Interação dos poços com outras estruturas, como: túneis, muros, canais, fundações, etc.
- Rebaixamento da poropressão induzida ao redor das estruturas devido a problemas de infiltração.
- O adensamento do solo ao redor dos poços induzido pelo peso do aterro para o melhoramento do terreno, colocado ao início da construção da usina para o acesso dos equipamentos de escavação.

A seguir serão apontados alguns danos estruturados identificados na obra.

- a) No poço 6 observou-se recalques no solo ao redor do poço e a sua emersão aparente (Figura 3.7) e a separação das placas de concreto no solo (Figura 3.8).





Figura 3.7. Recalques ao redor do poço 6 (CONAGUA, 2013)



Figura 3.8. Separação das placas de concreto do solo - Poço 6 (CONAGUA, 2014).

- b) Na Figura 3.9 são apresentados alguns dos danos no poço de grelhas, onde se pode ver a subsidência superficial no sentido do poço.



Figura 3.9. Subsidência superficial no sentido do poço de grelhas (CONAGUA, 2014)

- c) No túnel de conexão do poço de grelhas ao poço de bombeamento 1 foram observadas várias trincas, através das quais há infiltrações de água, ver Figura 3.10 (Mondragón, 2015).



Figura 3.10. Trincas ao interior do túnel de conexão do poço de grelhas ao poço de bombeamento 1 (Mondragón, 2015)

- d) Na Figura 3.11a, pode-se observar o afundamento do solo sob a rampa de acesso ao poço de bombeamento 1. Além, na Figura 3.11b, são evidenciados os efeitos dos deslocamentos diferenciais, pode-se ver a inclinação e separação de algumas estruturas superficiais. As trincas no poço de bombeamento 2 são similares às observadas no poço de bombeamento 1, embora de menor magnitude (Figura 3.12).



Figura 3.11. Danos superficiais no poço de bombeamento 1- (a) Subsidência superficial sob a rampa de acesso ao PB-1; (b) Inclinação e separação das estruturas superficiais perto do PB-1. (CONAGUA, 2014).



Figura 3.12. Fissuração observada no interior do poço de bombeamento 2 (Mondragón, 2015)

- e) Finalmente, na Figura 3.13, são apresentados os efeitos da emersão aparente em outras das estruturas da usina. Nas escadas que conduzem ao poço de bombeamento 2 (Figura 3.13a) e no tanque de armazenamento de combustível (Figura 3.13b).



Figura 3.13. Efeitos da subsidência regional na usina de bombeamento- (a) Afundamento das escadas que conduzem ao poço de bombeamento 2; (b) Separação entre a parede dos tanques e o solo (CONAGUA, 2014).

De acordo com o exposto, este é um problema complexo de interação solo–estrutura e estrutura–estrutura, causado por vários fatores que podem estar interagindo ao mesmo tempo. Torna-se necessária a utilização de simulações numéricas avançadas, para avaliar e entender o comportamento destas estruturas subterrâneas.

### 3.3. EXPLORAÇÃO GEOTÉCNICA

O programa de investigação do subsolo na área da Usina de Bombeamento “*Casa Colorada*” foi realizado entre os anos de 1995 e 2013, conduzido por diversas empresas. Durante quatro campanhas de ensaios obteve-se uma gama de resultados de alto nível que

envolveu: sondagem à percussão (SPT), ensaio de penetração com cone (CPT), sondagens mistas (SM) e sondagens curtas (SC) (ver Tabela 3.2).

Tabela 3.2 Quantidade de sondagens realizadas por campanha

SONDAGEM	CONIISA (1995)	Geocontrol (2001)	Civil Integral (2009)	Geotec (2013)	Total
Sondagem SPT	-	14	3	-	17
Sondagem CPT	-	2	3	2	7
Sondagem Mista	2	4	4	2	12
Sondagem Curta	4	10	-	-	14

A primeira campanha de investigação foi conduzida em 1995, pela empresa de engenharia CONIISA, na etapa de projeto. Foram executadas duas sondagens de recuperação contínua de amostras indeformadas com amostrador *shelby*, atingindo profundidades de até 40 m, para complementar as informações foram escavados quatro poços a céu aberto com profundidade máxima de 2,5 m.

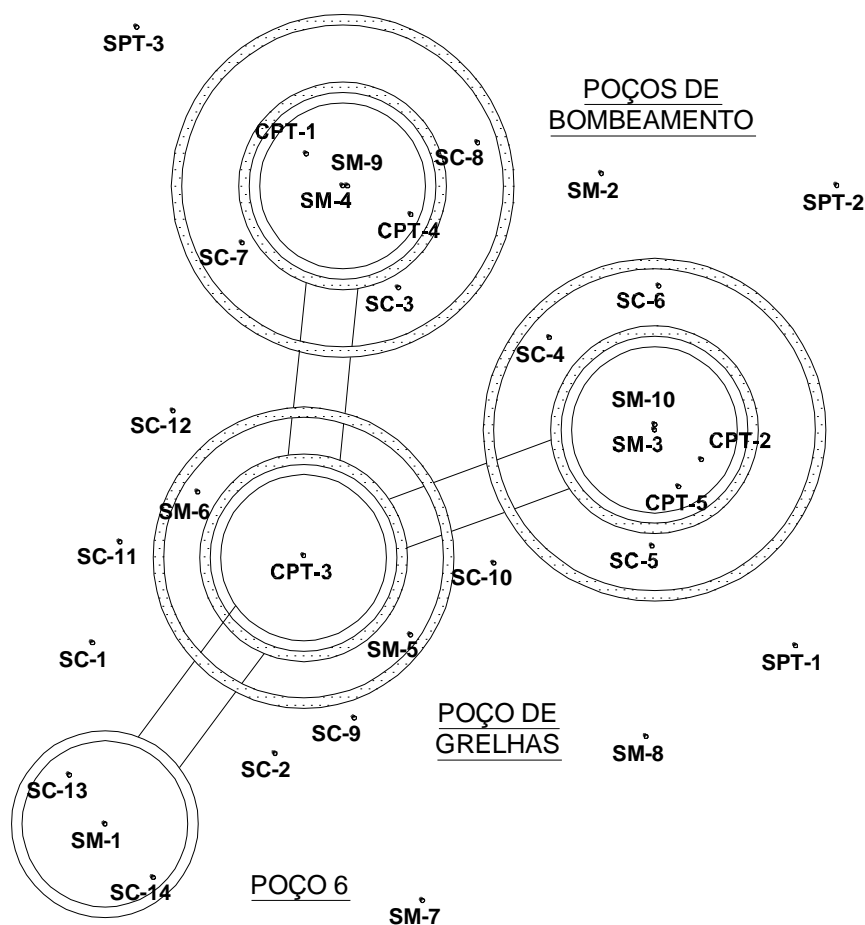
A segunda campanha foi feita em 2001 pela empresa GeoControl, também como parte da etapa de projeto. Foram efetuadas 14 sondagens a percussão (SPT) até uma profundidade média de 30 m, além de dois ensaios de penetração com cone (CPT) e quatro sondagens mistas que atingiram profundidades de até 53 m. Finalmente, para complementar a exploração realizou-se dez sondagens curtas ao longo da área de estudo.

A campanha seguinte aconteceu em 2009, realizada em paralelo com a construção das obras. A exploração consistiu em três sondagens à percussão (SPT) com profundidades de 59 m, três ensaios de penetração com cone (CPT) com 60 m de profundidade e quatro sondagens mistas que atingiram profundidades desde 40 até 60 m.

A quarta campanha, por sua vez, foi efetivada no ano 2013 pela empresa Geotec, como parte do estudo do Circuito Mexiquense, localizado perto da usina de bombeamento Casa Colorada. Desenvolveram-se dois ensaios de penetração com cone (CPT) com 60 m de profundidade e dois sondagens mistas que atingiram profundidades de até 65 m.

A Figura 3.14 mostra a localização das sondagens realizadas na exploração geotécnica.





CONNISA (1995)	Sondagem Mista	SM-1
		SM-2
	Sondagem Curta	SC-1
		SC-2
SC-3		
Geo-control (2001)	Sondagem CPT	CPT-1
		CPT-2
	Sondagem Mista	SM-3
		SM-4
		SM-5
		SM-6
	Sondagem Curta	SC-5
		SC-6
		SC-7
		SC-8
		SC-9
		SC-10
		SC-11
		SC-12
Civil Integral (2009)	Sondagem SPT	SPT-1
		SPT-2
		SPT-3
	Sondagem CPT	CPT-3
		CPT-4
		CPT-5
	Sondagem Mista	SM-7
		SM-8
		SM-9
	Circuito (2013)	Sondagem CPT
CPT-7		
Sondagem Mista		SM-11
		SM-12

Figura 3.14. Localização dos ensaios de campo

Com o objetivo de definir as propriedades físicas e mecânicas dos solos característicos da zona de estudo, foram obtidas amostras deformadas e indeformadas. Dentre os ensaios utilizados para obter as propriedades físicas estão: teor de umidade, limites de consistência, análise granulométrica, massa específica do solo e densidade de sólidos. Para determinar as propriedades mecânicas de resistência e compressibilidade, foram feitos os seguintes ensaios: adensamento unidimensional, triaxiais não-adensados não-drenados (tipo UU) e adensados não-drenados (tipo CU), ensaios de cisalhamento direto e compressão simples.

Foram realizados em total 13 ensaios triaxiais tipo UU, seis na campanha de 2001 e sete na campanha do 2013; 11 triaxiais tipo CU, cinco na campanha de exploração de 1995 e seis em 2013, com diferentes tensões de confinamento. Com o objetivo de definir os parâmetros de compressibilidade, importantes no comportamento das argilas moles, foram executados 17 ensaios de adensamento, sete em 1995 e dez na campanha de 2013.

Na Tabela 3.3, são apresentados de forma geral os materiais encontrados nas sondagens realizadas nas diferentes campanhas de exploração.

Tabela 3.3. Estratigrafia geral da zona de estudo.

Prof (m)		Descrição
Desde	a	
0,00	2,00	Argila (CH) de baixa consistência, de cor cinza com material vegetal
2,00	6,50	Argila (CH) de baixa consistência, de cor cinza
6,50	7,00	Camada de areia fina
7,00	20,00	Argila (CH) de baixa consistência de cor cinza
20,00	27,00	Argila (CH) de media consistência de cor cinza
27,00	28,00	Camada de areia fina
28,00	34,00	Argila (CH) de media consistência de cor cinza
34,00	37,00	Silte arenoso café escuro
37,00	41,00	Argila (CH) de media consistência de cor cinza
41,00	42,00	Camada de areia fina cinza claro
42,00	50,00	Argila (CH) de alta consistência de cor cinza
50,00	51,50	Argila (CH) de alta consistência, cor cinza esverdeado
51,50	60,00	Silte arenoso com pouca argila, cor cinza esverdeado

Na Figura 3.15 se apresenta um perfil típico da zona de estudo da variação do teor de umidade com a profundidade. No caso dos solos saturados os valores do teor de umidade podem ser úteis para definir os limites das camadas em função da sua compressibilidade. Pode-se observar que as camadas de argila mole atingem valores do teor de umidade de até 300% (índices de vazios altos e por tanto compressibilidade alta), enquanto que as camadas duras apresentam valores máximos do teor de umidade de apenas 50% (índices de vazios relativamente baixos).

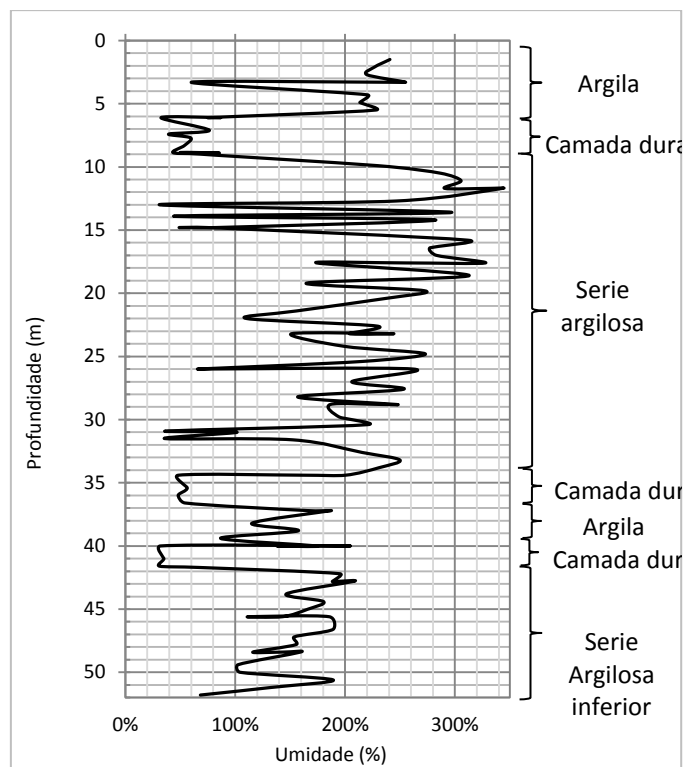


Figura 3.15. Perfil de umidade do solo da zona de estudo, SM-10 (Civil Integral, 2009)

### 3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO

A construção da usina de bombeamento *Casa Colorada* é altamente complexa, está constituída por grandes estruturas subterrâneas nos solos da zona do lago da Cidade do México, os quais são muito moles e com baixa resistência ao cisalhamento. Representa um grande desafio para a engenharia e precisa de técnicas especiais para a sua construção.

#### 3.4.1. Experiência na construção do poço 6

Os poços da usina foram construídos pelo método de flutuação descrito no item 2.1.1.2 do presente trabalho. Apesar dos bons resultados que têm sido obtidos através da aplicação do método mencionado, em 2005 durante a construção do poço 6 se apresentou a ruptura da escavação por subpressão, Figura 3.16 (Zaldivar, 2013). Antes da ocorrência da ruptura, o nível de lama estava acima do lençol freático, o que fez que as poropressões aumentassem na camada dura (Zemva, 2011a).



Figura 3.16. Ruptura do poço 6 da usina de bombeamento (Zaldivar, 2013)

Nas imagens de satélite (Google Earth, 2017) apresentadas na Figura 3.19, pode ser visto de uma maneira geral o processo construtivo da usina. É possível notar a ocorrência da ruptura em 2005 (Figura 3.19b), como consequência disto foi necessária a realocação do poço 6 e por conseguinte a realocação da usina inteira (Figura 3.19c). Após da ruptura, foi conferida atenção especial à construção dos outros poços (Figura 3.17d).



Figura 3.17. Processo construtivo da usina de bombeamento “Casa Colorada” (Google Earth, 2005, 2006, 2009)

### 3.4.2. Plataforma de trabalho

Em virtude das más condições superficiais do terreno, na construção da usina de bombeamento foi necessário aplicar técnicas de melhoramento do solo, mediante a construção de uma plataforma de trabalho em toda a superfície do terreno com o intuito de permitir a passagem de equipamento pesado, como apontado na Figura 3.17d.

A plataforma possui espessura total de 1,0 m e é composta por um aterro de 0,75 m de brita de pedra-pome triturada (material rígido, resistente e leve). Sua resistência a torna ideal para o preenchimento de estradas de terra neste tipo de solos. A camada restante de 0,25 m corresponde a um tipo de areia ou cascalho, Figura 3.18. Desta forma, segundo Chávez et al.(2011) a plataforma é muito leve com um peso específico de aproximadamente  $12,9 \text{ kN/m}^3$ .



Figura 3.18. Melhoramento do terreno (Adaptado de CONAGUA, 2013)

### 3.4.3. Processo construtivo dos poços (PG, PB- 1 e PB-2)

Após a ocorrência da ruptura do poço 6 (P-6) em 2005, foi conferida uma atenção especial à construção dos outros três poços. Assim, foram implementadas cortinas impermeáveis de baixa resistência, com 0,65 m de espessura cada uma, com o intuito de evitar à ruptura por subpressão.

A seguir, são apresentadas as etapas do processo de construção para o poço de grelhas (PG) e os poços de bombeamento (PB-1 e PB-2):

*Etapa I* - Construção das vigas de borda da cortina 1: Escavação da trincheira até atingir a profundidade de 43,3 m, sendo que durante toda a escavação o solo é substituído por lama bentonítica de  $10,7 \text{ kN/m}^3$  de densidade; Concretagem da cortina com auxílio de um funil para depositar um material de  $15 \text{ kg/cm}^2$  ( $1500 \text{ kPa}$ ) de resistência à compressão simples e  $14 \text{ kN/m}^3$  de densidade, Figura 3.19a.

*Etapa II* - Instalação dos poços de rebaixamento (Figura 3.19b).

*Etapa III* - Construção das vigas de borda da cortina 2: Escavação do trincheira até atingir a profundidade de 36,8 m, por meio do mesmo processo de escavação da cortina 1;

Concretagem da cortina com auxílio de um funil para depositar um material de  $20 \text{ kg/cm}^2$  ( $2000 \text{ kPa}$ ) de resistência à compressão simples e  $14 \text{ kN/m}^3$  de densidade, Figura 3.19c.

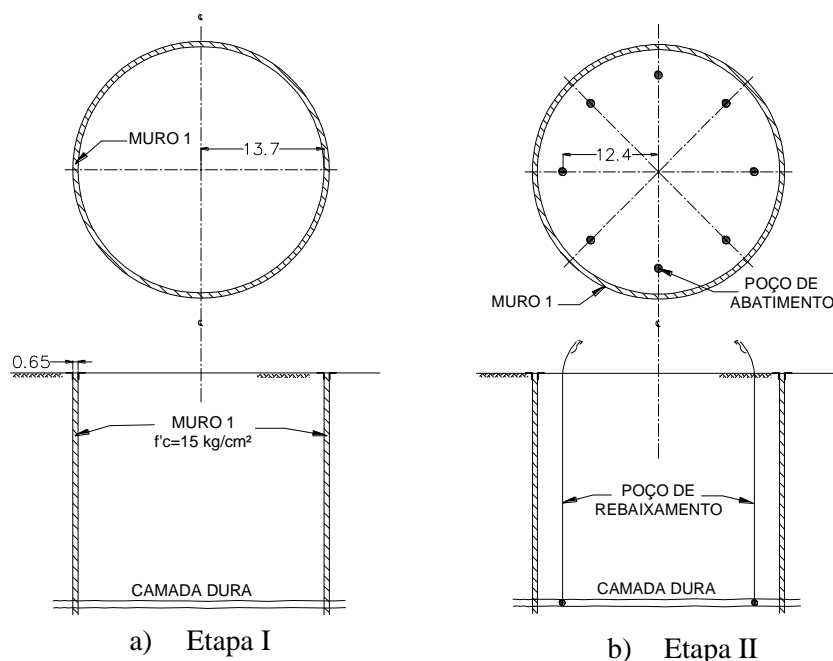
*Etapa IV* - Construção da cortina 3 (mesmas propriedades da 2) sobrepondo-se com a cortina 2, de modo que as juntas verticais das duas não coincidam (Figura 3.19d).

*Etapa V*: Construção das vigas de borda do muro do poço e escavação perimetral do solo. Depois foi feita a demolição da viga de borda interna e remoção total do núcleo de solo. Substituindo sempre o material escavado por lama bentonítica, até atingir a profundidade de  $28,9 \text{ m}$  para poço de grelhas e  $31,9 \text{ m}$  para os poços de bombeamento, Figura 3.19e.

*Etapa VI*: Início da imersão do tanque de flutuação. Sobre o tanque foi feita a concretagem da laje de fundo e o primeiro trecho do muro do poço, Figura 3.19f e Figura 3.20.

*Etapa VII*: Imersão do tanque e concretagem do muro do poço até atingir a profundidade do projeto, Figura 3.19g.

*Etapa VIII*: Finalmente, se liga o poço com a viga de borda externa. O espaço entre o muro do poço e a parede da escavação ( $0,6 \text{ m}$ ) é preenchido com uma argamassa de  $30 \text{ kg/cm}^2$  ( $3000 \text{ kPa}$ ) de resistência e  $22 \text{ kN/m}^3$  de densidade, Figura 3.19h.





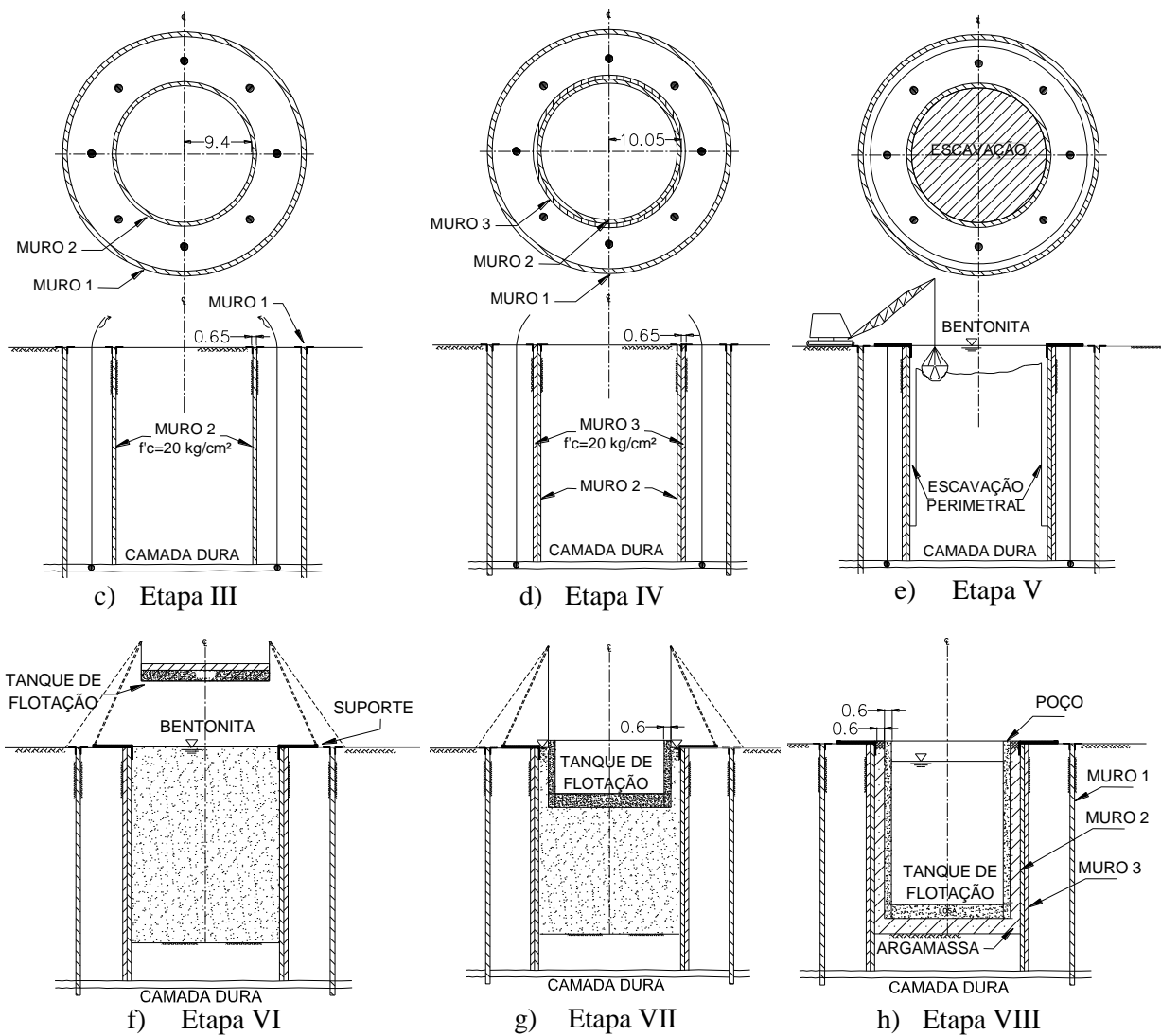


Figura 3.19. Processo construtivo dos poços da usina de bombeamento “Casa Colorada” (Adaptado de CONAGUA, 2009)



Figura 3.20. (a) Imersão do tanque de flutuação e (b) construção da laje de fundo (Auvinet & Rodríguez, 2010)

### 3.4.4. Processo construtivo dos túneis

O processo construtivo dos túneis está apresentado na Figura 3.21, iniciado após a construção dos poços. A construção dos túneis foi realizada utilizando o método de cravação de tubo sob pressão. O tubo foi cravado em seções de 4 m de comprimento partindo do poço de grelhas até os poços 6 e de bombeamento.

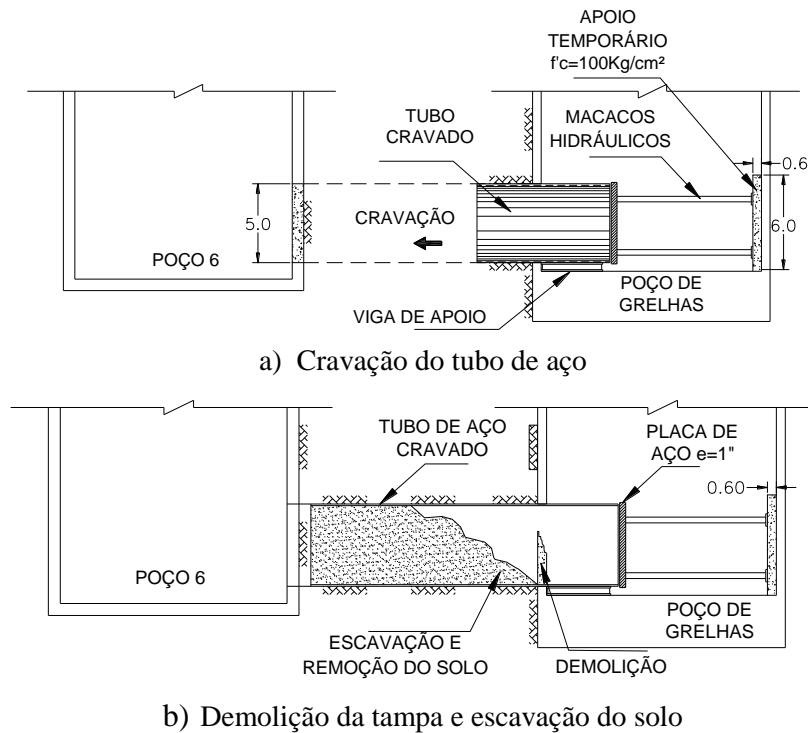


Figura 3.21. Processo construtivo dos túneis da usina de bombeamento “Casa Colorada” (Adaptado de CONAGUA, 2009)

Para a cravação do tubo de aço foi necessária a construção de uma estrutura plana de reação na parede do poço, de concreto reforçado com resistência  $f'_c$  de 100 kg/cm<sup>2</sup>, (10000 kPa) sobre a qual foi apoiado um sistema de macacos hidráulicos. Após a cravação, foi escavado o núcleo do tubo desde o poço de grelhas até os outros poços. Finalmente, foi colocado o revestimento definitivo de concreto de 0,3m de espessura.



### **3.5. INSTRUMENTAÇÃO**

A instrumentação apresenta um papel fundamental na avaliação do comportamento das estruturas subterrâneas, passando pela segurança da escavação e movimentações em construções próximas, até o aprimoramento e revisões no projeto no decorrer da própria obra.

A observação e análise de dados obtidos pela instrumentação são fundamentais na cidade do México, com o objetivo de identificar os efeitos da subsidência regional nas estruturas subterrâneas e superficiais.

No caso da usina de bombeamento Casa Colorada, o constante monitoramento de deformações e deslocamentos dos principais elementos estruturais e do solo poderia prever situações como as que ocorreram ultimamente, especialmente na conexão do poço de grelhas com o poço 6. A instrumentação foi dividida principalmente em: estações piezométricas instrumentação de superfície (marcos superficiais) e levantamentos topográficos.

#### **3.5.1. Piezômetros**

A função do piezômetro é conhecer o valor da poropressão na profundidade em que foi instalado.

Na usina de bombeamento Casa Colorada foram instalados piezômetros abertos de tipo Casagrande em diferentes profundidades. O piezômetro tipo Casagrande é constituído por um tubo rígido de PVC de 25 mm de diâmetro, com uma seção filtrante de 1,0 m de comprimento na extremidade mais profunda do tubo. Para sua instalação, executa-se um furo de sondagem com 63 mm de diâmetro, introduzindo em seguida o tubo de PVC.

