

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA
ESCAVAÇÃO DE GRANDE PORTE EM
PORTO ALEGRE / RS: CASO DE OBRA**

Márcio Eduardo Refatti

Dissertação para obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA

Porto Alegre

2002

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA
ESCAVAÇÃO DE GRANDE PORTE EM
PORTO ALEGRE / RS: CASO DE OBRA**

Márcio Eduardo Reffatti

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**. Área de concentração: **Geotecnia**

Porto Alegre

2002

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e aprovado em sua forma final pelo orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós- Graduação.

Orientador: _____
Prof. Fernando Schnaid, Ph.D., Oxford University, Inglaterra.

Orientador: _____
Prof. Nilo. Cesar Consoli, Ph.D., Concordia University, Canadá.

Banca Examinadora:

Prof. Roberto Quental Coutinho, Dr., COPPE/UFRJ.
Prof. Jarbas Milititsky, Ph.D., University of Surrey, Inglaterra.
Prof. Anna Laura L.S. Nunes, Ph.D., University of Montreal, Canadá.

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do Curso de Pós - Graduação em Engenharia Civil

Porto Alegre, abril de 2002.

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições que possibilitaram a realização deste trabalho:

Ao professor Fernando Schnaid, pela orientação, amizade, críticas, sugestões e constante estímulo durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Ao professor Nilo Cesar Consoli, pela orientação, amizade, crítica e ajuda no entendimento e utilização do programa Plaxis, além do estímulo e companheirismo.

À professora Anna Laura L.S. Nunes, pelo estímulo à realização deste trabalho.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos colegas do PPGEC-UFRGS, pelo convívio, amizade e compartilhamento dos conhecimentos.

Ao colega Diego Nacci, pela amizade e apoio nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais pelo apoio, compreensão e por acreditarem que este sonho seria possível.

À minha noiva, Leticia pelo apoio, compreensão, confiança e cumplicidade, sempre fortalecendo meu estímulo a conclusão deste trabalho.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Ao professor Jarbas Milititsky, pelo empréstimo dos dados do caso de obra, que sem eles este trabalho não seria possível.

A todos àqueles que, diretamente ou indiretamente, colaboraram na elaboração deste trabalho.

Agradeço a DEUS por tudo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xii
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Apresentação.....	1
1.2 Hipóteses e Objetivos da Pesquisa.....	2
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1 Histórico.....	4
2.2 Estruturas de Contenção em Escavações.....	5
2.2.1 Parede Diafragma.....	6
2.2.2 Tirantes.....	7
2.3 Mecanismos de Interação Solo-Estrutura.....	9
2.3.1 Carregamento nas Estruturas.....	10
2.3.1.1 Empuxo de Terra.....	11
2.3.1.2 Influência da Água.....	11
2.3.1.3 Ação das Sobrecargas.....	11
2.3.2 Deslocamentos Induzidos.....	12
2.3.3 Danos Induzidos.....	13
2.4 Métodos de Cálculo.....	16
2.4.1 Métodos Clássicos.....	16
2.4.1.1 Teoria de Rankine.....	16
2.4.2 Métodos Modernos.....	19
2.5 Utilização de métodos computacionais - Elementos Finitos.....	20
2.5.1 Análise Por Elementos Finitos da Instalação de Paredes Diafragma.....	20
2.5.1.1 Modelo Geométrico.....	21
2.6 Dados Históricos de Escavações Analisadas por Elementos Finitos.....	23

3 DESCRIÇÃO DO CASO HISTÓRICO

3.1 Localização e Descrição do Caso Histórico.....	24
3.2 Características Geotécnicas do Local.....	25
3.2.1 Campanha Experimental Realizada no Local da Escavação.....	28
3.2.1.1 Ensaio SPT.....	28
3.2.1.2 Ensaio CPT.....	32
3.3 Solução Apresentada para Contenção da Escavação.....	35
3.3.1 Diferentes Perfis de Subsolo e Sobrecargas.....	40
3.4 Descrição da Execução da Escavação e Acompanhamento dos Deslocamentos.....	41

4 PROGRAMA PLAXIS: MODELOS E GEOMETRIAS

4.1 Generalidades.....	48
4.2 Modelos Constitutivos.....	48
4.2.1 Modelo Linear Elástico.....	49
4.2.2 Modelo Elástico Perfeitamente-Plástico com Superfície de ruptura Morh Coulomb...	50
4.3 - Modelos Geométricos.....	53
4.3.1 Elementos Triangulares que Constituem a Malha de Elementos Finitos.....	53
4.3.2 Elementos Constituintes dos Modelos Geométricos.....	54
4.3.2.1.Pontos e Linhas.....	54
4.3.2.2 Elementos de Viga (Parede ou Placa).....	55
4.3.2.3 Elementos de Geotêxtil.....	56
4.3.2.4 Ancoragem.....	56
4.3.2.5 Interfaces.....	57

5 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA PLAXIS

5.1 Generalidades.....	59
5.2 Retroanálise de Uma Escavação sem Contenção Considerando Elasticidade Linear.....	60
5.3 Análise do Exemplo Apresentado pelo Manual do Programa Utilizando o Modelo de Morh - Coulomb.....	63
5.4 Análise dos Resultados.....	70
5.5 Apresentação e Obtenção dos Parâmetros do Solo.....	70
5.5.1 Estimativas de Parâmetros Geotécnicos a partir de Ensaio SPT.....	73
5.5.2 Estimativas de Parâmetros Geotécnicos a partir de Ensaio de Cone Mecânico.....	74

5.5.3 Obtenção dos Parâmetros Geotécnicos	74
---	----

6 SIMULAÇÃO DO CASO DE OBRA

6.1 Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico Considerando uma Superfície de Ruptura de Morh - Coulomb.....	77
6.1.1 Configuração Geométrica do Caso de Obra.....	79
6.1.2 Sequência Construtiva da Escavação.....	82
6.1.3 Avaliação dos Resultados Classe A.....	82
6.2 Análise Paramétrica.....	87
6.2.1 Condições de Contorno.....	97
6.3 Avaliação dos Resultados	101

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões.....	102
7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	104

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
-----------------------------------	------------

ANEXOS

ANEXO I - Variação dos Deslocamentos em Função do Tempo

ANEXO II - Resultado das Análises do Programa Plaxis: Etapa Final de Escavação

ANEXO III - Deslocamentos e Solicitações Atuantes na Parede Diafragma: Etapa Final de Escavação

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Elemento de ancoragem.....	8
Figura 2.2: Critério de danos provocados por deslocamento induzidos por escavações.....	15
Figura 2.3: Tensões de Equilíbrio Limite.....	17
Figura 2.4: Modelo geométrico de uma escavação (Malha de Elementos Finitos).....	22
Figura 3.1: Planta de situação da escavação.....	25
Figura 3.2: Ensaios de SPT realizados em várias cotas do terreno da escavação.....	29
Figura 3.3: Ensaios de SPT realizados no local antes e depois da escavação.....	30
Figura 3.4: Linha de aproximação dos valores de N_{SPT} dos ensaios realizados.....	32
Figura 3.5: Ensaios de cone mecânico com medidas de resistência de ponta (q_c) e resistência lateral (f_s).....	34
Figura 3.6: Início da construção da parede diafragma com Clam Shell.....	36
Figura 3.7: Escavação da parede diafragma.....	36
Figura 3.8: Execução das estacas injetadas de pequeno diâmetro.....	37
Figura 3.9: Canteiro de Obras - execução das fundações para a superestrutura.....	37
Figura 3.10: Detalhamento da ferragem e sistemas construtivos das lamelas	38
Figura 3.11: Detalhamento em planta das lamelas que compõem a parede diafragma.....	38
Figura 3.12: Disposição da lamela A3 com as posições de ancoragem.....	39
Figura 3.13: Perfil dos tirantes utilizados para análise no programa Plaxis.....	39
Figura 3.14: Diferentes geometrias e perfis dos terrenos vizinhos e sobrecargas.....	40
Figura 3.15: Representação das primeiras 4 etapas da escavação.....	41
Figura 3.16: Recalques Medidos no Prédio A.....	42
Figura 3.17: Recalques Medidos no Prédio B.....	43
Figura 3.18: Recalques Medidos no Prédio C.....	43
Figura 3.19: Recalques Medidos no Prédio D.....	44
Figura 3.20: Recalques Medidos no Prédio E.....	44
Figura 3.21: Localização dos pontos de leitura no Prédio A.....	45
Figura 3.22: Localização dos pontos de leitura no Prédio B.....	45
Figura 3.23: Localização dos pontos de leitura no Prédio C e D.....	46
Figura 3.24: Localização dos pontos de leitura no Prédio E.....	46
Figura 3.25: Localização dos pontos de tomada das leitura na obra.....	47
Figura 4.1: Superfície de Ruptura Modelo Mohr-Coulomb.....	53

Figura 4.2: Elementos de solo (6 e 15) nós e pontos de tensão (3 e 12).....	54
Figura 4.3: Posição dos nós e pontos de tensão para elementos de viga com 3 e 5 nós.....	55
Figura 4.4: Elementos de interface.....	57
Figura 5.1: Malha de Elementos Finitos utilizada por Consoli (1987), com os devidos pontos da malha analisados.....	60
Figura 5.2: Malha de deslocamentos (aumentada 50x) - Programa Plaxis.....	61
Figura 5.3: Tela de entrada do modelo geométrico no programa Plaxis.....	63
Figura 5.4: Malha deformada após o final da escavação.....	66
Figura 5.5: Deslocamentos da massa de solo devido a escavação.....	67
Figura 5.6: Variação das linhas equipotenciais.....	68
Figura 5.7: Variação da poro-pressão com a profundidade.....	68
Figura 5.8: Solicitações na parede diafragma devido ao processo de escavação.....	69
Figura 5.9: Perfil do subsolo da escavação.....	76
Figura 6.1: Modelo geométrico do Prédio A apoiado sobre estacas.....	80
Figura 6.2: Modelo geométrico do Prédio B apoiado sobre sapatas.....	80
Figura 6.3: Modelo geométrico do Prédio C apoiado sobre sapatas.....	81
Figura 6.4: Modelo geométrico do Prédio D apoiado sobre sapatas.....	81
Figura 6.5: Modelo geométrico do Prédio E apoiado sobre sapatas.....	81
Figura 6.6: Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio A.....	83
Figura 6.7: Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio B.....	84
Figura 6.8: Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio C.....	84
Figura 6.9: Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio D.....	85
Figura 6.10: Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio E.....	85
Figura 6.11: Análise Paramétrica para o Prédio A - Pilar P9.....	89
Figura 6.12: Análise Paramétrica para o Prédio A - Pilar P8.....	90
Figura 6.13: Análise Paramétrica para o Prédio B - Pilar P2.....	90
Figura 6.14: Análise Paramétrica para o Prédio B - Pilar P3.....	91
Figura 6.15: Análise Paramétrica para o Prédio C - Pilar P18.....	91
Figura 6.16: Análise Paramétrica para o Prédio C - Pilar P17.....	92
Figura 6.17: Análise Paramétrica para o Prédio C - Pilar P14.....	92
Figura 6.18: Análise Paramétrica para o Prédio C - Pilar P15.....	93
Figura 6.19: Análise Paramétrica para o Prédio C - Pilar P3.....	93
Figura 6.20: Análise Paramétrica para o Prédio D - Pilar P8.....	94

Figura 6.21: Análise Paramétrica para o Prédio D - Pilar P7.....	94
Figura 6.22: Análise Paramétrica para o Prédio E - Pilar P7.....	95
Figura 6.23: Análise Paramétrica para o Prédio E - Pilar P4.....	95
Figura 6.24: Análise Paramétrica variando a rigidez da parede diafragma - Prédio A.....	98
Figura 6.25: Análise Paramétrica variando a rigidez da parede diafragma - Prédio B.....	99
Figura 6.26: Análise Paramétrica variando a força de ancoragem - Prédio A.....	99
Figura 6.27: Análise Paramétrica variando a força de ancoragem - Prédio B.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação dos danos em edificações, ABMS/ABEF (1998).....	15
Tabela 3.1: Principais características da obra.....	24
Tabela 3.2: Resumo dos quantitativos da solução projetada.....	35
Tabela 4.1: Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.....	52
Tabela 5.1: Parâmetros elástico linear do solo, utilizados por Consoli (1987).....	60
Tabela 5.2: Comparação entre resultados obtidos por Consoli (1987) e esta dissertação.....	62
Tabela 5.3: Propriedades do solo e interface.....	64
Tabela 5.4: Propriedades da parede diafragma.....	64
Tabela 5.5: Propriedades do tirante (Ancoragem).....	65
Tabela 5.6: Propriedades do enchimento de concreto (Geotêxtil).....	65
Tabela 5.7: Parâmetros de resistência do solo obtidos por Nudelmann (1980).....	72
Tabela 5.8: Parâmetros de resistência do solo obtidos por Davison Dias (1987).....	72
Tabela 5.9: Parâmetros de resistência do solo obtidos por Bastos (1991).....	72
Tabela 5.10: Parâmetros obtidos dos ensaios de campo e laboratório.....	75
Tabela 5.11: Dados de entrada no programa Plaxis.....	76
Tabela 6.1: Variação das propriedades do solo para as análises paramétricas.....	88
Tabela 6.1: Continuação.....	89
Tabela 6.2: Variação dos valores de projeto para as análises paramétricas.....	94

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

c = coesão entre as partículas do solo

E = Módulo de Elasticidade

ν = coeficiente de Poisson

γ = peso específico do solo

ψ = dilatância do solo

ϵ = deformação específica

K_0 = coeficiente de pré-adensamento

k_x ; k_y = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal e vertical respectivamente

D_r = densidade relativa do solo

ϵ_H = deformação horizontal

β = distorção angular

σ = tensão normal

τ = tensão tangencial

f = função de plastificação

q_c = resistência de ponta no ensaio CPT

f_s = resistência lateral no ensaio CPT

$\mu = 10^{-3} \text{mm}$

RESUMO

Neste trabalho, apresenta-se um estudo numérico, através do Método dos Elementos Finitos, do efeito de instalação de uma parede diafragma com tirantes, seguida de uma grande escavação em solo residual de Granito Independência. As simulações numéricas são comparadas a deslocamentos medidos em uma obra localizada no Bairro Moinhos de Vento, na cidade de Porto Alegre, Rio Grande do Sul - Brasil.

Para realizar esta análise utilizou-se o programa computacional Plaxis. Este programa se destina especificamente a análises da deformabilidade e estabilidade de projetos de engenharia geotécnica, cuja simulação requer o uso de métodos numéricos que consideram linearidade e não-linearidade constitutiva, bem como dependência do tempo. Foi utilizado nas simulações o Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb.

Os parâmetros do solo foram determinados a partir de ensaios de SPT e CPT, e balizados através de dados obtidos na literatura. Os resultados das análises numéricas são comparados com os resultados medidos *in situ*, durante a execução da escavação. Foram feitas duas análises distintas, uma chamada Classe A, onde os parâmetros estimados através dos ensaios SPT e CPT foram adotados como padrão e utilizados na simulação da obra. Na segunda análise, denominada análise Classe C, correspondente a uma avaliação dos valores de ângulo de atrito (ϕ), coesão (c) e Módulo de Elasticidade (E), procurando-se avaliar a sensibilidade das previsões. Os resultados da análise numérica Classe A apresentam uma boa aproximação dos resultados medidos em 3 dos 5 perfis analisados, sendo que as simulações reproduziram de forma qualitativa a tendência das curvas experimentais. Parâmetros de resistência e deformabilidade têm um grande influência no comportamento do modelo numérico. A variação de parâmetros de projeto, como a força de ancoragem nos tirantes e a rigidez da parede diafragma também foram testadas. Os resultados demonstram que a influência destes parâmetros é significativa na medida dos deslocamentos.

ABSTRACT

The present work presents a Finite Element numerical study, on the effect of installation of a anchored diaphragm wall, followed by a great excavation in a residual soil site on Independência granite. Prediction of displacement fields are compared to values measured in a field work located at the Moinhos de Vento neighborhood, in the city of Porto Alegre, Rio Grande do Sul - Brazil.

To accomplish such analysis the computational program Plaxis was used. This program was specifically designed to analyze deformations and stability of geotechnical engineering projects, whose simulation requests the use of numerical methods considering constitutive linearity and non-linearity and time dependency. In is work an Elastic-perfectly Plastic Model considering Mohr-Coulomb Failure Surface was used.

Constitutive parameters of the soil were determined from SPT and CPT tests, as well as from data obtained in the literature. The results of the numerical analyses are compared with results measured in situ, during the execution of the excavation. Two different analyses were carried out. In the first one, called Class A analysis, the parameters were predicted from SPT and CPT tests and were directly adopted in the predictions that were later compared to measure displacements. In a second analysis, called Class C, a parametrical study was accrued considering angle of friction (ϕ), cohesion (c) and Elasticity Modulus (E), trying to evaluate the sensibility of predicted displacement fields. The results of the Class A analysis show a good agreement with measured results in 3 of the 5 analyzed profiles, and the curves show a qualitative tendency for the other profiles. Such results demonstrate that strength and deformability parameters have a great influence in the behavior of the numerical model. Variation of boundary conditions, such as anchorage force in the anchor and rigidity of the diaphragm wall were also checked, and results demonstrated the significant influence of these parameters in the measured displacements.

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO

Esta dissertação de mestrado apresenta um estudo realizado através de análises numéricas utilizando o Método de Elementos Finitos (Finite Element Method - FEM) com o objetivo de simular uma escavação com parede diafragma e tirantes, em solo alterado de granito.

Devido à crescente urbanização de algumas regiões da cidade de Porto Alegre, e consequentemente, o aumento do número de veículos em circulação e a falta de espaço físico para abrigá-los, fez-se necessário nesta obra, o aproveitamento do subsolo, estimulado pelas condições geotécnicas favoráveis encontradas no local. Desta forma, em maio de 1997 iniciaram-se as obras de escavação, localizadas no bairro Moinhos de Vento, Porto Alegre/RS. No lugar do solo escavado, surgiram quatro pavimentos de subsolo, que atendem a um centro comercial e a um hotel que possui uma torre de aproximadamente 95 metros de altura.

No entanto, a densa urbanização do local em todo seu entorno, sendo algumas das edificações já construídas há bastante tempo, tanto em fundações rasas como em profundas, dificultou a execução da escavação. Foram instalados em alguns locais, nas edificações vizinhas, pinos de controle de recalques, onde fez-se o monitoramento e controle de verticalidade, além do acompanhamento de fissuras. Este controle, realizado durante e após a

escavação resultou em um banco de dados, utilizado para comparação entre resultados reais e resultados de simulações numéricas descritos nesta dissertação.

O programa computacional utilizado para realizar as simulações numéricas foi o programa comercial Plaxis, desenvolvido pela companhia Plaxis BV. Este programa se destina especificamente a análises de deformações e estabilidade de projetos de engenharia geotécnica, cuja simulação requer o uso de modelos, tensão (σ) x deformação (ϵ) lineares e não-lineares, dependentes do tempo.

1.2 HIPÓTESES E OBJETIVOS DA PESQUISA

Como previsto, no decorrer do processo de escavação observou-se o surgimento de deslocamentos nas edificações vizinhas à escavação, decorrentes dos deslocamentos associados às escavações, ocorrências inerentes a obras desta natureza. As leituras de deslocamentos foram realizadas diariamente durante a execução da obra, tendo-se destacado velocidades de carregamento da ordem de 300 μ /dia. O padrão dos deslocamentos é incomum, com locais de medição indicando recalques (deslocamentos verticais descendentes) e outros evidenciando levantamento da estrutura (deslocamentos verticais ascendentes). As medidas foram realizadas de forma contínua e metódica, não havendo dúvidas quanto a sua acurácia. Em função dos padrões de deslocamento observados e objetivando avaliar a capacidade de projetistas em estimar a magnitude destes deslocamentos, decidiu-se realizar o presente estudo.

Os objetivos centrais desta pesquisa estão estabelecidos nas seguintes etapas:

- Medir a sensibilidade do programa Plaxis, fazendo comparações entre resultados reais e de simulações numéricas;
- Verificar a acurácia das análises numéricas em problemas de escavação;
 - Entender qual é o mecanismo de interação solo-estrutura envolvido no problema.

O Capítulo II apresenta uma revisão bibliográfica sobre os mecanismos envolvidos na interação solo-estrutura, procurando abordar todos os aspectos relativos ao assunto, bem como reunir uma gama de conhecimento sobre os principais trabalhos realizados nesta. No

capítulo III encontra-se a descrição das características do caso histórico, além da solução e problemas encontrados. O Capítulo IV descreve os procedimentos numéricos e modelos constitutivos do programa de Elementos Finitos Plaxis e utilizados na presente pesquisa. No Capítulo V faz-se a validação do programa Plaxis através de comparações de resultados obtidos por outros programas de Elementos Finitos, além da análise dos ensaios de campo (SPT e CPT) e da obtenção dos parâmetros constitutivos dos materiais. No Capítulo VI é apresentada a simulação da numérica da escavação no programa Plaxis e a discussão dos resultados. Finalmente, no Capítulo VII, são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica aborda os tópicos teóricos relacionados à estabilização de escavações mediante estruturas de contenção de concreto armado, assim como os métodos numéricos empregados para análise e interpretação do mecanismo de interação solo-estrutura de escavações e contenções. Referente às estruturas de contenção, aborda-se em detalhes as paredes diafragma, atirantadas, por ser este tipo de estrutura o objetivo central de análise desta dissertação. Outras referências são feitas aos métodos numéricos, abordando mais especificamente os métodos numéricos que empregam elementos finitos. Faz-se também uma abordagem de dados históricos sobre escavações, relatados na literatura.

2.1 HISTÓRICO

Os registros mais antigos de obras de contenção apontam para muros de alvenaria de argila contendo aterros na região sul da Mesopotâmia, hoje Iraque, construídos por sumerianos entre 3.200 a 2.800 a.C. (Kinder e Hilgemann, 1964). Obras construídas seguindo preceitos de engenharia moderna começaram a surgir apenas no início do século XVIII, frutos de trabalhos de engenheiros franceses. De fato, a engenharia moderna de obras de contenção iniciou-se com o trabalho de Coulomb publicado em 1776, sobre regras de máximos e mínimos aplicadas a estruturas de arrimo, o que causou enorme impacto na concepção destas

estruturas. O desenvolvimento desta ciência, naquela época, fora motivado pela expansão colonizadora européia, iniciada no século XVI, que requereu a construção de diversas estruturas de defesa e fortificações militares, em locais e terrenos os mais variados possíveis, em quase todos os continentes da Terra. Estes tipos de estrutura foram as primeiras obras de contenção a serem introduzidas no Brasil no século XVIII (fortes costeiros) e que tiveram seu uso expandido para obras portuárias e contenções urbanas no século XIX, na Bahia e no Rio de Janeiro, com a vinda da Corte portuguesa. A difusão deste tipo de estrutura no Brasil só iria ocorrer no século XIX, com a expansão das obras ferroviárias particulares (Imperial Estradas de Ferro de Petrópolis, 1854) e estatais (Companhia Estradas de Ferro Dom Pedro II, 1864). Mais recentemente são encontrados registros da utilização de contenções com ancoragem, citados por Costa Nunes e Velloso (1962), empregadas nas primeiras obras documentadas nos taludes rochosos da estrada Rio-Teresópolis e da cidade de Rio de Janeiro, e desde então, difundidas por todo o país, com grande concentração nas obras da Serra do Mar e dos metrô de São Paulo, Rio de Janeiro e Brasília.

2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM ESCAVAÇÕES

A contenção de escavações se faz necessária quando a estrutura de solo não apresenta condições de manter-se estável por si só, ou quando se deseja restringir os deslocamentos dentro de certo intervalo, ou ainda por questões de segurança. Para isto utiliza-se as estruturas de contenção, as quais podem ser classificadas de acordo com sua finalidade, modelo construtivo e elementos empregados na sua execução. Apresenta-se abaixo algumas definições necessárias ao entendimento deste capítulo:

Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciços cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

Muros são estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiada numa fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria ou em concreto simples ou armado, ou ainda, em elementos especiais.

Escoramentos são estruturas provisórias executadas para possibilitar a construção de outras obras. São utilizadas mais comumente para permitir a execução de obras enterradas ou o assentamento de tubulações embutidas no terreno.

Cortinas são contenções ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, caracterizadas pela pequena deslocabilidade.

Reforço do terreno são construções em que um ou mais elementos são introduzidos no solo com a finalidade de aumentar sua resistência para que possa suportar as tensões geradas por um desnível abrupto.

Parede é a parte em contato direto com o solo a ser contido. É, mais comumente, vertical e formada por materiais como madeira, aço ou concreto.

Longarinas é um elemento linear, longitudinal, em que a parede se apoia. Em geral é disposta horizontalmente e pode ser constituída de vigas de madeira, aço ou concreto armado.

Estroncas ou escoras são elementos de apoio das longarinas. Dispõem-se portanto, no plano horizontal das longarinas, sendo perpendiculares às mesmas. Podem ser constituídas de barras de madeira ou aço.

Tirantes são elementos lineares introduzidos no maciço e ancorados em profundidade por meio de um trecho alargado, denominado bulbo. Trabalhando à tração, podem suportar as longarinas em lugar das estroncas, quando essa solução for mais adequada ou econômica.

As estruturas de contenção podem ser classificadas de acordo com os materiais empregados em sua construção, a forma de construção e a dimensão dos deslocamentos introduzidos. A estrutura de contenção abordada a seguir é a parede diafragma, por ser o elemento central de análise nesta dissertação.

2.2.1 Parede Diafragma

As paredes diafragma são caracterizadas pela concretagem submersa feita com tremonha em trincheiras escavadas, relativamente estreitas, cuja estabilidade, durante a escavação, é obtida pela introdução de uma suspensão de "bentonita" em água. A suspensão estabilizante, denominada "lama bentonítica", permite a introdução da armadura e o enchimento da escavação com concreto. As paredes diafragma são construídas em trechos contíguos de comprimentos da ordem de 2 a 3 metros, os quais são escavados sucessivamente ou alternadamente, conforme as características da obra e do solo.

As paredes diafragma, moldadas "in loco", como elementos de concreto que são, deverão ser dimensionadas obedecendo às prescrições e recomendações constantes da NBR-6118. Diante das características construtivas das paredes diafragma moldadas "in loco", tem sido prática comum o seu dimensionamento à flexão considerando-se apenas o momento fletor máximo. Com relação ao cisalhamento, as paredes diafragma são dimensionadas normalmente como uma viga, utilizando-se apenas estribos. Na distribuição das armaduras necessárias, é comum a variação tanto do diâmetro da barra quanto do espaçamento ao longo da altura.

No caso de ocorrer simultaneamente esforços de compressão e flexão nas paredes diafragma, os painéis deverão ser dimensionados à flexocompressão, se for mais desfavorável que o dimensionamento à flexão simples. Neste caso, atenção especial deverá ser dada às condições de vínculo da parede, pois definirão o comprimento de flambagem a ser considerado no cálculo. Ainda nestes casos deverão ser consideradas no dimensionamento todas as combinações de esforços possíveis.

As paredes diafragma, na maioria das vezes, são escoradas mediante a utilização de tirantes ou escoras, escolhidas em função do tipo de obra que se pretende realizar. Este trabalho trata dos tirantes pelo fato de serem os elemento empregados para a contenção dos deslocamentos.

2.2.2 Tirantes

Tirantes (Fig. 2.1) são elementos utilizados nos sistemas de contenção em substituição às estrocas. É um elemento linear capaz de transmitir esforços de tração entre suas extremidades: a extremidade que fica fora do terreno é chamada de cabeça e a extremidade que fica enterrada é conhecida por trecho ancorado, e designada por comprimento ou bulbo de ancoragem. A norma brasileira NBR-5629/77 - "Estruturas ancoradas no terreno, Ancoragens injetadas no terreno" - bem como a sua revisão NBR-5629/96 - "Execução de tirantes ancorados no solo", apresentam basicamente o mesmo conceito exposto acima.

A grande maioria dos tirantes é constituída por um ou mais elementos de aço, usualmente barras, fios ou cordoalhas. Modernamente, com o desenvolvimento da engenharia de materiais, têm surgido novos materiais em fibras químicas, de alta capacidade de carga à tração e resistente à corrosão, porém seu uso ainda é pouco difundido não havendo experiência brasileira. A função básica do tirante é transmitir um esforço externo de tração para o terreno, através do bulbo. Evidentemente o esforço externo é aplicado na cabeça e transferido para o bulbo através do trecho livre. Como o atrito tolerado no trecho livre é limitado, praticamente toda a carga é efetivamente transmitida ao bulbo. A transmissão dos esforços é feita pelo elemento resistente à tração, normalmente o aço. O aço constituinte do tirante deve suportar o esforço com uma segurança adequada em relação ao escoamento e ainda deve ter uma proteção adequada contra a corrosão, conforme definido na norma brasileira, para garantir sua durabilidade.

No trecho livre, não deve haver aderência do aço à calda (nata de cimento, utilizado na fixação do tirante no solo). Para tanto é prática usual se revestir o aço com material que o isole da calda, tal como graxa, tubo ou mangueira de plástico, bandagem de material flexível. Para efeito da norma brasileira, o tirante não pode ter um trecho livre com comprimento inferior a 3 metros. Entendendo-se que os 3 metros se referem à distância da cabeça ao início do bulbo, que efetivamente transmitirá cargas ao terreno. Ainda de acordo com a norma, o tirante deve ser ensaiado individualmente com cargas de 120% até 175% da carga de projeto, sendo que o bulbo não pode sofrer arrancamento nem deformações excessivas por fluência, durante os ensaios.

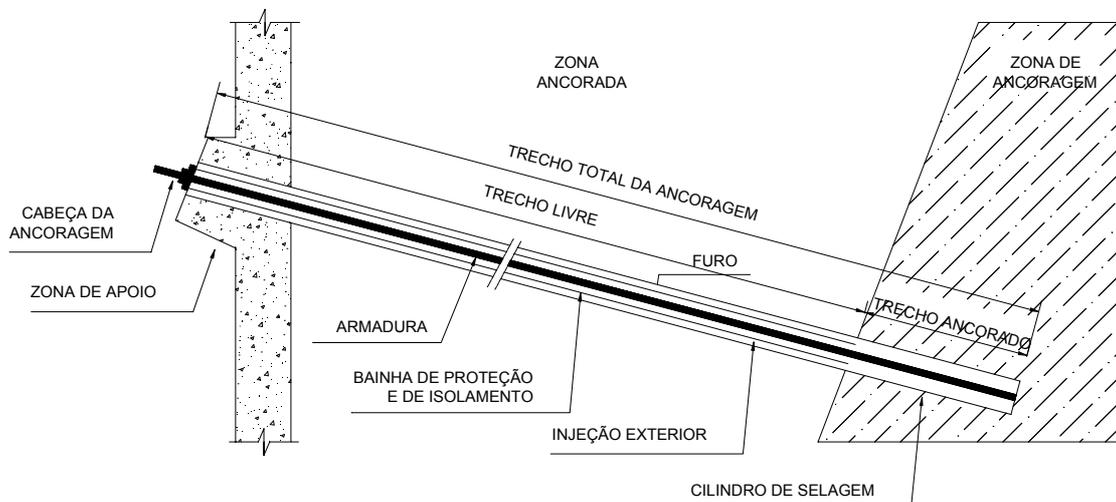


Figura 2.1 - Elemento de Ancoragem.

O bulbo de ancoragem, na grande maioria das vezes, é constituído por calda de cimento, que adere o aço ao solo. Este trecho é responsável pela transferência dos esforços do tirante para o terreno. O bulbo não deve se romper por arrancamento e nem deformar em demasia em função de cargas de longa duração, por efeito de fluência, com uma margem de segurança adequada. Os valores do fator de segurança para tirantes definitivos e provisórios são de 1,75 e 1,50, respectivamente com relação ao arrancamento, e de 1,50 para fluência, NBR-5629/96.

Conceitualmente existem dois tipos de bulbos: os que trabalham à compressão e os que trabalham à tração. No primeiro caso, a transferência de carga do aço para o aglutinante ocorre da extremidade mais profunda em direção ao trecho livre (o aço fica livre mesmo no trecho ancorado) e no segundo caso, a transferência ocorre do fim do trecho livre em direção à extremidade mais profunda (o aço adere ao aglutinante). No caso analisado nesta dissertação, o segundo tipo foi empregado na solução geotécnica. A transmissão de esforços do aço ao terreno é feita pela calda de cimento que constitui o bulbo. Por apresentarem características diferentes, tanto de dimensões como de aderência, devem ser considerados separadamente o comprimento necessário para ancorar o aço na calda de cimento e o comprimento necessário para ancorar a calda de cimento ao terreno. Considerando que a aderência aço-cimento é muito maior que a do cimento-solo, resulta que o engastamento do aço no cimento pode ser significativamente menor que o comprimento total do bulbo, mesmo considerando a diferença de diâmetros.

A cabeça do tirante, normalmente, escora ou suporta uma estrutura e é em geral constituída por peças metálicas, que possuem detalhes particulares para prender o elemento tracionado, tais como porcas, chavetes, botões ou cunhas.

2.3 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Os métodos consagrados na literatura, de interação solo-estrutura, procuram descrever a forma como o solo e a estrutura de contenção interagem um em relação ao outro, a forma como se movimentam e a influência mútua entre elementos.

Durante muitos anos foi aceita como válida a relação linear entre tensão-deformação do solo dentro de uma superfície de contorno; em trabalhos mais recentes fica claramente estabelecida que a relação tensão-deformação é altamente não-linear, até para pequenas deformações.

Atkinson et al. (1990) e Atkinson & Sällfors (1991) discutiram aspectos relacionados à rigidez do solo, sendo que em muitos casos, esta decresce com o incremento de deformações, e a rigidez a pequenas deformações é fortemente dependente do histórico de tensões ou deformações de cada elemento de solo.

Atkinsons e Sällfors (1991), Jardine et al. (1991) e Simpson (1992) fazem referência em relação às argilas fortemente sobre-adensadas, tais como "London Clay" e "Gault Clay". A influência da baixa tensão efetiva e índice de vazios de um solo rígido é relativamente pouco importante quando comparada com o efeito do histórico de tensões e nível de deformações envolvido.

Burland et al. (1979) sugerem que a movimentação do solo ao redor da escavação é atribuída ao alívio de tensão tanto vertical como horizontal. A magnitude do movimento do solo não depende somente da mudança das tensões, mas também depende da rigidez do solo.

2.3.1 Carregamento nas Estruturas

Os carregamentos atuantes nas escavações e contenções são essencialmente os mesmos, qualquer que seja o tipo de obra. O carregamento final atuante no elemento estrutural é, em geral, composto de três parcelas básicas: empuxo de terra, empuxo devido a sobrecargas externas e empuxo devido a água. A seguir estão apresentadas considerações a respeito da determinação das ações devidas a cada uma das parcelas acima mencionadas.

2.3.1.1 Empuxo de Terra

O valor do empuxo de terra, assim como a distribuição das tensões ao longo da altura do elemento de contenção, dependem da interação solo-elemento estrutural durante todas as fases da obra, seja ela escavação ou reaterro. O empuxo atuante sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo, ao longo das fases construtivas da obra e até mesmo durante sua vida útil. Portanto, o carregamento do elemento estrutural de contenção depende fortemente das suas próprias características geométricas e reológicas, por ser parte de um conjunto estaticamente indeterminado.

2.3.1.2 Influência da Água

A presença da água no subsolo deverá ser considerada a partir dos condicionantes hidrogeológicos da região, das permeabilidades das várias camadas de solo e da parede de contenção, assim como do seu embutimento. Dependendo do caso, poderá ser utilizado nível d'água estático, hidrodinâmico ou até mesmo transiente, compatibilizando à velocidade de escavação. A correta consideração da influência da água nos empuxos se faz através da determinação das pressões neutras não somente na parede de contenção mas, também, na superfície potencial de ruptura.

2.3.1.3 Ação das Sobrecargas

Qualquer que seja o tipo de obra, provisória ou permanente, é necessário a considerar-se as sobrecargas externas no cálculo de estabilidade das paredes de contenção das escavações, tais como: edifícios próximos à escavação, depósitos de materiais nas proximidades da escavação, presença de equipamentos, etc.

Em particular, no caso das obras provisórias é importante a consideração de sobrecargas de equipamentos e veículos típicos da construção da obra enterrada. Costuma-se desconsiderar o efeito de sobrecargas decorrentes de fundações de edifícios cuja ação se localiza fora da zona de influência definida pela região localizada entre o pé da parede e o

topo da escavação segundo um ângulo de inclinação de 35° com a horizontal, lembrando-se que a cunha de ruptura ocorre segundo um ângulo de $(45^\circ - \phi'/2)$ em relação ao plano vertical definido pela face do muro.

Para edifícios com fundação direta, o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível das sapatas. Já para fundações profundas, torna-se necessário analisar caso a caso, a fim de estabelecer o nível ou níveis mais adequados de aplicação do carregamento.

Para atender às situações com depósitos de materiais de construção e ao tráfego de veículos especiais e equipamentos na faixa lateral à construção, costuma-se definir dois tipos de sobrecargas equivalentes, uma semi-infinita e outra com largura definida que representaria os veículos especiais e equipamentos. É comum no meio técnico a adoção de 10 kN/m^2 para sobrecargas semi-infinitas e de 25 a 40 kN/m^2 para sobrecargas devida aos equipamentos, com uma largura de $1,50 \text{ m}$. Estes valores devem, evidentemente, ser analisados e aferidos em cada caso particular, para verificar se atendem às condições específicas de cada obra.

2.3.2 Deslocamentos Induzidos

Um aspecto geotécnico importante no dimensionamento de estruturas de contenção se refere aos deslocamentos induzidos pela execução da estrutura. Isto é especialmente importante para a contenção de terrenos escavados, pois a escavação do terreno induz deslocamentos verticais e horizontais, que podem induzir danos em edificações ou utilidades dispostas nas proximidades da escavação.

Dois tipos de deslocamentos são identificados: os de curto e os de longo prazo. Os primeiros são atribuídos às inevitáveis alterações no estado de tensões in situ, decorrentes do alívio de tensões que o corte produz no terreno. São dependentes da rigidez do solo e da estrutura de contenção e, mais que tudo, do procedimento e da seqüência de construção. Dependem enormemente da “qualidade” da execução, medida pelos cuidados em se encunhar estroncas (ou pré-carregalas), em se respeitar os níveis de escavação associados aos de escoramento definidos pelo projeto, em se evitar sobrecavações e em evitar vazios atrás da contenção. É claro que a magnitude dos deslocamentos de curto prazo é afetada pelo tipo de solo e pelas características da estrutura de contenção. Entretanto, a qualidade executiva tem

ação preponderante nos deslocamentos, mascarando os demais fatores. Magnitudes mais elevadas de deslocamentos observadas em argilas moles e em casos de escoramento por perfis-pranchões são, na verdade, quase sempre atribuídas a descuidos executivos. Técnicas executivas mais modernas ou mais avançadas têm reduzido sensivelmente os deslocamentos induzidos.

