



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

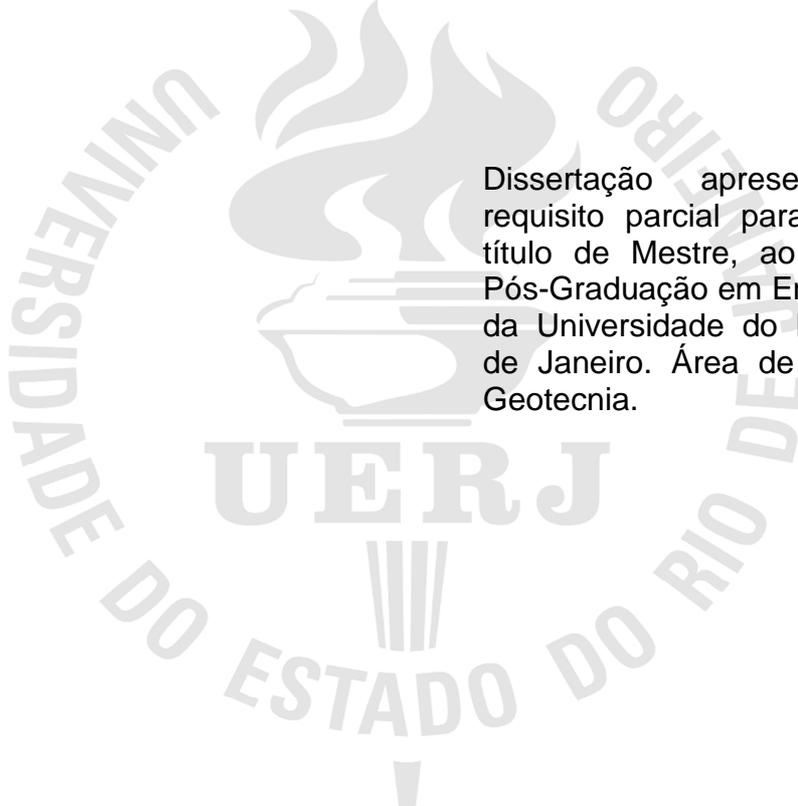
Carlos Alexandre Santiago

**Retroanálise com o uso de rotina em Python aplicada a ensaios
pressiométricos**

Rio de Janeiro
2019

Carlos Alexandre Santiago

**Retroanálise com o uso de rotina em Python aplicada a ensaios
pressiométricos**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Profa. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S235 Santiago, Carlos Alexandre.
Retroanálise com o uso da rotina em Python aplicada a ensaios pressiométricos / Carlos Alexandre Santiago. – 2019.
121f.

Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Engenharia geotécnica - Teses.
3. Mecânica do solo - Teses. 4. Modelos matemáticos - Teses. 5.
Python (Linguagem de programação de computador) - Teses. I.
Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Universidade do Estado
do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.131.386

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Carlos Alexandre Santiago

**Retroanálise com o uso de rotina em Python aplicada a ensaios
pressiométricos**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 29 de Outubro de 2019.

Banca Examinadora:

Profa. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Profa. Dra. Anna Laura Lopes da Silva Nunes
Faculdade de Engenharia – PUC/RJ

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho às pessoas importantes que tive o prazer de conhecer e conviver durante estes anos, especialmente aos meus amigos, minha família e minha namorada.

AGRADECIMENTOS

São muitas as pessoas que participaram dessa caminhada, diretamente ou não, e me permitiram concluir mais uma etapa da minha evolução profissional e pessoal.

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer à minha orientadora, Profa. Ana Cristina Sieira, pelo conhecimento transferido desde os tempos da graduação até a conclusão do mestrado. Aproveito também para agradecer aos demais docentes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV), por apesar de todas as dificuldades enfrentadas, estão sempre trabalhando para manter o alto nível do programa.

Um agradecimento especial para os meus pais, que sempre me apoiaram e me incentivaram a seguir com minha qualificação. À minha namorada, Ana Alice, por todo o carinho e privações que conseguimos superar da melhor forma possível. Aos meus bons amigos da graduação, Alan Barile e Rogério Rodrigues, por todo apoio e opiniões técnicas sobre o trabalho.

Não posso deixar de agradecer aos amigos que conheci durante o mestrado por todo companheirismo dentro e fora do programa, em especial aos melhores parceiros de *Squad* que eu poderia ter, Guilherme Mussi e Daniel Lopez.

Também gostaria de agradecer a equipe da empresa TERRATEK, especialmente ao Prof. Alberto Ortigão, o diretor comercial Patrick Bonilha, e os engenheiros Alexandre Schueller e Fábio Silva, por toda hospitalidade, licença dos softwares utilizados e informações fornecidas. Sem vocês este trabalho não seria possível.

Por último, mas não menos importante, gostaria de agradecer ao Grupo Prizma e aos meus colegas e amigos que lá trabalham por toda a compreensão e a flexibilidade necessária que me permitiu conciliar o trabalho com o desenvolvimento da dissertação.

Eu jamais iria para a fogueira por uma opinião minha,
afinal, não tenho certeza alguma.
Porém, eu iria pelo direito de ter e mudar de opinião,
quantas vezes eu quisesse.

Friedrich Nietzsche

RESUMO

SANTIAGO, Carlos Alexandre. *Retroanálise com o uso de rotina em Python aplicada a ensaios pressiométricos*. 2019. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A busca por parâmetros confiáveis para uma correta análise é um dos grandes desafios encontrados na área de projetos para obras de Engenharia Geotécnica. Fatores como o alto custo de ensaios mais precisos, a demora em obter resultados, e os erros praticados durante as investigações resultam em complicações técnicas para os profissionais projetistas. O objetivo da presente dissertação é apresentar um método de obtenção de parâmetros para ensaios pressiométricos a partir de análises numéricas auxiliadas por uma rotina específica em linguagem *Python*. É realizada uma retroanálise de um caso onde foram obtidos parâmetros de projeto a partir de resultados de PMT (*Pressuremeter Menard Test*), e comparados com parâmetros resultantes da rotina *Python*, valores decorrentes de instrumentação geotécnica e de projeto anteriormente executado. Esta metodologia visa implementar uma escolha rápida e eficaz para a utilização de dados provenientes de ensaios pressiométricos. Através da reprodução automatizada de inúmeras simulações numéricas do referido ensaio com diferentes parâmetros, é possível a escolha dos valores que levam à curva mais fiel à obtida no ensaio de campo. A rotina, inicialmente desenvolvida pelo Eng. Francisco Santos Marques, foi aprimorada e passou por uma série de modificações para funcionar corretamente no estudo de caso, e com a versão atualizada do *software Plaxis* 2019. Os resultados encontrados foram utilizados em modelo 3D da obra de reservatório de amortecimento pluvial da Praça Varnhagen, onde foi possível analisar a confiabilidade da proposta através das medidas nas paredes diafragma do local.

Palavras-chave: Ensaio PMT; Rotina *Python*; Análise Numérica; Hardening Soil Model; Plaxis 2D e 3D; Escavação.

ABSTRACT

SANTIAGO, Carlos Alexandre. *Python Script back-analysis applied to pressuremeter tests*. 2019. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

The search for reliable parameters for a correct analysis is one of the great challenges found in the project area for geotechnical engineering works. Factors such as the high cost of more accurate testing, the delay in obtaining results, and errors during investigations result in technical complications for design professionals. The aim of this dissertation is to present a method of obtaining parameters for pressuremeter tests from numerical analysis aided by a specific Python Script. At the end will be a back analysis of a case where design parameters were obtained through PMT (Pressuremeter Menard Test), and compared with parameters resulting from the Python Script, values derived from geotechnical instrumentation and design previously performed. This methodology aims to implement a fast and effective choice for the use of data from pressuremeter tests. Through the automated reproduction of numerous numerical simulations of said test with different parameters, it will be possible to choose the values that lead to the curve most faithful to that obtained in the field test. The routine, initially developed by Eng. Francisco Santos Marques, was improved and underwent a series of modifications to properly work the case study work and with the updated version of Plaxis 2019 software. The results were used in a 3D model of the project of the Varnhagen Square rain damming reservoir, where it was possible to analyze the reliability of the proposal through the deformations found in the deformations measured at the local diaphragm walls.

Keywords: Pressuremeter Test; Python Script; Numerical Analysis; Hardening Soil Model; Plaxis 2D e 3D.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Pressão limite estimada para incrementos de expansão pressiométrica (adaptado de BRIAUD, 1992).....	23
Tabela 2 - Métodos de interpretação utilizados em ensaios pressiométricos (adaptado de Bello, 2004).	38
Tabela 3 - Valores típicos de ϕ'_{cv} (Robertson e Hughes, 1986).	45
Tabela 4 - Parâmetros do modelo HSM (Brinkgreve et al. 2012).....	57
Tabela 5 - Relação das camadas da área do reservatório.....	78
Tabela 6 - Parâmetros geotécnicos das camadas de solo. Fonte: TERRATEK.....	78
Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos da camada de rocha. Fonte: TERRATEK.	79
Tabela 8 - Resumo dos resultados obtidos no PMT-1.	80
Tabela 9 - Resumo dos resultados obtidos no PMT-2.	80
Tabela 10 - Relação entre o número da análise e os parâmetros simulados.....	88
Tabela 11 - Resumo dos parâmetros obtidos na rotina.....	95
Tabela 12 - Relação dos parâmetros das estruturas do modelo 3D.	96
Tabela 13 - Comparação das deformações máximas nos eixos de coordenadas.	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração de uma sonda pressiométrica tricelular (Adaptado de Clarke, 1995).....	21
Figura 2 - Estrutura completa do Pressiômetro de Ménard (Weltman e Head, 1983).	22
Figura 3 - Pressão limite na curva do ensaio pressiométrico (adaptado de Clarke, 1995).....	23
Figura 4 - Curva de fluência e curva tensão deformação típica do pressiômetro (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).	24
Figura 5 - Componentes do pressiômetro tipo <i>Texam</i> (cortesia <i>Roctest</i>).	27
Figura 6 - Elementos da sonda pressiométrica do SBP (Clarke, 1995).	29
Figura 7 - Curvas típicas de ensaio SBP para diferentes condições (Adaptado de Clarke, 1995).....	30
Figura 8 - Curva típica para ensaio em pressiômetro cravado (Yu, 2000).	32
Figura 9 - Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	33
Figura 10 - Curva de calibração de membrana (Schnaid e Odebrecht, 2012).	34
Figura 11 - Curva pressiométrica típica (Adaptado de Bosch, 1996).	35
Figura 12 - Curvas típicas obtidas em ensaios pressiométricos tipo Ménard (adaptado de Mair e Wood, 1987).....	36
Figura 13 - Limite elástico do descarregamento em argilas (Wroth, 1982).	41
Figura 14 - Determinação de S_u em depósito argiloso da Baixada Santista (Árabe, 1995).....	43
Figura 15 - Determinação de ϕ' através de ensaios com PAP's em areias densas (Clarke, 1997 apud Bello, 2004).....	44
Figura 16 - Haste de cravação usada por Gow, em 1902 (Hvorslev, 1949).....	46

Figura 17 - Componentes do ensaio SPT (adaptado de Kovacs e Salomone, 1982).	49
Figura 18 - Fluxograma de etapas para comparação dos resultados.	52
Figura 19 - Superfície de escoamento no espaço das tensões principais (Nieto, 1999).	54
Figura 20 - Relação tensão-deformação hiperbólica em ensaios triaxiais convencionais, adensados e drenados (Schanz et al., 1999).	56
Figura 21 - Módulo Eoedref obtido a partir do ensaio oedométrico (Brinkgreve et al., 2012).	56
Figura 22 - Janela de configuração do servidor do Plaxis.	61
Figura 23 - Visão geral da Praça Varnhagen. Fonte: Prefeitura do Rio.	65
Figura 24 - Geometria do reservatório da Praça Varnhagen, TERRATEK (2012). ...	66
Figura 25 - Pilar central e estroncas ligadas às paredes, TERRATEK (2012).	67
Figura 26 - Etapa de escavação das paredes-diafragma com equipamento <i>Clam-Shell</i>	67
Figura 27 - Posição da parede 4.	68
Figura 28 - Localização da Instrumentação Geotécnica, TERRATEK (2012).	69
Figura 29 - Localização dos ensaios de campo e laboratório, TERRATEK (2012). ...	69
Figura 30 - Seções dos perfis geotécnicos.	70
Figura 31 - Perfil geotécnico da seção A.	71
Figura 32 - Perfil geotécnico da seção B.	72
Figura 33 - Perfil geotécnico da seção C.	73
Figura 34 - Perfil geotécnico da seção D.	74
Figura 35 - Perfil geotécnico da Seção 1.	75
Figura 36 - Perfil geotécnico da Seção 2.	76
Figura 37 - Perfil geotécnico da seção 3.	77
Figura 38 - Curvas PMT-1, profundidades 2,70 m e 4,70 m.	81
Figura 39 - Curvas PMT-1, profundidades 6,20 m e 8,50 m.	81

Figura 40 - Curvas PMT-1, profundidades 10,00 m e 13,20 m.....	82
Figura 41 - Curvas PMT-1, profundidades 16,00 m e 18,50 m.....	82
Figura 42 - Associação das curvas do ensaio PMT-1.	83
Figura 43 - Curvas PMT-2, profundidades 2,70 m e 5,70 m.....	83
Figura 44 - Curvas PMT-2, profundidades 8,70 m e 11,50 m.....	84
Figura 45 - Curvas PMT-2, profundidades 14,50 m e 17,00 m.....	84
Figura 46 - Associação das curvas do ensaio PMT-2.	85
Figura 47 - Geometria do ensaio PMT com carregamentos.....	86
Figura 48 - Definição das fases de cálculo do ensaio PMT no Plaxis.	87
Figura 49 - Perfil geotécnico das camadas de solo presentes no modelo.	88
Figura 50 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 2,70 m.....	89
Figura 51 - Curvas de parâmetros para as profundidades de 4,70 m.	90
Figura 52 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 6,20 m.....	91
Figura 53 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 8,50 m.....	92
Figura 54 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 10,00 m.....	93
Figura 55 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 13,20 m.....	94
Figura 56 - Representação das estruturas no modelo 3D, TERRATEK (2012).....	96
Figura 57 - Representação do modelo após o primeiro lance de estruturas, TERRATEK (2012).....	97
Figura 58 - Perfil dos <i>Boreholes</i> considerados no modelo.	98
Figura 59 - Deformações no eixo X do modelo original.....	99
Figura 60 - Deformações no eixo X do modelo modificado.....	99
Figura 61 - Deformações no eixo Y do modelo original.....	100
Figura 62 - Deformações no eixo Y do modelo modificado.....	100
Figura 63 - Deformações no eixo Z do modelo original.....	101
Figura 64 - Deformações no eixo Z do modelo modificado.	101
Figura 65 - Comparação dos resultados obtidos originalmente e com a rotina.....	102

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	14
Considerações Iniciais.....	14
Objetivo Geral.....	15
Objetivos Secundários	16
Estrutura da Dissertação	16
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
1.1 Ensaio Pressiométrico	18
1.1.1 Desenvolvimento Histórico	18
1.1.2 Tipos de Pressiômetros	19
1.1.2.1 Pressiômetro em pré-furo	21
a) Pressiômetro de Ménard.....	20
b) Pressiômetro Texam.....	26
1.1.2.2 Pressiômetro Autoperfurante.....	27
1.1.2.3 Pressiômetro Cravado	33
1.1.3 Calibrações do equipamento	32
1.1.4 Características de um ensaio pressiométrico	35
1.1.5 Avaliação da qualidade do ensaio	36
1.1.6 Interpretação do ensaio	37
1.2 Standard Penetration Test (SPT).....	46
1.2.1 Desenvolvimento histórico	46
1.2.2 Execução do Ensaio	48
1.2.3 Correções de energia e eficiência realizadas	50
2 METODOLOGIA E ALGORITMO APLICADO.....	52
2.1 Software Plaxis	52
2.1.1 Modelos Constitutivos.....	54
2.2 Rotina Python.....	60
2.2.1 Desenvolvimento do Python	60
2.2.2 Estrutura da Rotina	60
3 ESTUDO DE CASO	65
3.1. Apresentação da Obra.....	65
3.2. Ensaios realizados.....	68
3.3. Modelagem do Ensaio Pressiométrico	85

3.4. Modelagem 3D e aplicação dos parâmetros.....	95
4 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	104
4.1. Resultados Obtidos	104
4.2. Sugestões para trabalhos futuros	104
REFERÊNCIAS.....	106
APÊNDICE A – ESTRUTURA COMPLETA DA ROTINA UTILIZADA	110

Introdução

Considerações Iniciais

Um dos grandes desafios enfrentado na Engenharia Civil é o conhecimento das características dos materiais que serão utilizados nos empreendimentos, principalmente os que estão relacionados às funções estruturais. Nas obras mais antigas, devido à falta de controle e conhecimento tecnológico, eram utilizadas estruturas superdimensionadas, com resistência muito maior do que a necessária. Já nas obras mais modernas, o objetivo é projetar construções cada vez mais enxutas, priorizando o aumento da viabilidade econômica e a redução do desperdício de material.

Para definir a resistência e o comportamento do elemento em estudo, este é submetido a ensaios específicos, sejam em laboratório ou no próprio local de implantação. Tais ensaios são reconhecidos e estabelecidos por normas técnicas de cada país, visando garantir a qualidade e a confiabilidade dos resultados apresentados.

Ao trabalhar com materiais de origem artificial, como o concreto e o aço, os resultados obtidos através de ensaios tendem a seguir um padrão e apresentar pouca divergência com relação ao esperado. Isso se deve ao controle durante a fabricação e à facilidade de se catalogar qualquer alteração na composição do material. Contudo, ao se estudar elementos naturais, como os solos e as rochas, o grau de complexidade e incerteza é superior.

Na Geotecnia, o material em estudo é formado por causas naturais ao longo de milhões de anos, o que aumenta a variabilidade e a dificuldade de se adotar parâmetros representativos para a área onde uma obra será construída. Isso acaba por resultar em fatores de segurança maiores que os normalmente utilizados em outras obras da construção civil.

Na busca por um melhor entendimento dos solos, a engenharia geotécnica utiliza uma série de ensaios e comparações, acrescidos de um monitoramento *a posteriori* para identificar se o material em estudo se comportou de acordo com a previsão. Entretanto, os resultados obtidos através desses ensaios prévios nem sempre se mostram confiáveis, sendo estes os principais motivos:

- Falha na execução do ensaio;
- Equipamentos mal calibrados;
- Erro teórico na concepção do ensaio;
- Utilização da técnica em solos não apropriados;
- Análises equivocadas de dados obtidos no ensaio.

Um dos ensaios de campo mais relevantes da atualidade, e foco deste trabalho é o ensaio pressiométrico. Este ensaio, mesmo consolidado no mercado, ainda não consegue ser utilizado conforme o potencial idealizado. Isso se deve principalmente à dificuldade de introdução do equipamento no solo sem causar perturbações significativas e à carência de métodos precisos durante a interpretação dos resultados para a obtenção de parâmetros do solo.

Objetivo Geral

O objetivo da presente dissertação é apresentar um método de obtenção de parâmetros para ensaios pressiométricos a partir de análises numéricas auxiliadas por uma rotina específica em linguagem *Python*. Ao final será realizada uma retroanálise de um caso onde foram obtidos parâmetros de projeto através de PMT (*Pressuremeter Menard Test*), e comparado com parâmetros resultantes da rotina *Python* e valores decorrentes de instrumentação geotécnica.

Objetivos Secundários

- Aumentar a confiabilidade e dar destaque ao pressiômetro no cenário de ensaios geotécnicos;
- Permitir a obtenção de parâmetros de resistência do solo a partir de ensaios pressiométricos sem recorrer às fórmulas empíricas;
- Aumentar a confiabilidade do modelo através de comparação entre os parâmetros encontrados e o resultado apresentado pela instrumentação.

Estrutura da Dissertação

Em seguida ao capítulo introdutório será feita uma revisão bibliográfica sobre os assuntos fundamentais à elaboração da pesquisa, sendo reforçada a necessidade de investigações na área da Geotecnia. O capítulo cita os principais ensaios de laboratório e de campo, com foco especial nos tipos de pressiômetros existentes. Ao final do capítulo serão abordadas algumas características da linguagem *Python* utilizada na rotina em questão, assim como as propriedades e os principais modelos constitutivos do *software* de elementos finitos *Plaxis*.

No terceiro capítulo será explicada a rotina do *Python* para a obtenção dos parâmetros, assim como a modelagem necessária através do *Plaxis*, a transferência de linguagem entre plataformas, e todos os passos do método.

O quarto capítulo aborda o estudo de caso utilizado, que trata do projeto de contenção para a construção de um reservatório para controle de cheias, popularmente conhecido como “piscinão”, localizado na Praça Varnhagem, no Rio de Janeiro. São apresentados os ensaios utilizados na época, assim como as deformações previstas e apresentadas pelas estruturas de contenção presentes. Essas deformações serão posteriormente comparadas com as obtidas através de um novo modelo onde foram usados parâmetros do método com a utilização da rotina *Python*.

No capítulo de conclusão serão apresentadas as curvas de comparação dos resultados obtidos no estudo de caso, analisando a viabilidade e a precisão do método apresentado. Adicionalmente serão apontadas potenciais melhorias deste estudo e possíveis indicações para futuras pesquisas relacionadas ao tema.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Ensaio Pressiométrico

1.1.1 Desenvolvimento Histórico

Os primeiros registros de ensaios foram realizados por Kögler, em 1933, utilizando um equipamento semelhante ao pressiômetro moderno (Bosch, 1996). O modelo era constituído de uma sonda cilíndrica que ao ser inflada dentro de um furo de sondagem fornecia dados sobre o comportamento do solo. Devido à dificuldade de aquisição de materiais adequados na época, os resultados apresentados foram considerados não conclusivos.

Em 1955, o engenheiro francês Louis Ménard, que viria a ser conhecido como o “pai” dos pressiômetros, patenteou o primeiro modelo de sonda pressiométrica, que desde então se tornou o tipo de equipamento mais popular no mercado geotécnico. Além de desenvolver o instrumento, Ménard foi responsável pelos testes práticos iniciais, realizados na cidade de Chicago, pela criação dos métodos para determinação das propriedades do solo *in situ* e, posteriormente, por métodos de cálculo para o projeto de fundações (Araújo, 2001).

Ao longo dos anos, novos modelos de pressiômetros foram desenvolvidos, assim como métodos para interpretação de seus resultados. Os pressiômetros são protagonistas em uma grande quantidade de linhas de pesquisas, tanto no Brasil quanto no exterior. Periodicamente são realizados congressos e seminários específicos, ou com grande destaque para os ensaios pressiométricos.

1.1.2 Tipos de Pressiômetros

É considerado um pressiômetro, qualquer equipamento de investigação geotécnica com funcionamento através de aplicação de pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, utilizando uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo. Assim, as propriedades são obtidas comparando-se os valores de pressão aplicados e a expansão volumétrica (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A busca pela diminuição dos efeitos causados na execução do pré-furo para a instalação do pressiômetro idealizado por Ménard levou ao desenvolvimento de outros modelos mais sofisticados. Segundo Mair e Wood (1987), é possível dividir os pressiômetros em três tipos: Pressiômetro em pré-furo (PBP), Pressiômetro autoperfurante (SBP) e Pressiômetro cravado (PIP).

1.1.2.1 Pressiômetro em pré-furo

Os pressiômetros em pré-furo (PBP) são colocados em furos previamente escavados, sendo a técnica de escavação adotada conforme o tipo de solo. Existem várias versões deste tipo de equipamento, que são os pressiômetros mais utilizados em investigações de campo, os quais atualmente são encontrados em diferentes versões em todo o mundo. Destaca-se nesse grupo o pressiômetro de Ménard (MPM), que é o único que possui a sonda pressiométrica com três células (Araújo, 2001).

Além do pressiômetro de Ménard, será abordado o do tipo *Texam*, desenvolvido por Briaud em 1982. Esse modelo utiliza uma sonda com apenas uma célula inflada hidraulicamente através de pistão acionado por parafuso. O pressiômetro *Texam* é operado mais facilmente do que o MPM, sendo ideal para reproduzir ciclos de descarregamento com precisão.

No geral, os pressiômetros em pré-furo são condicionados à natureza dos solos, à resistência e ao nível do lençol freático, sendo mais indicados para solos residuais. Em solos arenosos de baixa compactação, a geometria do furo é comprometida, enquanto que para solos argilosos é necessário o uso de lama bentonítica para manter a integridade da escavação, o que ocasiona uma modificação nas condições do solo próximo à parede do furo (Schnaid e Odebrecht, 2012).

a) Pressiômetro de Ménard

Segundo Mair e Wood (1987), a sonda pressiométrica de Ménard compreende uma célula de medição central preenchida com água à qual a pressão é aplicada pela pressão do gás controlada na superfície. Utiliza-se um sistema de medição indireta, em que a alteração no raio do furo durante a expansão da membrana é obtida medindo-se a alteração no volume da célula central cheia de água. Esta célula central está localizada entre uma célula de guarda superior e inferior, também com membranas flexíveis, ambas as quais são infladas com pressão de gás ou água. Idealmente, a pressão da célula de proteção deve ser mantida na mesma pressão que a célula central, quando inflado com água, este é o caso. Quando inflado com gás, as células-guarda são freqüentemente mantidas a uma pressão ligeiramente menor do que a célula central. O objetivo das células-guarda é impedir que a célula central se expanda em qualquer direção que não seja radialmente.

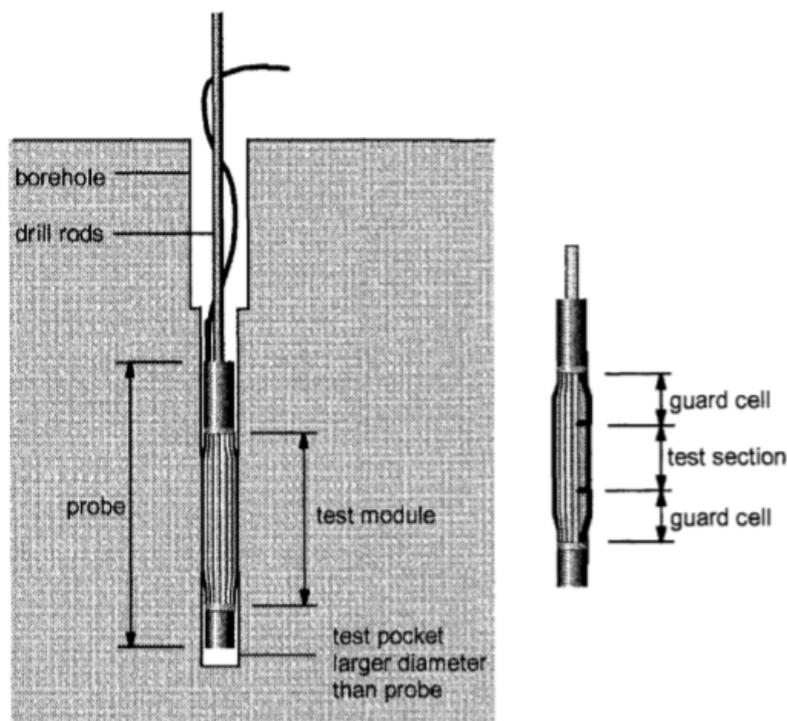


Figura 1 - Ilustração de uma sonda pressiométrica tricelular (Adaptado de Clarke, 1995).

O ensaio é realizado na profundidade da camada de interesse, através da aplicação de pressão com a sonda inserida no pré-furo. Para solos residuais, o furo pode ser perfurado com trado manual sem afetar consideravelmente as propriedades dos solos. Segundo Briaud (1992), o diâmetro do furo deve ser levemente superior ao da sonda, respeitando o intervalo de $1,03 D_{sonda} < D_{furo} < 1,20 D_{sonda}$. Para melhores resultados, o ensaio deve ser feito até 15 minutos após a execução do furo. Os furos utilizados para a execução do ensaio pressiométrico devem ser realizados para este objetivo, não sendo possível o reaproveitamento do furo de ensaios para o recolhimento de amostras, porém sendo indicada a amostragem complementar para verificar a qualidade do material (Baguelin et al., 1978).

De acordo com Bosch (1996), o pressiómetro de Ménard é dividido em três partes: a sonda, a unidade controladora de pressão e volume (CPV) e a tubulação coaxial. O funcionamento e constituição da sonda pressiométrica já foram mencionados anteriormente. A unidade controladora de pressão e volume (CPV), que permanece na superfície do terreno, tem a função de controlar e monitorar a expansão da sonda. A tubulação coaxial liga a CPV com a sonda, e permite o fluxo de água e gás entre ambas.

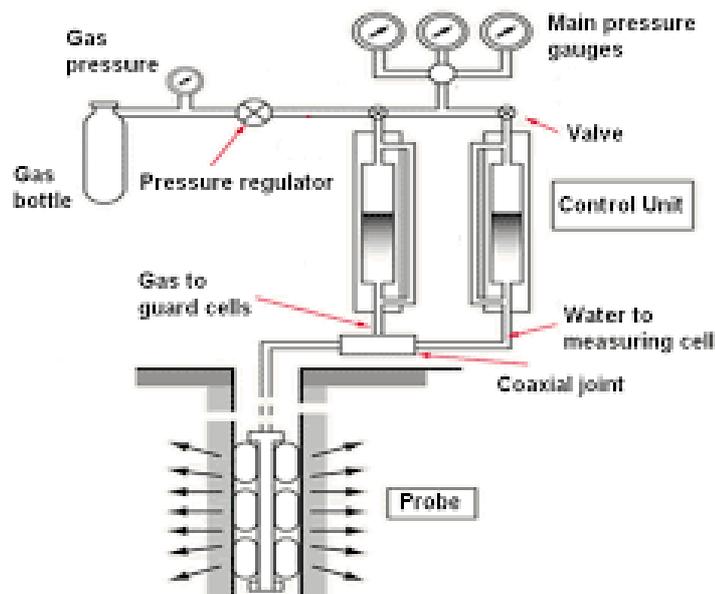


Figura 2 - Estrutura completa do Pressiômetro de Ménard (Weltman e Head, 1983).

Durante a execução do ensaio, a expansão da sonda é feita através de sucessivos incrementos de iguais valores de pressão (método A) ou de volume (método B), sendo o primeiro mais utilizado. Para o método A, Baguelin et al. (1978) recomendam a aplicação de 10 incrementos de pressão (na prática varia de 7 a 14), sendo o valor de cada um correspondente a um dez avos (1/10) da pressão limite (p_l) estimada, sendo esta considerada o valor de pressão máximo no qual a cavidade continuaria a se expandir infinitamente em regime plástico.

