

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DIEGO BIASOTTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE UMA ESCAVAÇÃO  
ESTABILIZADA POR PAREDE DIAFRAGMA AUTOPORTANTE NOS  
DESLOCAMENTOS DE UMA FUNDAÇÃO VIZINHA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2016

DIEGO BIASOTTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE UMA ESCAVAÇÃO  
ESTABILIZADA POR PAREDE DIAFRAGMA AUTOPORTANTE NOS  
DESLOCAMENTOS DE UMA FUNDAÇÃO VIZINHA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum Junior

TOLEDO

2016



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 038

**Análise numérica da influência de uma escavação estabilizada por  
parede diafragma autoportante nos deslocamentos de uma  
fundação vizinha**

por

**Diego Biasotto**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 9:10 h do dia **08 de Novembro de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

---

Profª Ma. Patricia Casarotto  
(UTFPR – TD)

---

Prof. Dr. Gustavo Savaris  
(UTFPR – TD)

---

Prof Dr. Sérgio Antônio Brum Junior  
(UTFPR – TD)  
Orientador

---

Visto da Coordenação  
Profª. Ma Silvana da Silva Ramme  
Coordenadora da COECI

## RESUMO

BIASOTTO, Diego. Análise numérica da influência de uma escavação estabilizada por parede diafragma autoportante nos deslocamentos de uma fundação vizinha. 2016. 96 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Coordenação do curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2016.

Devido à crescente tendência de aumento na densidade urbana, tornam-se cada vez mais comuns obras de escavação para construção de estacionamentos subterrâneos ou outras instalações, sendo necessária a construção de paredes de contenção. Por meio de simulação pelo método dos elementos finitos, este estudo apresenta uma análise qualitativa dos deslocamentos e rotações sofridos por uma sapata corrida próxima a uma escavação estabilizada por uma parede de contenção do tipo Parede Diafragma em diferentes tipos de solos argilosos. Por meio de correlações, em geral com o índice de resistência a penetração no solo, gerou-se cinco amostras hipotéticas de solos argilosos que foram utilizados para a implementação nos dez modelos numéricos simulados. Cada amostra de solo foi utilizada em dois modelos numéricos, o primeiro representa a situação antes da construção da parede de contenção, já o segundo representa a configuração após a fase de implantação da parede de contenção. Nesse último é realizada a retirada de solo e permite observar as consequências desse distúrbio no solo e nas estruturas de concreto. Os modelos sem a parede de contenção, foram utilizados principalmente para validar o comportamento do solo simulado. Comparou-se os deslocamentos gerados nestas simulações com os recalques calculados pela teoria da elasticidade e constatou-se uma baixa variação nos resultados, o que confirma a validade dos modelos numéricos. Quanto aos modelos que simulam a segunda fase da simulação, estes apresentaram recalques próximos aos apresentados na primeira fase até o fim da etapa de carregamento da sapata, porém ao iniciar as etapas de escavação passam a apresentar comportamentos complexos, que só puderam ser compreendidos por meio de análise dos deslocamentos do maciço do solo. Observou-se que diversos fatores afetam os deslocamentos e rotações da estrutura de fundação, com destaque para a resistência do solo, a carga aplicada à sapata, a profundidade de escavação e a altura da parede de contenção.

**Palavras-Chave:** Elementos Finitos. Parede Diafragma. Escavação. Subsolo.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - IMAGENS DO DESABAMENTO DO PRÉDIO EM XANGAI .....	13
FIGURA 1.2 - IMAGENS DO DESABAMENTO DO PRÉDIO EM XANGAI .....	13
FIGURA 2.1 - COMPORTAMENTO DE UMA SAPATA SOB CARGA VERTICAL .....	16
FIGURA 2.2 - CARACTERIZAÇÃO DOS TIPOS DE RUPTURA: (A) GENERALIZADA, (B) LOCALIZADA, (C) POR PUNÇIONAMENTO .....	18
FIGURA 2.3 - DIAGRAMA DE DETERMINAÇÃO DO MODO DE RUPTURA EM FUNÇÃO DE $\phi$ E C. ....	20
FIGURA 2.4 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA ASSUMIDA POR TERZAGHI (1943) .....	23
FIGURA 2.5 - COMPARAÇÃO ENTRE AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA ASSUMIDAS POR MEYERHOF (1973) E TERZAGHI (1943) .....	25
FIGURA 2.6 - VARIAÇÃO DAS PRESSÕES DE TERRA EM FUNÇÃO DA MAGNITUDE DOS DESLOCAMENTOS .....	38
FIGURA 2.7 - ESTADOS DE TENSÃO EM UMA MASSA DE SOLO: A) SOLO EM EQUILÍBRIO ELÁSTICO; B) SOLO EM EQUILÍBRIO PLÁSTICO .....	39
FIGURA 2.8 - EMPUXO LATERAL NO REPOUSO .....	40
FIGURA 2.9 - EMPUXO LATERAL: CASO ATIVO .....	41
FIGURA 2.10 - DIAGRAMA DE MOHR: EQUILÍBRIO PLÁSTICO NO ESTADO ATIVO .....	42
FIGURA 2.11 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES: ESTADO ATIVO .....	44
FIGURA 2.12 - EMPUXO LATERAL: CASO PASSIVO .....	45
FIGURA 2.13 - DIAGRAMA DE MOHR: EQUILÍBRIO PLÁSTICO NO ESTADO PASSIVO .....	45
FIGURA 2.14 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES: ESTADO PASSIVO .....	46
FIGURA 2.15 - MUROS DE GRAVIDADE CONSTRUÍDOS EM A) E B) ALVENARIA DE PEDRAS OU TIJOLOS; B) E C) CONCRETO CICLÓPICO OU SIMPLES .....	48
FIGURA 2.16 - MURO DE GRAVIDADE CONSTRUÍDO COM GABIÕES .....	48
FIGURA 2.17 - MUROS DE FLEXÃO COM: A) FUNDAÇÃO DIRETA E B) FUNDAÇÃO POR ESTACAS .....	49
FIGURA 2.18 - PAREDE DIAFRAGMA ATIRANTADA .....	50
FIGURA 2.19 - (A) DIAFRAGMADORA; (B) HIDROFRESA; (C) CLAM SHELL TIPO GÁLIA E (D) CLAM SHELL TIPO BENOTTO .....	51
FIGURA 2.20 - CONSIDERAÇÕES GERAIS E PERFIS DE EMPUXO DE TERRA EM PAREDE ANCORADA. (A) LINHA DE DEFLEXÃO PARA SUPORTE COM EXTREMIDADE LIVRE; (B) LINHA DE DEFLEXÃO PARA SUPORTE COM EXTREMIDADE FIXA; (B) PERFIL DE EMPUXO ATIVO ASSUMIDO PARA O MODELO COM SUPORTE DE EXTREMIDADE LIVRE; (D) PERFIL DE EMPUXO ATIVO ASSUMIDO PARA O MODELO COM SUPORTE DE EXTREMIDADE FIXA .....	54
FIGURA 2.21 - DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE: (A) DISTRIBUIÇÃO IDEALIZADA PARA OS EMPUXOS DE TERRA; (B) SISTEMA CONSIDERADO NAS EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO .....	55
FIGURA 3.1 - GEOMETRIA GENÉRICA DOS MODELOS DA PRIMEIRA FASE .....	67
FIGURA 3.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	69
FIGURA 3.3 - GEOMETRIA GENÉRICA DOS MODELOS DA SEGUNDA FASE .....	70
FIGURA 4.1 - COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES GERADOS NA PRIMEIRA FASE DA SIMULAÇÃO ENTRE OS DIVERSOS SOLOS ESTUDADOS .....	74
FIGURA 4.2 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO – SOLO 1 – ARGILA MUITO MOLE .....	75
FIGURA 4.3 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO – SOLO 2 – ARGILA MOLE .....	76
FIGURA 4.4 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO – SOLO 3 – ARGILA MÉDIA .....	76
FIGURA 4.5 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO – SOLO 4 – ARGILA RIJA .....	77
FIGURA 4.6 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO – SOLO 5 – ARGILA DURA .....	77
FIGURA 4.7 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DA SAPATA APOIADA SOBRE O SOLO 1 – ARGILA MUITO MOLE .....	79
FIGURA 4.8 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DA SAPATA APOIADA SOBRE O SOLO 3 – ARGILA MÉDIA .....	80

FIGURA 4.9 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DA SAPATA APOIADA SOBRE O SOLO 2 – ARGILA MOLE.....	80
FIGURA 4.10 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DA SAPATA APOIADA SOBRE O SOLO 4 – ARGILA RIJA.....	81
FIGURA 4.11 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DA SAPATA APOIADA SOBRE O SOLO 5 – ARGILA DURA.....	81
FIGURA 4.12 - DESLOCAMENTO DO MACIÇO DE SOLO 1 – ARGILA MUITO MOLE. A) ETAPA DE CARREGAMENTO; B) 1º METRO DE ESCAVAÇÃO; C) 2º METRO DE ESCAVAÇÃO; D) 3º METRO DE ESCAVAÇÃO.....	83
FIGURA 4.13 - DESLOCAMENTO DO MACIÇO DE SOLO 2 – ARGILA MOLE. A) ETAPA DE CARREGAMENTO; B) 1º METRO DE ESCAVAÇÃO; C) 2º METRO DE ESCAVAÇÃO; D) 3º METRO DE ESCAVAÇÃO.....	84
FIGURA 4.14 - DESLOCAMENTO DO MACIÇO DE SOLO 3 – ARGILA MÉDIA. A) ETAPA DE CARREGAMENTO; B) 1º METRO DE ESCAVAÇÃO; C) 2º METRO DE ESCAVAÇÃO; D) 3º METRO DE ESCAVAÇÃO.....	85
FIGURA 4.15 - DESLOCAMENTO DO MACIÇO DE SOLO 4 – ARGILA RIJA. A) ETAPA DE CARREGAMENTO; B) 1º METRO DE ESCAVAÇÃO; C) 2º METRO DE ESCAVAÇÃO; D) 3º METRO DE ESCAVAÇÃO.....	86
FIGURA 4.16 - DESLOCAMENTO DO MACIÇO DE SOLO 5 – ARGILA DURA. A) ETAPA DE CARREGAMENTO; B) 1º METRO DE ESCAVAÇÃO; C) 2º METRO DE ESCAVAÇÃO; D) 3º METRO DE ESCAVAÇÃO.....	87
FIGURA A.1 - TENDÊNCIA DE MOVIMENTAÇÃO DA MASSA DE SOLO.....	96

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – FATORES DE SEGURANÇA E COEFICIENTES DE MINORAÇÃO PARA SOLICITAÇÕES DE COMPRESSÃO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS. ....	21
TABELA 2.2 – FATORES DE FORMA PARA A EQUAÇÃO DE TERZAGHI. ....	23
TABELA 2.3 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA PELAS EQUAÇÕES DE TERZAGHI. ....	24
TABELA 2.4– FATORES DE FORMA $I_s$ PARA CARREGAMENTOS NA SUPERFÍCIE ( $I_d = 1$ ) DE UM MEIO DE ESPESSURA INFINITA. ....	30
TABELA 2.5 – FATORES DE FORMA $I_s I_h$ PARA CARREGAMENTOS NA SUPERFÍCIE ( $I_d = 1$ ) DE UM MEIO DE ESPESSURA FINITA. ....	31
TABELA 2.6 – ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DE ARGILAS BRASILEIRAS. ....	32
TABELA 2.7 – CLASSIFICAÇÃO DE ARGILAS EM FUNÇÃO DO <i>NSPT</i> . ....	33
TABELA 2.8 – COEFICIENTE K. ....	34
TABELA 2.9 – COEFICIENTE A. ....	34
TABELA 2.10– VALORES DE E (MN/M <sup>2</sup> ) EM FUNÇÃO DE <i>NSPT</i> . ....	35
TABELA 2.11 – VALORES REPRESENTATIVOS DO COEFICIENTE DE POISSON. ....	35
TABELA 2.12 – PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARGILOSOS. ....	35
TABELA 2.13 – TENSÃO ADMISSÍVEL EM FUNDAÇÕES RASAS EM FUNÇÃO DO <i>NSPT</i> EM SAPATAS CORRIDAS. ....	36
TABELA 2.14 – MAGNITUDE DOS DESLOCAMENTOS NECESSÁRIOS À MOBILIZAÇÃO DOS ESTADOS DE PRESSÃO ATIVA E PRESSÃO PASSIVA. ....	37
TABELA 3.1 – PARÂMETROS DOS SOLOS E MECANISMOS DE RUPTURA. ....	63
TABELA 3.2 – TENSÃO ADMISSÍVEL DOS SOLOS. ....	63
TABELA 3.3 – CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS E PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE. ....	64
TABELA 3.4– DIMENSIONAMENTO DOS ASPECTOS GEOMÉTRICOS DAS PAREDES DIAFRAGMA. ....	66
TABELA 3.5– DETERMINAÇÃO DOS RECALQUES DA ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO. ....	72
TABELA 4.1– RECALQUES DAS SAPATAS CORRIDAS APÓS APLICAÇÃO DA CARGA. ....	73
TABELA 4.2– INCLINAÇÃO DAS SAPATAS CORRIDAS APÓS APLICAÇÃO DA CARGA. ....	74
TABELA 4.3– DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA BASE DAS SAPATAS. ....	78
TABELA 4.4– INCLINAÇÃO NA BASE DAS SAPATAS DEVIDO A ROTAÇÃO DA ESTRUTURA. ....	78

## LISTA DE SÍMBOLOS

$q_u$	Carregamento último
$c$	Coesão do solo
$\varphi$	Ângulo de atrito do solo
$c'$	Coesão corrigida do solo
$\varphi'$	Ângulo de atrito corrigido do solo
$q_{ult}$	Capacidade de carga última do solo
$q_{adm}$	Capacidade de carga admissível do solo
$FS$	Fator de segurança
$q$	Tensão efetiva
$\gamma$	Peso específico do solo
$D_f$	Profundidade de assentamento da sapata
$q_{adm (liquida)}$	Capacidade de carga admissível líquida
$B$	Largura da sapata
$s_c, s_q$ e $s_\gamma$	Fatores de forma
$N_c, N_q$ e $N_\gamma$	Fatores de capacidade de carga
$K_{p\gamma}$	Coefficiente de empuxo passivo de Terzaghi
$d_c, d_q, d_\gamma$	Fatores de profundidade
$i_c, i_q$ e $i_\gamma$	Fatores de inclinação
$g_c, g_q$ e $g_\gamma$	Fatores de inclinação da superfície do terreno
$b_c, b_q$ e $b_\gamma$	Fatores de inclinação da base da fundação
$w_f$	Recalque final
$w_i$	Recalque imediato
$w_t$	Recalque no tempo
$w_a$	Recalque por adensamento
$w_v$	Recalque devido a fenômenos viscosos (adensamento secundário)
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$E$	Módulo de Young ou Módulo de Elásticidade
$I_s$	Fator de forma e rigidez da sapata
$I_d$	Fator de profundidade/embutimento
$I_h$	Fator de espessura da camada compressível
$N$ ou $N_{spt}$	Índice de resistência a penetração do solo
$q_c$	Resistência de ponta (Resultante do ensaio CPT)
$H$	Altura da parede de contenção
$\delta a$	Deslocamento no topo da parede necessário para a mobilização do empuxo ativo
$\delta p$	Deslocamento no topo da parede necessário para a mobilização do empuxo passivo
$\sigma'_h$	Tensão efetiva horizontal
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$\sigma'_c$	Tensão de pré adensamento
$K_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$\sigma'_a$	Tensão ativa
$z$	Profundidade