O segundo tipo de deslocamentos que com frequência ocorrem em obras de contenção são os de longo prazo, que são notados em contenções de terrenos abaixo do lençol freático. Trata-se de deslocamentos de solo associados a processos de drenagem (forçada ou não por poços de rebaixamento) e do adensamento conseqüente. Os mecanismos destas ocorrências são amplamente conhecidos. Por isso chega a surpreender o número elevado de casos em que não se tomam medidas para fazer frente a estas ocorrências. Sempre que estiverem presentes solos aluvionares saturados, orgânicos, compressíveis, os deslocamentos de longo prazo são muito superiores aos de curto prazo e a extensão da magnitude e a extensão da área afetada é maior. A forma de previsão da magnitude e extensão destes deslocamentos é conhecida: usa-se a teoria do adensamento dos solos e empregam-se parâmetros constitutivos correspondentes.

2.3.3 Danos Induzidos

Conhecidos os deslocamentos de curto ou longo prazo, induzidos pela execução de contenção de terreno natural escavado, conclui-se o dimensionamento “geotécnico” com a estimativa de danos em utilidades ou em edificações vizinhas à contenção. Este tema foi revisto por Branco et al. (1990) e é brevemente resumido a seguir. Sabe-se que a maior parte dos danos numa estrutura manifesta-se na forma de deformações de tração (Burland e Wroth, 1974). Estas deformações resultam de recalques diferenciais (distorção angular) e deformação lateral (horizontal) de tração.

Os critérios clássicos de danos (por exemplo, Skempton e MacDonald, 1956) foram elaborados para edificações desenvolvendo recalques pela ação de seu próprio peso. Neste caso, em que o modo de deformação não envolve deformações horizontais de tração (ϵ_H) apreciáveis, os danos são associados predominantemente às distorções angulares (β) máximas.

No caso de deslocamentos induzidos pela escavação do terreno, na construção de uma vala escorada, por exemplo, as deformações horizontais não são desprezíveis, sendo da mesma ordem de grandeza das distorções angulares de superfície. Cording et al.(1978) apresentaram o primeiro critério para avaliação de danos em edificações próximas a escavações. Este critério pioneiro mostrou-se algo limitado, diante de seu embasamento totalmente empírico.

Mais recentemente, Boscardin e Cording (1989) formularam um novo critério para avaliação de danos, calcados na combinação entre a distorção angular calculada (β) e na deformação horizontal, ϵ_H , (Fig. 2.2). Este critério, foi desenvolvido simulando a estrutura de contenção como uma viga-parede equivalente, biapoiada, com propriedades elásticas compatíveis com paredes de alvenaria e com altura igual ao seu comprimento. A classificação de danos que os autores adotaram é a mesma proposta por Burland et al.(1977), definida em função da espessura das trincas (Tabela 2.1). Fica subjacente a esta classificação a distinção entre danos funcionais, arquitetônicos e estruturais, função da magnitude e intensidade das trincas.

Para se fazer uso do critério de Boscardin e Cording (1989) é necessário conhecer β e ϵ_H . Enquanto a obtenção de β a partir de previsões teóricas ou da instrumentação de campo é conhecida, a determinação de ϵ_H é mais difícil, Boscardim e Cording (1989) sugerem que se adotem valores de ϵ_H iguais a β ou metade destes. Este critério tem sido usado amplamente para valas escoradas e túneis, fornecendo dados consistentes com observações de campo.

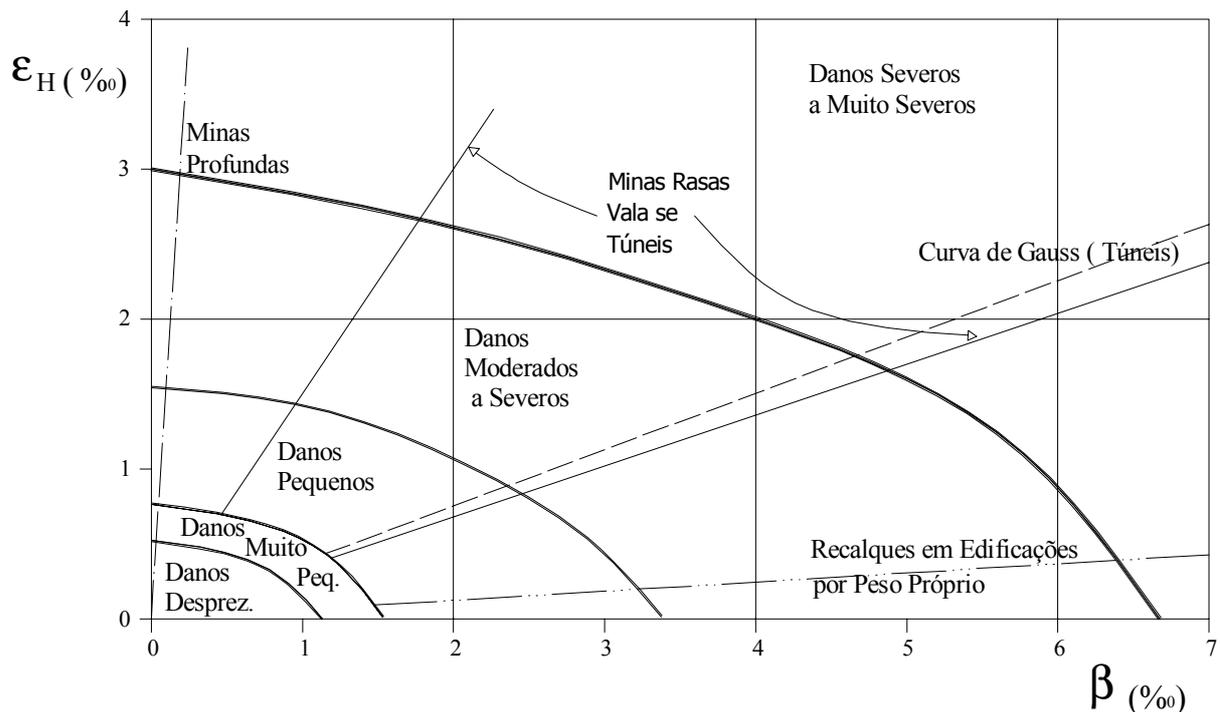


Figura 2.2 - Critério de danos provocados por deslocamentos induzidos por escavações, (adaptada de Boscardin e Cording (1989)).

Tabela 2.1 - Classificação dos danos em edificações.

CLASSE DE DANOS	DESCRIÇÃO DOS DANOS	Espessura aproximada das Trincas (mm)
Desprezíveis	Trincas capilares	< 0,1
Muito Pequenos	Trincas estreitas de fácil reparo. Trincas na alvenaria externa, visíveis sob inspeção detalhada.	< 1
Pequenos	Trincas facilmente preenchidas, Várias fraturas pequenas no interior da edificação. Trincas externas visíveis e sujeitas à infiltração. Portas e janelas emperando um pouco nas esquadrias.	< 5
Moderadas	O fechamento das trincas requer significativo preenchimento. Talvez seja necessário a substituição de pequenas áreas de alvenaria externa. Portas e janelas emperadas. Rede de utilidade podem estar interrompida.	5 a 15 ou várias trincas com mais de 3 mm
Severos	Necessidade de reparos envolvendo remoção de pedaços de paredes, especialmente sobre portas e janelas. Esquadrias de portas e janelas bastante fora de esquadro. Paredes fora do prumo, com eventual deslocamento de vigas de suporte. Utilidades interrompidas.	15 a 25 e também em função do nº de trincas
Muito Severos	Reparos significativos envolvendo reconstrução parcial ou total. Paredes requerem escoramento. Janelas quebradas. Perigo de instabilidade.	Usualmente > 25. Também em função do nº de trincas

Fonte: Fundações - Teoria e Prática, ABMS/ABEF (1998).

2.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

Conforme apresentado na literatura, no decorrer dos tempos, surgiram inúmeros métodos de cálculo, destinados à construção de estruturas de contenção, cada qual defendido pelo seu autor de uma forma diferente. Mas pode-se perceber que estes métodos, por mais primitivos que sejam, enquadram-se em uma classificação um pouco mais ampla. Agrupando estes, em um critério mais simples, pode-se dizer que existem dois grupos básicos de métodos de cálculo com características bem distintas.

2.4.1 Métodos Clássicos

São eles Rankine, Coulomb e outros, cujas teorias permitem o cálculo de empuxos ativos e passivos com base apenas em parâmetros geotécnicos simples. Essa simplicidade faz com que esses métodos continuem sendo empregados, sobretudo para projetos de obras de pequeno e médio porte, como para anteprojetos de obras de maior vulto. A grande vantagem dos métodos clássicos é que se baseiam apenas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento: coesão, ângulo de atrito interno e massa específica, além de serem métodos de dimensionamento direto, fornecendo como resultado as dimensões da estrutura. Dentre os vários métodos apresentados na literatura faz-se referência a um dos mais utilizados e difundido mundialmente.

2.4.1.1 - Teoria de Rankine

Caso geral de empuxo ativo para solos com atrito e coesão e sobrecarga uniformemente distribuída (Ranzini, 1988). Apresenta-se logo abaixo a dedução da Teoria de Rankine e da aplicação do método de Equilíbrio Limite, cujas fórmulas podem, também, ser deduzidas a partir de considerações geométricas no círculo de Mohr. Considerando a Figura 2.3, na qual se representa um estado plano de tensões atuante num plano paralelo à superfície livre, inclinado de um ângulo β com a horizontal, no interior de um maciço homogêneo de peso específico q uniformemente distribuído. O vetor $p = (\gamma z + q) \cdot \cos\beta$ que representa a tensão

resultante num plano paralelo à superfície livre situado a uma profundidade z está representado pelo segmento OI cujas coordenadas são: σ_z e τ_z . A condição de equilíbrio estático fica imposta pelo fato do ponto I pertencer a um círculo de Mohr. Esse equilíbrio será limite se o círculo de Mohr passante pelo ponto I for tangente à envoltória de ruptura que faz um ângulo φ com o eixo dos σ , na representação abaixo.

Tal condição se expressa pela igualdade entre o raio do círculo de Mohr de equilíbrio e a distância do centro deste círculo à envoltória de ruptura, isto é:

$$(\sigma_z - X)^2 + \tau_z^2 = (X + c \cdot \cot \varphi)^2 \cdot \text{sen}^2 \varphi \quad [2.1]$$

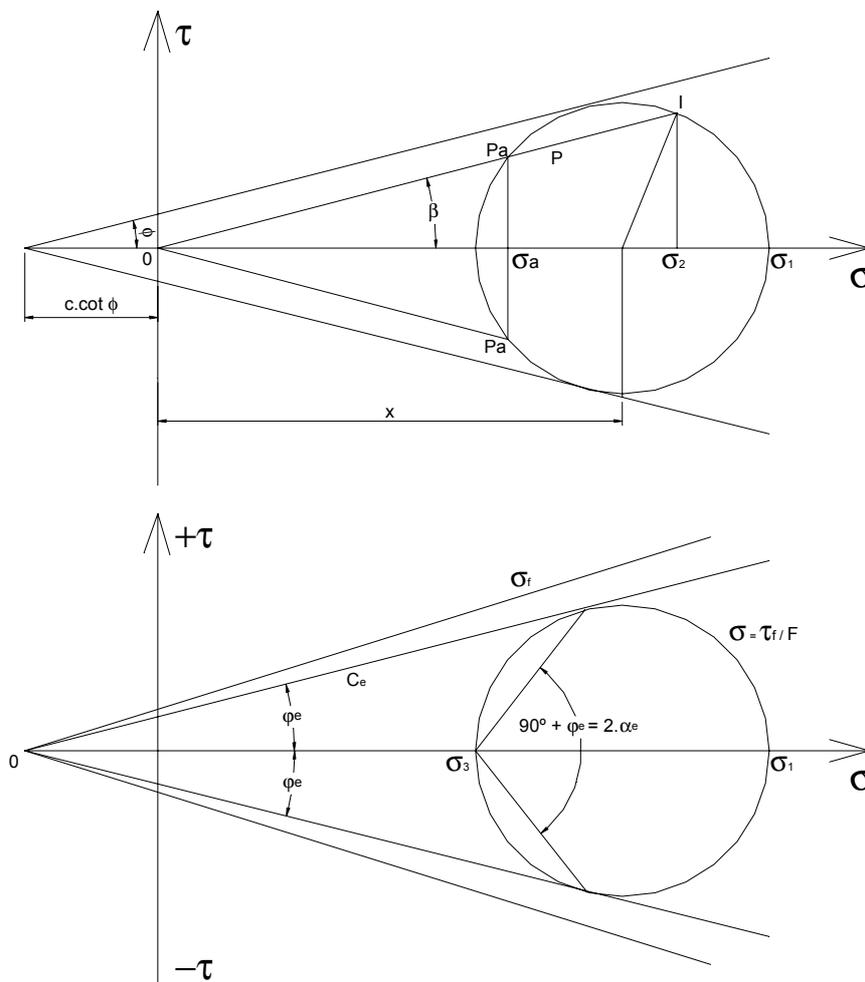


Figura 2.3 - Tensões de Equilíbrio Limite

em que X é a abscissa procurada do centro do círculo que satisfaz à condição de equilíbrio limite. Resolvendo para X , chega-se à equação:

$$X^2 - 2 \left(\frac{P \cdot \cos \beta}{\cos^2 \varphi + c \cdot \tan \varphi} \right) X + \left(\frac{P^2}{\cos^2 \varphi - c^2} \right) = 0 \quad [2.2]$$

cuja solução é:

$$X = B - \sqrt{(B^2 - D)} \quad (\text{para o caso de empuxo ativo}), \text{ em que:}$$

$$B = \left(\frac{P \cdot \cos \beta}{\cos^2 \varphi + c \cdot \tan \varphi} \right) \quad [2.3]$$

$$D = \frac{P^2}{\cos^2 \varphi - c^2} \quad [2.4]$$

Conhecida a abscissa X , obtém-se:

$$P_a = 2 \cdot X \cdot \cos \beta - P \quad [2.5]$$

que é a tensão de empuxo ativo atuante no plano vertical conjugado ao plano de atuação de P , representada, na Figura 2.3, pelo segmento OP_a cujas coordenadas são:

$$\sigma_a = +P_a \cdot \cos \beta$$

$$\tau_a = -P_a \cdot \sin \beta$$

que representam as componentes normal e tangencial da tensão de empuxo ativo, no ponto considerado, em função da profundidade z e dos parâmetros geotécnicos c , φ e γ . Para que a solução seja possível há a restrição seguinte:

$$z \leq \left(\frac{c}{\gamma \cdot \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \varphi)} \right) - \left(\frac{q}{\gamma} \right) \quad [2.6]$$

Desta forma pode-se calcular as tensões de ruptura no maciço do solo, ou seja, tensões iguais ou superiores às calculadas pelas equações acima que levam a estrutura do solo à ruptura.

2.4.2 Métodos Modernos

Também chamados de métodos numéricos, que surgiram com o aparecimento dos computadores e passaram a ser utilizados, de forma frequente, permitindo levar em conta características de deformabilidade dos maciços e das contenções, dando origem a cálculos de interação entre maciço e estrutura, como o "método dos elementos finitos" e os baseados no conceito de "módulos de reação". Esses métodos exigem uma caracterização dos maciços através de parâmetros geomecânicos que possam descrever as leis de interação "solo-estrutura". Tais parâmetros são mais difíceis de se obter, exigindo ensaios mais sofisticados, além da necessidade de aferir-se os resultados através de medidas de deformações e deslocamentos em estruturas reais. A grande limitação é que, em estruturas mais rígidas, como paredes diafragmas, deformações muito pequenas podem estar associadas a esforços muito grandes, e pequenas variações nos parâmetros provocam variações acentuadas nos resultados. Além disso os métodos numéricos permitem fazer apenas cálculos de verificação do dimensionamento, exigindo, portanto, um pré-dimensionamento que, quase sempre, é feito a partir do emprego dos métodos clássicos. Os métodos de Peck (1969) e de Clough e O'Rourke (1990) são exemplos típicos.

É possível notar que, nas simulações numéricas de escavações com contenção, os deslocamentos máximos são diretamente proporcionais à profundidade máxima da escavação H e que ocorrem em pontos distintos, que dependem do tipo de solo e do escoramento. De fato, o perfil de deslocamentos adjacentes a uma escavação escorada depende muito do tipo de solo. Esta abordagem é adotada no presente estudo e, por este motivo, é detalhada a seguir.

2.5 UTILIZAÇÃO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS - ELEMENTOS FINITOS

Com o recente avanço da tecnologia computacional, a modelagem numérica utilizando Elementos Finitos tornou-se uma ferramenta analítica poderosa e de uso corriqueiro no meio geotécnico. A medida que os métodos construtivos vão se tornando mais complexos, o modelo numérico pode ser a maneira pela qual os efeitos da sequência da construção, sobre o comportamento da estrutura de contenção, pode ser melhor investigado. De acordo com Clough (1984), o método de elementos finitos (FEM) representa um outro nível de sofisticação que melhora a modelagem dos componentes envolvidos.

O FEM tem sido usado para análise de estruturas de contenção ancoradas conforme relatado por Clough et al. (1972), Tsui (1974), Huder (1976), Desai et al. (1986) e Fernandes e Falcão (1988) e outros. Simulações com processos de escavações por FEM foram feitas por Goodman e Brown (1963), Ishihara (1970), Christian e Wong (1973), Chandrasekaran e King (1974), Ghaboussi e Pecknold (1984), Brown e Booker (1985), Consoli (1987), Powrie e Li (1991), Ng et al. (1995) e Lim e Briaud (1996), entre outros.

Charles et al. (1998), sugerem que o monitoramento do local da obra oferece meios pelos quais o engenheiro geotécnico pode verificar as suposições de projeto e o contratante pode executar o trabalho com segurança e economia. Mais importante ainda, os dados de campo também podem ser agrupados em um registro, que fica disponível para uso futuro, a ser utilizado na validação de estudos que utilizam modelos numéricos ou analíticos. Este processo contínuo de retroanálise pode ajudar a melhor compreensão de obras desta natureza orientando-nos em projetos futuros.

2.5.1 Análise por Elementos Finitos da Instalação de Paredes Diafragma

Muito comumente paredes com tirantes são projetadas com base em um simples diagrama de pressão (Terzaghi e Peck, 1967) usado para calcular a força de ancoragem e o momento fletor em perfis de estacas.

Existe uma crescente tendência, na prática de projeto, da simulação de paredes com tirantes como um sistema viga-coluna (Halliburton, 1968). Esta solução computacional é usada para calcular momento fletor, força axial, e deformações no perfis de estacas após as forças de ancoragem serem definidas.

O estudo de FEM, descrito pelos autores Lim e Briaud (1996), simula o processo de deformação e avalia a influência de vários fatores na deflexão da parede. Estes fatores incluem a localização da primeira ancoragem, o comprimento de tirante, a magnitude da força de ancoragem, o embutimento da ficha e a rigidez da estaca.

O método normalmente utilizado para modelar os efeitos da instalação da parede diafragma é representado em um plano bidimensional, apesar do problema ser na realidade tridimensional. As mudanças de tensão impostas pelo carregamento podem ser superestimadas, devido à distribuição final de tensão atrás da parede diafragma não ser uniforme, tendo como resultado o arqueamento da parede diafragma (Ng et al., 1995). Porém, esta aproximação é um modo simples, embora simplificado, para incorporar tensão e mudanças de poropressão devido à instalação da parede diafragma, com o objetivo de criar condições de tensão iniciais apropriadas para modelar os subseqüentes estágios de escavação. Outra aproximação semelhante foi adotada por Powrie e Li (1991), que modelaram os efeitos da instalação da parede diafragma, reduzindo o coeficiente de pressão de solo lateral em todas as camadas de solo sobre a base do pé da parede. Os problemas de sua aproximação foram discutidos por Ng et al. (1995).

Um estudo do uso da aproximação por viga-coluna (Kim e Briaud, 1994) conduz a recomendações detalhadas de como melhor usar o método. Também identifica a inabilidade de se prever deslocamentos no perfil, uma vez que o modelo ignora movimentos de massa do solo.

2.5.1.1 Modelo Geométrico

Um dos primeiros passos em qualquer simulação numérica consiste em determinar onde colocar os limites de contorno, de forma que a influência destes, nos resultados, seja minimizada.

O efeito dos limites de contorno foi estudado em modelagens nas quais o comportamento do solo é descrito como elástico linear. O contorno inferior da malha de elementos finitos é melhor definido a uma profundidade onde o solo fica notavelmente mais consistente, "rígido". A distância do fundo da escavação para a camada consistente é chamada D_b . Isto foi mostrado por Lim e Briaud (1996) ao usar um solo elástico linear na simulação D_b teve uma influência linear no movimento vertical da superfície do solo até o topo da parede, mas comparativamente, uma pequena influência no movimento horizontal da face da parede. Para quase todas as análises, o valor de D_b é igual a 9 metros ou 1,2 vezes a altura da parede utilizada. O valor de D_b foi estimado a partir da instrumentação de casos históricos usados para calibrar o modelo FEM.

Considerando a Figura 2.4 e o estudo de Lim e Briaud (1996), os parâmetros H (altura da escavação), B_e (largura da escavação), W_e (largura adjacente) e D_b (altura de solo abaixo da escavação) sugerem que $W_e = 3 D_b$ e o valor de $B_e = 3 (H + D_b)$ seriam valores apropriados para W_e e B_e . Estes valores têm pouca influência na deflexão horizontal da parede devido à escavação do solo. Isto confirma afirmações feitas por Dunlop e Duncan (1970).

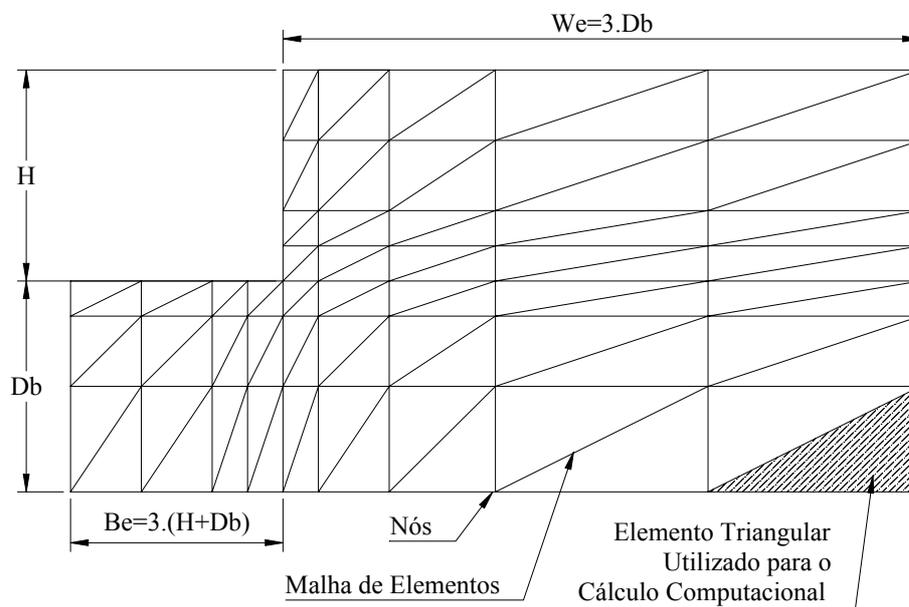


Figura 2.4 - Modelo Geométrico de uma Escavação (Malha de Elementos Finitos)

2.6 DADOS HISTÓRICOS DE ESCAVAÇÕES ANALISADAS POR ELEMENTO FINITOS

Charles et al. (1998) recomendam que para as tarefas de retroanálise, é essencial ter um caso confiável, apoiado em amplo registro de dados do modelo de solo apropriado, que possa refletir as características mais importantes do comportamento do subsolo atual. O ideal é ter um registro adequado de dados, que deve conter informações suficientes para checar os resultados obtidos no processo de retroanálise. Caso contrário, conclusões errôneas podem ser inferidas.

Segundo Charles et al. (1998), as observações de campo e previsões numéricas indicaram que o momento fletor máximo acontece em um nível anterior ao nível final da escavação. O momento fletor máximo, computado em sua análise, foi menor que o valor deduzido de observações de campo. Isto é provavelmente relacionado ao fato do movimento da base reduzir a curvatura máxima da parede.

Briaud e Lim (1999) concluíram que a melhor posição para a primeira ancoragem parece ser entre 1,2 e 1,5 metros abaixo do topo da parede. Mas na prática corrente a primeira ancoragem tende a ser localizada mais profunda que isto. Deflexões significantes podem se acumular durante este processo, e é difícil eliminá-las ao longo da construção. Um espaçamento vertical de 3 metros entre filas de tirantes foi o único espaçamento usado pelo autor, sendo que este espaçamento parece ser adequado, pois nem a deflexão e nem o momento fletor foram excessivos entre as ancoragens.

3 DESCRIÇÃO DO CASO HISTÓRICO

A dimensão física e o número de variáveis envolvidas fazem deste caso histórico uma referência única, no Rio Grande do Sul, justificando a apresentação de seu estudo. As características e dimensões da obra serão neste capítulo descritas.

3.1 LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA OBRA

A escavação localiza-se no bairro Moinhos de Vento, Porto Alegre/RS - Brasil. A Figura 3.1 mostra a situação da escavação com a identificação das edificações vizinhas à obra, sendo os pontos F, F1 e F2 terrenos sem construções e não monitorados.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo da quantificação física mais abrangente do caso de obra.

Tabela 3.1 - Principais características da obra.

Área física total	(m ²)	50.100
Área do estacionamento e shopping	(m ²)	33.900
Área do hotel	(m ²)	16.200
Altura total da torre do hotel	(m)	95,00
Volume de escavação projetada	(m ³)	70.500
Perímetro total	(m)	335,00
Profundidade máxima escavada relativa aos vizinhos	(m)	17,50
Número de vizinhos		8 + 2 alinhamentos

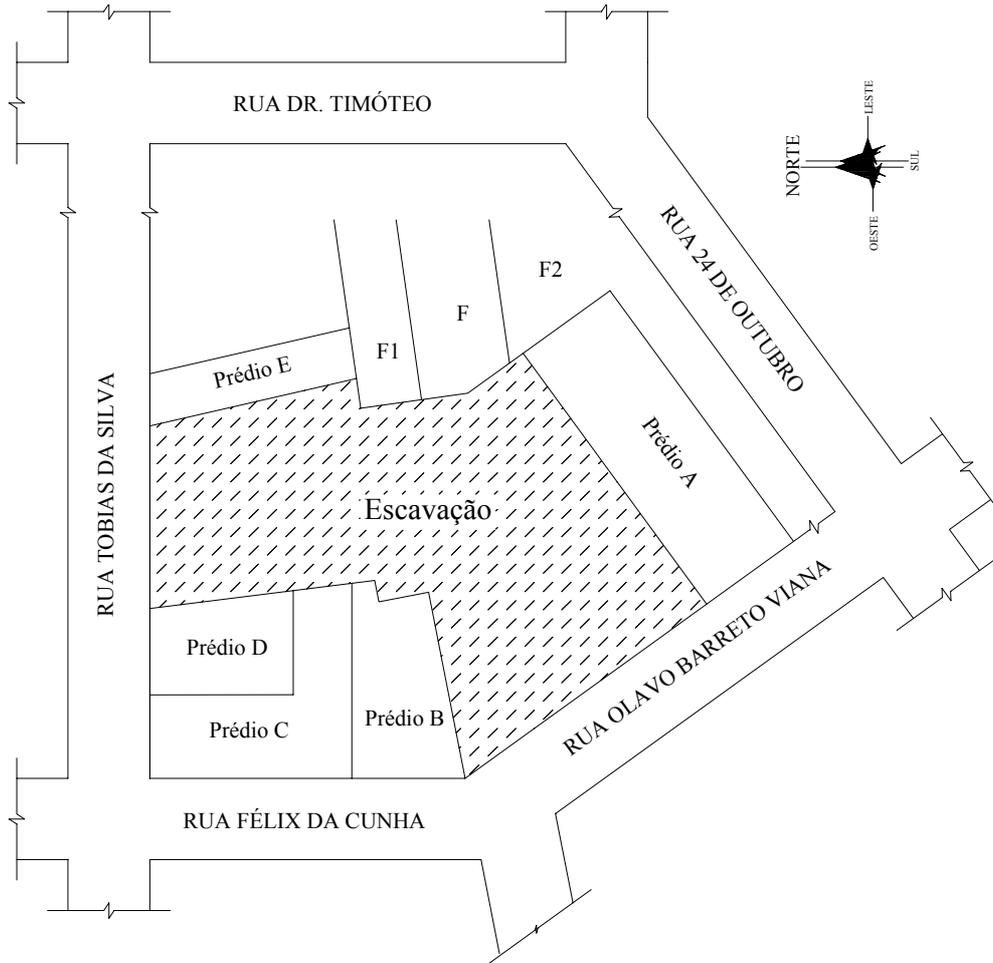


Figura 3.1 - Planta de situação da escavação.

A região de Porto Alegre, onde executou-se a obra, já foi local de estudos de outros pesquisadores, sendo que sua caracterização geológica e geotécnica já é em parte conhecida. Estas características são apresentadas no decorrer deste capítulo.

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL

A escavação se encontra em uma região de solo residual, oriundo de uma matriz alterada de granito, da formação Granito Independência, que se apresenta em vários locais da região metropolitana da cidade de Porto Alegre. Da mesma forma que se apresenta este solo na região de Porto Alegre, solos residuais provenientes dos mais diversos tipos de rochas são encontrados ao longo de todo território nacional, variando, entretanto, as espessuras dos perfis em função das variâncias dos fatores do intemperismo. Ao se comparar com outras formações, a principal característica de um solo residual é a sua heterogeneidade, tanto a nível

estrutural quanto mineralógico, como descritos por Sandroni (1985). Em decorrência disso, a definição de parâmetros a serem utilizados em projetos geotécnicos, que sejam representativos dos materiais que compõem o maciço, nem sempre é uma tarefa simples, especialmente quando estes parâmetros dizem respeito à resistência.

De acordo com Sandroni (1985), as discontinuidades herdadas da rocha de origem, são freqüentemente encontradas em solos residuais, especialmente aqueles derivados da composição de rochas ígneas e metamórficas (Koo, 1982). Assim como as discontinuidades, o intemperismo tem uma grande influência na formação do perfil dos solos. Um perfil típico de intemperismo de rocha ígneas intrusiva, pode ser dividido em três zonas, que correspondem aos horizontes A, B e C da pedologia (Deere e Patton, 1971), sendo que:

- O horizonte A, superficial, contém matéria orgânica e é a zona de eluviação tendendo a apresentar, portanto, texturas arenosas;

- O horizonte B é a zona de eluviação e é, portanto, em geral, rico em argila. Este horizonte é bastante desenvolvido pedologicamente, apresentando pouca indicação do material de origem e nenhuma indicação da estrutura da rocha;

- O horizonte C preserva a estrutura da rocha de origem, sendo comum a presença de matações. Os solos deste horizonte, comumente denominados saprolíticos, são compostos predominantemente por silte arenoso e areias siltosas e podem ser susceptíveis à erosão quando expostos.

A formação do perfil de um solo tem relação direta com suas características físico-químicas. Segundo Bastos (1991), o comportamento de solos tropicais e subtropicais depende fortemente de sua estrutura, resultante dos processos geológicos e pedológicos de intemperismo. No horizonte B, a estrutura do solo depende, fundamentalmente, dos processos pedogenéticos, como a cimentação, enquanto no horizonte C, a microestrutura depende da mineralogia e dos processos de intemperismo e a macroestrutura depende, principalmente, das discontinuidades da rocha de origem. Bastos (1991) acrescenta ainda que nos solos formados de granitos, gnaisses e migmatitos do sul do Brasil, o processo pedológico de podzolização é bem destacado e deste resulta, entre outros, o perfil pedologicamente classificado como podzológico vermelho-amarelo. O processo é caracterizado pela iluviação de óxidos, sais,

colóides e principalmente argilas pelo horizonte B, que o torna nitidamente mais argiloso que o horizonte A.

Outro perfil pedológico formado destas rochas, de ocorrência significativa na região do Escudo Cristalino Sul-Riograndense, é o perfil Litólico. Neste, condições desfavoráveis de formação do horizonte subsuperficial (B), resultam em perfis de intemperismo com sequência de horizontes A, C e R ou até mesmo A e R, onde R é o é o horizonte inalterado que pode ou não ser a rocha matriz do solo superior.

Uma interessante compilação de um grande número de dados de resistência ao cisalhamento de rochas alteradas e solos dos horizontes B e C de granitos e gnaisses, é apresentada por Dearman et al. (1978). A partir destes dados, os autores chegaram as seguintes conclusões:

- Solos saprolíticos de granito são, na maioria das vezes, solos arenosos bem drenados com ângulo de atrito em termos efetivos entre 30 e 40 graus. Os ângulos de atrito relativamente altos estão relacionados à estrutura do solo, que consiste de grãos angulares resistentes, encaixados e contendo dentro do esqueleto partículas de argila e silte (Lumb, 1962). Concluem que os valores de coesão (de até 75 kN/m²) são geralmente ligados à sucção, desaparecendo com a total saturação;

- Solos saprolíticos de gnaisses tendem a valores menores de ângulo de atrito, de 25 a 30 graus, provavelmente devido a alta proporção de minerais lamelares orientados (com menor ângulo de atrito interno) que induzem a planos de fraqueza.

- Solos dos horizontes superficiais de granitos e gnaisses possuem propriedades de resistência muito variável, comandadas por vários fatores.

Lumb (1962) verifica valores de coesão de até 100 kN/m² para amostras não saturadas de solos saprolíticos graníticos de Hong Kong. Comenta a grande influência das características físicas, como grau de saturação, índice de vazios e granulometria nas propriedades de resistência.

Radwan (1988) apresenta as propriedades de resistência ao cisalhamento do solo formado de um granito da localidade de Aswan, no Egito, avaliadas por meio de ensaios de cisalhamento direto. Os resultados mostraram um decréscimo do ângulo de atrito com o índice de vazios. A coesão apresenta valores significativos para o horizonte superficial, pela

maior quantidade de argila, e junto a rocha intemperizada, pela cimentação herdada da rocha. A inundação provoca uma redução no ângulo de atrito e uma perda quase total da coesão.

Novais Ferreira e Viana da Fonseca (1988) investigam as propriedades de resistência de um solo saprolítico areno-siltoso de granito, empregando ensaios triaxiais e cisalhamento direto. Características de pré-adensamento virtual (verificadas em ensaios oedom tricos) foram confirmadas pela curvatura da envoltória de resistência. Este fato, tanto como os valores de coesão efetiva encontrados, são atribuídos   ciment o das partículas pelo processo de intemperismo e são susceptíveis ao amolgamento.

3.2.1 Campanha Experimental Realizada no Local da Escava o

A campanha experimental foi realizada no local a partir de sondagens de reconhecimento de solo do tipo SPT (Standard Penetration Test) e sondagem penetrom trica com cone mecânico. Ensaio com amostras indeformadas (ensaios triaxiais) apresentam dificuldades na obten o dos corpos de prova. Segundo Horn (1997), a modelagem de corpos de prova em solo residual de granito da cidade de Porto Alegre, destinados   ensaios triaxiais com diâmetro de 50mm   muito complicada, para o horizonte B, pois as partículas de material se desagregam facilmente. Segundo a autora, a obten o de corpos de prova com dimensões de 50mm e 100mm para o horizonte C foi impossível, e a modelagem dos corpos de prova só seria possível com dimensões superiores.

3.2.1.1 Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

O ensaio Standard Penetration Test (SPT) constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Segundo Schnaid (2000), o ensaio   reconhecidamente a mais popular, rotineira e econ mica ferramenta de investiga o em praticamente todo o mundo, servindo como indicativo da densidade de solos granulares e sendo também aplicado   identifica o da consistência de solos coesivos. Métodos rotineiros de projetos de funda es diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil. O autor coloca que a corre o do valor de N_{SPT} para considerar o efeito do nível geostático de tensões *in situ*   prática recomendável para ensaios realizados em

solos granulares, e recomenda ainda o uso de um valor normalizado para 60% da energia teórica de cravação, $N_{60\%}$, seguindo a tendência internacional.

Para o reconhecimento do local (Figura 3.2), as perfurações foram executadas por percussão com auxílio de circulação de água e protegidas por um revestimento de 76,2mm (3") de diâmetro nominal.

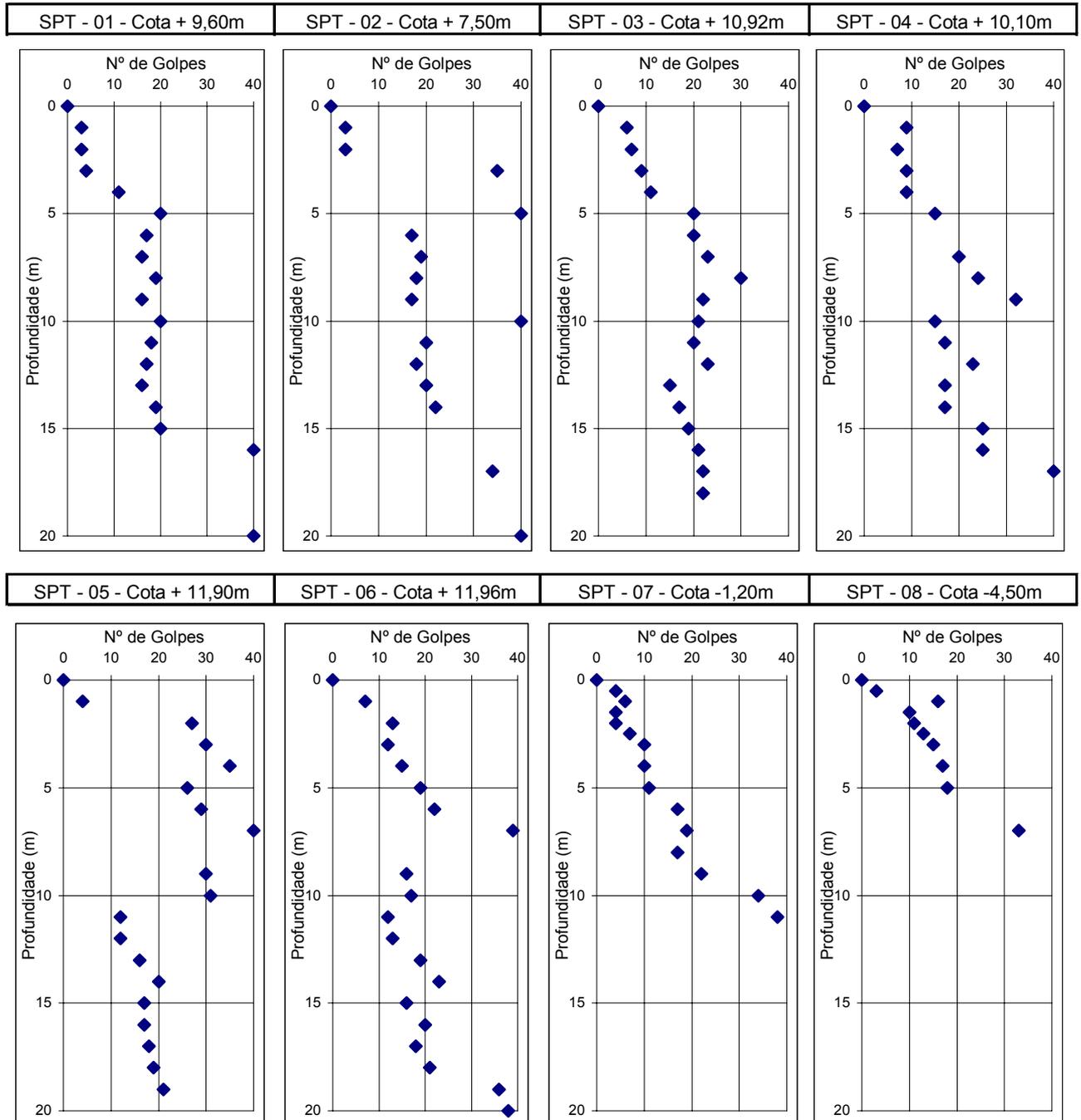


Figura 3.2 - Ensaios de SPT realizados em várias cotas do terreno da escavação.