De acordo com Araújo (2001), é impossível atingir essa condição durante o ensaio, devido à limitação de expansão da membrana (700 a 750 cm³). Portanto, para encontrar a pressão limite, é feita uma extrapolação da curva obtida no ensaio, e considerando a pressão limite equivalente quando a variação volumétrica (ΔV) atinge um valor igual ao volume inicial da cavidade ($\Delta V/V_i = 1$).

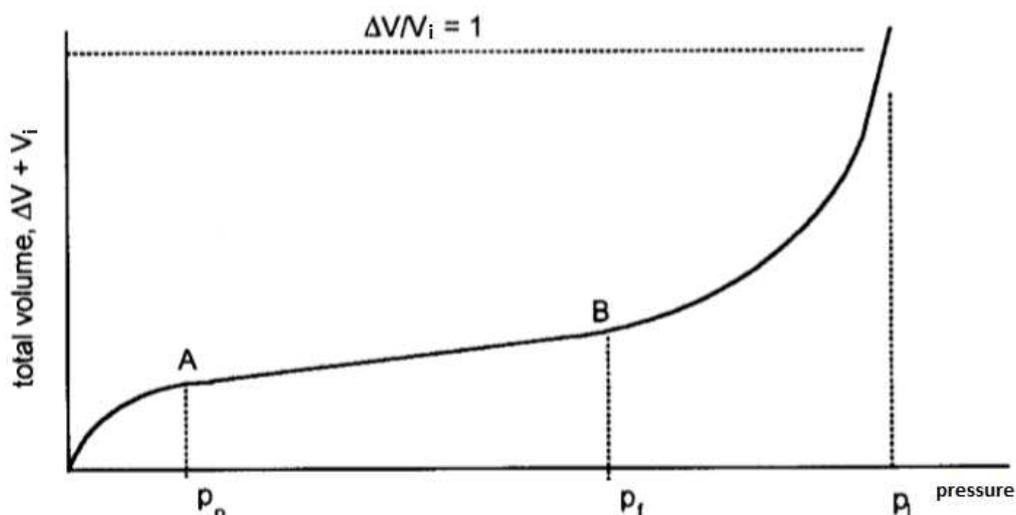


Figura 3 - Pressão limite na curva do ensaio pressiométrico (adaptado de Clarke, 1995).

Para adoção dos valores de incrementos de pressão para o método A de expansão do ensaio pressiométrico, é necessário um conhecimento estimativo da pressão limite do solo. Para facilitar os ensaios posteriores, Briaud (1992) fornece valores representativos, reunidos na Tabela 1.

Tabela 1 - Pressão limite estimada para incrementos de expansão pressiométrica (adaptado de Briaud, 1992).

Tipos de Solos		Pressão limite (kPa)
Areias	<i>Solta</i>	<i>0 – 500</i>
	<i>Média</i>	<i>500 – 1500</i>
	<i>Compacta</i>	<i>1500 – 2500</i>
	<i>Muito compacta</i>	<i>> 2500</i>
Argilas	<i>Mole</i>	<i>0 – 200</i>
	<i>Média</i>	<i>200 – 400</i>
	<i>Rija</i>	<i>400 – 800</i>
	<i>Muito rija</i>	<i>800 – 1600</i>
	<i>Dura</i>	<i>> 1600</i>

A pressão na sonda é aumentada pelo primeiro incremento, e assim é mantida por 60 segundos. São feitas leituras no medidor de volume para os intervalos de 15, 30 e 60 segundos. Esta rotina é repetida até ser alcançada a pressão ou volume máximo da membrana. Ao final, a sonda é descarregada em dez decrementos, com intervalos de 60 segundos entre eles (Clarke, 1995).

A curva do ensaio pressiométrico típica é plotada através dos valores medidos aos 60 segundos de cada incremento (V_{60}) e sua respectiva pressão. É feita outra curva utilizando os valores registrados aos 60 segundos e aos 30 segundos (V_{30}), expressando uma curva $V_{60} - V_{30}$ por nível de pressão. Esta curva é chamada *curva de fluência*, e é usada para identificar o valor de pressão de fluência (p_f), como sendo o ponto do gráfico onde a inclinação da reta muda bruscamente.

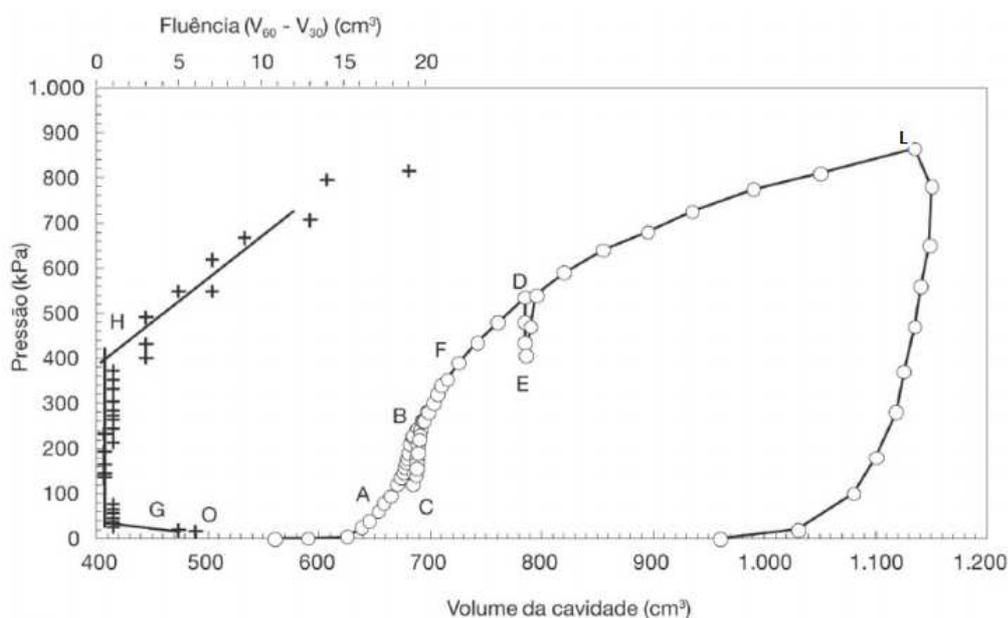


Figura 4 - Curva de fluência e curva tensão deformação típica do pressiômetro (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).

De acordo com Mair e Wood (1987), a curva típica do ensaio pressiométrico pode ser dividida em três fases:

- Na fase 1, a sonda pressiométrica é expandida até sua membrana encostar por completo na parede do furo (ponto A – Figura 4), mobilizando seu estado de tensões inicial. Este ponto é conhecido como ponto teórico de início do ensaio, e a pressão

correspondente (p_0) significaria a tensão horizontal *in situ* do solo (σ_{h0}). Porém, diversos pesquisadores (Hartman, 1974; Baguelin et al., 1978; Clarke, 1995) comprovaram a interferência do processo de perfuração nos resultados de *tensão in situ* obtidos, seja devido ao amolgamento provocado ou à alteração causada pela pressão do fluido estabilizante no furo.

- Na fase 2, compreendida entre os pontos A e F, a curva apresenta comportamento linear elástico, sendo este trecho conhecido como tramo pseudo-elástico. Neste, é possível a aplicação da Teoria da Elasticidade, para a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo.
- A fase 3, iniciada a partir da pressão de fluência (ponto F), representa um estado de grandes deformações, com o solo apresentando comportamento plástico em torno da cavidade do furo.

Durante o processo de carregamento é possível incluir ciclos de descarregamento-recarregamento com o objetivo de se obter módulos cisalhantes de descarga (G_u), recarga (G_r) e descarga-recarga (G_{ur}). Os ciclos de descarregamento estão representados na curva da Figura 4 através dos trechos BC e DE. O primeiro, por estar em uma região de regime elástico, apresenta diminuição de volume devido ao alívio de pressão, fenômeno que não ocorre no trecho plástico DE. Segundo Wroth (1982), é importante observar o limite elástico de descarregamento que um solo pode suportar sem apresentar deformações plásticas. O valor máximo de alívio é encontrado a partir de:

$$\text{Para areias: } \left(\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) p' \quad (1)$$

$$\text{Para argilas: } 2S_u \quad (2)$$

No caso do método B, os incrementos de volume são iguais a um quarenta avos de V_0 ($V_0/40$), sendo o tempo de aplicação de cada patamar de volume de 15 segundos, além do tempo necessário para que seja atingido o volume pretendido. Para cada incremento de volume faz-se a leitura da pressão correspondente ao fim dos 15 segundos P15, e com estes valores traça-se a curva que traduz a evolução do volume injetado com a pressão. A sonda atinge o dobro do seu volume inicial após 40 incrementos de volume, ou seja, passados aproximadamente 10 minutos (Silva, 2001).

b) Pressiômetro Texam

Assim como o Pressiômetro de Ménard, o *Texam* é um instrumento utilizado em um pré-furo, e foi desenvolvido por Briaud e Shields em 1981, em parceria com a Universidade do Texas. Atualmente o equipamento é implementado e comercializado pela empresa canadense *Roctest*.

Com funcionamento muito semelhante ao PMT, o *Texam* se diferencia por apresentar apenas uma célula (monocelular) expansível hidraulicamente na sonda pressiométrica, não apresentando células-guarda. Esta alteração aumenta a eficácia do *Texam* na realização de ciclos de descarregamento, já que no pressiômetro de Ménard as células de guarda precisam manter uma pressão diferencial constante em relação à central, o que é extremamente difícil, e causa uma compressão das células auxiliares em relação à expansível, alterando o resultado esperado (Araújo, 2001).

A unidade controladora de volume e pressão do *Texam* é composta por uma manivela que submete o torque aplicado a um pistão em parafuso que aumenta a pressão hidráulica conforme é acionado. A medição do aumento de volume é dada pela leitura da distância percorrida pelo pistão ou então pela contagem e registro das voltas efetuadas pelo parafuso do macaco, sendo a medição da pressão obtida do manômetro de pressão. A Figura 5 ilustra um pressiômetro do tipo *Texam*.



Figura 5 - Componentes do pressiômetro tipo *Texam* (cortesia *Roctest*).

1.1.2.2 Pressiômetro Autoperfurante

Com a consciência de que as condições de execução do furo e inserção do pressiômetro produziam uma perturbação no solo (não quantificável) e, devido às dificuldades em realizar o ensaio offshore, surgiu o interesse em encontrar novos métodos de instalação do pressiômetro. Mais uma vez, o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* foi pioneiro, tendo desenvolvido o primeiro pressiômetro autoperfurador, em 1967, nas suas instalações em Saint Briec (Baguelin et al., 1978). Este aparelho foi denominado PAF, *pressiomètre autoforeur*. Os primeiros ensaios demonstraram que, não só os valores dos parâmetros pressiométricos eram diferentes, mas também as curvas obtidas tinham um andamento diferente. Baguelin et al. (1978) concluem a significativa importância do processo de descarga e recarga das paredes do furo que ocorre com o pressiômetro de Ménard quando da sua execução e início do ensaio. Com a evolução do equipamento, introduziu-se o ano de desenvolvimento na sua designação. Assim, o primeiro PAF é conhecido como PAF-68, ao qual se seguiram o PAF-72, PAF-76 e o PAF-2000.

Em 1971 na Universidade de Cambridge, na Inglaterra, surgiu um outro pressiómetro autoperfurante desenvolvido por Wroth e Hughes. Atualmente este pressiómetro, denominado *Camkometer*, é comercializado pela *Cambridge In Situ*. Também Baguelin et al. (1974) e Windle e Wroth (1977) desenvolveram modelos de pressiómetros autoperfuradores. Em 1978, o Instituto Francês do Petróleo (IFP) desenvolveu o seu modelo autoperfurante para investigação em plataformas petrolíferas, denominado PAM.

Teoricamente, os pressiómetros autoperfurantes não causam distúrbios no solo circunvizinho, mas, na prática, sabe-se que pequenos distúrbios são gerados durante sua instalação, porém é possível minimizá-los. Para tal, esses equipamentos requerem uma instalação muito cuidadosa, que deve ser realizada por uma equipe bem treinada (Araújo, 2001).

Ainda segundo Araújo (2001), várias evidências têm levado a crer que o pressiómetro autoperfurante é o ensaio pressiométrico com maior potencial para avaliação satisfatória desse índice, ainda assim possuindo suas limitações em solos residuais devido aos efeitos de sucção gerados na presença de água durante o processo de instalação desses tipos de sondas autoperfurantes.

O funcionamento do pressiómetro autoperfurante é constituído da inserção da sonda pressiométrica, causando um deslocamento do solo presente no caminho do furo. Este solo, por sua vez, passa pela cabeça de corte, onde é quebrado em pedaços menores através de uma lâmina rotatória, que posteriormente são conduzidos à superfície através de um fluxo permanente durante o processo. Os elementos do pressiómetro autoperfurante são apresentados na Figura 6.

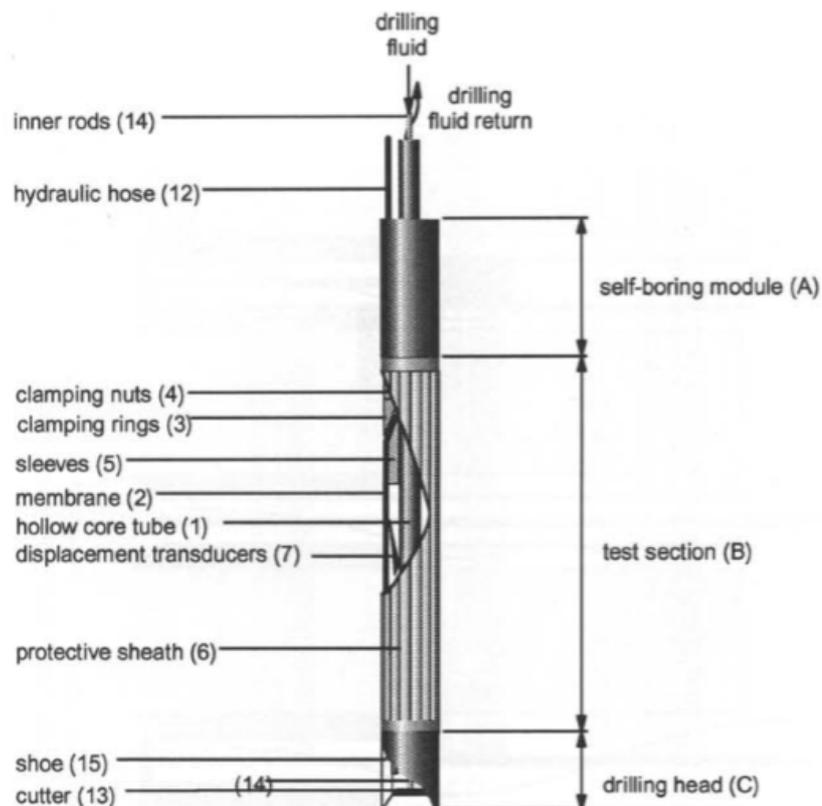


Figura 6 - Elementos da sonda pressiométrica do SBP (Clarke, 1995).

Os dispositivos PAF diferem do *Camkometer* em três aspectos principais. Enquanto o sistema de medição de deslocamento do *Camkometer* corresponde ao dispositivo MPM tipo 2, o sistema PAF corresponde a um dispositivo tipo 1 (ou seja, o volume da membrana expansível é registrado como uma mudança no nível de líquido). A segunda grande diferença é que os dispositivos PAF não possuem uma parede rígida dentro da membrana para suportá-lo durante a instalação e antes da expansão. A membrana é suportada pelo líquido dentro dela e pode deformar durante a instalação. A terceira grande diferença está no método de acionamento da lâmina cortante: a lâmina cortante do *Camkometer* é girada por hastes conectadas à perfuratriz, enquanto o cortador do PAF é girado por um motor hidráulico instalado dentro da cabeça de corte do pressurômetro. Embora o PAF tenha sido usado de forma bastante extensiva na França, toda a experiência britânica no teste SBP foi com o *Camkometer* (Mair e Wood, 1987).

A curva típica encontrada através de um ensaio pressiométrico SBP apresenta comportamento diferente das encontradas por ensaios de pré-furo, já que o primeiro não apresenta a primeira seção da curva, que representa a expansão da sonda até encostar nas paredes do furo (o caso SBP apresenta furo de diâmetro igual à sonda). Erros na instalação do equipamento podem ocasionar furos de diâmetro relativamente maiores que o esperado, afetando o desenho da curva que irá se aproximar ao comportamento de um ensaio com pressiómetro de pré-furo.

Figura 7 mostra as curvas típicas encontradas para diferentes tipos de materiais e condições. A inclinação de uma curva de teste para argila (AB) é significativamente menor do que para uma areia (CD). A forma de uma curva de teste para rochas pode variar entre AB e CD, dependendo da rigidez e permeabilidade da rocha. A curva de descarregamento de um teste SBP na areia mostra um platô distinto na poropressão ambiente (EF). A cavidade pode colapsar em areias soltas dando uma curva de descarga EG. Em argilas, a membrana pode retornar ao diâmetro original, mas freqüentemente, devido às pressões de sucção na argila, permanece expandida como mostrado em H (Clarke, 1995).

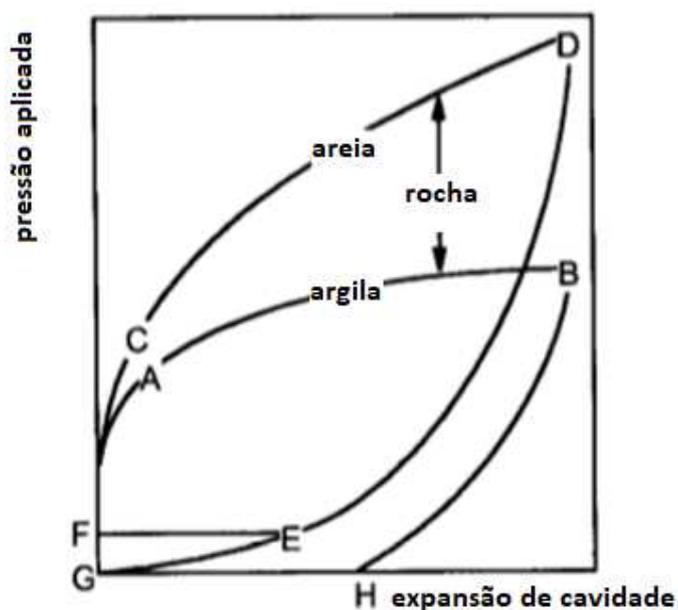


Figura 7 - Curvas típicas de ensaio SBP para diferentes condições (Adaptado de Clarke, 1995).

1.1.2.3 Pressiômetro cravado

Com o crescente interesse no projeto offshore e a consequente necessidade de obter boas medições das propriedades in-situ das argilas rígidas em alto-mar, foi necessário um medidor de pressão robusto que pudesse ser usado simplesmente com equipamento de perfuração comercialmente disponível. Isso resultou no desenvolvimento no Reino Unido do PIP (desenvolvido originalmente no *Building Research Establishment*).

Os pressiômetros que são “empurrados” contra o solo (inserção direta) são os do tipo *pushed-in pressuremeters* (PIP’s) ou pressiômetros “cravados”, e foram desenvolvidos no final da década de 70. Esses ensaios pressiométricos são mais rápidos que os demais, entretanto produzem distúrbios repetidos e grande amolgamento do solo durante a sua instalação. Dependendo do sistema de reação empregado, tais pressiômetros podem ser utilizados nos mesmos tipos de solos onde são realizados ensaios de cone (CPT). Incluem-se nestes tipos de pressiômetros as sondas de grande deslocamento (*Full Displacement Pressuremeters – FDP*) ou cones pressiométricos e as sondas de paredes finas (Araújo, 2001).

O instrumento é normalmente inserido empurrando para dentro de um orifício pré-tubular subdimensionado ou para o fundo de um furo sem qualquer pré-perfuração. Em consonância com o propósito original do PIP, a maior parte da experiência até a data tem sido *offshore*, e isto tem sido relativamente limitado em comparação com os testes de MPM e SBP em terra. A sonda tem a forma de um cilindro oco de 78 mm de diâmetro com uma passagem irrestrita através do instrumento semelhante a um tubo de amostragem. O objetivo do PIP é recuperar uma alta porcentagem do solo no qual ele é empurrado, reduzindo assim a perturbação aos solos circundantes. Uma etapa de alívio de tensão é incorporada dentro da sapata de corte, de modo que o solo possa passar sem restrições através da cabeça do pressiômetro e do espaçador. Para solos que se espera que sejam muito rígidos ou muito densos para passar através da sapata de corte sem entupir, um pré-núcleo de solo de 50 mm de diâmetro é primeiro removido da base da perfuração. Em um teste PIP, a cabeça do pressiômetro e o revelador de pressão são abaixados até a base do

poço e a cabeça é empurrada para o solo abaixo. A membrana é expandida com óleo fornecido sob pressão por uma bomba elétrica dentro do revelador de pressão. A pressão e o volume de óleo fornecido são monitorados eletricamente. A pressão é medida diretamente por meio de um transdutor, e o volume é medido indiretamente, registrando-se o deslocamento de um aríete dentro do gerador de pressão (Mair e Wood, 1987).

A Figura 8 apresenta a curva típica para pressiômetros do tipo cravado.

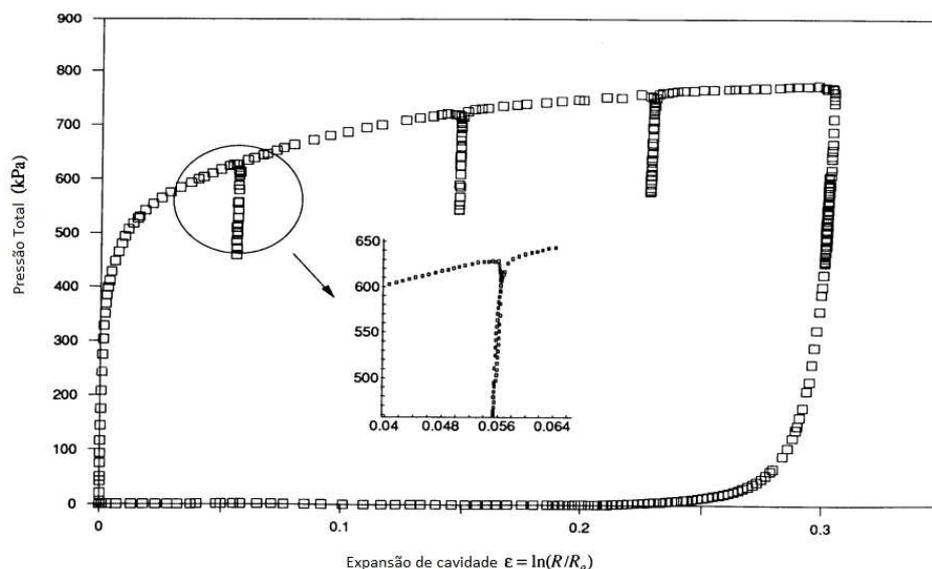


Figura 8 - Curva típica para ensaio em pressiômetro cravado (Yu, 2000).

1.1.3 Calibrações do equipamento

Assim como nos outros ensaios de campo (SPT, CPT, Palheta, DMT), o ensaio de pressiômetro necessita de cuidados em sua execução e de procedimentos de calibração. Clarke (1995) sugere que o equipamento seja calibrado antes e após cada programa de ensaios. Por ser reconhecido como uma ferramenta útil no estudo do comportamento tensão-deformação de solos, as calibrações são realizadas para compensar as perdas de pressão e volume, possibilitando medições confiáveis. Schnaid e Odebrecht (2012) ainda reiteram que apenas os resultados corrigidos podem produzir parâmetros válidos do comportamento dos solos.

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam que as calibrações são necessárias para qualquer tipo de pressiômetro e devem contemplar:

- Sistemas de medição: calibração dos medidores de pressão e deslocamento ou variação volumétrica;
- Variações no sistema: expansão da tubulação que conecta o painel de controle à sonda, compressibilidade do fluido pressurizado, perda de pressão no sistema e existência de ar;
- Resistência da sonda: rigidez própria da membrana e redução da espessura da mesma decorrente da expansão radial.

De acordo com a Norma Francesa P94-110/1989, a calibração da sonda pressiométrica inicia-se com a aplicação de incrementos de pressão no interior de um tubo de aço de paredes espessas, durante 1 minuto, monitorando os deslocamentos com o intuito de traçar uma curva pressão-deslocamento (curva de expansão). Segundo Bosch (1996) uma vez que a membrana da sonda encoste nas paredes do tubo (primeiro trecho de declividade), toda variação volumétrica será em função da compressibilidade da água e expansão do sistema (Figura 9). A declividade deste segundo trecho da curva é o coeficiente de expansão do sistema (a).

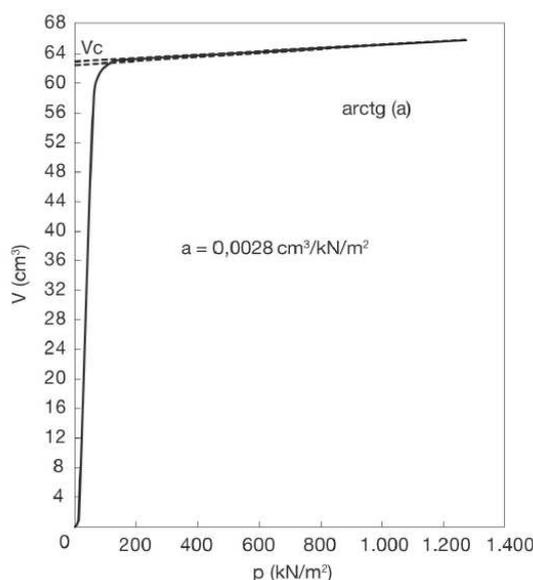


Figura 9 - Calibração da sonda pressiométrica em tubo rígido (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Uma segunda calibração é realizada para considerar a resistência própria da membrana, e desta forma, corrigir as pressões do ensaio. De acordo com Bosch (1996), a pressão aplicada ao solo é menor do que a pressão registrada na unidade de controle, decorrente da resistência própria da membrana, a qual varia com o volume expandido. Realiza-se um ensaio de expansão da membrana ao ar, colocando-se a sonda em posição vertical, e fazendo coincidir a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão. Com os resultados deste ensaio plota-se uma curva chamada de curva de calibração de membrana (Figura 10), e a partir dela é possível obter a correção da pressão decorrente da resistência própria da membrana para cada volume expandido (Schnaid e Odebrecht, 2012).

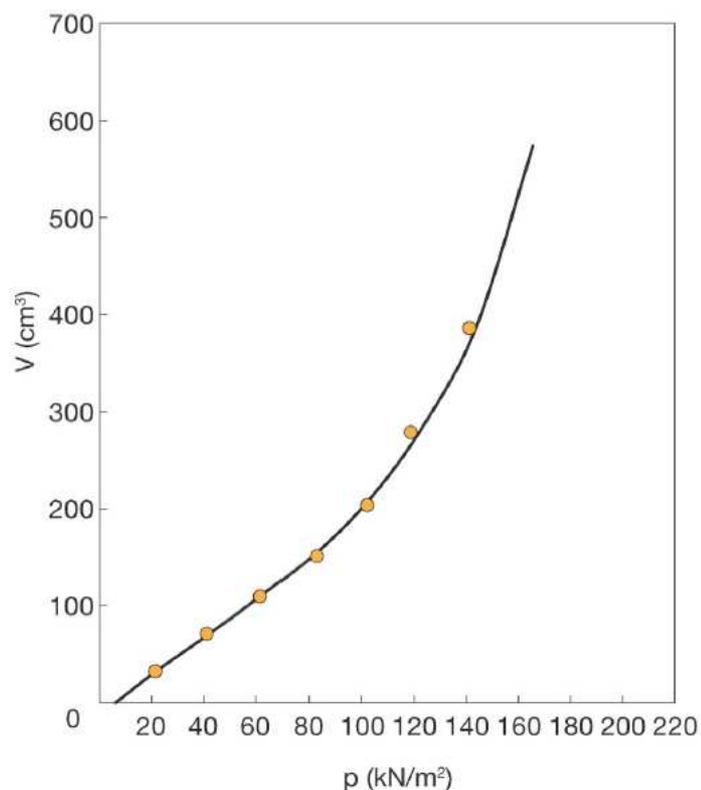


Figura 10 - Curva de calibração de membrana (Schnaid e Odebrecht, 2012).

1.1.4 Características de um ensaio pressiométrico

A Figura 11 apresenta a curva pressão (kPa) x volume (cm³) típica de um ensaio pressiométrico. Segundo Bosch (1996), a maioria das curvas pressiométricas registram a fase de carregamento, dois ciclos de descarga-recarga e o descarregamento final. Schnaid e Odebrecht (2012) dividem esta curva em diversas fases essenciais do ensaio: fase de expansão inicial da sonda até encostar nas paredes do furo de sondagem, deformações de cavidade em um trecho pseudoelástico, ciclos de descarregamento e recarregamento, deformações crescentes até atingir a fase plástica, e por último, descarregamento completo da sonda.

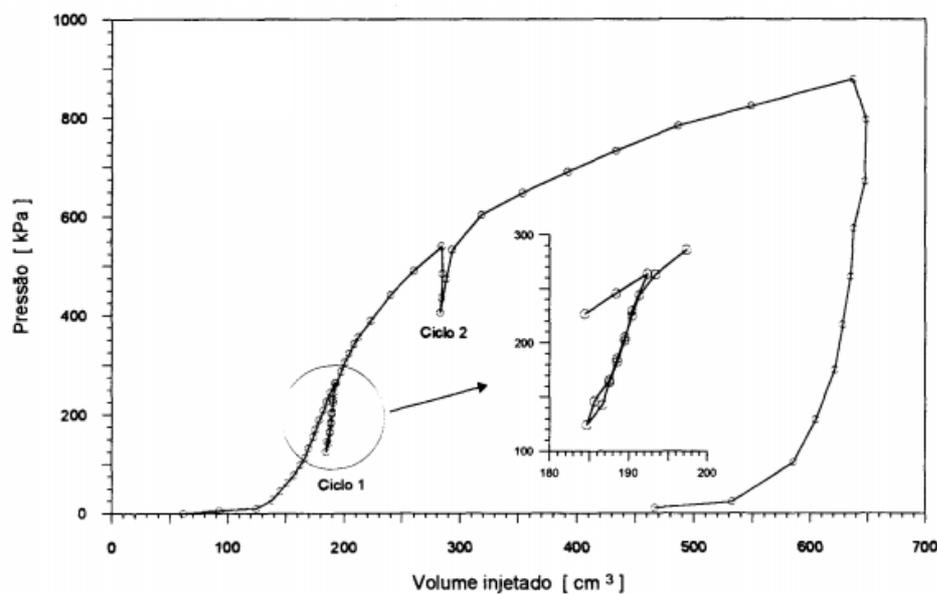


Figura 11 - Curva pressiométrica típica (Adaptado de Bosch, 1996).