A Figura 3.22 mostra a localização em planta dos piezômetros utilizados na instrumentação da usina. Na Tabela 3.4 são apresentadas leituras obtidas da instrumentação em diferentes datas.

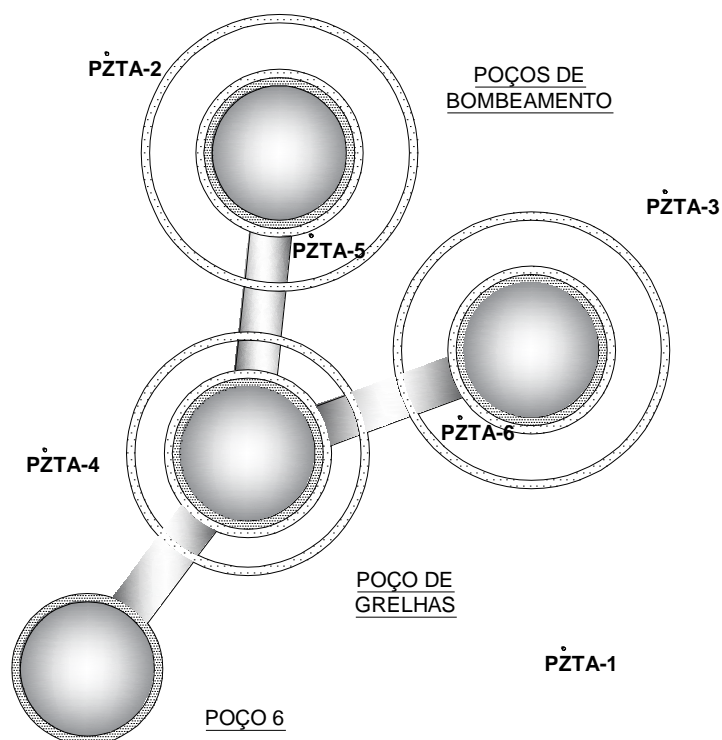


Figura 3.22. Localização dos piezômetros na usina de bombeamento

Tabela 3.4 Leituras piezométricas

Piezômetro	Data	Profundidade (m)	Poropressão (kPa)
PZTA-1	30/03/2011	28,5	280,0
PZTA-2	30/03/2011	35,0	340,0
PZTA-3	30/03/2011	54,0	420,0
PZTA-4	25/03/2011	35,0	340,0
PZTA-5	25/03/2011	35,0	340,0
PZTA-6	24/03/2011	35,0	340,0
PZTA-3	25/07/2011	54,0	400,0
PZTA-4	25/07/2011	35,0	330,0
PZTA-5	04/07/2011	35,0	330,0
PZTA-6	25/07/2011	35,0	330,0

A Figura 3.23 mostra a representação gráfica das leituras comparada com a pressão hidrostática, com o intuito de identificar o rebaixamento das pressões intersticiais.

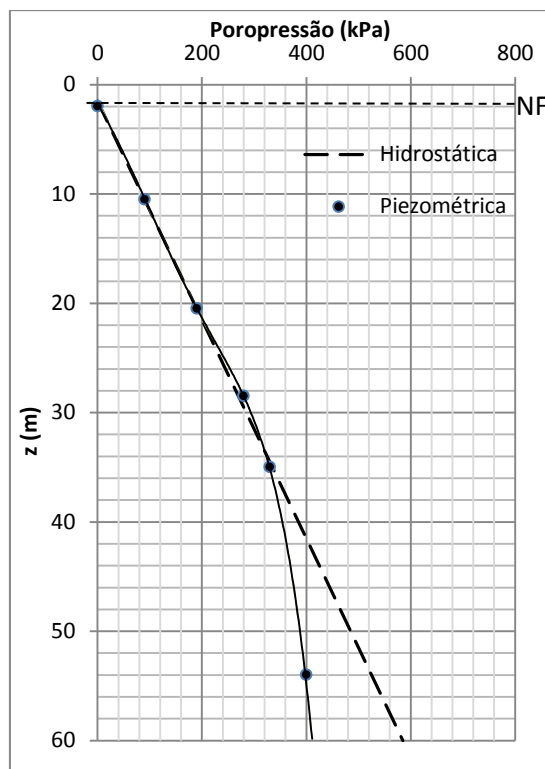


Figura 3.23. Condições piezométricas (estação piezométrica PZTA-5)

Nesta figura, pode-se observar que até a profundidade de aproximadamente 35 m a pressão é hidrostática, e aos 54m de profundidade (nas camadas duras permeáveis) é apresentado um rebaixamento da hidrostática de aproximadamente 140 kPa induzido pelo bombeamento de água para o abastecimento de água potável. É importante notar que o abatimento evidenciado não tem influência nos poços da usina, devido a que a máxima profundidade que atingem os poços é de 31,9 m.

### 3.5.2. Marcos superficiais

A instalação de marcos superficial tem por objetivo o monitoramento dos deslocamentos verticais e horizontais das estruturas em relação a uma referência. Os deslocamentos verticais são medidos através de nivelamento de precisão.

Os marcos superficiais são instrumentos simples, constituídos basicamente por elementos metálicos em aço inox ou aço carbono galvanizado. As principais vantagens deste sistema de monitoramento são o baixo custo, e a facilidade de instalação e manutenção.

Na usina de bombeamento *Casa Colorada* foram instalados diversos marcos superficiais sobre as estruturas existentes (poços, canais, edifícios, etc.) e em toda a superfície, incluindo pelo menos dois pontos de referência.

Foram efetuadas leituras por meio de nivelamento topográfico de precisão nos marcos superficiais. Na Tabela 3.5 são apresentados os dados obtidos pelos marcos superficiais instalados sobre o poço de grelhas (PG), poço 6 (P-6), poço de bombeamento 1 (PB-1) e poço de bombeamento 2 (PB-2), nos dias 10 de setembro de 2014 (1), 10 de dezembro de 2014 (2), 19 de junho de 2015 (3) e 19 de junho de 2016 (4).

Tabela 3.5.Dados dos Marcos Superficiais (2014-2016)

N	Data	Elevações			
		P-6	PG	PB-1	PB-2
1	10/09/2014	2226,79	2226,96	2228,27	2228,49
2	10/12/2014	2226,80	2226,96	2228,25	2228,40
3	19/06/2015	2226,61	2226,73	2228,11	2228,25
4	19/06/2016	2226,23	2226,26	2227,85	2227,94
$\Delta$ Recalque 12 meses (m)		0,38	0,47	0,27	0,31

Por meio da Figura 3.24, Figura 3.25, Figura 3.26 e Figura 3.27, pode-se observar os valores das elevações ao longo do tempo, com dados desde 2014 até 2016, de cada uma das principais estruturas da usina. É evidente o recalque em cada um dos poços, sendo de 0,38 m para o poço 6, de 0,47 m para o poço de grelhas, de 0,27 e 0,31 para os poços de bombeamento 1 e 2, respectivamente. Além disso, pode-se notar a presença de recalques diferenciais nas estruturas.

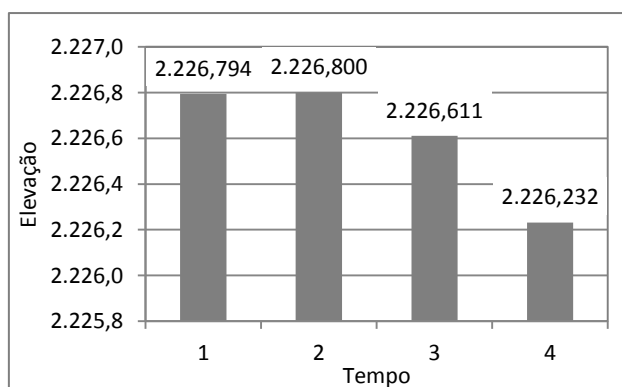


Figura 3.24. Elevações registradas no P-6

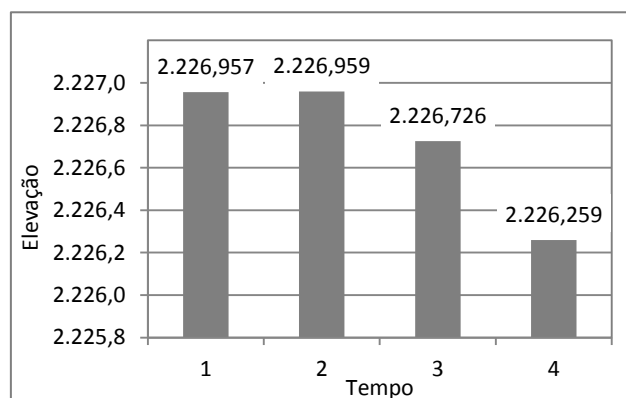


Figura 3.25. Elevações registradas no PG

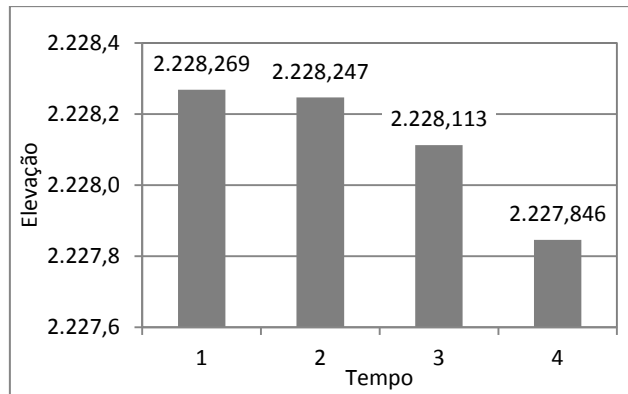


Figura 3.26. Elevações registradas no PB-1

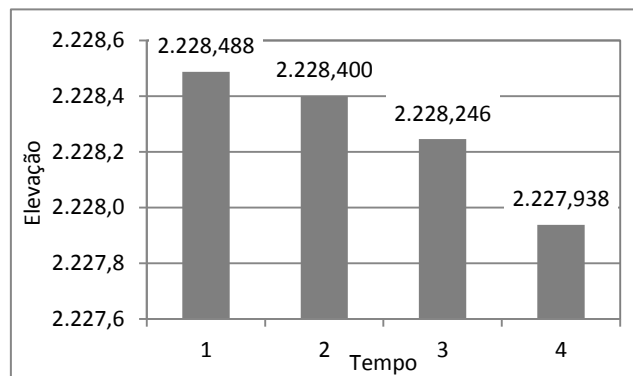


Figura 3.27. Elevações registradas no PB-2

### 3.5.3. Levantamento topográfico

O levantamento topográfico é de suma importância para a obra, busca representar com a maior precisão possível os deslocamentos verticais e horizontais das principais estruturas da usina de bombeamento.

O ponto de referência para o desenvolvimento do levantamento topográfico é a placa de CONAGUA NB 022 2013, que tem como elevação 2227,549 metros acima do nível do mar, é conhecida como “cola de pato”, localiza-se na estrutura da ponte norte do dreno geral da usina de bombeamento “Casa Colorada”.

Na Figura 3.28, Figura 3.29 e Figura 3.30 são apresentadas as evoluções dos deslocamentos com o tempo e o perfil do terreno, obtidos pelo levantamento topográfico dos PB-1 e PB-2 da área de escritórios, respectivamente, e os dados estão fornecidos nas Tabela 3.6, Tabela 3.7 e Tabela 3.8, respectivamente.

Tabela 3.6 Dados do perfil do terreno PB-1 (2014-2015)

Distância	Monitoração		
	10/09/2014	10/12/2014	19/06/2015
0	2227,613	2227,603	2227,404
14,26	2227,396	2227,406	2227,406
27,12	2227,453	2227,459	2227,459
48,182	2228,076	2227,915	2227,915
63,832	2228,049	2227,937	2227,937
77,182	2228,029	2228,019	2227,837
81,332	2228,124	2228,114	2228,114
88,832	2228,884	2228,877	2228,658
99,182	2228,911	2228,905	2228,684
115,328	2228,998	2228,994	2228,763
126,538	2228,94	2228,988	2228,669
137,908	2228,752	2228,742	2228,51
147,268	2227,701	2227,701	2227,701

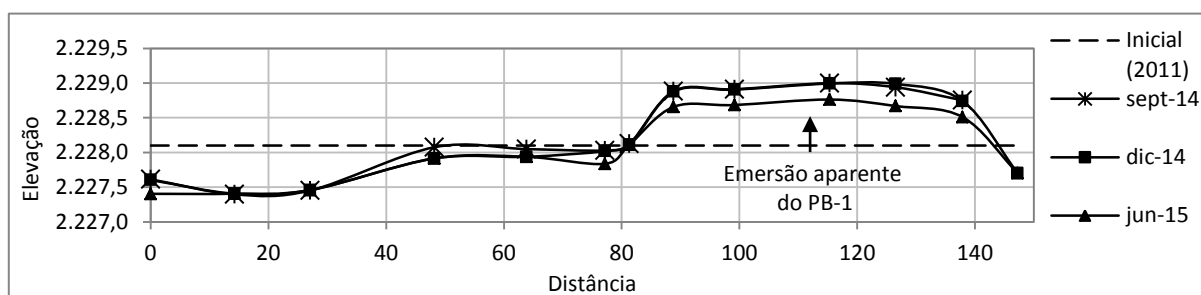


Figura 3.28. Perfil do terreno Poço de Bombeamento 1

Tabela 3.7 Dados do perfil do terreno PB-2 (2014-2015)

Distância	Monitoração		
	10/09/2014	10/12/2014	19/06/2015
0	2227,198	2227,203	2227,567
17,636	2227,27	2227,223	2227,046
29,986	2227,527	2227,5	2227,338
39,416	2228,094	2228,066	2227,618
58,646	2228,053	2228,056	2228,056
78,866	2228,164	2228,17	2227,95
83,496	2229,139	2229,147	2228,938
94,066	2229,068	2229,075	2228,875
106,646	2229,263	2229,271	2229,08
120,436	2229,098	2229,104	2228,911
130,926	2228,98	2228,989	2228,785
139,316	-	2229,001	2228,79
147,966	-	2227,801	2227,801

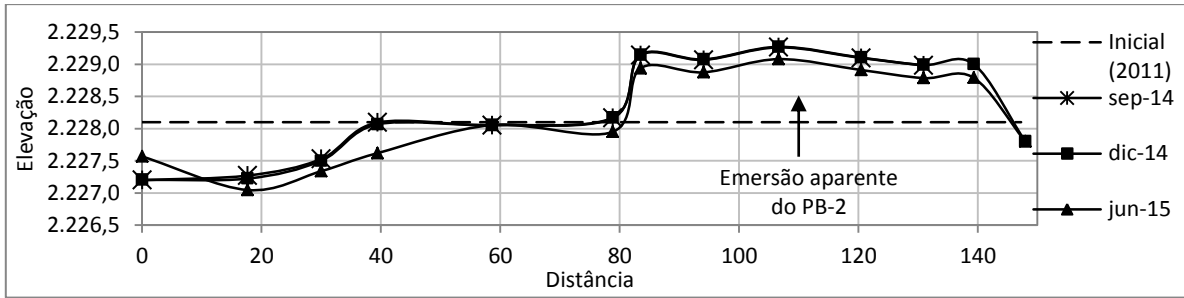


Figura 3.29. Perfil do terreno Poço de Bombeamento 2

Por meio das Figura 3.28 e Figura 3.29, pode-se observar que, em relação à leitura inicial (2011), os poços têm desenvolvido uma emersão aparente de até aproximadamente 1m, enquanto que o solo circundante, longe da influência dos poços, têm experimentado recalques de 50 até 100 cm. Devido a que, de acordo com a informação piezométrica (item 3.5.1), o rebaixamento das pressões intersticiais não tem influencia no comportamento dos poços, a sua emersão aparente pode ser devida a descarga do terreno induzida pela construção do poço e pelo adensamento do terreno circundante devido ao peso da plataforma de trabalho (item 3.4.2).

Por outro lado, o perfil do terreno apresentado na Figura 3.30, evidencia o recalque superficial na zona de escritórios localizada fora da área das estruturas subterrâneas, desde a sua construção (2011) até setembro de 2015 (aproximadamente 5 anos), neste tempo tem sido desenvolvidos recalques de aproximadamente 1,8 m, os quais, neste caso, podem ser devidos ao adensamento das argilas moles, gerado pela própria construção da plataforma de trabalho e pelo rebaixamento das pressões intersticiais (subsidiência regional).

Tabela 3.8 Dados do perfil do terreno área de escritórios (2015)

Distância	Inicial	Monitoração	
		14/08/2015	28/09/2015
0	2227,892	2226,55	2226,484
30	2227,892	2226,4	2226,336
60	2227,892	2226,2	2226,166
72,79	2228,271	2226,51	2226,343
102,79	2228,271	2226,564	2226,484
132,79	2228,271	2226,401	2226,291

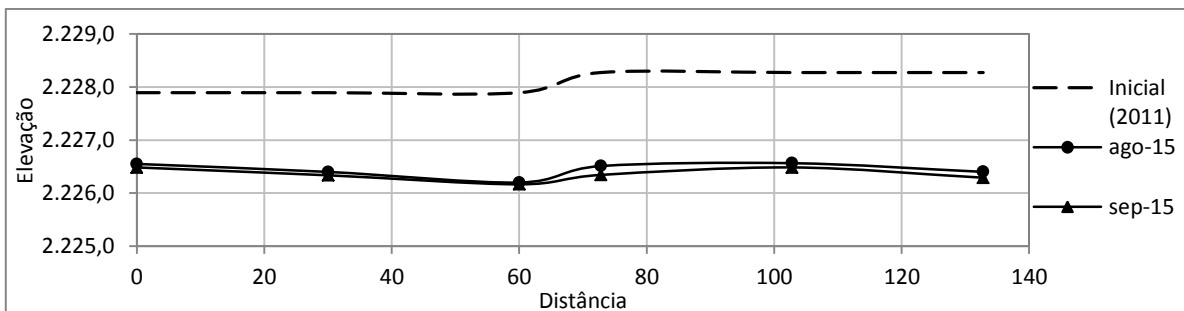


Figura 3.30. Perfil do terreno na área de escritórios

## **4. MODELAGEM NUMÉRICA DO ESTUDO DE CASO**

Neste capítulo são descritas as análises numéricas realizadas do estudo de caso, considerando a informação apresentada no capítulo anterior, com o objetivo de simular o comportamento das estruturas subterrâneas da usina de bombeamento.

Com o intuito de estudar o comportamento de cada um dos poços sem a influência das outras estruturas ou das conexões com os túneis, foi inicialmente desenvolvida uma análise bidimensional (2D) de tipo axissimétrica. Além disso, para tomar em conta a alta complexidade do problema, foi realizada uma análise tridimensional (3D) na qual foi possível considerar:

- a) As condições estratigráficas e piezométricas do local de estudo;
- b) Um modelo constitutivo que permitiu simular apropriadamente o comportamento dos solos moles,
- c) O caráter tridimensional do problema de estudo;
- d) Elementos finitos de grande precisão (tetraedros de dez nós);
- e) Todas as estruturas envolvidas no projeto e as partes que as compõem;
- f) A interação entre todas as estruturas;
- g) As etapas de construção da usina (plataforma de trabalho, poços e túneis);
- h) O adensamento dos solos moles devido à construção das estruturas envolvidas e ao rebaixamento das pressões intersticiais (subsidiência regional).

Os modelos numéricos desenvolvidos em 2D e 3D foram resolvidos com o software descrito no Apêndice A.

Nas próximas seções são descritas as análises propostas neste capítulo, mostrando a finalidade de cada uma, a metodologia empregada e a discussão dos resultados.

### **4.1. DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO**

#### **4.1.1. Estratigrafia**

A estratigrafia utilizada nesta pesquisa foi definida a partir da investigação geotécnica feita na área da usina de bombeamento “Casa Colorada”, exposta no item 3.3 do presente trabalho.

O perfil adotado é composto por uma camada de aterro ou crosta superficial de 2,0 m de espessura e com teor de umidade médio de 60% ( $w = 60\%$ ); abaixo foi considerado um solo



argiloso de alta plasticidade (série argilosa superior 1) com  $w$  médio de 250% e de 5 m de espessura; em seguida uma camada dura de areia argilosa ( $w = 80%$ ) de 2,0 m de espessura; depois outra camada de argila de alta plasticidade (série argilosa superior 2) de 13,0m de espessura e com  $w$  médio de 280%; abaixo uma argila também de alta plasticidade (série argilosa superior 3) com  $w$  médio de 260% e com uma espessura de 13,0 m. Abaixo das argilas da série superior, considerou-se a camada dura, composta por um silte arenoso ( $w = 50%$ ) de 2,0 m de espessura; desde os 37,0 até os 52,0 m de profundidade se considerou a série argilosa inferior com  $w$  médio de 180%, só interrompida por uma camada de areia fina ( $w = 50%$ ) de 2,0 m de espessura aos 41,0 m. Finalmente, encontram-se os depósitos profundos ( $w = 30%$ ), formados por um silte arenoso com pouca argila e pedregulho, desde uma profundidade de 52,0 m até os 60,0 m de profundidade.

O nível do lençol freático, na época da execução das sondagens, se encontrava a 2.0 m de profundidade. Na Figura 4.1 apresenta-se a estratigrafia adotada para o desenvolvimento das simulações numéricas.

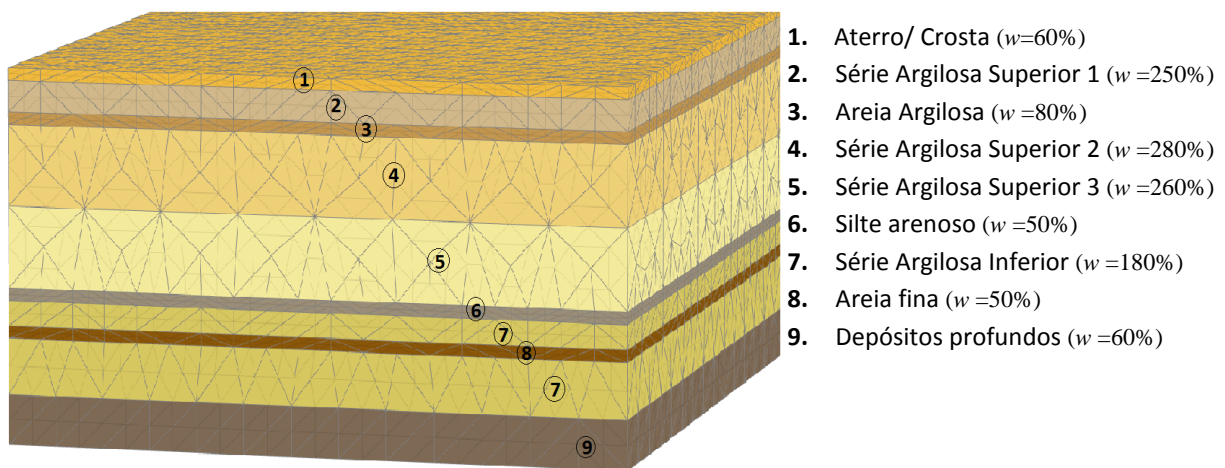


Figura 4.1. Estratigrafia considerada para a modelagem numérica

#### 4.1.2. Parâmetros dos materiais

Para as simulações numéricas foi necessária a determinação dos parâmetros geotécnicos das diversas camadas do solo. Visando a obtenção de parâmetros representativos, foram analisados dados de ensaios de campo e laboratório de amostras indeformadas coletadas nas explorações geotécnicas apresentadas na Seção 3.3 do presente trabalho.

Os parâmetros médios dos solos considerados na modelagem numérica estão resumidos nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2 cujos dados são provenientes da media das camadas investigadas

nos ensaios de laboratório e campo (CONISA, 1995; Geocontrol, 2001; Civil Integral, 2009; Geotec, 2013).

Tabela 4.1 Parâmetros geotécnicos do solo para a modelagem numérica

Prof.		Descrição	w %	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	E` MPa	v'	$\phi'$ °	E <sub>u</sub> MPa	v <sub>u</sub>	c' kPa	c <sub>u</sub> kPa	K <sub>0</sub>	e <sub>0</sub>	k m/dia
de	até													
0	2	Aterro/Crosta	60	13,5	3,44	0,3	47,0	7,24	0,49	20	60,0	0,27	2,06	6,0
2	7	Série argilosa superior 1	250	11,9	0,26	0,3	43,0	1,67	0,49	0	9,8	0,34	6,45	4,7x10 <sup>-4</sup>
7	9	Areia argilosa	80	13,3	1,00	0,33	44,0	-	-	20	-	0,31	2,52	6,0
9	22	Série argilosa superior 2	280	11,8	0,21	0,3	36,6	2,26	0,49	0	20,3	0,40	7,14	4,7x10 <sup>-4</sup>
22	35	Série argilosa superior 3	260	12,1	0,33	0,3	46,2	4,89	0,49	0	39,7	0,28	6,68	4,7x10 <sup>-4</sup>
35	37	Camada dura (Silte)	50	16,4	10,0	0,33	45,0	-	-	20	-	0,29	1,83	6,0
37	41	Série argilosa inferior	180	12,6	0,35	0,3	32,1	5,14	0,49	0	43,8	0,52	4,83	1,4x10 <sup>-5</sup>
41	43	Areia fina	50	14,3	2,50	0,33	45,0	-	-	20	-	0,29	1,83	6,0
43	52	Série Argilosa Inferior	180	12,6	0,35	0,3	32,1	5,14	0,49	0	43,8	0,51	4,83	1,4x10 <sup>-5</sup>
52	60	Depósitos Profundos	30	18,0	15,0	0,33	47,0	-	0,49	20	-	0,26	1,36	7,5

w- umidade;  $\gamma$ - peso específico; E'-módulo de elasticidade; v'-coeficiente de Poisson efetivo;  $\phi'$ -ângulo de atrito; E<sub>u</sub>- módulo de elasticidade não drenado; v<sub>u</sub>-coeficiente de Poisson não drenado; C'-coesão efetiva; C<sub>u</sub>-coesão não drenada; K<sub>0</sub>- coeficiente de empuxo em repouso; e<sub>0</sub>-índice de vazios inicial; k - permeabilidade.

Tabela 4.2 Parâmetros de compressibilidade das camadas de argila

Prof.		Descrição	w %	C <sub>r</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>d</sub>	$\kappa$	$\lambda$	M	OCR	POP kPa
de	até										
2	7	Série argilosa superior 1	250	0,324	3,82	0,248	0,141	1,66	1,77	1,10	3,2
9	22	Série argilosa superior 2	280	0,369	4,30	0,284	0,160	1,87	1,49	1,00	0,0
22	35	Série argilosa superior 3	260	0,339	3,98	0,260	0,147	1,73	1,90	1,00	0,0
37	52	Série argilosa inferior	180	0,219	2,70	0,164	0,095	1,17	1,29	1,20	24,9

w- umidade; C<sub>c</sub>-coeficiente da reta de compressão; C<sub>r</sub>-coeficiente da reta de recompressão; C<sub>d</sub>-coeficiente de descarga;  $\kappa$ -índice de expansão;  $\lambda$ -índice de compressão; M- inclinação da linha de estados críticos; OCR- relação de pre-adensamento; POP-tensão de sobre-adensamento.

As propriedades físicas foram obtidas a partir dos ensaios de teor de umidade, limites de consistência, análise granulométrica, massa específica do solo e densidade de sólidos.

Os parâmetros de resistência como o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e coesão não drenada (C<sub>u</sub>) foram obtidos dos ensaios triaxiais adensados não-drenados (tipo CU); o módulo de elasticidade não drenado (E<sub>u</sub>) foi obtido da inclinação da curva tensão deformação dos ensaios triaxiais não-

adensados não-drenados (tipo UU). A permeabilidade se baseou nos estudos de Herrera *et al.*, (1974).

A inclinação da linha de estados críticos (M) foi calculada usando a equação (4.1) e o coeficiente de empuxo  $K_0$  foi obtido mediante a equação (4.2) de Mayne e Kulhaway (1982).