A extração das amostras foi realizada com a cravação do amostrador padrão de 34,9mm (1 3/8") e 50,8mm (2") de diâmetro interno e externo, respectivamente. Anotou-se o número de golpes de um peso de 65 kg, que cai em queda livre de 75 cm de altura, para cravar 30 cm do amostrador descrito acima, nas camadas de solo atravessadas. O número obtido fornece a indicação da compactidade (caso dos solos de predominância arenosa ou silto-arenosa) ou da consistência (caso dos solos de predominância argilosa ou silto-argilosa) dos solos em estudo. Para a execução da sondagem foram seguidos os métodos recomendados pela NBR 6484/1980 da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). A classificação do solo seguiu a NBR 7250/1982 da ABNT.

Pelos gráficos dos ensaios de SPT apresentados na Figura 3.2, verificar-se a presença de camadas com maior resistência à penetração do amostrador, uma vez que a cota da escavação difere de furo para furo. Para eliminar a influência da diferença de cotas, um novo gráfico foi elaborado, onde todos os ensaios foram plotados conjuntamente permitindo a visualização da variação da resistência com a profundidade (Figura 3.3).

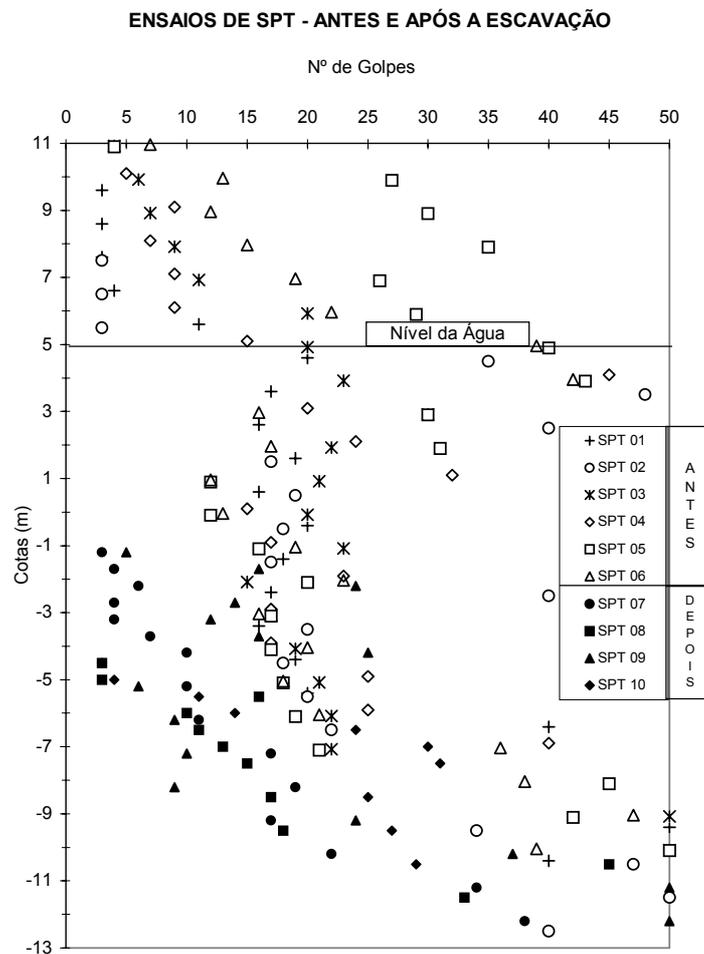


Figura 3.3 - Ensaio de SPT realizados no local antes e depois da escavação.

Nesta obra as sondagens foram realizadas por três empresas diferentes em momentos diferentes, a empresa 1 realizou ensaios no período de julho e agosto de 1996, num estágio preliminar de pré-projeto, a empresa 2 no período de março a abril de 1998 e a empresa 3 no período de julho de 1998, sendo que as duas últimas realizaram ensaios durante a execução da obra. Os ensaios realizados durante a execução da obra estão representados na Figura 3.3 em linhas pontilhadas, e estão na cota -1,20m a -4,50m, pois foram realizados após a escavação do terreno.

É interessante observar que a resistência à penetração medida na terceira campanha de ensaios é inferior aos valores registrados nas duas campanhas anteriores. Esta última campanha foi realizada após a escavação do terreno e a redução da resistência reflete a redução do nível de tensões médias no terreno. Observando a Figura 3.3, e analisando todos os ensaios juntos, pode-se verificar uma aproximação mais clara da distribuição da resistência do solo no local da escavação. Na Figura 3.4 verifica-se a existência de camadas de solo mais resistentes ao longo da profundidade da escavação.

Analisando a Figura 3.4, observa-se a linha de aproximação dos valores de N_{SPT} para os ensaios, podendo-se dividir o perfil do solo em 4 camadas bem distintas, as quais são:

Camada 1 - Camada de solo argilo-siltosa, cor vermelha escura, horizonte B, com N_{SPT} entre 5 e 12 golpes e espessura de 6m, sem presença de água;

Camada 1-2 - Camada de transição entre a camada 1 e a 2, apresenta uma cimentação do solo devido à variação do nível do lençol freático, N_{SPT} entre 20 e 30 golpes, com uma espessura de 2m;

Camada 2 - Camada de solo silte-arenosa, variegada, apresentando mica em sua composição, que reduz a resistência. Camada de horizonte C com consistência de média a dura, N_{SPT} ~18 golpes e espessura de 8m;

Camada 3 - Saprólito pouco alterado, variegado. Horizonte C com consistência rija. N_{SPT} entre 30 e 40 golpes, aumentando com a profundidade. Apresenta uma espessura de 10m.

É importante observar que estas camadas são definidas pelas variações na resistência à penetração do amostrador com a profundidade, combinadas às descrições dos materiais nas diferentes profundidades.

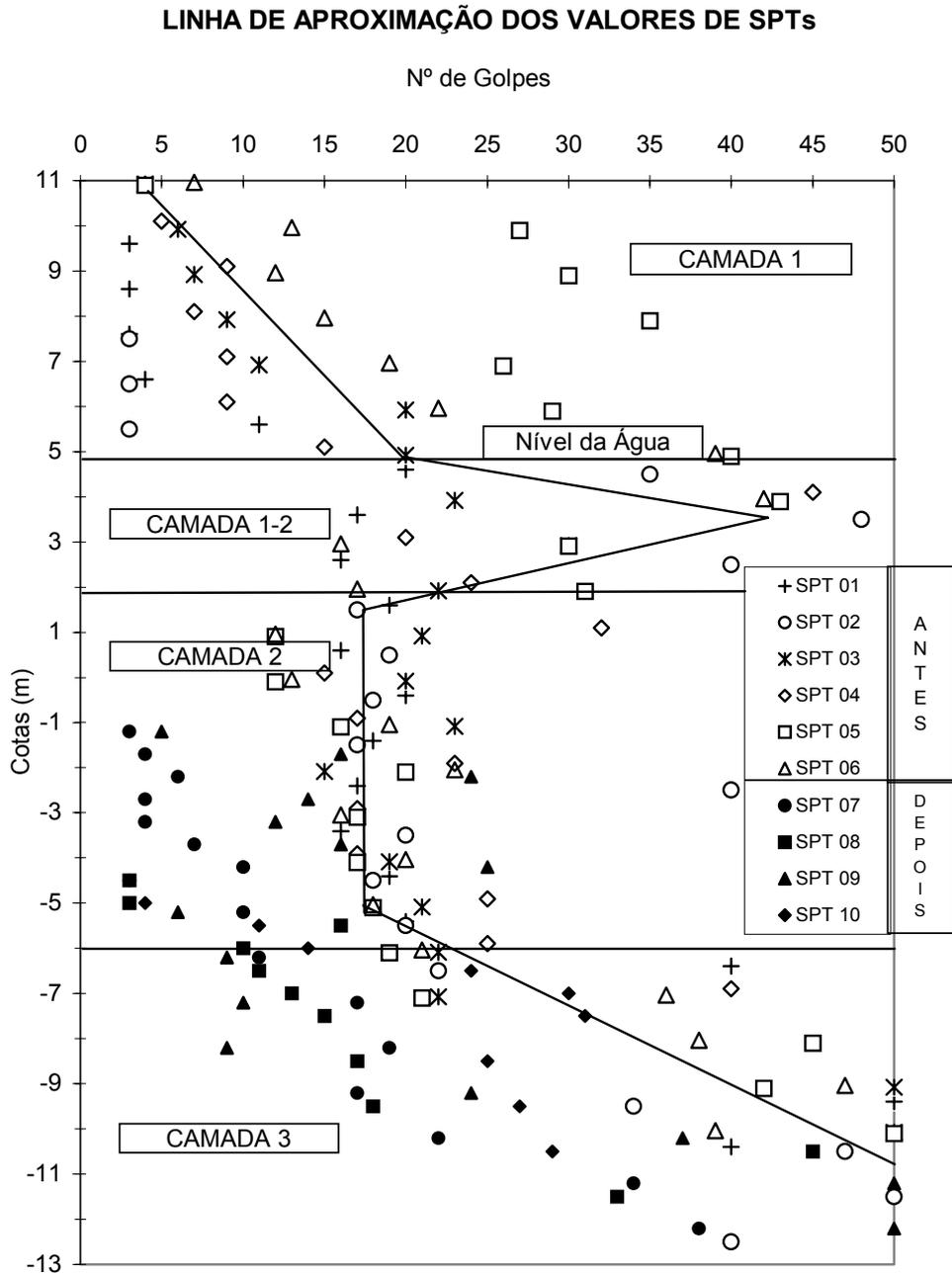


Figura 3.4 - Linha de aproximação dos valores de N_{SPT} dos ensaios realizados.

3.2.1.2 Ensaio CPT (Cone Penetration Test)

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test), respectivamente, vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Os resultados dos ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de

solo, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles e para previsão da capacidade de carga de fundações.

As primeiras referências ao ensaio remontam à década de 1930 na Holanda (Barentsen, 1936; Boonstra, 1965). No Brasil, o ensaio de cone é empregado desde o final da década de 1950, mas só começou a ser utilizado realmente em larga escala após a década de 1990, conforme descrito por Rocha Filho e Schnaid (1995) e Quaresma e outros (1996). O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10 cm^2 , podendo atingir 15 cm^2 para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Enquanto os procedimentos de ensaio já são padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias: cone mecânico, cone elétrico e piezocone, neste trabalho será abordado somente o primeiro por ser o equipamento utilizado para realização dos ensaios.

O tipo de cone mecânico utilizado nas perfurações foi o Begemann, possuindo um diâmetro de 35,70 mm, área projetada de 10 cm^2 e luva para medição de atrito lateral local de área igual a 150 cm^2 . O avanço foi feito de 20 em 20 milímetros, a uma velocidade de penetração de 20 mm/s, com leituras de resistência de ponta e atrito lateral efetuada a cada 20 mm.

Durante os ensaios registra-se as leituras para as diversas profundidades, bem como os valores computados da resistência de ponta e atrito lateral. Para cada perfuração são apresentados gráficos de resistência de ponta e atrito lateral em função da profundidade (Figura 3.5). Para cada 200mm de penetração do cone é apresentado um gráfico de identificação do solo, de acordo com a tabela de estimativas do tipo de solo a partir do cone tipo Begemann. No eixo das ordenadas, plota-se a resistência de ponta (q_c) em kN/m^2 e no eixo das abcissas, plota-se a razão de atrito ($R\%$), relação entre atrito e a ponta, o que identifica as camadas do solo. O procedimento de ensaio segue a norma americana D3441 75T da ASTM (American Society for Testing Materials).

Na Figura 3.5 encontram-se resumidos 3 ensaios de cone, nos quais são apresentadas a variação da resistência de ponta (q_c) da resistência lateral (f_s) contra a profundidade. O valor se q_c médio para os ensaios é da ordem de 5000 kN/m^2 ou 5 MPa, apresentando valores

relativamente superiores a uma profundidade entre 2 e 6 m para o Cone 03, o que demonstra a existência de uma camada um pouco mais resistente a esta profundidade. Isto se repete a uma profundidade acima de 12m, agora para os 3 ensaios, demonstrando novamente a existência de outra camada extremamente rígida. Cabe ressaltar que os furos de sondagem onde se efetuou os ensaios de cone mecânico não foram locados próximos aos furos onde efetuou-se os ensaios de SPT. Desta forma, as comparações diretas que poderiam ser feitas entre SPT e cone ficam prejudicadas. Além disto os ensaios de cone apresentados não fazem uma clara identificação das camadas do solo.

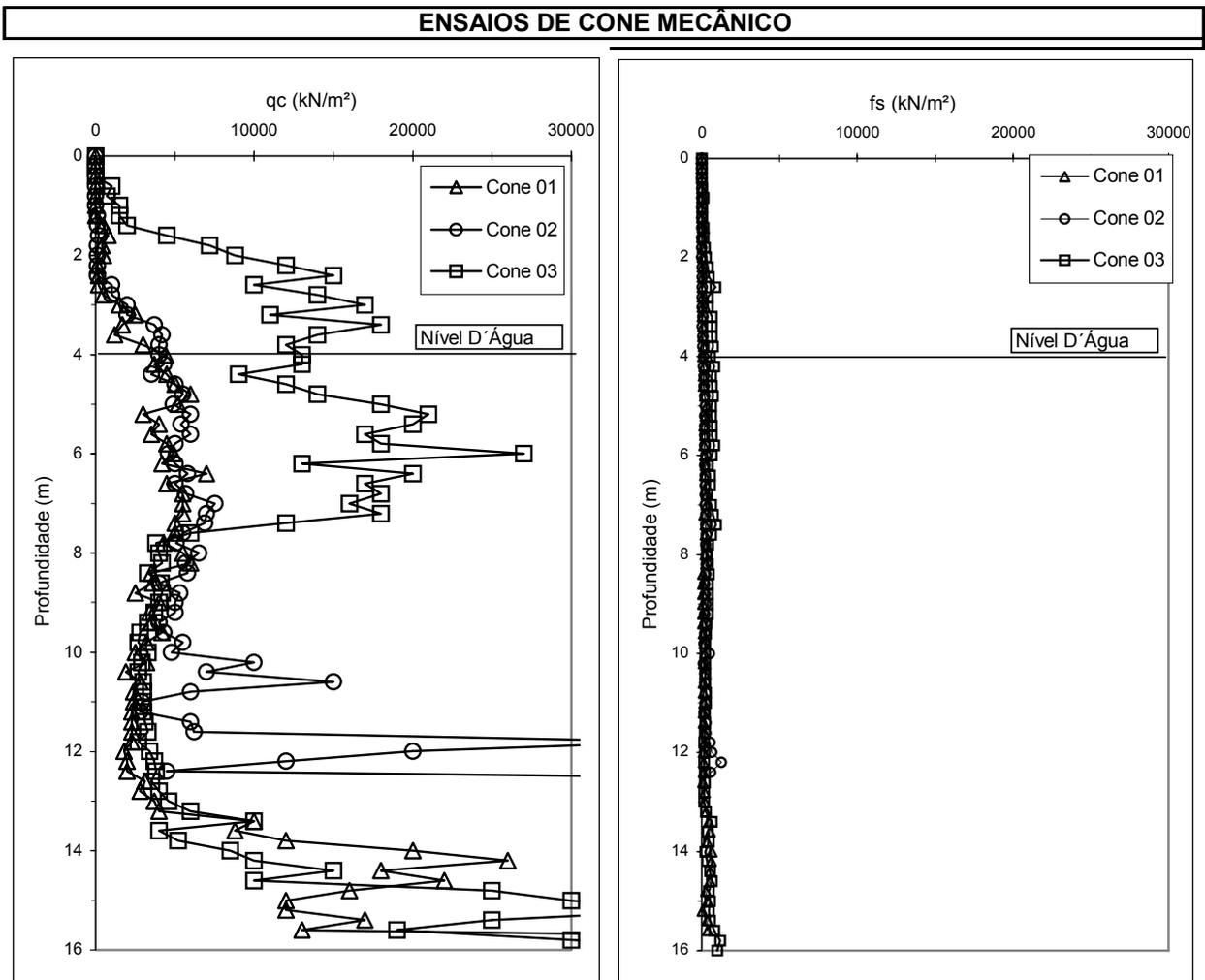


Figura 3.5 - Ensaios de cone mecânico com medidas de resistência de ponta (q_c) e resistência lateral (f_s).

O nível do lençol freático foi localizado a aproximadamente 4,0 metros abaixo do nível do terreno, o que coincide com a informação fornecida pelos ensaios de SPT. Tanto no caso dos resultados de SPT como CPT, observa-se claramente uma dispersão significativa entre as medidas obtidas e cada uma das verticais de sondagem. Este fato reflete a própria

heterogeneidade do terreno e, portanto, deve-se esperar uma grande variação dos parâmetros constitutivos do solo. Este fato introduz naturalmente um grau de incerteza às previsões de deformação da estrutura de contenção.

3.3 SOLUÇÃO APRESENTADA PARA CONTENÇÃO DA ESCAVAÇÃO

A solução apresentada pela empresa consultora responsável pelo projeto baseia-se em uma parede diafragma composta por painéis de concreto moldada no local, através de um guindaste "Clam Shell", (Figura 3.6) e concretada com auxílio de lama bentonítica. A contenção foi feita através de tirantes que trabalham à tração (Figura 3.7). As cordoalhas utilizadas como tirantes foram submetidas a uma carga de trabalho de 65 toneladas. A Tabela 3.2 apresenta um resumo dos quantitativos da solução projetada. As fundações utilizadas dentro da escavação, para suportar a superestrutura, foram compostas por estacas injetadas de pequeno diâmetro, ϕ 150, ϕ 200 e ϕ 250mm, com comprimentos variando entre 12 e 19 metros, sendo 3 metros embutidos em rocha. As Figuras 3.8 e 3.9 apresentam os equipamentos utilizados na execução das estacas dentro da escavação.

Tabela 3.2 - Quadro resumo dos quantitativos da solução projetada.

Espessura da Parede Diafragma (Lamelas)	(m)	0,40
Largura das Lamelas	(m)	2,50
Altura das Lamelas	(m)	14 a 21,50
Volume de Concreto Utilizado	(m ³)	2.300
Número total de Tirantes	(un)	709
Comprimento dos Tirantes	(m)	15 a 30
Carga de incorporação dos Tirantes	(ton)	48
Carga de projeto dos Tirantes	(ton)	65
Comprimento total de Tirantes	(m)	11.200



Figura 3.6 - Início da Construção da Parede Diafragma com "Clam Shell".



Figura 3.7 - Escavação da Parede Diafragma

A Figura 3.10 apresenta o quadro das ferragens utilizados na confecção das lamelas, além de detalhes construtivos, como roletes e espaçadores, utilizados para posicionar a ferragem da lamela dentro da escavação. A altura das lamelas da parede diafragma variaram de acordo com a altura do terreno adjacente à escavação, sendo que foram dispostas de maneira a possibilitar a identificação de cada uma das lamelas (Figura 3.11) de acordo com esta variação de altura. Cada lamela foi identificada com um número e referenciada com uma letra. Os tirantes (Figura 3.12) foram identificados com letras e números iniciando de cima para baixo, referenciando cada linha de tirantes.

A Figura 3.13 apresenta uma das seções, mostrada em corte, da solução adotada, fazendo referência aos comprimentos dos tirantes e do embutimento. Para cada linha de tirante foi executada uma etapa de escavação.



Figura 3.8 - Execução das estacas injetadas de pequeno diâmetro.



Figura 3.9 - Canteiro de obras - Execução das fundações para a superestrutura.

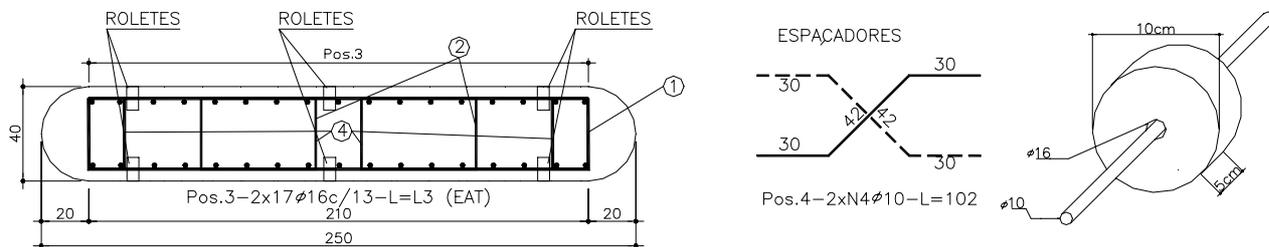


Figura 3.10 - Detalhe da ferragem e sistema construtivo das lamelas .

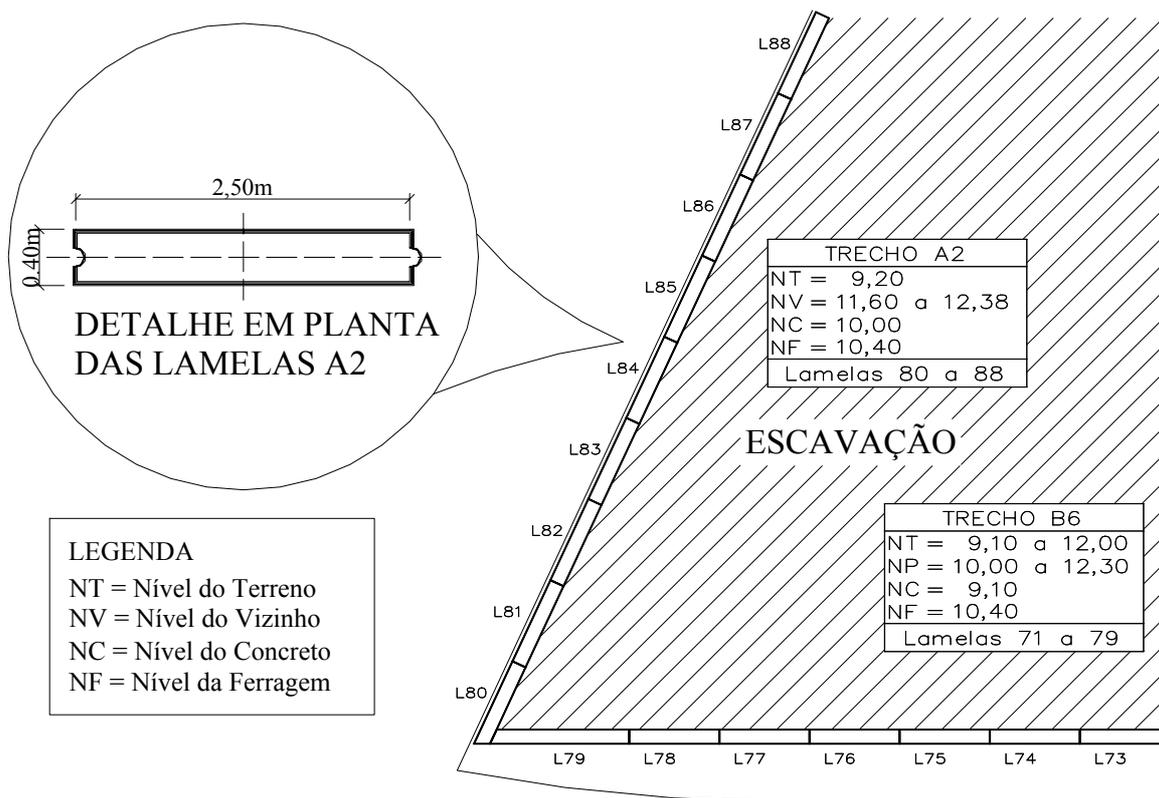


Figura 3.11 - Detalhe em planta das lamelas que compõem a parede diafragma.

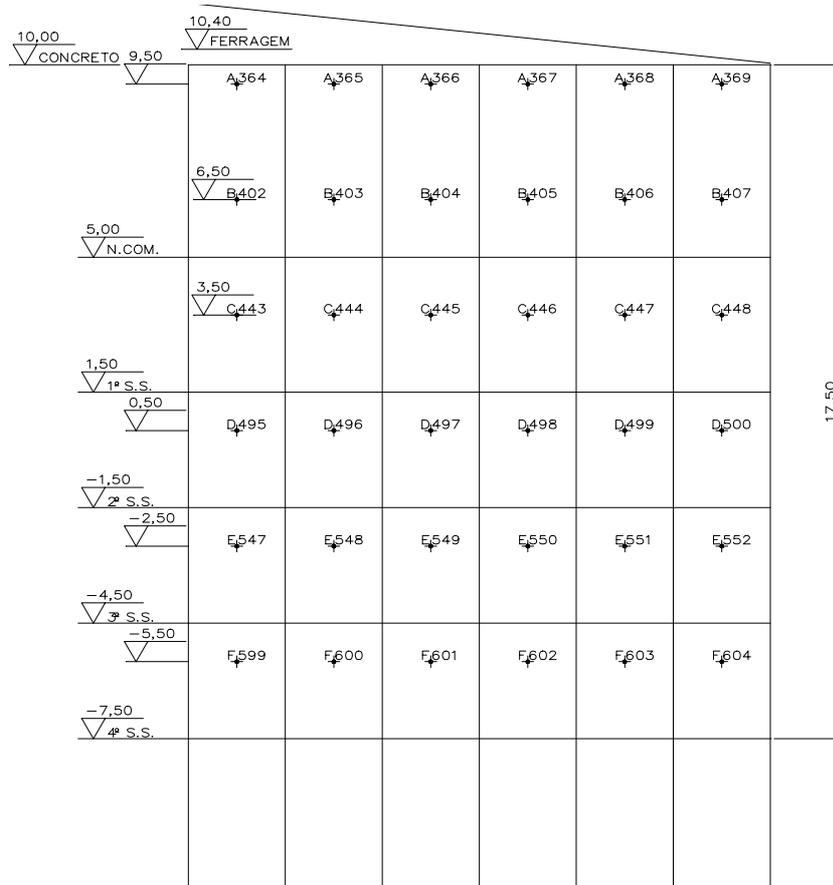


Figura 3.12 - Disposição do setor A3 com as posições de ancoragem.

Para cada variação de altura das lamelas, um perfil típico foi montado e analisado no programa Plaxis. A Figura 3.13 mostra um destes perfis.

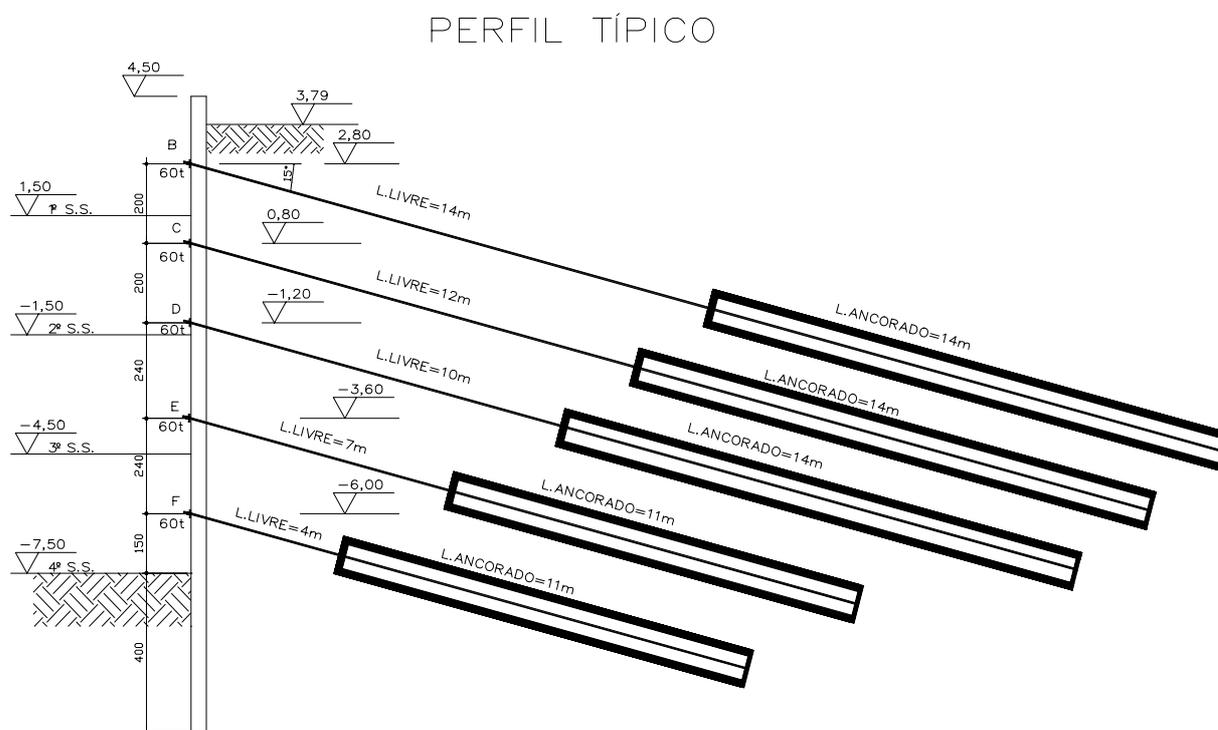


Figura 3.13 - Perfil dos tirantes utilizado para análise no programa Plaxis.

3.3.1 Diferentes Perfis de Subsolo e Sobrecargas

Devido à variação de nível do terreno e às diferentes soluções geotécnicas empregadas pelos projetistas das edificações vizinhas, existem várias geometrias e condições de subsolo, com diferentes sobrecargas externas. A Figura 3.14 faz referências aos perfis de terreno, apresentando o número de pavimentos e o tipo de fundação de cada edificação vizinha à escavação. Estes perfis e correspondentes sobrecargas foram utilizados na obtenção dos modelos geométricos, necessários para a modelagem no programa Plaxis.

O prédio A apresenta uma variação na altura de corte, devido a existência de um subsolo nos fundos do prédio, com uma altura de 3 metros.

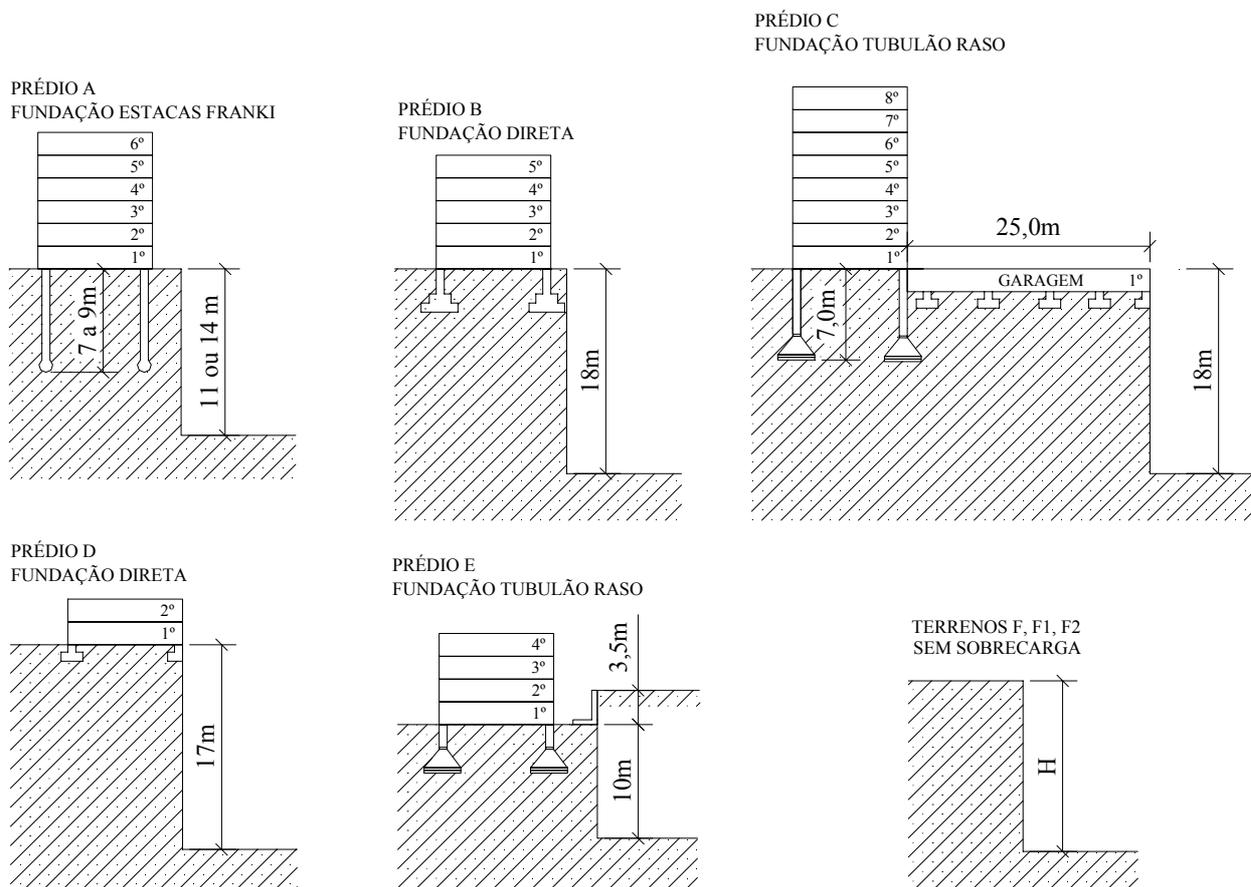


Figura 3.14 - Diferentes geometrias e perfis dos terrenos vizinhos e sobrecargas.

3.4 DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E ACOMPANHAMENTO DOS DESLOCAMENTOS

Na parte mais profunda da obra, o processo de escavação divide-se em 15 etapas sendo as quatro iniciais esquematizadas na Figura 3.15 e descritas a seguir:

1ª Etapa - Execução da parede-guia, com aproximadamente 1,0 metro de profundidade, que tem por finalidade proteger o topo da escavação e nivelar a mesma;

2ª Etapa - Concretagem das lamelas de 2,50 x 0,40 metros até a profundidade estabelecida no projeto;

3ª Etapa - Escavação parcial até o nível N1 definido pelo executante e execução dos tirantes da linha A;

4ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha A e aplicação da carga de incorporação, que tem o objetivo de deixar o tirante ativo;

5ª Etapa - Escavação parcial até o nível N2 definido pelo executante e execução dos tirantes da linha B;

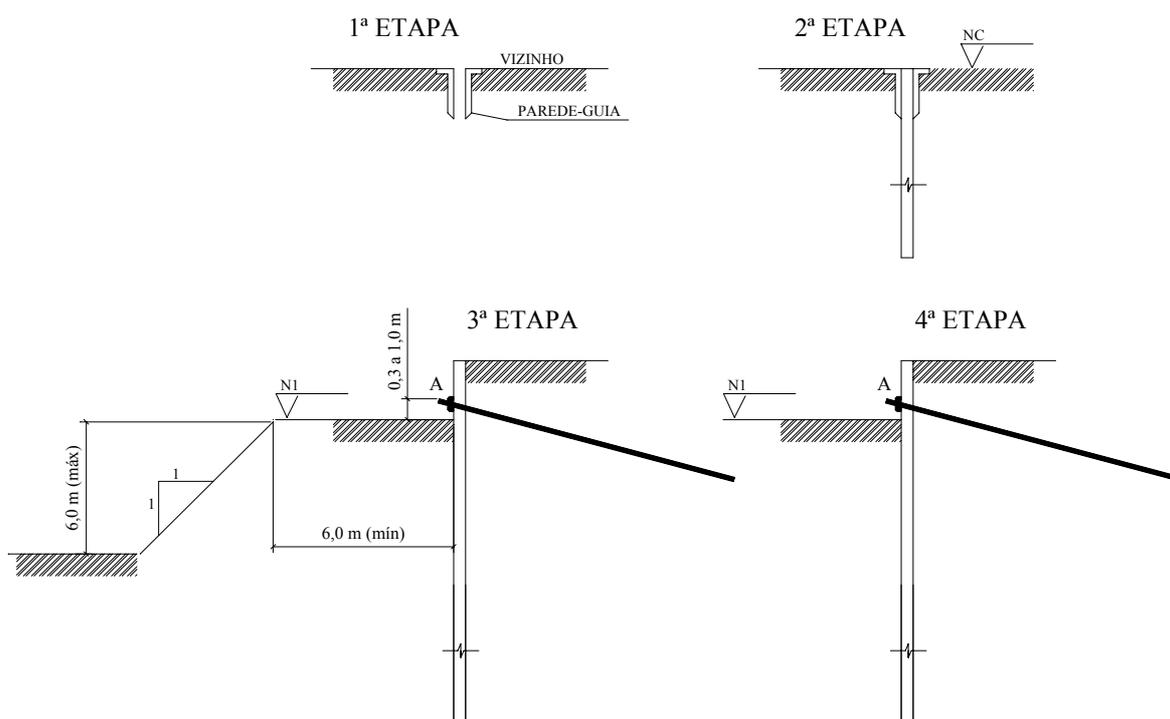


Figura 3.15 - Representação das primeiras 4 etapas da escavação.

6ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha B e aplicação da carga de incorporação;

7ª Etapa - Escavação parcial até o nível N3 e execução dos tirantes da linha C;

- 8ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha C e aplicação da carga de incorporação;
 9ª Etapa - Escavação parcial até o nível N4 e execução dos tirantes da linha D;
 10ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha D e aplicação da carga de incorporação;
 11ª Etapa - Escavação parcial até o nível N5 e execução dos tirantes da linha E;
 12ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha E e aplicação da carga de incorporação;
 13ª Etapa - Escavação parcial até o nível N6 e execução dos tirantes da linha F;
 14ª Etapa - Ensaio dos tirantes da linha F e aplicação da carga de incorporação;
 15ª Etapa - Escavação até o nível do 4º subsolo.

Nos locais da obra, onde a profundidade da escavação era menor, as etapas seguiram a mesma sequência, porém com um número menor de linhas de tirantes. O acompanhamento dos deslocamentos e da verticalidade foi feito durante todo processo de escavação e só foi concluído quando os deslocamentos apresentaram-se estáveis. Em média as leituras foram realizadas durante um período aproximado de 1000 dias.