Os autores reforçam que somente ensaios de qualidade apresentam essas fases bem definidas, e desta forma, servem para obtenção de parâmetros geotécnicos de interesse. No caso de ensaios pressiométricos, o parâmetro de maior interesse é o módulo de deformabilidade do solo (módulo cisalhante G ou módulo de Young E), já que a determinação deste é de grande dificuldade a partir de outros ensaios de campo ou laboratório.

1.1.5 Avaliação da qualidade do ensaio

A forma da curva do ensaio pressiométrico (pressão-expansão) é influenciada pelo procedimento de instalação da sonda. Segundo vários pesquisadores (Baguelin, 1978; Mair e Wood, 1987; Briaud, 1992; Clarke, 1995), a qualidade do ensaio pode ser avaliada (preliminarmente) a partir do formato da curva pressiométrica.

A Figura 12 apresenta curvas típicas de ensaios que sofreram influência dos efeitos do tamanho do furo e grau de amolgamento das paredes da cavidade. Mair e Wood (1987) apontam três curvas que apresentam estes efeitos:

- Quando o ensaio é de qualidade aceitável;
- Quando o furo é pequeno ou quando o solo se expande depois da execução do furo;
- Quando o furo é muito grande.

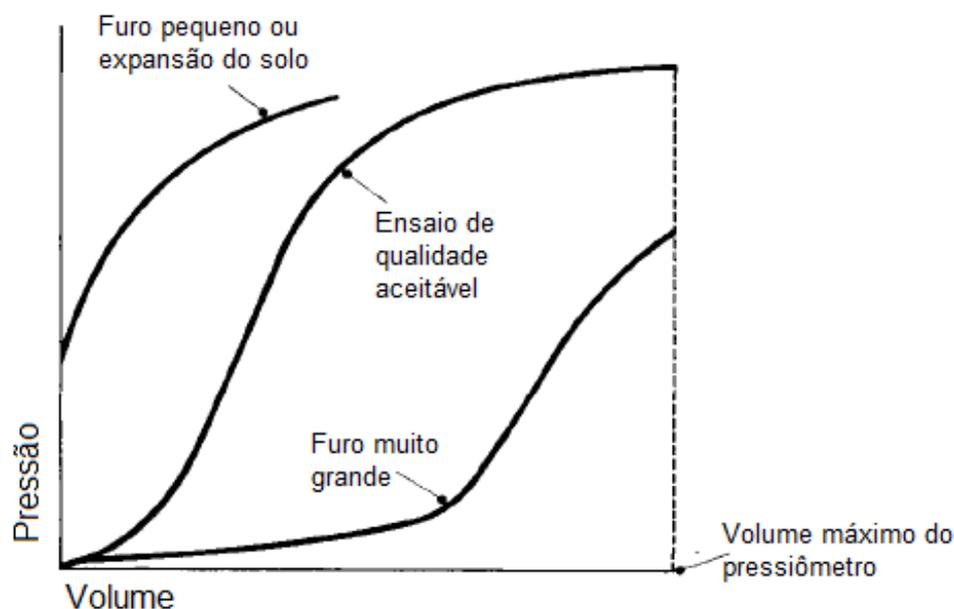


Figura 12 - Curvas típicas obtidas em ensaios pressiométricos tipo Ménard (adaptado de Mair e Wood, 1987).

1.1.6 Interpretação do ensaio

Segundo Clarke (1995) três importantes propriedades dos solos podem ser obtidas em ensaios pressiométricos: o módulo de deformabilidade (E), a tensão horizontal (σ_h) *in situ* e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Além destas, outros parâmetros como o ângulo de atrito e de dilatância podem ser estimados. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a interpretação de parâmetros geotécnicos é função do pressiômetro utilizado, do método de instalação, do tipo de solo e do método de análise. A Tabela 2 apresenta resumidamente alguns métodos usualmente empregados na interpretação de resultados de ensaios pressiométricos.

Tabela 2 - Métodos de interpretação utilizados em ensaios pressiométricos (adaptado de Bello, 2004).

Tipo de Solo	Parâmetro	Sonda	Método	Referência	Equação
Todos + rochas	G_{ur} ou G_u ou G_r	Todas	Ciclos de descarregar/recar.		$0,5 (dp/d\varepsilon_c)$
		PPF	Ajuste de curva	Marsland e Randolph (1977)	
		PAP	Diretamente da curva	Gupta (2000)	$p_L = \sigma_h + s_u + s_u \ln[4I_r^2 / (4I_r - 1)]$
Argilas	σ_h	PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Withers (1988)	$p_L - s_u [1 + \ln(G/s_u)]$
		Todas	Ciclos de descarregar/recar	Muir-Wood (1990)	
	G_u ou G_u v ε_r	PPF	Pressão limite modificada	Amar <i>et al.</i> (1975)	$(p_L - \sigma_h) / (5,5 \text{ a } 15)$
		PAP	Trecho final da curva de carreg.	Windle e Wroth (1975)	$p = p_L - 2s_u [1 + \ln(G/s_u) + \ln(\Delta v/V)]$
	s_u	PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Withers (1988)	$p = p_L - 2s_u [1 + \ln[\sinh(\varepsilon_{max}/\varepsilon) / \sinh(s_u/G)]]$
		PPF PC	Não recomendado		
	Areias	σ_h	PAP	Diretamente da curva	
Todas			Curva de descarregamento	Bellotti <i>et al.</i> (1989)	
ϕ^*		PPF	Não recomendado	Ménard (1957b)	$p_{lim} = b \cdot 2^{(\phi^* - 24)/4}$ $b = 1,8$ (úmida) $b = 3,5$ (seca)
		PAP	Trecho final da curva de carreg.	Hughes <i>et al.</i> (1977)	$\text{sen } \phi^* = \{s / [1 + (s-1) \text{sen } \phi^*_{ev}]\}$
ψ		PC	Curva de descarregamento	Houlsby e Nutt (1993) Yu <i>et al.</i> (1996)	$(p_L - \sigma_h) / \sigma'_h = 2,21 + 19,35 \text{ Dr}$ $(q_c - \sigma_h) / (p_L - \sigma_h) = 3,80 - 9,84 \text{ Dr}$ $\phi_{ps} = [12,7 \ln(G/\sigma'_{vo}) - (q'_c/p_L) + 22,7]$
	PAP	Trecho final da curva de carreg.	Yu <i>et al.</i> (1996)	$\sin \Psi = s + (s-1) \text{sen } \phi^*_{ev}$	

Onde: $dp/d\varepsilon_c$ = Variação de pressão por de formação ocorrida; p_L = Pressão limite; σ_h = Tensão horizontal; s_u = Resistência não drenada; G = Módulo cisalhante; G_{ur} = Módulo de Descarregamento – Recarregamento; ϕ = Ângulo de atrito; ψ = Ângulo de dilatação; Dr = Densidade relativa

1.1.6.1 Módulo de deformabilidade (Pressiômetro de Ménard)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) o módulo pressiométrico (E_m) é obtido a partir da declividade do tramo pseudoelástico da curva pressiométrica corrigida. Os autores sugerem utilizar a curva de fluência (curva de *creep*), na qual os resultados são apresentados em um gráfico que relaciona a pressão aplicada às diferenças de volume injetado medido a 30 e 60 ($V_{60} - V_{30}$) segundos após aplicação da carga (Figura 4).

Por meio deste método, podem-se ajustar três retas no gráfico e encontrar o valor das pressões correspondentes às interseções das retas. O ponto G representa o ponto p_0 da curva pressiométrica (volume da cavidade no início do trecho elástico, V_0), enquanto o ponto H caracteriza a pressão e o volume ao final da fase elástica (p_f e V_f). Quando plotadas as curvas de fluência e pressiométrica no mesmo gráfico, nota-se a relação entre o tramo linear da curva pressiométrica e os valores praticamente constantes de ($V_{60} - V_{30}$). Após p_f , os valores na curva de fluência aumentam consideravelmente.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o módulo pressiométrico (E_m) e o módulo cisalhante inicial (G_i) podem ser estimados a partir das equações 3 e 4 ou 5, respectivamente:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left[V_i + \left(\frac{V_f - V_0}{2} \right) \right] \frac{dP}{dV} \quad 3)$$

Onde: V_i = volume inicial da célula de medição e ν = o coeficiente de Poisson.

$$G_i = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\epsilon_c} \quad 4)$$

$$G_i = V \frac{dp}{dV} \quad 5)$$

Onde: ϵ_c = deformação da cavidade e V = volume da cavidade.

1.1.6.2 Módulo de carga e descarga

Segundo Bello (2004), a melhor maneira de se obter o módulo cisalhante de um solo é quando este apresenta um comportamento idealmente elástico. Porém, os módulos determinados na fase pseudoelástica do ensaio (E_m) e (G_i) são influenciados pelo grau de amolgamento das paredes do furo, podendo assim representar a rigidez do solo deformado. Para minimizar ou até mesmo eliminar esta influência, recomenda-se realizar ciclos de descarregamento-recarregamento, desde que o nível de tensões aplicado não cause ruptura por extensão (Clarke, 1995).

Então, uma vez que seja realizada a expansão da membrana, a mesma é desinflada (descarregando o solo adjacente elasticamente), tomando cuidado para que o descarregamento não ultrapasse o limite de plastificação. Em seguida, inicia-se a etapa de recarregamento, que será elástica até atingir o escoamento (aproximadamente o ponto referente ao estado de tensões do descarregamento anterior). A Figura 13 ilustra essa situação, apresentando um ensaio pressiométrico em solo argiloso. A cavidade expande pseudoelasticamente até o ponto C, quando então é descarregada elasticamente. Caso este descarregamento venha a atingir o ponto D, o solo plastificará em extensão. O limite para o descarregamento CD corresponde a duas vezes a resistência não drenada do solo (no caso de solos argilosos) (Schnaid e Odebrecht, 2012).

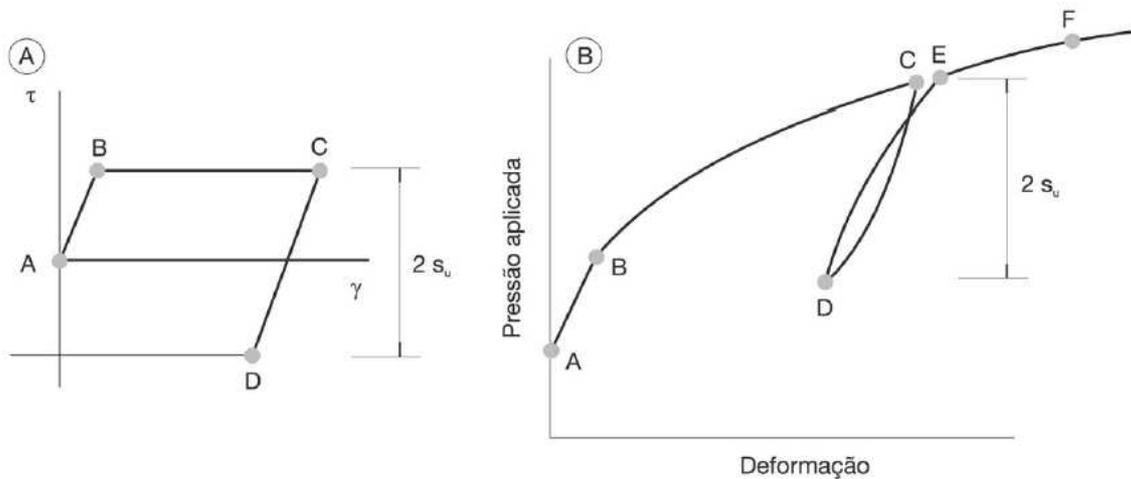


Figura 13 - Limite elástico do descarregamento em argilas (Wroth, 1982).

A declividade média do ciclo de descarregamento-recarregamento pode ser calculada por meio de regressão linear de todos os pontos ou da união dos pontos que definem os vértices do ciclo, conforme recomendado por Bellotti *et al.* (1989) e Houlsby e Schnaid (1994).

1.1.6.3 Tensão Horizontal *In Situ* (s_h)

Segundo Bello (2004), a estimativa da tensão horizontal *in situ* pode ser extremamente subjetiva, pois as metodologias de análise de expansão de cavidade assumem um raio inicial r_0 como referência, e desta forma, a tensão na parede naquele raio equivale a σ_h . Em ensaios realizados com pressiômetro de cravação (PC), a tensão horizontal não pode ser obtida diretamente devido ao aumento de tensões durante a cravação da sonda. A pressão durante o carregamento é maior que σ_h , nesses ensaios.

Quando utilizados os pressiômetros de pré-furo (PFP), a pressão associada ao início do trecho linear não corresponde a σ_h , devido ao amolgamento do solo durante a execução do furo, das variações de tensões durante a escavação, além da pressão da lama de estabilização do furo (Baguelin, 1978; Wroth, 1982, Clarke, 1995). Marsland e Randolph (1984) propuseram um método interativo para argilas rígidas, no caso do pressiômetro tipo Ménard. Para argilas em geral Arnold (1981) sugere um ajuste da curva pressiométrica mediante uma seleção arbitrária de parâmetros.

Os ensaios com pressiômetros autoperfurantes (PAP) são considerados ideais para a determinação da tensão horizontal *in situ*. De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), em condições ideais, sem deformações radiais impostas durante a inserção da sonda, a tensão de deslocamento da membrana (*lift-off pressure*) equivale a tensão horizontal *in situ* (σ_h). Segundo Akbar (2001), como as pressões de *lift-off* são mínimas em ensaios autoperfurantes, a tensão horizontal só pode ser obtida diretamente através destes pressiômetros.

1.1.6.4 Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u)

Resultados de ensaios realizados em condições não drenadas, ou seja, quando não há dissipação do excesso de poropressão gerado durante a expansão da sonda pressiométrica, podem ser utilizados para estimar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (S_u). Assume-se que a curva pressão contra o logaritmo natural da variação volumétrica (Figura 14) produz um gradiente aproximadamente linear, sendo sua declividade igual a S_u (Schnaid e Odebrecht, 2012).

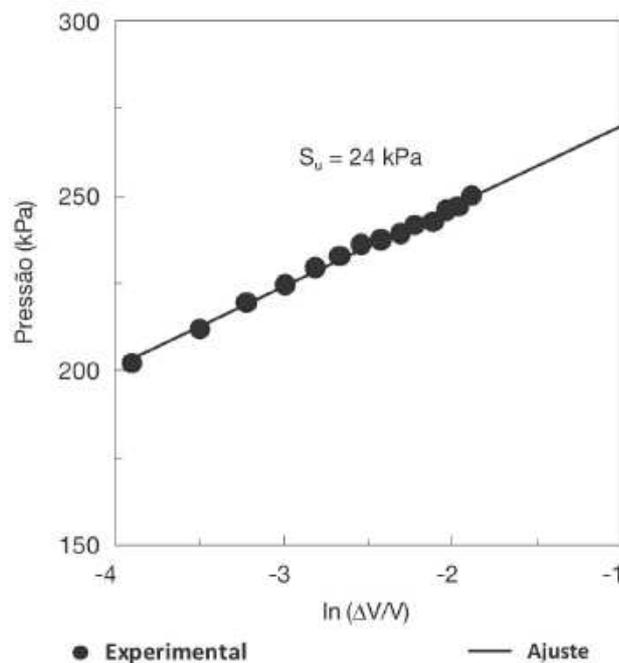


Figura 14 - Determinação de S_u em depósito argiloso da Baixada Santista (Árabe, 1995).

Outra possibilidade de determinação de S_u consiste na correlação com valores da pressão limite (p_l). Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os valores da pressão limite são de difícil identificação. Existem diversos métodos de análise de p_l , sejam estes baseados na extrapolação da fase plástica da curva pressiométrica, como proposto por Ghionna (1981), Jézéquel (1982) e Manassero (1989), ou correspondente ao dobro do volume inicial da cavidade, conforme proposto inicialmente por Ménard.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) conhecida a pressão limite, é possível estimar a resistência ao cisalhamento não drenada a partir da equação abaixo:

$$S_u = \frac{(p_l - \sigma_{h0})}{\left[1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right)\right]} \quad 6)$$

Onde: A razão G/S_u é identificada como índice de rigidez do solo (I_r).

Os valores obtidos para a resistência ao cisalhamento não drenada a partir de ensaios pressiométricos são considerados superiores, por um grupo de pesquisadores, do que os valores obtidos a partir de outros ensaios de campo e de laboratório (Soares, 1997, Schnaid e Odebrecht, 2012).

1.1.6.5 Ângulo de Atrito e Dilatância

Hughes *et al.* (1977) recomendam que, para ensaios com PAP's, o ângulo de atrito interno (ϕ') seja estimado a partir do final da curva de carregamento, como mostrado na Figura 15. Nesta figura, os resultados são plotados em escala logarítmica, tanto para a tensão efetiva aplicada à cavidade (eixo das abscissas) quanto para a deformação circunferencial corrigida (deformação corrente) (eixo das ordenadas).

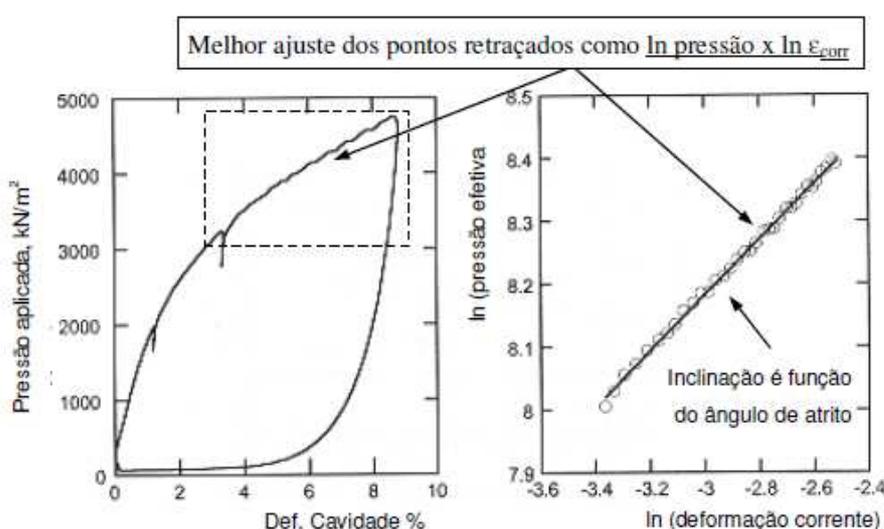


Figura 15 - Determinação de ϕ' através de ensaios com PAP's em areias densas (Clarke, 1997 apud Bello, 2004)

Onde: deformação corrente é dada por: $\epsilon_{corr} = \frac{r_i - r_0}{r_i}$ ou $\epsilon_{corr} = \frac{\epsilon_c}{1 + \epsilon_c}$, sendo ϵ_c = deformação na cavidade.

Segundo Hughes *et al.* (1977) o ângulo de atrito interno pode ser deduzido a partir da equação 7. Esta requer o conhecimento de s , que é a inclinação do trecho final da curva de carregamento, e ϕ'_{cv} , que é o ângulo de atrito no estado crítico:

$$\text{sen}\phi' = \frac{s}{1 + (s - 1)\text{sen}\phi'_{cv}} \quad 7)$$

Robertson e Hughes (1986) apresentam na Tabela 3 valores típicos de ϕ'_{cv} .

De acordo com Yu *et al.* (1996) o ângulo de dilatância (ψ) pode ser estimado a partir da equação 8:

$$\text{sen}\psi = s + (s - 1)\text{sen}\phi'_{cv}$$

8)

Tabela 3 - Valores típicos de ϕ'_{cv} (Robertson e Hughes, 1986).

Tipo de Solo	ϕ'_{cv}
Pedregulho-areia-silte bem graduado	40
Areia grossa uniforme	37
Areia média bem graduada	37
Areia média uniforme	34
Areia fina bem graduada	34
Areia fina uniforme	30

A determinação direta de ϕ' não é possível para ensaios com PPF's e PC's devido ao amolgamento ocasionado durante a instalação. Mair e Wood (1987) aconselham que não sejam utilizados dados de PPF's para estimar ϕ' , porém Ménard sugere a comparação com os valores apresentados na Tabela 3 para avaliação deste parâmetro.

1.2 Standard Penetration Test (SPT)

1.2.1 Desenvolvimento histórico

O primeiro ensaio por tentativa de cravação que se tem registro foi feito em 1902 por Charles R. Gow, representado na Figura 16, em tentativa de substituição ao sistema de obtenção de amostras através da perfuração com água, que causava grande perturbação nas amostras e uma conseqüente perda das propriedades. Na época, o ensaio foi realizado através da cravação de uma haste com 2,54 cm de diâmetro e um martelo de 50 quilogramas (Broms e Flodim, 1988).

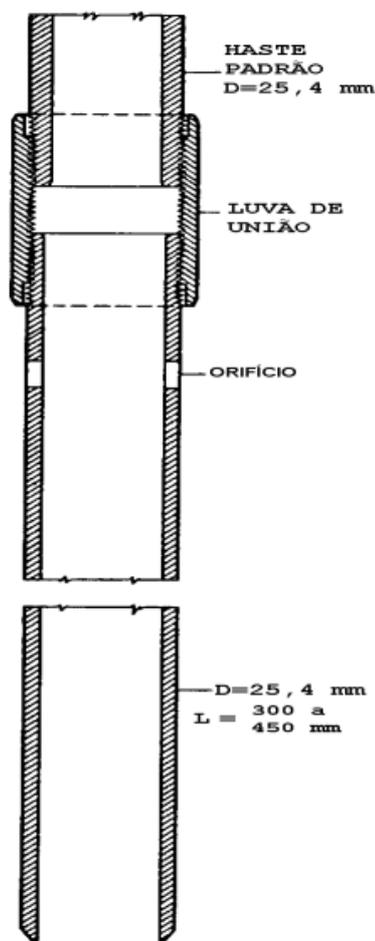


Figura 16 - Haste de cravação usada por Gow, em 1902 (Hvorslev, 1949).

Segundo Belincanta (1998), a necessidade de um instrumento que permitisse a retirada de amostras com menores níveis de perturbação levou Harry Mohr, na época chefe da *The Gow Company*, e Fletcher, no início da década de 30, a elaborarem um novo amostrador com diâmetro externo de 51 mm, constituído de 3 partes: cabeça, corpo bipartido e sapata. Esta nova constituição foi um avanço muito importante, pois permitiu a abertura do corpo principal e a coleta de uma amostra de melhor qualidade, preservando o estado natural do solo.

Durante o fim da década de 30 e início da década de 40, os estudos continuaram com o objetivo de aumentar a confiabilidade das amostras obtidas pelo ensaio. Porém, a falta de normatização do ensaio levou ao surgimento de diferentes procedimentos e tipos de equipamentos. O nome “Standard Penetration Test”, inclusive, foi utilizado pela primeira vez por Terzaghi, em 1947, ironizando a falta de padronização do ensaio na época (BROMS e FLODIM, 1988).

O lançamento do livro “Soil Mechanics in Engineering Practice”, escrito por Terzaghi e Peck, em 1948, foi um marco no desenvolvimento do SPT, pois foi a primeira publicação a correlacionar a quantidade de golpes necessários à penetração e à compacidade relativa das areias. Posteriormente, em 1954, James Parson elabora as primeiras tentativas de padronização do ensaio, sugerindo que a resistência do solo fosse a soma de dois dos três intervalos de 152 mm deslocados pelo amostrador. Tal proposta culminou no surgimento da norma ASTM D1586/58T (FLETCHER, 1965).

No Brasil, o surgimento do SPT culminou com a criação da Seção de Estruturas e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, no ano de 1935. Em 1938, o Engenheiro Odair Grillo retorna ao Brasil após curso com Mohr em Harvard. A partir daí, cria a Seção de Solos e Fundações no IPT, onde são realizadas pesquisas com amostradores de 51 mm e 63,5 mm e a difusão da tecnologia do país (*apud* VARGAS, 1989).

1.2.2 Execução do Ensaio

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm (Schnaid e Odebrecht, 2012).

No Brasil, o ensaio SPT é normatizado pela ABNT NBR 6484:2001, que cita os elementos presentes na realização do ensaio (Figura 17):

- Torre com roldana: A torre, que geralmente possui geometria piramidal, é o sistema estrutural responsável pelo equilíbrio, suporte e precisão do ensaio. A presença da roldana facilita o recolhimento dos cabos, promovendo agilidade à execução do ensaio,

- Sistema de perfuração: A perfuração do furo de sondagem até a cota desejada pode ser feita de forma manual ou através de lavagem. Para a perfuração manual são utilizados trados do tipo helicoidal ou tipo concha. Já a perfuração hidráulica pode ser feita através de trépano ou faca de lavagem,

- Amostrador: O amostrador para recolhimento dos testemunhos deve possuir diâmetro externo entre 48,8 mm e 52,8 mm e diâmetro interno entre 32,9 mm e 36,9 mm. Este é dividido em cabeça, corpo e sapata. A cabeça deve possuir dois orifícios laterais para saída da água e do ar, além de válvula de esfera de aço. O corpo, que é geralmente bipartido, deve ser retilíneo e não apresentar qualquer tipo de deformação em sua seção que afete o atrito com o furo de sondagem. A sapata, ou bico, é responsável por facilitar a cravação do amostrador no solo. Esta deve ser feita de aço temperado e não deve possuir qualquer tipo de deformação em sua seção,

- Hastes: As hastes são feitas de aço com diâmetro externo entre 30,9 mm e 35,9 mm e com diâmetro interno entre 19,3 mm e 29,3 mm. Elas possuem o objetivo de transmitir o impacto causado pelo martelo até o amostrador. As hastes são extensíveis através de roscas em suas extremidades, além do elemento de conexão chamado “luva”. Elas possuem 3,23 kg por metro linear, e são utilizadas em módulos de 1 ou 2 metros,

- Martelo: O martelo padronizado no Brasil possui massa de 65 kg e é constituído de aço com um coxim de madeira em sua parte inferior. É responsável pela aplicação de energia ao sistema de ensaio,

- Cabeça de bater: A cabeça de bater da composição de cravação, que vai receber o impacto direto do martelo, deve ser constituída por tarugo de aço de (83 ± 5) mm de diâmetro, (90 ± 5) mm de altura e massa nominal entre 3,5 kg e 4,5 kg.

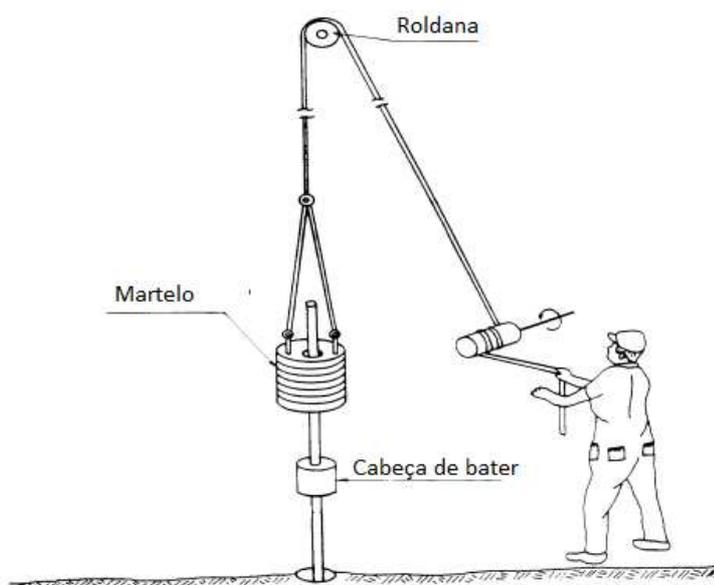


Figura 17 - Componentes do ensaio SPT (adaptado de Kovacs e Salomone, 1982).

A primeira etapa do ensaio consiste na perfuração, que pode ser realizada por diferentes métodos, a depender das características do subsolo. Para alcançar a cota de ensaio desejada, pode ser utilizado trado manual, nos casos acima do lençol freático, ou pode ser empregada a circulação hidráulica através de trépano com o objetivo de desintegrar o solo, nos casos abaixo do lençol freático.

Após o posicionamento do amostrador na cota do ensaio, no fundo da escavação, é posicionado o martelo sobre a cabeça de bater seguida da medição do deslocamento de penetração causado devido ao peso próprio do martelo. Ao iniciar a cravação, marcam-se três segmentos de 15 cm na haste. Durante o ensaio, é obtido e registrado o número de golpes necessários para a cravação de cada segmento. O número de golpes N_{SPT} utilizado nos projetos de engenharia é a soma dos valores correspondentes aos últimos 30 cm de penetração do amostrador (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Ainda de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), é possível a ocorrência de um tipo de solo muito mole, cujo único golpe é suficiente para penetrar além dos 15 cm iniciais, registrando-se o número de golpes com a penetração correspondente (p. ex., 1/45 – 45 cm de penetração para um golpe). Em solos muito resistentes, por sua vez, pode ser necessário um número superior a 30 golpes para a penetração dos 15 cm. Nesse caso, registra-se o número de golpes efetivamente executado com a respectiva penetração (p. ex., 30/10 – 30 golpes para 10 cm de penetração).

O relatório de sondagem padrão apresenta o número de golpes necessários para a cravação dos 30 cm iniciais e dos 30 cm finais, além da régua de profundidade, do nível da água no solo, da litologia e da classificação de cada faixa do solo.

1.2.3 Correções de energia e eficiência realizadas

Segundo Schmertmann e Palacios (1979), a energia potencial gravitacional teórica acumulada no martelo e nas hastes do ensaio na configuração inicial não é igual à energia cinética transferida ao sistema após o impacto. Fatores como a perda de energia por atrito entre o cabo e a roldana e o acionamento manual da queda do martelo interferem na transferência de energia. Por isso, é utilizado um fator de correção aplicado ao N_{SPT} , minorando o valor encontrado no ensaio. No Brasil, este fator varia entre 70% e 80% da energia teórica (Belincanta, 1998; Décourt, 1989).