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'}{3 - \operatorname{sen} \varphi'} \quad (4.1)$$

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \varphi') \operatorname{OCR}^{\operatorname{sen}(\varphi')} \quad (4.2)$$

O índice de vazios inicial ( $e_0$ ), a relação de sobre-adensamento (OCR), e a tensão de sobre-adensamento (POP) foram obtidas a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional utilizando as equações (4.3) e (4.4).

$$\operatorname{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (4.3)$$

$$\operatorname{POP} = \sigma'_p - \sigma' \quad (4.4)$$

Finalmente, os coeficientes de compressibilidade  $C_c$ ,  $C_r$  e  $C_d$  também foram calculados a partir dos resultados dos ensaios de adensamento unidimensional; e os índices de expansão ( $\kappa$ ) e de compressão ( $\lambda$ ) se calcularam usando estes coeficientes mediante as equações (4.5) e (4.6).

$$k = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (4.5)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (4.6)$$

Na Figura 4.2, podem-se observar as correlações obtidas entre o teor de umidade e o índice de vazios inicial (a), o índice de recompressão (b), o índice de compressão (c) e o índice de descarga. Com estas correlações e o valor médio do teor de umidade, foi possível estimar o índice de vazios inicial e as propriedades de compressibilidade das camadas de argila.

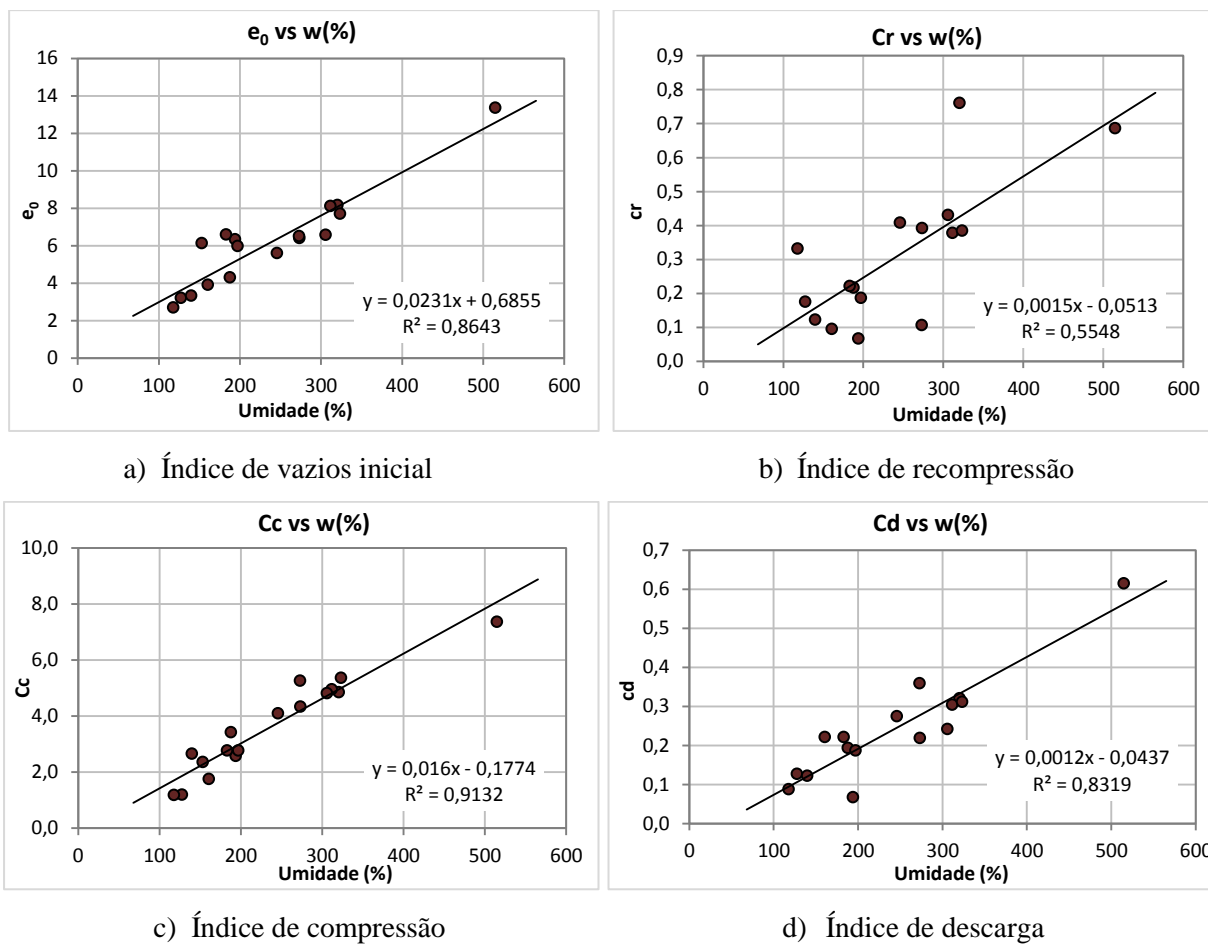


Figura 4.2. Correlações com o teor de umidade

As propriedades consideradas para os elementos estruturais são apresentadas na Tabela 4.3, foram obtidas segundo a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003), além dos estudos feitos por Zemva (2013) e a UNAM (2013).

Tabela 4.3 Principais propriedades das peças estruturais

Estrutura	d (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	f'c (kPa)
Muro 1	0,65	14,0	$5,25 \times 10^5$	0,25	$1,5 \times 10^3$
Muro 2 - 3	1,30	14,0	$7,0 \times 10^5$	0,25	$2,0 \times 10^3$
Argamassa	0,80	22,0	$1,1 \times 10^6$	0,20	$3,0 \times 10^3$
Muro Poço	0,60	24,0	$2,6 \times 10^7$	0,19	$3,5 \times 10^4$
Aço Túnel	0,05	78,5	$2,0 \times 10^8$	0,30	-
Concreto Túnel	0,25	24,0	$2,6 \times 10^7$	0,19	$3,5 \times 10^4$
Promedio Túnel	0,30	33,1	$5,5 \times 10^7$	0,21	-
Túnel Asumido	5,00	8,5	$3,2 \times 10^7$	0,21	-
Plataforma de trabalho	1,00	12,9	$2,0 \times 10^4$	0,30	-

d-espessura;  $\gamma$ - peso específico; E- módulo de elasticidade;  $\nu$ -coeficiente de Poisson; f'c- resistência à compressão do concreto

### 4.1.3. Condições iniciais

As pressões intersticiais iniciais foram determinadas a partir das medições dos piezômetros instalados como parte da instrumentação do caso de estudo (item 3.5). Na Figura 4.3, pode-se observar um rebaixamento das condições hidrostáticas desde os 35,0 m de profundidade. Como já foi dito, é importante notar que o rebaixamento evidenciado não tem influência nos poços da usina, devido a que a máxima profundidade que atingem é de 31,9 m.

A condição inicial das tensões efetivas verticais da área de estudo é mostrada na Figura 4.4, foi estimada a partir da informação estratigráfica e dos ensaios de laboratório realizados, assumindo que o lençol freático está a uma profundidade de 2,0 m. A condição atual é calculada adicionando o rebaixamento das pressões intersticiais às condições geostáticas. As tensões de pré-adensamento foram determinadas dos ensaios de adensamento.

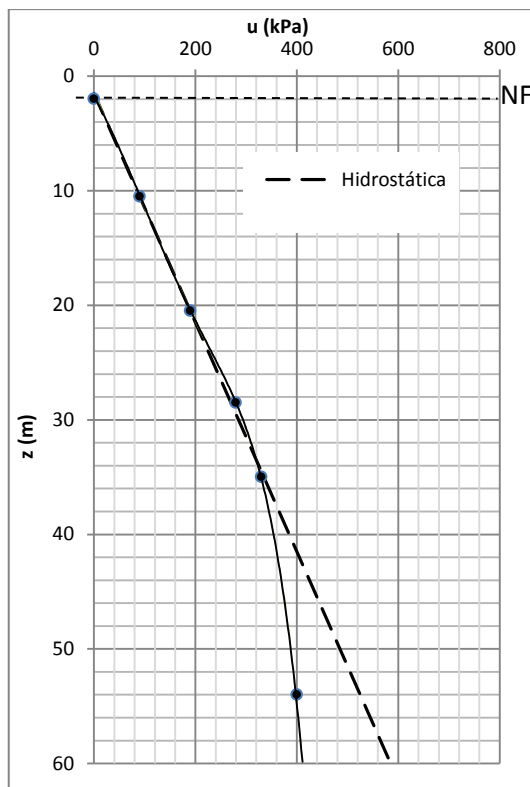


Figura 4.3. Condições iniciais da poropressão

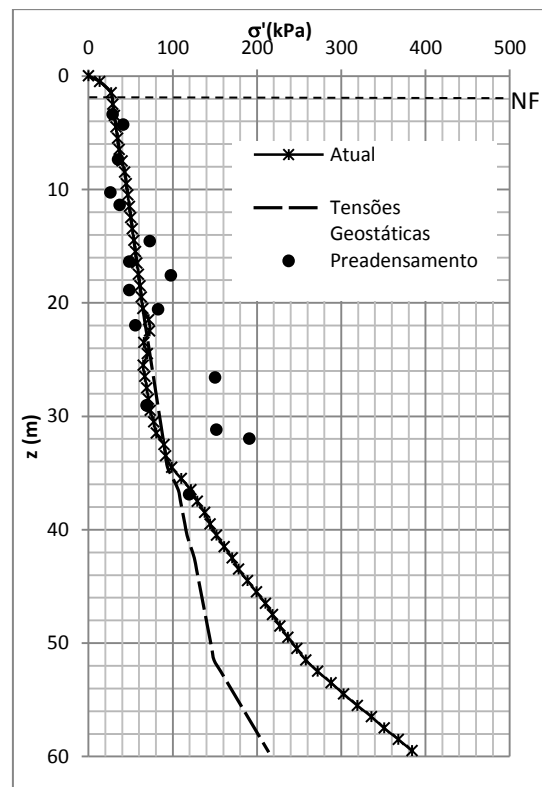


Figura 4.4. Condições iniciais das tensões efetivas verticais

Para os parâmetros de compressibilidade das camadas de argila, alguns pontos da Figura 4.4 foram desconsiderados, devido a que não existe evidencia de preadensamento nestas zonas, e os teores de umidades de algumas amostras não representam a umidade dos solos argilosos.

## 4.2. MODELOS CONSTITUTIVOS EMPREGADOS

Os modelos constitutivos visam a representar matematicamente o comportamento do solo diante das solicitações externas. A adequada seleção dos parâmetros do modelo constitutivo do solo é essencial para fazer boas previsões em projetos de geotecnia. Portanto, neste trabalho foi adotado um modelo constitutivo para cada material, no caso das camadas de argila foi realizada a validação do modelo constitutivo segundo os resultados dos ensaios de laboratório apresentados por Alberro e Hiriart (1973).

### 4.2.1. Solo mole

A escolha e validação do modelo constitutivo para a simulação do comportamento dos solos argilosos da zona lacustre da Cidade do México consistiu em comparar os resultados de laboratório do artigo “*Resistência ao longo prazo das argilas da Cidade do México*” publicado por Alberro e Hiriart (1973), com a modelagem numérica. Para a representação do comportamento do solo em estudo, foram escolhidos dois modelos constitutivos representativos de solos argilosos o *Cam-Clay Modificado* e o *Soft-Soil*.

Alberro e Hiriart (1973) fizeram uma pesquisa muito completa a fim de caracterizar os solos moles da cidade do México, analisaram os resultados obtidos mediante 20 ensaios triaxiais adensados-não-drenados (tipo CU) com medição da poropressão, 3 ensaios triaxiais não-adensados-não-drenados (tipo UU), 6 ensaios triaxiais adensados-drenados (tipo CD) e 19 ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios foram feitos para amostras indeformadas e amolgadas.

Na validação do modelo constitutivo foram empregados os resultados obtidos dos ensaios tipo CU das amostras indeformadas. Na Figura 4.5 podem-se observar as trajetórias de tensões efetivas obtidas da interpretação dos ensaios tipo CU, para diferentes valores de tensão confinante ( $\sigma_3 = 25, 50$  e  $100$  kPa) e para diferentes velocidades de deformação ( $\dot{\epsilon}_1=94\%/h$ ,  $\dot{\epsilon}_2=1,88\%/h$  e  $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/h$ ).

Os ensaios foram simulados através dos elementos finitos usando os modelos *Soft-Soil* e *Cam-Clay* e foram obtidas as trajetórias de tensões para os três valores da tensão confinante. A velocidade de aplicação da tensão desviadora não foi levada em conta devido a que os modelos constitutivos empregados desconsideram dito comportamento (rastejo). Na Figura 4.6 e Figura 4.7 são apresentados os resultados obtidos com os modelos *Soft-Soil* e *Cam-Clay*

*Modificado*, respectivamente. Os resultados experimentais estão representados por linhas pretas contínuas e os numéricos por linhas coloridas pontilhadas.

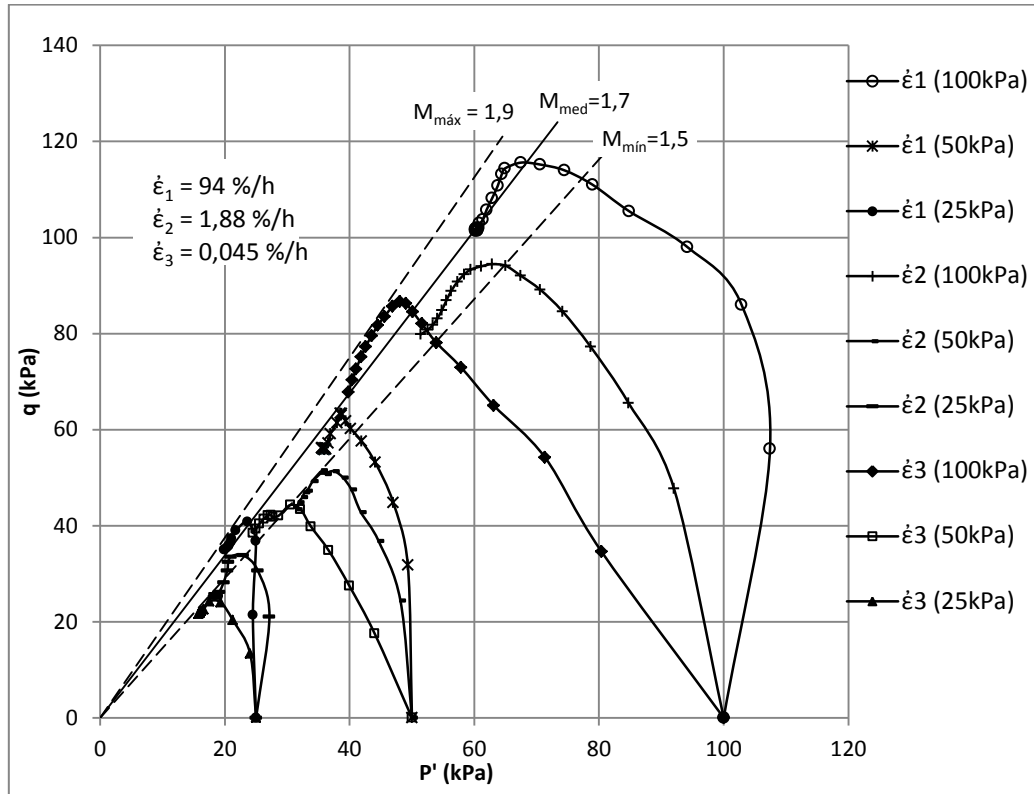


Figura 4.5. Trajetórias de tensões e valores de  $M$  obtidos dos ensaios Tipo CU de amostras indeformadas (a partir de Alberro & Hiriart, 1973)

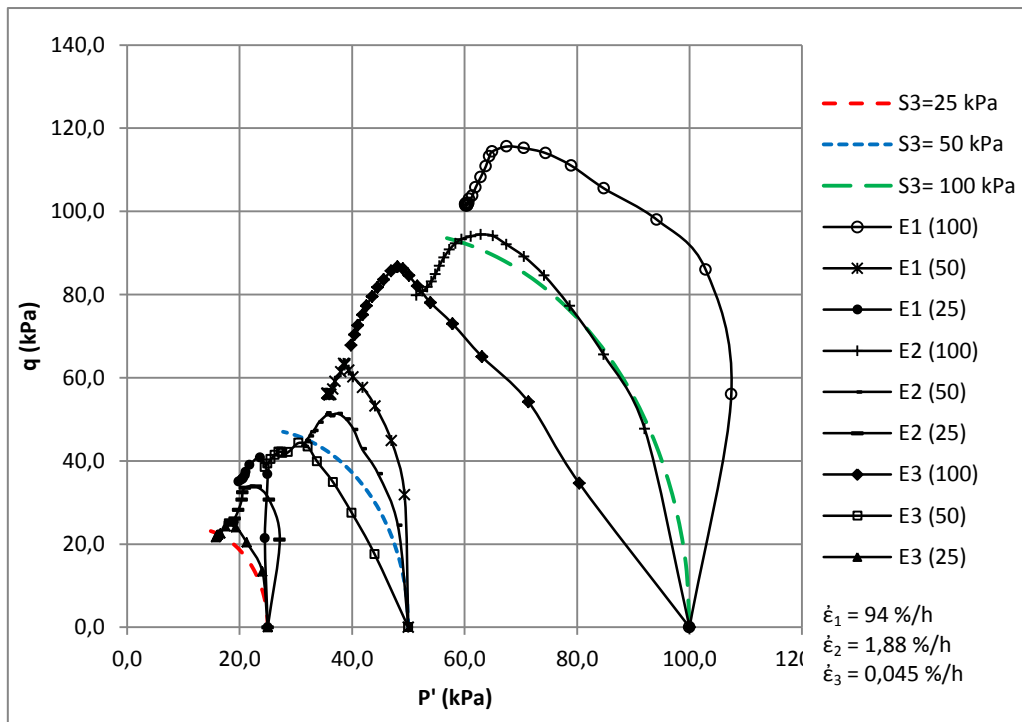


Figura 4.6 Comparação das trajetórias de tensões efetivas ( $p'$  vs  $q$ ) utilizando o modelo *Cam-Clay Modificado*

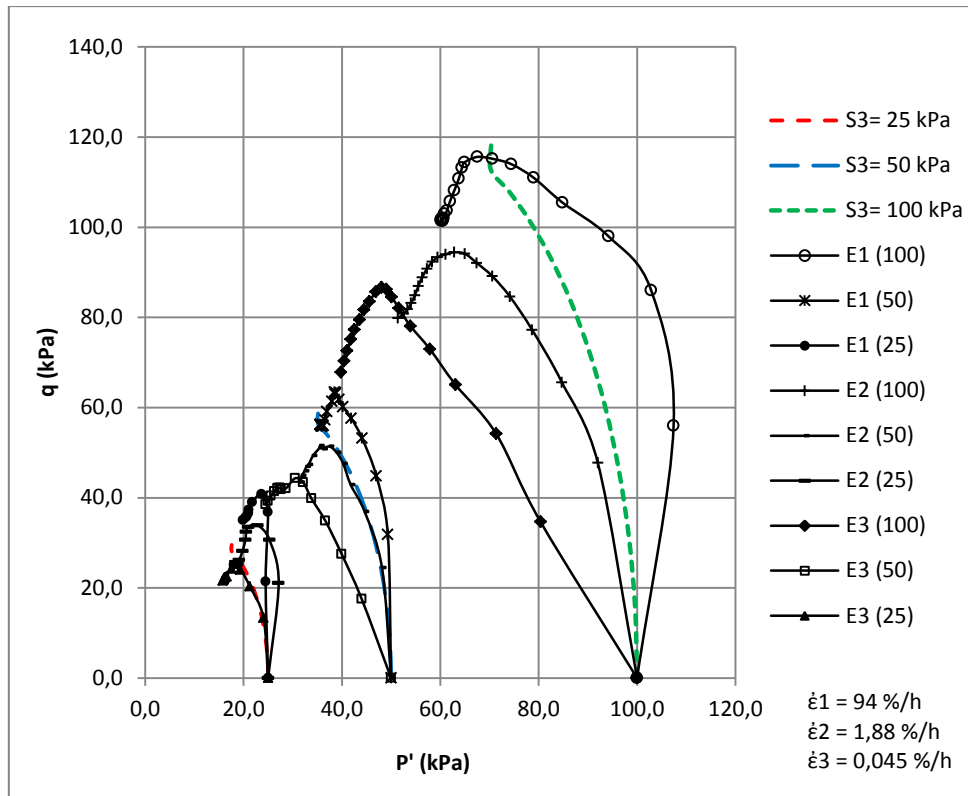
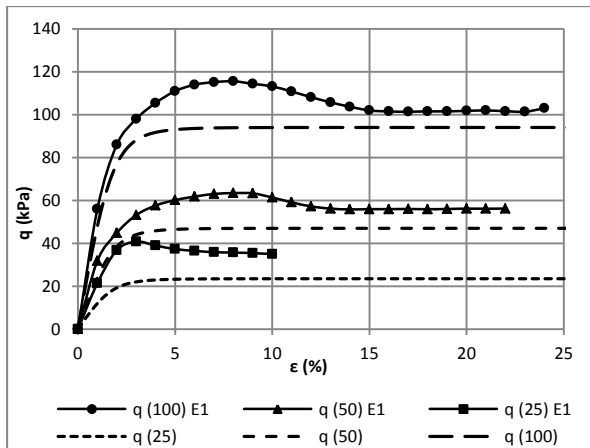


Figura 4.7 Comparação das trajetórias de tensões efetivas ( $p'$  vs  $q$ ) utilizando o modelo *Soft-Soil*

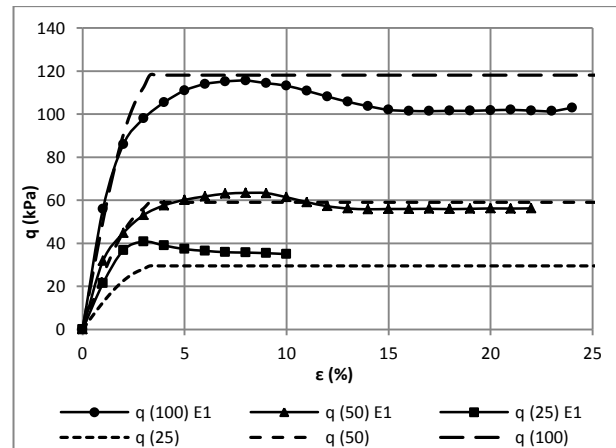
Nas trajetórias de tensões é possível observar que as curvas numéricas obtidas usando o modelo *Cam Clay* se aproximam mais às curvas experimentais, para a velocidade de aplicação da tensão desviadora de 1,88%/h. Também, é importante notar que o modelo soft soil apresenta um comportamento errado quando fica perto das resistências máximas, aumenta rapidamente a tensão desviadora ( $q$ ) sem evidenciar-se variação na tensão efetiva isotrópica ( $p'$ ).

Também foram obtidas e comparadas as variações da tensão desviadora com a deformação axial, para os três valores das tensões confinantes e para as três velocidades de deformação axial. Na Figura 4.8, Figura 4.9 e Figura 4.10 são apresentados os resultados obtidos para as velocidades de deformação de 94%/h ( $\dot{\epsilon}_1$ ), 1,88%/h ( $\dot{\epsilon}_2$ ) e 0,045%/h ( $\dot{\epsilon}_3$ ), respectivamente. Os resultados experimentais estão representados por linhas coloridas contínuas e os numéricos por linhas pretas pontilhadas.



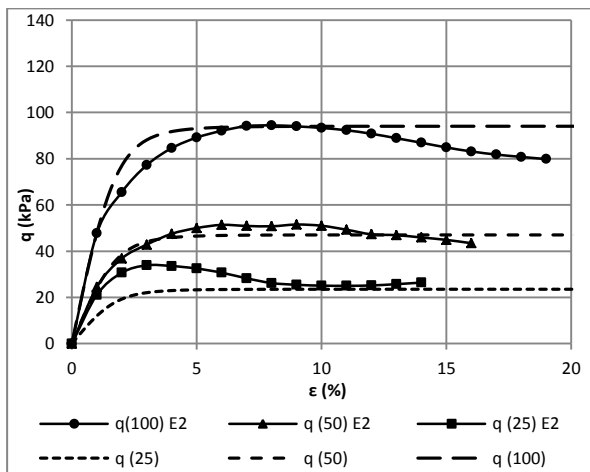


a) *Cam-Clay Modificado*

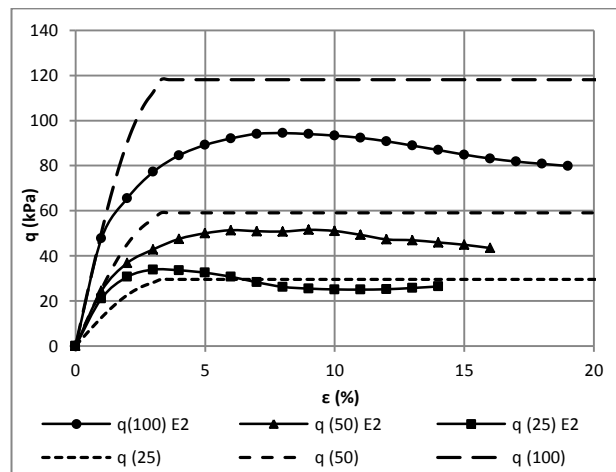


b) *Soft-Soil*

Figura 4.8 Tensão desviadora vs deformação axial, para  $\dot{\epsilon}_1=94\%/hora$

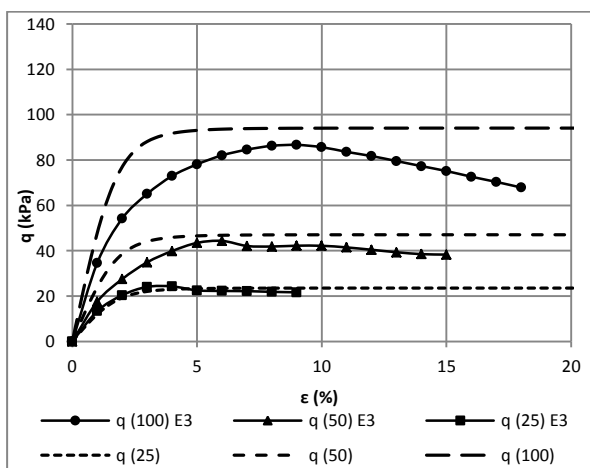


a) *Cam-Clay Modificado*

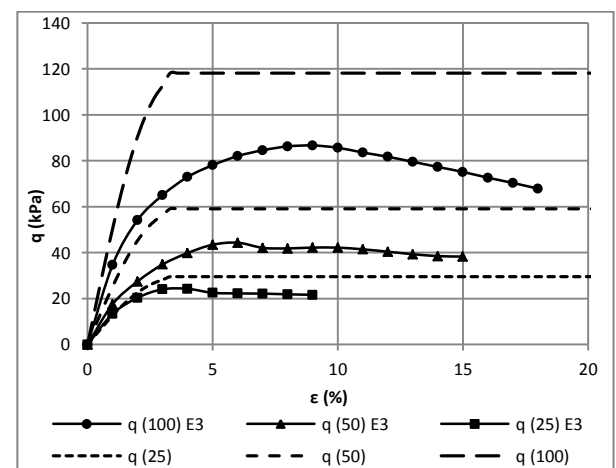


b) *Soft-Soil*

Figura 4.9 Tensão desviadora vs deformação axial, para  $\dot{\epsilon}_2=1,88\%/hora$



a) *Cam-Clay Modificado*



b) *Soft-Soil*

Figura 4.10 Tensão desviadora vs deformação axial, para  $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/hora$

Nota-se que para a velocidade de aplicação da tensão desviadora de 94%/h, as curvas numéricas dos dois modelos se aproximam aos resultados de laboratório. Enquanto que, para

velocidades menores de 1,88 e 0,045%/h, o modelo *Soft-Soil* sobrestima o valor da tensão desviadora ( $q$ ) e o modelo *Cam-Clay* modificado apresenta um melhor comportamento.

Por último, foram obtidas e comparadas as variações do acréscimo da poropressão com a deformação axial, para os três valores das tensões confinantes e para as três velocidades de deformação axial. Nas Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13 são apresentados os resultados obtidos para as velocidades de deformação de 94%/h ( $\dot{\epsilon}_1$ ), 1,88%/h ( $\dot{\epsilon}_2$ ) e 0,045%/h ( $\dot{\epsilon}_3$ ), respectivamente. Os resultados experimentais estão representados por linhas coloridas contínuas e os numéricos por linhas pretas pontilhadas.