Nas Figuras 3.16, 3.17, 3.18, 3.19 e 3.20 estão representados os recalques dos prédios ao longo do período em que as leituras foram realizadas.

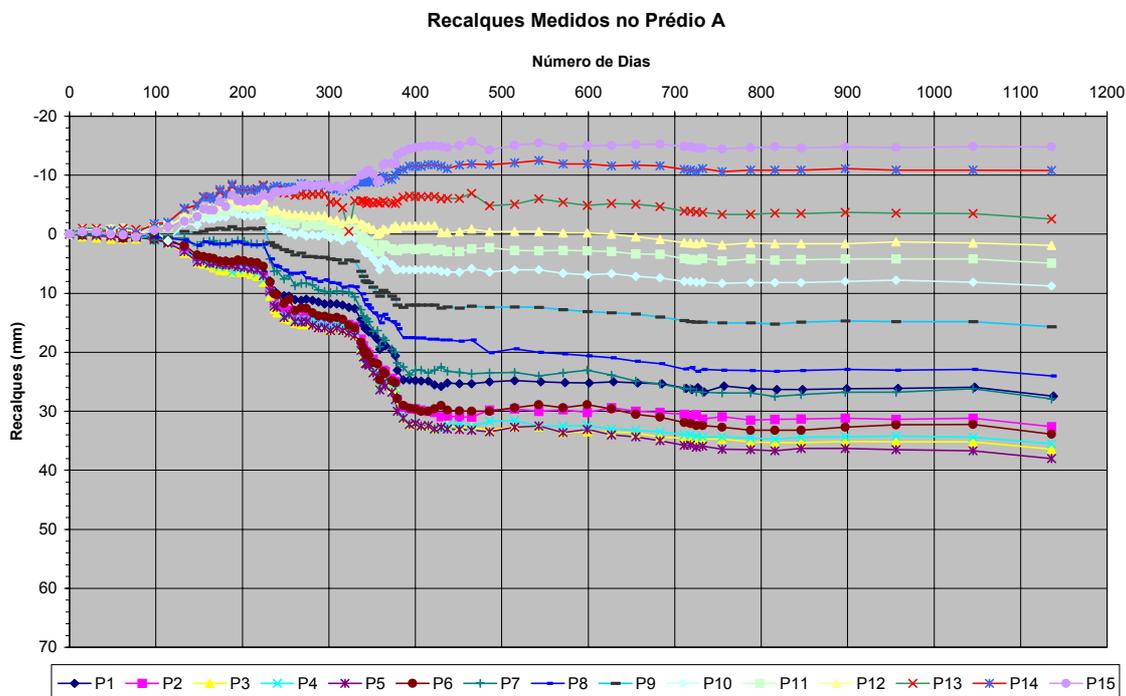


Figura 3.16 - Recalques Medidos no Prédio A.

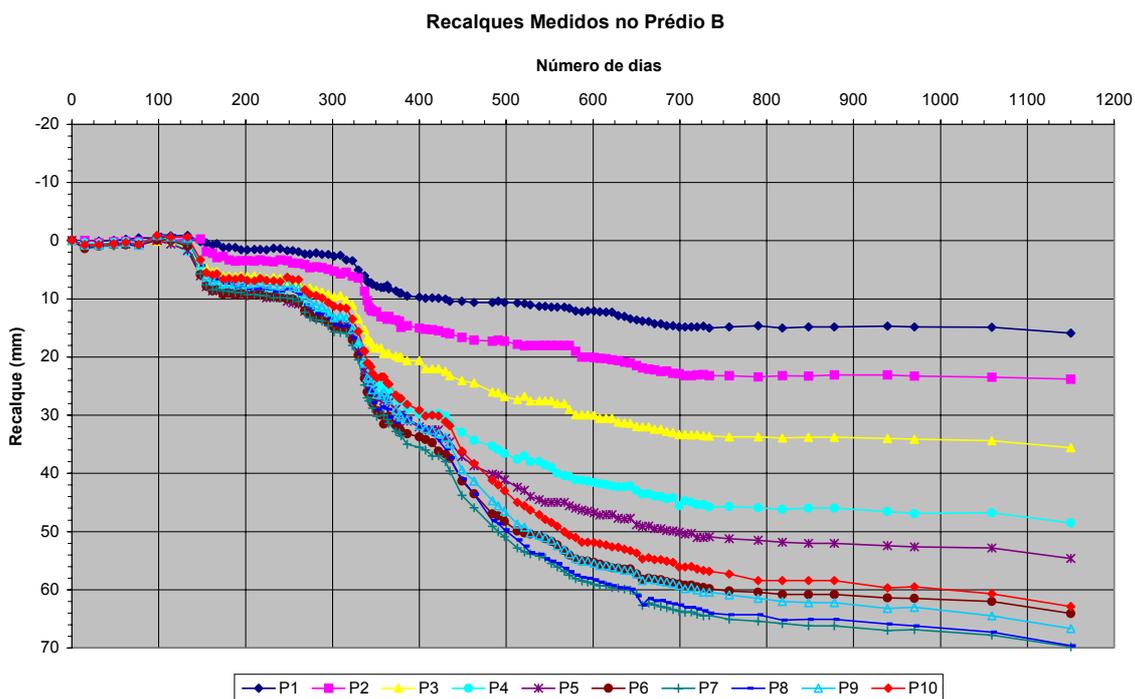


Figura 3.17 - Recalques Medidos no Prédio B.

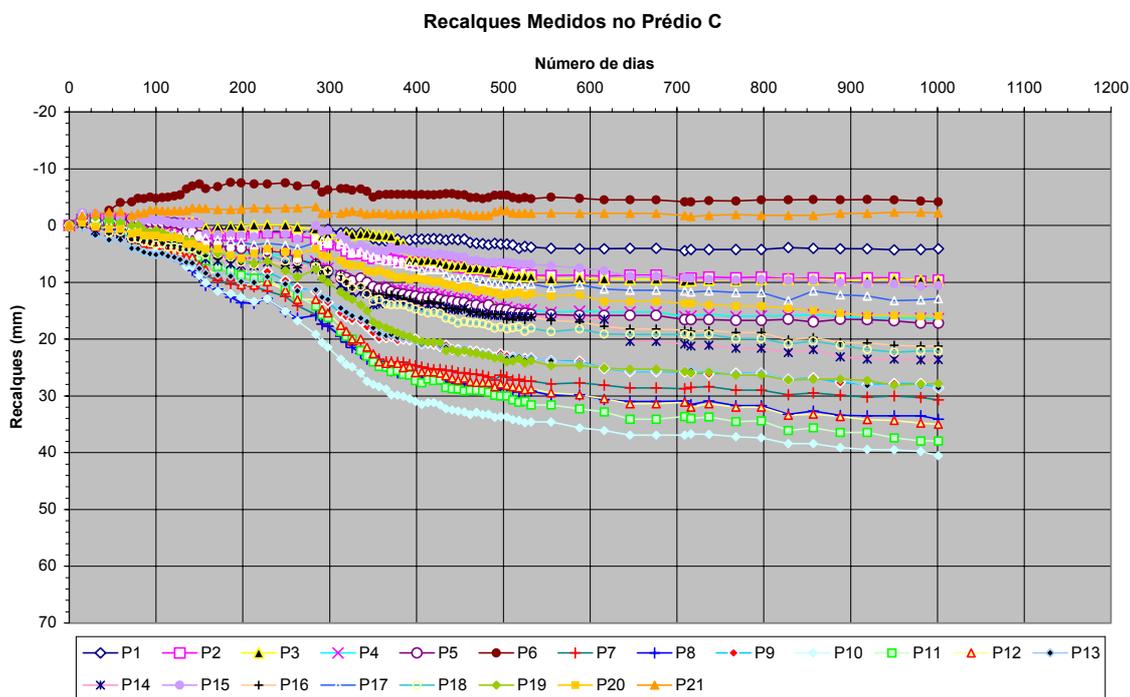


Figura 3.18 - Recalques Medidos no Prédio C

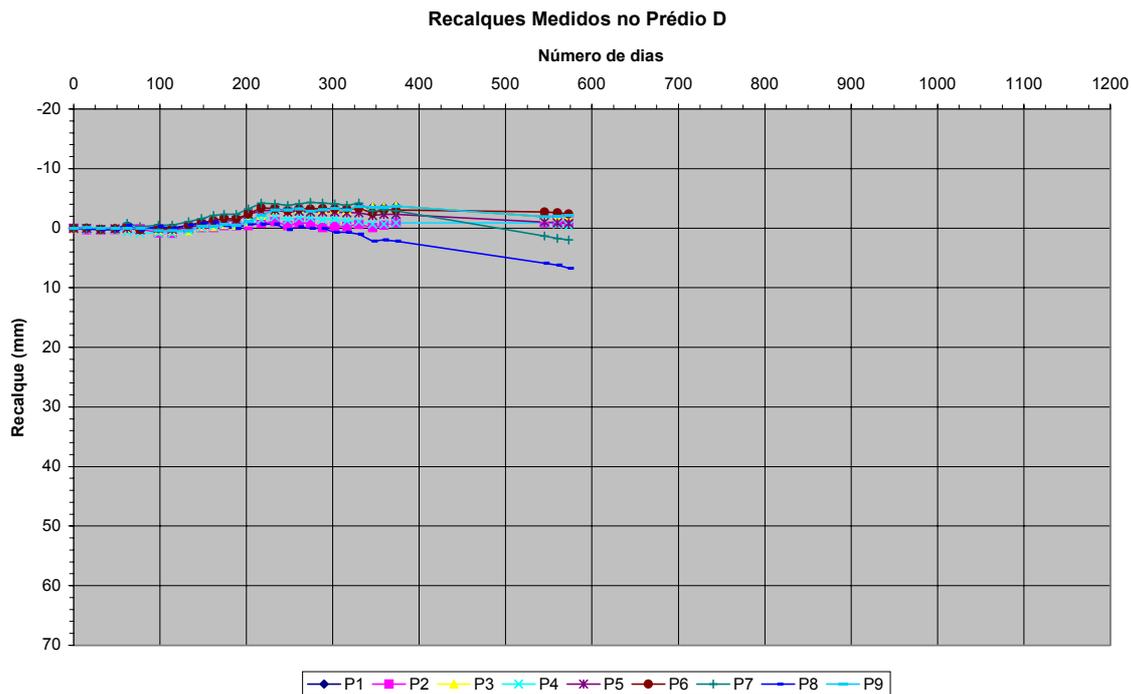


Figura 3.19 - Recalques Medidos no Prédio D.

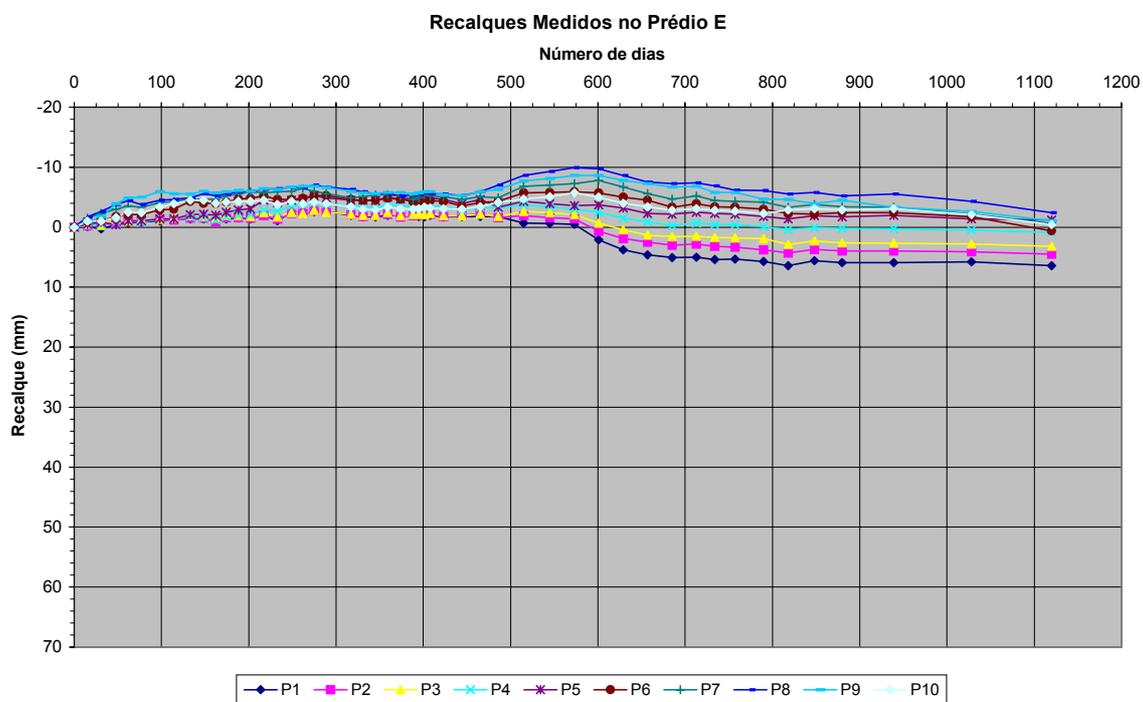


Figura 3.20 - Recalques Medidos no Prédio E.

A tomada das leituras foram feitas em alguns dos pilares das edificações analisadas, Figuras 3.21, 3.22, 3.23 e 3.24. As setas com a letra P e o número, identificam o pilar e a localização do pino onde foram feitas as leituras. A letra V, seguida do número e símbolo, identifica as leituras de verticalidade e sentido da inclinação da edificação, que não são utilizadas neste trabalho e desta forma não são apresentadas. As leituras da variação da velocidade de recalques são apresentadas no **Anexo I** deste trabalho.

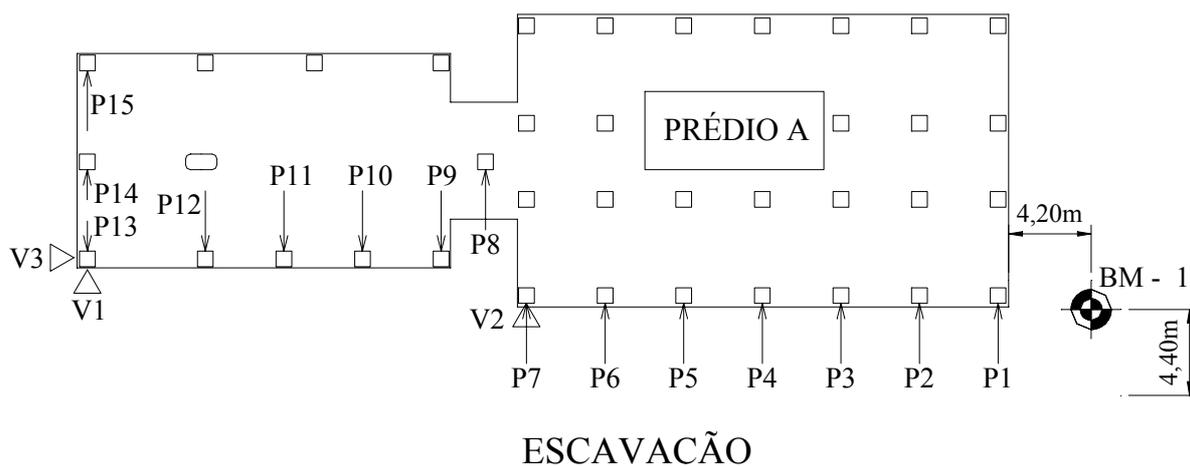


Figura 3.21 - Localização dos pontos de leituras no Prédio A

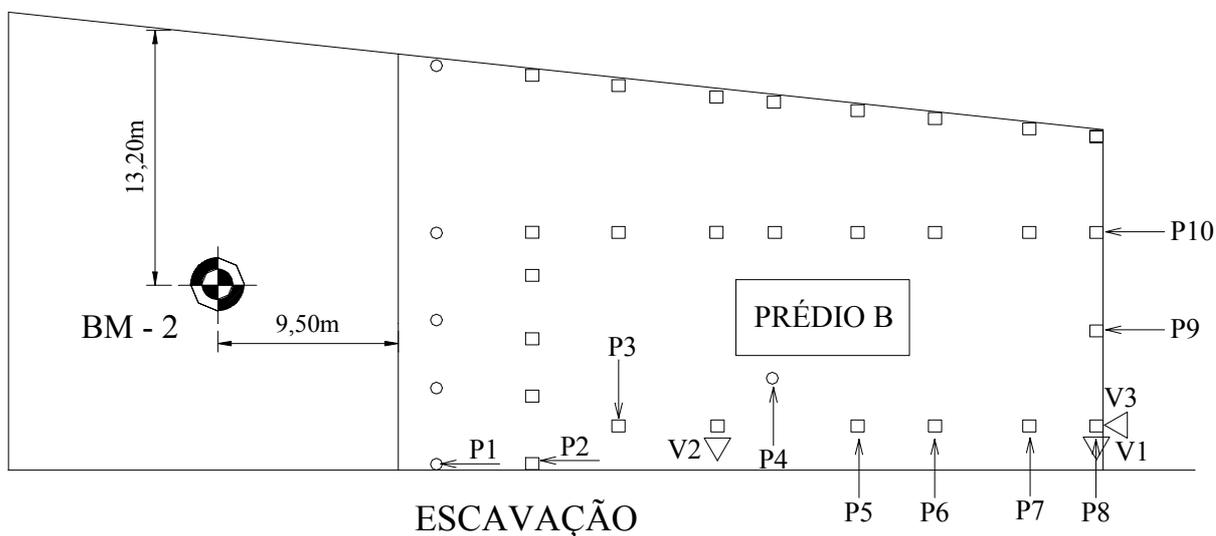


Figura 3.22 - Localização dos pontos de leituras no Prédio B.

ESCAVAÇÃO

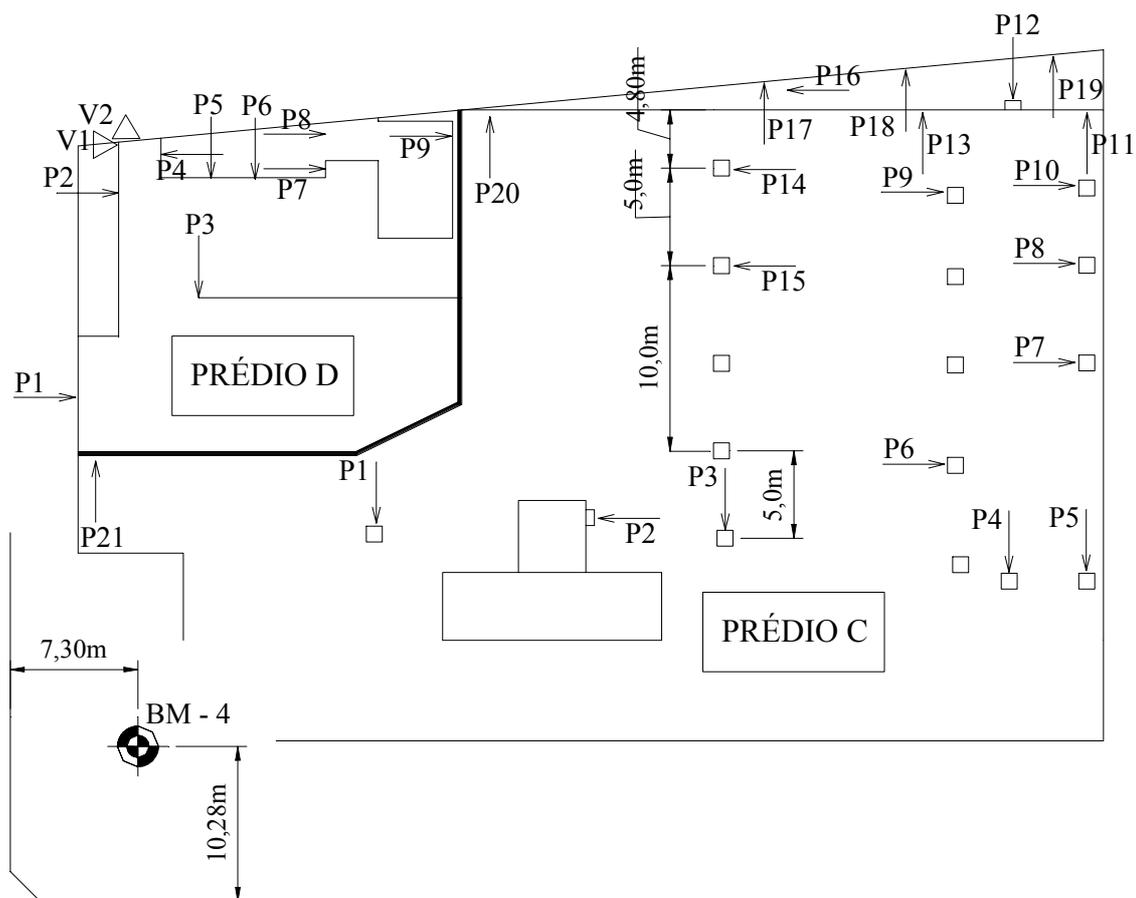


Figura 3.23 - Localização dos pontos de leituras no Prédio C e D.

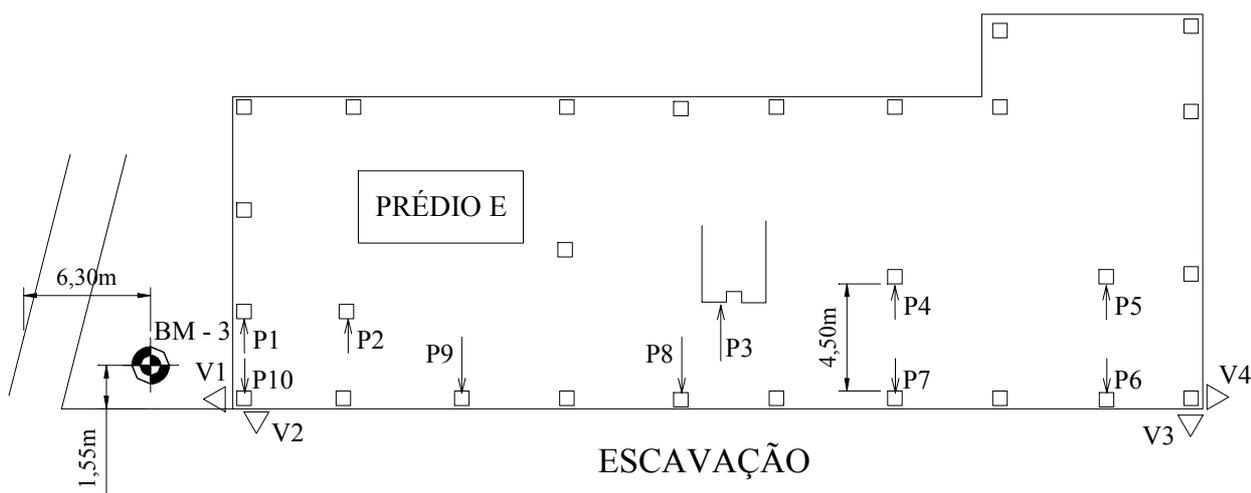


Figura 3.24 - Localização dos pontos de leituras no Prédio E.

O ponto escolhido para a instalação do Ponto de Referência (BM), em cada uma das edificações monitoradas, foi sempre um local de fácil acesso e que permitisse as visadas de

vários locais da edificação. Esta referência é a base de todo o levantamento topográfico, pois as leituras são feitas tendo este ponto como cota de referência.

A Figura 3.25 apresenta as seções escolhidas dentro da área monitorada de cada prédio, destinada a análise numérica. São apresentados os pontos de medida das leituras e as distâncias entre eles, de forma a reproduzir a configuração original do local da obra.

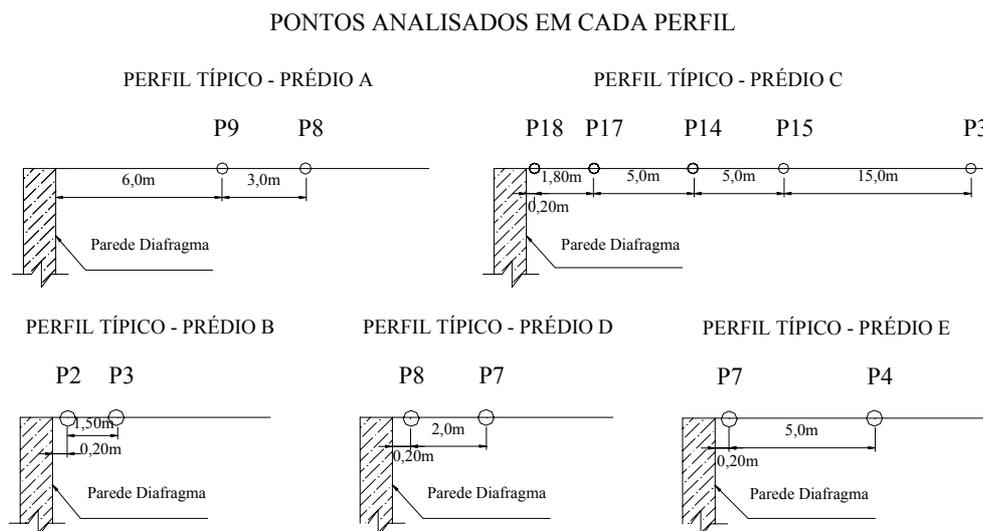


Figura 3.25 - Localização dos pontos de tomada das leituras na obra.

O critério adotado para a escolha dos pontos baseia-se na tentativa de escolher uma configuração de pontos que caracterize um problema bidimensional e onde existam medidas de deslocamentos alinhadas, de maneira a avaliar o modelo com mais de uma medida de deslocamento.

4 PROGRAMA PLAXIS: MODELOS E GEOMETRIAS

4.1 GENERALIDADES

No presente Capítulo, encontram-se as relações constitutivas utilizadas nesta dissertação, as quais são parte essencial do Método de Elementos Finitos (FEM), que tentam representar o comportamento real da massa de solo em estudo. Os fundamentos teóricos do FEM são aqui descritos, assim como os parâmetros dos materiais constituintes dos modelos constitutivos. Tais parâmetros serão obtidos através da interpretação dos ensaios apresentados no Capítulo III, através de correlações empíricas e dados retirados da literatura. A formação do conjunto de elementos que constitui o Método Numérico de Elementos Finitos que tenta representar o modelo real é formado por inúmeros segmentos, tais como: pontos, retas, elementos "prontos" e outros. Estes elementos e modelos constitutivos serão abordados com maiores detalhes no decorrer deste capítulo.

4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Cada modelo constitutivo apresenta uma formulação diferente e pode ser utilizado dependendo do tipo de modelagem desejada e do tipo de material (solo) que pretende-se simular. Apresenta-se abaixo os modelos constitutivos utilizados nesta dissertação para avaliar o resultados fornecidos pelo programa (Modelo Linear Elástico) e para simular a construção do caso de obra (Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico com Superfície de

Ruptura de Mohr - Coulomb). Estes modelos definem como a massa de solo irá se comportar durante a execução da escavação, para tanto, deve-se entender o comportamento real do solo, para posteriormente escolher o modelo constitutivo adequado para cada situação.

4.2.1 Modelo Linear Elástico

Este modelo representa a teoria da elasticidade linear presumindo uma relação única entre tensão e deformação. Hooke propôs que esta relação para um estado uniaxial de tensões fosse dada por:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad [4.1]$$

onde, E é o Módulo de Elasticidade e é uma constante do material.

A generalização da equação 4.1 para três dimensões é dada em notação tensorial pela expressão:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad [4.2]$$

onde σ_{ij} e ε_{kl} são tensores de segunda ordem e C_{ijkl} é um tensor de quarta ordem com 81 constantes. Pela simetria nos tensores de tensão e deformação tem-se:

$$C_{ijkl} = C_{jilk} \quad [4.3]$$

e o número de constantes independentes cai para 21. Para material isotrópico, isto é, que responde igualmente aos esforços em todas as direções, Chou e Pagano (1967) mostram que o número de constantes independentes cai para 2. Neste trabalho, as duas constantes são o Módulo de Elasticidade (E) em kN/m² e o Coeficiente de Poisson (ν).

Em notação matricial, a equação 4.2 torna-se (Chou e Pagano, 1967; Timoshenko e Goodier, 1970 e Zienkiewicz, 1977):

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \bullet \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} \quad [4.4]$$

A inversa da relação acima é dada por:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \bullet \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} \quad [4.5]$$

Este modelo é utilizado para validar o programa Plaxis, ao comparar resultados de simulações numéricas com uma solução analítica exata. A avaliação será apresentada no capítulo posterior.

4.2.2 Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr - Coulomb

Em condições normais, solicitações externas provocam deformações do solo, que se estabilizam num arranjo entre partículas distinto do anterior a solicitação. Em certas solicitações, entretanto, as forças transmitidas pelas partículas são superiores ao que o atrito e o entrosamento entre as partículas podem suportar. As partículas se deslocam de maneira a descaracterizar o formato original do solo, e isto é definido como ruptura do solo. Mas para

este estado de ruptura se consolidar, é necessário que exista um nível de deformações plásticas tal, que o levem a ruptura.

A ruptura está ligada a plasticidade do material, e a plasticidade está associada com o desenvolvimento de deformações irreversíveis. Para avaliar se ocorre ou não a plastificação do material em um cálculo numérico, uma função de plastificação, f , é introduzida no cálculo como uma função que depende tanto das tensões como das deformações. Esta função pode ser representada como uma superfície em tensões principais no espaço (Figura 4.1). Esta superfície é totalmente definida pelos parâmetros do modelo e não é afetada pelas deformações no Modelo Elástico Perfeitamente Plástico.

Para um estado de tensões onde os pontos representados estejam concentrados dentro desta superfície, o comportamento do material é totalmente elástico e as deformações são reversíveis. À medida que os pontos atingem esta superfície de plastificação, as deformações passam a apresentar uma parcela elástica mais uma parcela de deformação plástica (deformações irreversíveis).

O princípio básico da elastoplasticidade pressupõe que as deformações são decompostas em uma parte elástica e outra plástica:

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad [4.6]$$

A lei de Hooke é usada para representar tensões em função das deformações. Substituindo a equação 4.6 na lei de Hooke, tem-se:

$$\underline{\dot{\sigma}} = D^e \cdot \underline{\dot{\epsilon}}^e = D^e (\underline{\dot{\epsilon}} - \underline{\dot{\epsilon}}^p) \quad [4.7]$$

De acordo com a teoria clássica da plasticidade (Hill, 1950), as deformações plásticas são proporcionais a derivada da função de tensões. Estas deformações podem ser representadas como vetores perpendiculares a superfície de ruptura. Esta forma clássica da teoria é referenciada como Plasticidade Associada. Soma-se a função de ruptura, uma função potencial plástica g é introduzida. No caso $g \neq f$ denominado plasticidade não-associativa. Em geral é apresentada da seguinte forma:

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad [4.8]$$

onde, λ é o multiplicador plástico e g é a função potencial plástica dada por:

$$g = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} |\sigma_1 + \sigma_2| \operatorname{sen} \psi \quad [4.9]$$

e a função de plastificação representada por:

$$f = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2} |\sigma_1 + \sigma_2| \operatorname{sen} \psi - c \cos \varphi \leq 0 \quad [4.10]$$

Este modelo é muito usado para uma situação mais geral. O modelo envolve cinco parâmetros de entrada para realizar as simulações numéricas (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 - Parâmetros do Modelo Mohr-Coulomb.

Parâmetro	Nome	Unidade
Modulo de Young	E	kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	-
Coesão	c	kN/m ²
Ângulo de atrito	φ	°
Dilatância	ψ	°

Este modelo foi adotado para realizar as análises numéricas nesta dissertação pela simplicidade das variáveis envolvidas, comparado aos outros modelos disponibilizados pelo programa Plaxis. Outro fator preponderante na escolha do modelo constitutivo foi a falta de dados mais refinados sobre os parâmetros do solo encontrado na escavação. Estes dados só seriam obtidos com uma campanha experimental mais sofisticada.

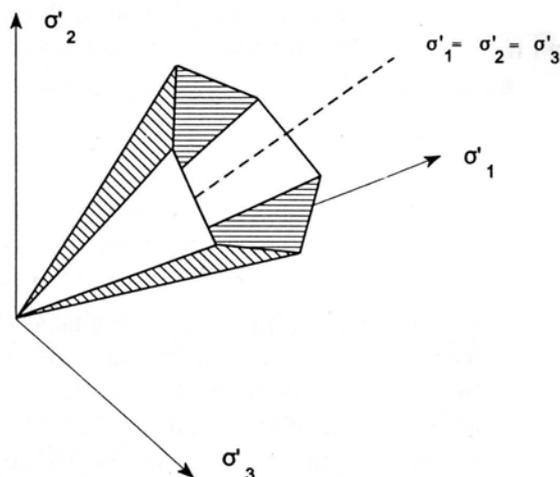


Figura 4.1 - Superfície de Ruptura Modelo Mohr - Coulomb.

4.3 MODELO GEOMÉTRICO

São apresentados nesta seção os elementos que constituem o modelo geométrico para a análise por Elementos Finitos.

4.3.1 Elementos Triangulares que Constituem a Malha de Elementos Finitos

Estes elementos representam a massa de solo, sendo que a união de todos estes elementos constitui a "malha" de elementos finitos. Para a análise bidimensional (deformação plana) podem ser usados elementos de solo com seis nós ou com quinze nós (Figura 4.2). O elemento triangular de 6 nós é o valor padrão para a análise 2D, e é necessário uma interpolação de 2ª ordem para cálculo dos deslocamentos. Os elementos da matriz de rigidez do solo são avaliados por integração numérica usando três pontos de Gauss (pontos de tensões, Figura 4.2). Para o elemento triangular de 15 nós a ordem de interpolação é quatro e a integração envolve doze pontos de tensões (Figura 4.2). Estes elementos triangulares juntos formam a malha de elementos, que é gerada após a criação do modelo geométrico.

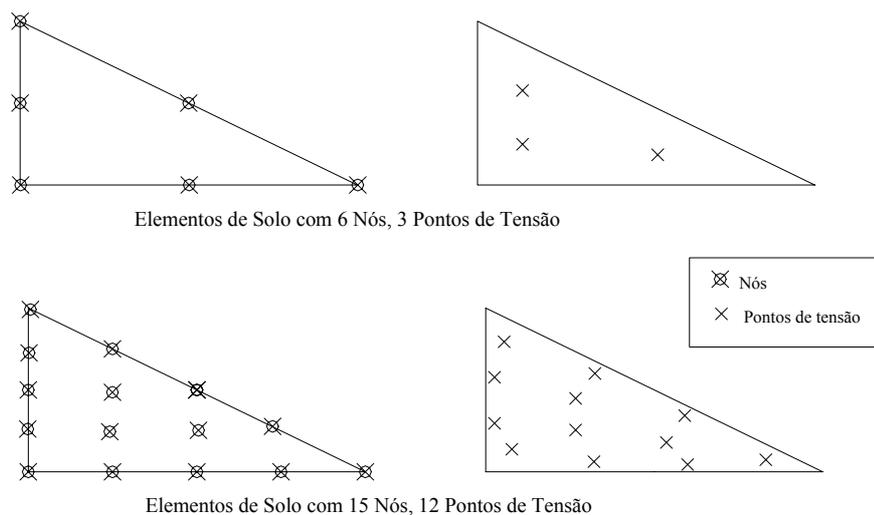


Figura 4.2 - Elementos de solo com 6 ou 15 nós e 3 ou 12 pontos de tensão.

Para cada elemento de solo, calculam-se os deslocamentos e para cada ponto de tensão, calculam-se as tensões. Desta forma os elementos de 15 nós são mais precisos, a medida que existe praticamente duas vezes mais pontos em cada elemento.

4.3.2 Elementos Constituintes dos Modelos Geométricos

A geração do Modelo de Elementos Finitos inicia-se com a criação de um modelo geométrico, que represente o problema real a ser analisado. O modelo geométrico consiste de pontos, retas e elementos prontos, "clusters". Pontos e linhas são gerados pelo usuário e os elementos prontos são gerados pelo próprio programa; o usuário só define a posição do elemento. Em adição a estes componentes básicos, objetos estruturais ou condições especiais podem ser atribuídas ao modelo geométrico.

4.3.2.1 Pontos e Linhas

Os pontos ou linha são elementos "soltos", ou seja, não têm características pré-definidas, e são gerados pelo usuário à medida que o mesmo constrói o modelo geométrico. São eles os elementos básicos para a estruturação do modelo.

4.3.2.2 Elementos de Viga (Parede ou Placa)

É um elemento pronto, ou seja, tem características pré-definidas. É um elemento com três graus de liberdade por nó, dois graus livres para translação (u_x e u_y) e uma rotação livre (plano x-y ϕ_z). O elemento de viga se baseia na teoria de Viga de Mindlin. Esta teoria permite deflexões para a viga devido tanto ao cisalhamento quanto à flexão. Elementos de viga podem se tornar plásticos se prescrever o momento fletor máximo ou se a máxima força axial for atingida. Estes elementos formam um "cluster" que é utilizado para simular a parede diafragma.

O elemento de viga apresenta parâmetros como rigidez a flexão (EI) e a rigidez axial (EA). Para estes dois parâmetros uma espessura equivalente d_{eq} é calculada pela equação:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad [4.11]$$

O momento fletor e a força axial são avaliados através das tensões nos pontos de tensão. Um elemento de viga de 3 nós contém dois pares de pontos de tensão e um elemento de viga de 5 nós contém quatro pares de pontos de tensão (Figura 4.3). Dentro de cada par, os pontos de tensão estão localizados a uma distância $d_{eq} = \sqrt{3}$ acima e abaixo do centro da viga.

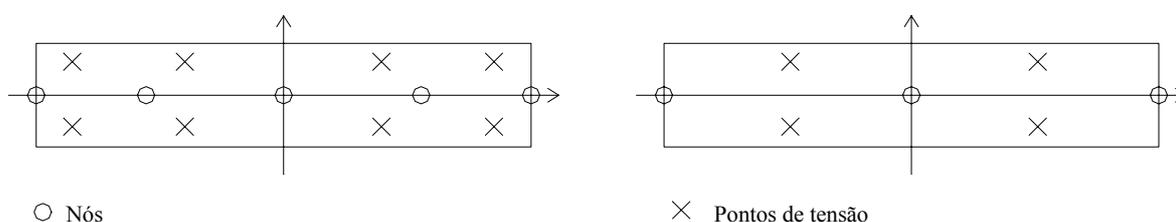


Figura 4.3 - Posição dos nós e pontos de tensão para elementos de viga com 3 e 5 nós.

Estes elementos permitem que o programa calcule os esforços e deslocamentos sofridos pela parede diafragma. Deslocamentos verticais e horizontais, bem como a composição dos dois, momento fletor, esforço cortante e empuxo de terra ao longo da parede diafragma podem ser determinados.