Com o objetivo de normalizar o resultado dos ensaios internacionalmente, a prática recomenda a utilização de outro fator de 60%, que é correspondente a energia liberada em ensaios mecanizados nos Estados Unidos e Europa. A Equação 9 apresenta a correção para a obtenção do N_{60} , já considerando a redução referente às perdas de energia:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot EA}{0,60} \quad (9)$$

2 METODOLOGIA E ALGORITMO APLICADO

No presente estudo é realizada uma comparação entre os dados obtidos a partir de ensaios SPTs e monitorados através de inclinômetros, e dados obtidos a partir de ensaios pressiométricos e analisados na rotina Python, objeto deste trabalho. A Figura 18 apresenta um fluxograma que ilustra a sequência das etapas planejadas para a comparação dos resultados.

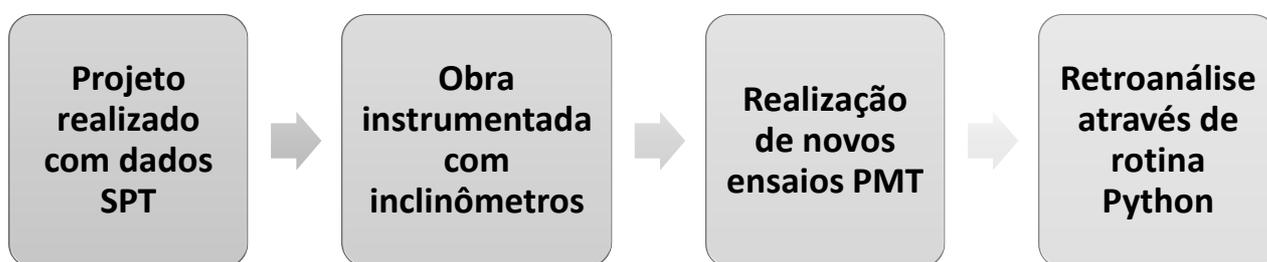


Figura 18 - Fluxograma de etapas para comparação dos resultados.

2.1 Software Plaxis

O *software* PLAXIS consiste em um programa que utiliza o Método de Elementos Finitos (MEF), desenvolvido para realização de análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas (Brinkgreve, 2002).

Apesar do MEF ter sido desenvolvido originalmente para avaliação de problemas estruturais, este se tornou uma ferramenta valiosa para análise de problemas geotécnicos, em função da sua eficácia em simular diversas condições de contorno, modelos constitutivos distintos, além de agregar diversas etapas construtivas.

Nesta dissertação foi utilizado o *software* PLAXIS, que além de ser altamente utilizado para pesquisas e para o meio profissional, apresenta uma interface muito simples. Inicialmente são estabelecidos os dados de entrada do programa, para posteriormente desenhar a geometria do estudo. A seguir

definem-se as condições de contorno, a posição do nível d'água e o tipo de material envolvido no problema. Deve-se adotar o modelo constitutivo de cada tipo de solo estabelecido, além de definir o tipo de análise a ser realizada (estado plano de deformação ou axissimétrica).

Após realizar os procedimentos explicitados anteriormente, o *software* gera a malha de elementos finitos automaticamente. Esta é formada por elementos triangulares, podendo, cada elemento, possuir 6 ou 15 nós. Apesar de o programa gerar a malha automaticamente, o usuário pode refiná-la de forma global ou em locais especificados.

O programa PLAXIS engloba diversos modelos constitutivos que buscam representar o comportamento dos solos. Dentre estes: Linear-Elástico, Mohr-Coulomb, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep*, *Jointed Rock* e Hoek Brown. Cada modelo constitutivo necessita de parâmetros de entrada específicos. Optou-se nesta dissertação, em função da estratigrafia e do problema apresentado, pela utilização de 2 destes modelos constitutivos: *Hardening Soil* e o Hoek Brown.

A interface do PLAXIS está dividida em quatro subprogramas:

- *Input*: Etapa inicial. Criação da geometria do problema, introdução das condições de contorno e dos tipos dos materiais, geração da malha, e das condições iniciais;
- *Calculation*: Etapa responsável pela realização dos cálculos após a definição dos dados de entrada gerados anteriormente. Etapas construtivas podem ser inseridas, buscando reproduzir as condições do problema estudado;
- *Output*: Etapa de apresentação dos resultados (tensões, deslocamentos, zonas de plastificação, etc.);
- *Curves*: Subprograma utilizado para criação de tabelas e gráficos de pontos selecionados pelo usuário.

2.1.1 Modelos Constitutivos

a) Modelo *Hardening Soil Model* (HSM)

O modelo HSM, desenvolvido por Schanz et al. (1999), praticamente reformula o tradicional modelo constitutivo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970), fundamentando-se na teoria da plasticidade, ao qual também acrescentou-se a representação do fenômeno da dilatância de solos. Segundo Schanz (1999), o modelo *Hardening Soil* é um modelo hiperbólico com endurecimento, que pode ser utilizado para qualquer tipo de solo. Considera-se que o modelo HSM é uma combinação entre dois modelos clássicos: o Mohr-Coulomb e o hiperbólico, mantendo a simplicidade e a experiência de ambos em problemas geotécnicos, e os aperfeiçoando com a introdução de superfícies de escoamento móveis, como pode ser visto na Figura 19. Estas se expandem para representar o endurecimento dos solos à medida que ocorrem escoamentos plásticos.

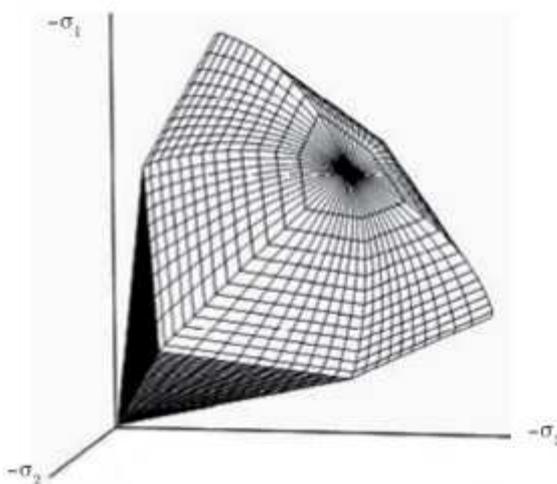


Figura 19 - Superfície de escoamento no espaço das tensões principais (Nieto, 1999).

Segundo Brinkgreve *et al.* (2012), a característica básica do modelo HSM é permitir a variação da rigidez do solo com o estado de tensão, a partir do parâmetro m . Este parâmetro é responsável por controlar os valores do módulo de compressão confinada E_{oed} , do módulo triaxial de carregamento E_{50}

e do módulo de descarregamento / recarregamento E_{ur} , conforme as equações (10) a (12), respectivamente:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi + \sigma'_1 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad 10)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi + \sigma'_3 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad 11)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi + \sigma'_3 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad 12)$$

Onde: m é o parâmetro que controla a variação da rigidez do solo, que normalmente varia entre 0,5 a 1,0, e E_{oed}^{ref} , E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref} são módulos de referência, correspondentes a valores de σ'_1 ou σ'_3 iguais à pressão de referência arbitrária p^{ref} .

Esta variação da rigidez representa uma importante vantagem do modelo HSM sobre o modelo de Mohr-Coulomb, pois neste último, o valor do módulo de Young não é alterado.

A partir das Equações 10 e 12, o modelo reproduz o comportamento do solo em situações de compressão unidimensional e de carregamento e descarregamento. O modelo inclui os efeitos de dilatância dos solos e incorpora dois tipos de superfícies de escoamento plástico: uma superfície fixa de ruptura por cisalhamento, controlada pelo módulo triaxial de carregamento E_{50} e superfícies móveis de compressão (*caps*), controladas pelo módulo de compressão confinada E_{oed} , como pode ser visto na Figura 20 e na Figura 21, respectivamente.

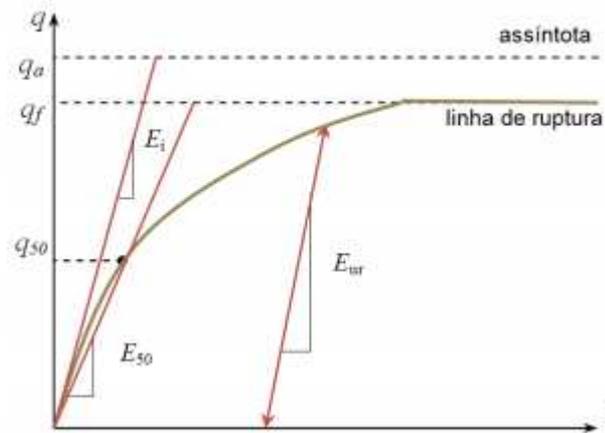


Figura 20 - Relação tensão-deformação hiperbólica em ensaios triaxiais convencionais, adensados e drenados (Schanz et al., 1999).

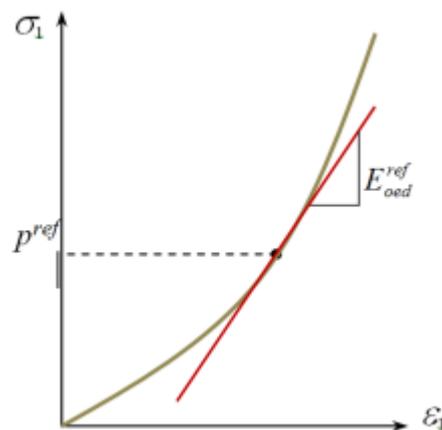


Figura 21 - Módulo $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ obtido a partir do ensaio oedométrico (Brinkgreve et al., 2012).

Onde: q_a é o valor assintótico da resistência ao cisalhamento e q_f é o valor da resistência ao cisalhamento na ruptura. Estes parâmetros são definidos a partir das equações:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (13)$$

$$q_f = (p + c' \cot \phi') \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'} \quad (14)$$

Onde: c' e ϕ' são os parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb, R_f é a razão de ruptura entre q_f e q_a , que deve ser menor que 1, geralmente $R_f = 0,9$.

Portanto, considera-se que o modelo HSM é uma reformulação do modelo constitutivo hiperbólico, porém o superando em três particularidades:

- Utiliza a teoria da plasticidade em sua formulação;
- Considera o efeito da dilatância dos solos;
- Introduce superfícies móveis de escoamento plástico para o cálculo das deformações plásticas do material, sem considerar a superfície de ruptura fixa como no modelo Mohr-Coulomb.

O modelo HSM necessita de 11 parâmetros de entrada no PLAXIS, que são determinados a partir de ensaios de laboratório (ensaios de compressão triaxial e ensaios oedométricos). Os parâmetros estão listados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros do modelo HSM (Brinkgreve et al. 2012).

Resistência	c	kPa	Coesão	
	ϕ	°	Ângulo de atrito interno	
	ψ	°	Ângulo de dilatância	
Rigidez	E_{50}^{ref}	kPa	Módulo secante em ensaios triaxiais	
	E_{cod}^{ref}	kPa	Módulo tangente em ensaios de edométricos.	$E_{50}^{ref} = E_{cod}^{ref}$
	E_{ur}^{ref}	kPa	Módulo de carregamento-descarregamento	* $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$
	m	-	Parâmetro de dependência da rigidez do solo com o estado de tensão	entre 0,5 e 1 0,5 para argilas 1,0 para areias
Avançados	ν_{ur}	-	Coefficiente de Poisson no carregamento descarregamento.	* $\nu_{ur} = 0,2$
	p'_{ref}	kPa	Tensão de referência	* $p'_{ref} = 100$ kPa
	K_o^{nc}	-	Coefficiente de empuxo no repouso	* $K_o^{nc} = 1 - \sin \theta$
	R_f	-	Razão de ruptura, relação entre q_f e q_a	* $R_f = 0,90$

(* Valores padrão)

b) Modelo Hoek Brown

O critério Hoek e Brown foi introduzido em 1980 para fornecer informações para o projeto de escavações subterrâneas em rocha. Este critério foi derivado dos resultados da pesquisa sobre a ruptura frágil da rocha intacta por Hoek (1965) e em estudos do comportamento de massa de rocha articulada por Brown (1970). Atualmente, o critério incorpora rochas intactas e descontinuidades, como as juntas, caracterizadas pelo índice de resistência geológica (GSI), em um sistema projetado para estimar o comportamento mecânico de massas rochosas típicas encontradas em túneis, encostas e fundações. As propriedades de resistência e deformação da rocha intacta, derivadas de testes de laboratório, são reduzidas com base nas propriedades das descontinuidades na massa rochosa. O critério não-linear de Hoek e Brown para massas rochosas é amplamente aceito e tem sido aplicado em muitos projetos em todo o mundo.

O índice de resistência geológica (GSI) é um sistema de caracterização de massa rochosa desenvolvido por Hoek (1994) e Hoek et al. (1995). Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também da liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão. De acordo com Marinós *et al.* (2007) o caráter geológico do material rochoso, juntamente com a avaliação visual da massa que ele forma, é usado como uma entrada direta para a seleção de parâmetros para a previsão da resistência e deformabilidade da massa rochosa.

Hoek e Brown (1980 a, b) apresentaram, a partir da teoria de Griffith (1924), um critério de resistência de rochas intactas. O critério generalizado de Hoek e Brown para a estimativa de resistência da massa rochosa é expresso por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (14)$$

Onde: σ_1 e σ_3 são as tensões principais maior e menor, respectivamente, σ_{ci} é a resistência a compressão não confinada e m_b , s , e a são constantes para o maciço rochoso, dadas por:

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad 15)$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \quad 16)$$

$$a = 1/2 + 1/6 (e^{GSI/15} - e^{20/3}) \quad 17)$$

Onde: m_i é a constante da rocha intacta, GSI é o índice de resistência geológica, D é o fator de perturbação. Segundo Hoek e Brown (2019) para rochas intactas $s = 1$ e $a = 0,5$.

O fator D depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi submetido devido a danos oriundos da explosão e da relaxação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. Hoek *et al.* (2002) orientam para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis e taludes.

A Equação 14 está expressa em termos de tensões totais, porém a solução para problemas de engenharia de rochas requer uma abordagem em tensões efetivas. Essa abordagem pode ser encontrada em Hoek e Brown (1997). Hoek e Brown (2019) apresentam histórias de casos para demonstrar aplicações práticas do critério e do sistema GSI, além de discutir sobre os limites de aplicabilidade do critério, as imprecisões relacionadas à qualidade dos dados de entrada e a estimativa de obtenção do módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

2.2 Rotina Python

2.2.1 Desenvolvimento do Python

O Python é uma linguagem de programação gratuita desenvolvida em 1989 pelo holandês Guido Von Rossum no Centro de Matemática e Tecnologia da Informação (CWI) em Amsterdã, na Holanda. O nome Python remete à serpente Píton, porém teve inspiração no grupo de comédia britânico Monty Python (Von Rossum, 1995).

Sucessor da linguagem de programação ABC, o Python é uma linguagem interpretada, orientada a objetos e de tipagem dinâmica forte, que permite uma leitura fácil e gera menos linhas de código em comparação com outras linguagens, como a linguagem C e a Java.

Desde o lançamento oficial em 1991, o Python foi adotado por diversos desenvolvedores de softwares famosos. Atualmente, aplicações famosas, como *Youtube*, *Instagram*, *Dropbox* e *Spotify* utilizam a linguagem.

2.2.2 Estrutura da Rotina

A rotina do Python utilizada neste trabalho, desenvolvida pelo Engenheiro Francisco Santos Marques, é constituída de um processo de iteração em comunicação com o servidor do *software* Plaxis, com o objetivo de se realizar múltiplas simulações de um determinado projeto de forma automatizada e em um curto período.

Em primeiro lugar, é importante salientar a necessidade do uso de uma versão atualizada do Plaxis (2D ou 3D), pois para estabelecer a comunicação entre a rotina do Python e o software de elementos finitos é preciso realizar um procedimento disponível apenas nas versões posteriores a 2013.

O procedimento consiste em abrir um servidor de comunicação do Plaxis através do menu *Expert*, na aba *Configure remote scripting server*. Ao selecionar o item mencionado anteriormente, será aberta uma janela para o preenchimento do número da porta que será utilizada, além de uma senha de segurança para controlar o acesso. Após o término das configurações acima, o servidor é iniciado através do botão *Start server* (Figura 22).

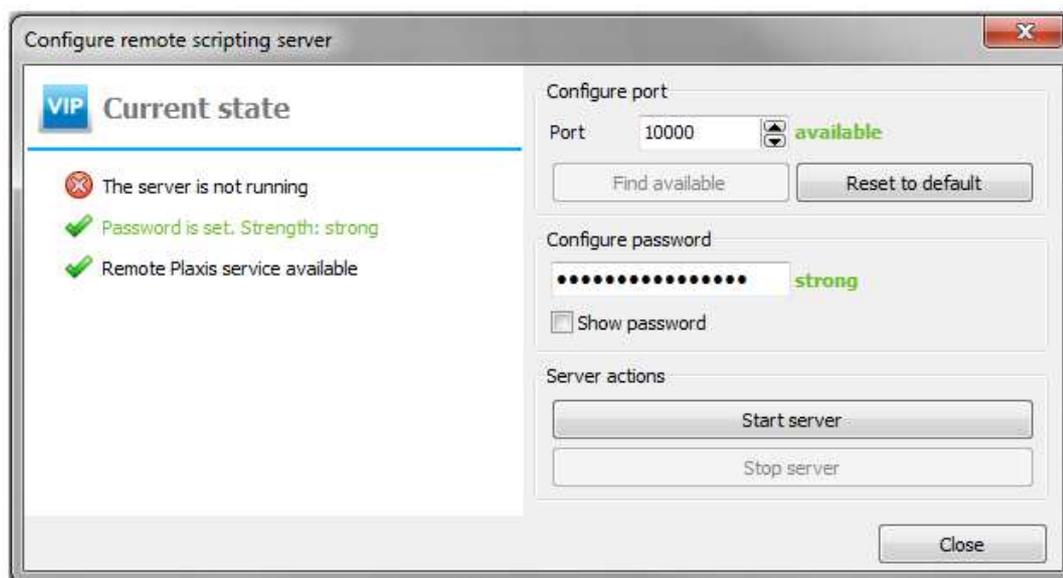


Figura 22 - Janela de configuração do servidor do Plaxis.

Na estrutura da rotina estão os comandos que serão interpretados pelo Plaxis e resultando em uma modelagem automática de um projeto prévio. Porém, diferente de uma modelagem padrão, é possível executar a análise com quantas incógnitas forem necessárias descobrir. Quanto maior for o número de incógnitas a descobrir, maior será o número de resultados possíveis do problema.

No caso de uma simulação do ensaio PMT no Plaxis, por exemplo, os parâmetros do solo na região de interesse são arbitrados como incógnitas. Assim, serão gerados múltiplos resultados com as inúmeras combinações dos possíveis parâmetros. A escolha dos valores corretos é feita após a ilustração de todas as curvas com os dados obtidos e a comparação destas com a curva pressiométrica obtida através dos ensaios realizados em campo. O código da rotina é integralmente apresentado no Apêndice A.

Para um melhor entendimento das tarefas do algoritmo da rotina, esta foi dividida em etapas com uma breve descrição da funcionalidade de cada uma. É de suma importância recordar que a execução do texto mencionado pode ser feita através da IDLE do próprio Python ou de qualquer outro programa com interpretador da linguagem, inclusive do próprio Plaxis (versões posteriores a 2016).

Antes de iniciar a reprodução do *script*, são necessários o descarregamento e a instalação do módulo responsável pela comunicação com o servidor do Plaxis e plotagem dos pontos encontrados, que deve ser feito através do *Prompt de Comando*, acessado através do código “cmd” na ferramenta Executar do Windows. Na janela de comando é executada a seguinte ordem:

```
python -m pip install -U pip  
python -m pip install -U matplotlib
```

As etapas da rotina são divididas da seguinte forma:

ETAPA 1

A primeira etapa é responsável pela configuração da rotina com o servidor do Plaxis, sendo realizada através do preenchimento do local de execução do Plaxis na linha “plaxis_path”. Além do caminho da pasta, é informado o número da porta utilizada no procedimento de abertura do servidor do Plaxis, anteriormente descrito. O número do servidor Input é inserido na linha do comando “localhost” e o do servidor Output na linha “outputport”.

A importação de módulos utilizados no restante da rotina também faz parte dos comandos da primeira etapa.

ETAPA 2

Na segunda etapa são realizadas as definições das funções utilizadas no restante da rotina. Para cada etapa posterior, são criadas tabelas e registros de armazenamento, a serem preenchidos durante as análises.

ETAPA 3

O terceiro trecho define toda a modelagem do problema, que posteriormente será interpretada pelo Plaxis. Esta modelagem pode ser feita pelo próprio Plaxis e inserida na rotina através de um processo de cópia e cola da log do programa após a conclusão do modelo (disponível nas versões mais recentes) ou pode ser escrita diretamente na rotina, seguindo o padrão fornecido.

Na sequência da etapa, é informado o tipo de modelo (estado plano ou axissimétrico) e os pontos cartesianos dos polígonos que representam as camadas do problema. Além disso, são definidas as condições de contorno do modelo e os carregamentos iniciais.

ETAPA 4

A etapa 4 é exclusivamente direcionada à elaboração da malha de elementos finitos do problema. No primeiro bloco de comandos, são definidas as posições de cada elemento. No segundo bloco, é relacionado o grau de refinamento com os respectivos elementos. Esta etapa deve ser feita essencialmente através do Plaxis e depois lançada na rotina.

ETAPA 5

A etapa 5 consiste na configuração das fases de cálculo da modelagem. Ao todo, são inseridas 3 fases, consideradas como estágios construtivos. Até a fase 2, o objetivo é recriar as condições iniciais do solo, já a fase 3 é a simulação propriamente dita do ensaio PMT. O carregamento referente à sonda pressiométrica é acrescida através da alteração do valor das linhas "PMTload.q_start". A zeragem de deslocamentos é feita através da chave "True" no comando "Deform.ResetDisplacementsToZero" e deve ser aplicado apenas na última fase. A escolha de pontos para acompanhamento das curvas é realizada através do fornecimento das coordenadas desejadas, no comando "g_output.addcurvepoint".

ETAPA 6

A última etapa tem o objetivo de configurar os parâmetros do solo e as iterações a serem realizadas. No caso deste ensaio, são adotados o ângulo de atrito e o módulo de elasticidade como incógnitas a serem encontradas pela rotina, porém é possível considerar qualquer parâmetro como incógnita, de acordo com o interesse da modelagem. Para utilizar outro parâmetro, este deve ser inserido no lugar de “phi” ou “E₅₀” após o comando “for”, além de alterar o valor do respectivo parâmetro pelo nome da nova chave.

O primeiro passo a ser realizado é o preenchimento das sugestões no espaço entre colchetes nas linhas “phi_options” e “E50_options”. Estas sugestões serão utilizadas nas iterações, logo o parâmetro correto será um dos valores indicados. Para aumentar a precisão da rotina, é aconselhável o uso de sugestões coerentes com o tipo de solo, obtidos através da literatura existente ou a partir de outros ensaios. A quantidade de sugestões é infinita, porém um número excessivo pode resultar em uma demora no processamento dos dados, além de uma poluição de curvas na escolha final.

São preenchidos os parâmetros dos solos segundo as linhas solicitadas, informando os valores após a respectiva entrada. Destaca-se a entrada “SoilModel” que deve ser preenchida com um código numérico. Esta linha representa o modelo constitutivo usado no problema, que neste caso, foi o *Hardening Soil Model*, expresso pelo número 3.

Finalizando a rotina, a etapa armazena os dados obtidos em cada iteração e realiza a plotagem das curvas para futura análise e escolha da opção que mais se aproxima do comportamento real.

3 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso consiste na retroanálise da deformação de uma das paredes-diafragma construídas no reservatório de águas pluviais (“piscinão”) da Praça Varnhagen, localizada no bairro da Tijuca, na Zona Norte da cidade do Rio de Janeiro – RJ.



Figura 23 - Visão geral da Praça Varnhagen. Fonte: Prefeitura do Rio.

Serão correlacionados dados obtidos na etapa de projeto e durante a execução da obra com os dados encontrados através dos procedimentos citados no Capítulo 2 e realizados nos itens subsequentes.

3.1. Apresentação da Obra

Com o objetivo de solucionar os problemas com alagamentos das ruas na região, a obra de construção do piscinão da Praça Varnhagen, como ficou conhecido, iniciou-se no primeiro semestre de 2013 e foi concluída em 2016 pela Construtora OAS, com o projeto da empresa TERRATEK.

A geometria adotada para o projeto do reservatório foi nomeada de “*Mickey Mouse*”, devido aos formatos arredondados lembrar a face do personagem da *Disney* (Figura 24).



Figura 24 - Geometria do reservatório da Praça Varnhagen, TERRATEK (2012).

Tal solução apresenta três poços circulares separados por duas paredes estruturais que funcionam como escoramento das demais. O poço circular central tem um raio de aproximadamente 22 metros e os poços laterais um raio de aproximadamente 15 metros, ambos com 23 metros de profundidade. As paredes-diafragma foram executadas com *Clam-shell* e possuem espessura de 0,80 m. Nas zonas ao redor dos vértices de encontro das paredes foram realizados tratamentos do solo com colunas de *Jet-Grouting*. Adicionalmente, existe um pilar central ligado a estroncas que reforçam a estabilidade das paredes do poço central (Figura 25).

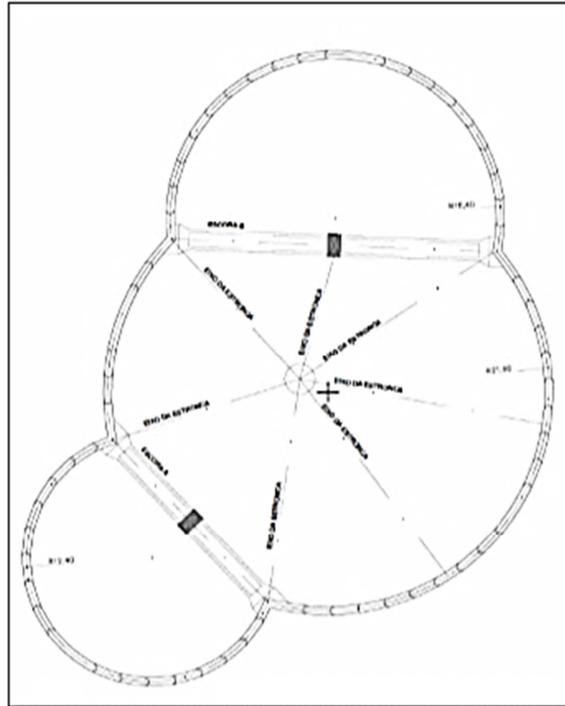


Figura 25 - Pilar central e estroncas ligadas às paredes, TERRATEK (2012).



Figura 26 - Etapa de escavação das paredes-diafragma com equipamento *Clam-Shell*.

Durante todo o desenvolvimento das etapas de projetos e obras do reservatório, o comportamento e as propriedades do solo na região foram constantemente monitorados através de ensaios de campo e instrumentações geotécnicas com o objetivo de estimar com precisão a perturbação causada devido à escavação.

Após comparar as estimativas de projeto com os dados obtidos através da instrumentação após a obra, foi verificado que a seção 3, da parede 4 (Figura 27), apresentou deformações divergentes ao que foi projetado. Por essa razão, esta seção foi escolhida para realizar a comparação final com os dados obtidos através da rotina *Python*.

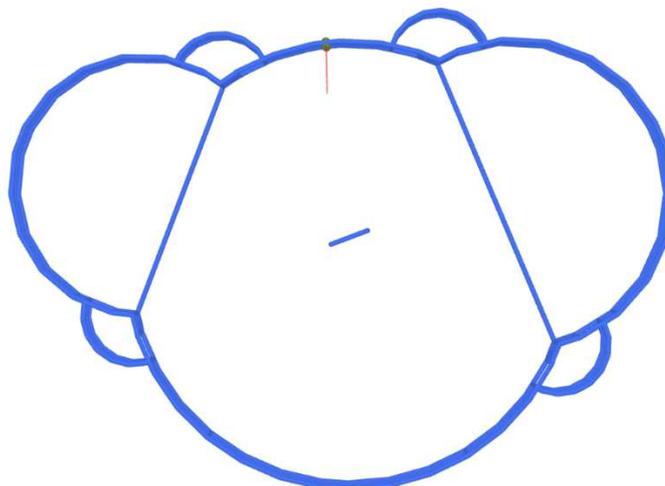


Figura 27 - Posição da parede 4.

3.2. Ensaios realizados

Para otimizar a qualidade do projeto, foram realizados diferentes tipos de ensaios, em diversos pontos da obra do reservatório. Para a obtenção do perfil geotécnico e dos parâmetros relacionados, foram executados ensaios de sondagem a percussão (SPT), sondagem mista (SM), Piezocones (PZC), pressiômetros (PMT) e ensaios de laboratório triaxiais CD e CU. Além destes, foram instalados equipamentos para o monitoramento das condições do solo, como Piezômetros (PZ), Indicadores de Nível d'água (INA), Inclinômetros (IN) e Pinos de recalque (PR). A localização dos instrumentos está apresentada na Figura 28 e na Figura 29.