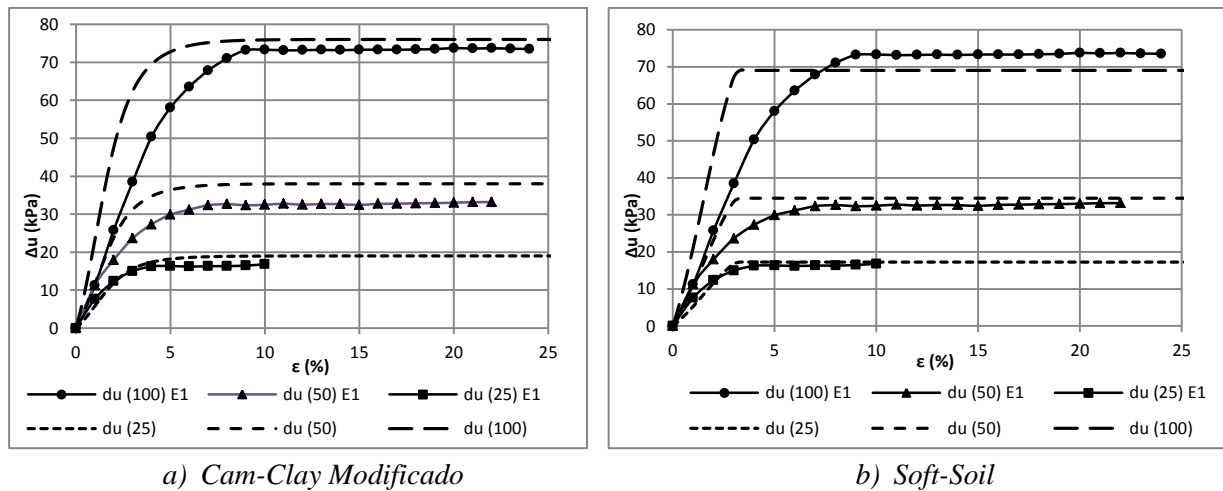


Figura 4.11 Acréscimo da poropressão vs deformação axial, para  $\dot{\epsilon}_1=94\%$ /hora

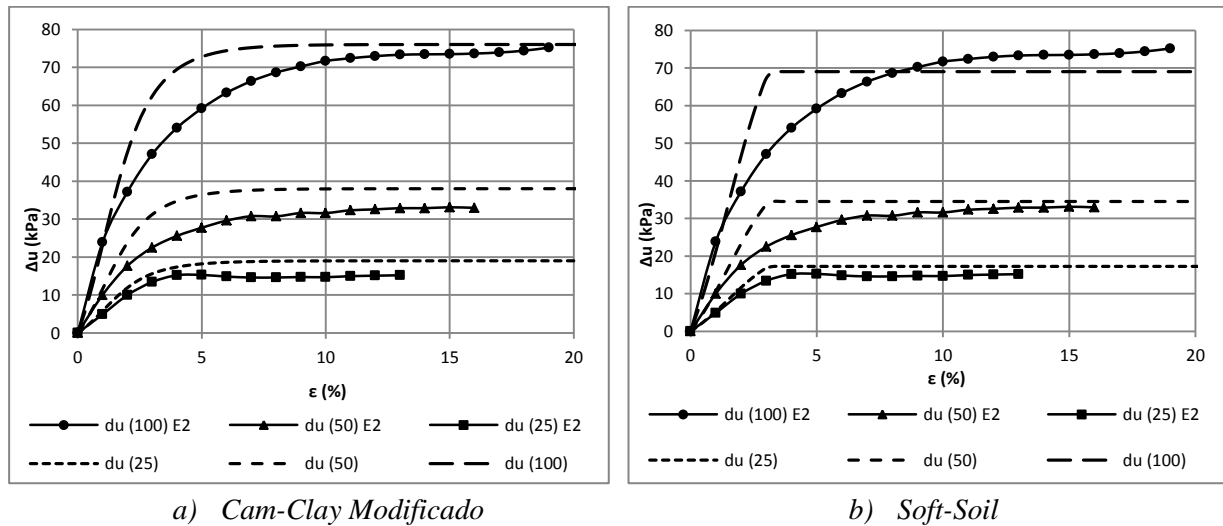


Figura 4.12 Acréscimo da poropressão vs deformação axial, para  $\dot{\epsilon}_2=1,88\%$ /hora

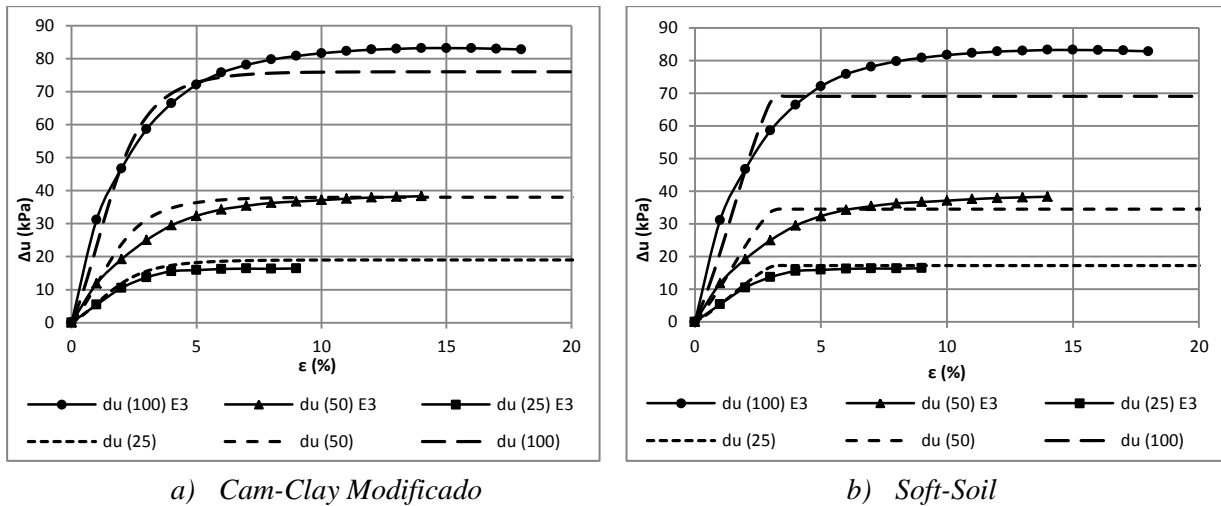


Figura 4.13 Acréscimo da poropressão vs Deformação Axial, para  $\dot{\epsilon}_3=0,045\%/hora$

Nos resultados da variação da poropressão em função da deformação, pode-se observar que para os três níveis de tensões confinantes e para as três velocidades de deformação, tanto o modelo *Cam-Clay* como o modelo *Soft-Soil*, apresentam um comportamento aceitável, as curvas numéricas estão próximas às curvas experimentais.

Pode-se concluir que para o caso em estudo, o modelo constitutivo que permite simular de forma mais próxima ao comportamento das argilas moles da Cidade do México é o modelo constitutivo *Cam-Clay*, o qual será usado nas análises numéricas.

#### 4.2.2. Camadas duras

O perfil adotado nesta pesquisa é composto principalmente por argilas moles, porém tem camadas de areia e silte conhecidas como camadas duras, para as quais se adotou o modelo *Mohr-Coulomb*. A escolha deste modelo se deve à falta de ensaios de laboratório que permitam o uso de um modelo constitutivo mais complexo ou representativo. Além disso, o modelo *Mohr-Coulomb* tem sido empregado de forma satisfatória por Rodríguez (2010) e Zaldivar (2013) para a simulação do comportamento das camadas duras da Cidade de México.

#### 4.2.3. Elementos estruturais

Para a modelagem dos elementos estruturais como os muros 1, 2 e 3, o muro de argamassa, os poços de concreto com reforço e os túneis também de concreto, foi assumido o modelo constitutivo Linear-Elástico, uma vez que a rigidez e a resistência desses materiais é consideravelmente maior do que a resistência do solo.

Para essas aplicações o modelo Linear-Elástico é selecionado junto com o tipo de drenagem não poroso (non-porous), de maneira que seja eliminada a poropressão nestes elementos estruturais.

### **4.3. MODELAGEM BIDIMENSIONAL (2D)**

Com o intuito de estudar o comportamento de cada um dos poços sem a influência das outras estruturas ou das conexões com os túneis, foi inicialmente desenvolvida uma análise bidimensional (2D) de tipo axissimétrica.

A existência de simetria de revolução em relação a um determinado eixo permite simplificar o estudo de problemas tridimensionais, através de métodos análise numérica, utilizando malhas bidimensionais.

A usina de bombeamento do caso de estudo está formada principalmente por quatro poços profundos e muros de reforço ao redor, como é apresentado no item 3.1. Devido a sua geometria cilíndrica, cada um dos poços foi modelado de forma independente com elementos axissimétricos.

As simplificações introduzidas permitem não só uma diminuição das dimensões do problema a resolver, mas também uma maior facilidade na preparação dos dados e na interpretação dos resultados.

#### **4.3.1. Modelo 2D desenvolvido**

A malha desenvolvida é apresentada na Figura 4.14, foi realizada a partir das recomendações nos estudos de Moraes (1999), Chissolucombe (2001), Martoni (2006) e Oliveira (2009). Para definir as condições de contorno, e a quantidade de elementos foram realizadas análises de sensibilidade.

Nota-se um maior refinamento na região próxima ao poço, onde foram analisados os deslocamentos e as tensões. A malha resultou em um total de 4.540 elementos triangulares de 15 nós (T15) para o modelo do poço de grelhas, 5.650 elementos para o poço 6 e 4.646 elementos para os poço de bombeamento.

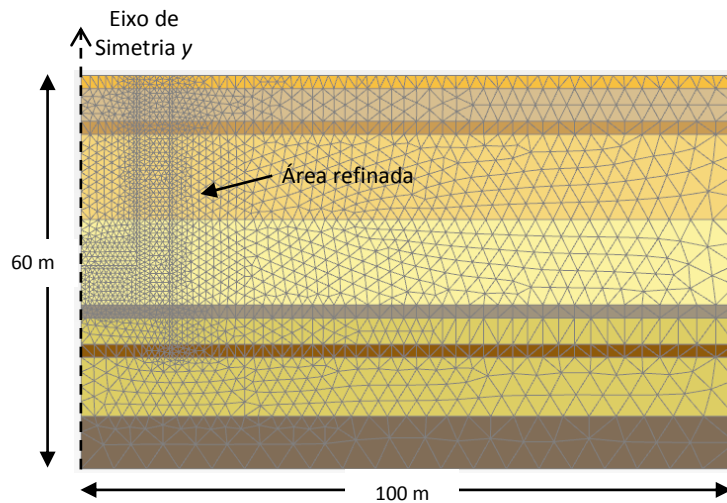


Figura 4.14 Seção transversal da malha bidimensional de elementos finitos

Como a seção transversal é axissimétrica em relação ao eixo vertical que passa pelo centro do poço, situou-se um dos limites da malha coincidente com este eixo. O contorno oposto foi localizado a uma distância de 100 m deste, e a fronteira inferior a uma profundidade de 60 m, com relação à superfície do terreno. Nas referidas fronteiras são impedidos deslocamentos horizontais, sendo que no limite inferior também foi restringido o movimento vertical. Além disso, para a análise de adensamento foi restrito o fluxo da água ao longo da linha de simetria “y” e na sua fronteira oposta, permitindo-se a saída da água só pela parte inferior e superior da malha.

#### 4.3.2. Descrição das etapas de análise

O modelo foi analisado em termos de tensões efetivas, com parâmetros drenados e condições iniciais não-drenadas. Segundo Rodríguez (2010), esta é uma análise em curto e longo prazo, com desenvolvimento da poropressão, que visa obter as tensões, deformações e deslocamentos antes, durante e após do processo de adensamento; o qual é o assunto de interesse no presente trabalho. As condições iniciais foram definidas conforme as condições de poropressão e tensões efetivas descritas no item 4.1.3.

As etapas consideradas no modelo numérico bidimensional, para cada um dos poços são as seguintes:

*Etapa 1:* Simulação da construção da plataforma de trabalho descrita no item 3.4.2, mediante a aplicação do carregamento gerado de  $12,9 \text{ kN/m}^2$  ao longo da superfície do modelo (Figura 4.15a), considerando condições não-drenadas.

*Etapa 2:* Construção dos muros 1, 2 e 3 (Figura 4.15b). Dita construção foi feita mediante a substituição do material do solo pelo material dos muros em cada volume correspondente, considerando condições não-drenadas. A sobrecarga atuante sobre os muros foi desativada. No caso do poço 6, esta etapa não é levada em conta, devido à ausência de tais muros para este poço.

*Etapa 3:* Construção do próprio poço de concreto armado e do muro de argamassa (Figura 4.15c). Mediante a substituição do material do solo pelo material do poço e a argamassa no volume correspondente. O solo que fica dentro do poço foi desativado e o lençol da água nesta área foi removido com o intuito de eliminar as forças hidrostáticas na base do poço. A sobrecarga atuante sobre o poço e o muro de argamassa foi desativada. Esta etapa foi realizada considerando condições não-drenadas.

*Etapa 4:* Simulação do processo de adensamento em condições drenadas das argilas moles, até dissipar completamente o excesso de poropressão causado pela construção das estruturas nas etapas anteriores, incluindo o carregamento da plataforma de trabalho.

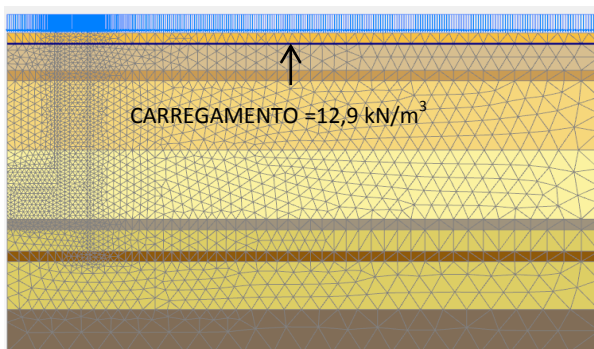
*Etapa 5:* Simulação da subsidência regional, com o objetivo de avaliar o comportamento futuro das estruturas no caso que aconteça um rebaixamento das pressões intersticiais ao longo da profundidade dos poços (Figura 4.16).. Esta etapa foi desenvolvida em condições drenadas.

Para a última etapa de análise, considerou-se que a poropressão inicial foi abatida num 15% (Figura 4.16). Segundo a instrumentação e o mapa de isovalores da velocidade da subsidência regional (Figura 2.13), a subsidência da zona do caso de estudo é de aproximadamente 23 cm/ano. Portanto, considerando dito rebaixamento na modelagem numérica foi obtido um valor da subsidência de 2,75m, simulando assim o comportamento da usina de bombeamento para aproximadamente 12 anos.

As condições piezométricas iniciais do modelo foram modificadas aplicando um rebaixamento da poropressão  $P_{inc} = -8,53 \text{ kN/m}^2/\text{m}$  a partir dos 2,0 m até os 60,0 m de profundidade, como é apresentado na Tabela 4.4. É importante identificar quais dos deslocamentos são próprios desta etapa, por isso, tornou-se necessário zerar os valores iniciais (os obtidos de etapas anteriores).

Tabela 4.4 Rebaixamento da poropressão na simulação da subsidência regional

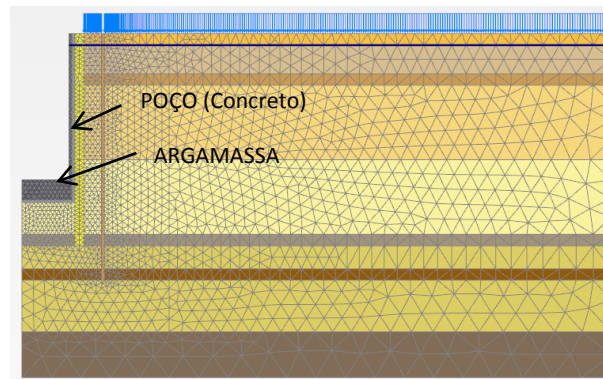
Profundidade		Camada	$\mu$ (kPa)	$\Delta z$ (m)	$\Delta\mu$ (kPa)	$\Delta\mu/m$ (kPa/m)
Desde	a					
0,00	2,00	1	0,00	-	-	-
2,00	7,00	2	42,66	5,00	42,662	8,532
7,00	9,00	3	59,73	2,00	17,065	8,532
9,00	22,00	4	170,65	13,00	110,922	8,532
22,00	35,00	5	281,57	13,00	110,922	8,532
35,00	37,00	6	298,63	2,00	17,065	8,532
37,00	41,00	7	332,76	4,00	34,130	8,532
41,00	43,00	8	349,83	2,00	17,065	8,532
43,00	52,00	7	426,62	9,00	76,792	8,532
52,00	60,00	9	494,88	8,00	68,259	8,532



a) Etapa1: Melhoramento do terreno, análise 2D



b) Etapa 2: Construção dos muros, Análise 2D



c) Etapa 3: Construção do poço, análise 2D

Figura 4.15. Etapas de análise da modelagem 2D

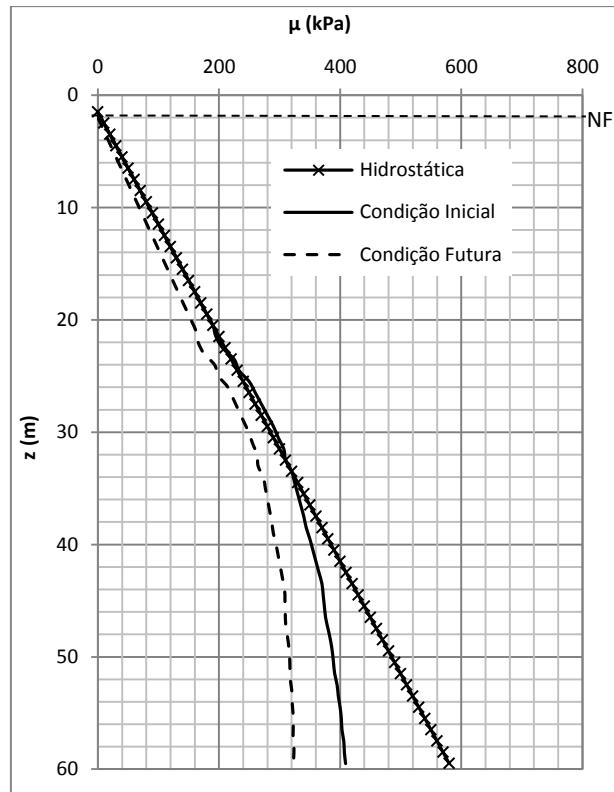


Figura 4.16. Rebaixamento piezométrico modelado

### 4.3.3. Resultados da modelagem 2D

Serão aqui apresentados os resultados das modelagens 2D em função das duas etapas principais de interesse na presente pesquisa, o duplo processo de adensamento, o primeiro gerado pela própria construção das estruturas (adensamento 1) e o segundo gerado pelo fenômeno de subsidência regional (adensamento 2). Para a interpretação dos resultados das modelagens 2D, foram analisados os valores dos deslocamentos nas estruturas e os recalques na superfície.

Inicialmente, com o objetivo de mostrar a correta geração das tensões iniciais pelo programa, são apresentados na Figura 4.17 os campos de tensões verticais e horizontais iniciais. Cabe ressaltar que, de acordo com a convenção de sinais já estabelecida no programa, os valores negativos (vermelhos) de tensões normais indicam compressão e os positivos (azuis) tração.

Desta maneira a tensão vertical total máxima é igual a -793 kPa e a horizontal é igual a -637,3 kPa. Para sua determinação foram considerados os valores de peso específico ( $\gamma$ ) e de coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ) de cada uma das camadas, apresentados na Tabela 4.1.



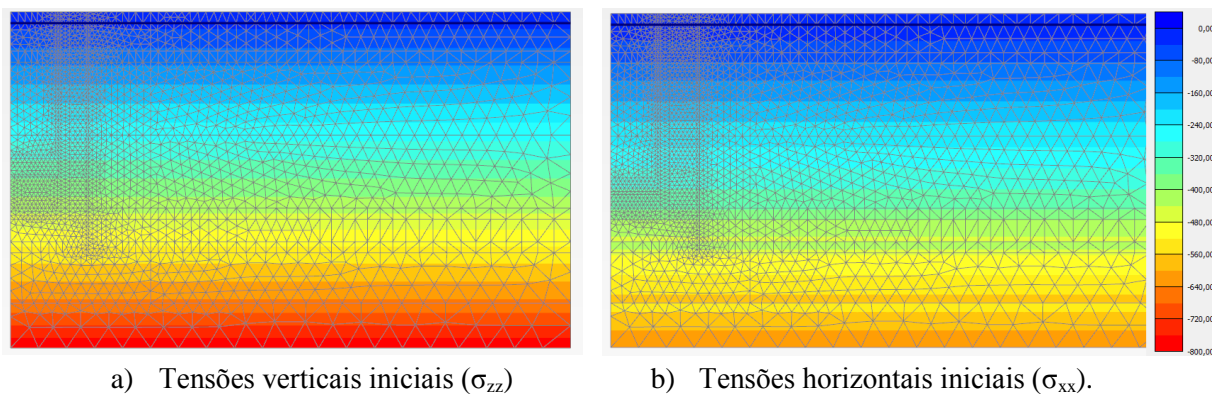


Figura 4.17. Tensões iniciais totais.

#### 4.3.3.1. Adensamento 1: gerado pela própria construção dos poços

A Figura 4.18 mostra a o excesso de poropressão gerado na etapa de construção dos poços, causado principalmente pelo carregamento da plataforma de trabalho e pela remoção do núcleo de solo nos poços.

Pode-se observar que o excesso de poropressão se apresenta principalmente sob cada um dos poços, sendo maior no caso do poço 6 com um valor de  $68,3 \text{ kN/m}^2$  comparado com  $24,9 \text{ kN/m}^2$  para o poço de grelhas e  $39,2 \text{ kN/m}^2$  para os poços de bombeamento. A diferença do poço de grelhas e dos poços de bombeamento, o poço 6 não conta com os muros 1,2 e 3, que permitem a dissipação lenta da poropressão; é por isto que atinge valores mais altos de excesso de poropressão.

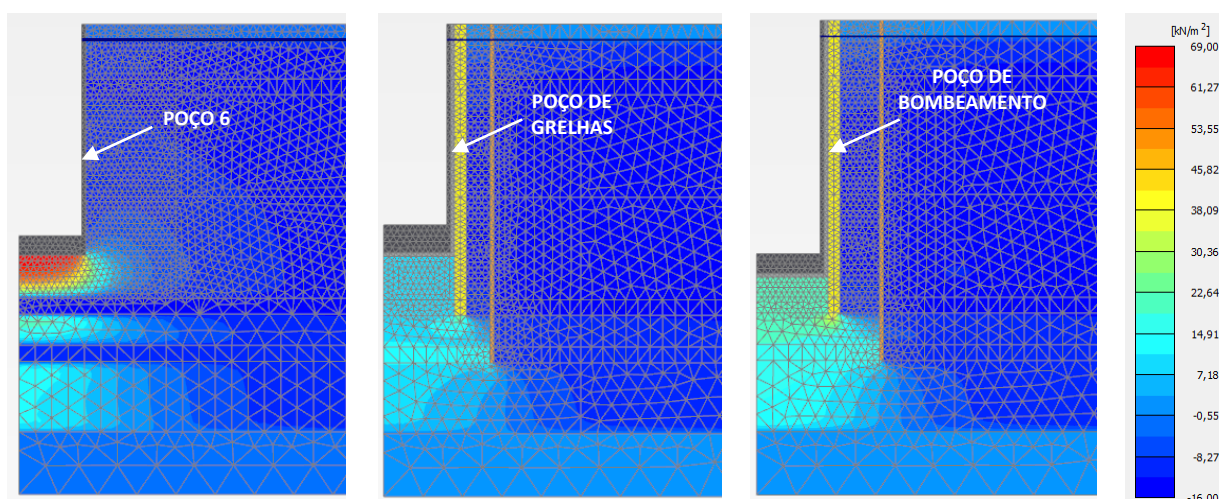


Figura 4.18. Excesso de poropressão na construção dos poços

Para o caso dos deslocamentos verticais, a fim de analisar com maior facilidade os resultados obtidos a partir da modelagem numérica, foram escolhidos 2 pontos nomeados de

A e B, o ponto A localiza-se no muro do poço, e o ponto B sobre o terreno afastado dos poços.

Na Figura 4.19 pode-se notar a variação dos deslocamentos para os pontos A e B do poço 6. É possível observar que, o ponto A do poço 6 apresenta um deslocamento positivo de 0,7 m (emersão aparente). O ponto B que representa o comportamento do terreno tem um deslocamento negativo de -1,24 m (recalque).

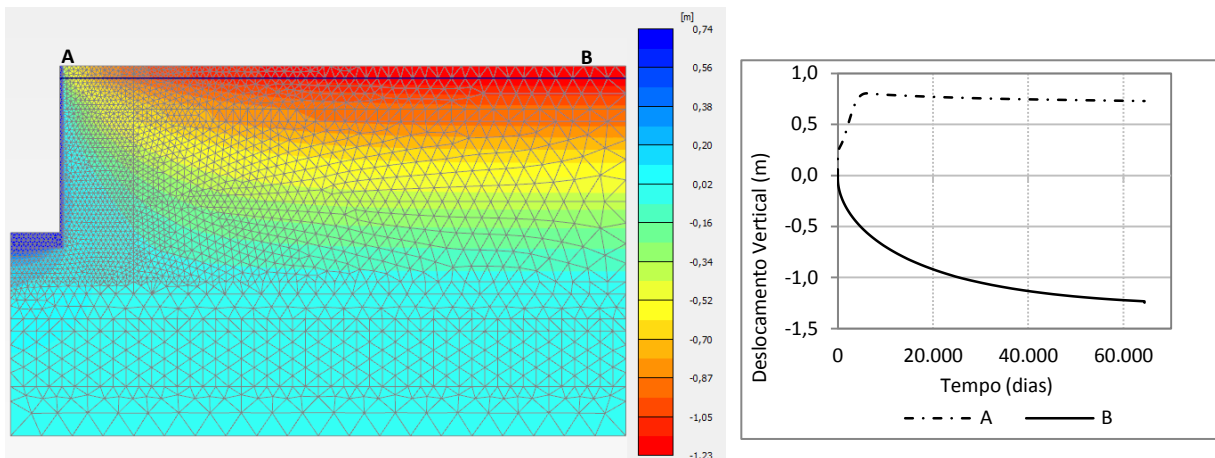


Figura 4.19. Deslocamentos verticais do poço 6 (P-6) na etapa de adensamento 1

A Figura 4.20 apresenta o comportamento do poço de grelhas, considerando só o adensamento gerado pela própria construção, pode-se observar a variação dos deslocamentos para os pontos A e B, ao longo do tempo. Identifica-se um deslocamento total do ponto B de -1,24 m, enquanto que o ponto A mantém a sua posição original.

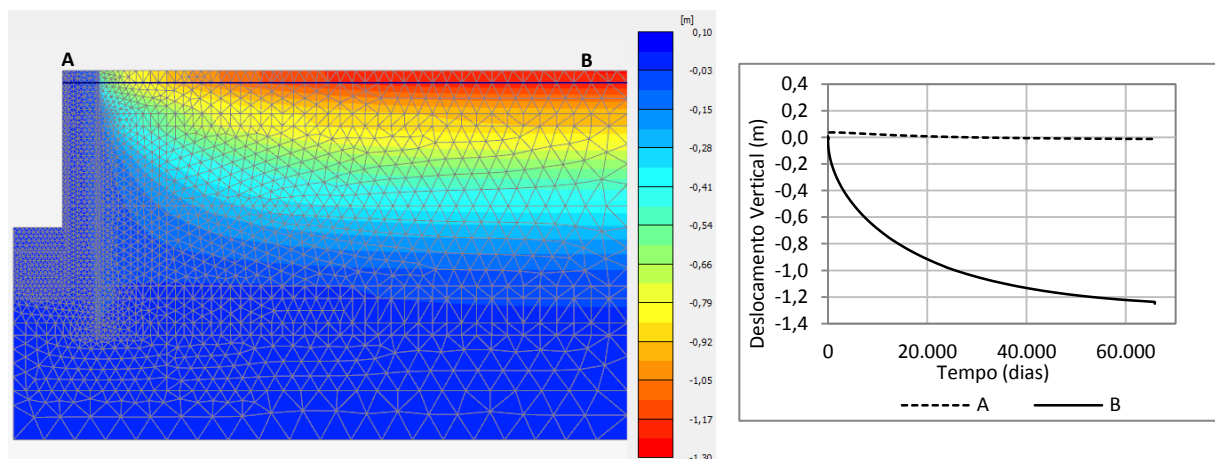


Figura 4.20. Deslocamentos verticais do poço de grelhas (PG) na etapa de adensamento 1

Finalmente, na Figura 4.21 é possível observar que para o poço de bombeamento o ponto A localizado no muro apresenta uma pequena emersão de apenas 3 cm, enquanto que o ponto B mostra um recalque de 1,24 m.