4.3.2.3 Elemento de Geotêxtil

São elementos esbeltos com uma rigidez normal, mas sem rigidez à flexão, ou seja, podem somente sustentar forças de tração. Quando são utilizados elementos de solo triangulares de 6 nós, cada elemento de geotêxtil é definido por 3 nós, considerando que para elementos de solo triangulares de 15 nós, cada elemento de geotêxtil é definido por 5 nós. As forças axiais são avaliadas por pontos de tensão de "Newton-Cotes". A localização destes pontos de tensão correspondem à localização dos nós. A modelagem com geotêxtil pode também ser usada em combinação com ancoragem, para simular uma fixação no terreno. Neste caso, o geotêxtil é usado para modelar o enchimento de concreto (bulbo) e a ancoragem usada para modelar o tirante, sendo que a resistência de ambos são determinados pelo usuário. Parâmetros como adesão e atrito entre superfícies não são considerados para estes casos.

4.3.2.4 Ancoragem

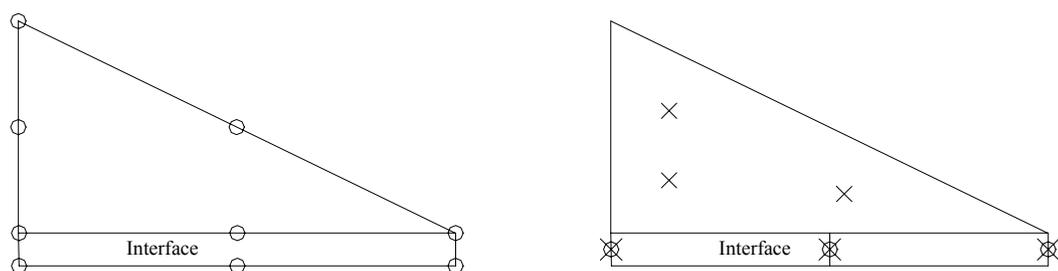
Uma ancoragem é um elemento de mola elástico de 2 nós, com uma constante de rigidez elástica (rigidez normal - EA). Estes elementos podem ser submetidos tanto a forças de tração (ancoragem) quanto forças de compressão (suporte). A força absoluta pode ser limitada de maneira que seja possível a simulação de ruptura da ancoragem, que permite ser pré-tensionada durante o cálculo plástico. É possível modelar a ancoragem no solo (ancoragem com cimento) por meio da combinação de ancoragem e um geotêxtil. A ancoragem representa a haste de ancoragem e o geotêxtil representa o bulbo (massa) de concreto.

O enchimento de concreto, bulbo, é considerado como sendo um elemento rígido embutido no solo. Isto é possível para simular o pré-tensionamento do tirante. Não é possível porém, simular a influência da pressão da massa de concreto sobre a vizinhança do solo. Deve-se notar que o geotêxtil forma uma camada contínua na direção perpendicular ao plano, enquanto que na realidade o bulbo de concreto é uma estrutura tridimensional.

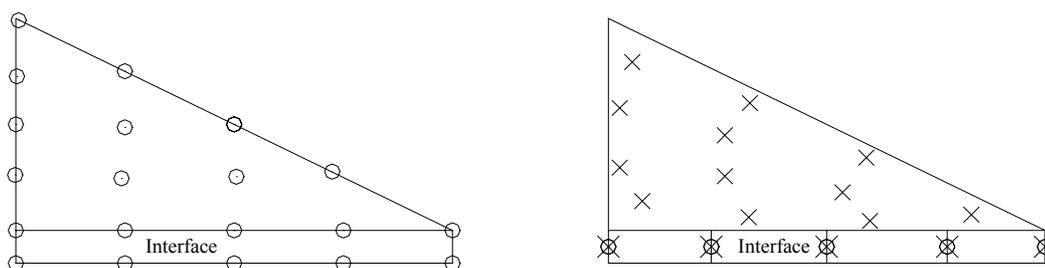
4.3.2.5 Interfaces

A interface é usada no modelo de interação entre a estrutura e o solo. A aplicação típica para a interface se dá no modelo de interação entre a parede diafragma e o solo, o qual é intermediário entre liso e completamente rugoso. Nesta aplicação, a interface está situada em ambos os lados da parede. A rugosidade existente entre o solo e a estrutura de concreto é modelada quantificando-se um valor entre zero (0) e um (1). Este valor é admitido para o fator de redução da força na interface (atrito da parede e adesão) e a força no solo (ângulo de atrito e coesão).

A Figura 4.4 mostra como os elementos de interface são conectados aos elementos do solo.



Elementos de Solo com 6 Nós, 3 Pontos de Tensão e 3 Pares de Elementos de Interface



Elementos de Solo com 15 Nós, 12 Pontos de Tensão e 5 Pares de Elementos de Interface

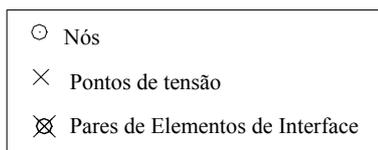


Figura 4.4 - Elementos de Interface.

No caso de elementos de solo de 6 nós, o elemento correspondente da interface é definido por 3 pares de nós, enquanto que elementos de solo com 15 nós correspondem a elementos de interface definidos por 5 pares de nós. Na Figura 4.4 o elemento de interface é definido como tendo uma espessura finita, mas, na formulação de elementos finitos, as coordenadas de cada par de nós são idênticas, o que significa que este elemento tem espessura igual a zero. Cada interface tem fixada para isto uma "espessura virtual", a qual é uma dimensão imaginária usada para obter as propriedades do material na interface. A espessura virtual é definida como Fator de Espessura Virtual e é igual a 0,1. A matriz de rigidez para elementos de interface é obtida usando ponto de integração de "Newton-Cotes". A posição destes pontos de integração coincidem com as posições dos pares de nós.

5 AVALIAÇÃO DO PROGRAMA PLAXIS E OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO QUE COMPÕEM O MODELO NUMÉRICO

A campanha de avaliação do programa Plaxis é de grande importância, sendo ela que valida o estudo numérico por Elementos Finitos apresentado nesta dissertação. A seguir apresenta-se a descrição da avaliação do programa Plaxis e a obtenção dos parâmetros do solo utilizados para compor o modelo numérico.

5.1 GENERALIDADES

O Plaxis é um programa comercial, específico para problemas geotécnicos, desenvolvido pela Empresa Plaxis BV. Por este motivo, o código fonte não está acessível ao usuário. Assim, faz-se necessário a validação de seus modelos, através de comparações entre os resultados fornecidos pelo programa Plaxis e resultados obtidos com outros programas de elementos finitos, que utilizem os mesmos modelos. A validação do programa Plaxis dá crédito aos resultados obtidos através dele e certifica que os modelos testados apresentam uma boa aproximação da solução matemática do problema. Para o presente trabalho serão testados e apresentados dois modelos, o modelo Linear Elástico e o modelo Elástico Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb. A obtenção dos parâmetros do solo utilizados por estes modelos também é apresentada neste capítulo.

5.2 RETROANÁLISE DE UMA ESCAVAÇÃO SEM CONTENÇÃO CONSIDERANDO ELASTICIDADE LINEAR

A Fig. 5.1 apresenta a simulação de uma escavação com 30 metros de profundidade e 30 metros de largura, feita por Consoli (1987), com modelo de solo Linear Elástico. Os parâmetros do solo utilizados para esta simulação são apresentados na Tab. 5.1.

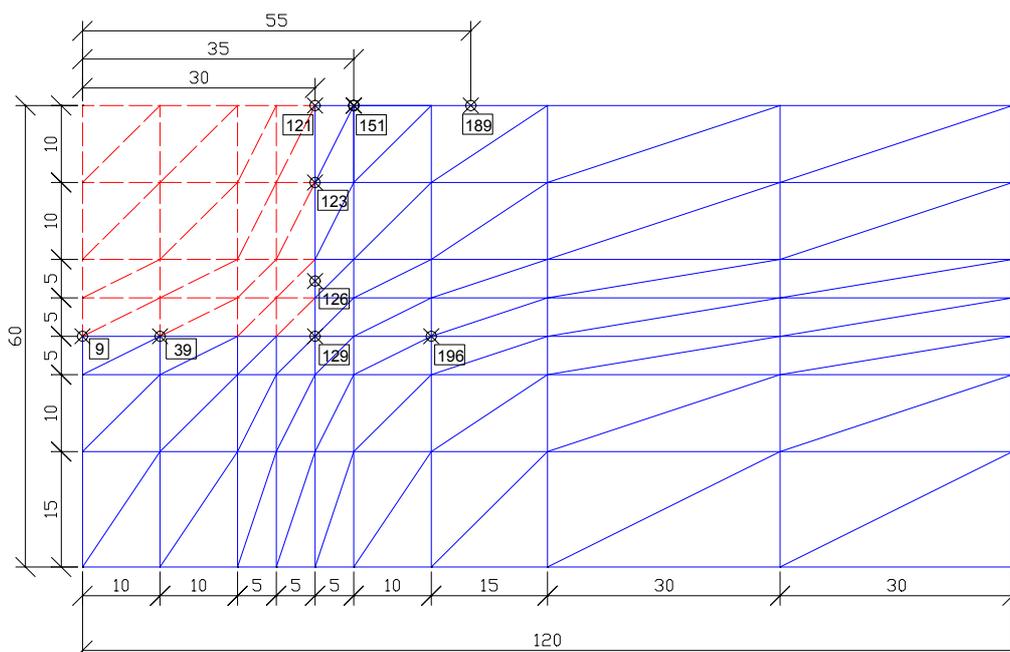


Figura 5.1 - Malha de elementos finitos utilizada por Consoli (1987), e localização dos pontos analisados. Cotas em metro.

A escavação foi simulada de duas formas: na primeira escavou-se de uma só vez todo o material, e na segunda, o processo de escavação procedeu em três etapas, com retirada de 10 metros de altura de solo por etapa. O autor utilizou na malha elementos isotrópicos de oito nós, para a resolução do problema.

Tabela 5.1 - Parâmetros elástico lineares do solo, utilizados por Consoli (1987).

Parâmetros	Nome	Valor	Unidade
Comportamento Tipo	Tipo de Material	Elástico	-
Módulo de Young	E	$1 \cdot 10^5$	kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν	0,30	-
Peso Específico	γ	18,0	kN/m ³
Coefficiente de pré-adensamento	K_0	0,90	-

Para validar o modelo do programa utilizado neste trabalho, a mesma escavação analisada por Consoli (1987) foi simulada novamente no programa Plaxis (Figura 5.2).

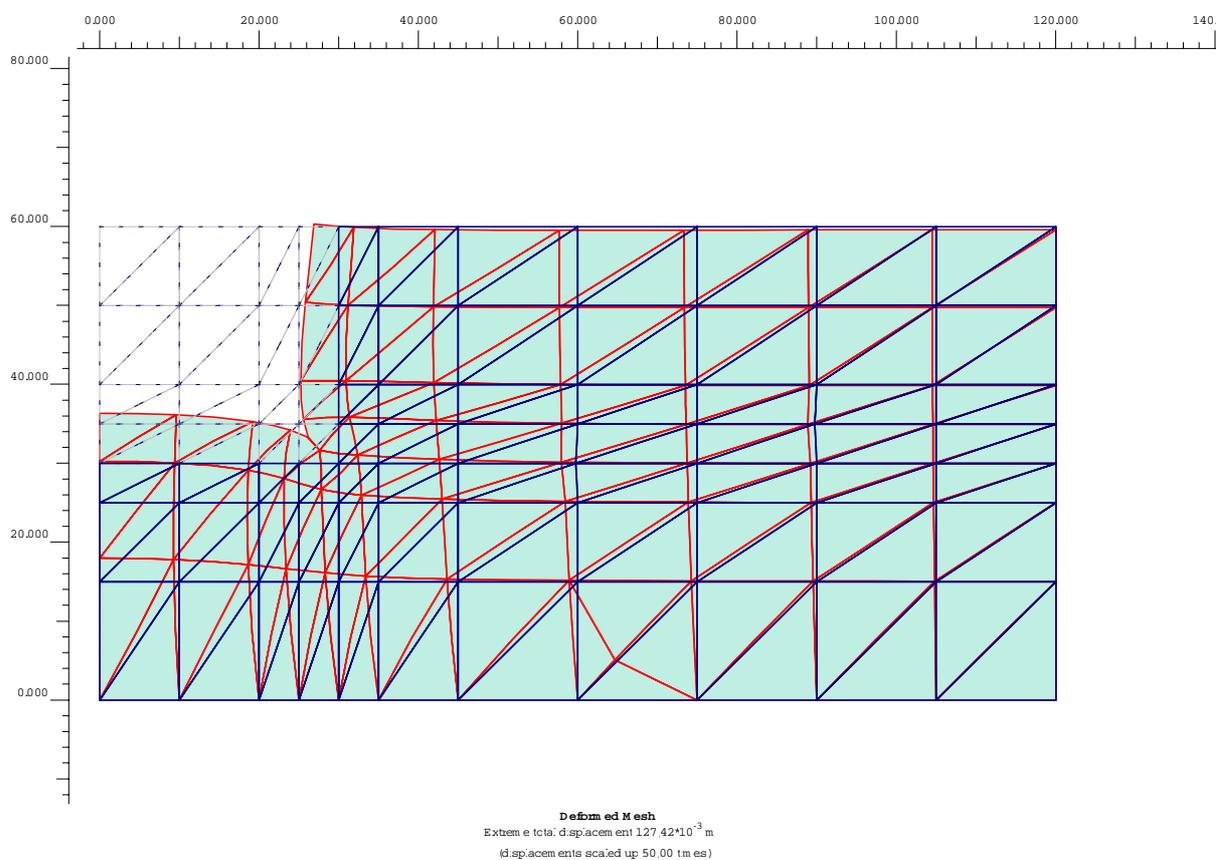


Figura 5.2 - Malha de deslocamentos (aumentada 50X) - Programa Plaxis.

Todos os parâmetros do solo e variáveis de contorno envolvidas na realização da análise numérica, foram mantidos idênticos. Assim, pode-se realizar a comparação entre os resultados apresentados por Consoli (1987) e os obtidos por este trabalho.

Para o problema analisado, foram feitas duas simulações diferentes: uma com elementos de solo de 6 nós e outra com elementos de solo de 15 nós, sendo que, para os dois casos analisou-se as duas formas de executar a escavação, descritas anteriormente. Os resultados são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Comparação entre resultados numéricos obtidos por Consoli (1987) e esta dissertação.

x (m)	y (m)	Nó	1 e 3 etapas Consoli (1987)	Nó	Este trabalho (6 nós)	Nó	Este trabalho (15 nós)
0	30	9	0 * 12,432 **	53	0 12,742	201	0 12,765
10	30	39	-0,761 12,030	73	-0,801 12,343	281	-0,771 12,358
30	60	121	-7,121 -0,703	42	-6,256 0,631	159	-6,355 0,491
30	50	123	-8,693 -0,381	62	-8,337 0,806	239	-8,435 0,661
30	37,5	126	-9,454 0,046	82	-9,386 0,938	315	-9,533 0,816
30	60	129	-4,659 2,688	153	-4,747 3,227	593	-4,507 2,951
35	60	151	-7,064 -1,117	65	-6,229 -0,159	249	-6,344 -0,292
45	30	189	-4,678 0,714	198	-4,777 1,010	767	-4,803 0,965
52,5	60	196	-5,724 -1,121	90	-5,232 -0,862	344	-5,353 -0,907
* Deslocamento na direção X (cm)							
** Deslocamento na direção Y (cm)							

Os pontos utilizados para fazer a comparação entre os resultados apresentam-se na Figura 5.1. Os resultados obtidos para as duas simulações, elementos de solo com 6 e 15 nós, apresentam-se próximos aos obtidos por Consoli (1987). As etapas de escavação não apresentaram influência nos resultados, ou seja, tanto para uma etapa quanto para três etapas de escavação, os resultados mantêm-se idênticos.

Pode-se notar variações entre as comparações deste trabalho e os resultados obtidos por Consoli (1987). Esta diferença provavelmente é devida as diferentes maneiras que os programas fazem a interpolação entre nós e/ou como cada um deles interpreta o elemento de interface. De qualquer forma as diferenças entre os resultados não comprometem a análise apresentado pelo programa Plaxis. Desta forma, o modelo Linear Elástico apresentado pelo programa é um modelo aceitável. Para o caso de obra apresentado neste trabalho, o Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico com Superfície de Ruptura de Mohr-Coulomb é mais adequado às necessidades do problema, assim faz-se necessário a verificação deste modelo.

5.3 ANÁLISE DO EXEMPLO APRESENTADO PELO MANUAL DO PROGRAMA UTILIZANDO O MODELO DE MOHR-COULOMB

O exemplo analisado envolve a construção de uma parede diafragma, ancorada no solo por tirantes, Figura 5.3. A escavação tem 20 metros de largura e 10 metros de profundidade, sendo que a parede diafragma tem 5 metros de ficha, totalizando 15 metros de parede diafragma. Esta parede é fixada no solo por dois tirantes. Um deles com 14,50 metros de comprimento e fazendo um ângulo de $33,7^\circ$ com a horizontal, o outro, com 10 metros de comprimento a 45° com a horizontal. A porção do solo a ser analisada apresenta-se dividida em três camadas. A primeira com 3,0 metros de espessura é composta por aterro, a segunda com 7,0 metros de espessura é composta por areia e a terceira, de espessura "infinita", é composta por silte.

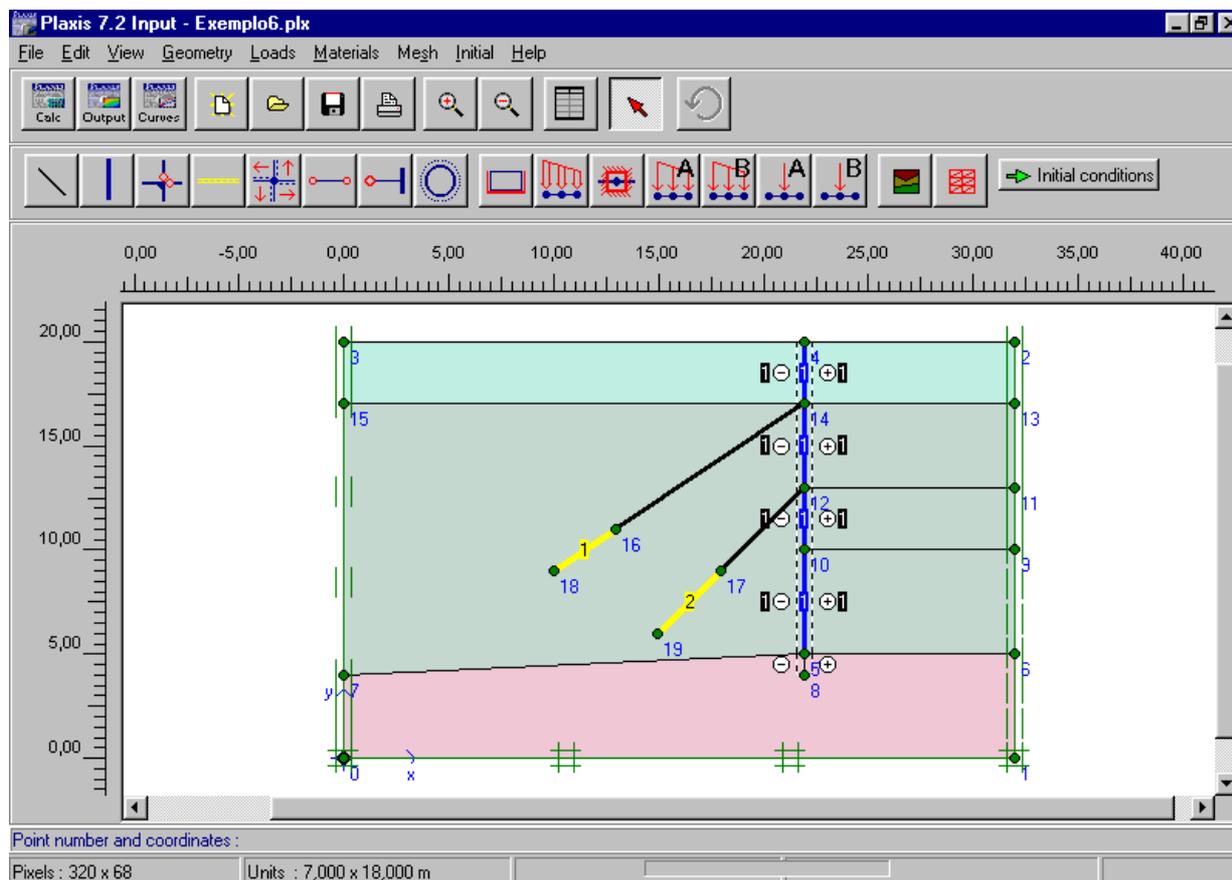


Figura 5.3 - Tela de entrada do modelo geométrico no programa Plaxis.

Pela simetria do problema, será analisada somente metade da escavação, considerando-se que a outra metade vai comportar-se da mesma forma.

Para esta análise serão utilizados elementos de solo de 6 nós e o modelo constitutivo utilizado será o de Mohr-Coulumb. As propriedades dos materiais utilizados para compor o modelo geométrico estão dispostas nas Tabelas 5.3, 5.4, 5.5 e 5.6.

Tabela 5.3 - Propriedades do solo e interface.

Parâmetros	Nome	Aterro	Areia	Silte	Unidade
Modelo do Material	Modelo	MC	MC	MC	-
Tipo de Comportamento do Material	Tipo	drenado	drenado	drenado	-
Peso do Solo Seco	γ_{dry}	16	17	17	kN/m ³
Peso do Solo Úmido	γ_{wet}	20	20	19	kN/m ³
Permeabilidade Horizontal	k_x	1,0	0,5	0,1	m/dia
Permeabilidade Vertical	k_y	1,0	0,5	0,1	m/dia
Módulo de Young	E_{ref}	8000	30000	20000	kN/m ²
Coefficiente Poisson	ν	0,30	0,30	0,33	-
Coesão	c_{ref}	1,0	1,0	8,0	kN/m ²
Ângulo de Atrito	ϕ	30	34	29	°
Ângulo de Dilatância	ψ	0,0	4,0	0,0	°
Fator de Redução de Interface	R_{inter}	0,65	0,70	Rigid	-
Parâmetro de Permeabilidade de Interface	Perm.	Imperm.	Imperm.	Neutra	-

Tabela 5.4 - Propriedades da parede diafragma.

Parâmetros	Nome	Valor	Unidade
Comportamento Tipo	Tipo de Material	Elástico	-
Resistência Normal	EA	$12 \cdot 10^6$	kN/m
Rigidez a Flexão	EI	$0,12 \cdot 10^6$	kNm ² /m
Espessura Equivalente	d	0,346	m
Peso	w	8,30	kN/m/m
Coefficiente de Poisson	ν	0,15	-

Tabela 5.5 - Propriedades do tirante (Ancoragem).

Parâmetros	Nome	Valor	Unidade
Comportamento Tipo	Tipo de Material	Elástico	-
Resistência Normal	EA	2.10^5	kN
Espaçamento \perp ao Plano	L_s	2,50	m
Força Máxima	F_{max}	1.10^{15}	kN

Tabela 5.6 - Propriedades do enchimento de concreto (Geotêxtil).

Parâmetros	Nome	Valor	Unidade
Resistência Normal	EA	$1,0.10^5$	kN/m

O problema envolve também fluxo de água e geração de excesso de poropressão. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa e tem aproximadamente 260 elementos.

Com o modelo geométrico concluído e a malha de elementos finitos gerada, passa-se ao processo de cálculo, que é composto de seis passos principais:

- 1º Ativação da parede diafragma e escavação de uma faixa de solo de 3 metros;
- 2º Ativação do geotêxtil e da ancoragem, com o pré-tensionamento do tirante, com força de 120 kN/m;
- 3º Escavação da segunda faixa de solo (4 metros) e geração do fluxo d'água e do excesso de poropressão;
- 4º Ativação do segundo geotêxtil e da ancoragem, com o pré-tensionamento do tirante, com força de 200 kN/m;
- 5º Escavação da terceira e última camada de solo de 3 metros de espessura;
- 6º Processo de cálculo e saída de dados.

Alguns dos dados de saída do processo de cálculo estão apresentados nas Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7.

A Figura 5.4 apresenta a malha de Elementos Finitos, após a conclusão da escavação. Observa-se nesta figura a deformação sofrida pela malha de elementos, além dos deslocamentos que ocorreram na parede diafragma, tirantes e elementos triangulares da malha. Nas notas de rodapé da figura, o programa fornece o máximo deslocamento sofrido pela malha de Elementos Finitos e o número de vezes que as deformações estão sendo ampliadas para facilitar a visualização, pelo usuário.

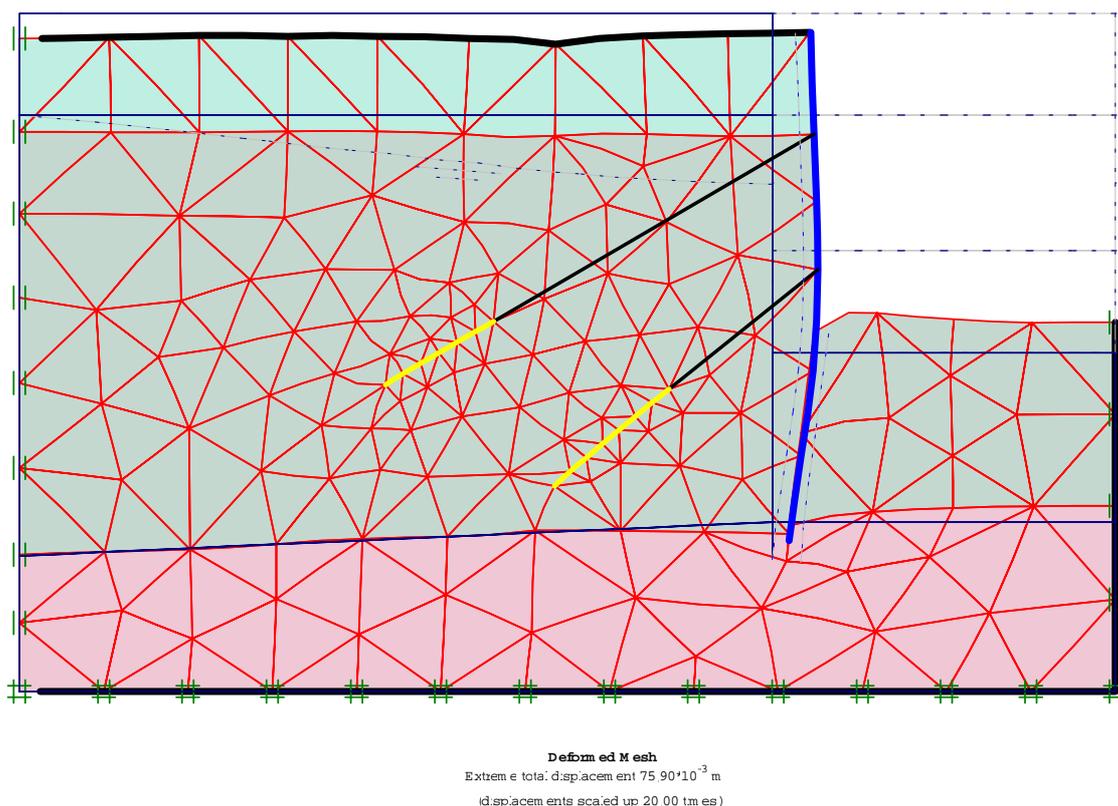


Figura 5.4 - Malha deformada após o final da escavação.

A Figura 5.5 apresenta, em forma de vetores, os deslocamentos sofridos pela massa de solo. O vetor indica o sentido, a direção e a intensidade da deformação. Os pontos onde existe uma grande concentração de vetores indica o local onde foi realizado um refinamento da malha de elementos finitos. Isto é realizado para aumentar o número de elementos triangulares, o que aumentando o número de interpolações e, desta forma, promover resultados mais precisos. Este refinamento é possível de ser efetuado no momento em que a malha de elementos finitos é gerada.

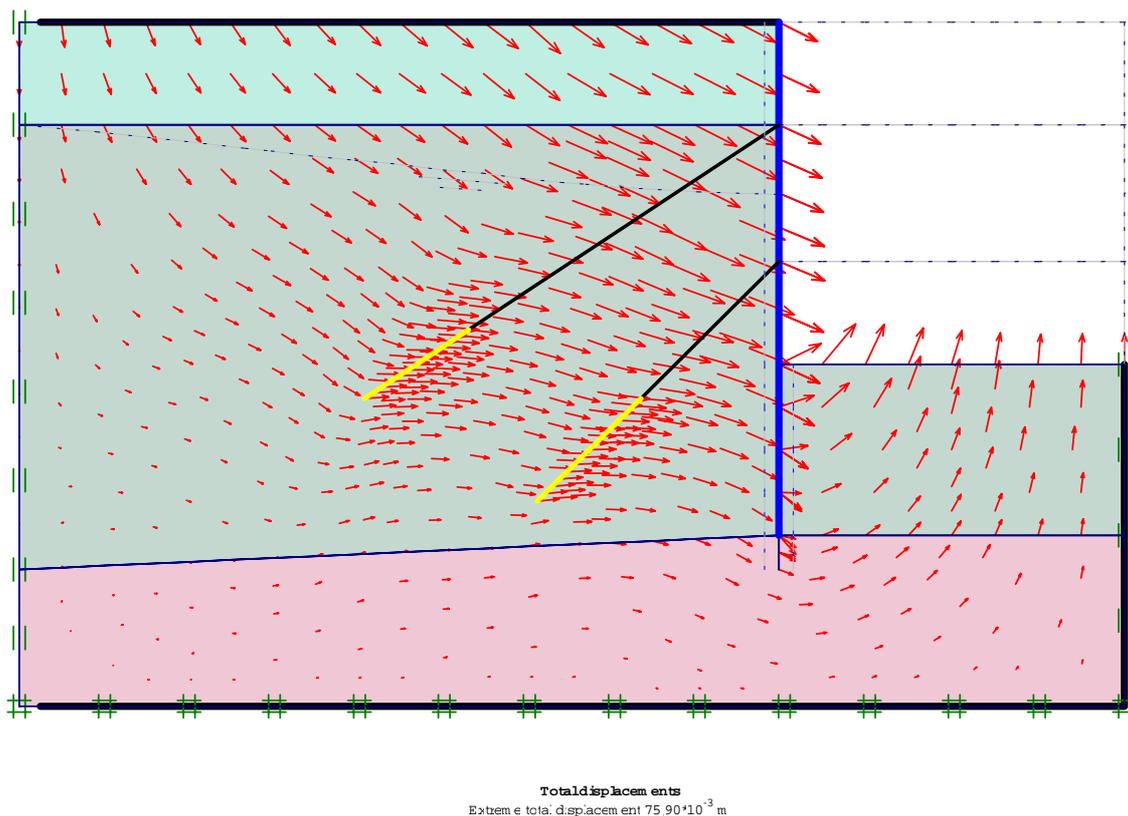
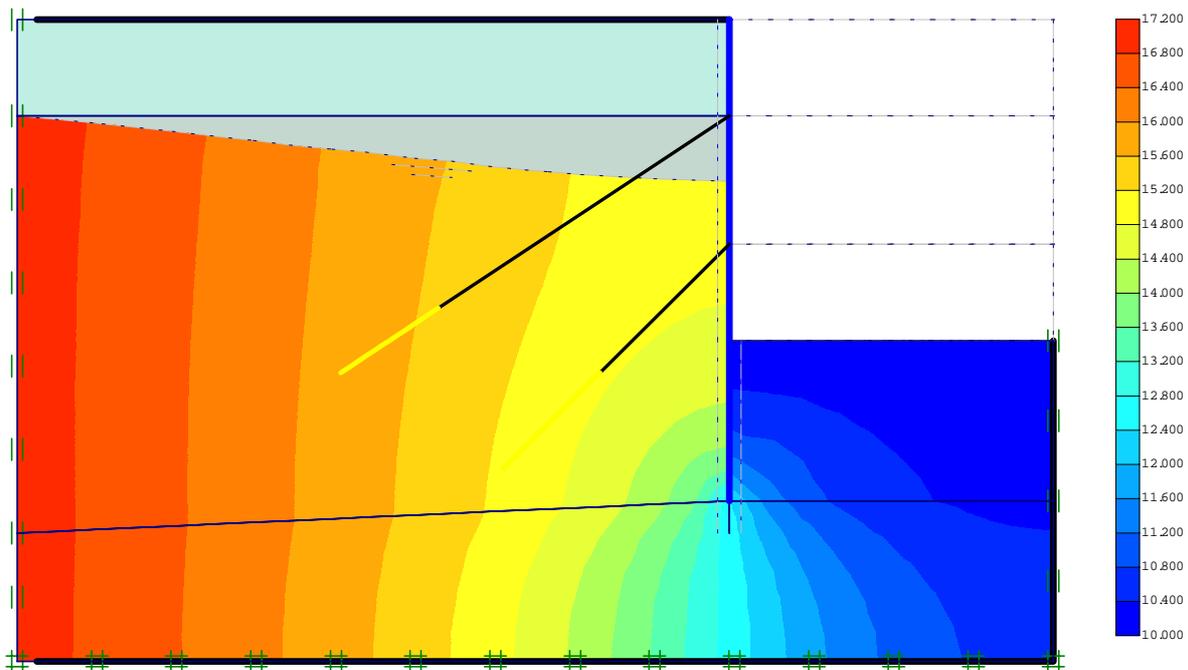


Figura 5.5 - Deslocamento da massa de solo devido a escavação.

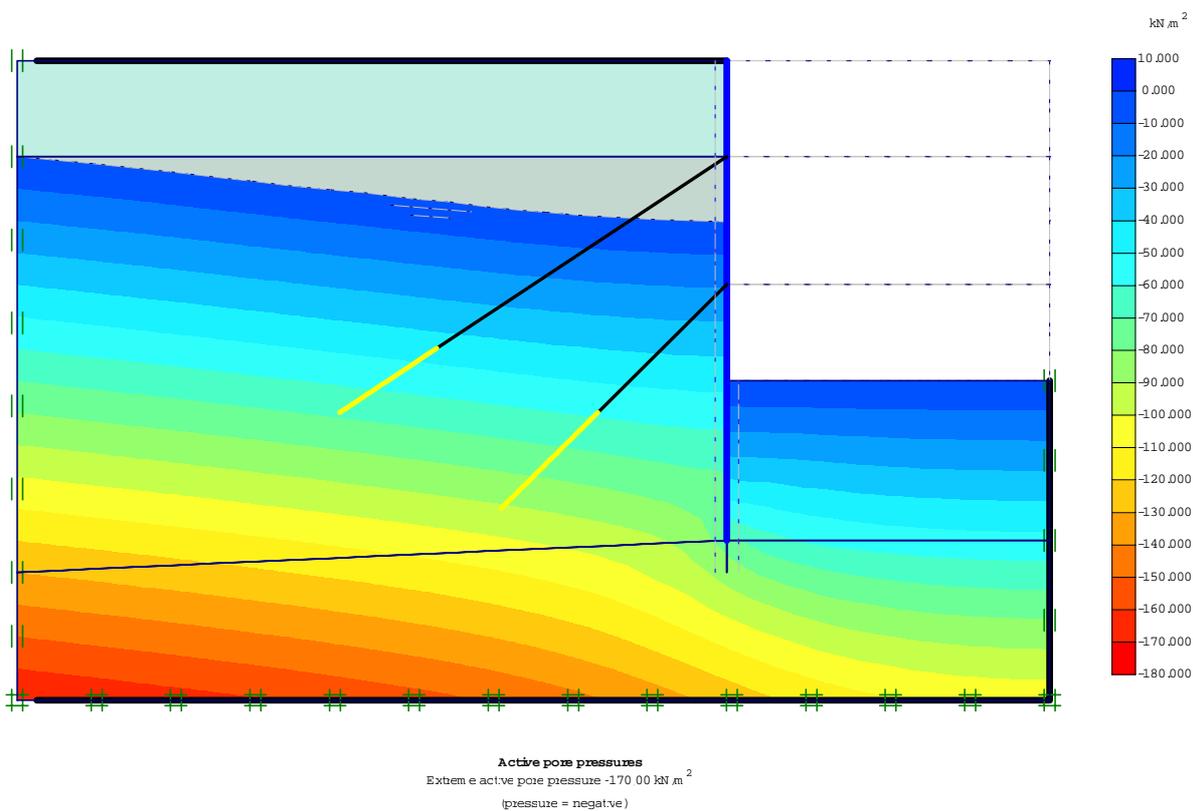
A Figura 5.6 apresenta a variação da carga de pressão d'água para cada ponto da massa de solo analisado (linhas equipotenciais), devido ao processo de escavação. Observa-se a redução da carga de pressão d'água no sentido da escavação.

A Figura 5.7 apresenta a variação do excesso de poro-pressão na massa de solo. Devido ao processo de escavação houve o rebaixamento do nível do lençol freático na área não escavada, que faz com que ocorra uma variação no excesso de poro-pressão.



Active groundwater head
External groundwater head 17.00 m

Figura 5.6 - Variação das linhas equipotenciais.



Active pore pressures
External active pore pressure -170.00 kN m^{-2}
(pressure = negative)

Figura 5.7 - Variação da poropressão com a profundidade.

Além dos dados referentes a deslocamento, pressões e variações do excesso de poropressão o programa fornece outros dados que são de grande importância ao engenheiro geotécnico no momento de dimensionar a parede diafragma, tais como: deslocamento, esforço cortante, momento fletor e esforço axial sofridos pela parede diafragma, em relação a profundidade, devido ao processo de escavação do solo (Figura 5.8). Neste caso representou-se somente os valores máximos sofridos pela parede diafragma, representados pelas linhas vermelhas, em relação a profundidade.