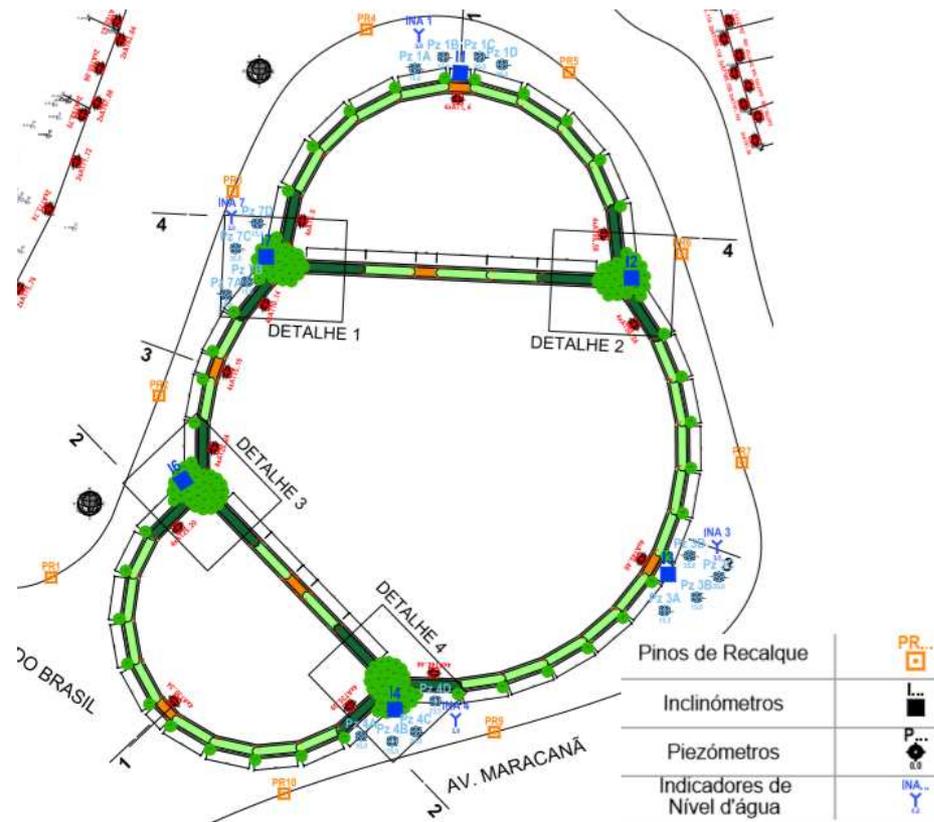


Figura 28 - Localização da Instrumentação Geotécnica, TERRATEK (2012).

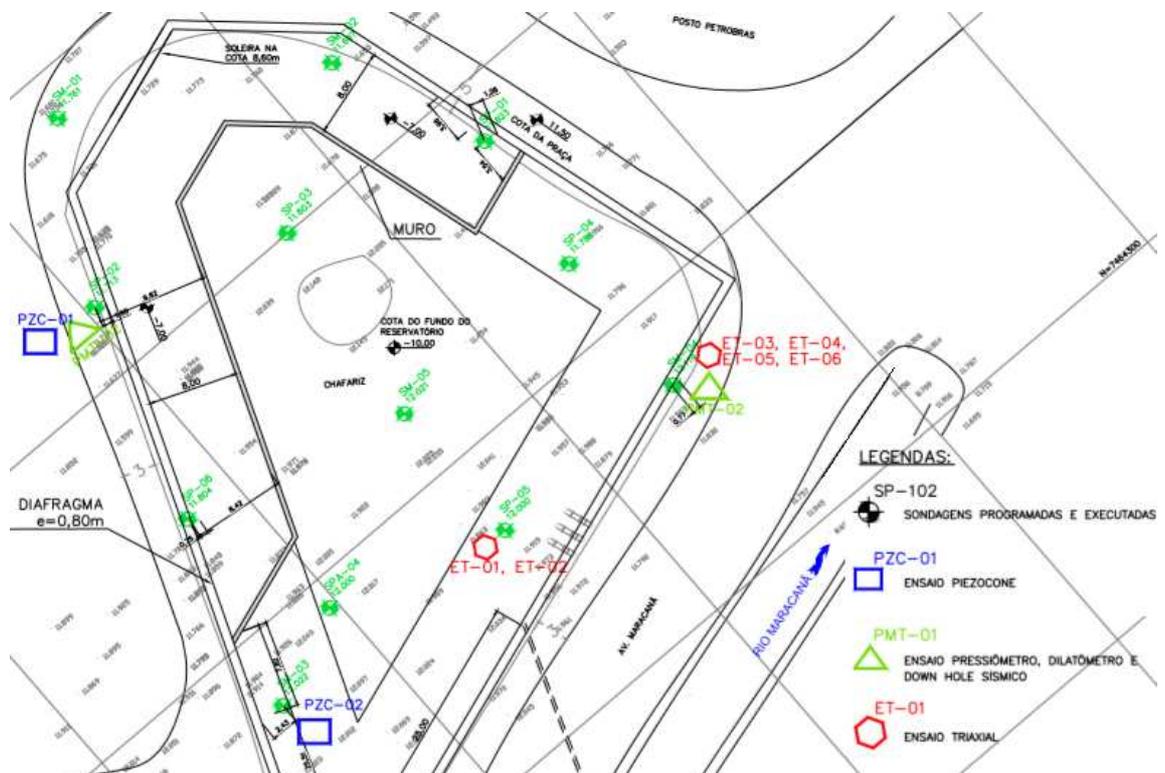


Figura 29 - Localização dos ensaios de campo e laboratório, TERRATEK (2012).

Para o traçado dos perfis geotécnicos foram consideradas 7 seções (A, B, C, D, 1, 2 e 3) intercaladas pelos resultados das sondagens a percussão, de acordo com o posicionamento ilustrado na Figura 30.

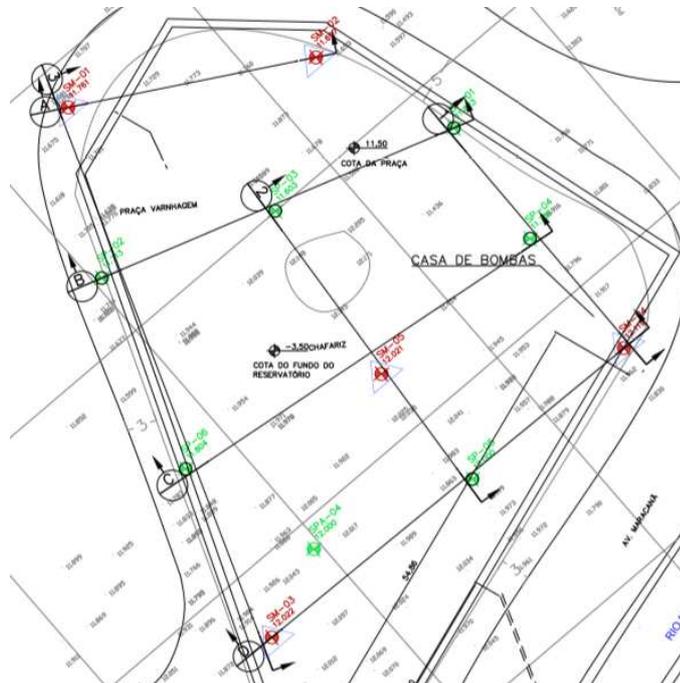
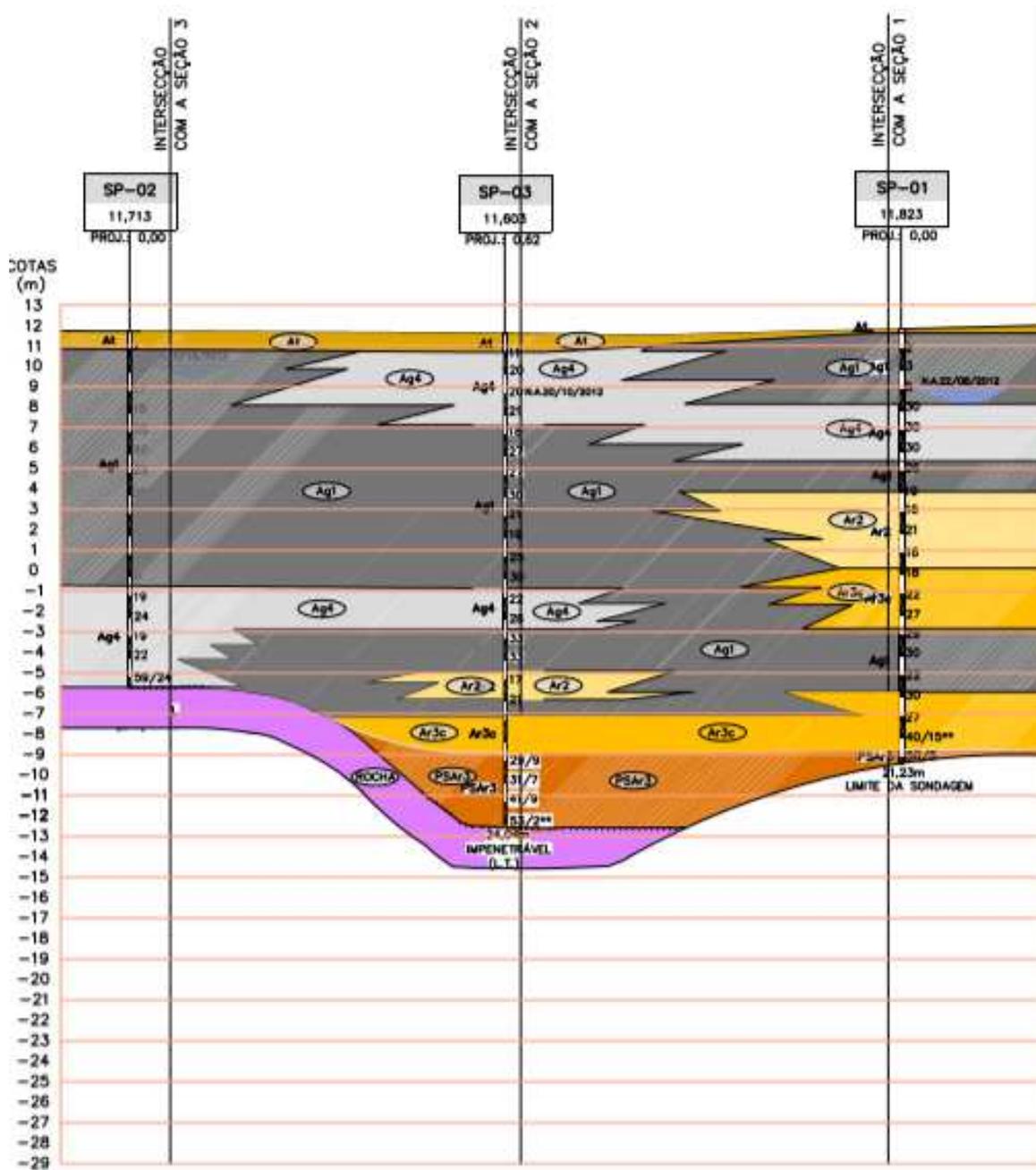


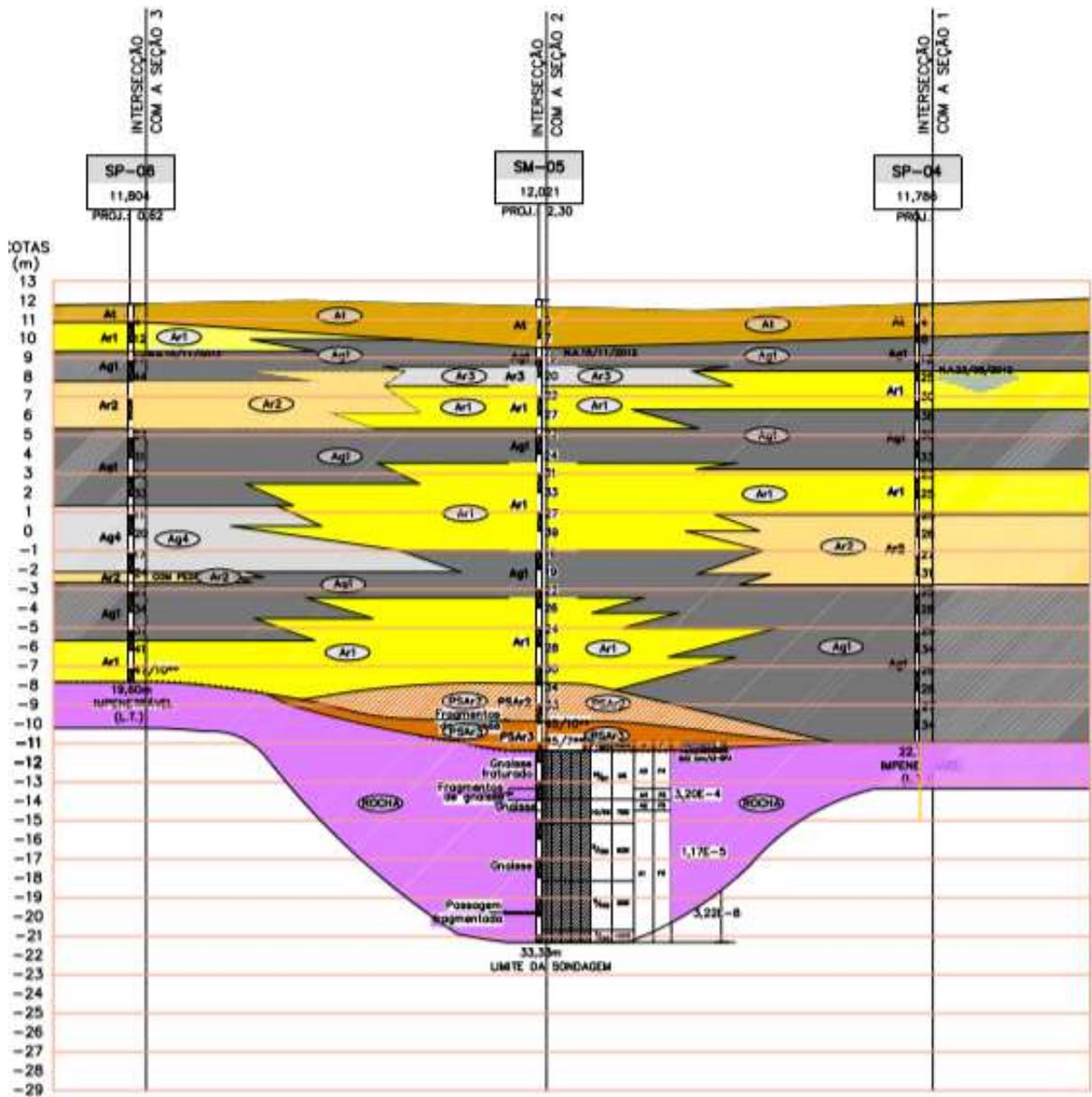
Figura 30 - Seções dos perfis geotécnicos.

A Figura 31 a Figura 37 apresentam os perfis com a estratificação da área.



SEÇÃO B
ESC: 1:250

Figura 32 - Perfil geotécnico da seção B.



SEÇÃO C
ESC: 1:250

Figura 33 - Perfil geotécnico da seção C.

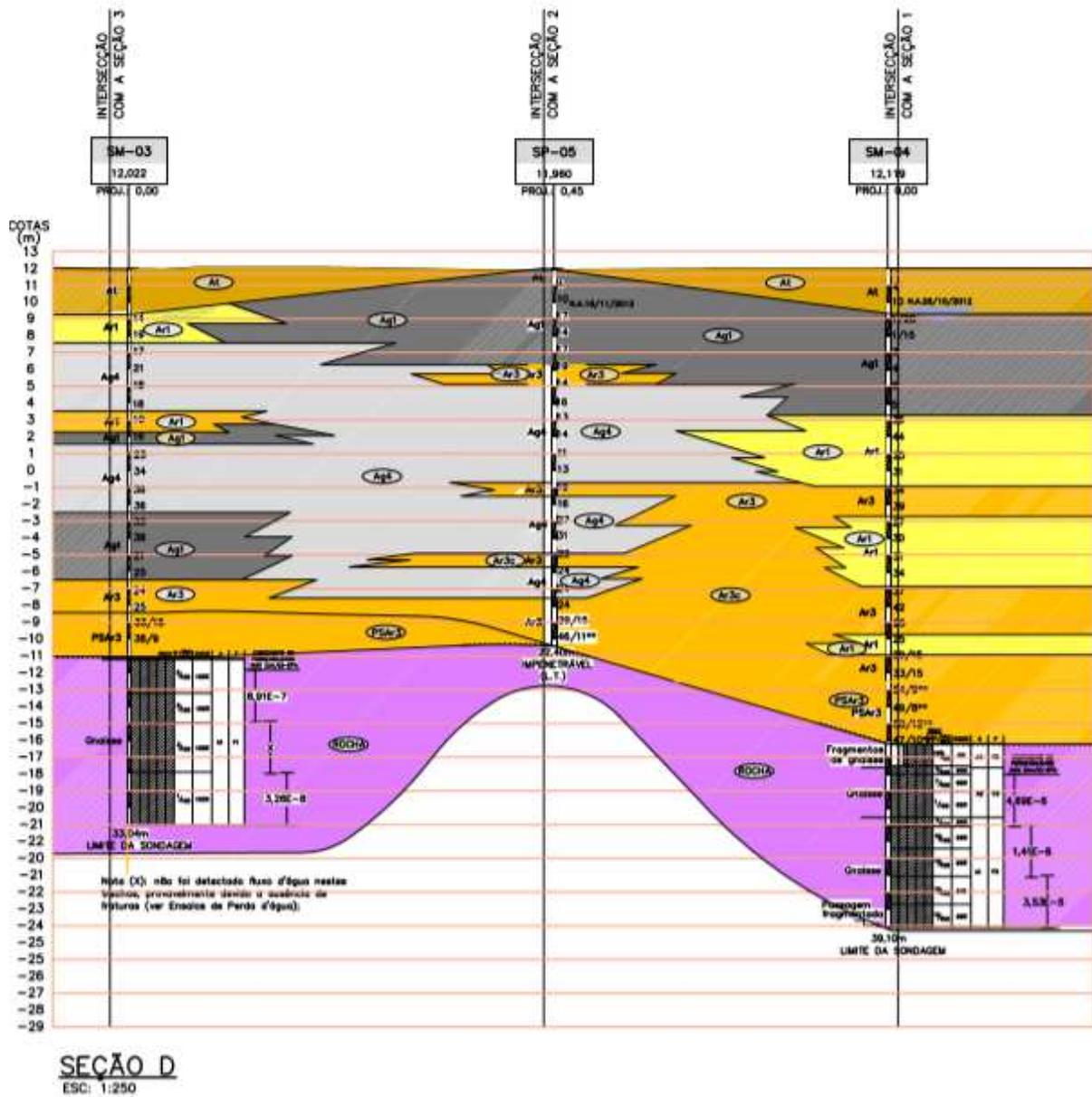
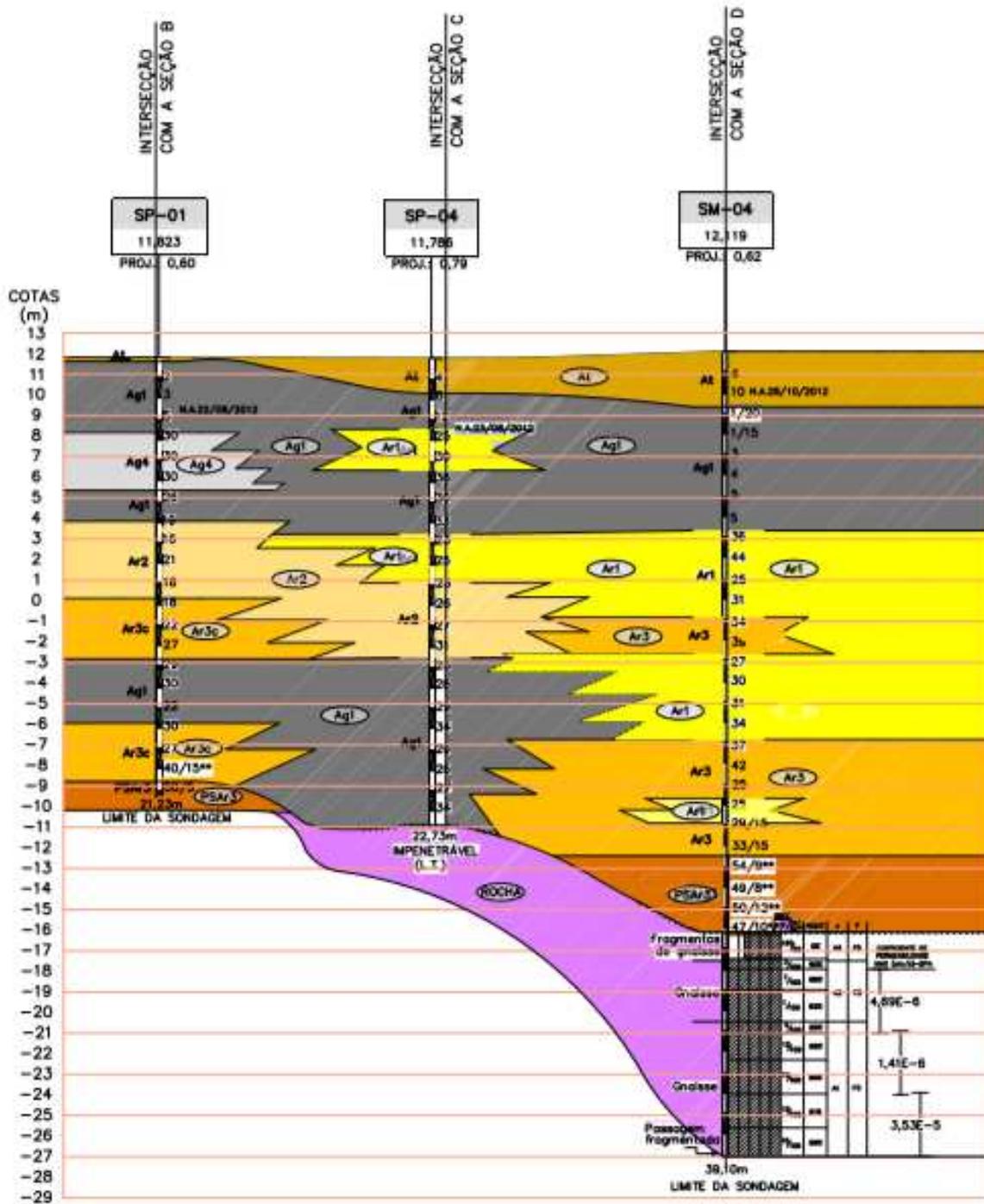
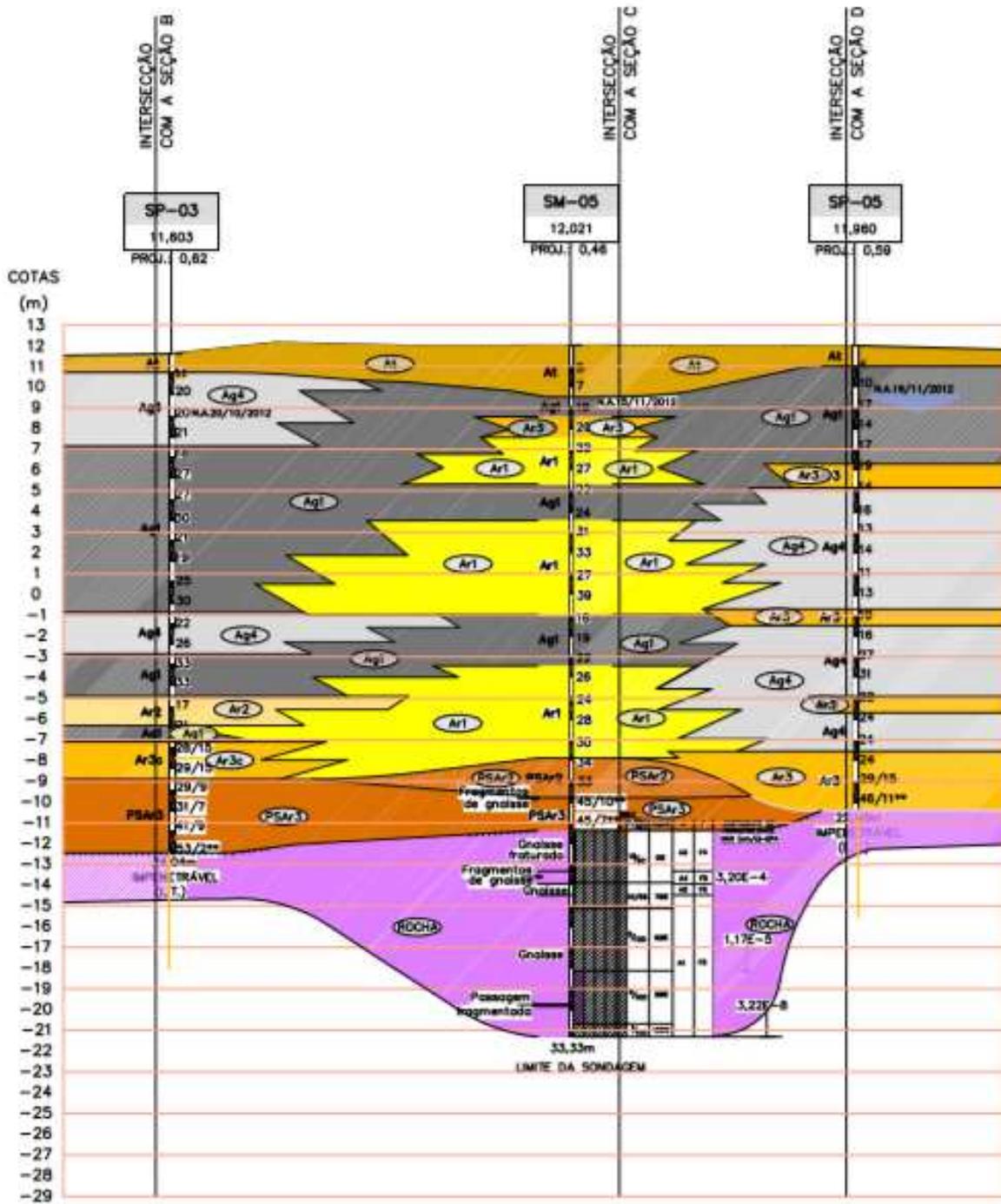


Figura 34 - Perfil geotécnico da seção D.



SEÇÃO 1
ESC: 1:250

Figura 35 - Perfil geotécnico da Seção 1.



SEÇÃO 2
ESC: 1:250

Figura 36 - Perfil geotécnico da Seção 2.

Após análise dos perfis, é realizada a incorporação e a caracterização da estratigrafia do local. A relação das camadas, composição e espessura são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Relação das camadas da área do reservatório.

Camada	Material	Espessura
1	Aterro	Variável (1 m a 3 m)
2	Argila Arenosa	6 metros
3	Argila Siltosa	Variável (3 m a 7 m)
4	Solo Residual	Variável (9 m a 11 m)
5	Gnaisse Fraturado	3 metros
6	Gnaisse Sã	9 metros

Amostras das camadas foram analisadas em laboratório através de ensaios triaxiais com o objetivo de se obter os parâmetros de projeto utilizados durante a modelagem. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros geotécnicos das camadas de solo, TERRATEK (2012).

Propriedade	Símbolo	Unid.	Aterro	Argila Arenosa	Argila Siltosa	Solo Residual
Peso específico	γ	kN/m ³	19	19	19	19
Módulo de Young a 50% do nível de tensão	E_{50}	MPa	11	33	55	77
Módulo oedométrico ou unidimensional	$E_{oed} = M$	MPa	11	33	55	77
Módulo de Young de carga e descarga	E_{ur}	MPa	30	90	150	210
Tipo de drenagem	-	-	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
Coesão	c	kPa	10	22	40	20
Ângulo de atrito	ϕ	[°]	30	30	33	35
Ângulo de dilatação	ψ	[°]	0	0	1	2
Coefficiente de Janbu	m	-	0.6	0.8	0.8	0.6
Tensão normal efetiva octaédrica de referência	p'_{ref}	kPa	6	101	191	300

As camadas de gnaisses tiveram seus parâmetros adotados através do critério de ruptura de Hoek-Brown, conforme demonstrado no Capítulo 2. Os parâmetros encontrados estão reunidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos da camada de rocha, TERRATEK (2012).

Propriedade	Símbolo	Unid.	Rocha Branda	Rocha Sã
Peso específico	γ	kN/m ³	25	
Módulo de Young	E	MPa	200	
Poisson	μ	-	0,25	
Tensão compressão uniaxial na rocha intata	σ_c	MPa	250	
GSI	GSI	-	50	90
m_i	m_i	-	28	
D	D	-	0.8	0.3

A campanha dos ensaios PMT foi composta por dois furos realizados através de perfuração rotativa, denominadas sondagens PMT-1 (Coord. E = 681069,63 e N = 7464321,07) e PMT-2 (Coord. E = 681076,53 e N = 7464357,23). Foi utilizado equipamento do tipo Texam, previamente calibrado.

Na Tabela 8 e na Tabela 9, são apresentados os valores máximos de pressão obtidos na expansão máxima da sonda pressiométrica durante a campanha, correspondentes a cada profundidade ensaiada.

Tabela 8 - Resumo dos resultados obtidos no PMT-1.

PMT-01			
DATA	Profundidade (m)	Max. Volume (cm ³)	Max. Pressão (kPa)
27/01/2014	2,70	1600	355
05/02/2014	4,70	1680	992
12/02/2014	6,20	1680	996
12/02/2014	8,50	1680	1752
12/02/2014	10,00	1680	1422
12/02/2014	13,20	1680	1085

Tabela 9 - Resumo dos resultados obtidos no PMT-2.

PMT-02			
DATA	Profundidade (m)	Max. Volume (cm ³)	Max. Pressão (kPa)
25/02/2014	2,70	1680	358
25/02/2014	5,70	1680	640
26/02/2014	8,70	1680	1230
26/02/2014	11,50	1680	870
26/02/2014	14,50	1680	670
26/02/2014	17,00	1680	1375

Na Figura 38 a Figura 42, são apresentadas as curvas pressiométricas do PMT 01, obtidas através de ensaios realizados em campo nas profundidades indicadas.

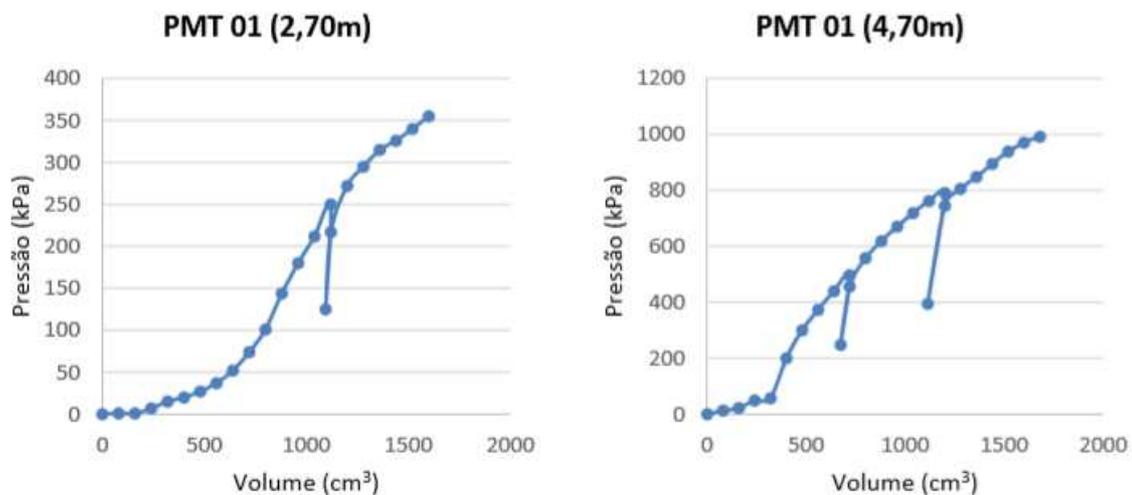


Figura 38 - Curvas PMT-1, profundidades 2,70 m e 4,70 m.