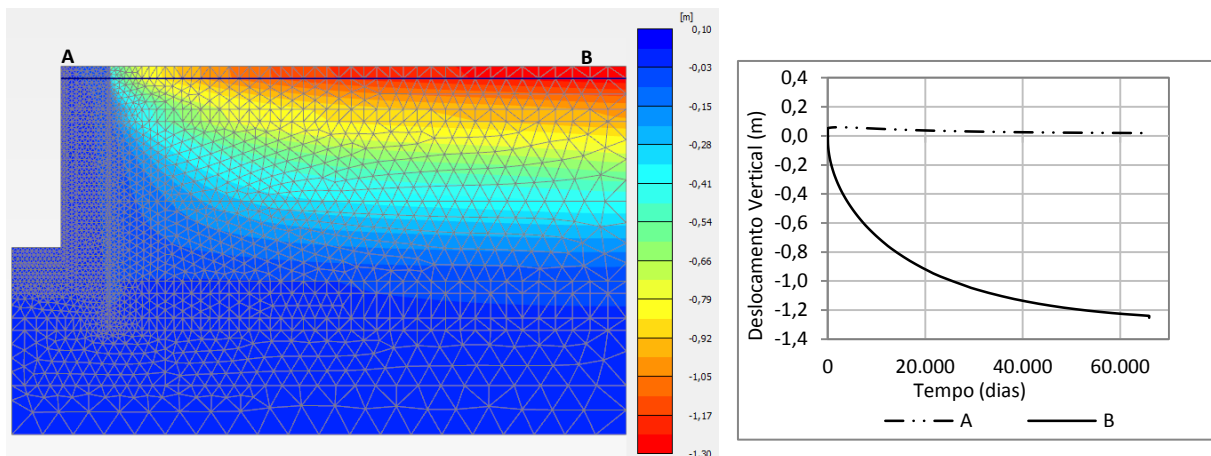
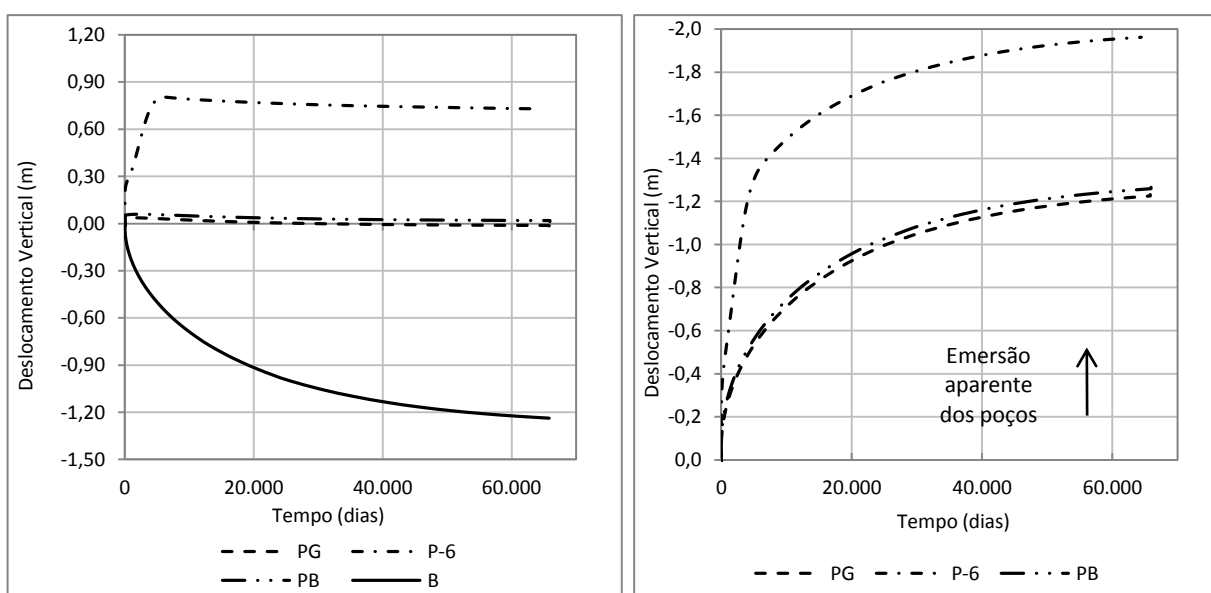


Figura 4.21. Deslocamentos verticais do poço de bombeamento (PB) na etapa de adensamento 1

Como se pode observar, os pontos A e B têm movimentos independentes, neste caso um deles sobe (A), devido à construção do poço (descarga), e o outro baixa (B), devido á construção da plataforma de trabalho (carga). Portanto, é necessário definir o deslocamento real calculado pela diferença destes dois pontos (B-A) que vai ser o comportamento observado na realidade e simula a emersão aparente dos poços, como mostrado na Figura 4.22. Na Tabela 4.5 são apresentados os deslocamentos verticais totais nos e entre os poços.



a) Deslocamentos verticais nos poços

b) Emersão aparente dos poços (B-A)

Figura 4.22. Deslocamentos induzidos pelo adensamento 1 gerado pela construção - Modelo 2D

Tabela 4.5 Deslocamentos verticais nos e entre poços, adensamento 1 (Análise 2D)

Poço	Adensamento 1 (m)		
	A	B	B-A
P-6	0,73	-1,24	-1,97
PG	-0,02	-1,24	-1,22
PB	0,02	-1,24	-1,26
PG - P-6	0,75		
PG - PB	0,04		

É possível identificar emersões aparentes de 1,97, 1,22 e 1,26 m para o P-6, PG e PB respectivamente. Comparando-se os resultados se podem observar descolamentos diferencias importantes de 0,75 m entre o PG e o P-6. Nesta etapa, os deslocamentos diferenciais são produzidos principalmente pela diferença de excesso de poropressão gerado durante a construção. No caso do poço 6, o excesso de poropressão é maior e por conseguinte apresenta a maior emersão.

#### 4.3.3.2. Adensamento 2: gerado pelo fenômeno de subsidência regional

Já no caso da análise dos deslocamentos dos poços considerando o fenômeno da subsidência regional, também foram escolhidos 2 pontos A e B. O ponto A para analisar os deslocamentos do muro do poço e o ponto B para ver a magnitude dos recalques causados pelo rebaixamento das pressões intersticiais.

No poço 6 (Figura 4.23), apresenta-se um deslocamento vertical de -1,01 m para o ponto A e o deslocamento para o ponto B é de -2,76; sendo assim, a emersão aparente do P-6 ( $|B - A|$ ) é de 1,75 m.

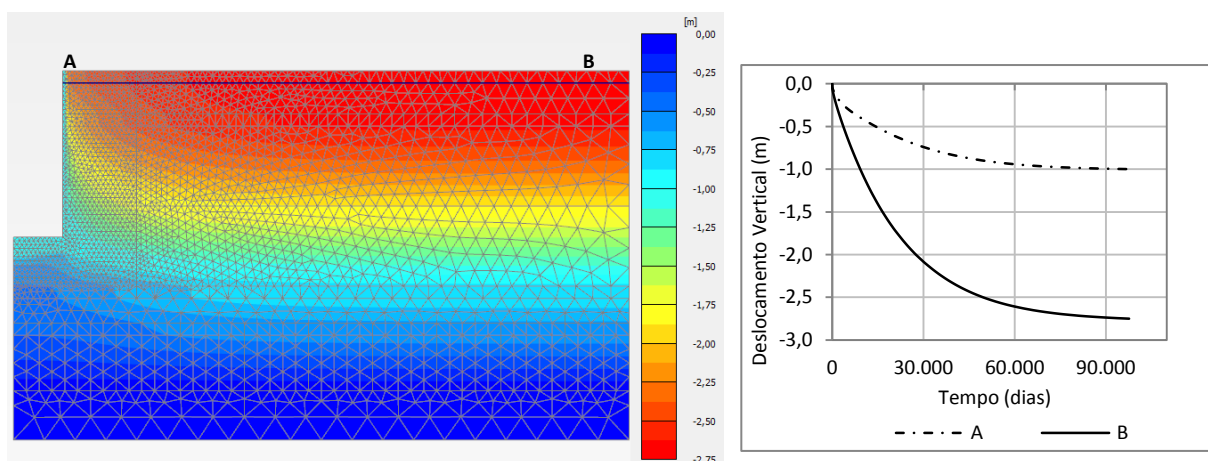


Figura 4.23. Deslocamentos verticais do poço 6 (P-6) na etapa de adensamento 2

Para o caso do poço de grelhas, na Figura 4.24 são mostrados os deslocamentos ao longo do tempo, pode-se observar um recalque do ponto A de 0,88 m e do ponto B de 2,76 m. Pelo



fato de este comportamento, levando em conta a subsidência regional, a emersão aparente do PG é de aproximadamente 1,88 m.

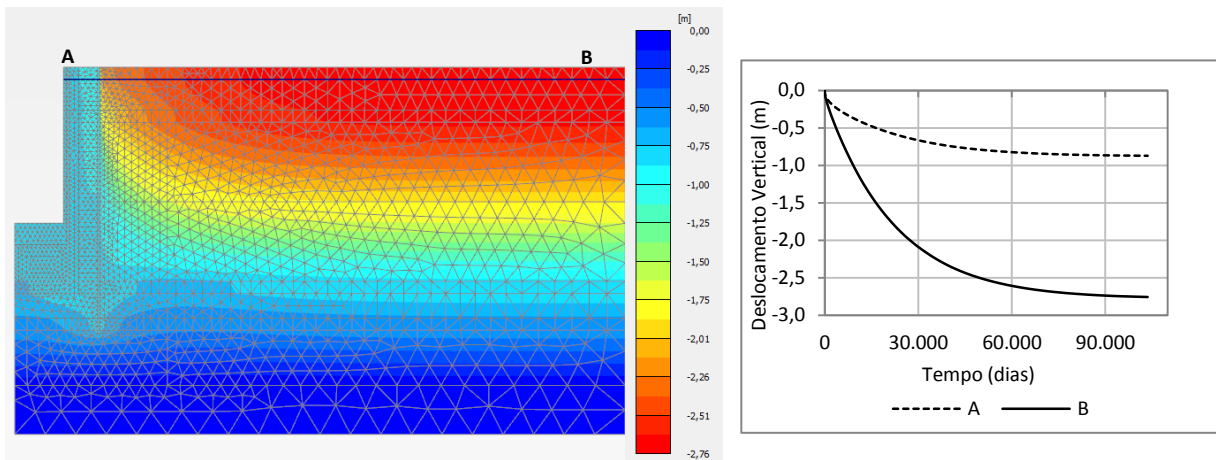


Figura 4.24. Deslocamentos verticais do poço de grelhas (PG) na etapa de adensamento 2

Finalmente, no poço de bombeamento (Figura 4.25 são observados deslocamentos de -0,84 m para o ponto A, localizado no poço, e de -2,76 m no ponto B, o que é equivalente a uma emersão aparente de 1,92 m.

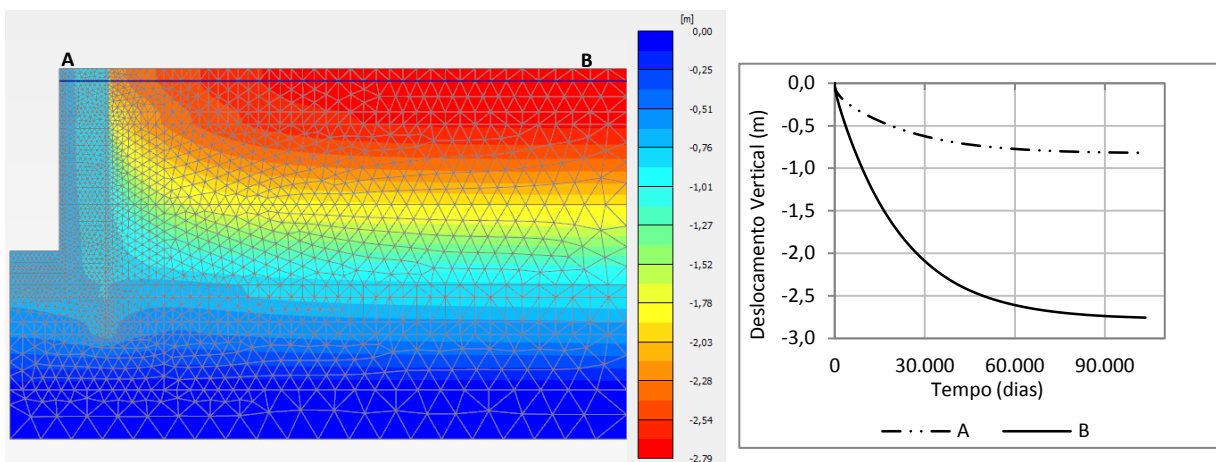
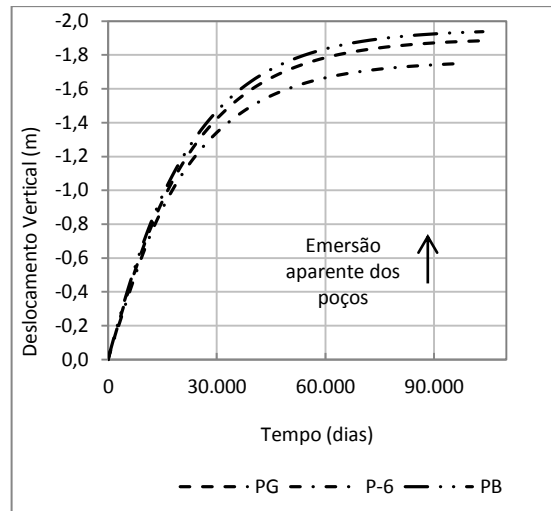
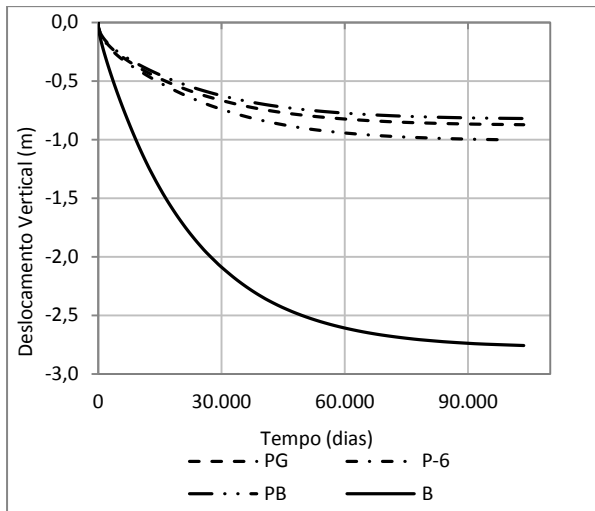


Figura 4.25. Deslocamentos verticais do poço de bombeamento (PB) na etapa de adensamento 2

Na Figura 4.26 podem-se comparar os deslocamentos de cada um dos poços obtidos na modelagem bidimensional (2D) e induzidos pelo fenômeno da subsidência regional (adensamento 2); e na Tabela 4.6 são apresentados os deslocamentos verticais totais nos e entre poços, obtidos nesta etapa.



a) Deslocamentos verticais nos poços

b) Emersão aparente (B-A)

Figura 4.26. Deslocamentos induzidos pelo fenômeno da subsidência regional (2) - Modelo 2D

Tabela 4.6 Deslocamentos verticais nos e entre poços, adensamento 2 (2D)

Poço	Adensamento 2 (m)		
	A	B	B-A
P-6	-1,01	-2,76	-1,75
PG	-0,88	-2,76	-1,88
PB	-0,84	-2,76	-1,92
PG - P-6	-0,13		
PG - PB	0,04		

É importante notar que a subsidência regional causa recalques consideráveis na superfície do terreno de aproximadamente -2,76 m (ponto B). Também é possível identificar recalques nos poços (pontos A), mas em menor grau, gerando emersões aparentes dos poços de até 1,92 m. Isto acontece pelo fato que os poços atingem grandes profundidades, chegando até as camadas duras e firmes, enquanto que o solo ao redor é influenciado pelo rebaixamento das pressões intersticiais.

Comparando-se os resultados podem-se observar deslocamentos diferenças de 0,13 m entre o PG e o P-6 e de 0,04 m entre o PG e o PB.

#### **4.4. MODELAGEM TRIDIMENSIONAL (3D)**

Para tomar em conta a alta complexidade do problema, foi realizada uma análise tridimensional (3D) na qual foi possível considerar:

- a) As condições estratigráficas e piezométricas do local de estudo;
- b) Um modelo constitutivo que permitiu simular apropriadamente o comportamento dos solos moles;
- c) O caráter tridimensional do problema de estudo;
- d) Elementos finitos de grande precisão (tetraedros de dez nós);
- e) Todas as estruturas envolvidas no projeto e as partes que as compõem;
- f) A interação entre todas as estruturas;
- g) As etapas de construção da usina (plataforma de trabalho, poços e túneis);
- h) O adensamento dos solos moles devido à construção das estruturas envolvidas e ao rebaixamento das pressões intersticiais (subsidência regional).

##### **4.4.1. Modelo 3D desenvolvido**

Para as análises 3D, a precisão da solução é alcançada ao se melhor discretizar a geometria do problema, reduzindo o tamanho dos elementos finitos. Com isto, é aumentado o número de elementos e, em consequência, o tempo requerido para o processamento dos dados aumenta exponencialmente.

Diante disso, torna-se necessária uma experimentação das possíveis malhas de elementos finitos a serem utilizadas, com o intuito de se obter a mais indicada para a solução do problema.

A geometria do caso de estudo é descrita no item 3.3, e apresentada na Figura 4.27. As condições de simetria do problema são aproveitadas visando à redução significativa do número de elementos nas análises propostas (Figura 4.28). Assim, torna-se possível modelar somente uma metade do problema no programa de elementos finitos, reduzindo significativamente o custo computacional das análises.

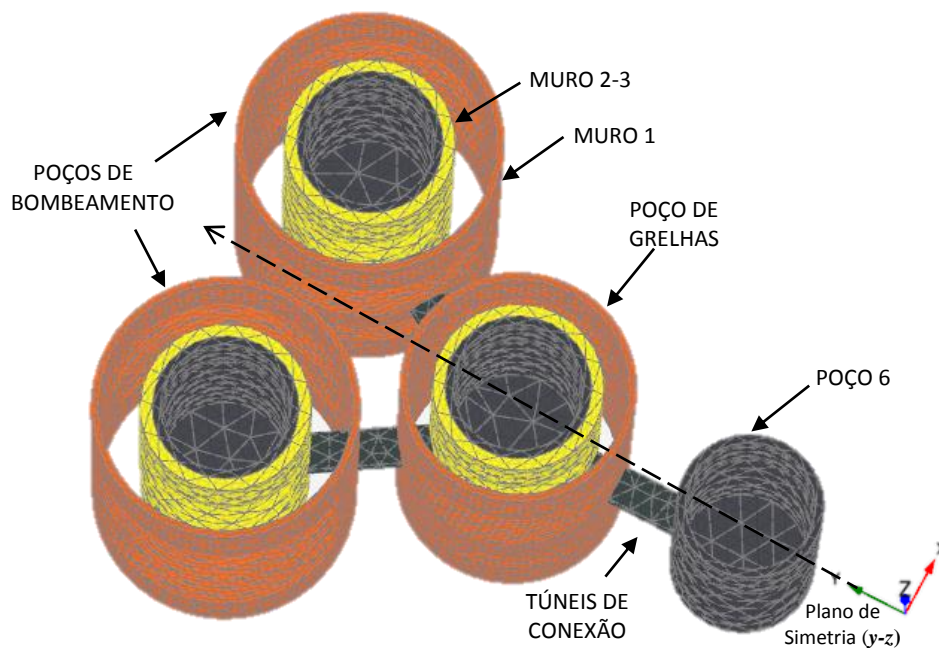


Figura 4.27. Detalhe das estruturas do modelo 3D

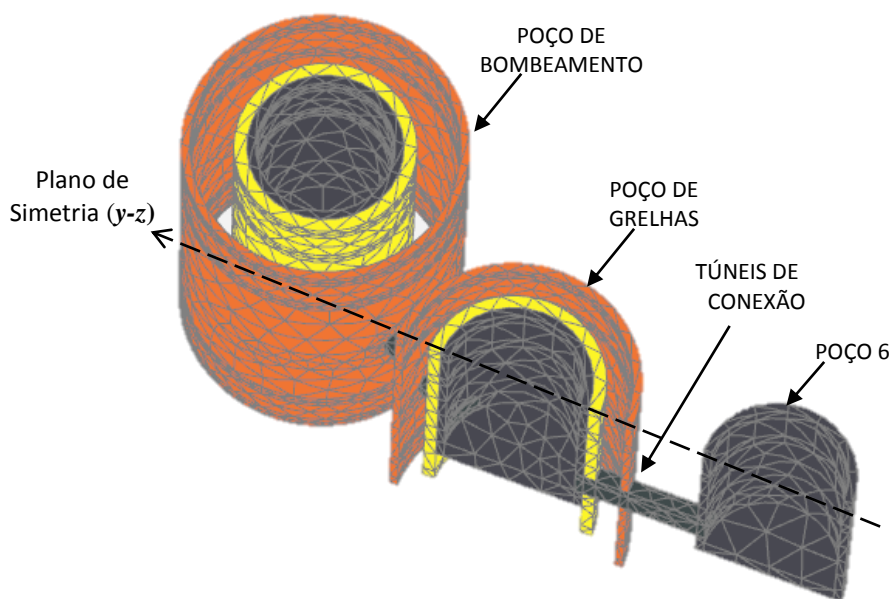


Figura 4.28. Condições de simetria do caso de estudo

Sendo assim, a partir das análises de sensibilidade realizadas para definir as condições de contorno, foi escolhida a malha apresentada na Figura 4.29. Pode-se observar um maior refinamento na região de interesse próxima aos poços e aos túneis. A malha resultou em um total de 70.283 elementos formados por tetraedros de 10 nós.

Como a seção transversal é simétrica em relação ao plano  $y-z$ , situou-se um dos limites da malha coincidente com este plano; a fronteira oposta foi localizada a uma distância de 100 m deste, outro dos limites é coincidente com o plano  $x-z$ , e a sua fronteira oposta localiza-se aos



200 m deste; a fronteira inferior está a uma profundidade de 60 m, com relação à superfície do terreno. Nas referidas fronteiras são impedidos deslocamentos horizontais, sendo que no limite inferior também foi restringido o movimento vertical. Além disso, foi restrito o fluxo da água nas fronteiras verticais, permitindo-se a saída da água só pela parte inferior e superior da malha.

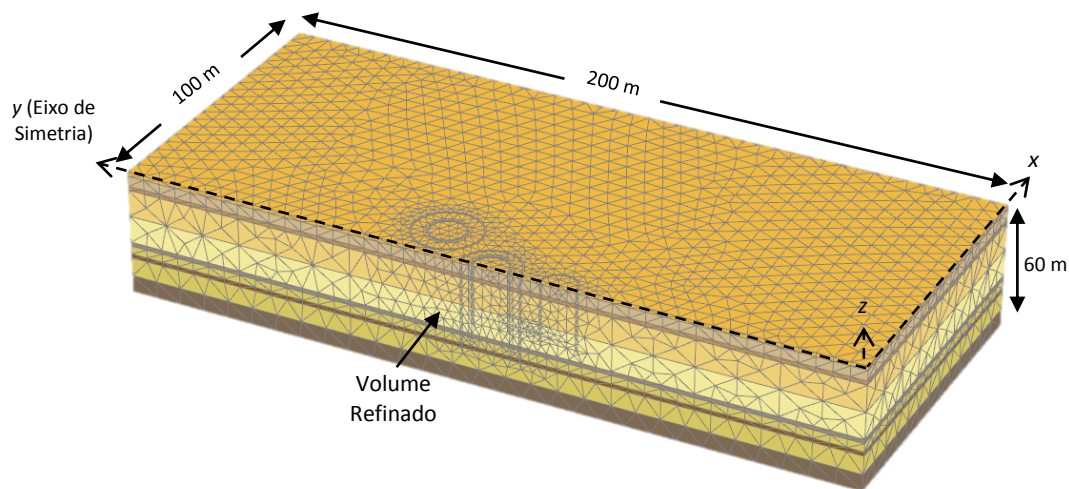


Figura 4.29 Malha tridimensional de elementos finitos

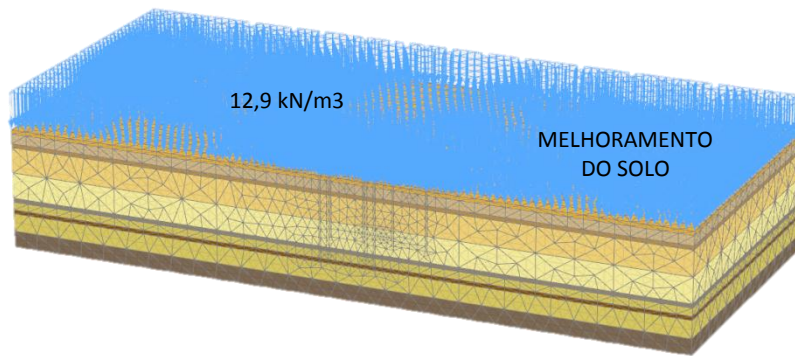
Devido à complexidade da geometria e à capacidade computacional do programa, algumas simplificações foram efetuadas, no que se refere à modelagem da geometria dos muros e dos poços. Os muros 1 e 2 foram modelados como um só com uma espessura de 1,5 m. O muro 3 foi modelado com uma espessura de 1,0 m e o muro do poço de concreto também foi modelado em conjunto com o muro de argamassa com uma espessura de 1,0 m; cabe salientar que foi usado um peso equivalente para cada um dos casos, a modo de não modificar as condições reais do problema.

No caso dos túneis eles foram modelados como um volume de solo cilíndrico de 5,0 m de diâmetro, com uma rigidez e resistência equivalente às condições reais.

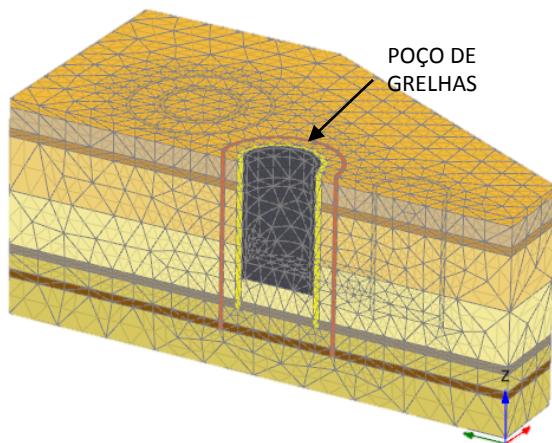
#### 4.4.2. Descrição das etapas de análise

O modelo tridimensional também foi analisado em termos das tensões efetivas, com parâmetros drenados e condições iniciais não-drenadas. Esta é uma análise que visa obter as tensões, deformações e deslocamentos antes, durante e após do processo de adensamento; o qual é o assunto de interesse no presente trabalho (Rodríguez, 2010).