$\sigma'_p$	Tensão passiva
$K_p$	Coefficiente de empuxo ativo
$h$	Profundidade de escavação
$d'$	Profundidade do ponto de rotação P
$d$	Comprimento da ficha
$d_m$	Profundidade abaixo da linha de escavação de uma parede de contenção em que a força cisalhante é nula e o momento é máximo

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b> .....	<b>3</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>4</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>6</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	<b>7</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	12
1.2 OBJETIVO GERAL E OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	13
1.2.1 Objetivo Geral .....	13
1.2.2 Objetivos Específicos .....	14
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>15</b>
2.1 PROPRIEDADES DOS SOLOS ARGILOSOS .....	15
2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS .....	16
2.2.1 Mecanismos de Ruptura em Solos .....	17
2.2.2 Capacidade de Carga de Fundações Superficiais .....	20
2.2.2.1 <i>Equações da Capacidade de Carga de Terzaghi</i> .....	21
2.2.2.2 <i>Equações da Capacidade de Carga de Meyerhof (1963)</i> .....	24
2.2.2.3 <i>Equações da Capacidade de Carga de Vésic (1975)</i> .....	27
2.2.3 Recalques em Fundações Superficiais .....	29
2.2.3.1 <i>Determinação dos Recalques pela Teoria da Elasticidade</i> .....	30
2.2.4 Determinação dos Parâmetros do Solo .....	32
2.3 EMPUXOS ATUANTES EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	37
2.3.1 Equilíbrio Elástico e Equilíbrio Plástico .....	38
2.3.2 Coeficiente de Empuxo no Repouso .....	39
2.3.3 Teoria de Rankine para Empuxo Ativo .....	41
2.3.4 Teoria de Tankine para Empuxo Passivo .....	44
2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	47
2.4.1 PAREDES DIAFRAGMA .....	50
2.4.2 Dimensionamento de Cortinas Autoportantes .....	53
2.4.2.1 <i>Método de Bowles</i> .....	53
2.4.2.2 <i>Método de Padfield e Mair</i> .....	55
2.4.3 Execução de Estruturas de Parede Diafragma .....	57
2.5 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	59
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>62</b>
3.1 REVISÃO DO OBJETIVO GERAL .....	62
3.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS .....	62
3.3 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DIAFRAGMA .....	65
3.4 CARACTERIZAÇÃO E IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS .....	66
3.4.1 Implementação da Primeira Fase .....	66
3.4.2 Implementação da Segunda Fase .....	70
3.4.3 Extração dos Resultados .....	71
3.5 PREVISÃO DOS RECALQUES .....	71
<b>4 RESULTADOS</b> .....	<b>73</b>
4.1 PRIMEIRA FASE DA SIMULAÇÃO .....	73
4.2 SEGUNDA FASE DA SIMULAÇÃO .....	77
<b>5 CONCLUSÃO</b> .....	<b>89</b>
5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	90

<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>96</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Escavações em áreas urbanas para a construção de pavimentos subsolo são práticas cada vez mais comuns, principalmente em regiões densamente habitadas. As estruturas de contenção, por sua vez, têm a função de estabilizar estas escavações, impedindo desmoronamentos de terra e permitindo que obras em subsolo sejam conduzida com segurança.

Estas estruturas merecem atenção especial por parte do engenheiro civil, tanto na fase de projeto quanto na execução. Por elas apresentarem grande interação com o solo e com as estruturas próximas, podem levar a danos que comprometem sua funcionalidade, ou em casos extremos, até mesmo a estabilidade destas estruturas.

A estabilidade das estruturas de contenção autoportantes é garantida em função das tensões desenvolvidas ao longo de sua altura, geradas pelas resultantes dos empuxos ativos e passivos mobilizados nesta região. Estes empuxos, por sua vez, são dependentes do carregamento vertical aplicado ao solo a ser contido, ao passo que, a capacidade de carga do solo depende do seu confinamento. Portanto existe uma interação entre as estruturas de contenção e estruturas de fundação próximas, pois estas estruturas alteram os níveis de tensão no solo.

Dispondo de ferramentas computacionais, esta complexa relação de interação entre as estruturas de fundação e de contenção pode ser simulada. A utilização de programas computacionais baseados no método dos elementos finitos permite que problemas complexos sejam implementados, e que possíveis problemas sejam previstos na situação modelada.

Este trabalho aborda uma situação hipotética bastante comum na prática da engenharia geotécnica, em que se pretende realizar uma escavação adjacente a um edifício já construído. Foram realizadas diversas análises com o objetivo de compreender como diferentes solos se comportam ao serem submetidos a esta situação com ênfase, principalmente, nos deslocamentos apresentados na base de uma sapata corrida próxima a escavação.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Escavações para a construção de subsolos estão se tornando bastante comuns devido ao aumento da concentração urbana e a utilização da máxima taxa de ocupação possível.

Inevitavelmente estas obras geram deslocamentos em estruturas próximas, são diversos os fatores que contribuem para estes deslocamentos, como:

- Perda de material;
- Variação no estado inicial de tensões;
- Rebaixamento do lençol freático; e
- Eventual adensamento de solos saturados.

Como esses efeitos alteram o perfil de tensões na massa de solo, mesmo fundações profundas estão sujeitas a patologias devido a escavações (MILITITSKY, 2015 *apud* FINNO, 1991; POULOS e CHEN, 1997; CLAYTON 2013).

Escavações em áreas urbanizadas requerem maiores cuidados, pois precisam minimizar os deslocamentos das estruturas próximas. Além disso, projetos errôneos podem gerar impactos nas obras já existentes e, em situações extremas, podem ocasionar sérios problemas de recalque e inclinação nas fundações. Por outro lado, podem causar estruturas de contenção superdimensionadas aumentando desnecessariamente os custos da obra.

Carvalho (2010) apresenta como exemplo, o caso do desabamento de um prédio de 13 andares em Xangai, em 27 de junho de 2009 (Figura 1.1). Constatou-se que trabalhadores da construtora executaram uma escavação com o objetivo de construir um parque de estacionamento subterrâneo, o volume de solo retirado de um lado da construção foi deslocado para o outro lado do prédio. As tensões no solo, geradas pelo aterro de um lado do edifício, somado ao alívio de tensões no outro lado devido à escavação, comprometeram as estacas de fundação.



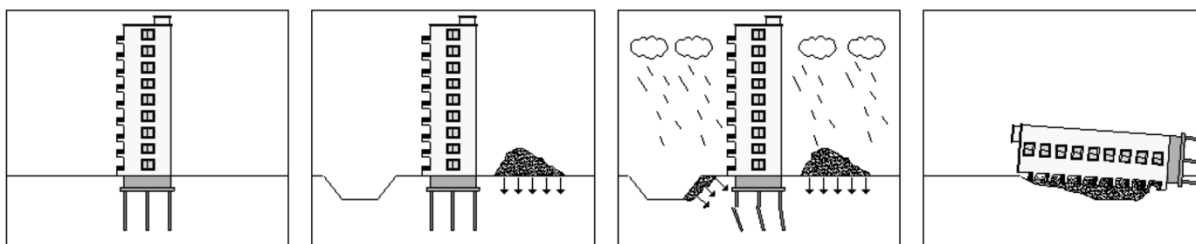
a)

b)

**Figura 1.1 - Imagens do desabamento do prédio em Xangai. a) Vista panorâmica e b) Danos às estacas**

Fonte: Carvalho (2010 *apud* FONCILLAS, 2009).

Fatores como a presença de chuva e enchentes do rio próximo ao local, tipo de solo, bem como a qualidade das fundações executadas também contribuíram para o acontecimento. A Figura 1.2 apresenta um esquema das causas do desabamento.



**Figura 1.2 - Imagens do desabamento do prédio em Xangai. Fonte: Modificado por Carvalho (2010 *apud* FONCILLAS, 2009).**

Este exemplo justifica a importância de estudos sobre escavações, estruturas de contenção e a interação destas obras com o seu entorno. Trata-se de um caso extremo, porém ilustra o impacto que estas escavações podem causar em uma obra.

## 1.2 OBJETIVO GERAL E OBJETIVOS ESPECÍFICOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar, através de análise numérica, os deslocamentos (recalques e inclinações) sofridos por uma sapata próxima a divisa de um terreno, em

consequência da execução de uma escavação estabilizada por parede diafragma em um terreno adjacente.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Descrever os fundamentos teóricos e métodos tradicionais de dimensionamento de sapatas e estruturas de contenção em balanço, que serão aplicados no dimensionamento geométrico das estruturas utilizadas no modelo;
- Comparar os recalques sofridos pela sapata antes da execução da escavação do terreno adjacente, apresentados por simulação em elementos finitos, com os recalques previstos pela teoria da elasticidade; e
- Verificar através dos resultados apresentados por simulação em elementos finitos, os deslocamentos da estrutura de fundação a cada etapa de escavação.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 PROPRIEDADES DOS SOLOS ARGILOSOS

Argilas são solos de granulometria muito fina, classificados pela NBR 6502:1995 – Rochas e solos, como constituídos por partículas menores do que 0,002 mm, e que apresentam características de coesão e plasticidade.

Bowles (1996) afirma que a diferença essencial entre argilas e siltes, visto que em alguns métodos de classificação a granulometria de ambos se sobrepõem, é que os minerais siltosos são inertes, ao contrário dos minerais argilosos. Argilas apresentam grande força atrativa entre suas partículas devido ao carregamento de íons a sua superfície.

Argilas apresentam grande afinidade por água, o que faz com que o fluxo de água que percola por este material apresente baixa velocidade. A presença ou não, de água em argilas, causa grandes variações em termos de volume e resistência. A absorção de água e a atração entre as partículas, coletivamente contribuem para a propriedade de coesão dos solos que contenham material argiloso (BOWLES, 1996).

Os argilominerais são formados por silicatos hidráulicos de alumínio, podem conter quantidades variáveis de ferro, magnésio, potássio, sódio, lítio, etc. São formados pela alteração de minerais primários de rochas ígneas e metamórficas, como por exemplo, feldspatos piroxênios e anfibólios, ou de rochas sedimentares, como o folhelho.

Um dos fatores mais importantes que influenciam o comportamento de solos ou rochas com materiais argilosos é a propriedade de expansibilidade dos argilominerais. Esta propriedade está associada a danos em obras de engenharia, causando degradações como trincas e rachaduras em construções, ruptura de aterros e taludes, destruição de obras de contenção, trincas e danos em pavimentos, desabamentos em túneis, etc (PEREIRA, 2004). Materiais expansivos possuem limites de liquidez elevados e alta plasticidade. Quando secos, são materiais duros, porém perdem facilmente sua resistência ao absorverem água (PRESA, 1984 apud PEREIRA, 2004).



Os argilominerais são constituintes importantes de solos, sedimentos e rochas sedimentares. Os sedimentos e as rochas sedimentares argilosas constituem, em escala mundial, cerca de 60% dos materiais geológicos da coluna estratigráfica e na sua composição os argilominerais participam com cerca de 75% (Gomes, 1986).

## 2.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Os solos apresentam comportamento elastoplástico, essa característica se relaciona com a capacidade de carga de um solo por meio das fases de recalque.

Assume-se que que uma sapata devidamente instrumentada, de largura  $B$ , seja assentada na superfície de um terreno e submetida a um carregamento  $Q$  crescente a partir de zero. Observa-se em uma primeira fase que os recalques ( $w$ ) serão, aproximadamente proporcionais à carga aplicada. Como ilustrado na Figura 2.1, esse comportamento caracteriza a fase elástica, em que os recalques são reversíveis (Fase I).

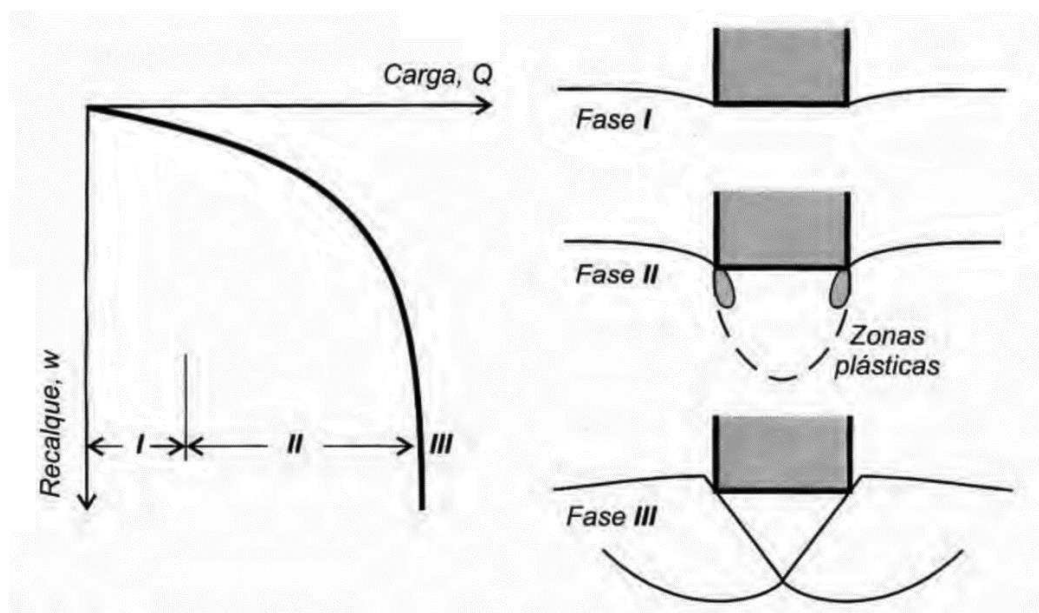


Figura 2.1 - Comportamento de uma sapata sob carga vertical  
Fonte: Kézdi (1970 apud VELLOSO, 2010).

Com o aumento da carga o solo inicia o processo de plastificação, esse processo se origina nas bordas da sapata e vai expandindo proporcionalmente ao aumento da carga. A fase II se caracteriza pelas deformações irreversíveis.

Se a carga chegar a um valor crítico, se inicia um processo de recalque contínuo em que a velocidade de recalque não diminui, mesmo que a carga se mantenha constante. Assim, a velocidade de recalque aumenta até que ocorra a ruptura do solo (Fase III). Atinge-se, então, a capacidade de carga na ruptura do solo correspondente, ou seja, a tensão que nele pode ser aplicada para que alcance o estado de ruptura (KÉZDI, 1970 apud VELLOSO, 2010).

### 2.2.1 Mecanismos de Ruptura em Solos

Uma sapata de largura  $B$ , devidamente instrumentada, que receba um carregamento crescente em função do tempo eventualmente estará sujeita a um carregamento último ( $q_u$ ), em que ocorrerá a ruptura do solo (Figura 2. 2). Os mecanismos de ruptura caracterizam o comportamento do solo na ruptura.

No primeiro tipo a ruptura ocorre de forma brusca (Figura 2.2a). A curva tensão x recalque forma um pico ( $q_u$ ) ocorrendo uma transição após a qual a curva termina em uma tangente vertical. A ruptura é dita generalizada, ocorre em solos mais rígidos, como areias compactas, areias muito compactas, argilas rijas e argilas duras (VELLOSO, 2010).

No segundo tipo não ocorre o rompimento brusco e a curva tensão x recalque não apresenta um valor de pico (Figura 2.2b). Porém, a curva apresenta maiores níveis de recalque com cargas menores. A ruptura é dita localizada, ocorre em solos mais deformáveis como em areias fofas, argilas médias e argilas moles (VELLOSO, 2010).