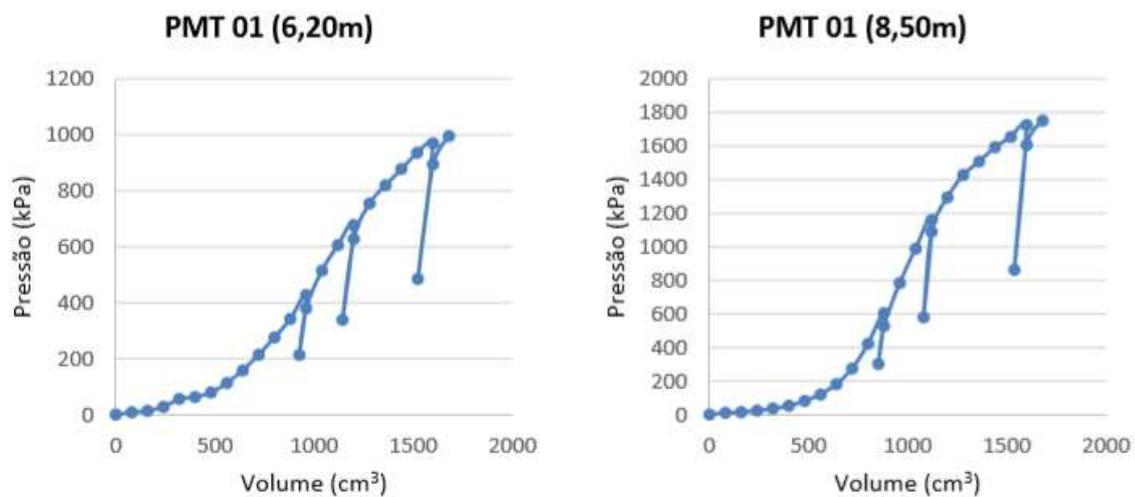


Figura 39 - Curvas PMT-1, profundidades 6,20 m e 8,50 m.

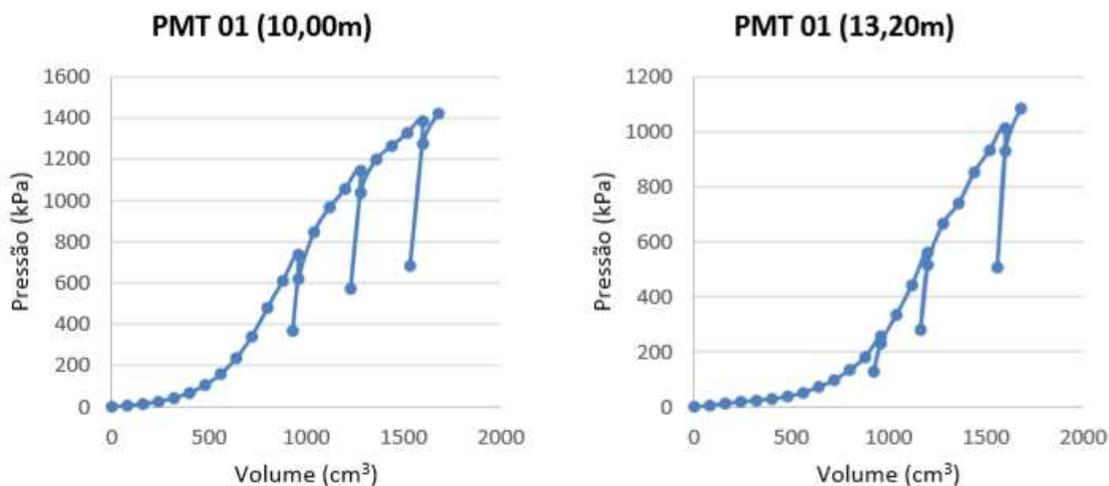


Figura 40 - Curvas PMT-1, profundidades 10,00 m e 13,20 m.

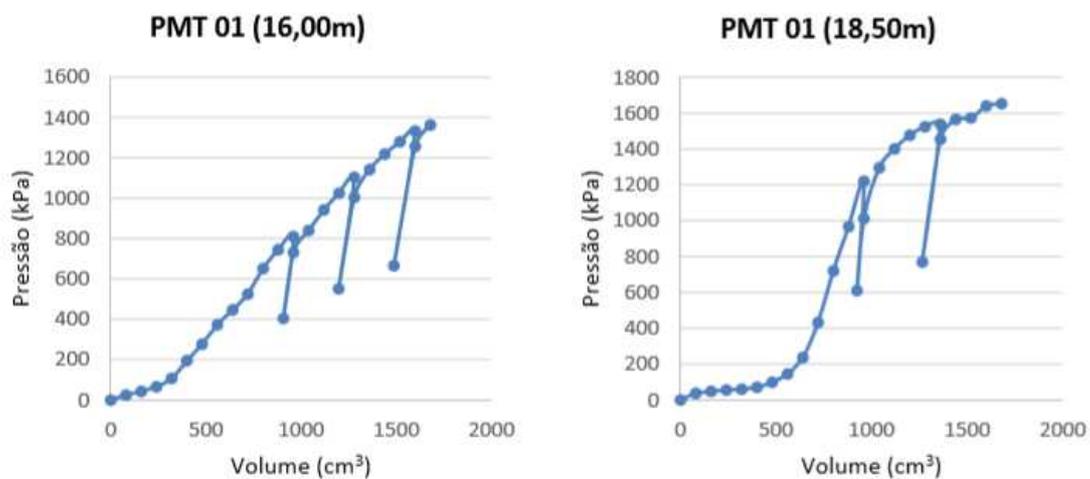


Figura 41 - Curvas PMT-1, profundidades 16,00 m e 18,50 m.

Na Figura 43 a Figura 46, são apresentadas as curvas pressiométricas do PMT 02, obtidas a partir de ensaios realizados em campo nas profundidades indicadas.

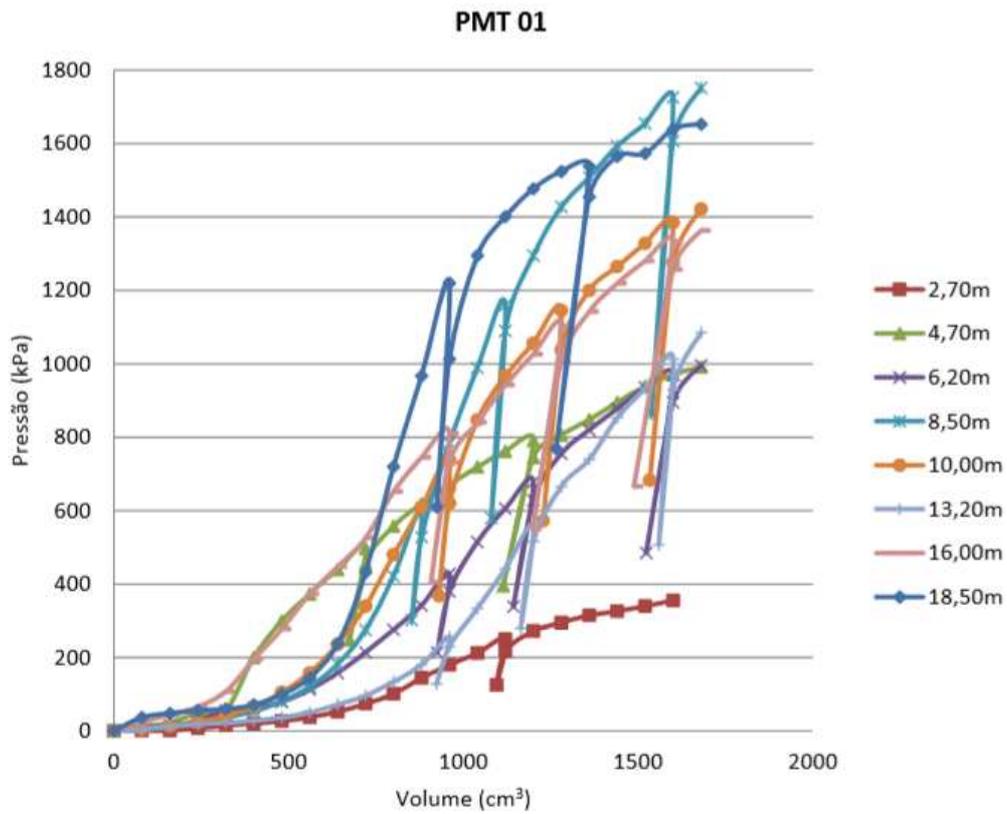


Figura 42 - Associação das curvas do ensaio PMT-1.

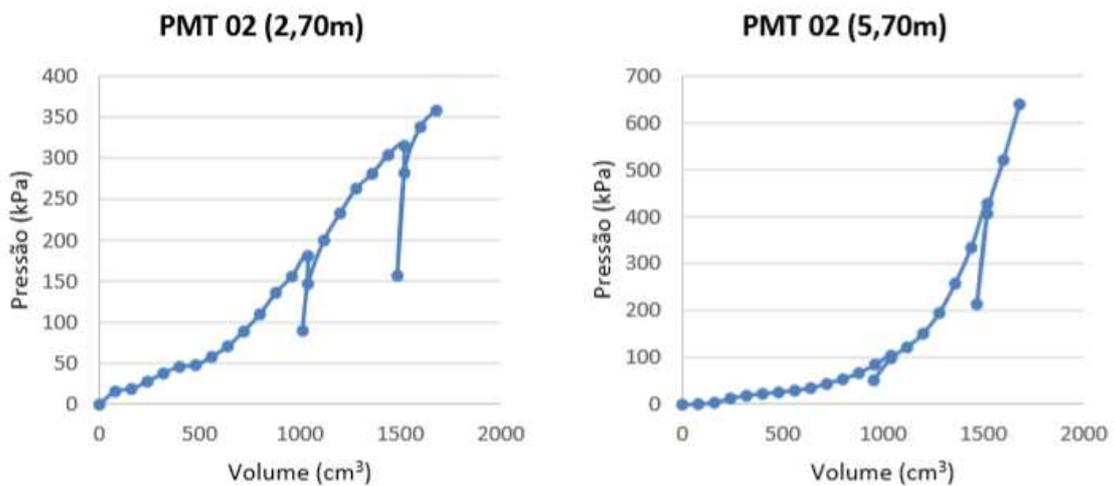


Figura 43 - Curvas PMT-2, profundidades 2,70 m e 5,70 m.

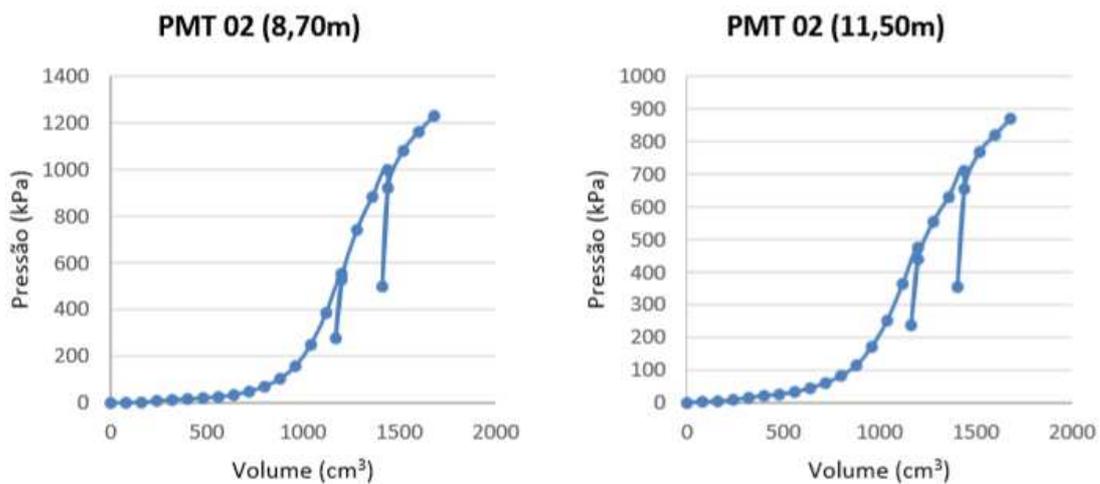


Figura 44 - Curvas PMT-2, profundidades 8,70 m e 11,50 m.

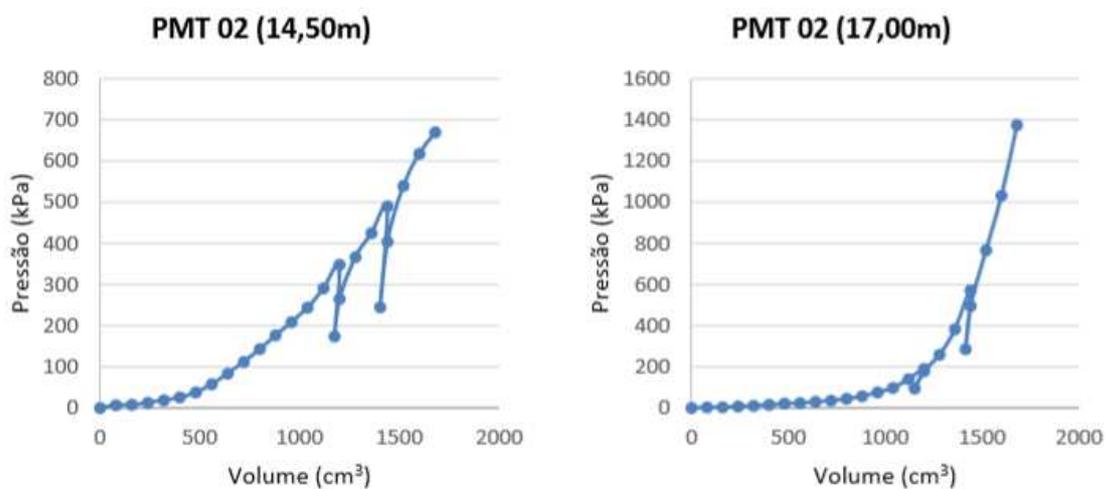


Figura 45 - Curvas PMT-2, profundidades 14,50 m e 17,00 m.

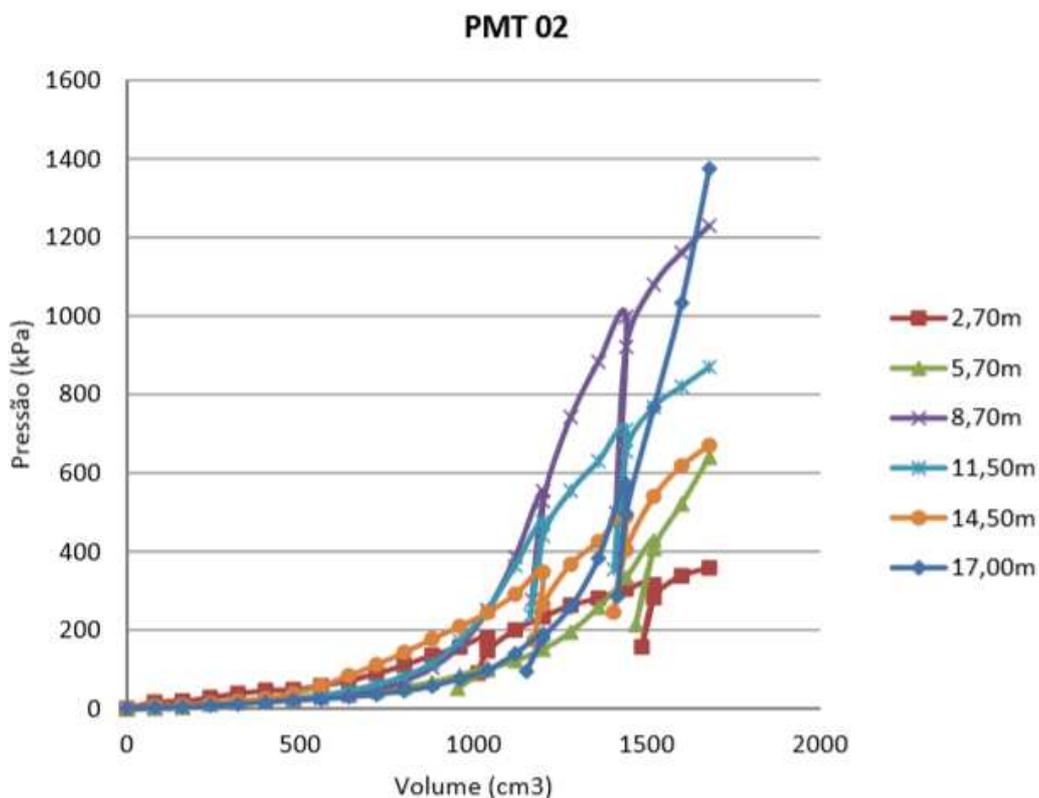


Figura 46 - Associação das curvas do ensaio PMT-2.

Devido à confiabilidade de resultados e proximidade da parede analisada, serão utilizados os dados do PMT-1 nas modelagens executadas no presente estudo.

3.3. Modelagem do Ensaio Pressiométrico

A simulação numérica do ensaio PMT é etapa fundamental para o sucesso da rotina. A partir desta, serão definidas as linhas de códigos utilizadas e a caracterização necessária para a obtenção dos parâmetros finais. De Melo (2008) e Oliva (2017) sugerem práticas para a elaboração de um modelo básico baseado no pressiômetro de Menard.

O primeiro passo a ser executado após a criação de um novo modelo foi definir tipo de geometria a ser utilizado, que neste caso foi o axissimétrico (*Axisymmetry*), que representa a simetria radial do ensaio em todas as direções. O tipo de elemento escolhido foi o triangular com 15 nós. A geometria do ensaio consiste na representação de um polígono de 0,60 m por 0,75 m, com camada de parâmetros de interesse arbitrados genericamente, em regime drenado (para este caso) e modelo constitutivo sendo o *Hardening Soil Model*, conforme apresentado no item 2.1.1. As condições de contorno adotadas são extremidades fixas, exceto no trecho onde é executado o carregamento do ensaio. Tal carregamento é representado por uma carga distribuída de 0,08 m na extremidade inferior esquerda do modelo, sendo o módulo considerado genérico no momento da modelagem, e substituído por “*qx_start*” na rotina, como demonstrado no item 2.2.2. No topo, é inserido um carregamento vertical distribuído que representará as tensões verticais (Figura 47) geradas pelas camadas superiores ao nível de profundidade do ensaio, por isso, seu valor será definido para cada ensaio PMT realizado e demonstrado a seguir.

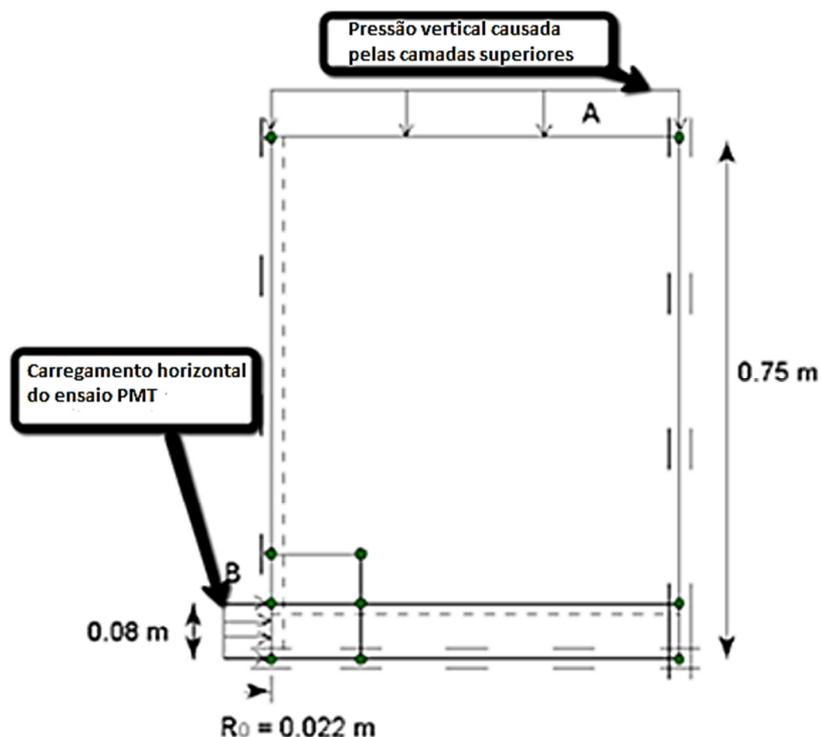


Figura 47 - Geometria do ensaio PMT com carregamentos.

Após a definição da geometria do problema, é gerada a malha de elementos finitos do modelo com fator “Coarse” ou superior. Para a etapa de cálculo, são criadas 3 fases: a primeira representa os efeitos causados pela execução do furo; a segunda aplica o carregamento inicial responsável pela expansão da sonda pressiométrica até encostar na parede do furo e atingir o p_0 , equivalente ao σ_{h_0} do solo; a terceira equivale ao carregamento durante a deformação do solo, até atingir a p_l . A Figura 48 ilustra as fases mencionadas com os carregamentos ativos.

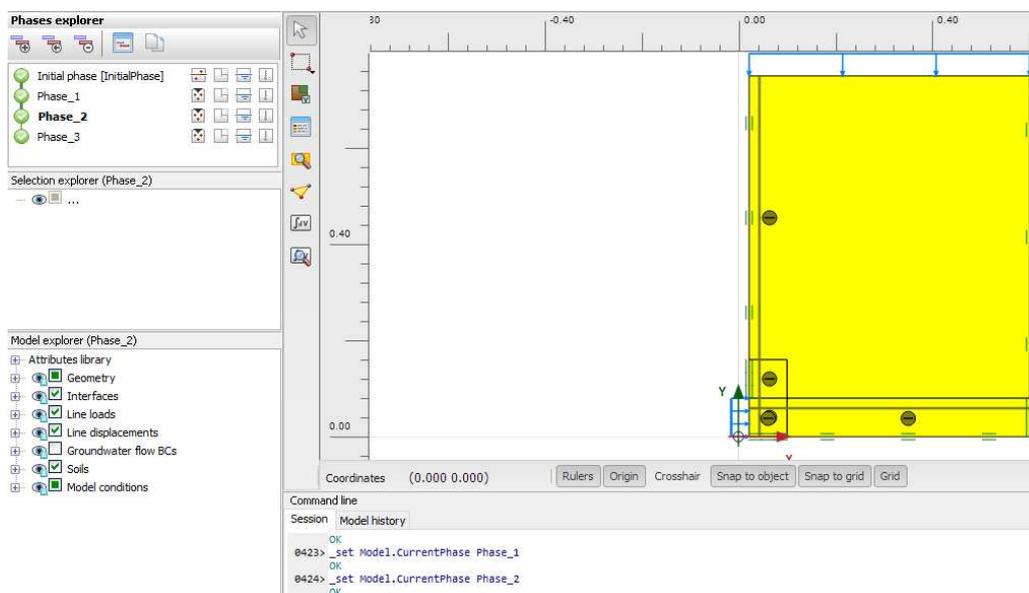


Figura 48 - Definição das fases de cálculo do ensaio PMT no Plaxis.

Para personalizar o ensaio para cada profundidade, foram considerados os pesos específicos obtidos a partir de ensaios de laboratório e apresentados na Tabela 6. No cálculo das tensões verticais representativas, é utilizada a equação:

$$\Delta\sigma_v = \gamma_1 x h_1 + \gamma_2 x h_2 + \gamma_3 x h_3 + \dots + \gamma_n x h_n \quad (18)$$

Onde:

n = número de camadas acima da profundidade de interesse;

$\Delta\sigma_v$ = acréscimo de carregamento vertical na profundidade de interesse;

γ_n = peso específico natural do solo;

h_n = altura de cada camada de solo.

A Figura 49 mostra um esboço do perfil geotécnico analisado, onde pode-se verificar a presença dos seguintes materiais: aterro, argila arenosa, argila siltosa, solo residual, rocha fraturada e rocha sã.

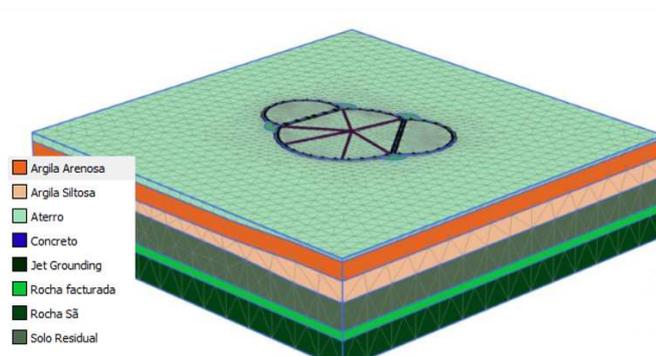


Figura 49 - Perfil geotécnico das camadas de solo presentes no modelo.

Como referência para a identificação das análises com os parâmetros será adotada a relação presente na Tabela 10.

Os ensaios pressiométricos foram executados em 6 profundidades (2,70 m, 4,70 m, 6,20 m, 8,50 m, 10,0 m, 13,20 m), e as simulações foram realizadas para cada profundidade de ensaio.

Tabela 10 - Relação entre o número da análise e os parâmetros simulados.

PLAXIS	Parâmetros	
	Análise	ϕ' (°)
1	30	20000
2	30	28000
3	30	33000
4	33	20000
5	33	28000
6	33	33000
7	33	55000
8	33	55000
9	35	77000
10	35	77000
11	30	15000
12	27	15000
13	33	40000
14	30	10000
15	33	10000
16	26	10000
17	26	5000
18	30	5000
19	35	5000
20	26	8000

Profundidade 1 (2,70 m)

Para a profundidade de 2,70 m, o carregamento calculado pela Equação 18 é equivalente a 51,30 kN/m². Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas relacionadas na Figura 50.

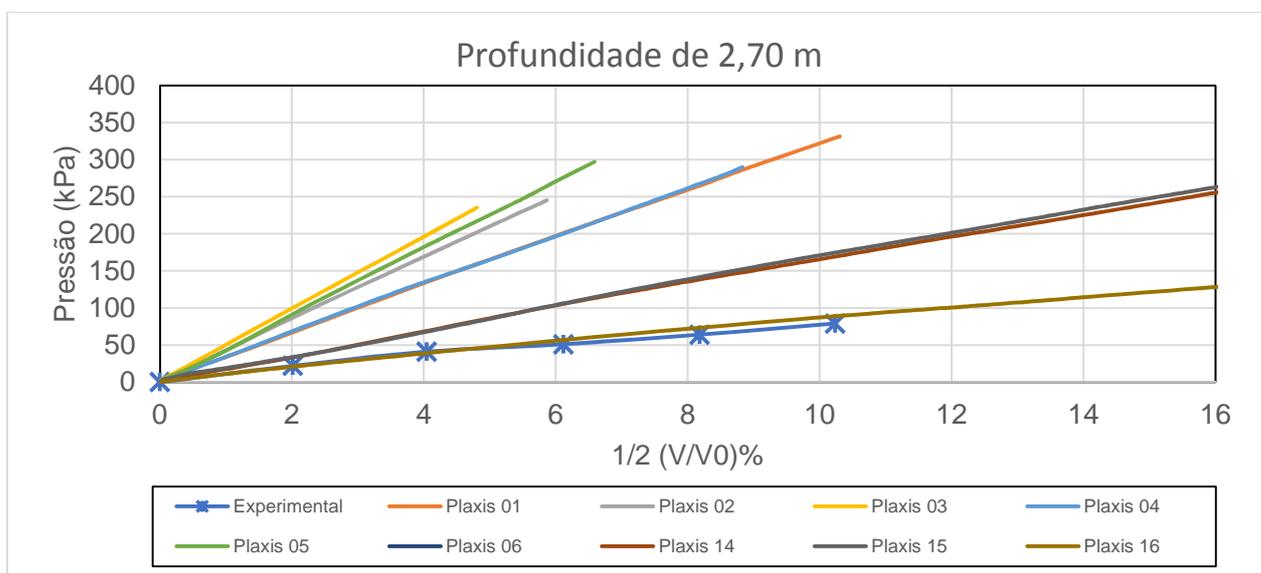


Figura 50 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 2,70 m.

Observa-se que os resultados experimentais se aproximam da análise 16. De acordo com a Tabela 10, os parâmetros representativos desta análise são $E_{50} = 10 \text{ MPa}$ e $\phi' = 26^\circ$.

Profundidade 2 (4,70 m)

Para a profundidade de 4,70 m, o carregamento calculado pela Equação 18 é equivalente a 89,30 kN/m². Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas relacionadas na Figura 51.

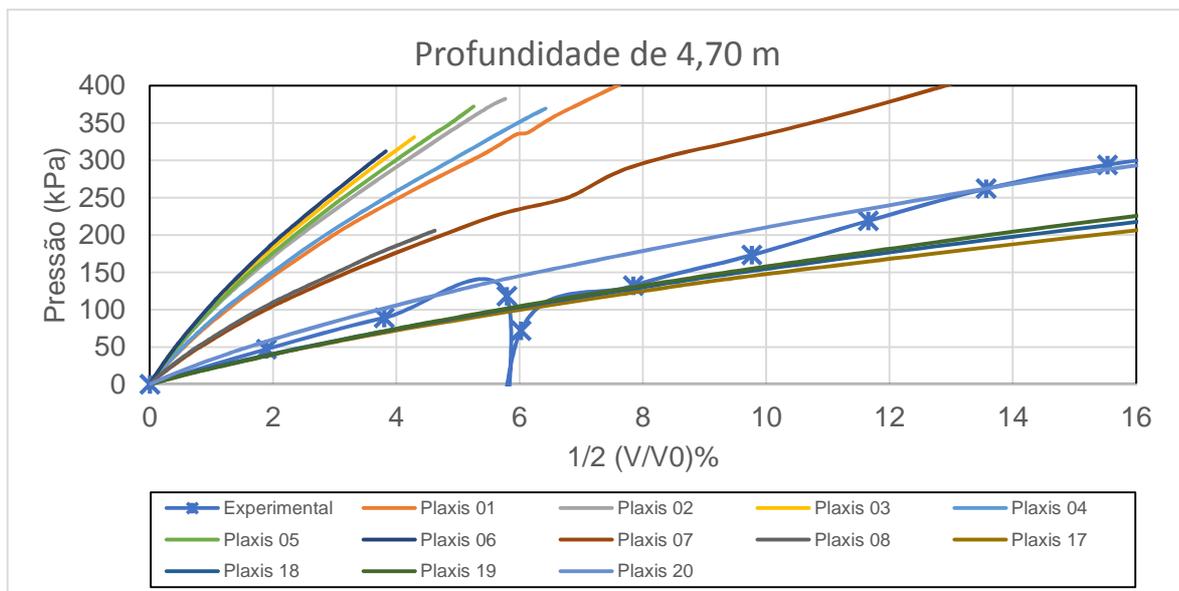


Figura 51 - Curvas de parâmetros para as profundidades de 4,70 m.