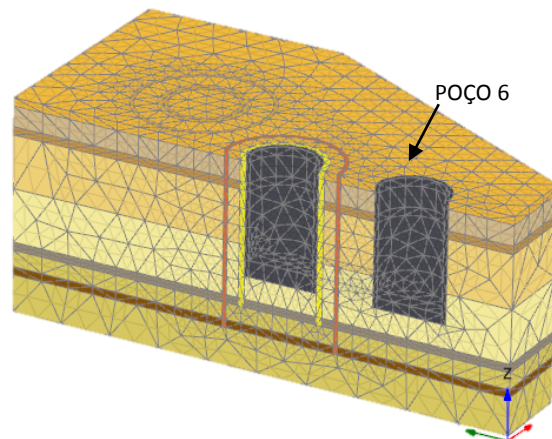
As etapas consideradas no modelo numérico tridimensional são apresentadas a seguir (Figura 4.30):



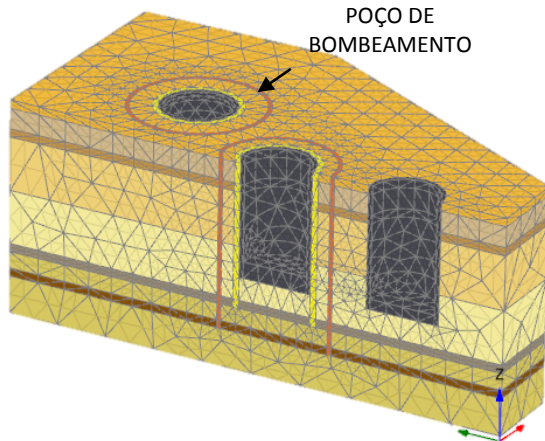
a) Etapa 1: Construção da plataforma de trabalho



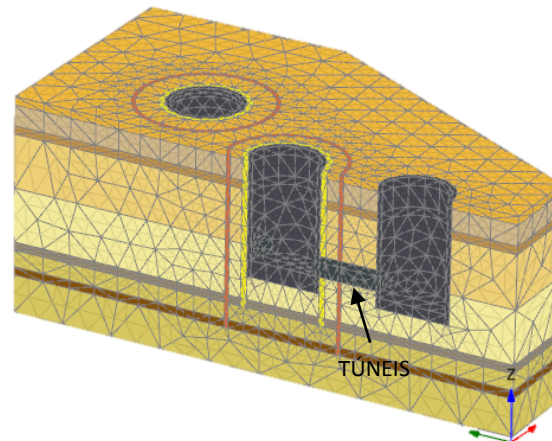
b) Etapa 2: Construção do poço de grelhas



c) Etapa 3: Construção do poço 6



d) Etapa 4: Construção dos poço de bombeamento



e) Etapa 5: Construção dos túneis de conexão

Figura 4.30. Etapas de análise da modelagem 3D

*Etapa 1:* Simulação da construção da plataforma de trabalho descrita no item 3.4.2, mediante a aplicação do carregamento gerado de  $12,9 \text{ kN/m}^2$  ao longo da área superficial do modelo (Figura 4.30a), considerando condições não-drenadas.

*Etapa 2:* Construção do poço de grelhas com cada um dos seus muros 1,2 e 3. (Figura 4.30b), considerando condições não-drenadas. A construção foi simulada mediante a

substituição do material do solo pelo material dos muros e o poço, em cada volume correspondente. O solo que fica dentro do poço foi desativado e o lençol da água nesta área foi removido com o intuito de eliminar as forças hidrostáticas na base do poço. A sobrecarga atuante sobre o poço e os muros foi desativada.

*Etapa 3:* Construção do poço 6 (Figura 4.30c), em condições não drenadas. A construção foi simulada mediante a substituição do material do solo pelo material de concreto no volume do poço. O solo que fica dentro do poço foi desativado e o lençol da água nesta área foi removido com o intuito de eliminar as forças hidrostáticas na base do poço. A sobrecarga atuante sobre o poço foi desativada.

*Etapa 4:* Construção do poço de bombeamento com cada um dos seus muros 1,2 e 3. (Figura 4.30d) em condições não-drenadas. Do mesmo jeito que foi feito em os outros poços, a construção foi simulada mediante a substituição do material do solo pelo material dos muros e o poço, em cada volume correspondente. O solo dentro do poço e a sobrecarga atuante sobre o poço e os muros foram desativados; o lençol da água nesta área também foi removido.

*Etapa 5:* Construção dos túneis de conexão entre os poços em condições não-drenadas (Figura 4.30e). Os túneis foram construídos substituindo um volume de solo (cilindro de 5,0 m de diâmetro), por material do túnel com uma rigidez e resistência equivalente às condições do problema. A água dentro dos túneis foi removida.

*Etapa 6:* Simulação do processo de adensamento das argilas moles, esta etapa é desenvolvida em condições drenadas, até dissipar completamente o excesso de poropressão causado pela construção das estruturas das etapas anteriores, incluindo o peso da plataforma de trabalho.

*Etapa 7:* Simulação da subsidência regional, com o objetivo de avaliar o comportamento futuro das estruturas no caso que aconteça um rebaixamento das pressões intersticiais ao longo da profundidade dos poços (Figura 4.16). Esta etapa foi desenvolvida em condições drenadas.

Considerou-se que a poropressão inicial foi abatida num 15% (Figura 4.16) aplicando um rebaixamento da poropressão  $P_{inc} = -8,53 \text{ kN/m}^2/\text{m}$  a partir dos 2,0m até os 60,0 m de profundidade como é apresentado na Tabela 4.4. É importante identificar quais dos deslocamentos são próprios desta etapa, por isso, tornou-se necessário zerar os valores iniciais (os obtidos de etapas anteriores).

### 4.4.3. Resultados da modelagem 3D

São aqui apresentados os resultados referentes a os deslocamentos e as tensões da modelagem tridimensional, considerando o adensamento gerado pela própria construção das estruturas (adensamento 1) e o adensamento causado pelo fenómeno de subsidência regional (adensamento 2).

Para a interpretação dos resultados das modelagens tridimensionais (3D), foram analisados os valores dos deslocamentos nas estruturas e os recalques na superfície. Os resultados foram validados através da comparação dos resultados da modelagem com os apresentados na instrumentação. Além disso, foram estudadas as concentrações de tensões e forças de cisalhamento principalmente nas conexões, com o intuito de analisar e entender o comportamento e interação túnel-poço, e identificar as possíveis causas da problemática apresentada no caso de estudo.

Na Figura 4.31 são mostrados os campos de tensões verticais e horizontais iniciais, a fim de verificar a correta geração das tensões iniciais pelo programa.

Assim, as tensões obtidas nas condições iniciais para a modelagem tridimensional, são iguais às já apresentadas para a modelagem 2D (tensão vertical inicial máxima  $\sigma_{zz} = -793$  kPa e horizontal  $\sigma_{xx} = -637,3$  kPa). Para sua determinação foram considerados os valores do peso específico ( $\gamma$ ) e do coeficiente de empuxo em repouso ( $K_{0x} = K_{0x}$ ) de cada uma das camadas, apresentados na Tabela 4.1.

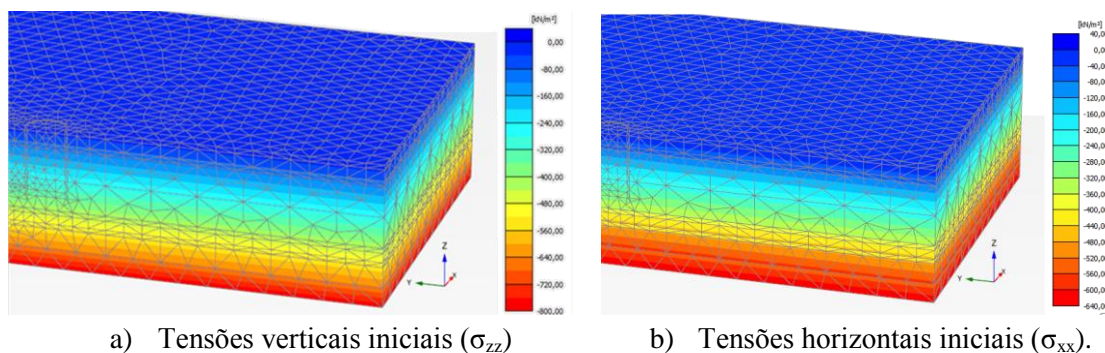


Figura 4.31. Condições iniciais (3D)

#### 4.4.3.1. Adensamento 1: gerado pela própria construção dos poços

##### *Excesso de poropressão*

A Figura 4.18 mostra o excesso de poropressão gerado na etapa de construção dos poços, causado principalmente pelo carregamento da plataforma de trabalho e pela remoção do núcleo de solo nos poços. Como pode ser observado o excesso de poropressão é apresentado



principalmente sob cada um dos poços, sendo maior no caso do poço 6 com um valor máximo de  $74,79 \text{ kN/m}^2$ , devido à ausência dos muros 1,2 e 3, que permitam a dissipação lenta da poropressão, semelhante ao valor obtido na análise 2D ( $68,3 \text{ kN/m}^2$ , Figura 4.18).

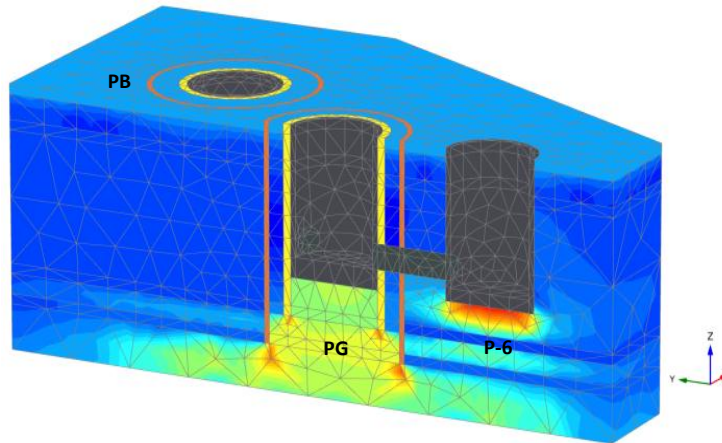


Figura 4.32. Excesso de poropressão na construção dos poços (3D)

Com o intuito de avaliar o desenvolvimento do excesso de poropressão, foram escolhidos três pontos sob cada um dos poços PG, P-6 e PB. Na Figura 4.33 é apresentado o excesso de poropressão sob cada um deles ao longo do tempo, pode-se observar um maior excesso de poropressão no caso do poço 6 (P-6) no início da construção. Da mesma forma, a poropressão sob o P-6 é dissipada rapidamente, aproximadamente em 400 dias; enquanto nos poços PG e PB é dissipada lentamente, para tempos maiores a os 6.000 dias.

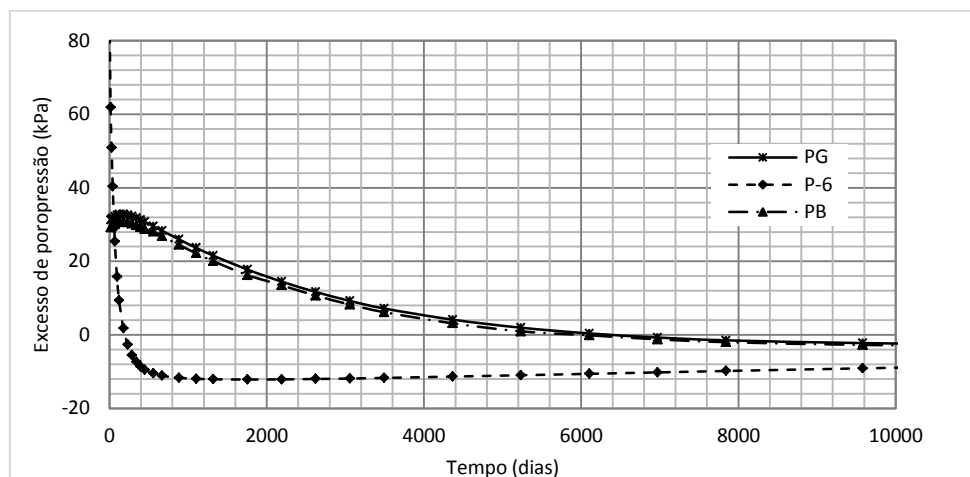


Figura 4.33. Excesso de poropressão sob os poços

## Deslocamentos

A fim de analisar com maior facilidade os deslocamentos obtidos a partir das modelagens numéricas tridimensionais, foram escolhidos 4 pontos (Figura 4.34) nomeados de A1, A2, A3 e B, o ponto A1 localiza-se no muro do poço de grelhas (PG), o ponto A2 no poço 6 (P-6), o ponto A3 no poço de bombeamento (PB) e o ponto B sobre o terreno afastado dos poços.

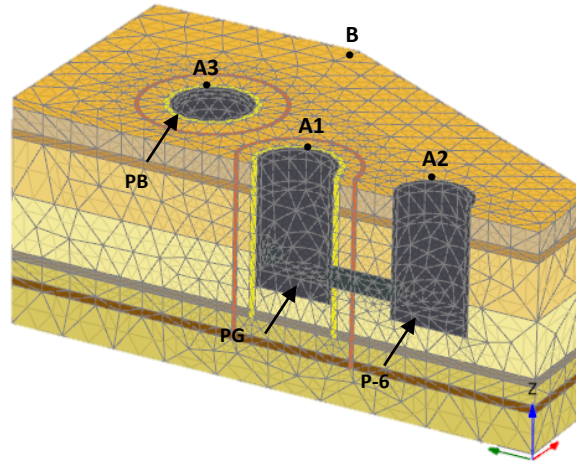


Figura 4.34. Pontos de análise dos deslocamentos

A Figura 4.35 apresenta os deslocamentos verticais considerando só o adensamento gerado pela própria construção. Pode-se observar um recalque de -1,24 no ponto B que representa o comportamento do terreno submetido ao peso do aterro, também é possível observar a emersão aparente de cada um dos poços comparando com o terreno ao redor.

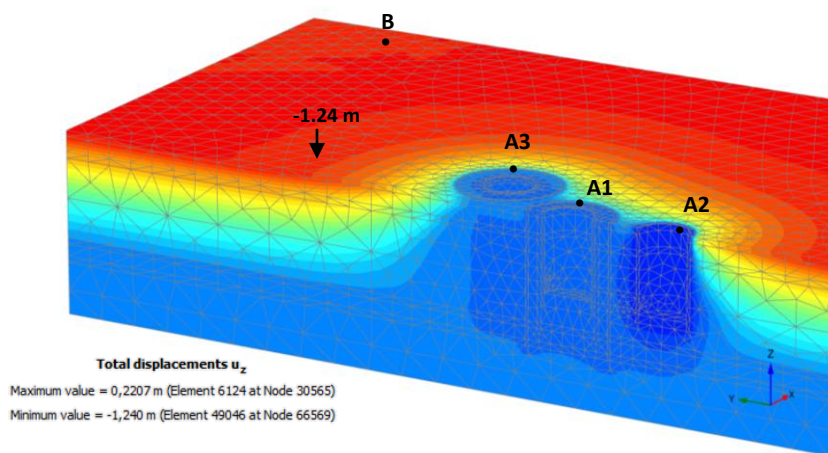


Figura 4.35. Campo de deslocamentos verticais na direção  $z$  ( $u_z$ ), na etapa de adensamento 1

O comportamento dos poços durante este processo é representado de forma mais clara na Figura 4.36, identifica-se a variação dos deslocamentos ao longo do tempo, é possível

observar que o poço 6 (A2) apresenta deslocamentos positivos (emerge) que atingem valores de 0,24 m; enquanto que o poço de grelhas (A1) emerge 0,07 m e os poços de bombeamento (A3) emergem 0,04 m (Figura 4.37a). Pelo fato deste comportamento, podem-se identificar descolamentos diferenciais de 0,17 m entre o PG e o P-6, e de 0,03 entre o PG e o PB.

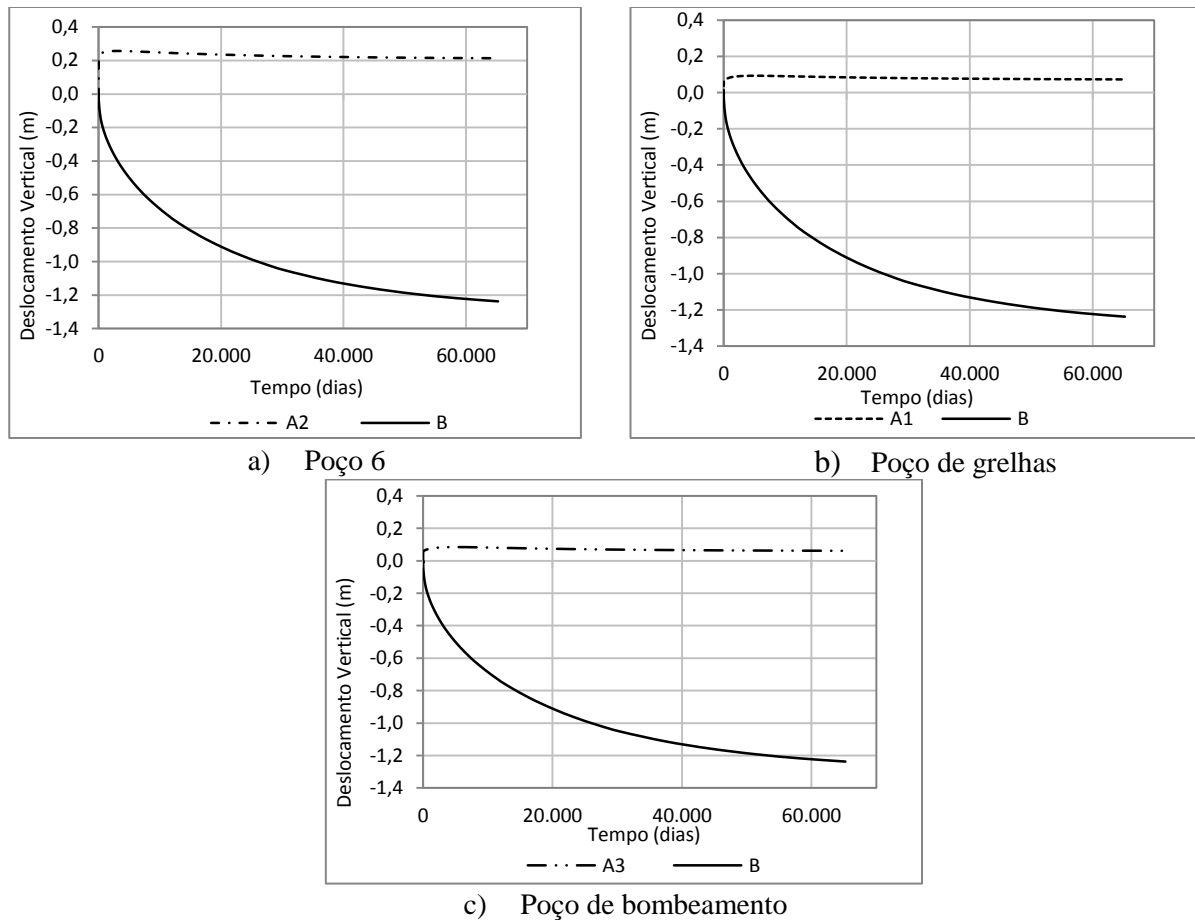
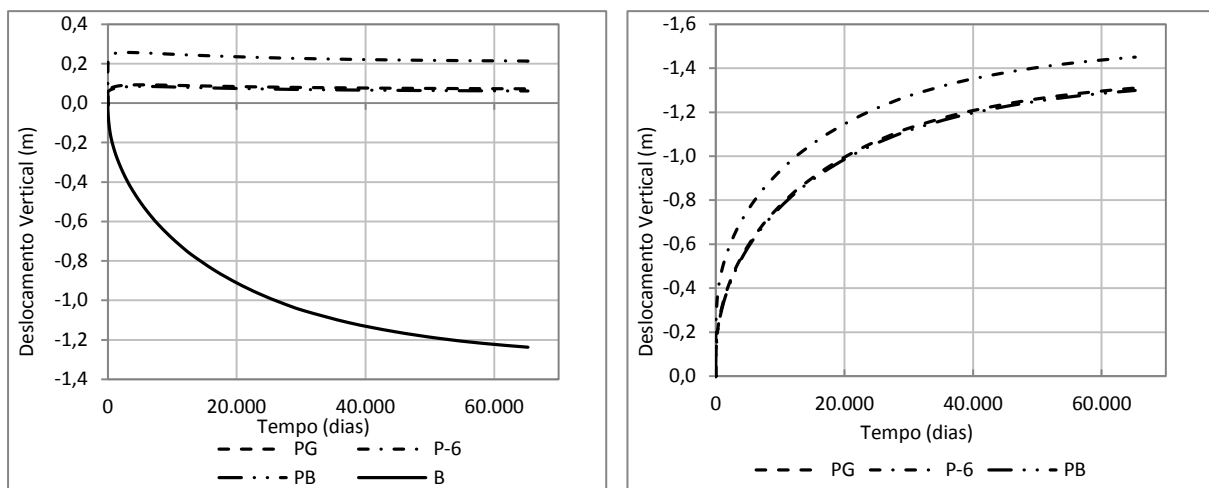


Figura 4.36. Deslocamentos verticais induzidos nos poços pelo adensamento 1

Os pontos A e B têm movimentos independentes, é necessário definir o deslocamento real calculado pela diferença destes dois pontos (B-A) que vai ser o comportamento observado na realidade e simula a emersão aparente dos poços.

Na Figura 4.37 podem-se comparar os deslocamentos de cada um dos poços obtidos na modelagem tridimensional (3D) e induzidos pelo adensamento da própria construção (adensamento 1) e na Tabela 4.7.são apresentados os deslocamentos verticais totais dos poços, nos pontos A e B; e a diferença destes deslocamentos (B-A), gerados pelo adensamento da própria estrutura.



a) Deslocamentos verticais nos poços                      b) Emersão aparente dos poços (B-A)

Figura 4.37. Deslocamentos induzidos pelo adensamento 1- Modelo 3D

Tabela 4.7 Deslocamentos verticais nos poços, adensamento 1 (Análise 3D)

Poço	Adensamento 1(m)		
	A	B	B-A
P-6	0,24	-1,24	-1,48
PG	0,07	-1,24	-1,31
PB	0,04	-1,24	-1,28
PG - P-6	0,17		
PG - PB	-0,03		

É possível identificar emersões aparentes de 1,48, 1,31 e 1,28 m para o P-6, PG e PB respectivamente. Nesta etapa, os deslocamentos diferenciais são produzidos principalmente pela diferença de excesso de poropressão gerado durante a construção. Na Figura 4.18. é possível ver o excesso de poropressão sob cada um dos poços, sendo maior no caso do poço 6 com um valor de 74,79 kN/m<sup>2</sup> comparado com 24,99 kN/m<sup>2</sup> para o poço de grelhas e 39,26 kN/m<sup>2</sup> para os poços de bombeamento.

Comparando estes resultados (3D) com os resultados das modelagens bidimensionais é possível identificar que o ponto B que representa o terreno tem o mesmo recalque de aproximadamente 1,24 m; enquanto que os poços desenvolvem diferentes deslocamentos. É importante notar que na modelagem 2D o P-6 apresenta uma emersão de 0,73 m, a qual é muito maior comparada com a emersão obtida na modelagem 3D de 0,24 m. Isso mostra a influência dos túneis de conexão no comportamento dos poços. No caso da análise 3D, a conexão absorve algumas das tensões causadas pelos recalques totais e diferenciais, evitando uma maior emersão do P-6.



Além disto, na Figura 4.38b são mostrados os deslocamentos ao longo do eixo “y”. Observa-se que os deslocamentos horizontais não são nulos, contudo, o comportamento das estruturas é regido principalmente pelos deslocamentos verticais.

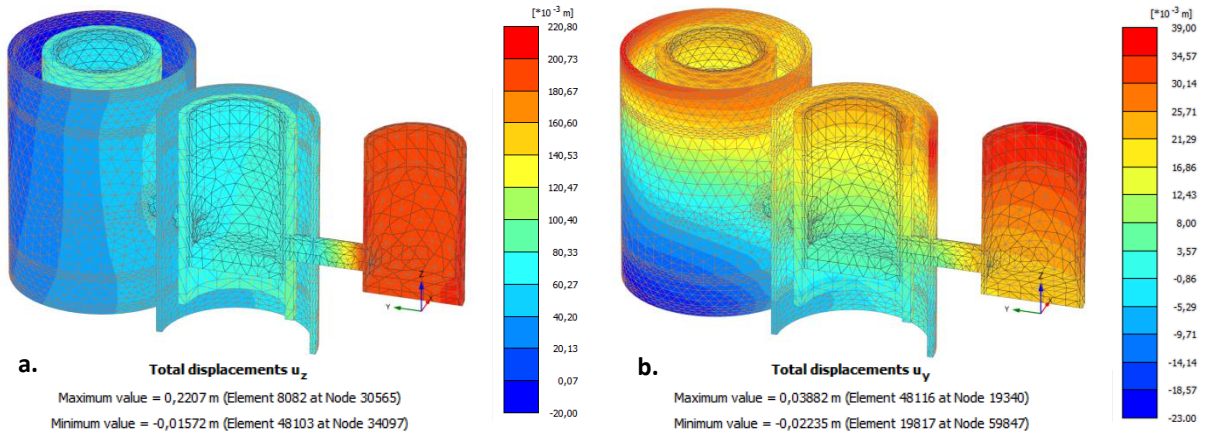


Figura 4.38. Deslocamentos nos poços, a) na direção vertical  $z$  ( $u_z$ ) e b) na direção horizontal  $y$  ( $u_y$ )

A malha deformada dos poços e túneis é apresentada na Figura 4.39. É possível identificar os deslocamentos diferenciais descritos anteriormente. Pode-se observar claramente a emersão do P-6, comparado com o PG e o PB.

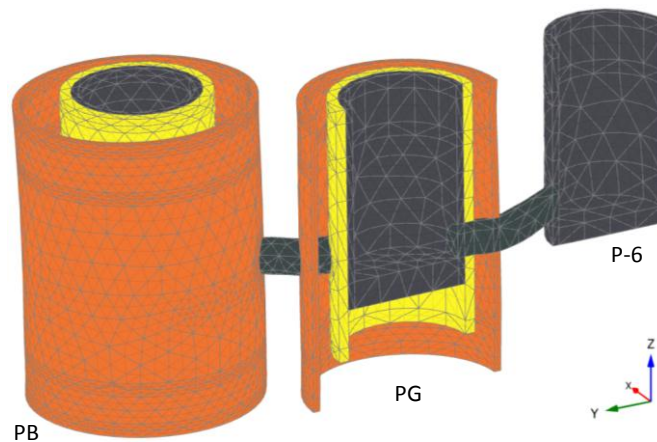


Figura 4.39. Malha deformada após o adensamento 1

### Tensões

Os deslocamentos diferenciais induzidos pelos dois fenômenos de adensamento causam concentrações de tensões principalmente nas conexões poço-túnel. A seguir são analisados os resultados de tensões verticais e horizontais (transversais e longitudinais), causadas pelo duplo processo de adensamento nas estruturas subterrâneas do caso de estudo. Como já foi dito, de acordo com a convenção de sinais estabelecida no programa, os valores negativos de tensões normais indicam compressão e os positivos, tração.

Pode-se observar na Figura 4.40 e na Figura 4.41, a distribuição das tensões verticais  $\sigma'_{zz}$  nesta etapa. É possível notar os altos níveis de tensões nas conexões túnel-poço. Na área externa superior das conexões tornam-se evidentes tensões de compressão e de tração na área externa inferior. O contrário ocorre no interior dos poços, onde são desenvolvidas tensões de compressão na área inferior e de tração na área superior.