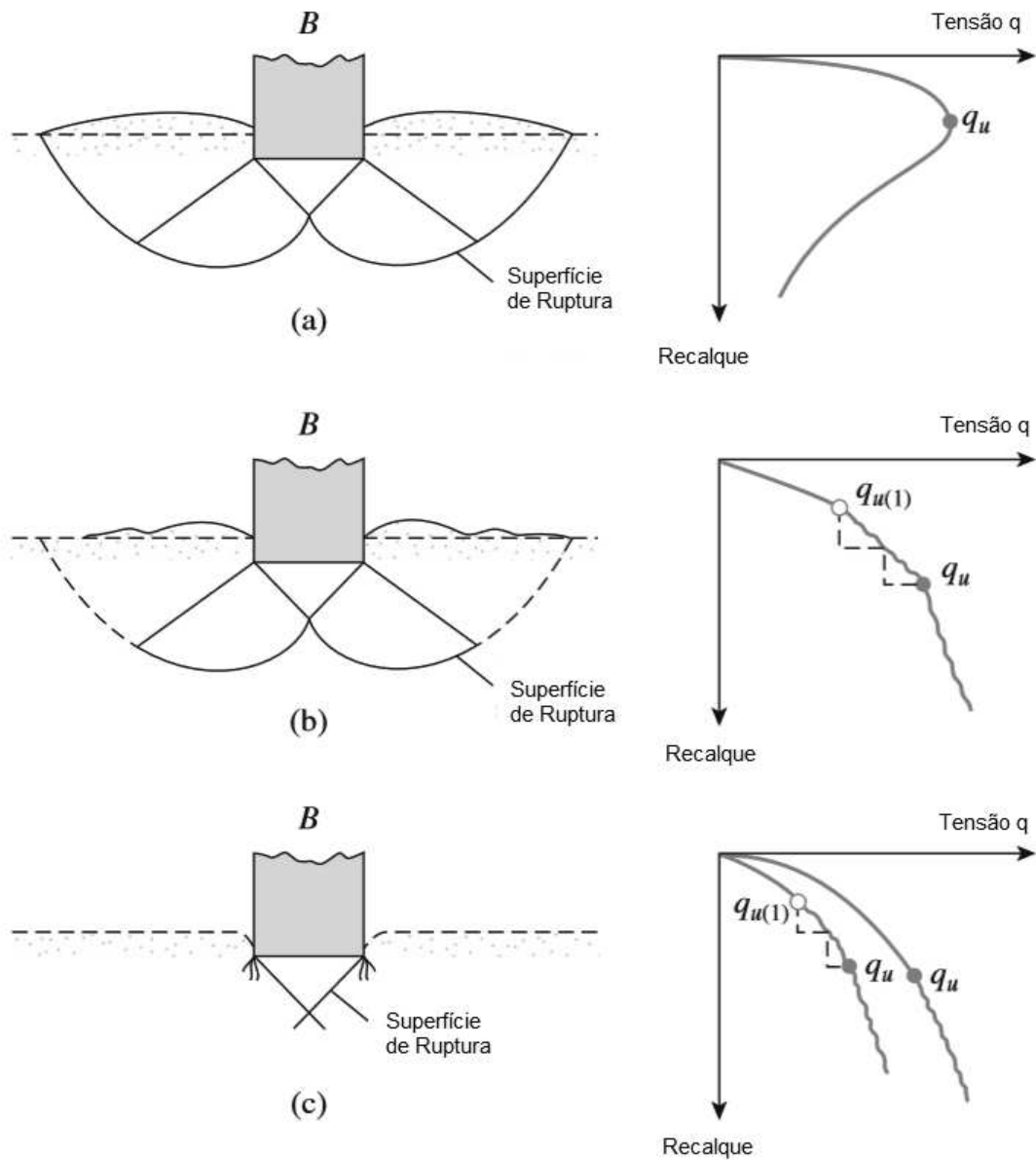


Figura 2.2 - Caracterização dos tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada, (c) por punção.  
 Fonte: Adaptado de Vesic (1963 apud DAS, 2011).

Terzaghi (1943) foi o primeiro autor a reconhecer estas duas formas de ruptura, este pesquisador propôs para o segundo caso uma correção dos parâmetros de coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\varphi$ ), de forma a considerar a perda em capacidade de carga que esta situação apresenta. Os parâmetros corrigidos assumem a forma apresentada nas Equações 1 e 2.

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (1)$$

onde:

$c'$  = Coesão corrigida do solo

$c$  = Coesão do solo

e

$$\tan \varphi' = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (2)$$

onde:

$\varphi'$  = Ângulo de atrito corrigido do solo

$\varphi$  = Ângulo de atrito do solo

Vesic (1963) identificou também um terceiro tipo de ruptura, na qual a superfície de ruptura não se forma até a superfície do terreno, como nos outros mecanismos. Em outras palavras, a medida que aumenta o carregamento, ocorre um recalque por adensamento na região imediatamente abaixo da fundação, devido ao cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. Isso faz com que o solo na vizinhança da sapata não tenha participação na capacidade de carga da mesma (VELLOSO, 2010). Este tipo de ruptura é conhecido como ruptura por ruptura por puncionamento (Figura 2.2c).

Vesic (1975, apud CINTRA, 2011) apresenta uma proposta alternativa à de Terzaghi (1945) para calcular a capacidade de carga em solos sujeitos a ruptura do tipo geral. Consiste em introduzir fatores de capacidade de carga e fatores de forma nas três parcelas da equação da capacidade de carga (ver item 2.2.2).

Para Terzaghi (1945, apud CINTRA, 2011) ocorre uma transição brusca entre o comportamento de solos rígidos e de solos não rígidos, o que explica a simplicidade de seu método para considerar a redução dos parâmetros de resistência. Cintra (2011) recomenda que estes solos sejam calculados pela mesma equação de Vesic porém com os parâmetros reduzidos de resistência (Equações 1 e 2) apresentados por Terzaghi (1945).

Cintra (2011) também propõe que a capacidade de carga de solos sujeitos a ruptura localizada, seja calculada para os dois casos acima e que seja considerado o valor médio entre os dois resultados.

Cintra (2011) propõe o uso de um diagrama para determinar o mecanismo de ruptura, permitindo que, conhecidos os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, seja possível prever se a ruptura ocorrerá por puncionamento, ruptura local ou ruptura geral. O diagrama é apresentado na Figura 2.3.

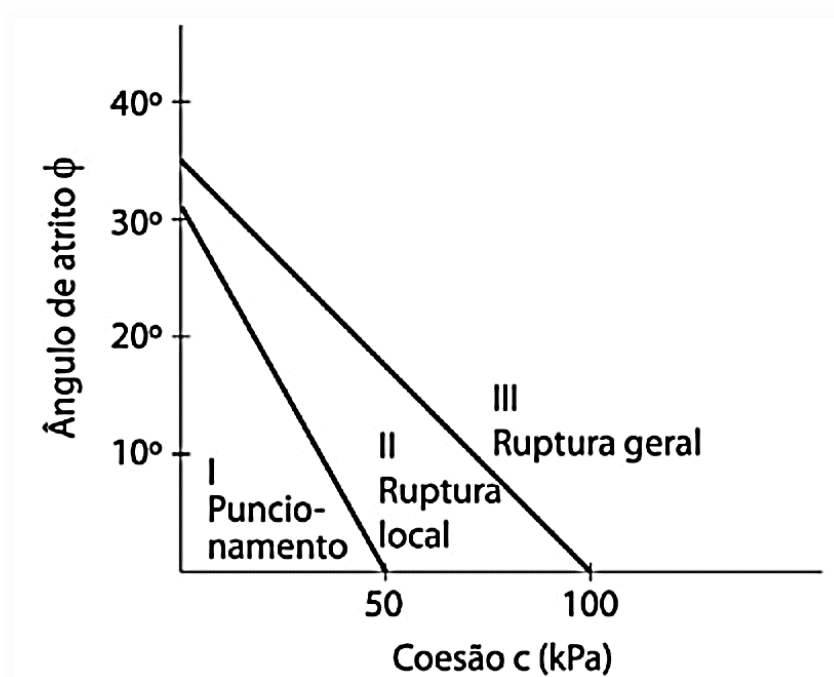


Figura 2.3 - Diagrama de determinação do modo de ruptura em função de  $\phi$  e  $c$ .  
Fonte: Cintra (2011).

### 2.2.2 Capacidade de Carga de Fundações Superficiais

Do ponto de vista da engenharia geotécnica, o solo deve ser capaz de suportar as cargas que nele são descarregadas, garantindo-se a segurança contra a ruptura por cisalhamento e contra recalques excessivos. Deste modo, em projetos de fundação é crucial que se quantifique os esforços que um solo suporta e o recalque ao qual ele estará sujeito.

Os métodos tradicionais para cálculo da capacidade de solos têm por finalidade a determinação da capacidade de carga última ( $q_{ult}$ ) do solo, ou seja, o carregamento em que resultará no rompimento do solo por cisalhamento, e como consequência, pode levar a estrutura à ruína. De modo a evitar que este carregamento último seja atingido, emprega-se em obras de engenharia um fator de segurança que minore a resistência do solo. O carregamento resultante é chamado de capacidade de carga admissível do solo ( $q_{adm}$ ) (DAS, 2007), e é expresso por:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3)$$

onde:

$q_{adm}$  = Capacidade de carga admissível bruta do solo

$q_{ult}$  = Capacidade de carga última do solo

$FS$  = Fator de segurança

A Tabela 2.1 apresenta os fatores de segurança impostos pela norma brasileira para projetos de fundações.

**Tabela 2.1 – Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão em fundações superficiais.**

Métodos para a determinação da resistência última	Coeficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi-empíricos*	Valor proposto no próprio processo, e no mínimo 2,15	Valor proposto no próprio processo, e no mínimo 3,00
Analíticos**	2,15	3,00
Semi-empíricos ou analíticos** acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00
* Atendendo ao domínio de validade para o terreno local		
** Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno		

Fonte: NBR 6122 (2010).

### 2.2.2.1 Equações da Capacidade de Carga de Terzaghi

Terzaghi foi um dos primeiros autores a propor um conjunto de equações para a determinação da capacidade de carga de fundações rasas. Bowles (1996) afirma que as equações deste autor foram desenvolvidas a partir de modificações na teoria de capacidade de carga de Prandtl (1920), o qual usou a teoria da plasticidade para analisar o puncionamento de bases rígidas em solos moles.

Terzaghi considera duas hipóteses básicas. Fundação rasa, é aquela em que a profundidade de assentamento ( $D_f$ ), seja igual ou inferior a largura ( $B$ ), deste modo

a resistência do solo ao cisalhamento na região acima da base da sapata pode ser desprezada (DAS, 2011). O peso acima da base da sapata pode ser substituído por uma sobrecarga uniforme relativa a tensão efetiva na base da sapata ( $q$ ), expressa por:

$$q = \gamma D_f \quad (4)$$

onde:

$q$  = Tensão efetiva na base da sapata;

$\gamma$  = Peso específico do solo; e

$D_f$  = Profundidade de assentamento da sapata.

Pode-se descontar da capacidade de carga bruta do solo, o peso da própria estrutura da sapata, de modo a trabalhar com um valor de carga que pode ser efetivamente descarregada à sapata. Esta capacidade de carga líquida é expressa por:

$$q_{adm (liquida)} = \frac{q_{ult} - q}{FS} \quad (5)$$

onde:

$q_{adm (liquida)}$  = Capacidade de carga admissível líquida do solo

A Figura 2.4 apresenta a superfície de ruptura assumida por Terzaghi (1943) para a ruptura de solos por cisalhamento. A teoria consiste em determinar a capacidade de carga última de uma fundação rasa, rígida, áspera e contínua (sapata corrida), de largura  $B$ , suportada por solo homogêneo, se estendendo a grande profundidade (DAS, 2011).

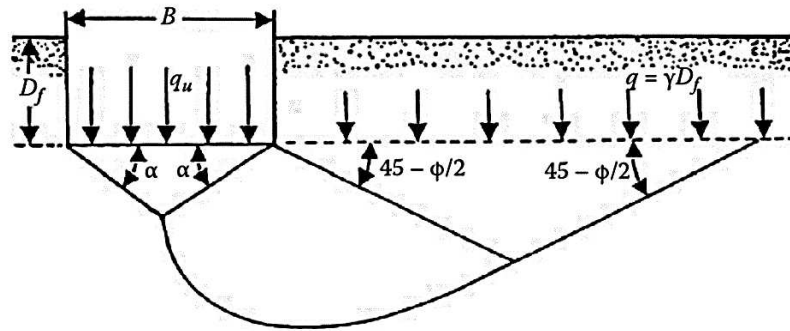


Figura 2.4 - Superfície de ruptura assumida por Terzaghi (1943).  
Fonte: Das (2011).

Através do equilíbrio de esforços na iminência da ruptura, Terzaghi (1943) chegou ao seguinte conjunto de equações:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (6)$$

Os termos  $s_c$  e  $s_\gamma$ , são fatores de ajuste da equação da capacidade de carga em função da forma do elemento de fundação (Tabela 2.2).

**Tabela 2.2 – Fatores de forma para a equação de Terzaghi.**

Fator forma / Forma	Contínua	Redonda	Quadrada
$s_c$	1,0	1,3	1,3
$s_\gamma$	1,0	0,6	0,8

Fonte: Bowles (1996).

Já os termos  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ , são os chamados fatores de capacidade de carga. São fatores que ajustam a contribuição da coesão, da sobrecarga e do peso específico, respectivamente, para a capacidade de carga última do solo. A Tabela 2.3 apresenta de forma resumida estes fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo. Os fatores de capacidade de carga de Terzaghi (1943) são expressos segundo Bowles (1996) como:

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (7)$$

$$a = e^{\left( 0,75 - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi} \quad (8)$$



$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (9)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \quad (10)$$

**Tabela 2.3 – Fatores de capacidade de carga pelas equações de Terzaghi.**

$\varphi$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5,0
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
34	52,6	36,5	36,0
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	297,5
48	258,3	287,9	780,1
50	347,5	415,1	1153,2

Fonte: Bowles (1996).

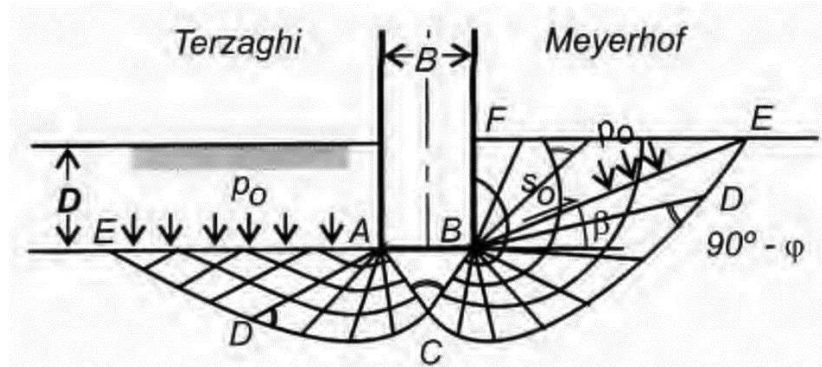
Segundo Bowles (1996), Terzaghi nunca explicou detalhadamente como obteve os valores de coeficiente de empuxo passivo ( $K_{p\gamma}$ ), para o cálculo do fator de capacidade  $N_\gamma$ . Ele apresentou, porém, uma curva em escala para a determinação do  $N_\gamma$  em função do ângulo de atrito.

#### 2.2.2.2 Equações da Capacidade de Carga de Meyerhof (1963)

A equação de capacidade carga proposta por Meyerhof (1963) é semelhante àquela de Terzaghi (1943), entre as diferenças está a adição de um fator de forma ( $s_q$ ), de fatores de profundidade de assentamento e de fatores de inclinação da carga, caso aplicáveis (BOWLES, 1996).

A teoria de Meyerhof (1951, 1963) pode ser considerada um aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi. A superfície de ruptura por ele assumida avança para acima da profundidade de assentamento da base da sapata, desta forma Meyerhof não

despreza a resistência ao cisalhamento desta região (VELLOSO, 2004). Uma comparação dos modelos de Terzaghi e Meyerhof é apresentada na Figura 2.5.