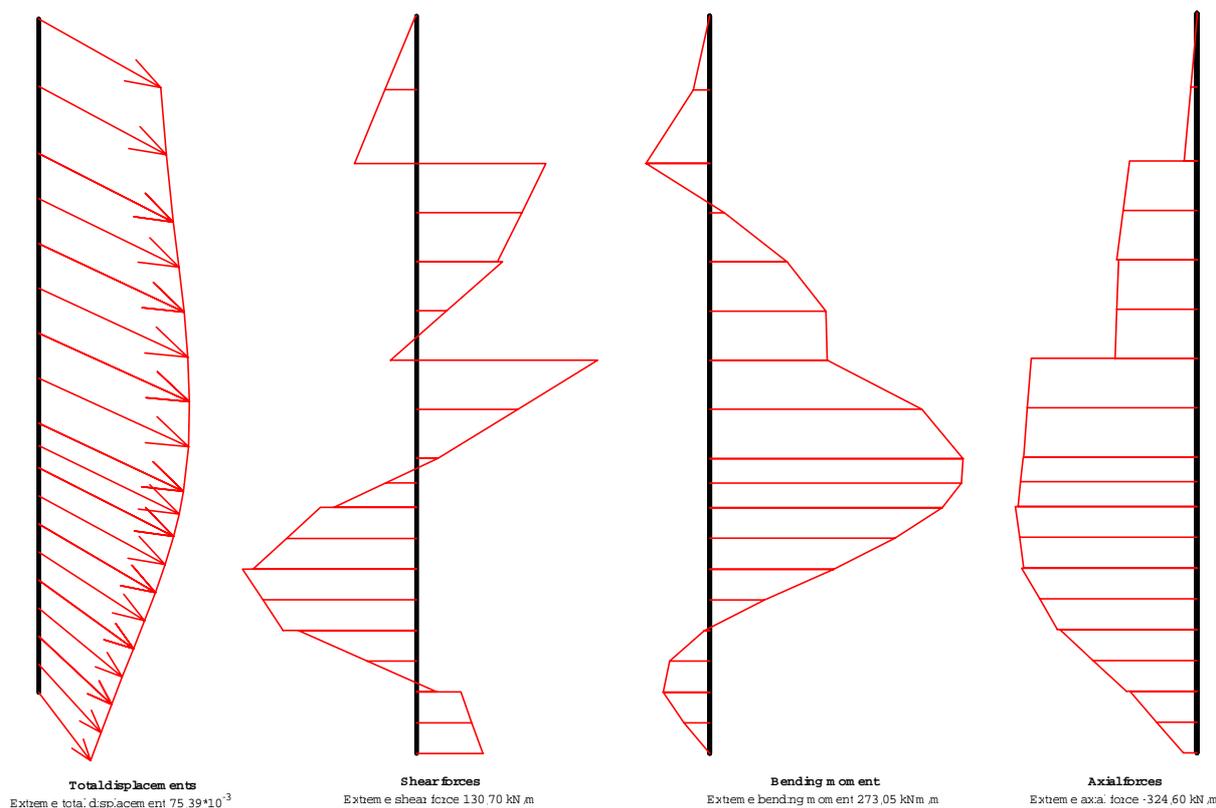


Figura 5.8 - Solicitações na parede diafragma devido ao processo de escavação.

O programa permite analisar a força em cada tirante, os esforços e as solicitações em cada elemento de solo após cada etapa de escavação.

Fazendo-se a simulação numérica, no programa Plaxis, do exemplo apresentado pelo manual do programa, obteve-se, como era de se esperar, resultados idênticos aos apresentados pelo manual. Esta verificação serviu para avaliar se o programa foi instalado corretamente e se não ocorreu nenhum erro numérico durante o processo de execução dos procedimentos de cálculo. Desta forma pode-se afirmar que o programa está funcionando corretamente.

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos com a simulação dos modelos Linear Elástico e Mohr-Coulomb demonstraram que o programa Plaxis apresenta uma boa aproximação de seus modelos numéricos com as equações matemáticas. Com base nisto pode-se considerar que os dados numéricos fornecidos pelo programa são admitidos confiáveis.

5.5 APRESENTAÇÃO E OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

A caracterização das condições do sub-solo e a previsão aproximada dos parâmetros utilizados no modelo constitutivo são necessárias para a obtenção de resultados numéricos consistentes, de maneira que possam descrever o campo de tensões e deformações da estrutura de contenção em estudo. Esta caracterização será feita através dos ensaios descritos no Capítulo III e validada através da experiência obtida na literatura.

Um estudo, apresentado por Bastos (1991), de caracterização e obtenção de parâmetros do solo da região de Porto Alegre, é utilizado neste trabalho, visto que um dos locais estudados pelo autor localiza-se na área da obra analisada. Estes dados são importantes, à medida que os resultados numéricos dependem diretamente da representatividade dos parâmetros do solo empregados e do modelo constitutivo utilizado.

Estudos realizados em solos de granitos e migmatitos da região de Porto Alegre são descritos por Nudelmann (1980) e Davison Dias (1987) e Bastos (1991).

Nudelmann (1980), investigando um solo de migmatito de Porto Alegre (situado no Campus Vale da UFRGS), encontrou os parâmetros de resistência, obtidos por ensaios de cisalhamento direto, apresentados na Tabela 5.7.

Davison Dias (1987) aborda o comportamento de perfis podzólicos vermelho-amarelo com substrato granito, por meio de ensaios de cisalhamento direto. "Picos" de resistência são observados nos ensaios, tanto na umidade natural como inundado, e são atribuídos ao pré-adensamento virtual e ao grau de estruturação. Os parâmetros médios obtidos para os solos destes perfis são apresentados na Tabela 5.8

Estudos realizados por Bastos (1991), na região de Porto Alegre, são mais específicos e mais detalhados. De acordo com o mesmo, a formação geotécnica de Granito Independência ocorre no centro e bairros mais urbanizados da cidade de Porto Alegre. Foram investigadas escavações localizadas em vários bairros, dentre eles o Moinhos de Vento, sendo que o perfil analisado e amostrado, está localizado na Rua Tobias da Silva, ponto próximo de onde está localizada a escavação em estudo.

De acordo com Bastos (1991), a área onde se localiza o Bairro Moinhos de Vento apresenta uma associação de perfis de solo, nas unidades Rg/Pvg, que correspondem:

- Rg : solo com sequência de Horizontes A/B/C saprolíticos/R, A/C saprolíticos/R ou A/R; classificados pedologicamente como litólitos e cambissolos; ocorrência de afloramentos de rochas; origem Rg(g.I.) - granito Independência.

- PV : solos com sequência de horizontes A/B lateríticos/C saprolíticos/R; classificados pedologicamente como podzólicos vermelho-amarelo; origem PVg - rochas graníticas.

Concluindo então que a área em estudo apresenta horizontes B, C e R bem definidos e apresentando uma tendência a um podzólico vermelho originário de rochas graníticas.

O autor verificou um intenso intemperismo do material rochoso e grandes profundidades em solos saprolíticos (de até 20 metros), sendo que este aspecto parece estar relacionado à ocorrência, nestas unidades litológicas, de gnaisses feldspáticos e micáceos associados aos granitos. O horizonte B (unidade PVg) apresenta-se, em geral, como um solo argiloso vermelho com alguma areia. A consistência varia de média a rija. As condições de drenagem são boas, no entanto, em certas depressões tornam-se prejudicadas e os materiais tendem a assumir uma consistência mole e cores mais acinzentadas, próprias da redução dos óxidos de ferro. Os solos saprolíticos do horizonte C apresentam grandes variações, face a heterogeneidades constatadas no material rochoso destas unidades. Em geral, a textura é areno-siltosa e as cores amareladas e rosadas são as mais comuns nos perfis bem drenados.

Azevedo (1990), no seu estudo baseado em sondagens de simples reconhecimento em áreas de ocorrência destas unidades geotécnicas, verifica nos relatórios de sondagem uma grande incidência de registros de solos micáceos.

Bastos (1991) apresenta dados sobre índices físicos e resistência ao cisalhamento do solo, que serão utilizados como parâmetros de comparação neste trabalho. Estes dados estão apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.7 - Parâmetros de resistência do solo obtidos por Nudermann (1980).

Horizonte	Condição	Coesão c (kN/m ²)	Ângulo de atrito ϕ (°)
-	Natural	40 - 92	29 - 32
	Inundado	30 - 32	30

Tabela 5.8 - Parâmetros de resistência do solo obtidos por Davison Dias (1987).

Horizonte	Condição	Coesão c (kN/m ²)	Ângulo de atrito ϕ (°)
B	Natural	45,5	35
	Inundado	32,0	28
C	Natural	43,5	34
	Inundado	29,2	30

Tabela 5.9 - Parâmetros de resistência do solo obtidos por Bastos (1991).

Horizonte	γ_d	γ_{nat}	γ_s	Coesão c (kN/m ²)		ϕ (°)	
				Natural	Inundado	Natural	Inundado
B	26,4	17,0	14,0	38,4 - 55,7	15,4 - 17,8	26 - 41	23 - 26
C	26,4	17,1	14,3	33,2 - 61,9	14,5 - 34,4	29 - 35	24 - 34

Os dados apresentados por Bastos (1991) serão comparados com os dados obtidos através de estimativas empíricas de medidas do N_{SPT} e de resistência do cone mecânico, e também aos resultados descritos por Nudermann (1980) e Davison Dias (1987).

5.5.1 Estimativas de Parâmetros Geotécnicos a Partir de Ensaios SPT

Sabendo-se que o N_{SPT} fornece uma medida de resistência, é prática comum estabelecer-se correlações entre N_{SPT} e a densidade relativa D_r ou ângulo de atrito interno do solo ϕ' , para solos granulares ou com características próximas a granulares. Algumas correlações usuais adotadas na prática de engenharia são apresentadas. A proposição de Skempton (1986) é usada na estimativa de D_r ,

$$D_r = \left(\frac{N}{0,28\sigma'_{vo} + 27} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [5.1]$$

Mello (1971) não utiliza o valor de N_{SPT} , mas propõem uma expressão para converter as estimativas de D_r em ϕ' através da expressão seguinte:

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712 \quad [5.2]$$

Stroud (1989) propôs uma relação entre E / N_{60} e o grau de carregamento ($q/q_{ult} = 1/3$), expressa por:

$$\frac{E}{N_{60}} = 1,0(\text{MPa}) \quad [5.3]$$

Esta relação sendo válida para solos granulares normalmente adensados, sendo que esta relação E / N_{60} pode crescer para 3 e chegar até 6 MPa para o caso de areias pré-adensadas.

Com estas equações e resultados do N_{SPT} , obteve-se o ângulo de atrito (ϕ') e o módulo de Young (E). Estas correlações são consagradas na prática de engenharia internacional (e.g. Schnaid, 2000), porém sua validação é apoiada em ensaios realizados em depósitos sedimentares arenosos. A extrapolação desta experiência para solos residuais tem sido frequente no Brasil, na ausência de correlações específicas, porém, os parâmetros assim estimados devem ser objeto de julgamento geotécnico específico.

5.5.2 Estimativas de Parâmetros Geotécnicos a Partir de Ensaio de Cone Mecânico

Para solos granulares, a medida de resistência de ponta de cone q_c pode ser utilizada na previsão da densidade relativa D_r ou do ângulo de atrito interno ϕ' . As mesmas restrições descritas no item 5.5.1, acima, são válidas para o ensaio CPT, pois as correlações foram igualmente desenvolvidas para solos sedimentares.

A equação proposta por Lancellotta (1985) permite a obtenção de D_r :

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad [5.4]$$

sendo σ'_{vo} a tensão efetiva vertical inicial. A conversão da D_r em ângulo de atrito pode ser realizada através da equação 5.2.

A expressão proposta por Baldi et al. (1981) é utilizada para o cálculo preliminar do módulo de deformabilidade E_{25} (para 25% da tensão desviadora máxima).

$$E_{25} = 1,5 \cdot q_c \quad [5.5]$$

5.5.3 Obtenção dos Parâmetros Geotécnicos

Com os dados dos ensaios de SPT, cone mecânico e com base nos estudos de Bastos (1991) e outros, obteve-se uma gama de valores de ângulo de atrito (ϕ'), de coesão (c) e de Módulo de Elasticidade (E), cujos valores são apresentados na Tabela 5.10.

A faixa de variação dos parâmetros constitutivos apresentados na Tabela 5.10 é considerável para qualquer dos horizontes. Toma-se por base a camada 1, horizonte B: o ângulo de atrito medido em laboratório varia entre 26° e 41°, sendo que os ensaios de campo indicam uma faixa entre 24° e 37°. A dispersão observada é produto da variabilidade das condições do sub-solo, produto do próprio processo de intemperização do depósito.

Embora reconhecendo-se que a dispersão dos resultados dificulta a estimativa de parâmetros representativos do material, sugere-se ser possível a estimativa de valores médios de análise a partir dos dados resumidos na Tabela 5.10.

Para a Tabela 5.10, os valores para o ângulo de atrito e a coesão, em ensaios de laboratório, foram considerados valores obtidos em ensaios com umidade natural, para as camadas 1 e 2, horizonte B e B/C, respectivamente. Para as demais camadas foram considerados valores obtidos em ensaios com amostras inundadas, tentando representar as condições de campo.

Tabela 5.10 - Parâmetros obtidos dos ensaios de campo e laboratório.

Horizontes	Espessura	Dados	Resistência	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
B Camada 1	8 m	SPT (N_{SPT} -Golpes)	5 - 12	31 - 37		10
		CPT (MPa)	24 - 31	24 - 31		9
		Bastos (1991)		26 - 41	38 - 55	
		Davison Dias (1987)		35	45	6,5
		Horn (1997)*		28 - 35	7 - 56	4,3
		Bosch (1996)*	3 - 4	37	30	13,7
		Ferreira (1997)		37 - 39	4 - 14	
		Bastos (1999)		40	16 - 39	
B/C Camada 1-2	2 m	SPT (N_{SPT} -Golpes)	25	34 - 38		22
		CPT (MPa)	5 - 17,5	27 - 32		13,4
		Bosch (1996)*	4	37	37	15
C Camada 2	8 m	SPT (N_{SPT} -Golpes)	18	32 - 38		24
		CPT (MPa)	3 - 30	24 - 33		15
		Bastos (1991)		24 - 34	14 - 34	
		Davison Dias (1987)		30	29	13,5
		Horn (1997)*		28 - 36	7 - 51	
		Bosch (1996)*	8 - 10	38	43	19,2
		Ferreira (1997)		36 - 34	43 - 71	
		Bastos (1999)		40 - 46	1 - 40	
R Camada 3	Semi-infinita	SPT (N_{SPT} -Golpes)	30 - 40	39 - 41		50
		CPT (MPa)	35 - 60	33 - 40		
		Bastos (1991)			14 - 34	

Horn (1997)* - Estudos realizados em granito Ponta Grossa da região de Porto Alegre.

Bosch (1996)* - Estudo pressiométrico em granito Ponta Grossa. Valores de N_{SPT} correlacionados através de ensaios CPT.

Através dos dados (Tabela 5.10) foram estimados os parâmetros do solo que vão representar o depósito no modelo de Elementos Finitos. Estes parâmetros são apresentados na Tabela 5.11, sendo adotados os valores dos índices físicos, propostos por Bastos (1991), na Tabela 5.9.

Tabela 5.11 – Dados de entrada no Programa Plaxis.

Parâmetros	Nome	Camada 1	Camada 1-2	Camada 2	Camada 3	Unidade
Peso do Solo Seco	γ_{dry}	14,0	14,0	14,3	14,5	kN/m ³
Peso do Solo Úmido	γ_{wet}	17,0	17,0	17,1	18,0	kN/m ³
Permeabilidade Horizontal	k_x	0,864	0,864	0,864	0,864	m/dia
Permeabilidade Vertical	k_y	0,864	0,864	0,864	0,864	m/s
Módulo de Young	E_{ref}	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
Coefficiente Poisson	ν	0,3	0,3	0,3	0,3	-
Coesão	c_{ref}	30	20	15	15	kN/m ²
Ângulo de Atrito	ϕ	33	34	33	40	°
Ângulo de Dilatância	ψ	0	2	0	3	°

Os parâmetros como permeabilidade (k), coeficiente de Poisson (ν) e dilatância (ψ) foram obtidos através de recomendações apresentadas na literatura e referências apresentadas pelo manual do programa Plaxis. Além dos parâmetros de projeto, obteve-se um perfil geotécnico padrão para o local da escavação, conforme representado na Figura 5.8.

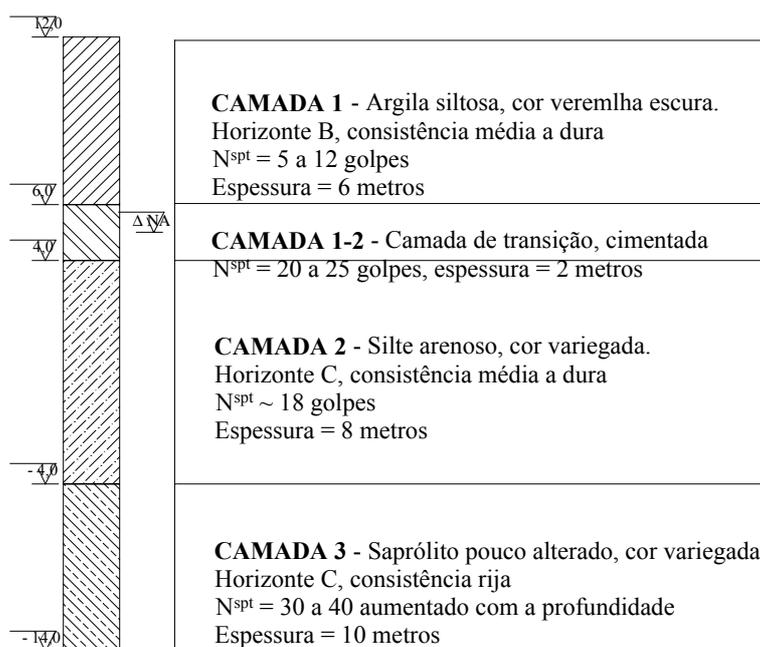


Figura 5.8 - Perfil do Subsolo da Escavação.

O capítulo seguinte apresenta a análise numérica do caso de obra, onde são apresentados os modelos geométricos de cada perfil e os resultados numéricos das análises realizadas. Estes resultados são comparados com os resultados medidos em campo e uma análise paramétrica é realizada com o objetivo de verificar a sensibilidade dos parâmetros constitutivos em relação ao modelo de elementos finitos.

6 SIMULAÇÃO DO CASO DE OBRA

A simulação numérica é aqui descrita em detalhes, sendo os valores previstos de deslocamentos comparados com o resultados medidos durante a escavação. A obtenção do modelo geométrico para cada perfil, bem como a análise com os parâmetros médios estimados de projeto são apresentados e discutidos, além da verificação da sensibilidade dos parâmetros através de uma análise paramétrica.

6.1 MODELO ELÁSTICO-PERFEITAMENTE PLÁSTICO CONSIDERANDO SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE MOHR COULOMB

O Modelo Elástico-Perfeitamente Plástico considerando uma superfície de ruptura de Mohr-Coulomb foi adotado para as análises. Esta escolha é justificada à medida que este modelo representa o comportamento do solo no caso da escavação em estudo, sendo que tem-se condições drenadas que exigem a estimativa de parâmetros de resistência e rigidez do solo.

6.1.1 Configuração Geotécnica do Caso de Obra

A configuração geométrica do modelo foi obtida com base nos perfis apresentados pela empresa consultora que realizou o projeto. Para cada conjunto de pontos monitorado foram selecionadas seções características (Figura 3.25) que foram escolhidas segundo dois critérios:

- locais de medição distantes dos bordos da escavação, tentando caracterizar essencialmente problemas bidimensionais, de maneira que a análise 2D possa representar satisfatoriamente as tensões da massa do solo;
- locais onde existiam mais de uma medida de deslocamento alinhada perpendicularmente à escavação. Nestes casos procurou-se identificar padrões de recalques do terreno em função da distância da parede diafragma.

À medida que foram escolhidos os pontos para análise e com o perfil geotécnico conhecido, foram determinadas as geometrias de cada local no programa Plaxis. Estes locais apresentam sobrecargas externas, devido à construção dos prédios vizinhos. Estas sobrecargas alteram o estado de tensão *in situ* do solo e conseqüentemente alteram os padrões de deslocamentos. Para simular esta sobrecarga foi introduzido em cada modelo uma sobrecarga média aplicada à superfície do terreno, para as edificações construídas em fundações superficiais; e situada a uma profundidade correspondente a ponta do elemento estrutural, para edificações construídas em fundações profundas. Os modelos geométricos de cada perfil analisado são apresentados nas Figuras 6.1, 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

A sobrecarga utilizada para simular o carregamento das edificações foi calculada como sendo $1,20 \text{ kN/m}^2$ multiplicada pelo número de pavimentos existente. Para o caso do prédio "A" a sobrecarga obtida foi dividida pela área de influência de cada pilar, e transmitida para a fundação. Para os demais casos, a sobrecarga obtida foi distribuída linearmente na superfície ao longo do terreno.

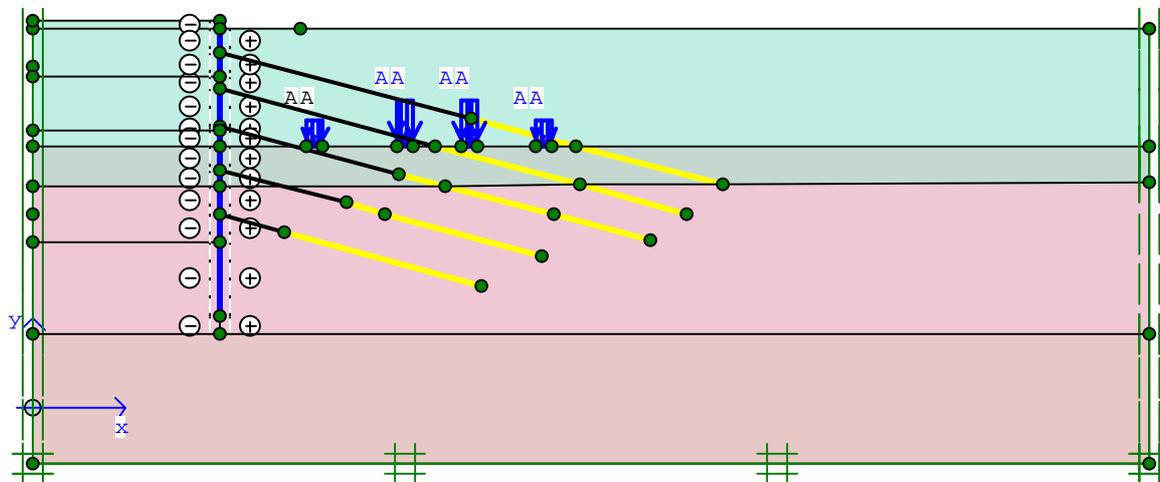


Figura 6.1 - Modelo Geométrico do Prédio A, apoiado sobre estacas (Escala vide Anexo II).

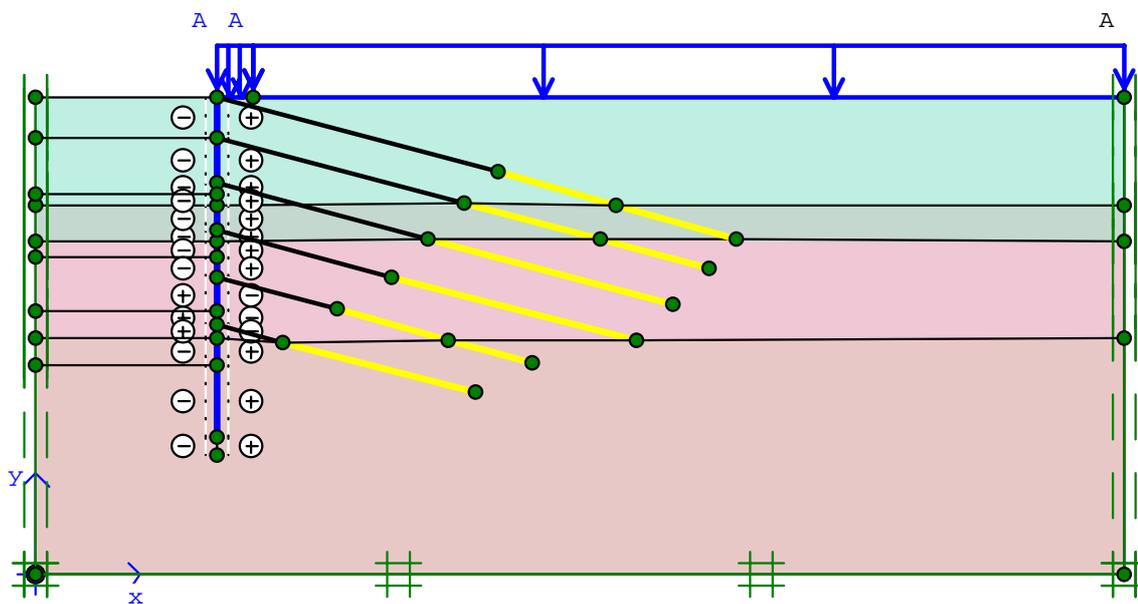


Figura 6.2 - Modelo Geométrico do Prédio B, apoiado sobre sapatas.

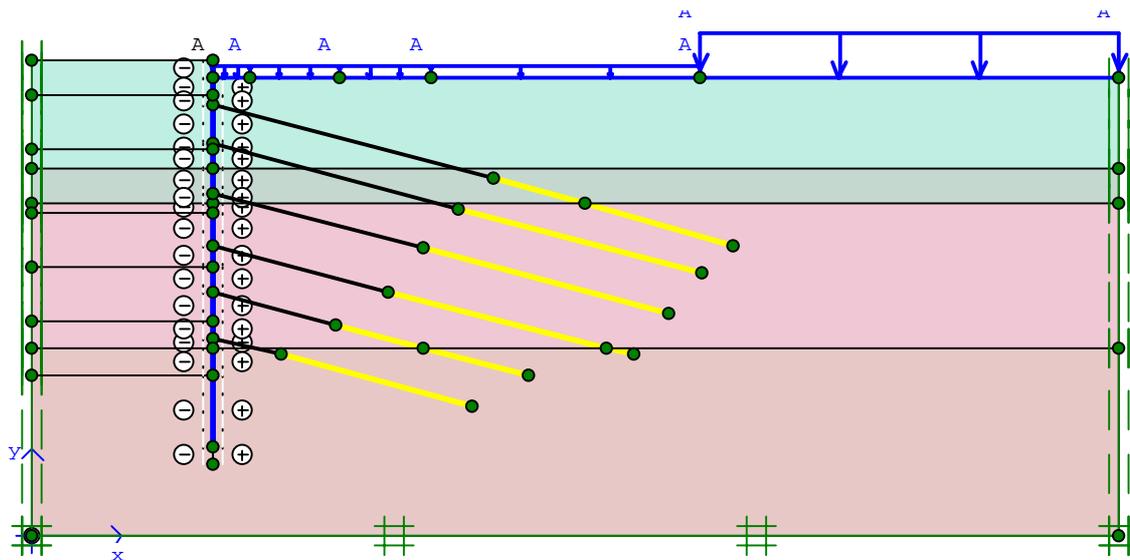


Figura 6.3 - Modelo Geométrico do Prédio C, apoiado sobre sapata.

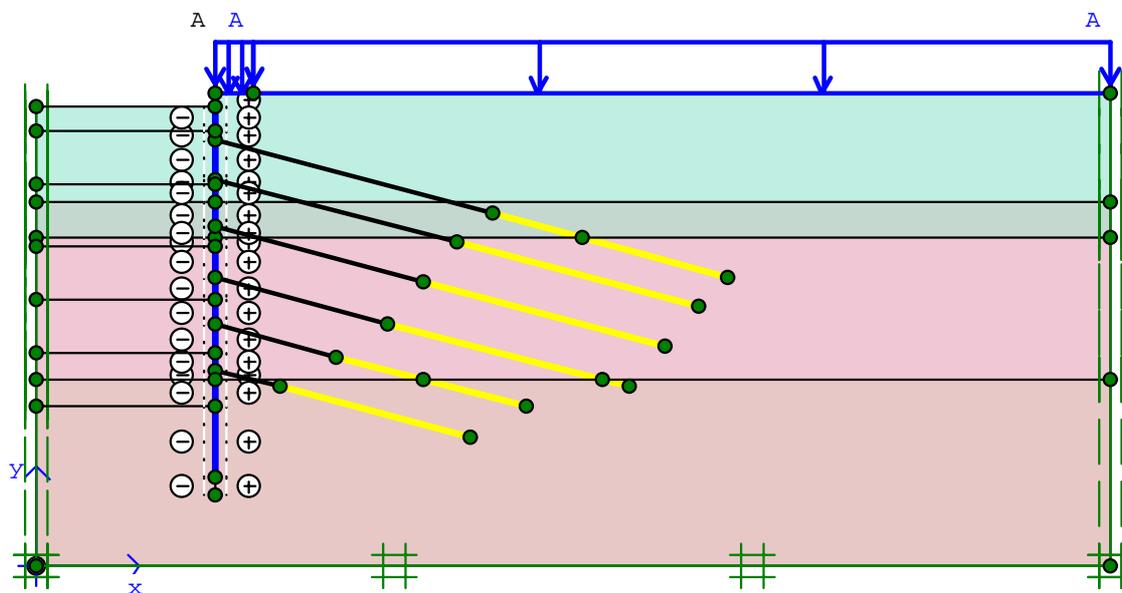


Figura 6.4 - Modelo Geométrico do Prédio D, apoiado sobre sapata.

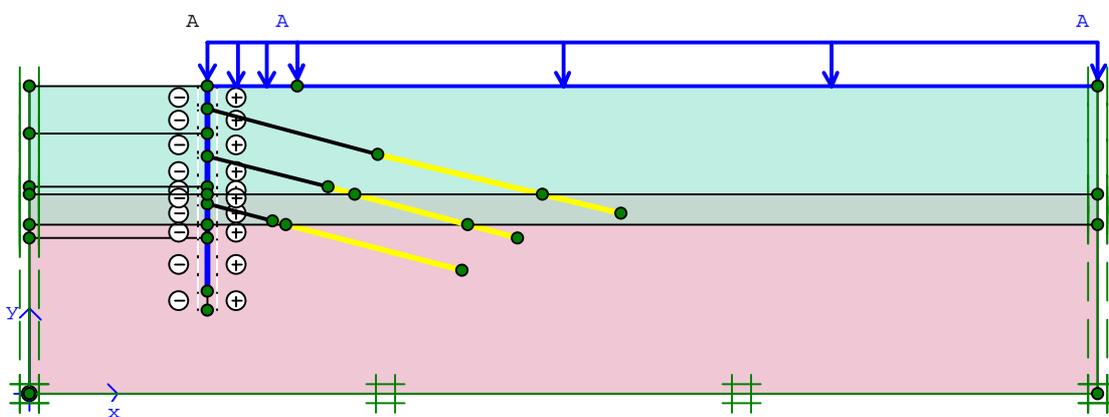


Figura 6.5 - Modelo Geométrico do Prédio E, apoiado sobre tubulão raso.

Com o modelo geométrico completo e com os pontos escolhidos, onde os deslocamentos serão calculados, gerou-se a malha de elementos finitos e procedeu-se a simulação da sequência de escavação.

6.1.2 Sequência Construtiva da Escavação

A sequência construtiva da escavação na simulação numérica seguiu o perfil apresentado pela empresa consultora, com a alternância na maioria dos casos de uma escavação e da ativação de um tirante, com o pré-tensionamento com carga de 48 toneladas. Para efeito de análise 2D, no programa Plaxis, este valor se transforma em 192 kN/m, ou seja, é dividido pelo comprimento da lamela, da parede diafragma, de 2,50 metros.

O nível do lençol freático foi considerado a 8 metros abaixo do nível do terreno, o qual sofreu um rebaixamento considerando-se fluxo d'água, calculado pelo programa, na medida que procedeu-se às etapas de escavação. Este rebaixamento é importante uma vez que o mesmo causa uma mudança no estado de tensões efetivas do maciço de solo.

6.1.3 Avaliação dos Resultados Classe A

A avaliação dos resultados compreende uma análise de todas as medições feitas durante um período de mais de 1000 dias, a contar do início da escavação ao final da obra civil. As análises dos dados das medições mostram que o período de escavação junto aos prédios corresponde a um intervalo entre 260 e 360 dias, a contar do início das leituras. O diário de execução dos tirantes demonstra que algumas linhas de tirantes foram executadas num período mais curto, cerca de 120 dias, mas que somados os intervalos de início e término da escavação alcançam o intervalo de 260 dias.

A seguir são apresentadas as comparações entre resultados numéricos e medições *in situ* para a análise Classe A, conforme mostrado nas Figuras 6.6 a 6.10.

Análises Classe A são definidas como aquelas realizadas anteriormente à obtenção das medidas *in situ*, i.e. análises realizadas durante a fase de projeto e, portanto, anteriores ao monitoramento da obra. Este não é exatamente o caso em estudo, no qual as medições foram realizadas previamente ao início da presente dissertação de mestrado. Assim, análises Classe A são definidas nesta dissertação como aquelas realizadas previamente à disponibilização pelo projetista das medidas experimentais monitoradas ao longo dos 3 anos que antecederam o presente estudo.

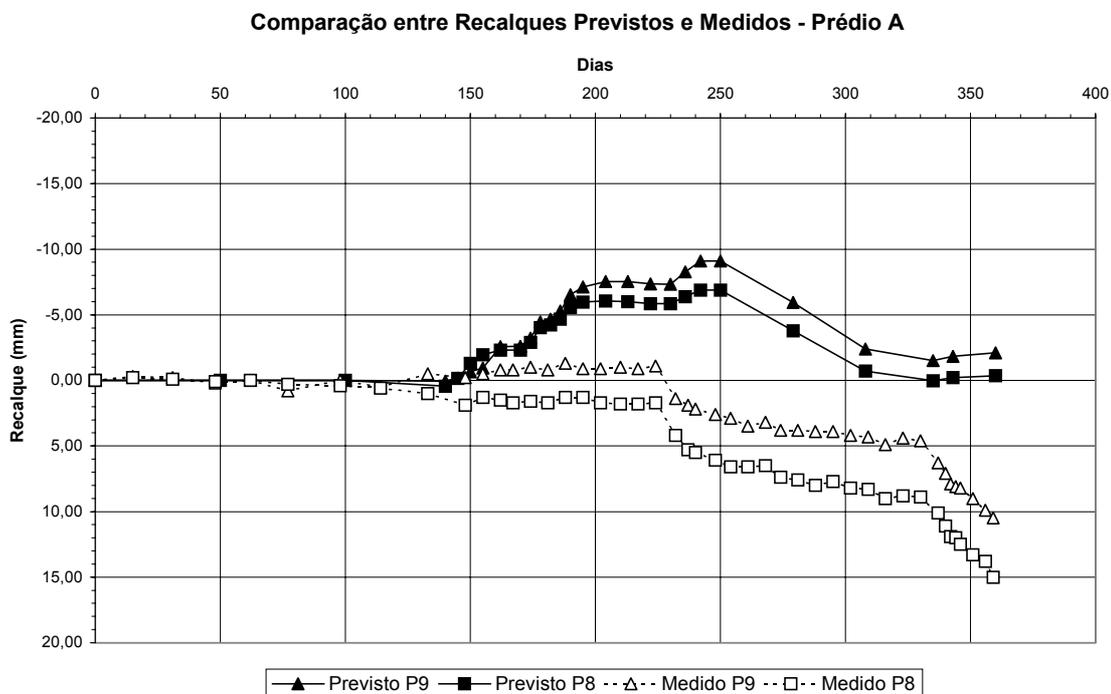


Figura 6.6 - Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio A.

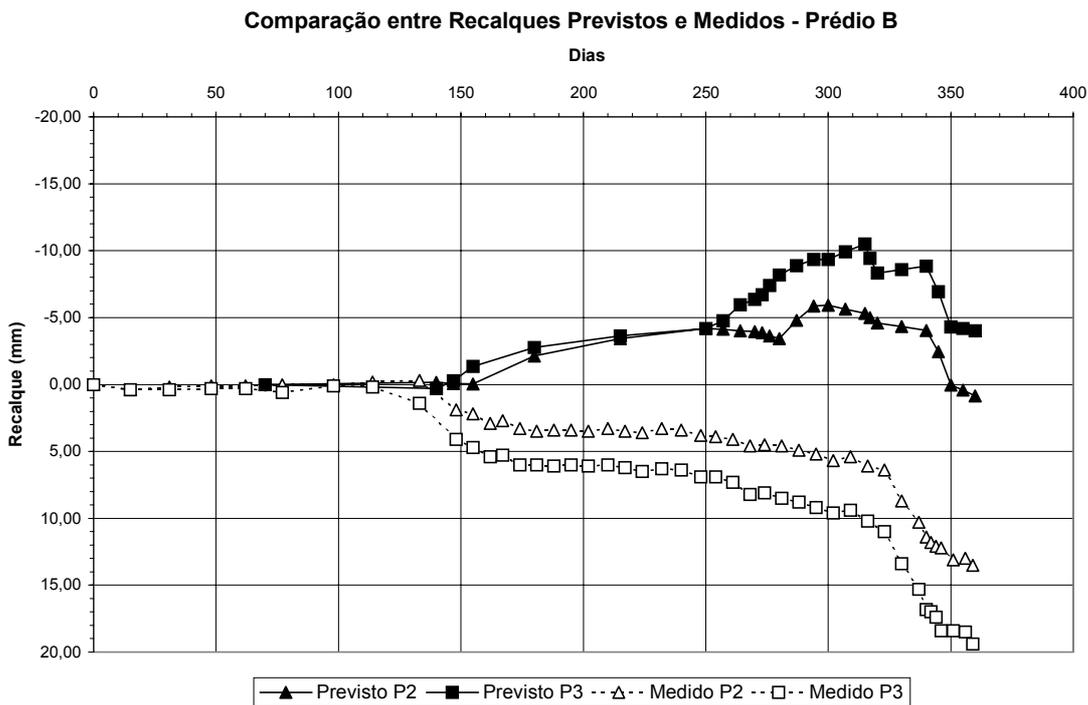


Figura 6.7 - Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio B.

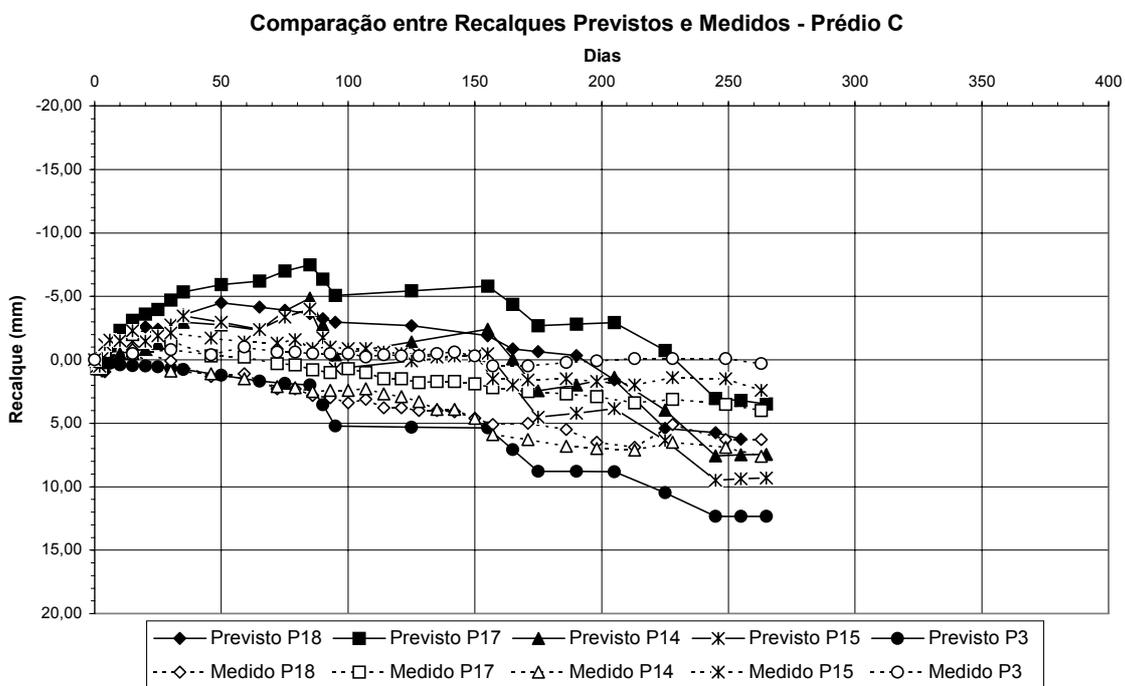


Figura 6.8 - Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio C.