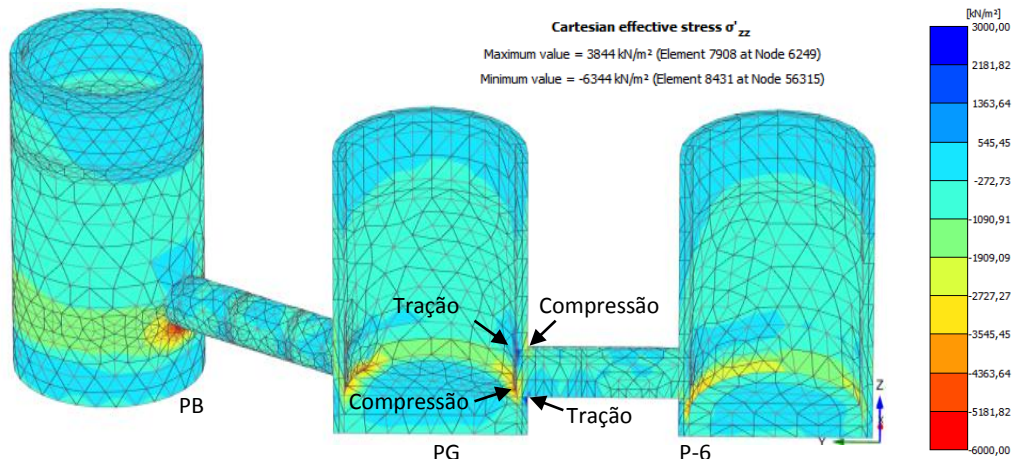


Figura 4.40. Tensões verticais nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{zz}$ )

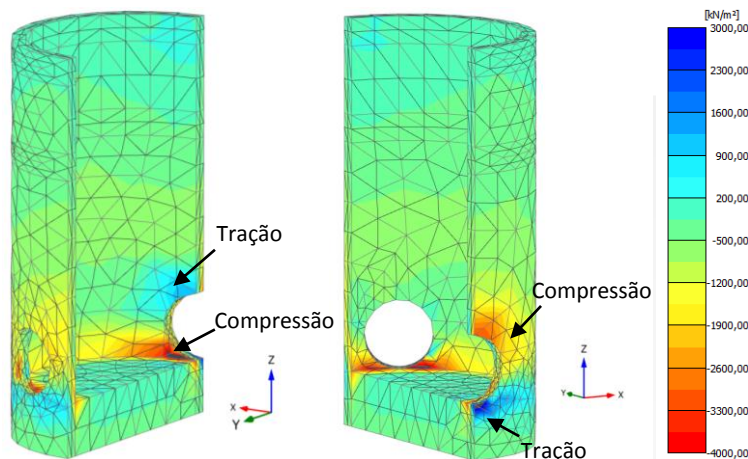


Figura 4.41. Tensões verticais nos poços de grelhas na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{zz}$ )

Por meio da Figura 4.42, é apresentado o comportamento das tensões horizontais, na direção do eixo “y”  $\sigma'_{yy}$ . Podem-se observar tensões de compressão na área superior dos túneis e tração na sua área inferior.

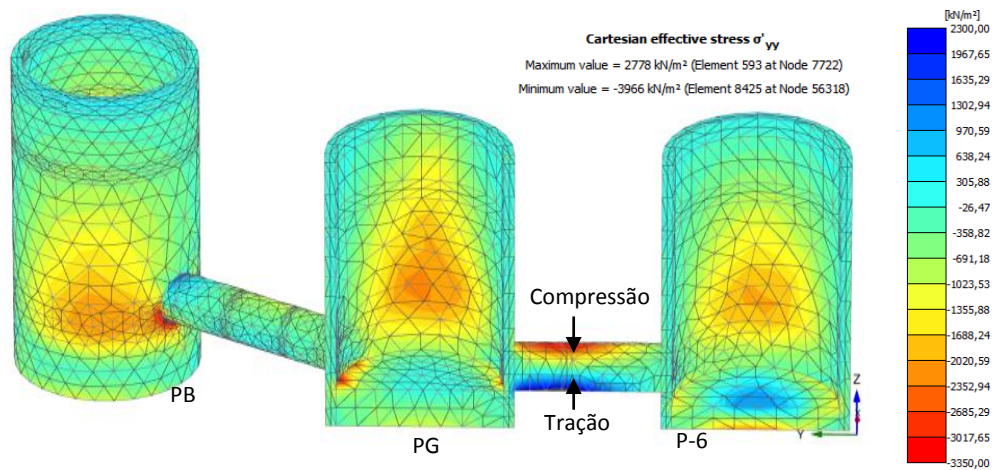


Figura 4.42. Tensões horizontais nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma'_{yy}$ )

Finalmente, na Figura 4.43 são evidenciadas as tensões cisalhantes nesta etapa de adensamento, elas atingem valores elevados principalmente nas conexões poço-túnel.

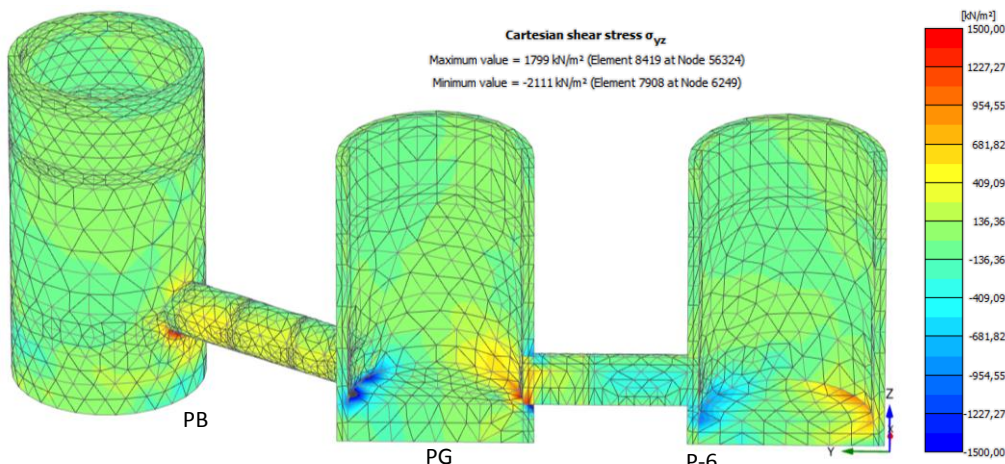


Figura 4.43. Tensões cisalhantes nos poços na etapa de adensamento 1 ( $\sigma_{yz}$ )

Pode-se observar que, os deslocamentos totais e diferenciais induzidos pelo adensamento dos solos na etapa de construção, geram uma concentração significativa de tração, compressão e cisalhamento nas conexões poço – túnel, principalmente na conexão do poço de grelhas e o túnel que conduz ao poço 6.

#### 4.4.3.2. Adensamento 2: gerado pelo fenômeno de subsidência regional

##### *Deslocamentos*

A seguir são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais e horizontais causados pelo fenômeno da subsidência regional (adensamento 2) nas estruturas subterrâneas do caso de estudo.

Para a análise dos deslocamentos obtidos a partir das modelagens numéricas tridimensionais, foram escolhidos os mesmos quatro pontos (A1, A2, A3 e B) apresentados na (Figura 4.34).

A Figura 4.44 apresenta os deslocamentos verticais considerando o fenômeno da subsidência regional. Pode-se observar um recalque de 2,77 m no ponto B que representa o comportamento do terreno submetido á subsidência regional.

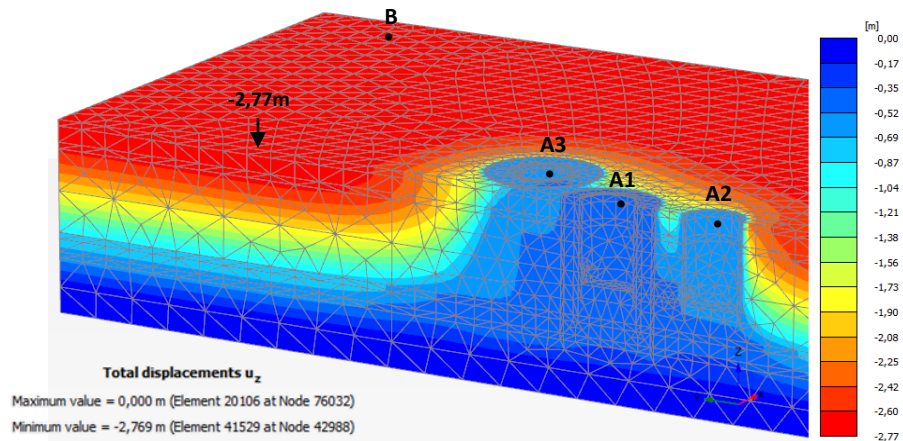
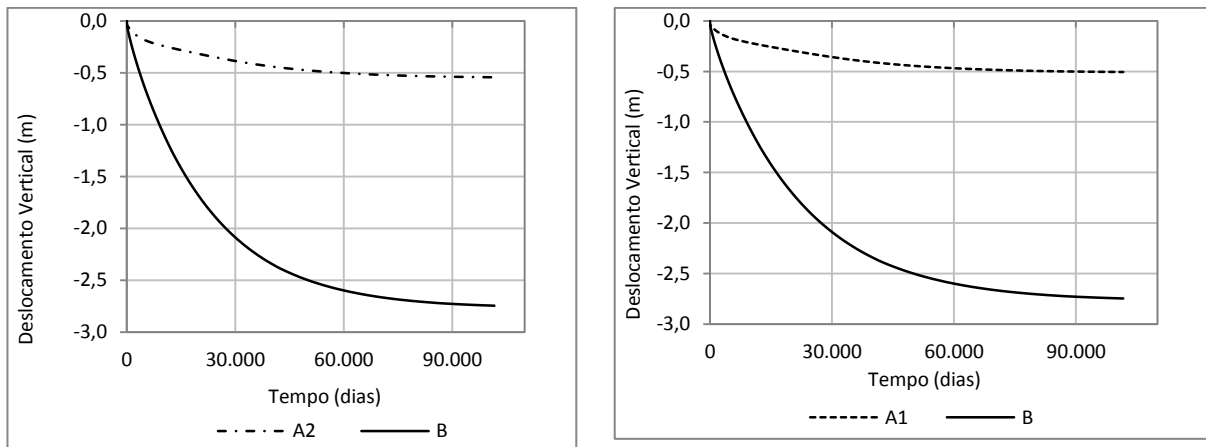
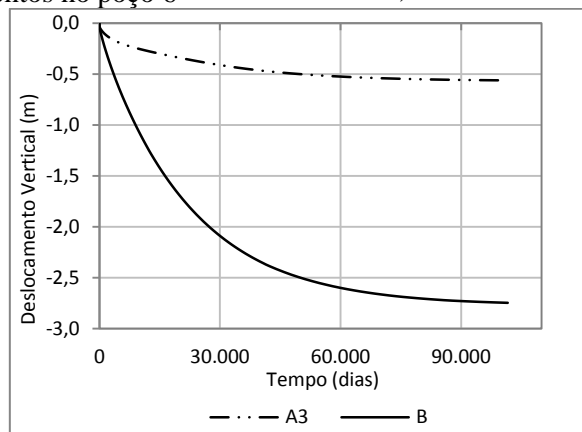


Figura 4.44. Campo de deslocamentos verticais na direção z ( $u_z$ ), na etapa de adensamento 2



a) Deslocamentos no poço 6

b) Deslocamentos no poço de grelhas

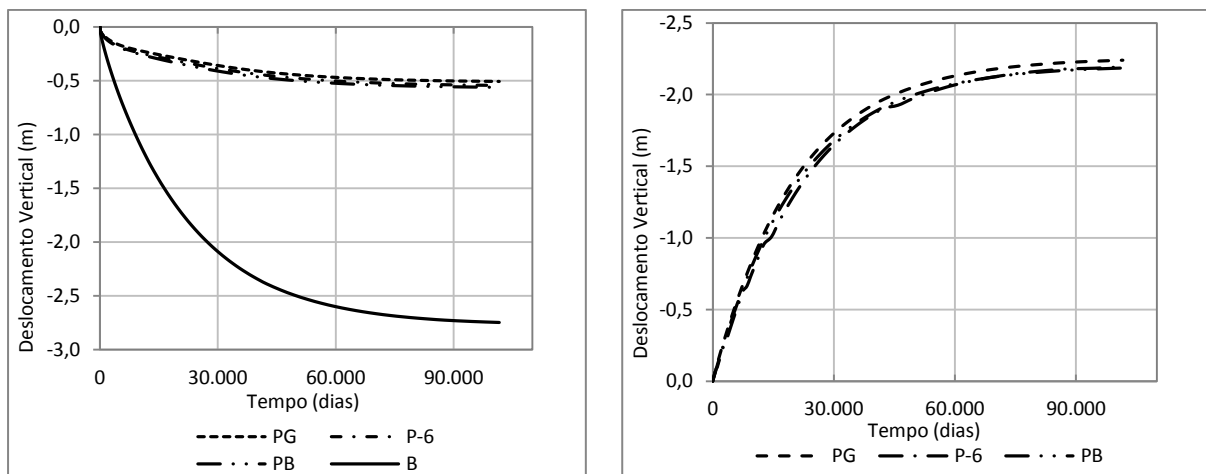


c) Deslocamentos no poço de bombeamento

Figura 4.45. Deslocamentos induzidos nos poços pelo adensamento 2



Na Figura 4.45, identifica-se a variação dos deslocamentos ao longo do tempo de cada um dos poços, e na Figura 4.46 a comparação de cada um deles. Na Tabela 4.8 são apresentados os deslocamentos verticais totais dos poços, nos pontos A e B; e a diferença destes deslocamentos (B-A), gerados pelo rebaixamento das pressões intersticiais. É possível observar que nesta etapa os deslocamentos dos poços são parecidos, sendo de 0,51 m para o poço de grelhas (A2), de 0,55 m para o poço 6 e de 0,56 m para os poços de bombeamento (A3). Os deslocamentos diferenciais nesta etapa são de 0,04 m entre o PG e o P-6 e de 0,05 m entre o PG e o PB. (Figura 4.47).



a) Deslocamentos verticais nos poços

b) Emersão aparente (B-A)

Figura 4.46. Deslocamentos induzidos pelo fenômeno da subsidência regional(2) - Modelo 3D

Tabela 4.8 Deslocamentos verticais (m) nos poços, adensamento 2 (Análise 3D)

Poço	Adensamento 2 (m)		
	A	B	B-A
P-6	-0,55	-2,75	-2,20
PG	-0,51	-2,75	-2,24
PB	-0,56	-2,75	-2,19
PG - P-6	-0,04		
PG - PB	-0,05		

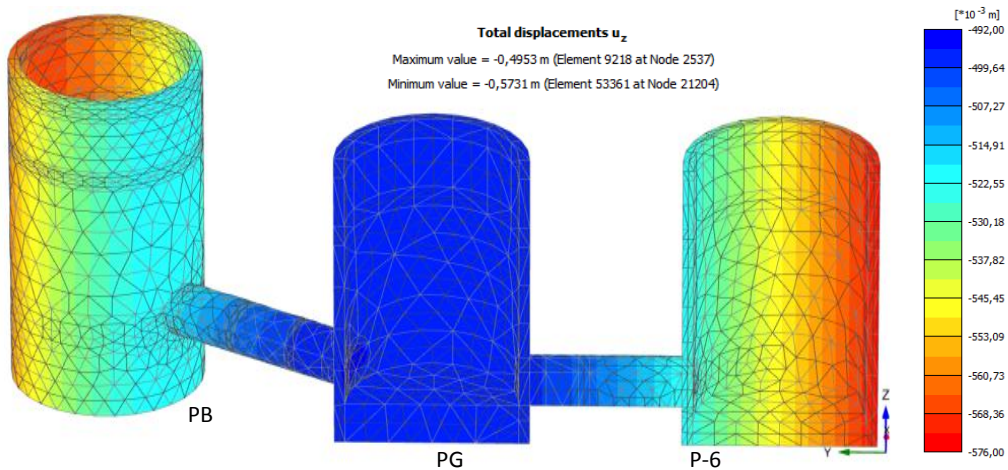


Figura 4.47. Deslocamentos nos poços na direção vertical  $z$  ( $u_z$ ) na etapa de adensamento 2

Os recalques apresentados considerando este fenômeno são muito maiores em relação aos recalques identificados no processo de adensamento pela construção. Tanto os poços como o solo apresentam recalques, mas é evidente que o terreno afunda muito mais, gerando emersões aparentes consideráveis de 2,20, 2,24 e 2,19 m para o P-6, PG e PB respectivamente. Isto acontece devido a que os poços atingem grandes profundidades, chegando até as camadas duras e firmes; enquanto que o solo ao redor é influenciado pelo rebaixamento das pressões intersticiais.

Além disso, na Figura 4.48 são mostrados os deslocamentos ao longo do eixo “y”. Observa-se que os deslocamentos horizontais não são nulos, mas são mais representativos os que ocorrem na direção vertical.

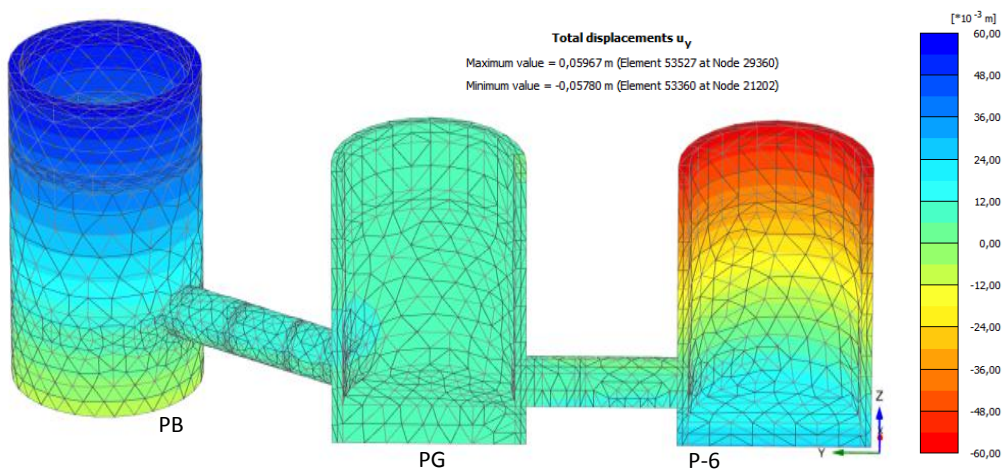


Figura 4.48. Deslocamentos nos poços na direção horizontal  $y$  ( $u_y$ ) na etapa de adensamento 2

A malha deformada dos poços e túneis é apresentada na Figura 4.49. É possível identificar os deslocamentos diferenciais causados pelo fenômeno da subsidência regional na zona de

estudo. Pode-se observar que considerando esse fenômeno os deslocamentos nas estruturas são mais notórios, comparados com os deslocamentos causados pelo adensamento durante a sua construção.

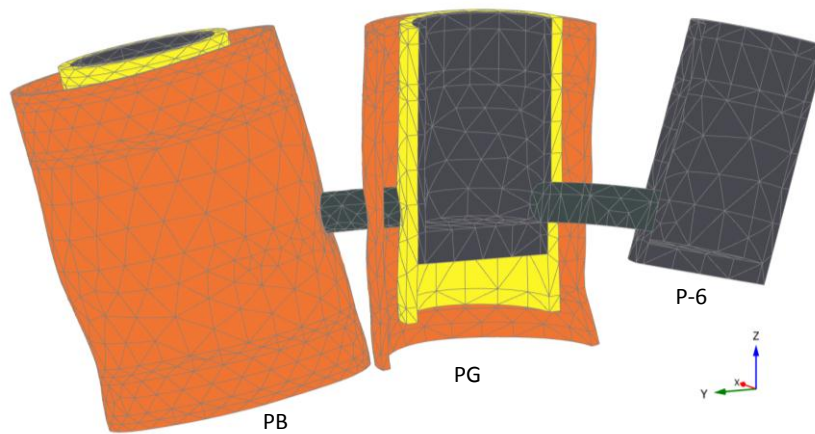


Figura 4.49. Malha deformada após o adensamento 2

### ***Tensões***

Em seguida são apresentados os resultados de tensões verticais e horizontais (transversais e longitudinais), causadas nos poços e nos túneis pelo fenômeno da subsidência regional. Como já foi dito, os valores negativos de tensões normais indicam compressão e os positivos, tração.

Na Figura 4.50 e Figura 4.51 pode-se observar a distribuição das tensões verticais  $\sigma'_{zz}$  nesta etapa. É possível notar os altos níveis de tensões nas conexões túnel-poço. A diferença dos resultados obtidos no adensamento 1, neste caso, a área externa superior das conexões evidencia tensões de tração e a área externa inferior de compressão. O contrário ocorre no interior dos poços, onde são desenvolvidas tensões de tração na área inferior e de compressão na área superior.

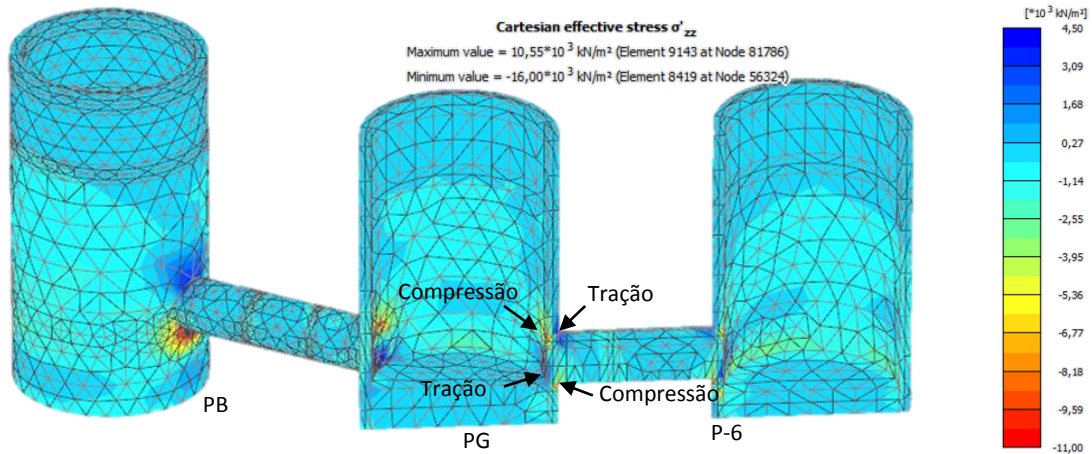


Figura 4.50. Tensões verticais nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{zz}$ )

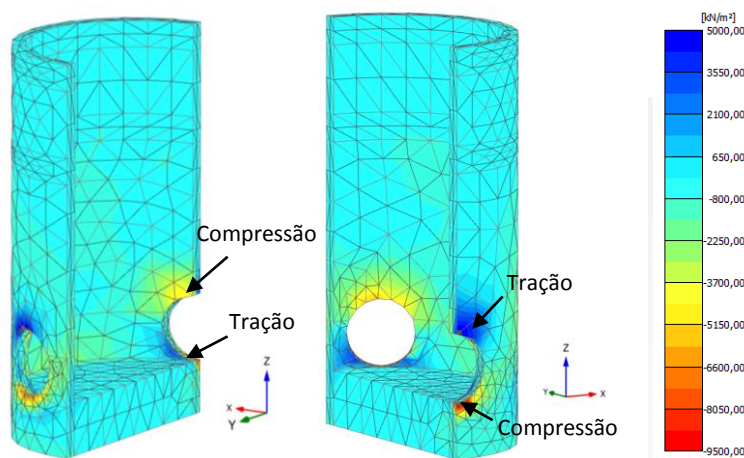


Figura 4.51. Tensões verticais nos poços de grelhas na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{zz}$ )

Esta modelagem conseguiu simular o comportamento atual do caso de estudo, mostrado na Figura 3.6, onde se pode observar a formação de trincas na conexão do muro interno do Poço de Grelhas com o túnel que conduz ao poço 6. Essas trincas são formadas pelas concentrações de tensões nas conexões, causadas pelos deslocamentos diferenciais dos poços.

A Figura 4.52 apresenta o comportamento das tensões horizontais, na direção do eixo “y”  $\sigma'_{yy}$ . Quando é analisada a etapa de adensamento gerado pela própria construção, podem-se observar tensões de compressão na área superior dos túneis e tração na sua área inferior, O contrário ocorre quando é analisado o adensamento regional, onde são evidentes as tensões de tração na área superior dos túneis e compressão na sua área inferior.



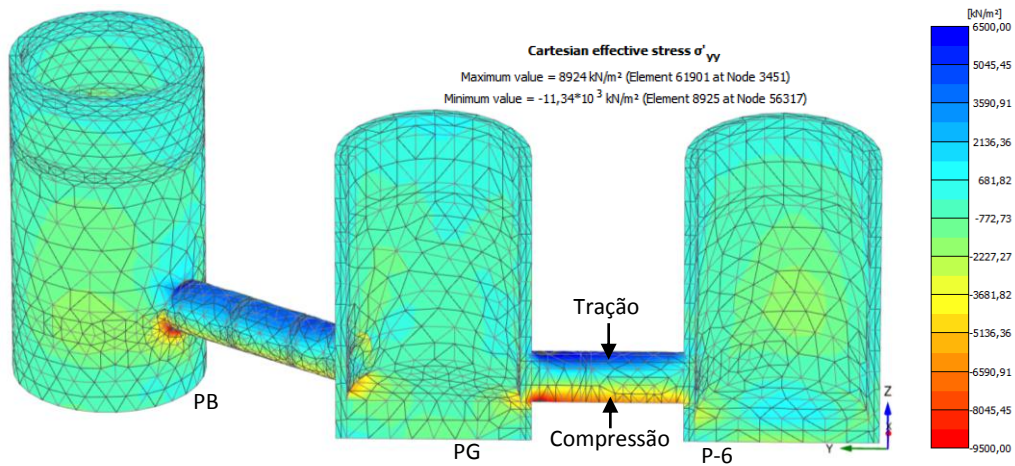


Figura 4.52. Tensões horizontais nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma'_{yy}$ )

Este comportamento é evidenciado na Figura 3.10, onde é possível observar trincas transversais e longitudinais nos túneis de conexão. As trincas são formadas pelo acúmulo de tensões nas estruturas.

Por fim, na Figura 4.53 são mostradas as tensões cisalhantes causados pelo fenômeno da subsidência regional. São evidentes valores elevados principalmente nas conexões poço-túnel.

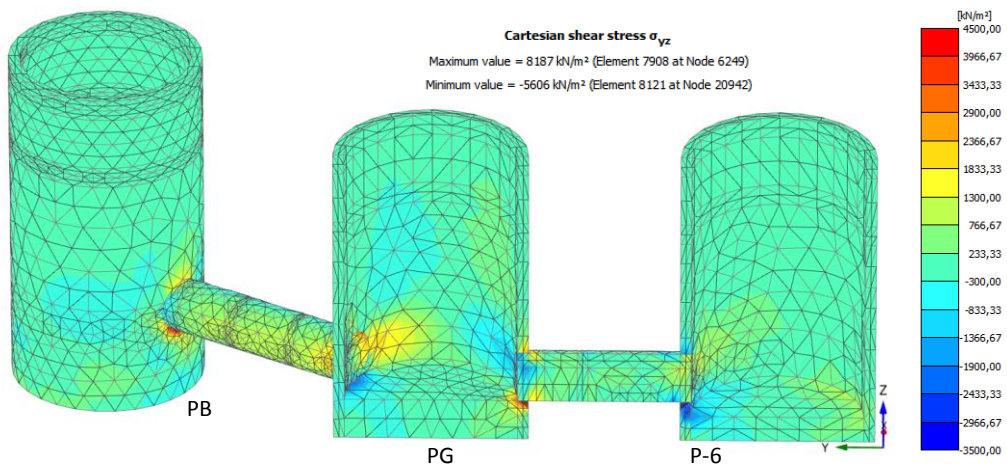


Figura 4.53. Tensões cisalhantes nos poços na etapa de adensamento 2 ( $\sigma_{yz}$ )

#### 4.4.4. Comparação dos resultados 2D e 3D

De forma geral, Na Tabela 4.9 é apresentado o resumo dos deslocamentos verticais dos poços, para as modelagens bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D). Os dados correspondem os deslocamentos totais nos pontos A e B, e à emersão aparente (B;A) desenvolvida nos dois processos de adensamento estudados.