**Figura 2.5 - Comparação entre as superfícies de ruptura assumidas por Meyerhof (1973) e Terzaghi (1943).**  
Fonte: Velloso (2004).

O conjunto de equações para determinação da capacidade de carga através do método de Meyerhof (1963) é expresso por:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (11)$$

Os fatores de profundidade  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  são expressos por:

$$d_c = 1 + 0.2 \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \frac{D_f}{B} \quad (12)$$

para  $\varphi > 10^\circ$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \frac{D_f}{B} \quad (13)$$

para  $\varphi = 0^\circ$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (14)$$

Os fatores de forma são dados por:

$$s_c = 1 + 0.2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \frac{B}{L} \quad (15)$$

para  $\varphi > 10^\circ$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \frac{B}{L} \quad (16)$$

para  $\varphi = 0^\circ$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (17)$$

Os fatores de inclinação são expressos por:

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 \quad (18)$$

para  $\varphi > 0^\circ$ :

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad (19)$$

para  $\varphi = 0^\circ$  e  $\theta > 0^\circ$ :

$$i_\gamma = 0 \quad (20)$$

Os fatores de capacidade de carga de Meyerhof (1963) são expressos por:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (21)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (22)$$

e

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \quad (23)$$

Segundo Bowles (1996), os resultados de  $q_{ult}$  para as equações de Meyerhof não diferem em muito dos resultados obtidos através das equações de Terzaghi em

situações onde  $D_f < B$ , esta diferença, porém, se torna mais pronunciada para maiores razões de  $D_f/B$ .

### 2.2.2.3 Equações da Capacidade de Carga de Vésic (1975)

Velloso (2004) comenta a importância das contribuições de Vesic (1965, 1969, 1973, 1975) para o cálculo da capacidade de carga, sendo que, para fundações superficiais, seus estudos estão resumidos em seu trabalho de 1975.

Bowles (1996) cita que o procedimento de Vesic (1973, 1975) baseia-se no método de Hansen (1961) com mudanças pontuais, sendo sua equação da capacidade de carga de fundações superficiais expressa por:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (24)$$

Os fatores de capacidade de carga  $N_q$  e  $N_c$  são os mesmos dados por Meyerhof (1975), e apresentados nas Equações 21 e 22, respectivamente. O fator  $N_\gamma$ , porém, é diferente e dado pela expressão:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \theta \quad (25)$$

Os fatores de profundidade  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  são expressos por por:

$$d_c = 1 + 0.4K \quad (26)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 K \quad (27)$$

e

$$d_\gamma = 1.0 \quad (28)$$

sendo que, para  $D/B \leq 1$ :

$$K = D/B \quad (29)$$

Para  $D/B > 1$ :

$$K = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right) \quad (30)$$

sendo  $K$ , dado em radianos.

para a situação em que  $\theta = 0$ :

$$d_c = 0.4K \quad (31)$$

Em caso de sapatas retangulares, os fatores de forma de Vesic são expressos por:

$$s_c = 1.0 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad (32)$$

$$s_q = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \theta \quad (33)$$

$$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6 \quad (34)$$

Já para para sapatas corridas, utiliza-se:

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1.0 \quad (35)$$

Outros fatores a serem considerados, quando necessários, são:

- $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  são fatores de inclinação da carga;
- $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  são fatores de inclinação da superfície (apoiado em terreno inclinado); e
- $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$  são fatores de inclinação da base.

### 2.2.3 Recalques em Fundações Superficiais

Determinados tipos de solos estão sujeitos a grandes níveis de deformações e, mesmo quando não oferecem risco de ruína estrutural podem comprometer seu desempenho gerando patologias à estrutura. Recalques em estruturas de fundação sempre irão ocorrer, cabe ao engenheiro fixar o nível de recalque aceitável em função da estrutura a ser suportada, ou seja, a estrutura deve ser também verificada quanto ao estado limite de serviço (ELS) definido pela NBR 6122 (2010).

Cintra (2003) cita que devido a esta inevitabilidade da ocorrência de recalques, toda consideração de apoio fixo para pilares, adotada para o cálculo estrutural, não passa de mera ficção.

Os recalques sofridos por uma estrutura de fundação são processados, em parte, imediatamente após a aplicação da carga e, em parte, com o decorrer do tempo (VELLOSO, 2004). Deste modo o recalque final, ou total, será dado pela equação:

$$w_f = w_i + w_t \quad (36)$$

onde:

$w_f$  = Recalque final

$w_i$  = Recalque imediato

$w_t$  = Recalque no tempo

Segundo o mesmo autor, o recalque no tempo ocorre devido ao adensamento que ocorre em consequência da expulsão de água dos vazios do solo, que por sua vez, ocorre em decorrência ao aumento das tensões no maciço de solo. Fenômenos viscosos (*creep*) também contribuem para o recalque no tempo. Assim:

$$w_t = w_a + w_v \quad (37)$$

onde:

$w_a$  = Recalque por adensamento

$w_v$  = Recalque devido a fenômenos viscosos (adensamento secundário)

### 2.2.3.1 Determinação dos Recalques pela Teoria da Elasticidade

Segundo Velloso (2011), a teoria da elasticidade permite inúmeras soluções para cálculos de recalques. Para o caso de recalque de uma sapata submetida a carga centrada, por exemplo, o deslocamento pode ser previsto por:

$$w = q B \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (38)$$

onde:

$q$  = Pressão média aplicada

$B$  = Menor dimensão da sapata

$\nu$  = Coeficiente de Poisson

$E$  = Módulo de Young

$I_s$  = Fator de forma e rigidez da sapata

$I_d$  = Fator de profundidade/embutimento

$I_h$  = Fator de espessura da camada compressível

Fatores de forma para carregamentos de superfície ( $I_d = 1$ ), para um meio ao qual se possa considerar espessura “infinita” são apresentados na Tabela 2.4.

**Tabela 2.4– Fatores de forma  $I_s$  para carregamentos na superfície ( $I_d = 1$ ) de um meio de espessura infinita.**

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo (L/B)				
1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Fonte: Perloff (1975 apud VELLOSO, 2011).

Velloso (2011) comenta que fatores de embutimento se devem mais à possibilidade de encontrar materiais de diferentes propriedades do que pelo efeito geométrico previsto nas soluções da Teoria da Elasticidade. Segundo Lopes (1979 apud VELLOSO, 2004) é recomendável desprezar este fator. Fatores de forma e fatores de espessura da camada compressível ( $I_s I_h$ ), considerando-se carregamento na superfície ( $I_d = 1,0$ ), são apresentados na Tabela 2.5.

**Tabela 2.5 – Fatores de forma  $I_s I_h$  para carregamentos na superfície ( $I_d = 1$ ) de um meio de espessura finita.**

h/a	Círculo	Retângulo						
		m = 1	m = 2	m = 3	m = 5	m = 7	m = 10	m = ∞
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,964	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

h = espessura do meio; a = B/2; m = L/B

Fonte: Harr (1966 apud VELLOSO, 2011).

A teoria da elasticidade é mais comumente empregada para a previsão de recalques em meio homogêneo. Porém, ela pode ser também empregada para meios heterogêneos por meio do “artifício de Steinbrenner”, que assume que o recalque na superfície de um meio estratificado pode ser obtido pela soma das parcelas de recalque das camadas, cada qual sendo calculada pelos seus respectivos parâmetros (VELLOSO, 2011).

Na literatura inglesa e norte americana, a teoria da elasticidade é limitada ao cálculo de recalques ( $w_i$ ) não drenados, calculados com módulos de elasticidade ( $E$ ) e coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) de solos saturados, na literatura alemã e francesa não se assume tal limitação, sendo possível o cálculo dos recalques finais ( $w_f$ ) através dos parâmetros de solos drenados, neste caso a diferença obtida no cálculo com parâmetros drenados e não drenados pode ser atribuída ao recalque por adensamento ( $w_a$ ) (VELLOSO, 2011).



#### 2.2.4 Determinação dos Parâmetros do Solo

A resistência de um solo pode ser expressa pelo critério de Mohr-Coulomb, que é função dos parâmetros de coesão, ângulo de atrito interno e tensão normal no plano de cisalhamento (HACHICH, 1998).

A coesão de um solo é a força de atração existente entre a superfície de contato das partículas, que pode apresentar-se na forma real ou aparente. A coesão real é resultado do efeito de agentes cimentantes, como teor de óxidos e de argilas silicatadas (MULLINS et al., 1990 apud SILVA, 2007) e, também, como resultado de efeitos eletrostáticos que provocam atração entre as partículas de solo (MITCHELL, 1976 apud SILVA, 2007). Já a coesão aparente, apresentada por solos parcialmente saturados, surge em decorrência da tensão superficial da água que permeia os capilares formados pelas partículas finas de solo, tendendo a aproximá-las entre si. Nestes solos parcialmente saturados, a coesão aparente constitui uma parcela da resistência ao cisalhamento (FREDLUND e RAHARDJO, 1993 apud SILVA, 2007).

O ângulo de atrito interno se origina das características friccionais entre as partículas de solo. Pode ser definido como o ângulo máximo que uma força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura. O ângulo de atrito dos solos depende de fatores como, grau de compactação, percentagem e tipo de argila, tamanho e forma dos grãos de areia do solo (PINTO, 2000 apud SILVA 2007). A Tabela 2.6, apresentada por Schnaid (2012) fornece valores típicos de ângulo de atrito interno efetivo de algumas argilas brasileiras.

**Tabela 2.6 – Ângulo de atrito interno de argilas brasileiras.**

Local	Ângulo de atrito (°)	Referência
Porto Alegre, RS	18,3 - 27,9	SOARES (1997)
Rio Grande, RS	23 - 29	DIAS & BASTOS (1994)
Vale do Rio Quilombo, SP	19,5 - 31,6	ARABE (1995)
Vale do Rio Moji, SP	18 - 28	ARABE (1995)
Recife, PE	23 - 26	COUTINHO, OLIVEIRA E DANZIGER (1993)
João Pessoa, PB	18 - 21	CAVALCANTE (2002)
Sergipe	26 - 30	BRUGGER (1996)
Botafogo, RJ	20 - 24	LINS (1980)
Três Forquilhas, RS	33 - 34	BERTUOL (2009)

Fonte: Schnaid (2012).

Quando ensaios de laboratório não estão disponíveis, os parâmetros do solo podem ser estimados através de correlações com ensaios de campo (CINTRA, 2011). O ensaio de campo *Standard Penetration Test* (SPT) é amplamente utilizado em praticamente todo o mundo, sua popularidade se dá pela simplicidade, economia e a possibilidade de retirada de amostras de solo profundo para reconhecimento tátil-visual (SCHNAID, 2012).

Este ensaio fornece o índice de resistência à penetração  $N$  ou  $N_{spt}$ , cuja determinação se dá pelo número de golpes necessários para a cravação de um amostrador padrão em uma profundidade de 30 cm, após a cravação de 15 cm iniciais não contabilizados. Os golpes são realizados por meio de um martelo padronizado, levantado por uma corda de sisal a uma altura também padronizada (NBR 6484, 2001).

Vários estudos foram realizados para a aplicação dos resultados do ensaio de SPT, seja de forma direta ou indireta. Aplicações diretas consistem em correlações empíricas da capacidade de carga do solo a partir do  $N_{spt}$ , quanto às aplicações indiretas, consistem em correlações do  $N_{spt}$  com parâmetros do solo, de modo que possam ser utilizados com as equações racionais (SCHNAID, 2000).

A classificação dos solos a partir do ensaio SPT é realizada pela combinação do reconhecimento tátil-visual com o resultado do índice de resistência apresentado pelo solo. A Tabela 2.7 apresenta a classificação de argilas a partir do índice de resistência a penetração recomendada pela NBR 6484, sem qualquer correção em função da energia de cravação.

**Tabela 2.7 – Classificação de argilas em função do  $N_{spt}$ .**

Índice de resistência a penetração	Designação
$\leq 2$	Muito mole
3 – 5	Mole
6 – 10	Média
11 – 19	Rija
$> 19$	Dura

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (2001).

O módulo de elasticidade dos solos pode ser estimado a partir de correlações com outro ensaio de campo, o *Cone Penetration Test* (CPT), ensaio que fornece como resultado a resistência de ponta ( $q_c$ ). A resistência de ponta pode ser correlacionada

com o ensaio SPT através do coeficiente  $K$ . Estas correlações, fornecidas por Teixeira & Godoy (1996 apud CINTRA 2003) estão apresentadas nas Equações 39 e 40.

$$E_s = \alpha q_c \quad (39)$$

sendo:

$$q_c = KN_{spt} \quad (40)$$

Os coeficientes empíricos  $\alpha$  e  $K$ , são apresentados nas Tabelas 2.8 e 2.9, determinados a partir da classificação do solo.

**Tabela 2.8 – Coeficiente K.**

Solo	$K$ (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte arenoso	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

**Fonte: Teixeira & Godoy (1996, apud CINTRA, 2003).**

**Tabela 2.9 – Coeficiente  $\alpha$ .**

Solo	Coeficiente $\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

**Fonte: Teixeira & Godoy (1996, apud CINTRA, 2003).**

A Tabela 2.10 apresenta a proposta de Décourt (1995 apud HACHICH, 1998) para a determinação do módulo de elasticidade dos solos, em função do tipo de solo e do  $N_{spt}$ . Estes valores são válidos para para sapatas quadradas, com recalques na ordem de 1% de seu lado ( $s/B = 1\%$ ).

**Tabela 2.10– Valores de  $E$  (MN/m<sup>2</sup>) em função de  $N_{spt}$ .**

Tipo de solo	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )
Areias	$3,50 N_{spt}$
Solos Intermediários	$3,00 N_{spt}$
Argilas saturadas	$2,50 N_{spt}$

Fonte: Décourt (1995 apud HACHICH, 1998).

Outro parâmetro importante para análises de deformações em maciços de solo é o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que também dependem do tipo de solo. Os coeficientes de Poisson de solos argilosos dependem especialmente do estado de saturação em que se encontram (Tabela 2.11).

**Tabela 2.11 – Valores representativos do coeficiente de Poisson.**

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3
Argila arenosa	0,2 - 0,3
Silte	0,3 - 0,35
Areia (Gravilha)	-0,1 - 1,0
Areia (usual)	0,3 - 0,4
Rocha	0,1 - 0,4
Loesse	0,1 - 0,3
Gelo	0,36
Concreto	0,15
Aço	0,33

Fonte: Bowles (1996).

O peso específico varia em função da consistência da argila, que por sua vez, é função do  $N_{spt}$ , Godoy (1972, apud CINTRA, 2003) sugere os valores apresentados na Tabela 2.12 para peso específico de solos argilosos.

**Tabela 2.12 – Peso específico de solos argilosos.**

Índice de resistência a penetração	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
$\leq 2$	13
3 – 5	15
6 – 10	17
11 – 19	19
$> 19$	21

Fonte: Godoy (1972, apud CINTRA, 2003).

Especial cuidado deve ser tomado ao utilizar correlações para parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito). Estes parâmetros são dependentes das condições de carregamento, que pode ser drenado (lento) ou não drenado (rápido). O pior caso é a condição não drenada, visto que a capacidade de carga tende a aumentar com a diminuição da pressão neutra (CINTRA, 2011). Por este motivo é habitual o cálculo da capacidade apenas com os valores não drenados de coesão.