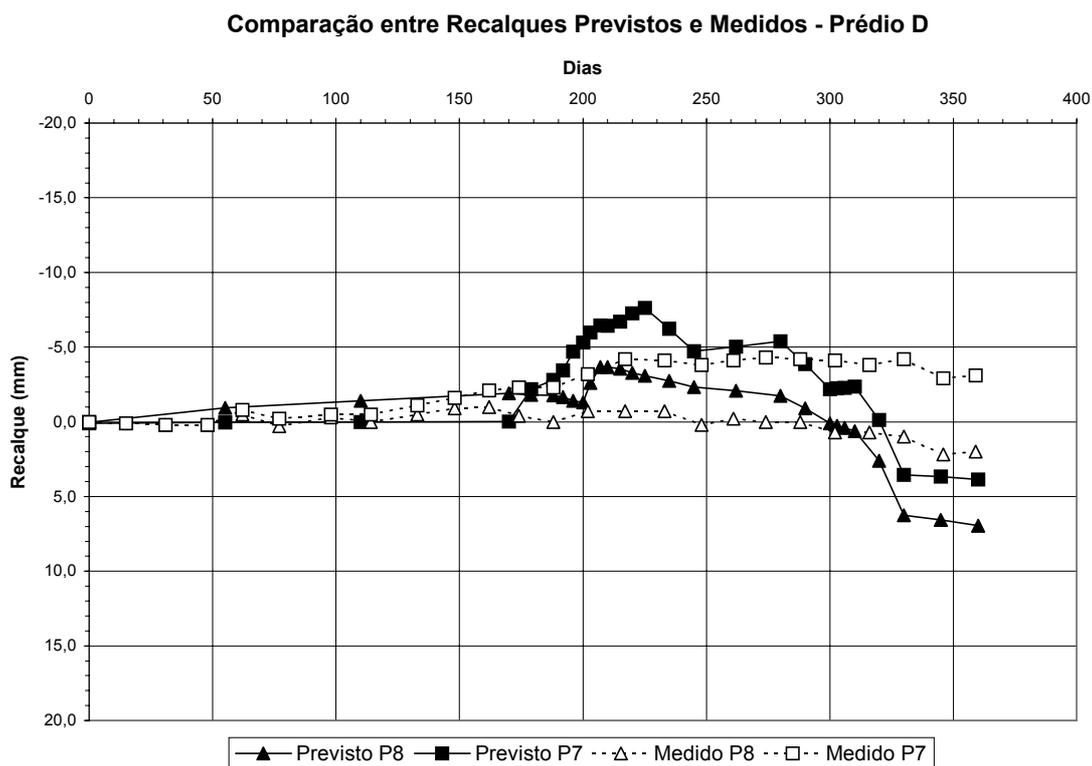


Figura 6.9 - Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio D.

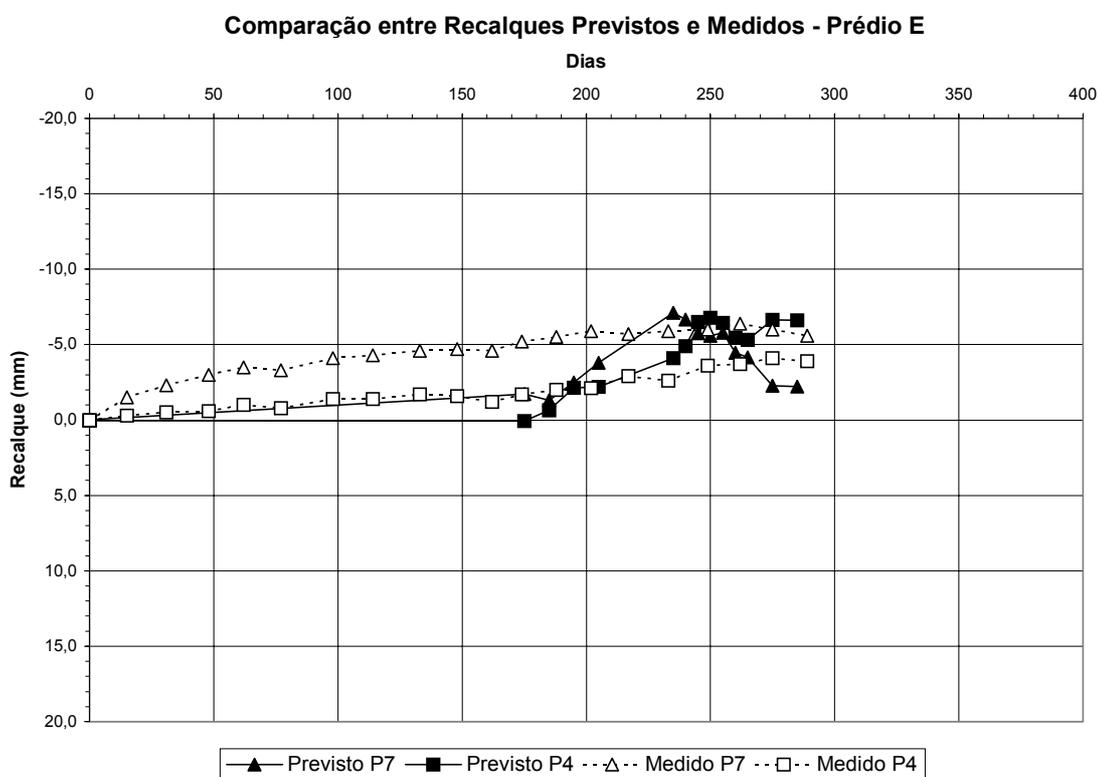


Figura 6.10 - Comparação entre Resultados Medidos e Previstos - Prédio E.

Para todos os casos analisados, as previsões não reproduzem os valores medidos *in situ*. Porém, para os casos do prédios C, D e E a ordem de grandeza dos deslocamentos e o padrão da evolução dos deslocamentos com o tempo mostraram-se similares as medidas *in situ*.

Para o caso do prédio A, construído sobre estaca Franki de 7m de profundidade, os resultados numéricos mostram um levantamento exagerado do terreno comparando-se com os valores medidos experimentalmente. As medidas monitoradas no pilar P9 apresentam-se sempre superiores às do pilar P8 e com uma diferença de 3mm entre eles, valor praticamente idêntico ao estimado numericamente. A aceleração dos recalque medidos no estágio final da escavação não foi observada na análise numérica.

Para o caso do prédio B, construído sobre fundações rasas, sapata, os resultados numéricos fogem do padrão seguido pelos resultados medidos em campo. No estágio final da escavação, a tendência apresentada pelos resultados numéricos parecem representar qualitativamente os resultados medidos, mas muito distante do esperado. Cabe ressaltar que este caso apresenta um problema característico de tridimensionalidade, o que possivelmente originou esta diferença extremamente grande de resultados.

Já nos prédios C, D e E as previsões numéricas reproduzem de forma satisfatória os campos de deslocamento monitorados *in situ*. Para o prédio C, construído sobre tubulão profundo, 7m de profundidade, mas com a garagem construída sobre sapata rasa, sendo onde a maioria das medidas foram obtidas apresenta resultados numéricos de levantamento exagerado para os pilares P18 e P17, mas na sequência do processo as curvas se assemelham, com exceção do pilar P3, o qual apresentou um recalque extremamente elevado na análise numérica.

Na análise do prédio D, construído sobre sapata rasa, os resultados numéricos obtidos são muito próximos aos reais e a tendência das curvas apresenta um padrão similar aos resultados medidos. O levantamento suave sofrido na primeira etapa foi detectado, assim como o segundo levantamento e a queda no estágio final. As curvas se conservaram com algumas exceções dentro de um intervalo entre -5 a 5mm conferindo confiabilidade à análise numérica.

Os resultados numéricos obtidos para o prédio E, construído em tubulão raso, foram relativamente consistentes, com uma faixa de deslocamentos variando entre 0 e -5mm, sendo que os resultados numéricos conseguiram inclusive representar o pequeno levantamento do terreno ocorrido durante a escavação.

Para cada caso analisado, serão apresentados no **Anexo II**:

- modelo geométrico;
- malha deformada, para etapa final da escavação;
- pontos de plastificação do material, para etapa final da escavação;
- deslocamentos, para etapa final da escavação.

No **Anexo III** serão apresentados:

- os deslocamentos ocorridos na parede diafragma, para etapa final da escavação;
- diagramas de momento fletor, esforço cortante e empuxo, da parede diafragma, fornecidos pelo programa, que servem para o dimensionamento da parede e para a verificação da consistência do modelo empregado.

Baseado nos resultados apresentados acima, pode-se concluir que a análise numérica utilizada neste trabalho é capaz de prever o campo de deslocamentos e deformações sofridos pela massa de solo, bem como a alteração do campo de tensões provocado pela construção da parede diafragma atirantada, seguido de uma grande escavação. As simulações indicam que, em todas as etapas construtivas, os recalques seriam mantidos dentro de limites toleráveis, estabilizando em patamares seguros em cada um dos carregamentos, o que de fato foi observado na obra.

6.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Uma análise paramétrica foi realizada variando-se os parâmetros de resistência e rigidez do solo. Foram feitas 9 tentativas, sendo 5 variando parâmetros de resistência, 2 variando parâmetros de rigidez e 2 variando parâmetros de resistência e rigidez simultaneamente, sendo que o objetivo da análise não consiste em aproximar as previsões dos deslocamentos medidos, mas identificar os parâmetros que afetam mais significativamente as análises de forma a:

- a) explicar as discrepâncias observadas entre estimativas e valores medidos, e
- b) fornecer recomendações que possam servir de suporte a previsões futuras de desempenho de obras desta natureza.

A variação dos parâmetros do solo adotada para cada análise está descrita em detalhes na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Variação das propriedades do solo para as análises paramétricas.

Análise	Parâmetro	Camada 1	Camada 1-2	Camada 2	Camada 3	Unidade
I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX	γ_{dry}	14,0	14,0	14,3	14,5	kN/m ³
	γ_{wet}	17,0	17,0	17,1	18,0	kN/m ³
	k_x	0,864	0,864	0,864	0,864	m/dia
	k_y	0,864	0,864	0,864	0,864	m/s
	ψ	0	2	0	3	°
	ν	0,3	0,3	0,3	0,3	-
I	c	1	1	1	1	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
	E	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
II	c	10	10	10	10	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
	E	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
III	c	15	15	15	15	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
	E	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
IV	c	30	20	15	15	kN/m ²
	ϕ	25	25	25	30	°
	E	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
V	c	30	20	15	15	kN/m ²
	ϕ	30	30	30	30	°
	E	8000	20.000	16.000	50.000	kN/m ²
VI	c	30	20	15	15	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
	E	4000	10.000	8.000	25.000	kN/m ²

Tabela 6.1 - Continuação.

Análise	Parâmetro	Camada 1	Camada 1-2	Camada 2	Camada 3	Unidade
VII	c	30	20	15	15	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
	E	16000	30.000	24.000	75.000	kN/m ²
VIII	c	10	10	10	10	kN/m ²
	ϕ	25	25	25	30	°
	E	4000	10.000	8.000	25.000	kN/m ²
IX	c	10	10	10	10	kN/m ²
	ϕ	25	25	25	30	°
	E	16000	30.000	24.000	75.000	kN/m ²

A seguir são apresentados os resultados da variação de parâmetros para cada uma das análises. Nesta fase serão comparados individualmente o valor medido em cada ponto, e os valores obtidos da análise paramétrica. Desta forma para cada prédio analisado serão apresentados no mínimo dois resultados separadamente.

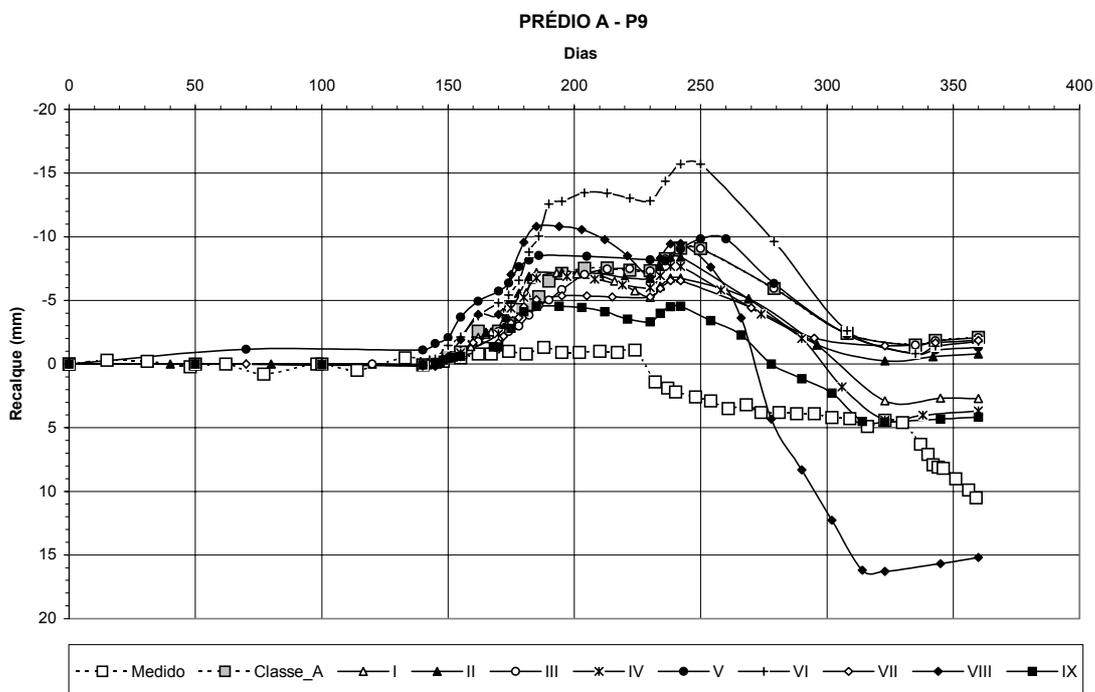


Figura 6.11 - Análise paramétrica para o Prédio A - Pilar P9.

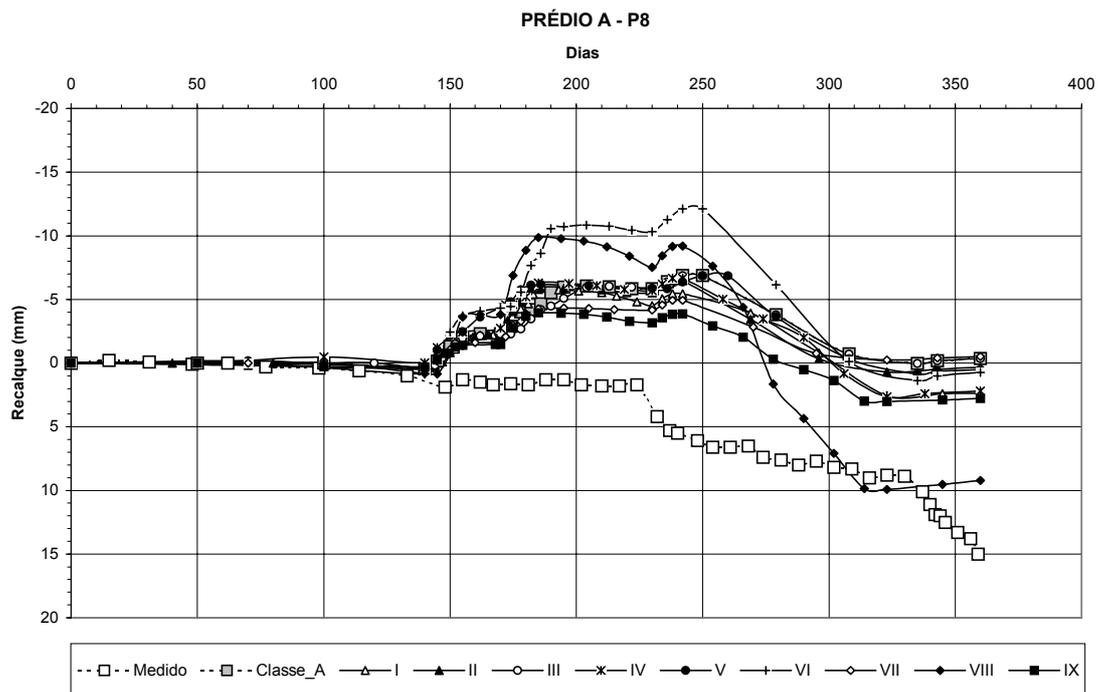


Figura 6.12 - Análise paramétrica para o Prédio A - Pilar P8.

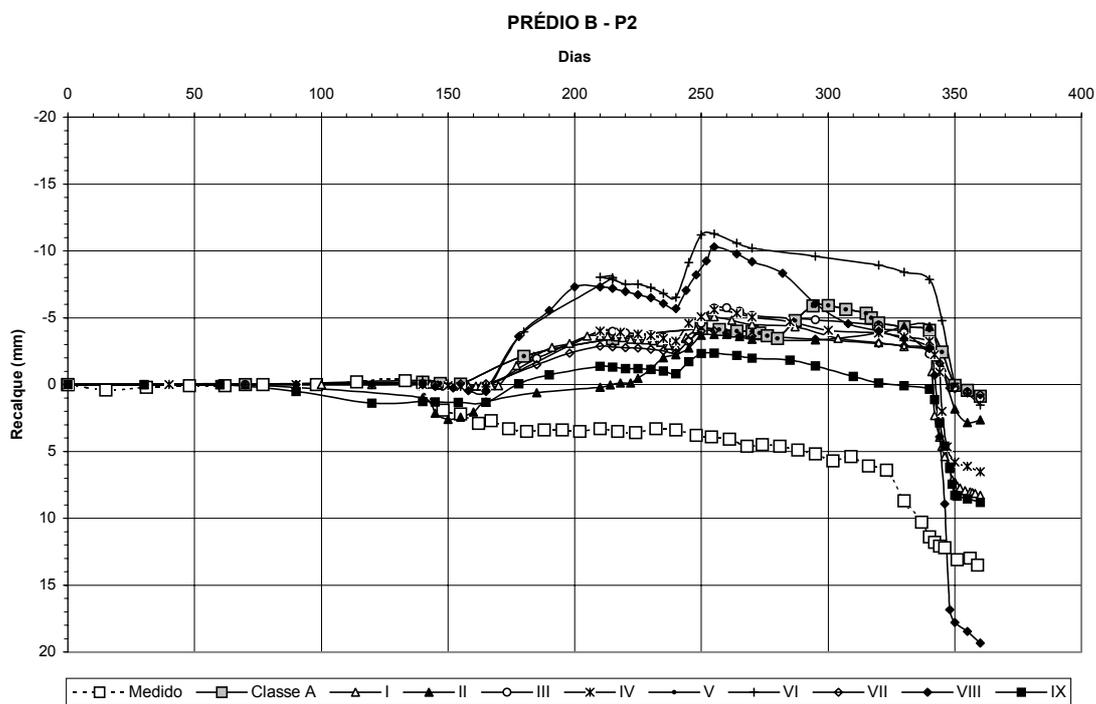


Figura 6.13 - Análise paramétrica para o Prédio B - Pilar P2.

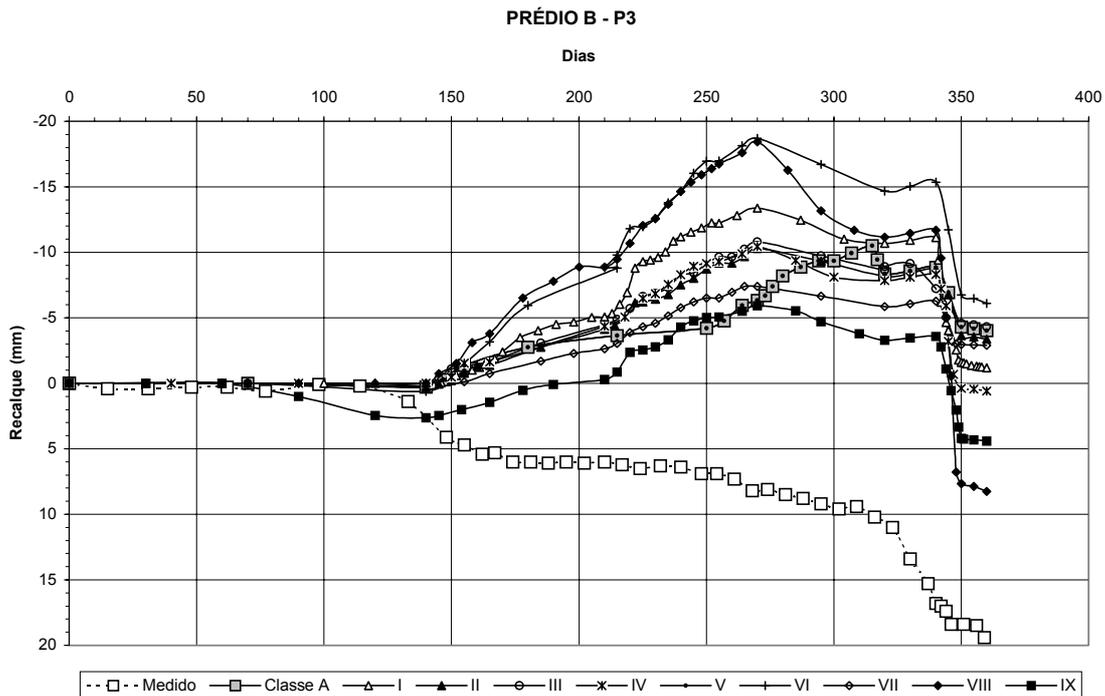


Figura 6.14 - Análise paramétrica para o Prédio B - Pilar P3.

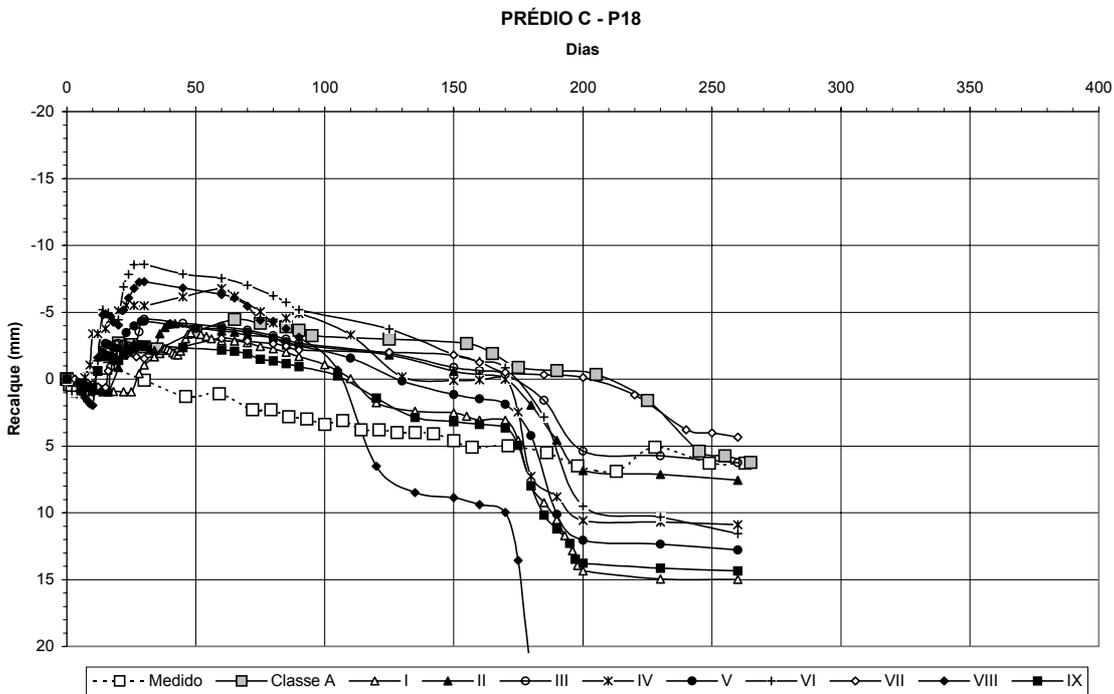


Figura 6.15 - Análise paramétrica para o Prédio C - Pilar P18.

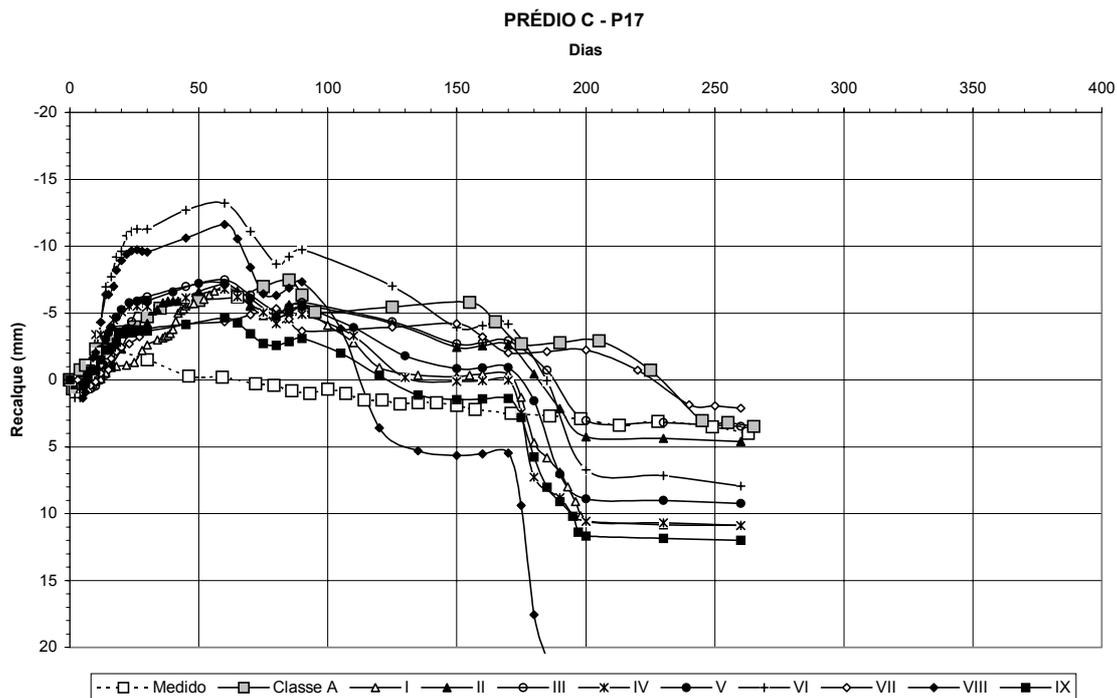


Figura 6.16- Análise paramétrica para o Prédio C - Pilar P17.

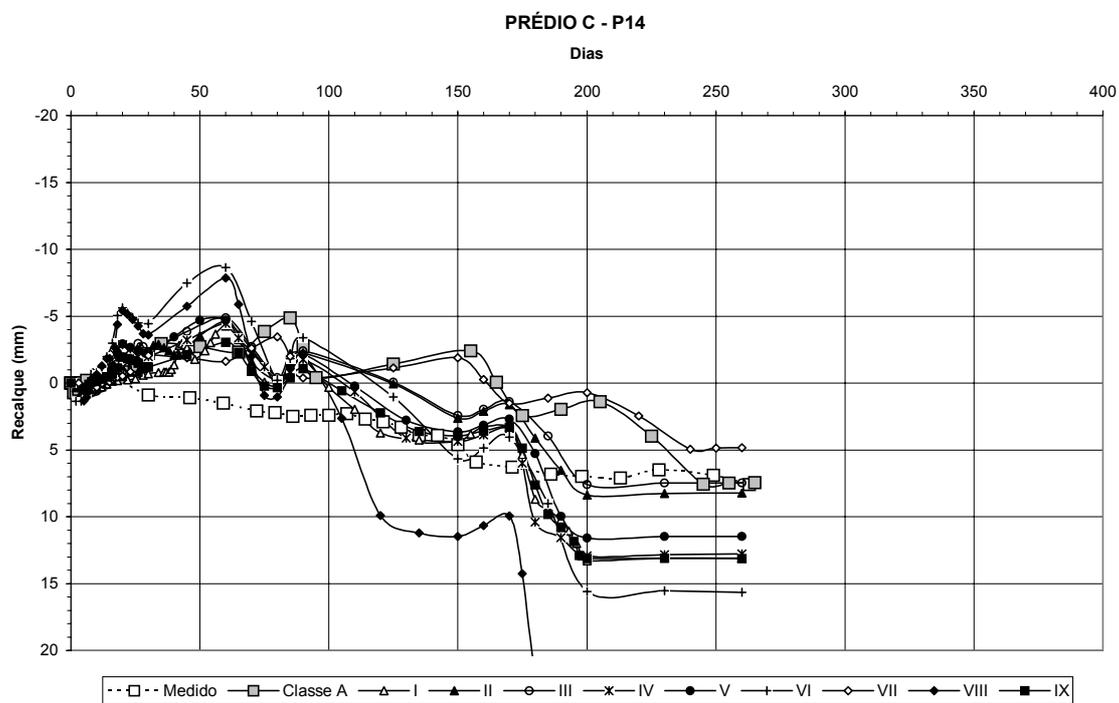


Figura 6.17 - Análise paramétrica para o Prédio C - Pilar P14.

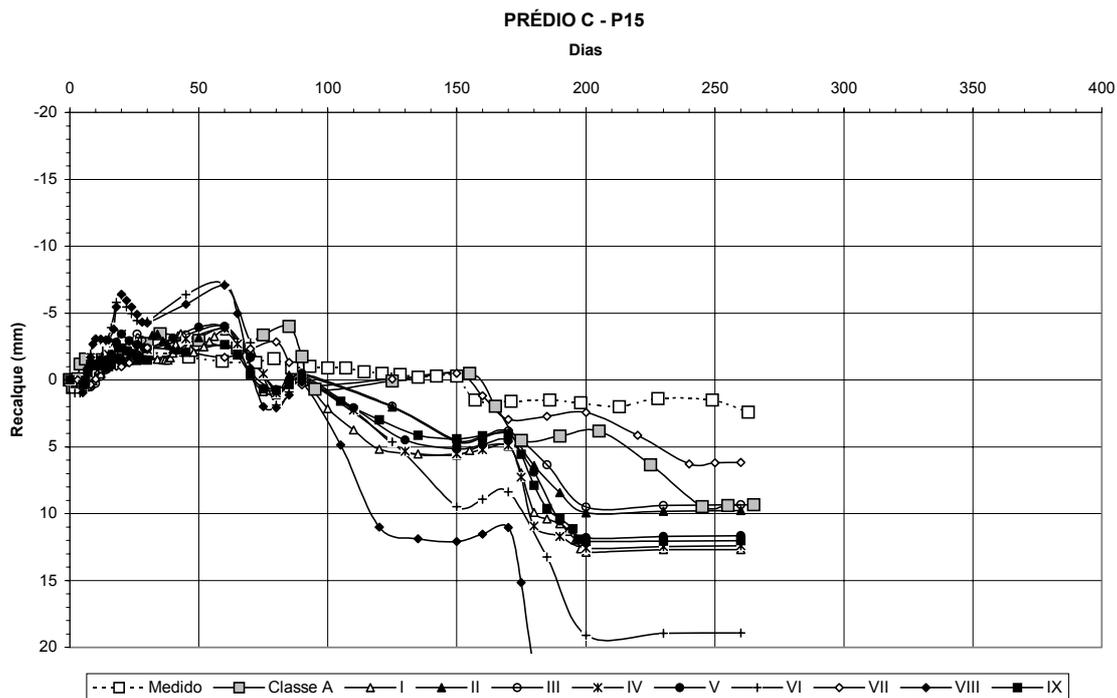


Figura 6.18 - Análise paramétrica para o Prédio C - Pilar P15.

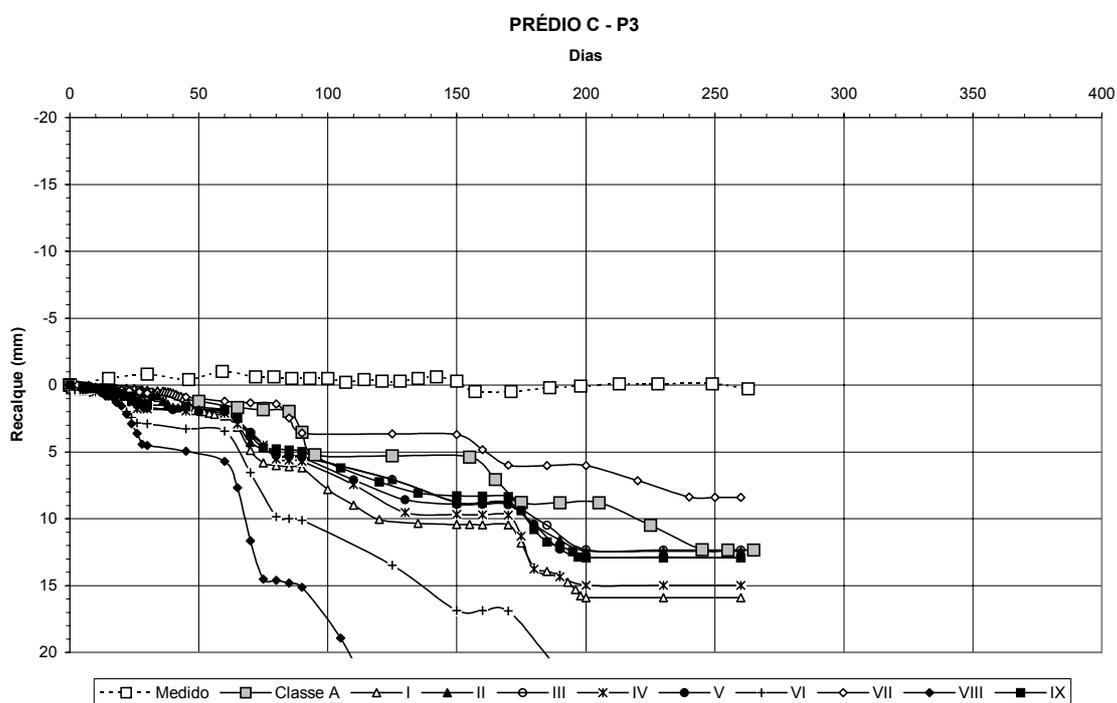


Figura 6.19 - Análise paramétrica para o Prédio C - Pilar P3.

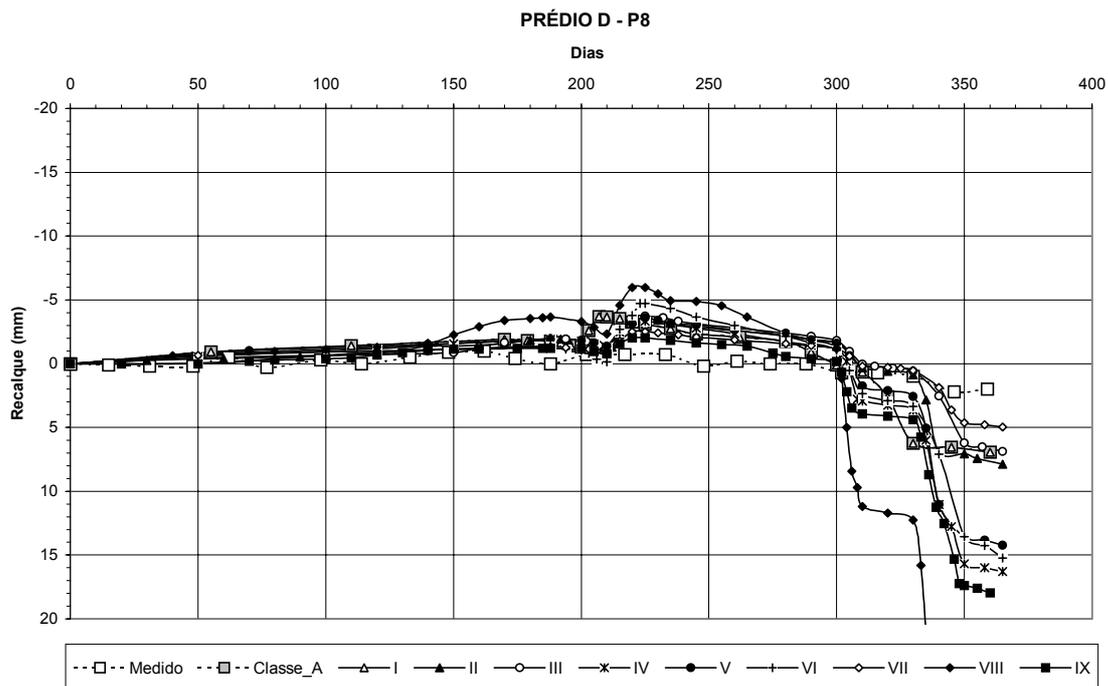


Figura 6.20 - Análise paramétrica para o Prédio D - Pilar P8.

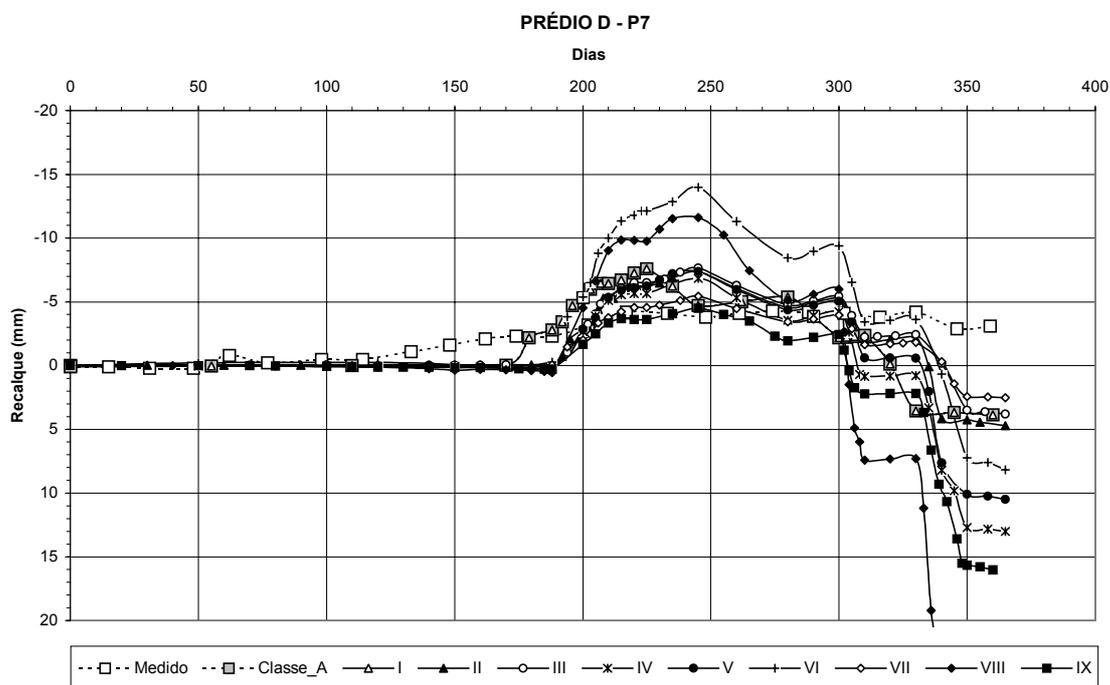


Figura 6.21 - Análise paramétrica para o Prédio D - Pilar P7.