O melhor ajuste com os dados experimentais é obtido na análise 20. De acordo com a Tabela 10, os parâmetros representativos desta análise são $E_{50} = 8 \text{ MPa}$ e $\phi' = 26^\circ$.

Profundidade 3 (6,20 m):

Para a profundidade de 6,20 m, o carregamento equivalente a $117,80 \text{ kN/m}^2$ (Equação 18). Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas relacionadas na Figura 52.

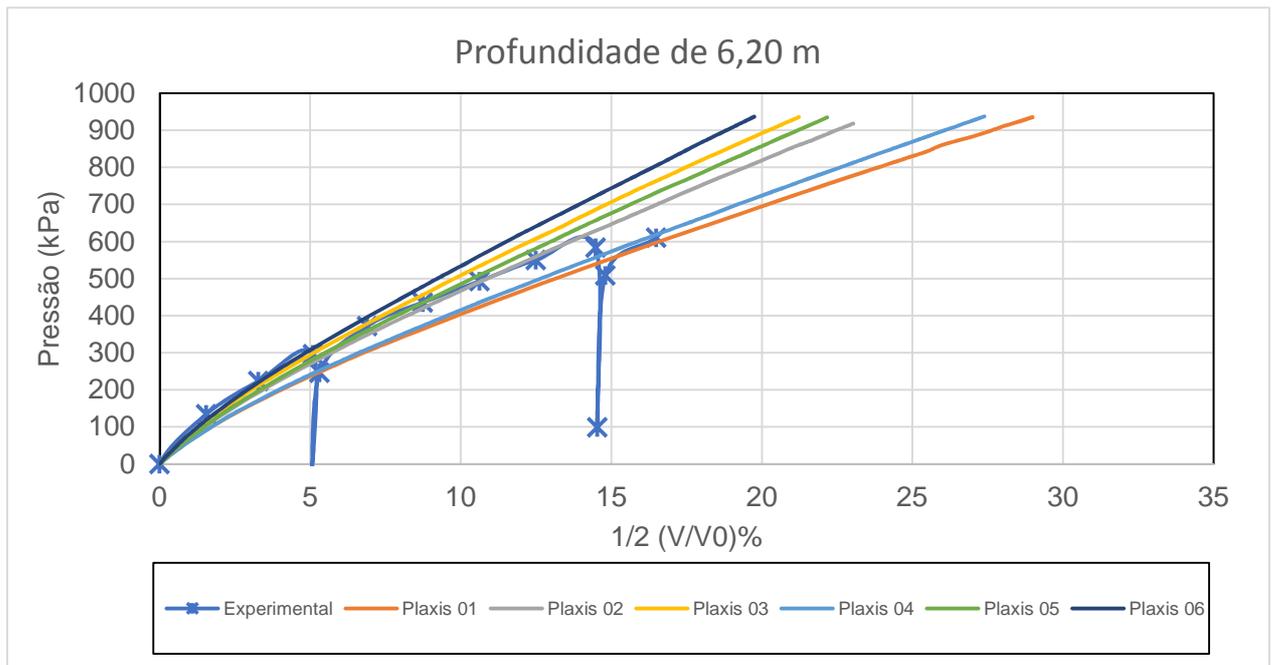


Figura 52 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 6,20 m.

Nota-se que os resultados experimentais se aproximam da análise 05, sendo os parâmetros representativos desta análise iguais a $E_{50} = 28 \text{ MPa}$ e $\phi' = 33^\circ$ (Tabela 10).

Profundidade 4 (8,50 m)

Para a profundidade de 8,50 m, o carregamento calculado através da Equação 18 é equivalente a $161,50 \text{ kN/m}^2$. Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas reunidas na Figura 53.

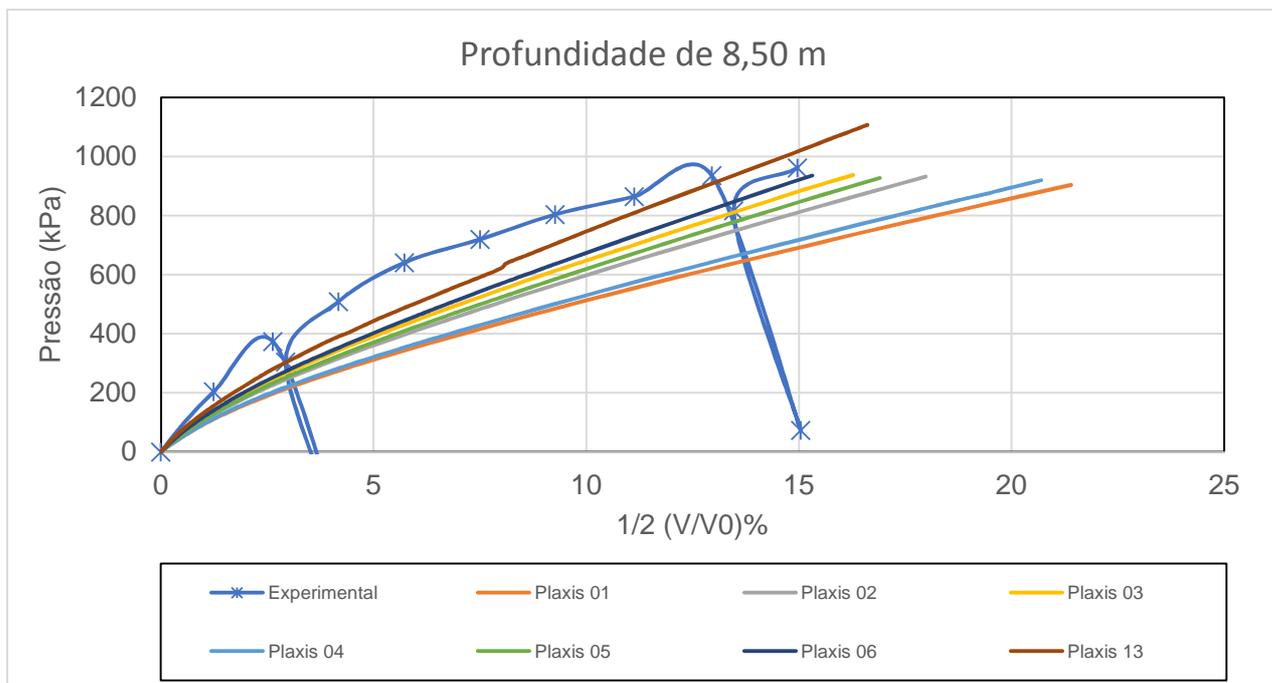


Figura 53 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 8,50 m.

Os resultados experimentais se aproximam da análise 13, sendo os parâmetros representativos desta análise: $E_{50} = 40 \text{ MPa}$ e $\phi' = 33^\circ$, com base na Tabela 10.

Profundidade 5 (10,00 m)

Para a profundidade de 10,00 m, o carregamento calculado equivalente a $190,00 \text{ kN/m}^2$ (Equação 18). Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas apresentadas na Figura 54.

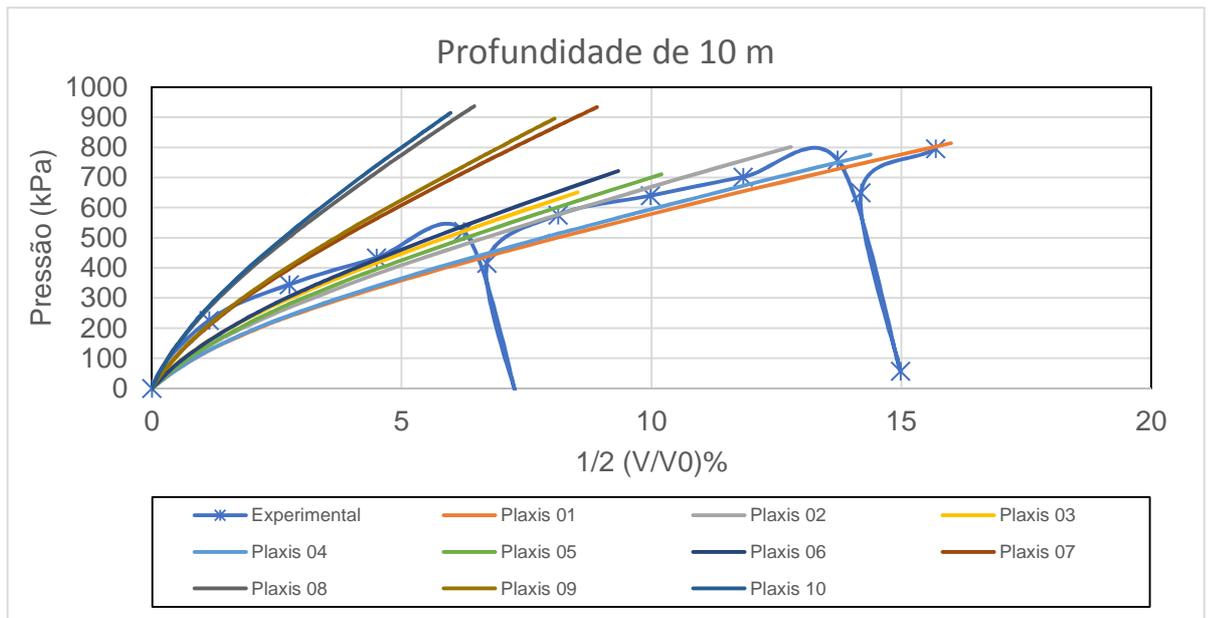


Figura 54 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 10,00 m.

Observa-se que os resultados experimentais se aproximam da análise 02. De acordo com a Tabela 10, os parâmetros representativos desta análise são $E_{50} = 28 \text{ MPa}$ e $\phi' = 30^\circ$.

Profundidade 6 (13,20 m)

Para a profundidade de 13,20 m, o carregamento calculado através da equação 18 é equivalente a $250,80 \text{ kN/m}^2$. Após análise utilizando a rotina Python, foram encontradas as curvas reunidas na Figura 55.

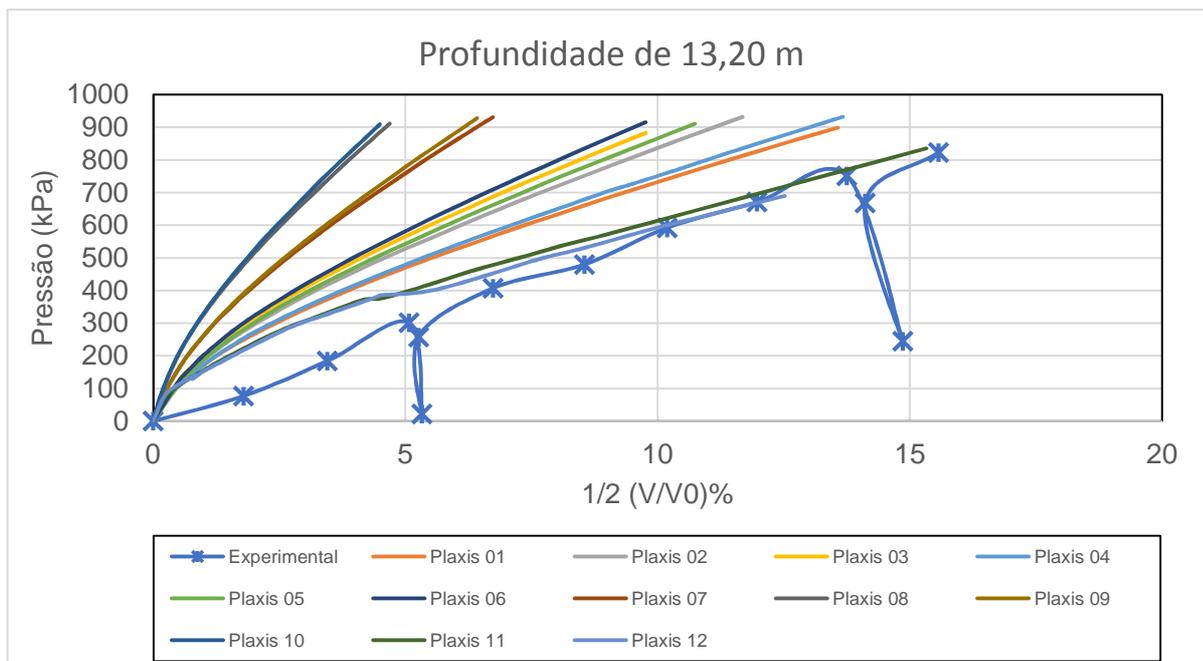


Figura 55 - Curvas de parâmetros para a profundidade de 13,20 m.

Observa-se que os resultados experimentais se aproximam da análise 12. De acordo com a Tabela 10, os parâmetros representativos desta análise são $E_{50} = 15 \text{ MPa}$ e $\phi' = 27^\circ$.

A Tabela 11 resume os parâmetros representativos nas diferentes profundidades de ensaio, e compara com os valores de projeto, definidos a partir de ensaios triaxiais e correlações com resultados de ensaios SPT.

Os resultados indicam algumas diferenças relevantes entre os valores obtidos pelo pressiômetro e pela rotina Python e os valores de projeto. Na profundidade de 10,0 m, por exemplo, foi encontrado um E_{50} igual a 28 MPa, enquanto no projeto inicial foi utilizado 55 MPa. Na camada de solo residual, foi obtido $E_{50} = 15 \text{ MPa}$ e $\phi' = 27^\circ$, enquanto anteriormente foi considerado $E_{50} = 55 \text{ MPa}$ e $\phi' = 33^\circ$. Estas diferenças podem ser explicadas pela presença de pequenas camadas de materiais não considerados na etapa de concepção do projeto, por erros cometidos durante a execução do ensaio pressiométrico, ou erros cometidos durante a execução do ensaio triaxial para a obtenção dos parâmetros iniciais.

Tabela 11 - Resumo dos parâmetros obtidos na rotina.

Profundidade	Tipo de solo	Rotina		Projeto	
		E50	ϕ'	E50	ϕ'
2,70	Aterro	10 MPa	26 °	11 MPa	30 °
4,70	Argila Arenosa	8 MPa	26 °	33 MPa	30 °
6,20	Argila Arenosa	28 MPa	33 °	33 MPa	30 °
8,50	Argila Arenosa	40 MPa	33 °	33 MPa	30 °
10,00	Argila Siltosa	28 MPa	30 °	55 MPa	33 °
13,20	Solo Residual	15 MPa	27 °	77 MPa	35 °

3.4. Modelagem 3D e aplicação dos parâmetros

Após a etapa anterior, que procurou validar a rotina Python e adquirir confiança na modelagem dos ensaios pressiométricos, procedeu-se à modelagem do reservatório da Praça Varnhagen. Nesta análise, foram adotados os parâmetros encontrados nas análises anteriores, e utilizado o *software Plaxis 3D*. Da mesma forma, os modelos constitutivos considerados foram o *Hardening Soil Model*, para os solos, e *Hoek Brown* para as rochas. Contudo, devido às inconformidades percebidas nas curvas pressiométricas das camadas de rocha, foram mantidos os parâmetros originais destas camadas.

As paredes diafragma foram representadas por elementos *plate*, com rótulas plásticas para permitir a rotação relativa entre elas, devido à descontinuidade de armadura (Figura 56).

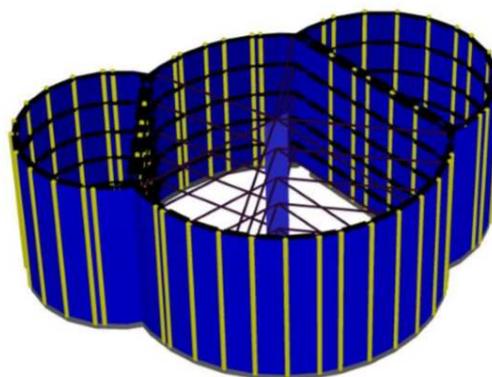


Figura 56 - Representação das estruturas no modelo 3D, TERRATEK (2012).

Os anéis de compressão foram modelados através de elementos *plates* interligados por elementos *beam* de alta rigidez, com o objetivo de transmitir os esforços por todos os anéis. Assim como os anéis de compressão, as estroncas também são representadas como infinitamente rígidas, por elementos *beams*. O pilar central ligado às estroncas é considerado como um elemento *plate*, com os parâmetros relacionados na Tabela 12.

Tabela 12 - Relação dos parâmetros das estruturas do modelo 3D.

Plate	Símbolo	Unidade	Parede Diafragma	Pilar Central	Anel
Peso específico	γ	kN/m ³	8	18	8
Espessura	d	m	0,8	2	0,8
Módulo de Young	E	GPa	21	21	21
Módulo de distorção	G	GPa	8,75	8,75	8,75
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,2	0,2	0,2

De acordo com o relatório de elaboração do modelo, a construção em estágios é composta pelas seguintes etapas:

- ❖ Carregamento de 10 kPa distribuído ao redor da parede diafragma;
- ❖ Construção da parede diafragma até a base do reservatório;

- ❖ Modelagem de colunas de *Jet Grouting* nos encontros das paredes (Figura 57);
- ❖ Execução da viga de coroamento, escoramento e escavação até 6,0 m de profundidade;
- ❖ Execução dos encontros em Y e do primeiro nível de anéis de compressão com as escoras;
- ❖ Escavação até 11,0 m de profundidade e execução parcial do segundo nível de anéis de compressão;
- ❖ Execução *in loco* da parede de concreto armado em Y e finalização da execução do segundo nível de anéis de compressão com as respectivas escoras;
- ❖ Repetir os passos 6 e 7 para as seguintes profundidades de solo: 15,5 m, 20,0 m e 23,0 m (fundo do reservatório).

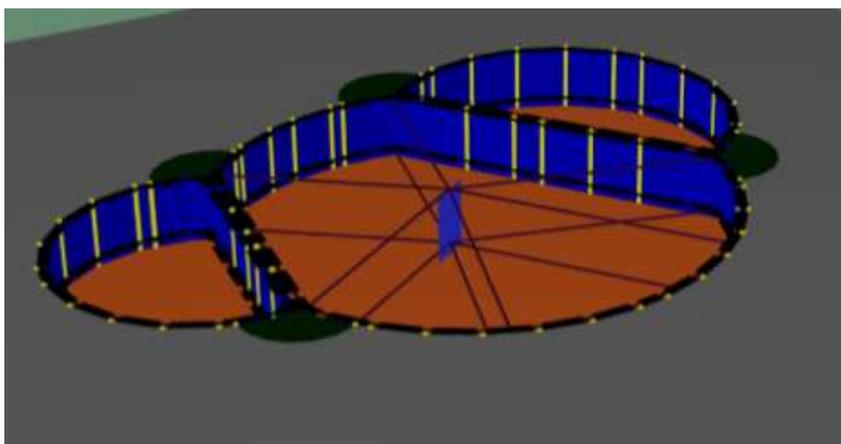


Figura 57 - Representação do modelo após o primeiro lance de estruturas, TERRATEK (2012).

Para a caracterização das camadas de solo são utilizados dois *boreholes*, em extremidades opostas do modelo, onde foram inseridos os parâmetros obtidos pela rotina. A Figura 58 apresenta a estratigrafia dos *boreholes* considerados.

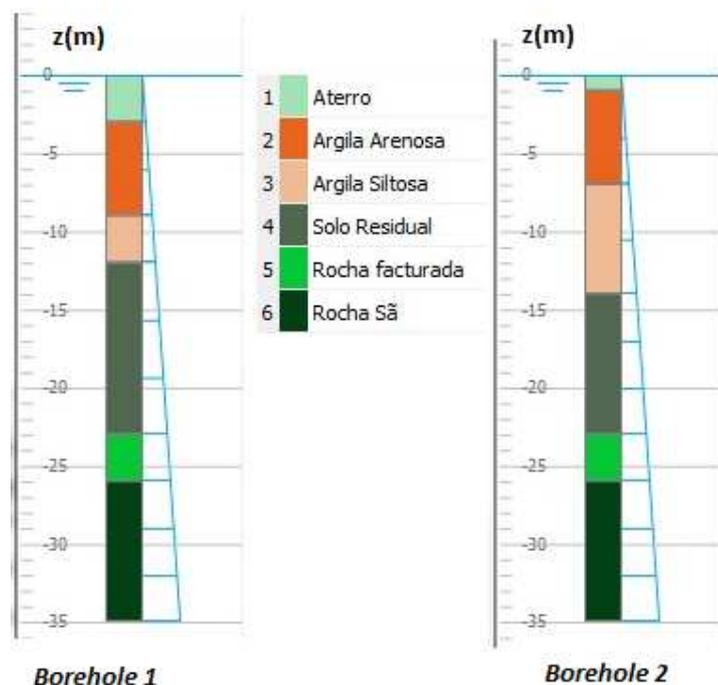


Figura 58 - Perfil dos *Boreholes* considerados no modelo.

Com o modelo adaptado aos parâmetros simulados, é gerada a malha de elementos finitos para o modelo com o fator global de refinamento fino (*Fine*). Após a criação da malha, é iniciado o processo de cálculo no modo construção em etapas.

Devido às alterações realizadas no modelo, foi considerado um perfil de solo menos resistente do que a consideração do primeiro projeto. Assim, foram obtidos valores de deformações em média 1,5 vezes maiores do que as do projeto original, nos 3 eixos de coordenadas. Os resultados obtidos após o uso da rotina são apresentados juntamente com os resultados anteriores na

Figura 59 a Figura 64. A Tabela 13 apresenta a comparação entre as deformações máximas originais e modificadas em todos os eixos.

Tabela 13 - Comparação das deformações máximas nos eixos de coordenadas.

Eixos	Deformações Máximas	
	Original	Modificado
Eixo X	4,64 cm	6,74 cm
Eixo Y	2,18 cm	3,49 cm
Eixo Z	3,22 cm	4,86 cm

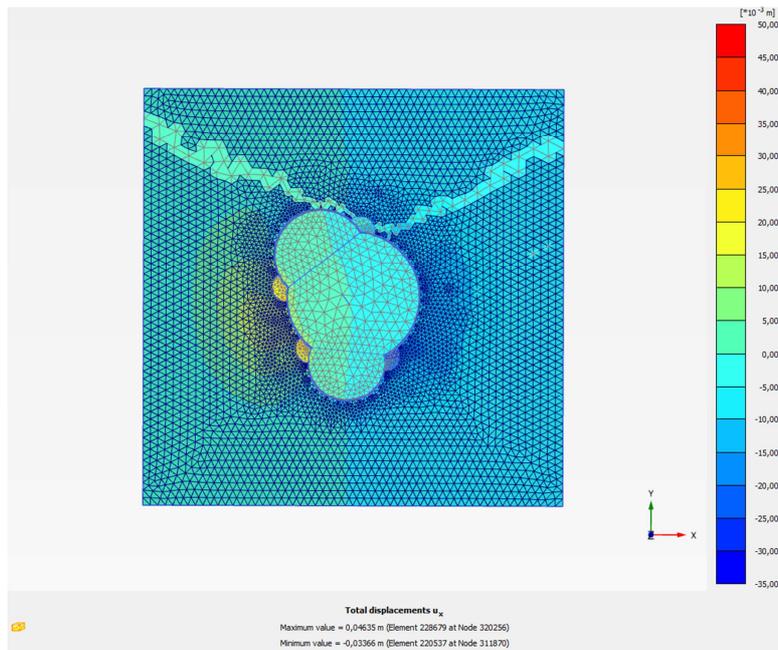


Figura 59 - Deformações no eixo X do modelo original.

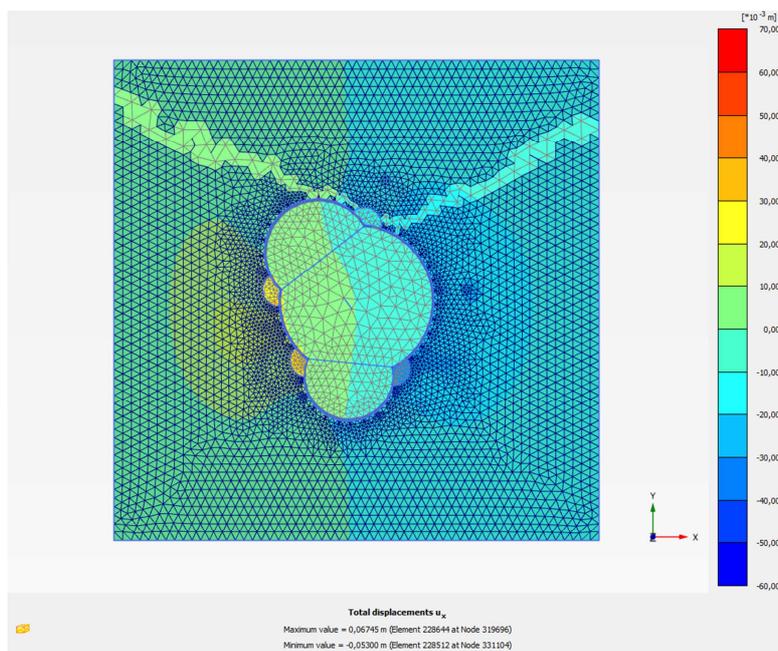


Figura 60 - Deformações no eixo X do modelo modificado.

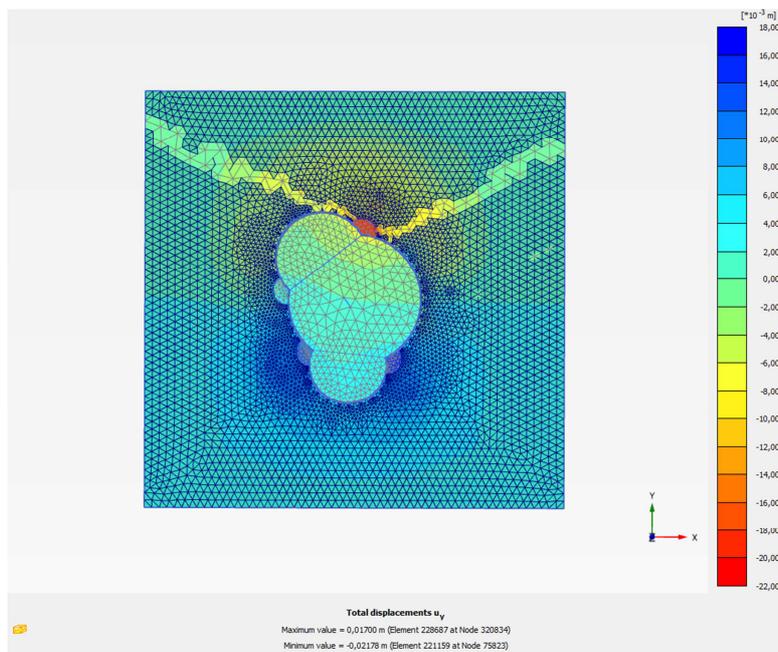


Figura 61 - Deformações no eixo Y do modelo original.

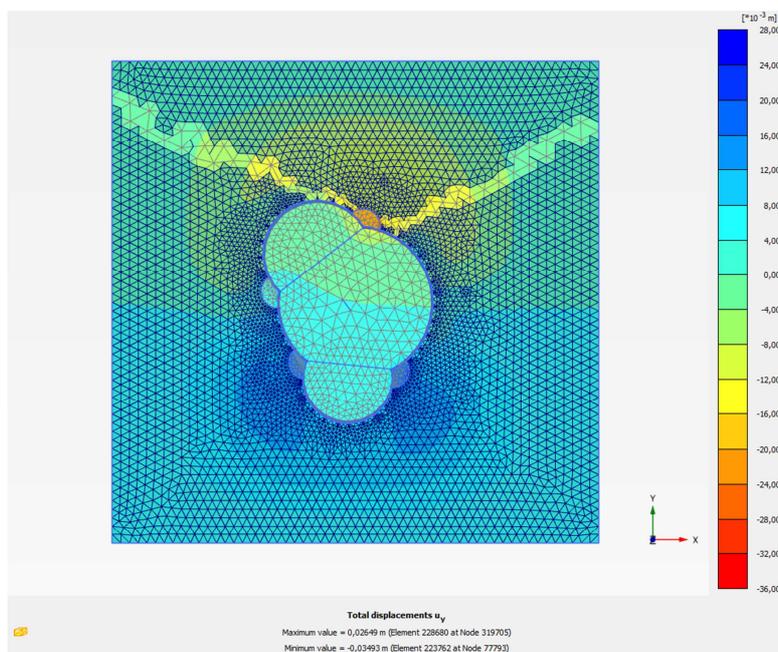


Figura 62 - Deformações no eixo Y do modelo modificado.

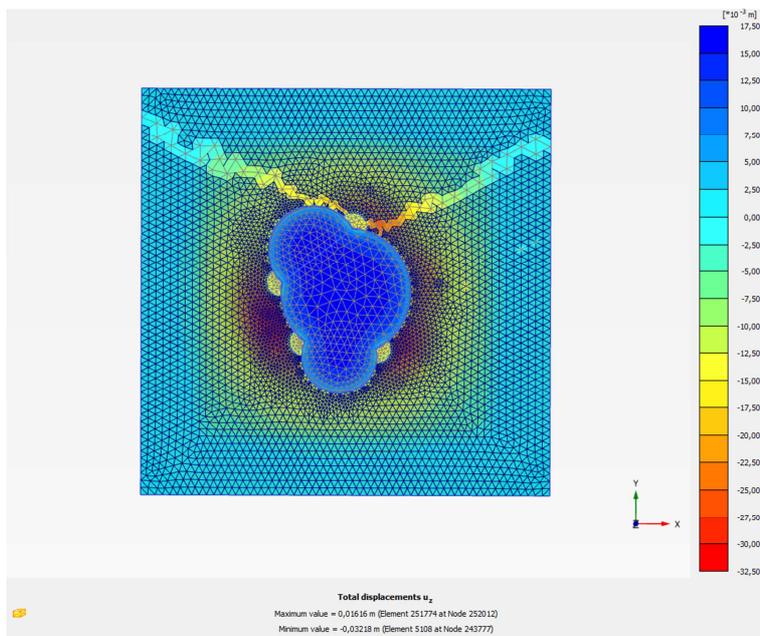


Figura 63 - Deformações no eixo Z do modelo original.