Para estudos preliminares, Teixeira & GI (1996, apud CINTRA 2011) sugerem a seguinte correlação com o  $N_{spt}$ .

$$c = 10 N_{spt} \text{ (kPa)} \quad (41)$$

Para argilas saturadas Décourt (1989, apud HACHICH 1998) sugere:

$$c = 12,5 N_{spt} \text{ (kPa)} \quad (42)$$

A tensão admissível pode ser estimada através de correlações com o  $N_{spt}$ . Porém, essa prática deve ser utilizada com cautela devido ao caráter empírico e generalista adotado nestas estimativas. De modo geral, permitem avaliar a magnitude das tensões admissíveis a nível de anteprojeto. Schnaid (2012) fornece valores de referência da capacidade de carga admissível em solos argilosos brasileiros em função de sua consistência e de dimensões específicas (Tabela 2.13).

**Tabela 2.13 – Tensão admissível em fundações rasas em função do  $N_{spt}$  em sapatas corridas.**

Consistência	$N_{spt}$	Provável Tensão Admissível (Kpa)		
		B = 0,75 m	B = 1,5 m	B = 3,0 m
Dura	> 30	500	450	400
Muito Rija	15 a 30	250 a 500	200 a 450	150 a 400
Rija	8 a 15	125 a 250	100 a 200	75 a 150
Média	4 a 8	75 a 125	50 a	25 a 75
Mole	2 a 4	25 a 75	< 50	-
Muito mole	< 2		A estudar	

Fonte: Militisky & Schnaid (1995).

## 2.3 EMPUXOS ATUANTES EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Bowles (1996) afirma que a pressão lateral de terra, ou empuxo de terra, é um elemento significativo no dimensionamento de grande parte dos problemas de engenharia de fundações. Como exemplos o autor cita muros de contenção, ação de grãos em paredes de silo e escavações de túneis, tanto em rocha, quanto em solos.

Segundo Moliterno (1980), empuxos de terra podem ser definidos como esforços exercidos pela terra contra uma estrutura. O empuxo pode ser ativo ou passivo. Empuxos passivos surgem quando o esforço é exercido pela estrutura contra o solo, já empuxos ativos ocorrem quando o esforço é exercido pela terra contra a estrutura.

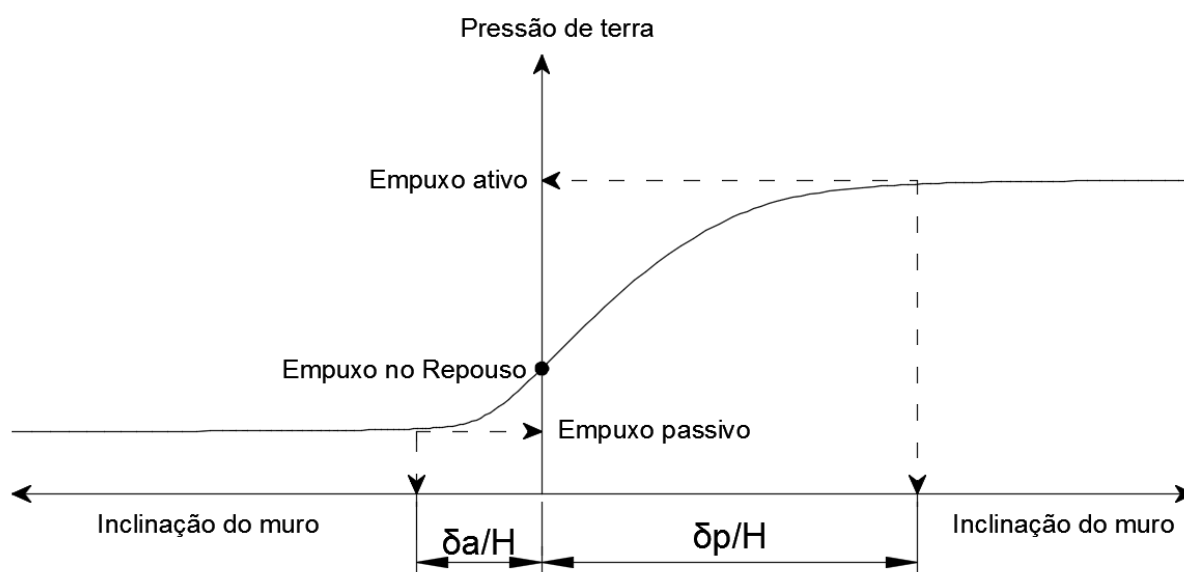
Quando o solo e a estrutura interagem sem desenvolver deslocamentos significativos, a tensão exercida pelo solo sobre a estrutura deve ser analisada considerando o empuxo de solo no repouso (DAS, 2007).

Consideremos um muro de contenção de altura  $H$  que esteja inicialmente trabalhando em repouso. Caso este muro seja deslocado em direção ao solo, eventualmente mobilizará um empuxo passivo a este solo. Caso o solo gere esforços a este muro que ocasionem seu deslocamento, eventualmente este solo mobilizará um empuxo ativo. A Figura 2.6 apresenta a natureza da variação da pressão lateral de terra com a inclinação deste muro. O eixo horizontal do gráfico representa a inclinação do muro, calculada através da razão entre a altura do muro e o deslocamento horizontal no topo do mesmo. A Tabela 2.14 apresenta a magnitude dos deslocamentos necessários à mobilização dos estados de pressão ativa e passiva.

**Tabela 2.14 – Magnitude dos deslocamentos necessários à mobilização dos estados de pressão ativa e pressão passiva.**

Tipo de Solo	$\delta a/H$	$\delta p/H$
Areia fofa	0,001 - 0,002	0,01
Areia compacta	0,0005 - 0,001	0,005
Argila mole	0,02	0,04
Argila rija	0,01	0,02

Fonte: Das (2007).

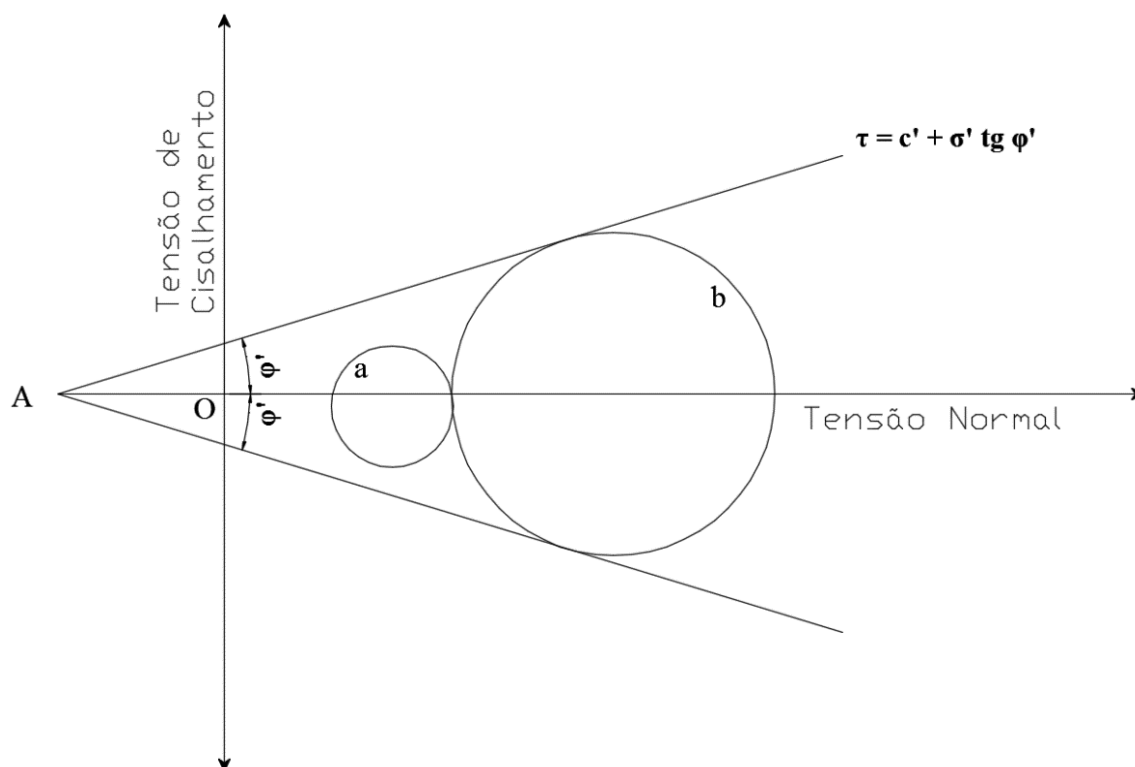


**Figura 2.6 – Variação das pressões de terra em função da magnitude dos deslocamentos.**  
**Fonte: Adaptado de Das (2007).**

### 2.3.1 Equilíbrio Elástico e Equilíbrio Plástico

As tensões atuantes a um meio qualquer são responsáveis por deformações. No caso de solos ocorre um rearranjo das partículas em resposta a estas tensões. Tensões normais geram esforços de compressão na massa de solo, diminuindo seu volume e seu índice de vazios, sem alterar significativamente sua forma (deformação é responsável pelos recalques). Tensões de cisalhamento, por outro lado, geram deformações por escoamento plástico, ou seja, com alteração significativa da forma do maciço, podendo levar o solo a ruptura se ultrapassada a resistência ao cisalhamento do material (CAPUTO, 1996).

O estado de tensões em uma massa de solo pode ser representado por um diagrama de Mohr (Figura 2.7). Em um diagrama de Mohr, todo círculo de tensões que não toca a envoltória de ruptura representa um solo em estado de equilíbrio elástico (Figura 2.7a). Já um material cujo círculo de Mohr esteja na iminência da ruptura apresenta-se em estado plástico (Figura 2.7b) (CAPUTO 1996).



**Figura 2.7 - Estados de tensão em uma massa de solo: a) solo em equilíbrio elástico; b) solo em equilíbrio plástico.**

Fonte: Adaptado de Das (2007).

Terzaghi (1943) relata que o termo “Equilíbrio elástico” não implica em uma relação definitiva entre tensão e deformação, apenas que um incremento infinitesimal nas diferenças das tensões principais, produz um incremento infinitesimal na deformação do solo. Por outro lado, se o círculo de Mohr toca a envoltória de ruptura, um incremento infinitesimal nas diferenças de tensão provocará um aumento contínuo nas deformações. Este fenômeno constitui o escoamento plástico, que é precedido por um estado de equilíbrio plástico.

### 2.3.2 Coeficiente de Empuxo no Repouso

Empuxos de solo podem ser classificados em três estados, estado ativo, estado passivo e estado de repouso conforme a interação entre solo e estrutura: Especificamente em um solo em repouso, a carga vertical no solo não é suficiente para mobilizar significativamente a estrutura de contenção (Figura 2.8).



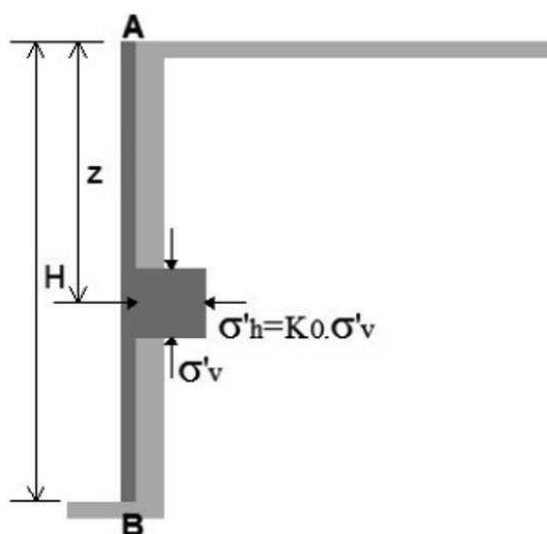


Figura 2.8 - Empuxo lateral no repouso.  
Fonte: Gurgel (2012 adaptado de DAS, 2007).

Quando solo e estrutura estão estáticos, estes se encontram em estado de repouso ou de equilíbrio estático. A tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) pode ser denominada pressão de terra em repouso (DAS, 2007). A relação entre tensão horizontal e tensão vertical ( $\sigma'_v$ ), nesta situação, denomina-se coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ), sendo o empuxo passivo determinado pela Equação 43.

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (43)$$

Em geral, determina-se o coeficiente de empuxo no repouso através de equações empíricas. Mayne e Kulhawy (1982) propuseram uma mudança à equação de Jaky (1944), de forma a expandir sua aplicabilidade a vários tipos de solos ao introduzir o parâmetro de razão de sobre adensamento, conhecido pela sigla OCR (*OverConsolidation Ratio*) (Equações 44 e 45).

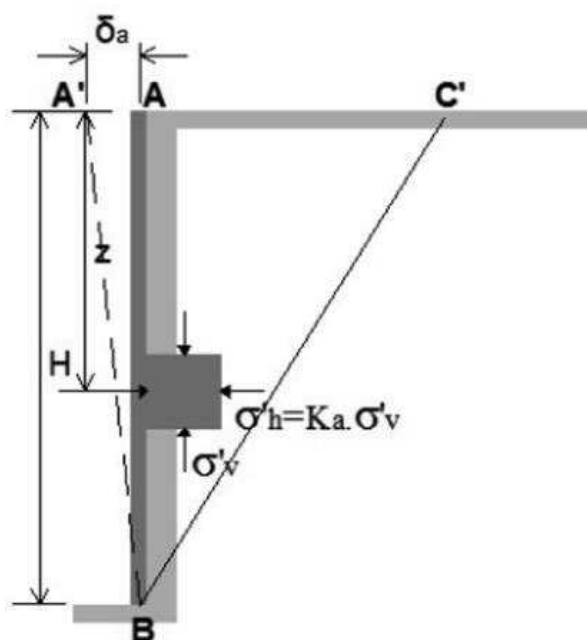
$$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi')(\text{OCR})^{\text{sen } \varphi'} \quad (44)$$

em que:

$$\text{OCR} = \frac{\text{pressão de pre adensamento, } \sigma'_c}{\text{pressão presente de sobrecarga efetiva, } \sigma'_0} \quad (45)$$

### 2.3.3 Teoria de Rankine para Empuxo Ativo

Supondo uma estrutura de contenção, ilustrada pela Figura 2.9, que se deforme suficientemente para fora do maciço de solo até a posição A'B, de modo que uma massa de solo triangular ABC' atinja o estado de equilíbrio plástico rompendo-se para baixo conforme o plano BC'. Esta situação caracteriza um solo que atingiu o estado ativo. A tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) neste caso será chamada tensão ativa ( $\sigma'_a$ ), e a sua relação com a tensão vertical ( $\sigma'_v$ ) é dada pelo coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) (Das, 2007).



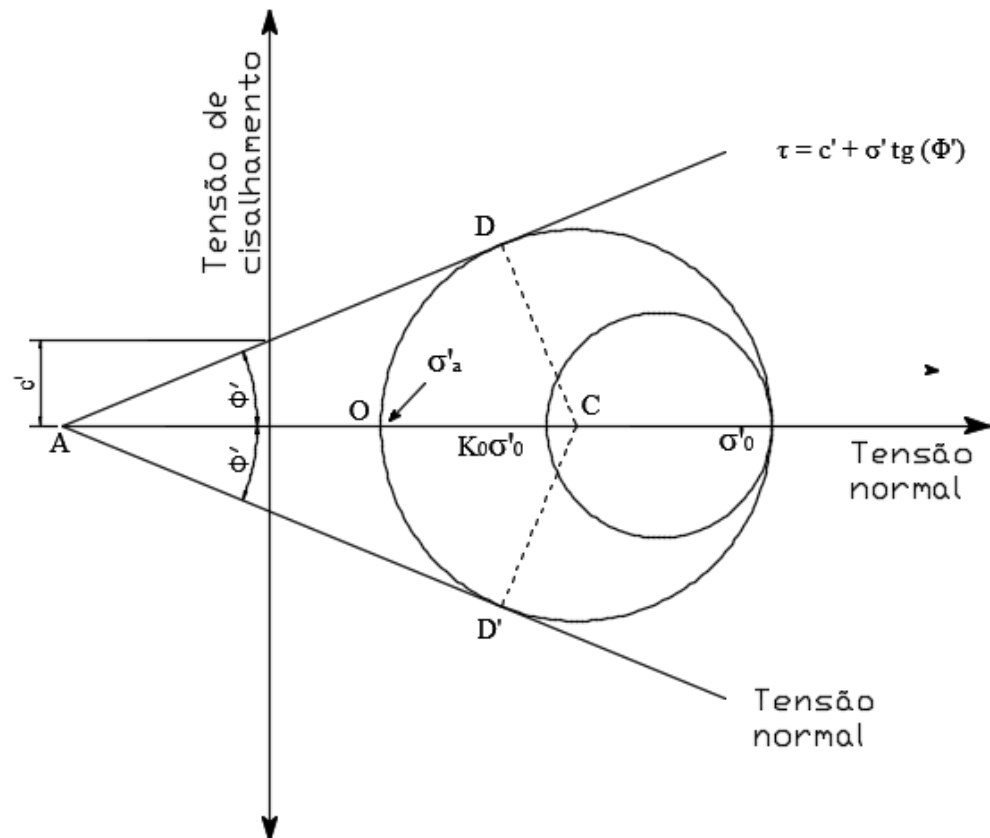
**Figura 2.9 - Empuxo lateral: caso ativo.**  
 Fonte: Gurgel (2012 adaptado de DAS, 2007).