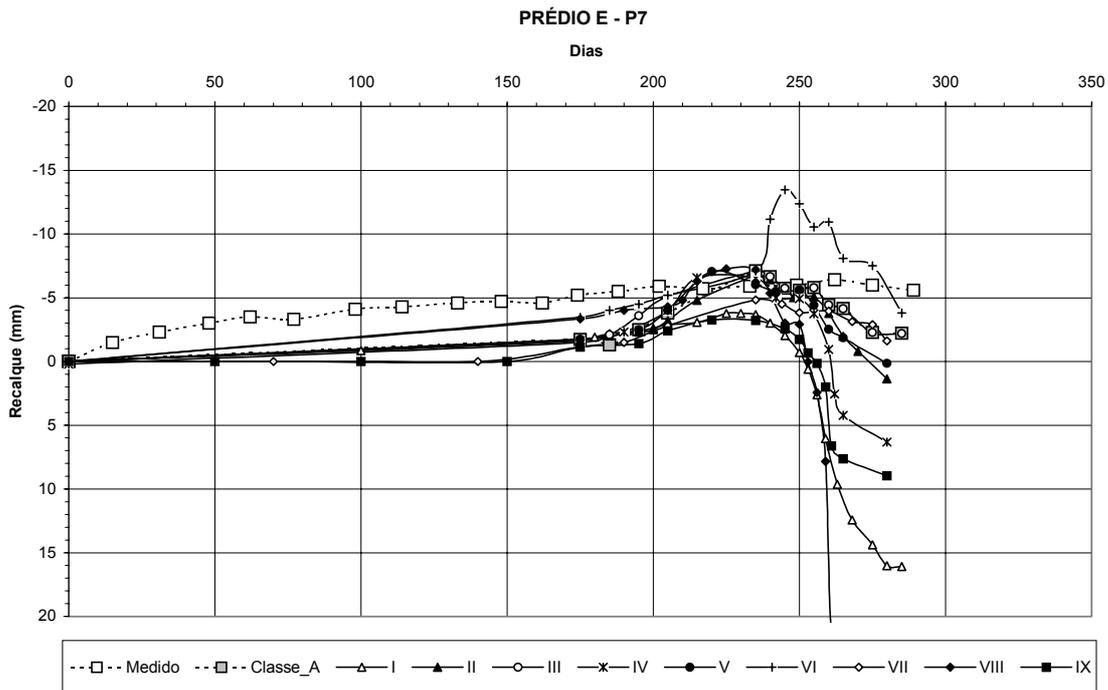


Figura 6.22 - Análise paramétrica para o Prédio E - Pilar P7.

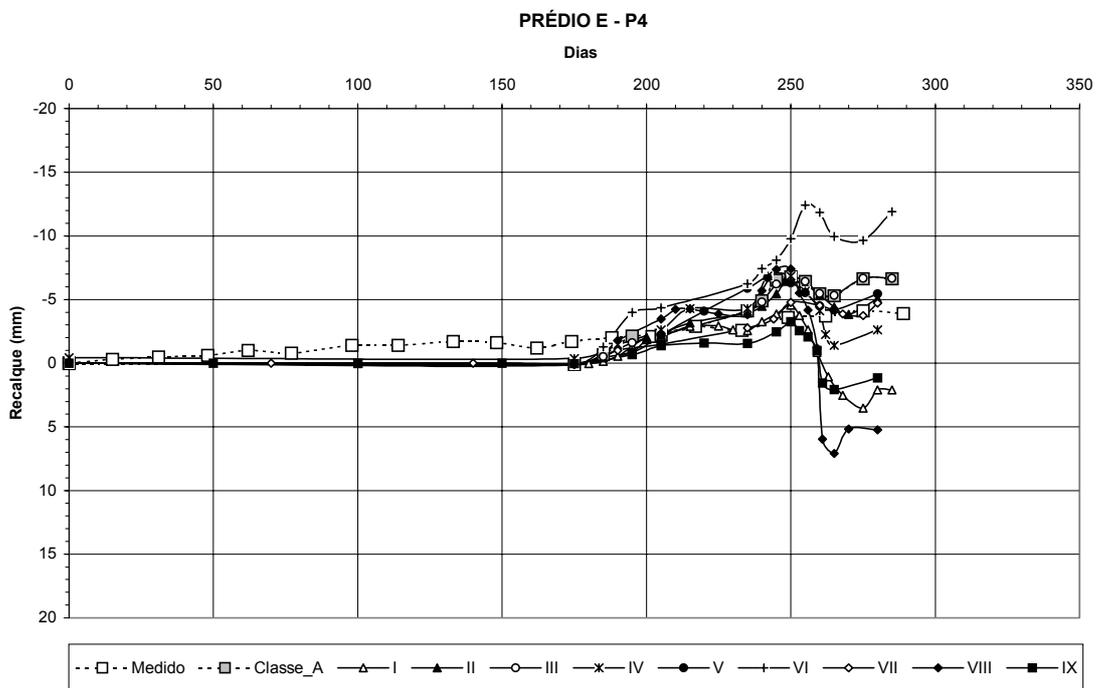


Figura 6.23 - Análise paramétrica para o Prédio E - Pilar P4.

Para o Prédio A, discuto nas Figuras 6.11 e 6.12, a análise paramétrica IX apresenta uma melhor aproximação em relação aos resultados simulados, comparando-se com a análise Classe A. Este resultado indica que, reduzindo o ângulo de atrito em 25% e variando o módulo de elasticidade em 50%, com relação aos valores adotados na análise Classe A, é possível reproduzir os valores medidos na parede atirantada. Ainda, para as duas figuras, as análises VI e VIII apresentam grandes variações de resultados quando comparados aos valores medidos

No caso do Prédio B, para a Figura 6.13, a análise IX, novamente aproxima melhor seus resultados dos valores medidos, comparando-se com a análise Classe A. As análises VI e VIII apresentam valores diferentes dos resultados medidos, apresentando uma curva de tendência diferente, aproximando-se das demais análises apenas no final. As demais análises seguem em uma faixa de valores muito próximas uma das outras, mas com uma certa distância em relação aos valores medidos. Já para a Figura 6.14, os resultados são dispersos, parecendo haver outro fator externo influenciando nos recalques observados neste ponto. Novamente a análise IX aproximou-se melhor dos resultados simulados.

Para o Prédio C, analisando as Figuras 6.15, 6.16 e 6.17, observa-se que as análises II e III apresentam uma melhor aproximação em relação aos dados medidos, comparando-as com a análise Classe A. Para as Figuras 6.18 e 6.19 a melhor aproximação é da análise VII, muito próxima aos resultados da análise Classe A. Observamos novamente que as análises VI e VIII ficam muito distante dos valores esperados.

Para o Prédio D, as Figuras 6.20 e 6.21 apresentam seus valores concentrados em uma estreita faixa, muito próximos aos valores medidos. Um recalque acentuado é registrado na fase final para todas as análises, o que não é observado nos valores medidos. As análises que aproximam-se mais dos resultados medidos são a VII e a III. Novamente as curvas VI e VII apresentam a pior aproximação em relação aos resultados reais.

Analisando os resultados para o Prédio E, nas Figuras 6.22 e 6.23 não são observadas variações significativas, os resultados estimados se aproximam em geral dos resultados medidos. A análise VII apresenta as melhores aproximações em relação a análise Classe A. Os resultados para a maioria das análises é consistente ficando em um intervalo de 0 e -5 milímetros, do início ao final da escavação.

Determinadas variações de parâmetros do solo parece de fato refinar a análise e aproximar as simulações numéricas dos valores e padrões monitorados na obra durante a escavação do terreno. Entretanto, existem algumas características observadas durante a escavação, em particular o levantamento do solo abaixo dos edifícios vizinhos que não foram reproduzidos com precisão. Outros parâmetros ou condições de contorno precisam ser verificados, conforme análises apresentadas na sequência desta dissertação.

6.2.1 Condições de Contorno

Para tentar esclarecer os resultados das análises numéricas para os Prédios A e B, uma nova análise paramétrica foi realizada. Os parâmetros variados nesta fase foram a espessura da parede diafragma, que tem como consequência a variação da rigidez, e a força de ancoragem do tirante no solo. A Tabela 6.2 apresenta um resumo destes fatores, com os seus valores.

Tabela 6.2 - Variação dos valores de projeto para as análises paramétricas.

Análise	Parâmetro	Camada 1	Camada 1-2	Camada 2	Camada 3	Unidade
X , XI, XII,XIII	γ_{dry}	14,0	14,0	14,3	14,5	kN/m ³
	γ_{wet}	17,0	17,0	17,1	18,0	kN/m ³
	k_x	0,864	0,864	0,864	0,864	m/dia
	k_y	0,864	0,864	0,864	0,864	m/s
	ψ	0	2	0	3	°
	ν	0,3	0,3	0,3	0,3	-
	c	1	1	1	1	kN/m ²
	ϕ	33	34	33	40	°
		E	8000	20.000	16.000	50.000
Propriedades da Parede Diafragma						
X	EI_{parede}	6,75.10 ⁴			kN.m ²	
XI	EI_{parede}	3,12.10 ⁵			kN.m ²	
Propriedades da Ancoragem (tirante)						
XII	Força de Ancoragem	132,0			kN/m	
XIII	Força de Ancoragem	252,0			kN/m	

Com a variação da espessura da parede diafragma, a rigidez EI aumenta ou diminui na mesma proporção que a inércia da peça, sendo esta calculada pela expressão:

$$I = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \quad [6.1]$$

sendo b a base da parede, calculada como sendo uma unidade (m) e h a espessura da parede diafragma. O Módulo de Elasticidade (E) utilizado para o concreto foi de 30.000.000 kN/m². A força de ancoragem nos tirantes varia em $\pm 50\%$ do valor admitido nas análises anteriores (192 kN/m²).

Para comparação dos resultados, tomou-se como padrão os valores medidos em campo, comparados com aos valores obtidos na análise Classe A. Desta forma comparou-se os valores reais com os valores da melhor aproximação, sem variação de parâmetros do solo, e os valores com variação de parâmetros de projeto (rigidez e força de ancoragem).

A seguir estão apresentados as figuras representativas das condições descritas anteriormente.

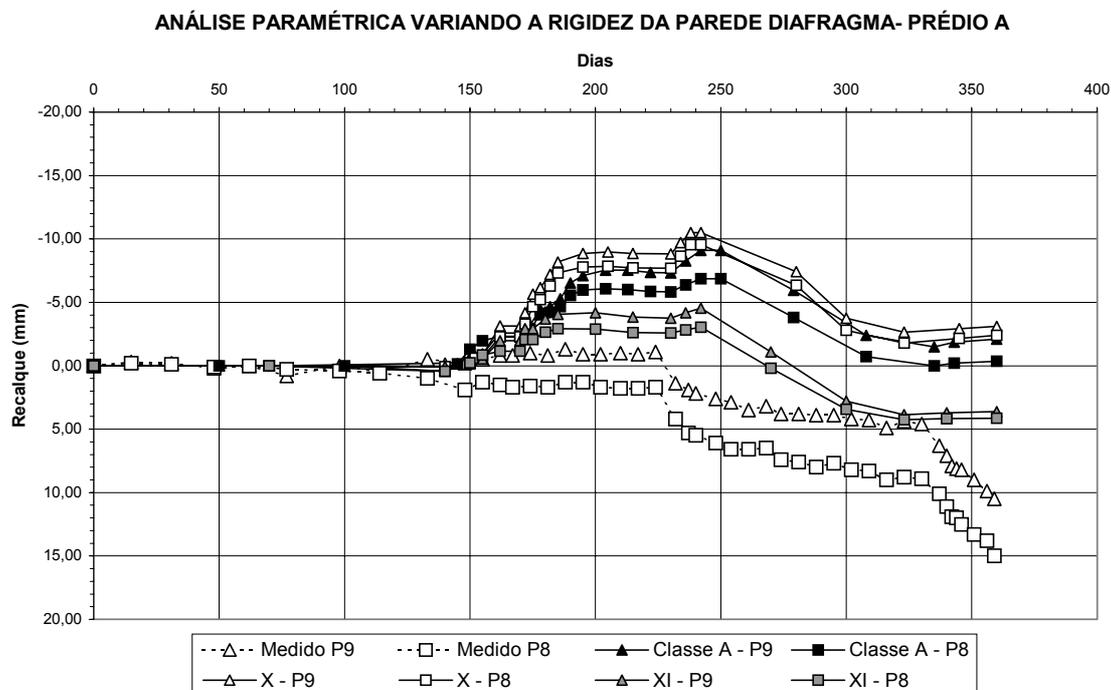


Figura 6.24 - Análise paramétrica, variando a rigidez da PD - Prédio A.

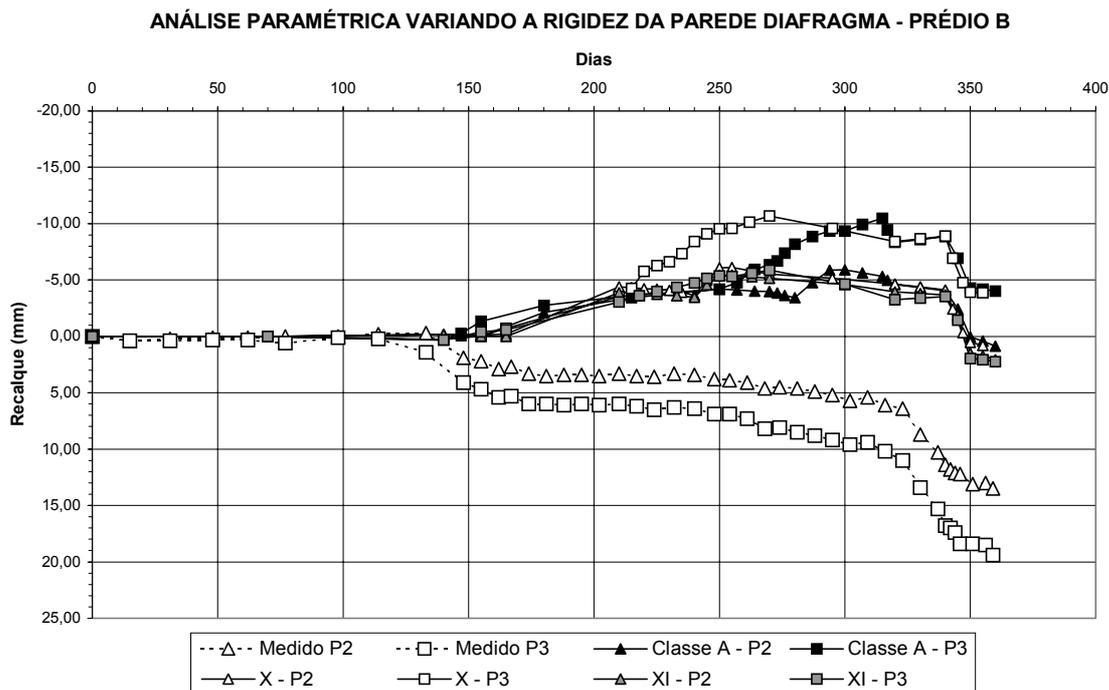


Figura 6.25 - Análise paramétrica variando a rigidez da PD - Prédio B.

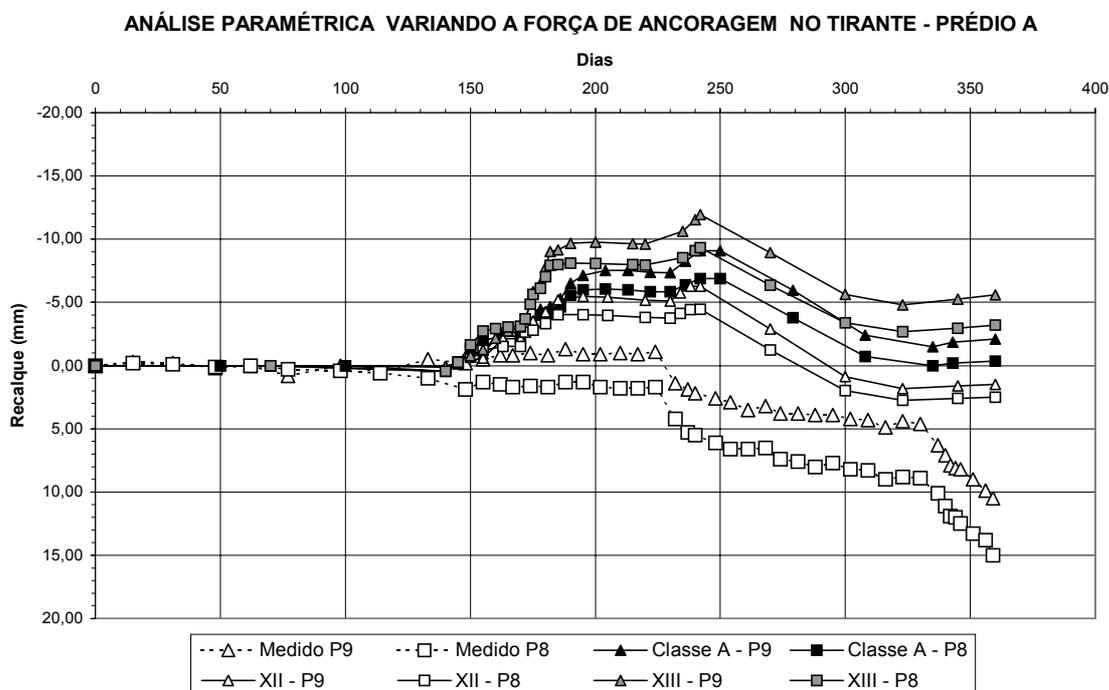


Figura 6.26 - Análise paramétrica variando a força de ancoragem - Prédio A.

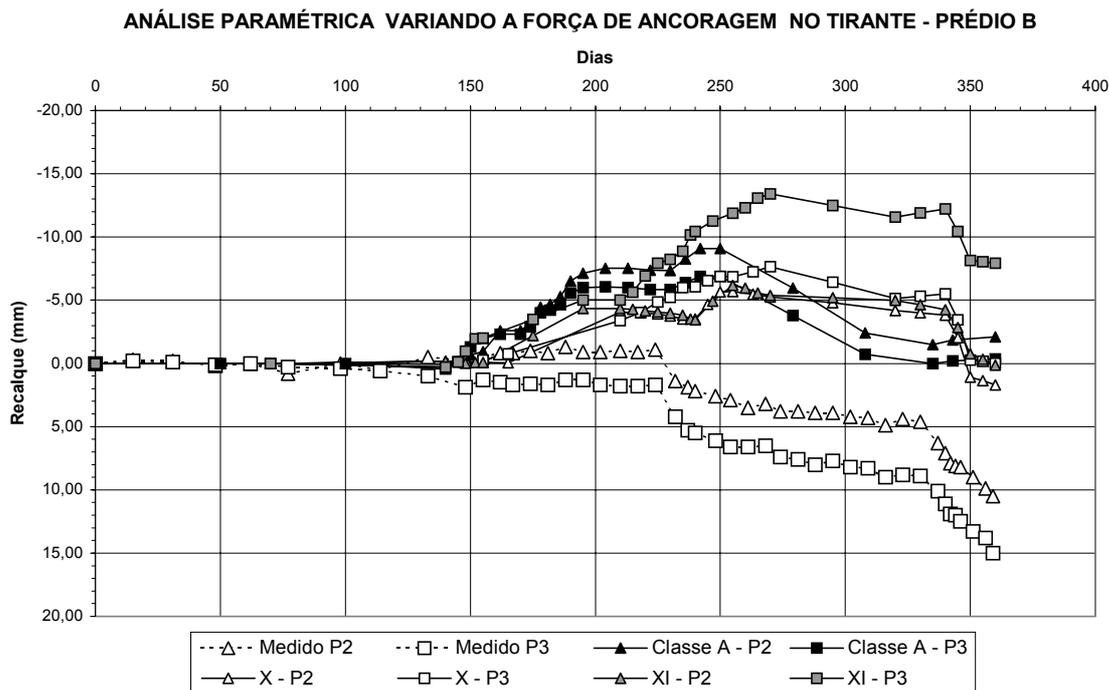


Figura 6.27 - Análise paramétrica variando a força de ancoragem - Prédio B.

Nas Figuras 6.24 e 6.25, observa-se que a rigidez EI da parede diafragma tem influência na medida dos deslocamentos, sugerindo que o aumento ou a diminuição da rigidez EI da parede provoca uma variação no deslocamento, ou seja, um aumento da rigidez provoca uma diminuição dos deslocamentos na parede (arqueamento) e uma diminuição da rigidez provoca um aumento dos deslocamentos.

Nas Figuras 6.26 e 6.27 verifica-se que a força de ancoragem aplicada nos tirantes também tem influência na medida dos campos de deslocamentos ocorridos na massa de solo. Uma variação em 50% do seu valor provoca um aumento ou diminuição dos valores dos deslocamentos da ordem de 3 a 5mm.

Analisando as Figuras 6.24 à 6.27 conclui-se que tanto a rigidez (EI) da parede diafragma como a força de ancoragem aplicada tem influência no campo dos deslocamentos sofridos pela parede diafragma, mas esta influência não é significativa ao ponto de alterar os deslocamentos, aproximando os valores medidos dos reais, demonstrando que estes parâmetros não tem significativa influência no comportamento da massa de solo.

6.3 ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

Com a análise de todos os resultados das simulações numéricas e comparação com as medidas *in situ* pode-se concluir que:

a) a coesão tem uma leve influência no campo de deslocamentos sofrido pela massa de solo. Uma variação de 10 kPa (análise II) de coesão representa, em média, para os resultados analisados, uma variação de 2 a 3mm nos deslocamentos, aumentando no final do processo de cálculo. Mas mesmo com um valor extremamente baixo (1kPa, análise I), as simulações numéricas mostram que os resultados mantêm uma tendência, não apresentando indicações de forte plastificação do solo;

b) O ângulo de atrito tem uma forte influência no campo de deslocamentos do solo. Uma diminuição de 25% em seu valor (análise IV) é suficiente para ocasionar um aumento dos deslocamentos em média de 2 a 4mm, o que demonstra que o modelo utilizado é extremamente sensível a mudanças neste parâmetro;

c) O Modulo de elasticidade, tem uma forte influência no comportamento apresentado pela massa de solo. A diminuição em 50% no módulo (análises VI e VIII) conduzem a plastificação do material, apresentando deslocamentos da ordem de 30 a 45mm. Já um aumento em 50% (análise VII e IX) demonstra que os resultados obtidos são, na maioria dos casos analisados, mais próximos às medidas *in situ*, comparando-se com a análise Classe A.

Com a avaliação da sensibilidade dos parâmetros do solo, pode-se afirmar que os valores de ângulo de atrito e módulo de elasticidade são os valores que governam o campo de deslocamentos e tensões nas geometrias analisadas. Baseado nisto, é possível afirmar que o modelo numérico utilizado nesta dissertação apresentou resultados capazes de reproduzir os deslocamentos e o campo de tensões em uma faixa aceitável de valores de trabalho, podendo ser uma ferramenta auxiliar no dimensionamento de obras desta natureza geotécnica.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

A partir da análise detalhada dos dados experimentais recolhidos da obra, da realização de simulações numéricas das diversas etapas construtivas e de uma extensiva análise comparativa entre ambas, pôde-se estabelecer as seguintes conclusões referentes ao comportamento deste tipo de estrutura:

1. Os critérios utilizados para a estimativa de parâmetros constitutivos do solo, a partir dos ensaios de SPT e CPT, podem ser considerados satisfatórios em vista dos resultados obtidos nas simulações numéricas (comparação entre simulações numéricas e medidas *in situ*). A disponibilização de resultados de laboratório poderia conferir maior confiabilidade aos parâmetros de projeto e conseqüentemente, refinar as previsões numéricas.
2. O banco de dados disponibilizado pelo projetista foi amplamente satisfatório, sendo possível através dele determinar as etapas executivas da obra, além de permitir minucioso controle de recalques em função do tempo, o que possibilitou a avaliação da variação da velocidade dos recalques em função do tempo para cada ponto analisado.

3. Para o modelo empregado nas análises desta dissertação, os parâmetros apresentaram diferentes graus de influência no comportamento do solo em se comparando com os valores adotados na análise Classe A:

a) a coesão tem uma leve influência no campo de deslocamentos sofrido pela massa de solo. Uma aumento de 10 kPa de coesão representa em média, para os resultados analisados, uma diminuição de 2 a 3mm nos deslocamentos;

b) O ângulo de atrito tem uma forte influência no campo de deslocamentos do solo. Uma diminuição de 25% em seu valor é suficiente para ocasionar um aumento dos deslocamentos em média de 2 a 4mm;

c) O módulo de elasticidade tem uma forte influência no comportamento apresentado pela massa de solo. Uma diminuição em 50% de seu valor leva o solo a plastificação;

4. A análise paramétrica realizada através de simulações numéricas permitiu estabelecer que a rigidez da parede diafragma (EI) e a força de ancoragem nos tirantes também influência no campo dos deslocamentos da parede diafragma, mas não o suficiente para alterar a análise, sugerindo que estes parâmetros podem ser mantidos constantes sem que causem maiores influências;

5. O modelo numérico constitutivo, implementado pelo programa Plaxis permite estabelecer de forma satisfatória o campo de deslocamentos provocado pela instalação da parede diafragma, seguida da escavação. As simulações numéricas indicam que em algumas das etapas construtivas os recalques ficaram dentro de limites toleráveis, estabilizando em patamares para cada carregamento, permitindo concluir que a análise numérica é capaz de prever, em alguns casos, as consequências da construção de uma obra geotécnica desta natureza;

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões pertinentes são descritas a seguir, de maneira que elas possam guiar a realização de pesquisas futuras, são elas:

1. Juntamente com os ensaios de campo, a realização de ensaios de laboratório, para a determinação de parâmetros de resistências, rigidez e compressibilidade do solo são extremamente úteis para a definição dos parâmetros do solo, sendo possível, desta forma, utilizar modelos numéricos constitutivos mais refinados, como: Soft Soil Model, Soft Soil Model Creep e Hardenig Soil Model; para modelar o caso de obra e realizar comparações das simulações feitas com diferentes modelos constitutivos;
2. O acompanhamento detalhado de um caso de obra, com a colocação de inclinômetros e extensômetros em várias profundidades, para obtenção de medidas de inclinação e deslocamentos em vários pontos e a diferentes profundidades nos locais próximos a obra. Estes dados servirão de base para comparação com resultados de simulações numéricas;
3. Avaliar os deslocamentos através de análises numéricas durante todo o período de execução da obra, não somente durante a execução da escavação que é o caso desta dissertação, de maneira a prever os recalques primários e secundários em função do tempo.
4. Avaliar a influência do tipo de fundação e da proximidade da escavação em relação as fundações, para simulações numéricas de um mesmo caso de obra, de maneira a tentar interpretar como estes fatores influenciam nos deslocamentos do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM, (1975). **Tentative Method for Deep Quasi-static, Cone and Friction Cone Penetration Tests in Soils**, D3441-75T.
- ATKINSON, J.H.; COOP, M.R.; STALLEBRASS, S.E.; VIGGIANI, G. (1990). **Measurement of Stiffness of Soils and Weak Rocks in Laboratory Tests**. In Proceedings of the 25th Annual Conference of the Engineering Geology Group, Leeds, U.K. British Geology Society, pp. 21 - 27.
- ATKINSON, J.H.; SÄLLFORS, G. (1991). **Experimental Determination of Stress-Strain-Time Characteristics in Laboratory and in-situ Tests**. General report. In Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Italy, Vol. 3, pp. 915-956.
- AZEVEDO, S.L. (1990). **Sistematização de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos de Porto Alegre**. Porto Alegre, CPGEC. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia UFRGS.
- BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; PASQUALINI, E. (1986). **Interpretation of CPTs and CPTUs: Drained Penetration of Sands**, in: IV Int. Geotech. Seminar. Cingapura.
- BARENTSEN, P. (1936). **"Short Description of a Field-testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus"**, in. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Cambridge: Harvard University.
- BASTOS, C. A. B. (1991). **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos de granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre**. Porto Alegre. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BOCH, D.R. (1996). **Caracterização Geotécnica de Solos Parcialmente Saturados**. Porto Alegre. Escola de Engenharia. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.

- BOSCARDIN, M. D.; CORDING, E. J. (1989). **Building response to excavation-induced settlement**. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE Vol. 115. N. 1, pp. 1-21.
- BRANCO, P.; NEGRO, A.; COUTINHO, P. T. (1990). **Recalques de superfície, qualidade construtiva de túneis e danos em edificações**. Anais do SINGEO'90 (Rio de Janeiro), pp. 239-247.
- BRIAUD, J.-L.; LIM, Y. (1999). **Tieback Walls in Sand: Numerical Simulation and Design Implications**. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE Vol. 125, N. 2, pp. 101 - 110.
- BROWN, P.T.; BOOKER, J.R. (1985). **Finite element analysis of excavation**. Res. Rep. N. 532, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. (1974). **Allowable and differential settlements of structures including dainage and soil-structure interation**. Proc. Conf. on Settlement of Structures, Pentech Press, London, pp. 611-764.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B.B.; DE MELLO, V. F. (1979). **Behaviour of foundation and structures**. State of the Art Report. Proc. 9th Intl. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., II, Tokyo, pp. 495-546.
- BURLAND, J. B., SIMPSON, B.; St JOHN, H.D. (1977). **Movements Around Excavations in London Clay**. In Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, U.K., Vol. 1, pp. 13-19.
- CHANDRASEKARAN, V.S.; KING, G.J.W. (1974). **Simulation of Escavation Using Finite Elements**. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE Vol. 100. N. 9, pp. 1086-1089.
- CHARLES, W.W.; SIMPSON, B. LINGS, M.L.; NASH D.F.T. (1998). **Numerical Analysis of a Multipropped Excavation in Stiff Clay**. Can. Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 115-130.
- CHOU, P.C.; PAGANO, N.J. (1967). **"Elasticity"**, First Edition, D. Van Nostrand Campany, Princeton.
- CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. (1990). **Construction induced movements of in situ walls. Design and performsnce of earth retaining structures**. Ed. Lambe, P. C. and Hansen, L. A. Geotechnical Special Publication 25, ASCE, Nova Yorque, pp. 439-470.
- CLOUGH, G. W.; WEBER, P.R.; LAMONT, J. (1972). **Desing and Observation of a Tie-Back Wall**. Proceedings ASCE Spec. Conf., Perf. of Earth and Earth Supported Strucuturs, ASCE. New York, Vol. 1, pp. 1367-1389.
- CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. (1990). **Construction induced movements of in situ walls. Design and performsnce of earth retaining structures**. Ed. Lambe, P. C. and Hansen, L. A. Geotechnical Special Publication 25, ASCE, Nova Yorque, pp. 439-470.

- CORDING, E. J. (1978). **Ground movements and damage to structures**. Proc. of the Intl. Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence, Pensacola Beach, pp. 516-537.
- CONSOLI, N. C. (1987). **Comportamento Analítico e de Campo de Uma Escavação Experimental**. Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado em Engenharia - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- CRISTIAN, J.T.; WONG, I.H. (1973). **Errors in Simulating Excavation in Elastic Media by Elements**. Soils and Foundations, Tokuo, N.13, pp. 1-10.
- DAVISON DIAS, R. (1987). **Comportamento de perfis de solos situados no projeto de fundações na Grande Porto Alegre**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS. Relatórios Técnicos.
- DEARMAN, W. R.; BAYNES, F. J.; IRFAN, T. Y. (1978). **Engineering grading of weathered granite**. Engineering Geology, v. 12, n. 4, pp. 345 - 374.
- DEERE, D. U.; PATTON, F. D. (1971). **Slope stability in residual soils**. Panamerican Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 4, San Juan, proceedings... v. 1, pp. 87 - 170.
- DE MELLO, V.F.B. (1971). **The Standard Penetration Test State-of-the-Art Report**. Panamerican Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 4, Porto Rico, pp 1- 86.
- DESAI, C.S.; MUQTADIR, A.; SHEELE, F. (1986). **Interaction Analysis of Anchor-Soil Systems**. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE Vol. 112. N. 5, pp. 537-553.
- DUNLOP, P.; DUNCAN, J.M. (1970). **Development of failure around excavated slopes**. J. Soil Mech. and Fund. Div., ASCE, Vol. 96, N. 2, pp. 471- 493.
- FERNANDES, M.M.; FALCÃO, J.C.-B. (1988). **The Nonlinear Behavior of Ground Anchors and its Consideration in Finite Element Analysis of Tied-Back Walls**. Proc. Num. Meth in Geomechanical, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 1243-1248.
- GHABOUSSI, J.; PECKNOLD, D.A. (1984). **Incremental Finite Element Analysis on Geometrically Altered Structure**. Int. Journal Numerical Methods in Engineering. N. 20, pp. 2051-2064.
- GOODMAN, R.E.; BROWN, C.D. (1963). **Dead Load Stresses and Instability of Slopes**. **Journal Soil Mechanical and Foundation**. ASCE, Vol. 89, N. 3.
- HALIBURTON, T.A. (1968). **Numerical analysis of flexible retaining structures**. J. Soil Mech. and Fund. Div., ASCE, Vol. 94, N. 3, pp. 1233 - 1251.
- HILL, R. (1950). **The Mathematical Theory of Plasticity**. Oxford University Press, London, U.K.

- HORN, M.R. (1997). **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Granito não Saturado**. Porto Alegre. Dissertação de Mestrado em Engenharia (Geotecnia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- HUDER, I.J. (1976). **Deformation and earth Pressure**. Proc., Panel Discussion, 6th ECSMFE, Vol. 4, pp. 37-40.
- ISHIHARA, K. (1970). **Relations Between Process of Cutting and Uniqueness of Solution**. Soils and Foundation, Tokyo, Vol. 10, N. 3, pp. 50-65.
- JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; St. JOHN, H.D.; HIGH, D.W. (1991). **Some Practical Application of a Non-Linear Ground Model**. In Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Italy, Vol. 1, pp. 223-228.
- KIM, N.K.; BRIAUD, J.-L. (1994). **A Beam Column Method for Tie-Back Walls**. Rep. to Schnabel Foundation and the Federal Highway Administration, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas.
- KINDER, H.; HILGEMANN, W. (1964). **Atlas Zur Weltgeschichte**, Vol. 1, Deutscher Taschenbuch Verlag, Munchen, 299 pp.
- KOO, Y. C. (1982). **The mass strength of jointed residual soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 19, n. 3, pp. 225 - 231.
- LANCELLOTTA, R. (1995). **Geotechnical Engineering**. Amsterdã, Balkema.
- LIM, Y.; BRIAUD, J.L. (1996). **Three dimensional non linear finite element analysis of tieback walls and of soil nailed walls under piled bridge abutment**. Rep. to the Federal Highway Administration and the Texas Department of Transportation, Department of Civil Engineering, Texas A & M University, College Station, Tex.
- LUMB, P. (1962). **The properties of decomposed granite**. Geotechnique, v. 12, n. 3, pp. 226 - 243.
- NBR-6118 - **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-5629/77 - **Estruturas Ancoradas no Terreno - Ancoragens Injetadas no Terreno**. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-5629/96 - **Execução de Tirantes Ancorados no Solo**. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-6484/80 - **Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos**. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR-7250/82 - **Identificação e Descrição de Amostras de Solo Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento**. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

- NG, C.W.W.; LINGS, M.L.; SIMPSON, B.; NASH, D. F. T. (1995). **An Approximate Analysis of the Three-Dimensional Effects of Diaphragm Wall Installation**. *Géotechnique*, Vol. 45, N. 3, pp. 497-507.
- NOVAIS-FERREIRA, H.; VIANA DA FONSECA, A. (1988). **Engineering properties of a saprolitic soil from granite**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, Singapore. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. v. 1, pp. 181- 188.
- NUDELMANN, T. A. (1980). **Caracterização e estudo do comportamento de um solo residual de migmatito para fins de estimativa de recalques de fundações**. Porto Alegre: CPGEAC. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Plaxis Manual (1998). **Finite Element Code for Soil and Rock Analyses**. Version 7, University of Stuttgart, Germany.
- PECK, R. (1969). **Deep excavations and tunneling in soft ground**. 7th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico. State-of-the-Art: Volume, pp 225-290.
- POWRIE, W.; LI, E.S.F. (1991). **Finite Element Analysis of an In Situ Wall Propped at Formation Level**. *Géotechnique*, Vol. 41, N. 4, pp. 499-514.
- QUARESMA, A.R.;DECOURT, L; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S. & DANZINGER, F. (1996). **"Investigações Geotécnicas - Cap. 2"**, in: Fundações - Teoria e Prática. ABMS/ABEF. São Paulo: Editora Pini.
- RADWAN, A. M. (1988). **Properties of granitic soil in Aswan, Egypt**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, Singapore. Proceeding... Rotterdam: A. A. Balkema, v.1, pp. 43 - 48.
- RANZINI, S.M.T. (1988). **Empuxo Ativo de Rankine, Caso mais Geral**. Anais do Simpósio sobre Aplicação de Microcomputadores em Geotecnia, São Paulo, pp. 291-296.
- REIMBERT, M.;& A. (1969). **"Murs de Soutènement, massifs d'ancrage et rideaux de palplanches"** - Eyrolles.
- ROCHA FILHO, P. & SCHNAID, F. (1995). **"Cone penetration testing in Brazil, National Report"**, in: Inst. Symp. Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 29-44. Linkoping: Roland Offset.
- SANDRONI, S. S. (1985). **Sampling and testing of residual soils in Brazil**. In: SAMPLING AND TESTING OF RESIDUAL SOILS: A REVIEW OF INTERNATIONAL PRACTICE (ed. E. W. Brand and H. B. Phillipson), Scorpion Press, Hong Kong, pp. 31 - 50.
- SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de Campo - e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo. Cap. 2 e 3, pp. 9-89.

- SIMPSON, B. (1992). **Thirty-Second Rankine Lecture: Retaining Structures: Displacement and Design.** Géotechnique, Vol. 42, N. 4, pp. 541-576.
- SKEMPTON, A.W. (1986). **Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Over Consolidation.** Geotechnique, Vol. 36, N. 3, pp 425 - 447.
- SKEMPTON, A.W.; MacDONALD, D. H. (1956). **The allowable settlement of buildings.** Proc. Inst. of Civil Eng, Part III, 5, pp. 727-784.
- STROUD, M.A. (1989). **The Penetration Test, Its Application and Interpretation.** In: Proc. I.C.E. Conference on Penetration Testing in the UK., Birmingham. Thomas Telford, London.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 2 edição, Wiley, New York.
- TSUI, Y. (1974). **A Fundamental Study of Tied-Back Wall Behavior.** Ph.D. Thesis, School of Engineering, Duke University, Durham, N.C.