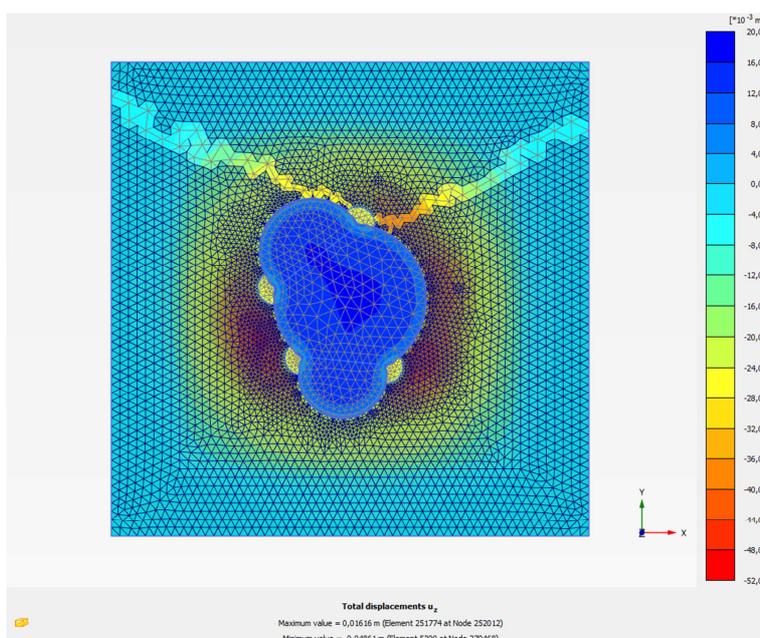


Figura 64 - Deformações no eixo Z do modelo modificado.

Uma análise detalhada foi feita comparando a deformação da parede de interesse em toda sua altura no caso modificado e no caso original. Ambas as curvas são apresentadas na Figura 65. Devido à indisponibilidade dos resultados dos inclinômetros, não foi possível realizar a comparação da curva de dados encontrados em campo com os obtidos na modelagem.

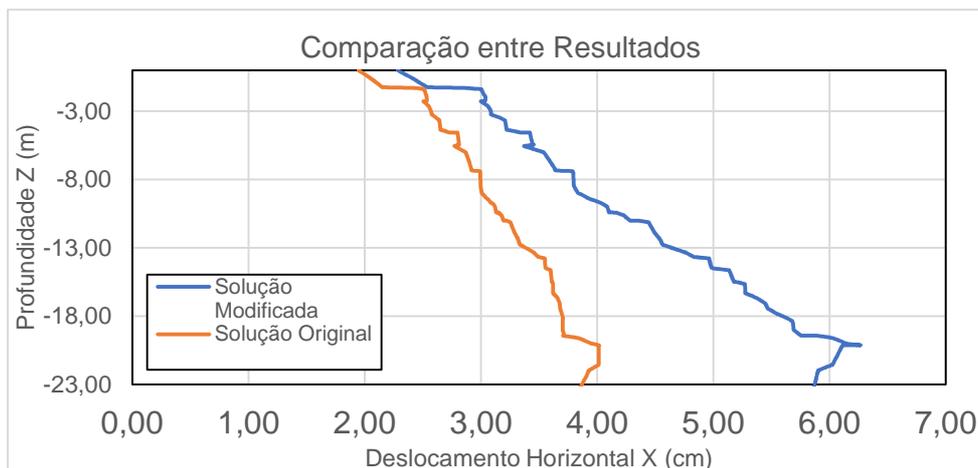


Figura 65 - Comparação dos resultados obtidos originalmente e com a rotina.

Os resultados obtidos através da rotina se mostraram mais realistas do que o original, já que apontaram uma deformação maior do que a considerada em projeto, que era o esperado, porém existem pontos que comprometeram a qualidade dos valores obtidos, sendo algum deles apresentados abaixo:

- **Inconsistência na programação:** a rotina utilizada apresentou uma série de erros durante a execução, sendo a maioria deles relacionados à desatualização da versão em que a rotina foi elaborada com a versão atual do Plaxis (2019), além de problemas com a programação em si, como a dificuldade de comunicação com o servidor do Plaxis e a adoção de linhas de códigos que não representavam nenhum objeto pertinente à biblioteca do *software*.
- **Influência dos descarregamentos:** durante a comparação das curvas simuladas na rotina, é possível perceber que os ciclos de descarregamento na curva de referência interferiram na escolha da curva, pois algumas vezes a continuação da curva era retomada em um patamar diferente ao comportamento anterior ao descarregamento.
- **Nível d'água:** atualmente a rotina não considera a presença do nível d'água no modelo do ensaio executado, conseqüentemente os parâmetros encontrados são diretamente afetados no caso de um solo submerso.
 - **Ensaio de campo:** a quantidade de ensaios PMT para a obra referente ao estudo de caso desta dissertação pode ser considerada insuficiente para um reservatório da dimensão que foi executado, considerando a distância entre os furos e a parede analisada.

Após os ajustes, o uso da rotina possibilitou a obtenção dos parâmetros geotécnicos do solo através de uma modelagem numérica automatizada para cada profundidade onde foram realizados ensaios pressiométricos. Os parâmetros obtidos através da ferramenta expressaram uma resistência do solo consideravelmente menor do que a adotada no projeto, com destaque para a redução do módulo de elasticidade de 33 MPa para 8 MPa na profundidade de 4,70 metros, de 55 MPa para 28 MPa na profundidade de 10,00 metros e de 77 MPa para 15 MPa na profundidade de 13,20 metros.

4 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

4.1. Resultados Obtidos

O objetivo deste trabalho foi concluir o desenvolvimento e verificar a eficácia da rotina em Python para a obtenção de parâmetros geotécnicos através de simulações numéricas de ensaios pressiométricos. A estrutura da rotina inicialmente fornecida apresentou uma série de erros durante a tentativa de execução através do Plaxis 2D AE (*Anniversary Edition*), onde foram necessários ajustes na programação voltada para a comunicação da ferramenta com o servidor do Plaxis e a alteração de códigos de parametrização que se encontravam defasados.

Com os novos parâmetros obtidos através da rotina, uma nova análise numérica foi executada através do *software* Plaxis 3D. Os resultados obtidos indicaram uma majoração de aproximadamente 50% em relação às deformações estimadas no projeto. Em relação à parede 4, a deformação horizontal máxima de projeto é de 4,00 cm, já a deformação horizontal máxima com os parâmetros obtidos através da rotina indica um valor de 6,25 cm.

Através da comparação dos resultados obtidos nesta dissertação com o projeto executado, foi possível perceber que os valores se mostraram coerentes, apresentando deformações superiores e com módulos próximos ao verificados em campo.

A conclusão deste trabalho aponta a rotina como uma ferramenta prática e eficaz, com possibilidade de ser aplicada em outros casos da geotecnia, aumentando consideravelmente a produtividade nos escritórios de projeto.

4.2. Sugestões para trabalhos futuros

A rotina possui um grande potencial para automatizar modelos e interpretações de ensaios que hoje são feitos de forma tão demorada que torna sua aplicação inviável.

Em relação à rotina demonstrada neste trabalho, o principal aperfeiçoamento a ser realizado é a implementação de codificação e seus respectivos testes para a consideração da presença de um nível d'água no solo. Este fator tem grande importância na representação fiel das condições do solo, o que elevaria a confiabilidade e a acurácia dos resultados obtidos.

Outro ponto a ser implementado é uma análise numérica das curvas obtidas através da rotina. Como foi apresentado neste trabalho, atualmente é necessária uma comparação visual para escolher a curva mais semelhante à obtida pelo ensaio pressiométrico em campo. Esse processo pode ser substituído por uma análise automática (sugere-se por regressão linear) através de um software para análise de curva (Excel, por exemplo) que indicaria prontamente a simulação que mais se aproxima da curva de referência.

Em um trabalho futuro é interessante inserir o uso da rotina no planejamento dos ensaios que serão realizados, anteriormente à etapa de projetos. Assim, será possível a obtenção de dados ideais e precisos para a utilização na metodologia.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, M., PINTO, C. S. Propriedades de Solos Residuais de Gnaiss e Migmatito Determinadas por pressiômetro de auto-furação de Cambridge – *Camkometer*. Cobramseg, 1998, p. 1037-1044.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, E. S.; LACERDA, W. A.; FUTAI, M. M. Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí. *Solos e Rochas*, v. 28, n. 1, p. 3-20, 2005.
- ARAÚJO, S. P. M. *O ensaio pressiométrico de Menárd e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaiss*. 2001. 177 f. Tese (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – UFV, Minas Gerais, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- BARONI, M. *Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca*. 2010. 249 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 2010.
- BELINCANTA, A., ALVIN, F. M., NAVAJA, S. S., RAMIRES SOBRINHO, R. *Métodos para medida de energia dinâmica no SPT*. *Solos e Rochas*, nº 17, p. 93-110, 1984.
- BELLO, L. A. L., DE CAMPOS, T. M. P., ARARUNA JR, J. T., CLARKE, B. *Developments of a full displacement pressuremeter for municipal solid waste site investigation in Brazil*. Int. Conf. On site characterization 2, Portugal, p. 1353-1360, 2004.
- BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWSKI, M., ROBERTSON, P. K., PETERSON, R. W. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand. *Geotechnique*, nº 39, p. 269-292, 1989.
- BOSCH, D. R. *Interpretação do ensaio pressiométrico em solos coesivo-friccionais através de métodos analíticos*. 1996. 170 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – UFRS, Rio Grande do Sul, 1996.
- BRIAUD, J. L. *The Pressuremeter*. Rotterdam: Balkema Publ., 1992.

BRIAUD, J. L. Pressuremeter and foundation design. Specialty Conf. On use of in-situ tests in Geotech, Eng., Blacksburg, p. 74-115, 1986.

BRINKGREVE, R. B. J. *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Plaxis Manual, Netherlands, 2002.

BROMS, B. B., FLODIM, N. *History of penetration testing*. International Symposium on Penetration Testing, Orlando, p. 157-220, 1988.

CARTER, J. P., BOOKER, J. R., YEUNG, S. K. *Cavity expansion in cohesive frictional soils*. *Geotechnique* nº 36, 1986, p. 349-358.

CAVALCANTE, E. H. *Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT*. 2002. 445 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

CLARKE, B. G. *Pressuremeter in Geotechnical Design*. 383 f. 1º ed. Blackie Academic and Professional. Glasgow, Reino Unido, 1995.

CLARKE, B. G. *Pressuremeter testing in ground investigation*. *Ground Board*, 1996, p. 42-52.

CUNHA, R. P., VEVERKA, J., SANTOS, R. G. M. *Simulation of laterally loaded foundation groups via Ménard pressuremeter tests*. Universidade de Brasília, 8 f.

DÉCOURT, L. *The Standard Penetration Test, state of the art*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 12, Rio de Janeiro, p. 2405-2416, 1989.

DOURADO, K. C. A. *Utilização do pressômetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível*. 2005. 228 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação) – UFPE, Pernambuco, 2005.

DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y. *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, 1970.

ELDRIDGE, T. L. *Pressuremeter tests in sand: effects of dilation*. 1983. Dissertação – University of British Columbia, 1983.

FERREIRA, M. Q. *Adaptação do ensaio SPT para determinação de parâmetros adicionais para o dimensionamento de fundações*. 2016. 79 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia) – UFSCar, São Paulo, 2016.

FLETCHER, G. F. A. *Standard Penetration Test: its uses and abuses*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, p. 67-77, 1965.

HOEK, E., BROWN, E.T. *Practical Estimates of Rock Mass Strength*. International Journal Rock Mechanics Mining Science, 34, 1165-1186, 1997.

HOEK, E., BROWN, E.T. *The Hoek-Brown failure criterion and GSI*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 11, 2019.

HOULSBY, G. T., CARTER, J. P. *The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay*. Geotechnique nº 43, 1993, p. 567-576.

MAIR, R. J., WOOD, D. M. *Pressuremeter Testing methods and interpretation*. 165 f. 1º ed. Londres, 1987.

MARINOS, P. G., MARINOS, V., HOEK, E. *The geological strength index (GSI): a characterization tool for assessing engineering properties for rock masses*. 2007, p. 87-94.

MARQUES, F. S. *Automatization of iterative process using Plaxis Remote Script*. Plaxis Manual, 30 f, 2016.

MASOUD, Z., AKBAR, A., KHAN, A. H. *High quality and cost effective drilling system for prebored pressuremeter testing*. The Japanese Geotechnical Society, 2013, p. 903-909.

MORAIS, T. S. O. *Interpretação racional de resultados de ensaios SPT com base em conceitos de energia*. 2014. 210 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia) – UFSCar, São Paulo, 2014.

OLIVA, R. R. S. *Caracterização do Comportamento de Materiais a partir do Ensaio Pressiométrico*. 2009. 138 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3 ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PEIXOTO, A. S. P. *Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações*. 2011. 510 f. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola) – Unicamp, São Paulo, 2011.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2006.

POWELL, J. J. M., UGLOW, I. M. *A comparison of Ménard, Self-boring and Push-in Pressuremeter Tests in a Stiff Clay Till*. Building Research Establishment, 1990, p. 201-217.

ROCTEST: *Texam pressuremeter instruction manual*, Canadá, 2017.

SCHANZ, T., VERMEER, P. A., BONNIER, P. G. *Formulation and verification of the Hardening-Soil Model*. R.B.J Brinkgreve, Rotterdam, p. 281-290, 1999.

SCHMERTMANN, J. H., PALACIOS, A. *Energy dynamics of SPT*. Journal of the Soil and Foundation Division, ASCE, nº 105, p. 909-926, 1979.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. 223 f. 2º ed. Oficina de Textos. São Paulo, 2012.

SILVA, E. M. J. *O ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento*. EST/UAlg, 8 f, 2001.

SKEMPTON, A. W. *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Geotechnique nº 36, 1986, p. 425-447.

TERRATEK. *Controle de enchentes na Bacia do Canal do Manguê – Reservatório Praça Varnhagen*. Rio de Janeiro. Projeto Executivo, 50f, 2013.

TERZAGHI, K., PECK, R. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and sons inc. New York, 1948.

VARGAS, M. *Heritage lecture: Soil mechanics in Brazil*. International Conference on Soil Mechanic and Foundation Engineering 12, Rio de Janeiro, p. 2289-2299, 1989.

VIEIRA, A. R. R. *Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação*. 2013. 166 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – UNL, Lisboa, 2013.

VON ROSSUM, G. *Technical Report – Python Tutorial*. CWI Amsterdam, Netherlands, 1995.

YU, H. S. *In situ soil testing: from mechanics to interpretation*. Viana da Fonseca e Mayne, 2004, 36 f.

YU, H. S., HOUSLBY, G. T. *Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis*. Geotechnique nº 41, 1991, p. 173-183.

APÊNDICE A – ESTRUTURA COMPLETA DA ROTINA UTILIZADA

Com fins de reprodução e análise detalhada da parte de programação da rotina, o apêndice A apresenta esta com sua estrutura completa.

```
##### INÍCIO DA ROTINA #####
```

```
import matplotlib.pyplot as plt
import time
plaxis_path = r'C:\Program Files\Plaxis\PLAXIS 2D'
import imp
import math

from plxscripting.easy import *
s, g = new_server('localhost', 10000, password='passwordhere')

s.new()

outputport = 10001
s_output,g_output=new_server('localhost', outputport,
password='TZ86$mH4MWBg^#5+')

start_time=time.time()
def getobject_mesh(structures_object, uf_sc_list):
#initialise empty list
    itemnames = []
    items = []

#find out the name of the original object
    g.gotostructures()
    _name = structures_object.Name.value
#print("this is _name",_name)
```

```

#now find the same name in staged construction mode
g.gotomesh()

table = s.call_and_handle_command( "tabulate {}".format(_name) )
table = table.split('\n')
#print("This is a table", table)

#first line is a header, so we should skip this
for i in range(1,len(table)):
    line = table[i]
    if not line[0:2] == " ":
        itemline = line.split("\t")[0].replace("\r","")
        if len(itemline) > 0:
            itemnames.append(itemline)

if not itemnames:
    print("No Staged Construction items found for: {}".format(_name))
else:
    print(itemnames)
    for plxobj in uf_sc_list:
        for plxname in itemnames:
            #print("Plx obj is second time ", plxobj.Name.value)
            #print("Plx name is",plxname)
            if plxobj.Name.value == plxname:
                items.append(plxobj)
                #print("Item name is",items)
                print("Added: {}".format( plxobj.Name.value ) )
return items

# grab the Load value , using the stefanos workaround#

def getphasevalue (object, phase):

```

```

# parsing the response mantis issue 23527:
response = g.echo(object)
lines = response.split('\r\n') # split response by '\r\n'
for line in lines:
    if phase.Name.value in line: # g.Phase_1.Name.value to get the
name of the phase not the GUID
        parts = line.split(':') # split again by ':'
        value = float(parts[1]) # second value which is the number
        return value

def
gettable_step_vs_SumMStage(filename=None,posdata=None,Inicial=None,NTr
ial=None,phaseorder=None,phaseinput=None):
    #init data for lists
    stepids = []
    SumMStage_all = []
    phasenames= []
    uxAs= []
    qactive_column = []

    uxAs.append(0)
    qactive_column.append(Inicial)

    #look into all phases, all steps:
    for phase,phase1 in zip(phaseorder, phaseinput):
        #print(phase.Steps.value)
        for step in phase.Steps.value:
            #print(dir(step.info))
            #print(dir(step))
            #print("Step is",step.Name.value)
            #sumMstage = step.Info.SumMStage.value
            #sumMstage = step.info.SumMStage.value

```

```

sumMstage = step.Reached.SumMstage.value
#print ("MStage is", sumMstage)
phasenames.append( phase.Name.value )
stepids.append( int(step.Name.value.replace("Step_", "")) )
#print      ("Displacements      are",g_output.getcurveresults(
g_output.Nodes[0], step, g_output.Soil.Ux))
      #ux=g_output.getcurveresults(g_output.Nodes[0],      step,
g_output.Soil.Ux)
      ux=g_output.getcurveresults(g_output.Nodes[0],      step,
g_output.ResultTypes.Soil.Ux)
      uxAs.append(ux)
      SumMStage_all.append( sumMstage )
      qphase_end = getphasevalue(g.Lineloads[1].qx_start, phase1)
      qphase_start      =      getphasevalue(g.Lineloads[1].qx_start,
phase1.PreviousPhase)
      qactive_column.append( (qphase_start + sumMstage * (qphase_end -
qphase_start)))
      #print ( "Loading is",((qphase_start + sumMstage * (qphase_end -
qphase_start))))

if filename:
    with open(filename,"w") as file:
        file.writelines( [ "{}\t{}\t{}\n".format( ph, nr, qactive, ux )
            for      ph,nr,qactive,ux      in      zip(
phasenames,stepids,qactive_column, uxAs )])

with open(filename,'r') as a:
    test=a.readline().strip().split()
    load_ref=test[2]
    print(test[2])
    u_ref=test[3]
    print(test[3])

with open(filename,'r') as f:

```

```

x=[]
y=[]
x1=[]
r0=0.022

for columns in ( raw.strip().split() for raw in f ):
    #print columns[3]
    #print columns[2]
    x=columns[3]
    y.append(float(columns[2])-float(load_ref))
    x1.append(((0.5*(((r0+float(columns[3])-float(u_ref)))**2-
r0**2)/(r0**2))*100)

    with open(posdata,"w") as file:
        file.writelines( [ "{}\t{}\n".format( a, b )
            for a,b in zip( y,x1 )])

plt.plot(x1,y, label= "Trial%d" % (NTrial))
plt.legend(bbox_to_anchor=(0.7, 0.5), loc=2, borderaxespas=0.)
plt.draw()
plt.pause(10)

g.setproperties("ModelType","Axisymmetry")
g.SoilContour.initializerectangular(0, 0, 0.6, 0.75)

g.gotosttructures()

#Creating the model###
g.polygon((0.022000000000000000, 0.000000000000000000),
(0.022000000000000000, 0.080000000000000000),
(0.022000000000000000, 0.160000000000000000),
(0.022000000000000000, 0.750000000000000000),
(0.600000000000000000, 0.750000000000000000),

```

```
(0.6000000000000000, 0.0800000000000000),
(0.6000000000000000, 0.0000000000000000),
(0.1000000000000000, 0.0000000000000000))
```

```
line1=g.line ((0.022, 0.16),(0.1, 0.16),(0.1, 0.08),(0.1,0))
line2=g.line ((0.022,0.08),(0.1,0.08))
line3=g.linedispl ((0.022,0.08),(0.022,0.16),"Displacement_x" , "Fixed",
"Displacement_y", "Free")
g.linedispl ((0.022,0.16),(0.022,0.75),"Displacement_x" , "Fixed",
"Displacement_y", "Free")
g.linedispl ((0.022,0),(0.1,0),(0.6,0),"Displacement_x" , "Free",
"Displacement_y", "Fixed")
g.linedispl ((0.6,0.08),(0.6,0),(0.6,0.08),(0.6,0.75),"Displacement_x" , "Fixed",
"Displacement_y", "Free")
g.neginterface ((0.0220,0),(0.022,0.08),(0.022,0.16),(0.022,0.75))
g.neginterface ((0.0220,0.08),(0.1,0.08),(0.6,0.08))
g.lineload ((0.022,0.75),(0.6,0.75),"qx_start", 0, "qy_start", -1)
g.lineload ((0.022,0.08),(0.022,0.0),"qx_start", 1, "qy_start", 0)

g.gotomesh()
```

```
Line_1_co=getobject_mesh(g.Line_1,g.Lines)
Line_2_co=getobject_mesh(g.Line_2,g.Lines)
Line_3_co=getobject_mesh(g.Line_3,g.Lines)
Line_7_co=getobject_mesh(g.Line_7,g.Lines)
Line_12_co=getobject_mesh(g.Line_12,g.Lines)
Line_5_co=getobject_mesh(g.Line_5,g.Lines)
Line_4_co=getobject_mesh(g.Line_4,g.Lines)
Line_16_co=getobject_mesh(g.Line_16,g.Lines)
```

```
Line_6_co=getobject_mesh(g.Line_6,g.Lines)
Line_11_co=getobject_mesh(g.Line_11,g.Lines)
Line_17_co=getobject_mesh(g.Line_17,g.Lines)
Point_1_co=getobject_mesh(g.Point_1,g.Points)
Point_2_co=getobject_mesh(g.Point_2,g.Points)
Point_3_co=getobject_mesh(g.Point_3,g.Points)
Point_4_co=getobject_mesh(g.Point_4,g.Points)
Point_5_co=getobject_mesh(g.Point_5,g.Points)
Point_11_co=getobject_mesh(g.Point_11,g.Points)
Polygon_co=getobject_mesh(g.Polygon_1,g.Polygons)
```

```
Line_1_co[0].CoarsenessFactor=0.5
Line_2_co[0].CoarsenessFactor=0.5
Line_3_co[0].CoarsenessFactor=0.5
Line_7_co[0].CoarsenessFactor=0.25
Line_12_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Line_5_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Line_4_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Line_16_co[0].CoarsenessFactor=0.25
Line_6_co[0].CoarsenessFactor=0.4
Line_11_co[0].CoarsenessFactor=1
Line_17_co[0].CoarsenessFactor=0.6
Point_1_co[0].CoarsenessFactor=0.25
Point_2_co[0].CoarsenessFactor=0.25
Point_3_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Point_4_co[0].CoarsenessFactor=0.25
Point_5_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Point_11_co[0].CoarsenessFactor=0.1
Polygon_co[1].CoarsenessFactor=0.5
Polygon_co[2].CoarsenessFactor=0.5
```

```
g.mesh(0.06)
```

```
g.viewmesh()
```

```
g.gotostages()
```

```
g.Deformations.BoundaryXMin[g.Phases[0]]="Free"
```

```
g.Deformations.BoundaryXMax[g.Phases[0]]="Free"
```

```
g.Deformations.BoundaryYMax[g.Phases[0]]="Free"
```

```
g.Deformations.BoundaryYMin[g.Phases[0]]="Free"
```

```
g.phase(g.Phases[0])
```

```
g.setcurrentphase(g.Phases[1])
```

```
g.Phases[1].Deform.UseUpdatedMesh= True
```

```
g.Phases[1].MaxStepsStored=250
```

```
for x in g.Interfaces[:]:
```

```
    x.Active[g.Phases[1]]=True
```

```
for x in g.Lineloads[:]:
```

```
    x.Active[g.Phases[1]]=True
```

```
for x in g.LineDisplacements[:]:
```

```
    x.Active[g.Phases[1]]=True
```

```
#g.Polygons.activate(g.Phases[0])
```

```
g.Polygons.activate(g.Phases[1])
```

```
g.phase(g.Phases[1])
```

```
g.setcurrentphase(g.Phases[2])
```

```
g.Phases[2].Deform.UseUpdatedMesh= True
```

```
g.Phases[2].MaxStepsStored=250
```

```
Verticalload=g.Lineloads[0]
```

```
PMTload=g.Lineloads[1]
```

```
Verticalload.q_start[g.Phases[2]]=250.8
```

```
PMTload.q_start[g.Phases[2]]=161
```

```
IN=PMTload.q_start[g.Phases[2]]
```

```
g.phase(g.Phases[2])
```

```
g.setcurrentphase(g.Phases[3])
```

```
g.Phases[3].Deform.ResetDisplacementsToZero= True
```

```
g.Phases[3].Deform.ResetSmallStrain=False
```

```
g.Phases[3].Deform.UseUpdatedMesh= True
```

```
g.Phases[3].MaxStepsStored=250
```

```
PMTload.q_start[g.Phases[3]]=1100
```

```
g.selectmeshpoints()
```

```
g_output.addcurvepoint("Node",g.soils[2],(0.022,0.0))
```

```
g_output.update()
```

```
plt.ion()
```

```
with open('C:\Carlos Santiago UERJ\PMT_reference.txt','r') as f:
```

```
    xa=[]
```

```
    yb=[]
```

```
    for columns in ( raw.strip().split() for raw in f ):
```

```
        #print columns[0]
```

```
        #print columns[1]
```

```
        xa.append(columns[1])
```

```
        yb.append(columns[0])
```

```
plt.plot(xa,yb,label= "Ref_curve")
```

```
plt.ylabel('Load (kPa)')
```

```
plt.xlabel('1/2 *V/V0 (%)')
```

```
#plt.legend(bbox_to_anchor=(0., 1.02, 1., .102), loc=3,
```

```
#     ncol=2, mode="expand", borderaxespad=0.)
```

```
plt.legend(bbox_to_anchor=(0.7, 0.5), loc=2, borderaxespad=0.)
```

```
plt.draw()
```

```
plt.pause(2)
```

```
phi = [30,33]
```

```
E50 = [20000,28000,33000]
```

```
m= [0.5]
```

```
#phi = [30]
```

```
#E50 = [20000]
```

```
#m= [0.5]
```

```
trial=0
```

```
for x in phi:
```

```
    for y in E50:
```

```
        for z in m:
```

```
            if trial!=0:
```

```
                g.delete (newsand)
```

```
            trial=trial+1
```

```
            g.gotostructures()
```

```
            newsand = g.soilmat( "Name", "PMT_Sand",
```

```
                "MaterialName", "PMT_Sand",
```

```
                "Colour", g.Colours.Yellow,
```

```
                "SoilModel", 3,
```

```
                "Gref", (3*y)/(2*(1+0.2)),
```

```
                "gammaUnsat", 18,
```

```
                "gammaSat", 18,
```

```
                "E50ref", y,
```

```
                "EoedRef",y,
```

```
                "EurRef", 82500,
```

```
                "cref", 2,
```

```
                "phi", x,
```

```
                "powerm",z,
```

```

        "psi", 5,
        "K0nc", 0.46 ,
        "K0Determination", 1,
        "K0Primary", 0.46,
        "K0Secondary", 0.46)

print ("Trial: {}".format(trial))
print ("----Started at %s seconds----" % (time.time() - start_time))
print ("Soil Name: {}".format(newsand.Name.value))
print ("Soil Model: {}".format(newsand.SoilModel.value))
print ("E50_ref: {} kPa".format(newsand.E50ref.value))
print ("Eoed_ref: {} kPa".format(newsand.EoedRef.value))
print ("Eur_ref: {} kPa".format(newsand.EurRef.value))
print ("c_ref: {} kPa".format(newsand.cref.value))
print ("phi_ref: {} degrees".format(newsand.phi.value))
print ("m {}".format(newsand.powerm.value))
#print ("G0_ref: {} kPa".format(newsand.G0ref.value))
#print ("gamma07: {}".format(newsand.gamma07.value))
#print ("p_ref: {} kPa".format(newsand.Pref.value))
g.Soils[0].setmaterial(newsand)
g.gotomesh()
g.mesh(0.06)
g.gotostages()
g.selectmeshpoints()
g_output.addcurvepoint("Node",g.soils[2],(0.022,0.0))
g_output.update()
g.calculate()
if g.Phase_1.CalculationResult == 2 or g.Phase_2.CalculationResult ==
2 or g.Phase_3.CalculationResult == 2:
    print ("Trial not OK")
    print ("-----")
    continue
print ("Calculation OK")
print ("-----")

```

```
g.save("C:\Carlos Santiago UERJ\PMTtrial%d.p2dx" % (trial))
g.view(g.Phase_3)
gettable_step_vs_SumMStage( filename= "C:\Carlos Santiago
UERJ\Load_Displacement%d.txt" % (trial),
    posdata ="C:\Carlos Santiago UERJ\PMTcurve%d.txt" % (trial),
    NTrial=trial,
    Inicial=IN,
    phaseorder = [g_output.Phase_3],
    phaseinput=[g.Phases[3]])
```

```
print( "END OF CALCULATIONS")
print ("Script finished at %s seconds----" % (time.time() - start_time))
```

```
##### FIM DA ROTINA #####
```