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} \quad (46)$$

sendo:

$\sigma'_0 = \sigma'_v =$  Tensão Vertical no solo.

O coeficiente de empuxo ativo pode ser deduzido através de relações trigonométricas do círculo de Mohr característico do estado ativo (Figura 2.10).



**Figura 2.10 - Diagrama de Mohr: equilíbrio plástico no estado ativo.**  
 Fonte: Adaptado de Das (2007).

$$\operatorname{sen} \varphi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (47)$$

o valor de CD é igual ao raio do círculo, portanto:

$$CD = \frac{\sigma_0 - \sigma_a}{2} \quad (48)$$

$$AO = c' \cotg \varphi' \quad (49)$$

e

$$OC = \frac{\sigma_0 + \sigma_a}{2} \quad (50)$$

substituindo em (47) e simplificando

$$\operatorname{sen} \varphi' = \frac{\frac{\sigma_0 - \sigma_a}{2}}{c' \cot g \varphi' + \frac{\sigma_0 + \sigma_a}{2}} \quad (51)$$

$$2c' \cos \varphi' + \operatorname{sen} \varphi' (\sigma_0 + \sigma_a) = (\sigma_0 - \sigma_a) \quad (52)$$

$$\sigma_a = \sigma_0 \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'} - \frac{2c' \cos \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} \quad (53)$$

mas

$$\sigma_0 = \text{Tensão efetiva vertical} = \gamma z \quad (54)$$

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (55)$$

$$\frac{\cos \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'} = \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (56)$$

substituindo em (41)

$$\sigma_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c' \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (57)$$

considerando um solo não coesivo, substituindo as Equações (54 e 57) em (58), tem-se que:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (58)$$

substituindo em (57):

$$\sigma_a = K_a \gamma z - 2c' \sqrt{K_a} \quad (59)$$

A Equação 59 representa a distribuição de tensões sobre a estrutura de contenção em solos coesivos em função da profundidade (z) (Figura 2.11).

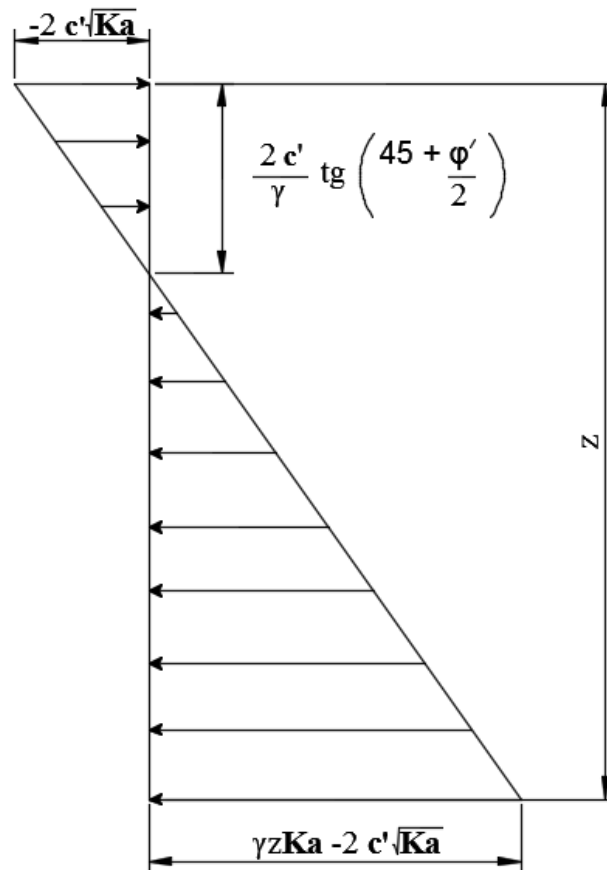


Figura 2.11 – Distribuição de tensões: estado ativo.  
Fonte: Adaptado de Das (2007).

#### 2.3.4 Teoria de Tankine para Empuxo Passivo

Supondo que um muro de contenção seja empurrado (Figura 2.12) contra um maciço de solo deslocando-se até a posição A'B, de modo que uma massa de solo triangular ABC' atinja o estado de equilíbrio plástico, rompendo-se para cima, conforme o plano BC' (DAS, 2007). Esta situação caracteriza um solo que atingiu o estado passivo. Neste caso a tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) será chamada de tensão passiva ( $\sigma'_p$ ). Sua relação com a tensão vertical ( $\sigma'_v$ ) é dada pelo coeficiente de empuxo ativo ( $K_p$ ).

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad (60)$$

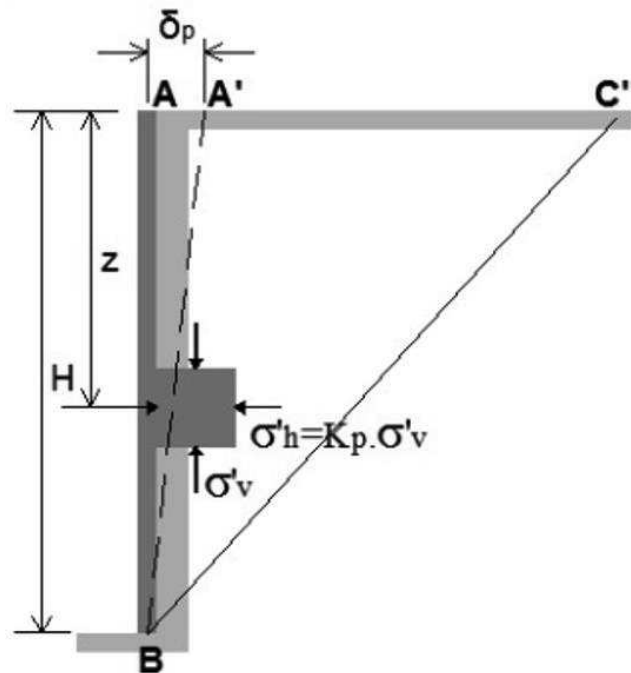


Figura 2.12 - Empuxo lateral: caso passivo.  
Fonte: Gurgel (2012 adaptado de DAS, 2007).

De forma similar ao empuxo ativo, demonstra-se a equação para determinação do empuxo passivo em solos coesivos. O diagrama de Mohr Coulomb para o estado passivo é indicado na Figura 2.13.

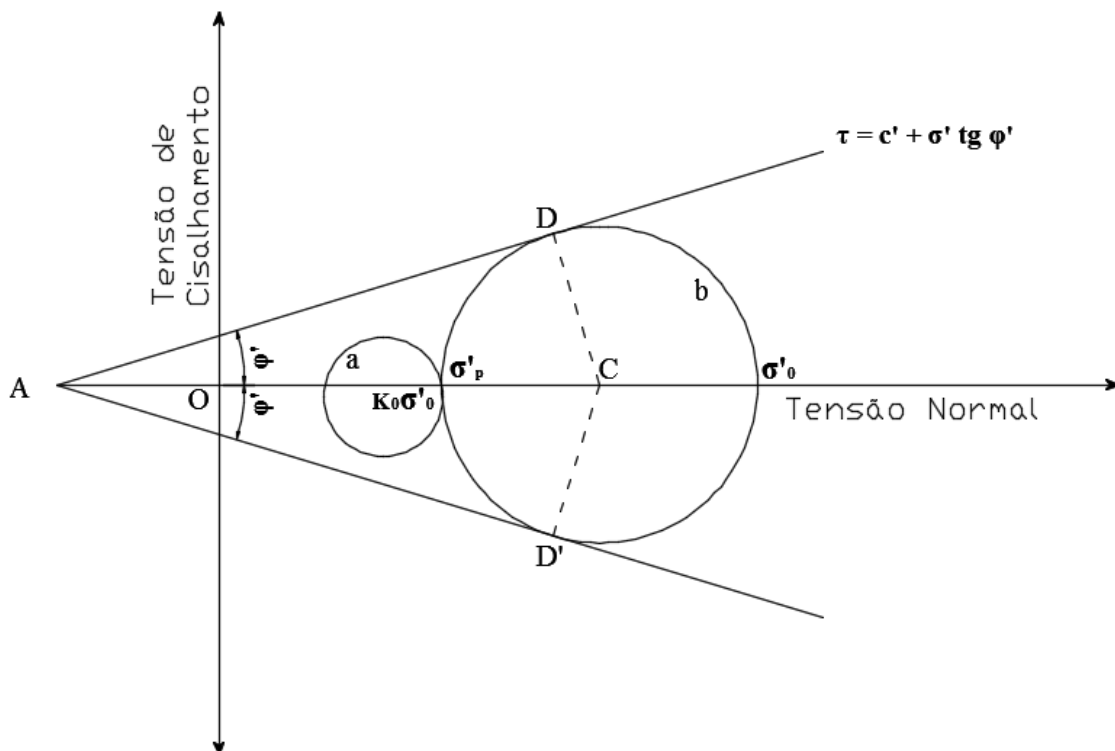


Figura 2.13 - Diagrama de Mohr: equilíbrio plástico no estado passivo.  
Fonte: Adaptado de Das (2007).

$$\sigma_p = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (61)$$

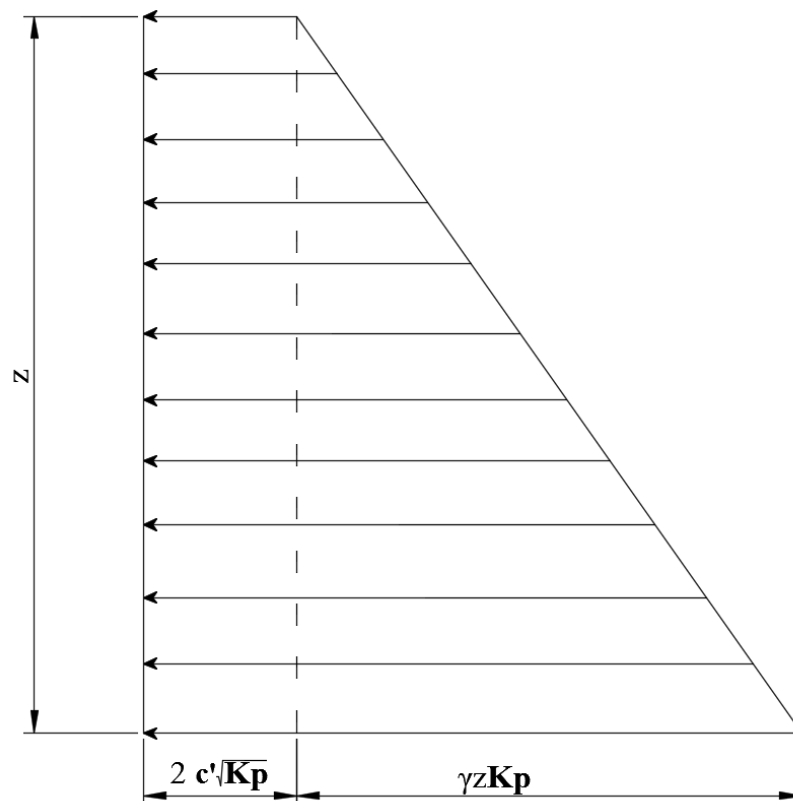
considerando um solo com coesão nula, a partir das Equações (54, 60 e 61) tem-se que:

$$K_p = \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (62)$$

substituindo em (61):

$$\sigma_p = K_p \gamma z + 2 c' \sqrt{K_p} \quad (63)$$

A Equação 63 representa a distribuição de tensões sobre a estrutura de contenção em solos coesivos em estado passivo (Figura 2.14).



**Figura 2.14 – Distribuição de tensões: estado passivo.**  
**Fonte: Adaptado de Das (2007).**

## 2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Obras civis quase sempre envolvem algum tipo de estrutura de contenção, uma vez que é frequente a escavação de solos para construção de estacionamentos em edifícios de áreas urbanas, contenções de cortes e aterros para criação de plataformas, escavações de valas em obras de saneamento, etc. Contenções também se fazem necessárias em obras rodoviárias, de pontes e viadutos, estabilização de encostas e metrô, entre outros (HACHICH, 1998).

Para Moliterno (1980), pode-se dividir as estruturas de contenção em dois grandes grupos, aquelas cujo esforço resistente é gerado pelo peso próprio da estrutura e estruturas cujo esforço resistente é gerado pelo peso próprio do solo a ser contido. No primeiro grupo se encaixam os diversos tipos de muros por gravidade, já no segundo grupo se encaixam as estruturas elásticas de concreto armado.

Serman (1986) classifica as estruturas de contenção em quatro grupos, de acordo com a forma com que a estrutura resiste aos esforços solicitantes:

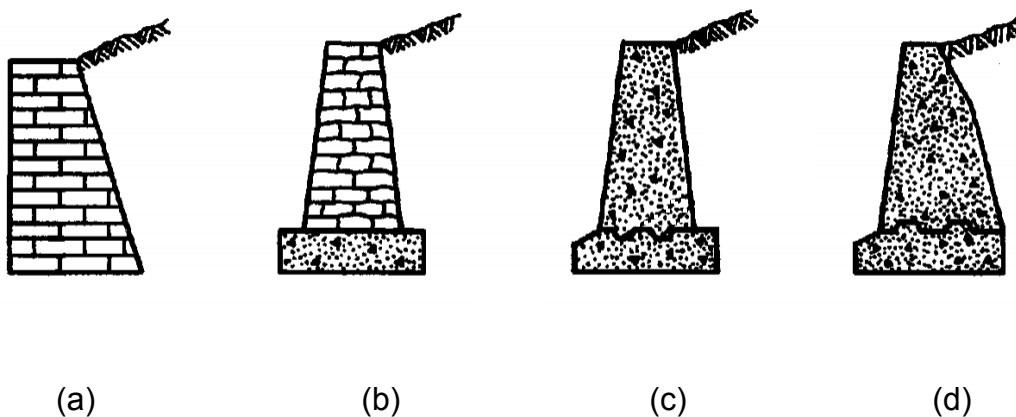
- Muros de gravidade
  - Rígidos: concreto simples ou ciclópico, alvenaria;
  - Flexíveis: gabião, crib-wall, solo cimento;
- Muros de flexão ou contraforte
  - Concreto armado moldado “in loco”;
  - Concreto armado pré-moldado;
- Cortinas em *cantilever*
  - Estacas prancha;
  - Paredes diafragma;
  - Perfil pranchado;
- Estruturas atirantadas
  - Pilares e vigas;
  - Grelhas;
  - Cortinas em geral.