Tabela 4.9 Resumo dos deslocamentos verticais nos poços (emersão aparente)

Poço	Análise 2D						Análise 3D					
	Adensamento 1			Adensamento 2			Adensamento 1			Adensamento 2		
	A	B	B-A	A	B	B-A	A	B	B-A	A	B	B-A
P-6	0,73	-1,24	-1,97	-1,01	-2,76	-1,75	0,24	-1,24	-1,48	-0,55	-2,75	-2,20
PG	-0,02	-1,24	-1,22	-0,88	-2,76	-1,88	0,07	-1,24	-1,31	-0,51	-2,75	-2,24
PB	0,02	-1,24	-1,26	-0,84	-2,76	-1,92	0,04	-1,24	-1,28	-0,56	-2,75	-2,19
PG - P-6	0,75			-0,13			0,17			-0,04		
PG - PB	0,04			0,04			-0,03			-0,05		

Pode-se observar que a magnitude dos recalques do terreno (ponto B) é a mesma para a análise 2D e a 3D, sendo de 1,24 m para o caso do adensamento gerado pela própria construção das estruturas e de 2,75 m considerando a subsidência regional. Em quanto que, os deslocamentos dos poços (ponto A) são menores no caso das análises tridimensionais, devido a que a modelagem tridimensional tem em conta todas as estruturas que estão interagindo ao mesmo tempo, é uma melhor aproximação à realidade do problema. Os maiores recalques diferencias são apresentados entre o PG e o P-6, sendo de 0,75 m na modelagem 2D e de 0,17 m na modelagem 3D.

As modelagens desenvolvidas tanto bidimensionais (2D) como tridimensionais (3D), evidenciam os grandes deslocamentos totais e diferencias apresentados nos poços da usina em estudo. Estes recalques geram uma concentração significativa de tração, compressão e cisalhamento nas conexões Poço – Túnel.

Além disso, observa-se que tanto a parte superior e inferior das conexões dos túneis com os poços são áreas críticas, é importante dar-lhes a maior atenção possível. As conexões do sistema estrutural formado pelos poços e túneis da usina tem uma alta rigidez que não permite absorver os elevados movimentos do solo causando danos nestas estruturas.

Atualmente, a conexão mais afetada é a conexão do poço de grelhas e o túnel que conduz ao poço 6, no entanto, existem também acúmulos de tensões importantes nas conexões com os cercamos de bombeamento, que podem levar à rotura destas.

Como se pode ver, este é um problema complexo de interação Solo – Estrutura e Estrutura – Estrutura, causado por vários fatores que podem estar interagindo ao mesmo tempo.

#### 4.4.5. Comparação dos resultados com a instrumentação

Os deslocamentos obtidos nas modelagens bidimensionais e tridimensionais são validados com a instrumentação instalada na usina de bombeamento “*Casa Colorada*”, apresenta no item 3.5.

Tendo como referencia a instrumentação e o mapa de isovalores da velocidade da subsidência regional (Figura 2.13), a subsidência da zona do caso de estudo é de aproximadamente 23 cm/ano, sendo assim, o deslocamento para 12 anos (tempo analisado nas modelagens) seria de 2,76 m, valor que é consequente com os resultados das análises bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D). Este comportamento pode-se observar na Figura 4.54.

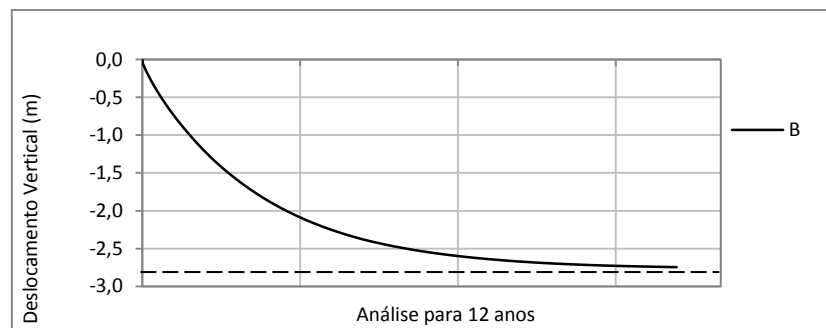


Figura 4.54. Subsidência regional gerada pelo rebaixamento das pressões intersticiais

Com o intuito de comparar a magnitude da emersão aparente evidenciada pela instrumentação com a emersão aparente das modelagens numéricas, escolheu-se o perfil do terreno do poço de bombeamento 1, apresentado na Figura 4.55, é evidenciada a emersão aparente do poço de bombeamento, devido ao adensamento das argilas moles. As análises numéricas apresentadas com linhas pontilhadas, conseguiram simular este comportamento, como pode ser observado na Figura 4.55.

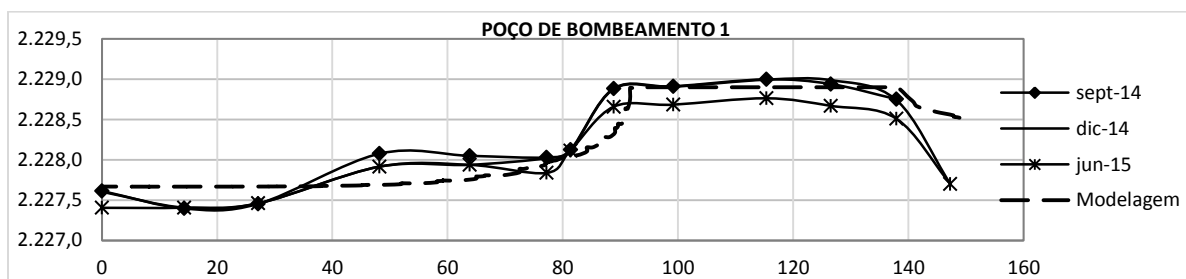


Figura 4.55. Perfil topográfico do terreno do Poço de Bombeamento 1

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O projeto de uma escavação subterrânea é um dos mais complexos e desafiantes problemas dentro do campo da engenharia, devido ao número de variáveis que devem ser considerados. Os projetos de estruturas subterrâneas em solos moles envolvem problemas ainda mais complexos, de interação entre estruturas principalmente nas conexões túnel- poço; como é o caso da usina de bombeamento “*Casa Colorada*”, localizada na cidade do México.

A usina de bombeamento está submetida a um duplo processo de adensamento, o primeiro é induzido pelo peso próprio da construção, principalmente uma plataforma de trabalho colocada ao início da obra para o acesso dos equipamentos de escavação. E o segundo processo conhecido como fenômeno de subsidência regional.

O agente principal que dá origem ao fenômeno da subsidência regional, é a extração excessiva de água dos aquíferos dentro da área urbana da cidade do México. O declínio constante no nível das águas subterrâneas provoca a diminuição da pressão da água intersticial causando o adensamento das argilas.

Uma forma de avaliar o desempenho de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento é mediante a utilização de ferramentas numéricas, pois possibilitam a simulação dos problemas encontrados com a maior fidelidade possível. Dentre as diversas formulações numéricas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das técnicas mais empregadas em simulações de obras geotécnicas.

Este trabalho teve como objetivo principal estudar o comportamento de estruturas subterrâneas, submetidas ao duplo processo de adensamento dos solos moles da cidade do México. Mediante o desenvolvimento de modelagens numéricas de elementos finitos bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) do caso de estudo.

Nas simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho foi possível considerar: a) as condições estratigráficas e piezométricas do local de estudo; b) as estruturas envolvidas no projeto; c) a interação entre todas as estruturas, d) as etapas de construção da usina, e) o duplo processo de adensamento dos solos moles f) um modelo constitutivo que permitiu simular apropriadamente o comportamento dos solos moles.

Um fator determinante no desenvolvimento do modelo é a seleção do modelo constitutivo adequado, neste caso foi realizada a validação do modelo constitutivo segundo os resultados dos ensaios de laboratório apresentados por Alberro e Hiriart (1973). Concluindo-se que para

o caso em estudo, o modelo constitutivo que permite simular de forma mais adequada o comportamento das argilas moles da Cidade do México é o modelo constitutivo Cam Clay, o qual foi usado nas análises numéricas.

Mediante a realização e comparação dos resultados das modelagens 2D e 3D foi possível mostrar a importância das análises tridimensionais. Embora as análises 2D permitam não só uma diminuição das dimensões do problema a resolver, mas também uma maior facilidade na preparação dos dados e na interpretação dos resultados; as análises 3D têm em conta todas as estruturas que estão interagindo ao mesmo tempo, é uma melhor aproximação à realidade do problema.

A análise dos resultados obtidos com as modelagens numéricas, para o desenvolvimento de deslocamentos mostrou que considerado o adensamento gerado pela própria construção, o recalque superficial do terreno é causado principalmente pelo carregamento de  $12,9 \text{ kN/m}^2$  colocado sobre terreno com a construção da plataforma de trabalho ao início das obras. Podem-se observar recalques superficiais até de 1,24 m nesta etapa.

Nesta etapa inicial de adensamento os deslocamentos diferenciais são causados principalmente pela diferença de excesso de poropressão gerado durante a construção, sendo maior no caso do poço 6 com um valor de  $74,79 \text{ kN/m}^2$  comparado com  $24,99 \text{ kN/m}^2$  para o poço de grelhas e  $39,26 \text{ kN/m}^2$  para os poços de bombeamento.

O fenômeno da subsidência regional causa recalques consideráveis na superfície do terreno de aproximadamente 2,75 m e nas estruturas recalques até de 1,0 m, gerando emersões aparentes em alguns casos de mais de 2,0 m. Também é evidente que os deslocamentos horizontais não são nulos, contudo, o comportamento das estruturas é regido principalmente pelos deslocamentos verticais.

As modelagens desenvolvidas tanto 2D como 3D, evidenciam os grandes deslocamentos totais e diferenças apresentados nos poços da usina em estudo. Estes recalques geram uma concentração significativa de tração, compressão e cisalhamento nas conexões poço – túnel e no revestimento dos túneis de interconexão.

Os deslocamentos diferenciais entre poços são devido a uma diferença importante na magnitude da carga total transmitida por cada estrutura e ao adensamento do solo ao redor dos poços induzido pelo peso do aterro colocado ao início da construção da usina.

De acordo com a instrumentação, o rebaixamento atual não tem influência no comportamento dos poços. No entanto, considerando na modelagem uma hipótese de

condição futura de rebaixamento que gere uma subsidência regional de 0,23 m/ano (velocidade atual da zona do projeto), as estruturas poderiam experimentar emersões e concentrações de tensões adicionais às atuais.

Portanto, uma primeira recomendação é reduzir os movimentos diferenciais entre as estruturas da usina de bombeamento. Assim como também, monitorar constantemente cada um dos poços e as outras estruturas, com o intuito de identificar novos danos e trincas.

As conexões do sistema estrutural formado pelos poços e túneis da usina tem uma elevada rigidez que não permite absorver os movimentos do solo causando danos nestas estruturas. Por isto é recomendado projetar uma conexão flexível que permita absorver os movimentos diferenciais dos diversos elementos estruturais. Embora isso não garanta a solução total do problema, ajuda a mitigar os seus efeitos.

Apesar da complexidade do problema, os modelos desenvolvidos neste trabalho permitiram simular com sucesso o comportamento atual e futuro das estruturas subterrâneas que interagem na usina de bombeamento. Foi possível comparar os resultados obtidos com o observado no local e com medidas topográficas superficiais.

Para dar continuidade a esta pesquisa, alguns assuntos permanecem com a necessidade de serem desenvolvidos ou aprofundados, sendo descritos a seguir:

- a) Aperfeiçoamento da modelagem numérica tridimensional, incluindo análises dinâmicas, interfaces solo estrutura e a interação de outras estruturas.
- b) Complementação dos resultados obtidos com a instrumentação instalada recentemente na usina de bombeamento “*Casa Colorada*”
- c) Permitir a separação da conexão túnel-poço, a fim de simular o efeito de uma conexão flexível.
- d) Efetuar a modelagem incluindo o comportamento do adensamento secundário.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, N. (2003). NBR 6118, projeto de estruturas de concreto - procedimento 225. Brasil.
- Alberro, J., & Hernández, R. (1992). Génesis de las grietas de Tensión en el Valle de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, (Sesión II).
- Alberro, J., & Hiriart, G. (1973). Resistencia a Largo Plazo de las Arcillas de la Ciudad de México. México, D.F: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Almeida, M., Marques, M., & Futai, M. (2005). Theoretical and Practical concepts to assess the behaviour of Rio de Janeiro clays. *Foundation Engineering in difficult soft soil conditios*, XVI th ISSMGE Conference, 36, 43–55.
- Araujo, R. S., Kochen, R., Bastos, I. G., & Jarrouge, H. (2015). Via Parque Rímac, Experiência de viadutos e túnel em Lima, Perú. *Fundações & Obras Geotécnicas*, 8.
- Auvinet, G. (2005). Foundations on soft soils in Mexico City. *Foundation Engineering in difficult soft soil conditios*, XVI th ISSMGE Conference, 36, 165–174.
- Auvinet, G., & Rodríguez, J. F. (2010). Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos. *XXV Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*, 1, 33–42.
- Auvinet, G., & Rodríguez, J. F. (2011). Analysis , design , construction and behaviour of underground structures. *14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. F., & Rangel, J. L. (2010). Construction of deep tunnel shafts in Mexico city soft clays by the flotation method. *Acta Geotechnica*, 5(1), 63–68. <https://doi.org/10.1007/s11440-010-0115-2>
- Baptista, J. (2010). Comportamento de emboques de túneis em solos residuais. Universidade de Brasília.
- Blanco, S. B. (1995). Aspectos de Geologia de engenharia da escavação do metrô de Brasília - Trecho Asa Sul, 95.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2015). *Material Models Manual*. Plaxis 2015.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., & Swolfs, W. M. (2015). *Reference Manual*.
- Chávez, C., & Arreygue, E. (2011). Caracterización Mecánica de la Escoria Volcánica (Tezontle), de la Zona de Morelia, Michoacán, México. *Geotechnical Conference, Pan-Am CGS*, 1–8.
- Chissolucombe, I. (2001). Simulação numérica para avaliação de danos em edificações adjacentes à escavação de um túnel. Universidade de Brasília.
- Civil Integral, P. (2009). Reporte de Perforación, Planta de Bombeamento Casa Colorada Profunda. México, D.F.

- CONAGUA, C. N. del A. (2013). Monitoreo del mes de Octubre del 2013, Casa Colorada. México, D.F.
- CONAGUA, C. N. del A. (2014). Reporte de hundimientos y grietas, Planta de Bombeo Casa Colorada Profunda. México, D.F.
- CONISA, C. I. en I. S. . (1995). Diseño Arquitectónico, Estructural y Análisis Geotécnico de la Planta de Bombeo de Aguas Combinadas Casa Colorada, Texcoco. México, D.F.
- Coutinho, R., & Oliveira, J. (2005). Behaviour of the Recife Soft Clays. Foundation Engineering in difficult soft soil conditios, XVI th ISSMGE Coference, 36, 57–85.
- Da Silva Moraes, L. (2014). Análise Numérica de dutos enterrados sujeitos a elevação e recalque localizado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- Dos Nabuco, A. (1994). Estudo do comportamento do túnel do Metrô do Distrito Federal escavado em solos porosos colapsíveis. Universidade de Brasília.
- ENGEGRAUT. (2015). Obras Portuárias Recentes, Soft Soil Group.
- Espinoza, V., Collado, J., Morales, J. M., & Hernández, J. (2012). El gran reto del agua en la ciudad de México. (V. Calvo, Org.) (1° ed). Ciudad de México. Recuperado de <https://issuu.com/politicaspUBLICAS/docs/aguadf/126>
- FEUERJ. (2008). Compressibilidade e Adensamento (PGECIV).
- Figuroa, G. E. (1996). La consolidación total unidimensional de los suelos saturados y su aplicación a los hundimientos ocasionados por bombeo. Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
- Geocontrol, P. en. (2001). Túnel Río de los Remedios, Exploración Planta Casa Colorada. México, D.F.
- Geotec, S. . (2013). Estudios de Exploración del subsuelo y pruebas de laboratorio en el terreno, para atender la demanda de servicios aeroportuarios en el centro del país. México, D.F.
- Herrera, I., Alberro, J., León, J., & Chen, B. (1974). Análisis de asentamientos para la construcción de los lagos del plan de Texcoco, 122. Recuperado de <http://www.jstor.org/stable/20695494%0Ahttp://www.jstor.org/%0Ahttp://www.jstor.org/action/showPublisher?publisherCode=iif>.
- ITA (2009). General report on Conventional Tunnelling Method, International Tunnelling and Underground Space Association
- Júnior, L. A. V. (2013). Análise tridimensional de mina subterrânea com ênfase na interação entre maciço e preenchimento. Universidade de Brasília.
- Klettke, A. (2009). A Comparison of 1D , 2D , and 3D Settlement Analyses of the Tower of Pisa. Tufts University, Medford.
- Kochen, R. (1992). Túneis em Solo. Comitê Brasileiro de Tüneis, (Primeiro Encontro Técnico do CBT), 1–27.
- Kochen, R. (2008). Sucessos e Acidentes na Engenharia. Revista Engenharia n°585, (Instituto



- de Engenharia, São Paulo), 104–109.
- Kochen, R., & Isfer, L. G. (2009). Tuneis em Solo e Rocha. *Fundações & Obras Geotécnicas, Revista*112015, 66–71.
- Laboratorio de Geoinformática (2009). Instituto de Ingeniería, UNAM, <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>
- Lionço, A. (1999). Distribuição de tensões e deslocamentos em obras subterrâneas considerando modelos elásticos não lineares. Universidade de Brasília.
- Marsal, R. J., & Mazari, M. (1992). Desarrollo de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, 3–24.
- Martins, P. A. (2008). Análise Numérica de escavações subterrâneas com ênfase na interação entre o maciço e o suporte em concreto projetado a baixas idades. Universidade de Brasília.
- Martoni, R. A. (2006). Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação Maciço suporte. Universidade de São Paulo.
- Mondragón, F. P. (2015). Agrietamiento en los cárcamos de bombeo de la planta de bombeo casa colorada profunda 18 de agosto de 2015. México, D.F: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Montaña, D. (2013). Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá. Escuela Colombiana de Ingeniería, Julio Garavito. Recuperado de <http://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/108>
- Mooser, F. (1992). Estratigrafía y estructura del Valle de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, 29–36.
- Moraes, Á. H. V. (1999). Simulação numérica tridimensional de túneis escavados pelo NATM. Universidade de Brasília.
- Moreno, A. (1991). Lumbreras y tuneles en suelos, experiencias innovadoras en la ingeniería mexicana. México, D.F.
- Murillo, R. (1992). Sobreexplotación del acuífero de la cuenca del valle de México: Efectos y Alternativas. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, (Sesión II), 109–120.
- NOAO. (2002). Understanding Subsidence. The Hartford Loss Control Department. Technical Information Paper Series, United States, 6p.
- Nuñez, C. (1996a). El Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 161–165.
- Nuñez, C. (1996b). Hundimiento del subsuelo de la ciudad de México. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 99–102.
- Oliveira, M. (2009). Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões. Universidade de Sao Paulo.

- Ortigão, J. A. . (1995). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos* (2a edição). Rio de Janeiro, RJ: LTC- Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Paniagua, F. J. (1988). Resistencia estructural de la arcilla típica del Valle de México en el odometro y su implicación en la obtención de los parámetros de compresibilidad. Universidad Autónoma de México, México, D.F.
- Patricia, A. (2013). *Catedral Metropolitana, Hundimiento y Rescate*. (E. N. Sánchez, Org.) (I). México, D.F: ISBN: 978-607-02-4647-0.
- Pedroso, D. de M. (2002). Modelos elastoplásticos para solos argilosos: capacidade de previsão de comportamento e integração da relação constitutiva. Universidade de Brasília.
- Remende, J. R. (1999). Movimentos de solo e danos induzidos em edificações por escavações subterrâneas. Universidade de Brasília, Brasília D.F.
- Resende, V. (2016). *Técnicas Construtivas de Túneis de Travessia*. Universidad de Brasília.
- Ribas, J. R. (2003). Desempenho de sistemas de suporte de estruturas subterrâneas por meio de modelagem numérica. Universidade de Brasília.
- Rodríguez, E. (2016). Análise Experimental do Comportamento de Sistemas Radier Estaqueado em Solos Moles em Processos de Adensamento. Universidade de Brasília.
- Rodríguez, J. F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez, J. F., & Auvinet, G. (2012). Criterios para el diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos. *Geotecnia*, 20–28.
- Santoyo, E. (2008). Historia Y Actualidad Del Hundimiento Regional De La, 1–6.
- Santoyo, E., & Gutiérrez, C. (1992). Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, 37–55.
- Santoyo, E., & Ovando, E. (2005). Underxcavation at the Tower of Pisa and at Mexico City's Metropolitan Cathedral. *Foundation Engineering in difficult soft soil conditios*, XVI th ISSMGE Coference, 36, 3–23.
- Sauer, G., & Mergelsberg, W. (2003). NATM and Its Toolbox. *Conferencia Earth Retention Systems*, (GeoCompany), 1–28.
- Singh, B., & Goel, R. K. (2006). *Tunnelling in Weak Rocks* (Vol. 5). ELSEVIER, 2006. Recuperado de [https://books.google.com.br/books?hl=es&lr=&id=b5pQBAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=Tunnelling+in+Weak+Rocks+Bhawani+y+Rajnish&ots=gNV8oNlk\\_m&sig=EYowK0l2LLBrsdXgzGwVUgmQQvM#v=onepage&q=connections&f=false](https://books.google.com.br/books?hl=es&lr=&id=b5pQBAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=Tunnelling+in+Weak+Rocks+Bhawani+y+Rajnish&ots=gNV8oNlk_m&sig=EYowK0l2LLBrsdXgzGwVUgmQQvM#v=onepage&q=connections&f=false)
- UNAM, I. de I. (2013). *Asesoría de Especialistas en Planeación, Hidrología, Hidráulica, Geotecnia y Estructuras que requieran las obras de Infraestructura Hidráulica del Valle de México*. México, D.F.

- Vinueza, G. (1994). Classificação geomecânica Subsidiando a modelagem numérica de uma mina subterrânea. Universidad de Brasília.
- Wood, A. M. (2000). Tunnelling: Management by Design (Vol. 2). Recuperado de <http://books.google.com/books?id=sQEWlvI2PPUC&pgis=1>
- Xu, Y.-S., Ma, L., Shen, S.-L., & Sun, W.-J. (2012). Evaluation of land subsidence by considering underground structures that penetrate the aquifers of Shanghai, China. *Hydrogeology Journal*, 20(8), 1623–1634. <https://doi.org/10.1007/s10040-012-0892-9>
- Zaldivar, S. (2013). Metodología para el análisis y diseño de conexiones Túnel-Lumbrera y Túnel-Túnel en Suelos blandos sometidos a hundimiento regional. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zapata, G. J. (2016). ESTUDO DE COMPORTAMENTO DE ESTAÇÕES METROVIÁRIAS SUBTERRÂNEAS ESCAVADAS USANDO O MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL. Universidad de Brasília.
- Zemva, S. (2011a). Diseño y Construcción de Lumbreras en Suelos Blandos por el procedimiento de los Anillos Prefabricados. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zemva, S. (2011b). Recomendaciones para establecer el sello en la conexión del tubo incado con la Lumbrera de Rejillas y para el Relleno de las Cavernas formadas por erosión interna del material de subsuelo. México, D.F.
- Zemva, S. (2013). Planta de Bombeo de Aguas Negras y Combinadas “Casa Colorada”. México, D.F.

## 7. APÊNDICE

### A. SOFTWARE PLAXIS

O PLAXIS é um programa de elementos finitos específico para análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Este programa começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade Técnica de Delft (Holanda), e desde então tem sido atualizado de forma a torná-lo apropriado para resolução dos mais variados problemas envolvendo obras geotécnicas como estruturas subterrâneas (Chissolucombe, 2001)

#### Módulos do Programa

De acordo com Brinkgreve *et al.* (2015) a estrutura computacional está dividida em quatro sub-programas, sendo o primeiro de entrada de dados (“*Input*”), o segundo de cálculo (“*Calculation*”), o terceiro de saída de dados (“*Output*”), e o último para a edição de curvas (“*Curves*”) feitas a partir de pontos selecionados na malha de elementos finitos.

No subprograma *Input* é feito o pré-processamento da análise, onde são feitas as entradas da geometria do problema, é criado o modelo de elementos finitos, são definidas as propriedades dos materiais, as condições de contorno, carregamentos e condições iniciais de tensão e deformação, além da geração da malha de elementos finitos.

Após a definição do modelo de elementos finitos, o subprograma *Calculation* é utilizado para execução dos cálculos. Nesta etapa é possível simular diferentes as etapas de construção e realizar três tipos de análises básicas: *Plastic*, *Consolidation* e *Phi-C reduction*. Para considerar análises de deformação elasto-plástica e nos casos em que não é necessária a consideração da dissipação dos excessos de poropressão ao longo do tempo, utiliza-se a opção *Plastic*. Este tipo de cálculo é utilizado na maior parte das aplicações geotécnicas, baseando-se na teoria das pequenas deformações. No caso da análise *Consolidation* é possível analisar a geração ou a dissipação de excessos de poropressão em solos argilosos saturados em função do tempo, considerando grandes deformações. A análise *Phi-C Reduction* deve ser utilizada quando se deseja obter o fator de segurança global da situação em questão.

No subprograma *Output*, as principais grandezas de saída podem ser visualizadas por meio de uma variedade de ferramentas gráficas (*Contours*, *Shadings*, *Arrows*), sendo também possível a geração ou a exportação de resultados para tabelas. Considerando-se que os principais resultados em uma análise de elementos finitos são as deformações, os

deslocamentos, as tensões totais e efetivas, o programa permite o estudo dos resultados por meio de variáveis relacionadas com essas grandezas.

Finalmente, a geração de diferentes tipos de curvas é realizada pelo subprograma *Curves*, com a finalidade de conhecer o comportamento do modelo durante a execução das etapas de cálculo.

### **Principais características do PLAXIS**

A seguir, estão apresentadas as principais características do programa segundo Brinkgreve *et al.* (2015):

- Pode ser utilizado para fazer análises bidimensionais em condições de deformação plana e axissimétrica;
- Entrada gráfica para o modelo geométrico, que permite representar adequadamente, as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno;
- Definido o modelo geométrico, a malha é gerada automaticamente, tendo opções que possibilitam o refinamento global e local. Este refinamento envolverá um tempo computacional maior;
- Todos os pontos e linhas da geometria são considerados na geração da malha, e todos os dados de entrada do modelo geométrico são transformados para a malha de elementos finitos;
- Cinco modelos constitutivos estão implementados, sendo o elástico linear, o elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, dois modelos elastoplásticos (Soft-Soil e Hardening), e os modelos Soft Soil Creep e Cam-Clay;
- Podem ser efetuadas análises para condições drenadas e não-drenadas. A distribuição de poro-pressões pode ser efetuada a partir da linha freática para análises simples, e a partir da perda de carga para análises mais complexas. O programa também permite efetuar análises acopladas;
- O programa possui um algoritmo automático para determinação dos incrementos de carga e de tempo, para o caso de análises não lineares;
- Diversidade de condições de carregamento devido a forças externas, deslocamentos, pressões nodais ou fluxo imposto;
- Possibilidade de realizar análises em etapas.

## Tipo de elementos

As áreas e superfícies nos modelos bidimensionais (2D) podem ser formadas por elementos triangulares de 6 ou 15 nós (Figura A1a, b) com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente.

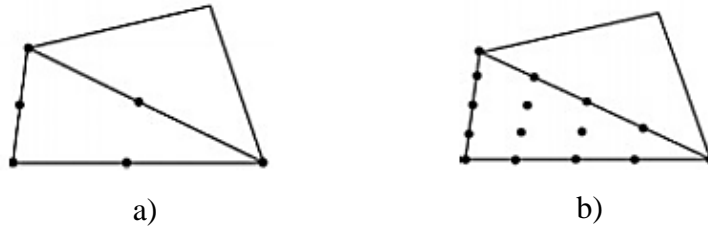


Figura A.1. Tipos de elementos finitos para a malha. a) Triângulo de 6 nós  
b) Triângulo de 15 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015)

No caso dos modelos tridimensionais (3D) o programa só tem a opção de elementos finitos para a malha formados por tetraedros de 10 nós como apresentado na Figura A.2.

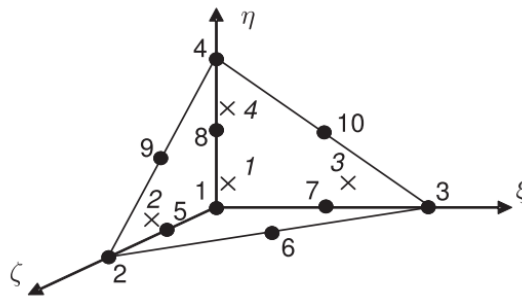


Figura A.2. Tetraedro de 10 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015)