Os muros de gravidade (Figura 2.15 e 2.16) são estruturas de contenção corrida de grande massa. Devem ser dimensionados segundo as premissas do equilíbrio estático, ou seja, é necessário garantir sua resistência ao tombamento



(rotação) e ao deslizamento (translação). É preciso também garantir a resistência do solo contra a ruptura e deformações excessivas devido ao grande peso da estrutura.

De maneira geral, muros de gravidade são recomendados para locais em que o solo tenha boa capacidade de carga e em que se disponha de espaço para comportar a grande largura de seção transversal, em geral 40 % da altura a ser arrimada (HACHICH, 1998).



**Figura 2.15 – Muros de gravidade construídos em a) e b) alvenaria de pedras ou tijolos; b) e c) concreto ciclópico ou simples.  
Fonte: Bowles (1996).**



**Figura 2.16 - Muro de gravidade construído com gabiões  
Fonte: PATRICIO (2013).**

Sobre os muros de flexão (Figura 2.17) são estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de “L”. Resistem aos esforços do solo por flexão, e o peso próprio do solo arrimado, apoiado sobre a base do “L”, ajuda a estabilizar a estrutura. São geralmente construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de 5 m a 7 m (HACHICH, 1998).

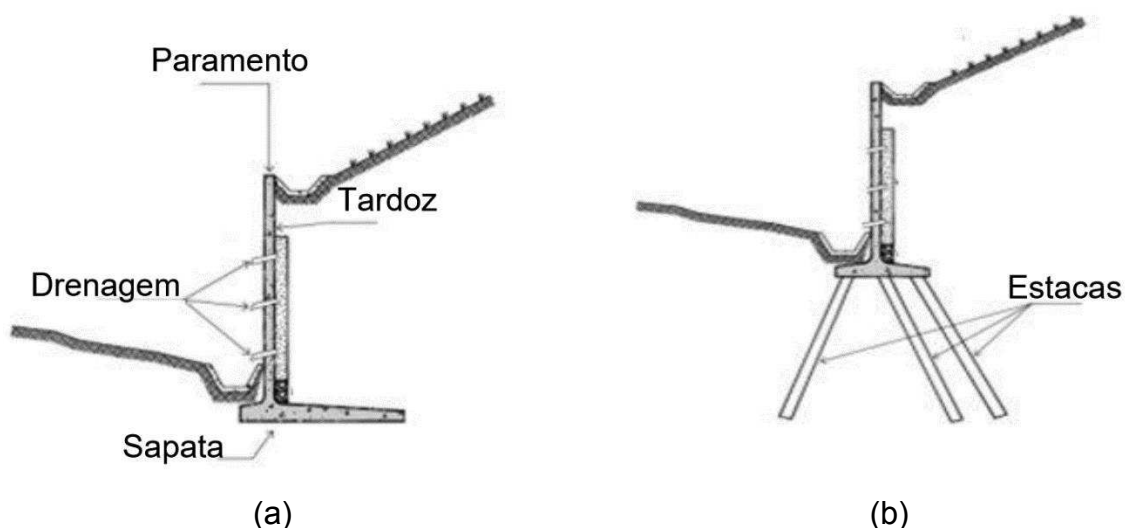


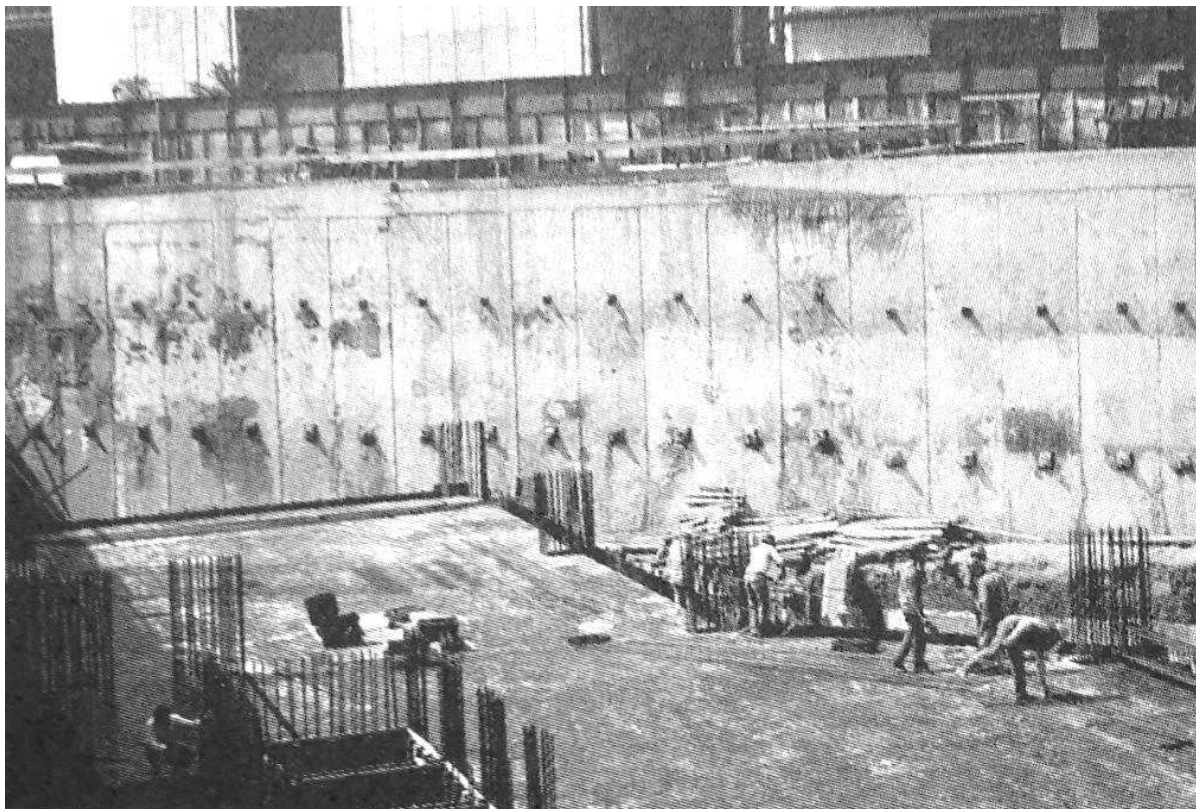
Figura 2.17 - Muros de flexão com: a) fundação direta e b) fundação por estacas.  
Fonte: Patricio (2013).

Cortinas autoportantes (*cantilever* na literatura estrangeira de língua inglesa) são estruturas em que sua estabilidade é garantida pelo balanceamento entre os empuxos ativos e passivos de ambos os lados da estrutura, ou seja, o equilíbrio da estrutura depende da altura enterrada. Este tipo de estrutura de contenção constitui solução atrativa em escavações de baixa a média profundidade, quando não se situam imediatamente próximas a estruturas existentes que sejam sensíveis ao movimento do terreno (VIEIRA, 2002).

Fazem parte deste grupo as estacas prancha, as paredes diafragma e os perfis pranchados. Essas estruturas civis são compostas de perfis metálicos, de madeira ou de concreto, cravados justapostos, de modo a formar uma estrutura de contenção vertical. Podem ser utilizados de forma temporária ou permanente. Estruturas em *cantilever* se tornam muito caras em escavações muito profundas.

Por fim o quarto grupo é formado por paredes escoradas ou atirantadas. O escoramento da estrutura de contenção, pode ser feito por apoio nos pilares de divisa ou por ancoragem através de tirantes, permanentes ou provisórios (Figura 2.18). As ancoragens são barras ou tirantes instalados na parede de contenção, que são

embutidos no próprio maciço a ser arrimado, contrapondo-se ao empuxo gerado por este maciço (HACHICH, 1998).



**Figura 2.18 - Parede diafragma atirantada**  
Fonte: Hachich (1998).

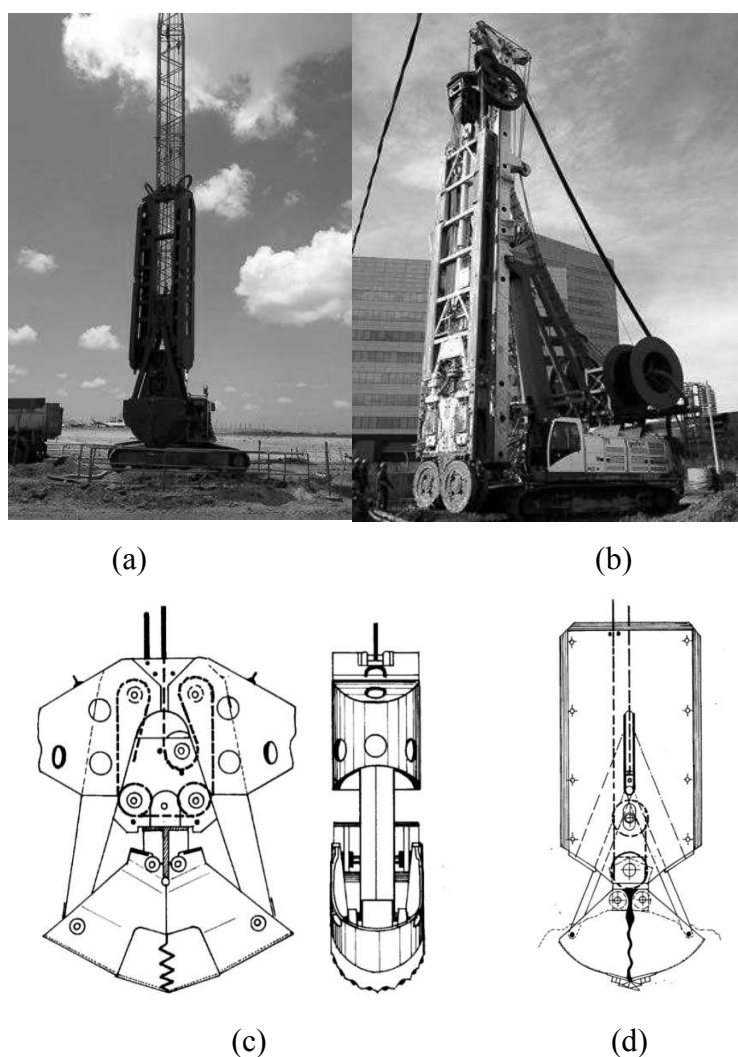
#### 2.4.1 Paredes Diafragma

As paredes estruturais moldadas no solo, mais conhecidas como paredes diafragma, tiveram origem na Itália em 1953, desenvolvida pelos engenheiros Veder e Marconi. Basicamente a técnica consistia na escavação de valas retangulares, sem escoramento das paredes escavadas, devido ao enchimento da mesma com lama bentonítica (NIMIR, 1979). Após a escavação, estabilizada pela ação da lama, a vala era preenchida de concreto através de tubos de concretagem, mais conhecidos hoje como tubo “tremonha”, o que possibilita o lançamento do concreto sob a lama bentonítica.

A introdução da tecnologia de paredes diafragma como técnica de contenção revolucionou a engenharia de fundações por permitir a realização de escavações

profundas de forma relativamente simples, com segurança e economia, mesmo junto a edificações já existentes. Hachich (1998) também cita que esta tecnologia permite a construção de uma parede contínua de concreto armado, sem provocar vibrações ou desconfinar o terreno adjacente, podendo ser utilizado em qualquer tipo de solo, sem limitação quanto ao nível da água.

Desde a década de 70 utilizava-se no Brasil os diafragmadores (Figuras 2.19a) constituídos de guindaste principal e *clamshell* mecânico (Figura 2.19c e 2.19d). Recentemente têm sido introduzidos no país diafragmadores hidráulicos, ou hidrofresas (Figura 2.19b), capazes de auferir maior rapidez executiva, menor tempo de exposição da vala aberta e maior controle da verticalidade das escavações, no Brasil a primeira hidrofresa foi introduzida ao serviço em meados de 2009 (NAKAMURA, 2013).



**Figura 2.19 - (a) Diafragmadora; (b) Hidrofresa; (c) Clam shell tipo gália e (d) Clam shell tipo benotto.**

Este equipamento é capaz de vencer qualquer tipo de terreno, incluindo terrenos rochosos. A hidrofresa é composta por uma estrutura de aço rígido e dois motores instalados na parte inferior do equipamento que giram alinhados com a horizontal em sentidos opostos, além de possuir uma bomba de sucção de alta capacidade. Solo e rocha são triturados, ficando as partículas em suspensão no fluido estabilizante, que é aspirado pela bomba para ser conduzido à central de tratamento (NAKAMURA, 2013).

Hachich (1998) cita algumas das vantagens da utilização de paredes diafragma como estrutura de contenção:

- Podem ser implantadas em quase qualquer tipo de terreno, mesmo em areias finas ou submersas, sem haver necessidade de rebaixamento do lençol freático;
- Não provocam vibrações, mesmo em camadas de areia compacta ou argilas duras;
- Geram um paramento estanque, evitam o fluxo de água para o interior da escavação;
- Executadas normalmente com espessuras variando de 30 cm até 120 cm (em obras especiais já foram utilizadas espessuras de até 240 cm), sendo utilizadas em contenções de pequena a grande altura; e
- Se conformam melhor com o perímetro da contenção e podem ser utilizadas com qualquer tipo de escoramento.

Por outro lado, a escavação deste tipo de estrutura requer o trânsito de equipamentos de grande porte e área para implantação de central de lama bentonítica, o que pode se tornar um fator limitante. Quanto ao fator econômico para escavações acima do nível d'água (N.A.), de modo geral, as paredes diafragma são mais viáveis a escavações em grande profundidade.

Para alturas de 10 m a 12 m acima do N.A., o custo se assemelha ao de outros métodos de contenção. Para escavações abaixo do N.A. as paredes diafragma são, em geral, mais econômicas, se comparado a métodos que requerem rebaixamento do N.A e tratamento de juntas (HACHICH, 1998).

## 2.4.2 Dimensionamento de Cortinas Autoportantes

### 2.4.2.1 Método de Bowles

A metodologia de Bowles (1968) para dimensionamento de cortinas em balanço é muito utilizada nos Estados Unidos (MOTA, 2008). Esse dimensionamento tem como objetivo determinar o quão profundamente esta estrutura precisa estar aterrada, para que suporte os empuxos aplicados sobre ela com margem de segurança adequada.

O comprimento de engaste no solo necessário para que a estrutura resista aos esforços solicitantes dos empuxos de terra é chamado de ficha (GURGEL, 2012). Bowles (1996) apresenta dois dos modelos mais utilizados para este tipo de análise, o método da extremidade livre e o método da extremidade fixa. Simplificadamente, é assumido que existe uma pressão ativa no lado da parede a ser estabilizado, e uma pressão passiva no lado a ser escavado abaixo no nível de escavação.

Considerando o modelo da extremidade livre, conforme a Figura 2.20 (a) e (c), a parede de contenção pode ser analisada como uma viga rígida em balanço na região superior, e apoiada na extremidade inferior, sendo a somatória de esforços considerada em torno da extremidade inferior (MOTA, 2008).

O método da extremidade fixa por outro lado, assume que a rotação se dá em torno de um eixo O, logo acima da base da parede. Como mostrado nas Figuras 2.20 (b) e (d), ocorre uma inversão entre os empuxos ativo e passivo abaixo do eixo O (MOTA, 2008).

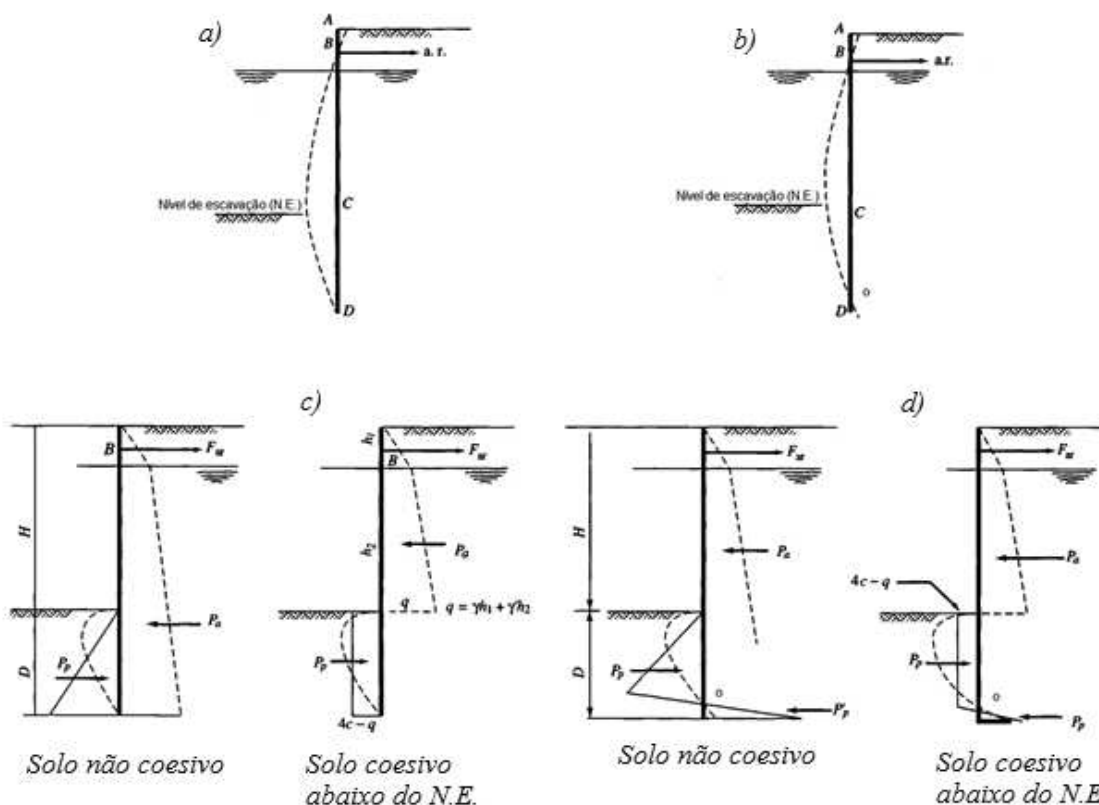


Figura 2.20 - Considerações gerais e perfis de empuxo de terra em parede ancorada. (a) Linha de deflexão para suporte com extremidade livre; (b) Linha de deflexão para suporte com extremidade fixa; (c) Perfil de empuxo ativo assumido para o modelo com suporte de extremidade livre; (d) Perfil de empuxo ativo assumido para o modelo com suporte de extremidade fixa.

Fonte: Adaptado de Bowles (1996).

Independentemente do método adotado, devem ser realizados estudos da estabilidade da contenção, sob ação de empuxos ativos e passivos, que visam a determinação do comprimento da ficha (D) necessária. As tensões na estrutura podem ser determinadas através de equação de equilíbrio de forças horizontais e de momentos em relação ao pé da cortina. Conhecida a geometria da estrutura e as cargas que nela atuam, é possível determinar os momentos fletores em toda a cortina, bem como seu valor máximo necessário ao dimensionamento (MOTA, 2008).

Mota (2008) também orienta que, para a realização dos estudos de equilíbrio estático, podem ser utilizados tanto a solução de Rankine para empuxos de terra em solos, como a solução de Coulomb para o mesmo problema.

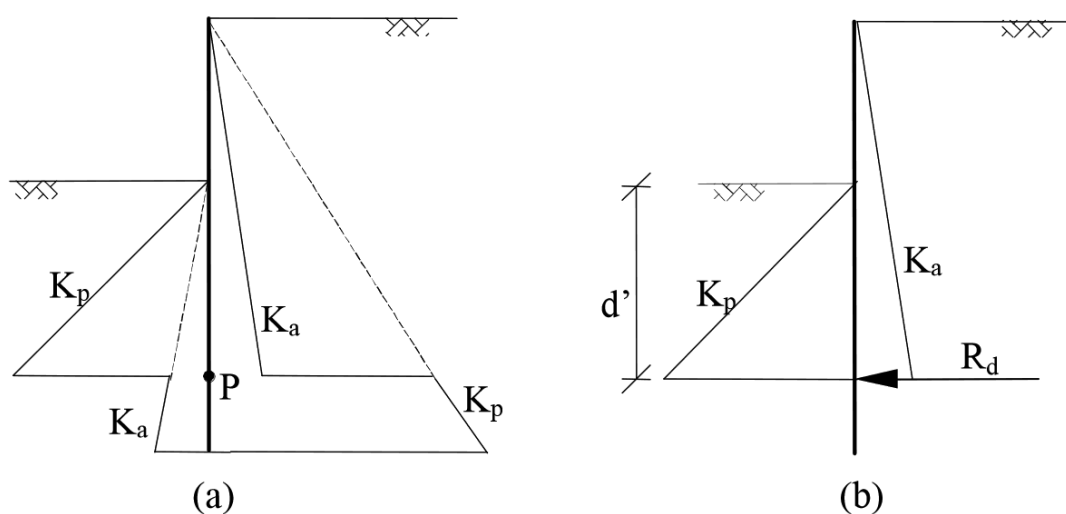
Cortinas autoportantes são analisadas de forma muito similar às cortinas ancoradas. Porém, o perfil de distribuições de tensões é ligeiramente diferente e os momentos são, usualmente, considerados em relação à base. Um fator de segurança pode ser incorporado ao dimensionamento, reduzindo o valor do coeficiente de

empuxo passivo ou aumentando a profundidade de assentamento da cortina em 20% a 30% (BOWLES, 1996).

#### 2.4.2.2 Método de Padfield e Mair (1984)

Também conhecido como o método britânico, foi apresentado por Padfield e Mair (1984) no CIRIA (Construction Industry Res. And Information) *Report 104: Design of retaining walls embedded in stiff clay*. Este relatório aborda todos os aspectos para dimensionamento de paredes de contenção autoportantes assentes em argilas duras. O modelo estrutural considerado é o de uma parede diafragma instalada em solo sem distúrbios (NEAD, 1985).

A Figura 2.21 apresenta as distribuições de empuxos de terra assumidos neste método.



**Figura 2.21 - Dimensionamento pelo método do equilíbrio limite: (a) distribuição idealizada para os empuxos de terra; (b) sistema considerado nas equações de equilíbrio.**  
 Fonte: Matos (2002).

Considera-se que o centro de rotação está localizado em um ponto próximo à extremidade inferior da parede. Acima deste ponto, pressões passivas se formam a frente da parede e pressões ativas se formam do lado oposto, enquanto abaixo deste ponto as pressões se invertem, formando-se pressões ativas a frente da parede e pressões passivas do lado oposto (MATOS, 2002).



Mota (2008) apresenta uma série de equações de interesse ao dimensionamento de paredes de contenção autoportantes, baseadas no método de Padfield e Mair (1984) e válidas para solos homogêneos. Porém, podem ser utilizadas para pré-dimensionamento em solos estratificados.

Como demonstrado na figura 2.21b, as pressões abaixo do ponto de rotação são substituídas por uma carga concentrada ( $Rd$ ), aplicada horizontalmente sobre o ponto P. Através de uma equação de equilíbrio de momentos em relação a P, pode-se determinar a profundidade do ponto de rotação  $d'$  (MOTA (2008):

$$d' = \frac{h}{\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a} - 1}} \quad (64)$$

onde:

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo;

$h$  = profundidade de escavação;

$d'$  = profundidade do ponto de rotação P.

Por meio de equações de equilíbrio de forças horizontais pode-se facilmente determinar o valor da força concentrada  $Rd$  e, finalmente, a distribuição do momento fletor em que a parede está submetida. Assim, o comprimento da ficha ( $d$ ) e o comprimento total da parede ( $H$ ) são obtidos pelas Equações 65 e 66m respectivamente.

$$d = 1.2 d' \quad (65)$$

$$H = h + 1,2 d' \quad (66)$$

A profundidade ( $d_m$ ) abaixo da linha de escavação em que a força cisalhante é nula e o momento é máximo é dada pela Equação 67.

$$d_m = \frac{h}{\sqrt{K_p - K_a} - 1} \quad (67)$$

Conhecendo o comprimento máximo da parede, devido a limitações do equipamento ou outros fatores, podemos determinar a profundidade máxima da escavação:

$$h = \frac{H \left( \sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a}} - 1 \right)}{\sqrt[3]{K_p - K_a} + 0,2} \quad (68)$$

Aplicável a esta metodologia, existem várias formas conhecidas de se introduzir o fator de segurança ao dimensionamento (MATOS, 2002), a saber:

- O método clássico de dividir o coeficiente de empuxo passivo  $K_a$  a frente da parede por um fator  $F_p$  que varie entre 1,5 a 2,0;
- O método de Burland et al. (1981), que propôs a introdução de um coeficiente  $F_r$  ao qual, a resultante dos empuxos passivos e ativos no comprimento enterrado, deveria ser dividido. O valor proposto para  $F_r$  é igual a 2,0;
- Aumentar a profundidade de assentamento da parede segundo um fator  $F_d$ , normalmente adotado como 1,3;
- Aplicação dos fatores de segurança especificados no Eurocode 7: Geotechnical design.

#### 2.4.3 Execução de Estruturas de Parede Diafragma

A especificação técnica TD-DE-G00/012 (2006) do antigo DER/SP apresenta critérios no âmbito de materiais, equipamentos, execução e controle de obras de contenção em parede diafragma. Quanto aos materiais, fica especificado que:

- concreto com  $f_{ck} \geq 20$  MPa, e consumo de concreto de 400 kg/m<sup>3</sup>;
- fator água/cimento  $\leq 0,6$  e slump-test de  $20 \pm 2$  cm;
- aço estrutural CA-25 e CA-50, conforme projeto;
- lama bentonítica com as seguintes características:
  - peso específico entre 1,025 e 1,1 gf/cm<sup>3</sup>;
  - pH entre 7 e 11;
  - teor de areia  $\leq 3\%$ .

Com relação aos equipamentos, devem ser previstos os seguintes itens:

- a) diafragmadora, composta de clam shell e guindaste principal;
- b) guindaste auxiliar;
- c) central de lama;
- d) bombas;
- e) tubos ou chapas;
- f) limpador de juntas;
- g) funil de concretagem e outros;
- h) caminhões betoneiras;
- i) veículos auxiliares;

Antes de iniciar a escavação, deve ser preparada uma mureta de concreto cuja função é balizar a escavação e estabilizar o terreno na região superficial da escavação. A parede diafragma deve ser executada em obediência a uma série de etapas sequenciais, como:

- Escavação das paredes definidas pela mureta guia, com utilização constante de lama bentonítica, utilizando clam shell na espessura especificada, deve-se evitar a geração de degraus nas juntas;
- Limpeza da escavação com a retirada de detritos remanescentes. Troca ou filtragem da lama bentonítica até que esta atinja as características especificadas;
- Colocação da armadura dentro do painel. A gaiola de aço deve ser provida de roletes espaçadores, de forma a manter a posição vertical e o cobrimento mínimo previsto em projeto;

- Colocação de um tubo-junta na extremidade do painel. Prossegue-se com a concretagem utilizando-se de tubo tremonha, que deve permanecer imerso pelo menos 1,5 m na camada de concreto. Com o bombeamento do concreto, a lama menos densa sobe e deve ser bombeada para fora da caixa e estocada em silo adequado;
- Imediatamente após o endurecimento do concreto, devem ser removidos os tubos-juntas.

A parede projetada pode ser do tipo autoportante, ou complementada por estruturas adicionais, como elementos de escoramento específico.

## 2.5 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A mecânica dos solos era, até relativamente pouco tempo atrás, uma disciplina essencialmente empírica. Isso se deve a enorme complexidade de se buscar soluções analíticas para problemas tão complexos como os encontrados nos estados naturais dos meios geológicos. Entre estas dificuldades podemos citar (VENDRUSCULO, 1996):

- Heterogeneidade do meio;
- Comportamento não linear do material;
- Condições de tensão in-situ;
- Variações espaciais e temporais das propriedades do solo;
- Geometrias arbitrárias;
- Descontinuidades.

Devido a essa complexidade inerente aos problemas de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, a utilização de métodos numéricos para solução de problemas nessas disciplinas é relativamente recente (Potts e Zdrakovic, 1999).

A partir da observação de obras realizadas e de informações colhidas por ensaios de laboratório, foram desenvolvidos diversos modelos constitutivos com o

intuito de reproduzir o comportamento do solo. Os primeiros modelos constitutivos eram relativamente simples de utilizar, mas ao mesmo tempo, imprecisos. Com o passar do tempo novos modelos foram sendo gerados, em geral mais completos, mas não necessariamente mais complexos, como o método de *Cam-Clay*, por exemplo, cuja determinação dos parâmetros é realizada por meio de ensaios usuais de laboratório (MENDONÇA, 2005).

O método dos Elementos Finitos consiste em subdividir o domínio do problema em um número finito de subdomínios (elementos) e escolher, para cada subdomínio, apropriados esquemas de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais (VENDRUSCOLO, 1996, p.31)

Existem três maneiras pelas quais se pode abordar problemas de tensão-deformação, de acordo com as variáveis adotadas como incógnitas do problema (VENDRUSCOLO, 1996). São elas:

- Método dos Deslocamentos, no qual os deslocamentos são escolhidos como incógnitas;
- Método do Equilíbrio, em que as tensões são escolhidas como incógnitas;
- Formulação Mista, em que as tensões e os deslocamentos podem ser escolhidos como incógnitas.

Os procedimentos para resolução de um problema através do Método dos Deslocamentos são os seguintes (Duarte, 2007):

1. **Discretização do meio contínuo:** Consiste na divisão do domínio do problema, denominado também de contínuo, em um número finito de elementos, conectados entre si através de um número finito de pontos, chamados de “pontos nodais” ou “nós”. Estes “elementos finitos” são representados através de linhas e superfícies imaginárias. O processo pelo qual são definidos os elementos é chamado de discretização. Em análises bidimensionais os elementos podem ter formatos triangulares, quadriláteros ou triangulares e quadriláteros.

2. **Seleção do modelo de deslocamentos:** Adoção de um conjunto de funções que definem o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais em cada elemento.
3. **Cálculo da matriz de rigidez:** Esta função de interpolação, permite relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento, com suas respectivas geometrias e propriedades, dando origem a um sistema de equações dos elementos que são apresentados na forma matricial. As forças distribuídas que atuam no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendo-se uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor dos deslocamentos nodais e o vetor de forças nodais. As matrizes de rigidez de cada elemento estão interligadas entre si de acordo com a concepção dos pontos nodais, de modo a formar um sistema global. O mesmo ocorre para a matriz de deslocamento de cada elemento, sendo fornecida uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes global.
4. **Cálculo das incógnitas do problema:** Os deslocamentos serão calculados a partir de uma relação de equilíbrio. Problemas lineares podem ser resolvidos de forma direta, utilizando técnicas algébricas como o método de Gauss. Problemas não lineares podem ser resolvidos através de uma sequência de etapas, onde ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. Obtém-se de maneira única os estados de deformação em cada elemento a partir do campo de deslocamentos nodais. Através destas deformações, juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material, define-se o estado de tensões no elemento e em seu contorno.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 REVISÃO DO OBJETIVO GERAL

Nesta pesquisa é considerada uma situação hipotética, porém bastante comum no exercício da engenharia geotécnica. Pretende-se analisar os deslocamentos sofridos por uma estrutura de fundação do tipo sapata corrida, adjacente a um terreno em que será realizada uma escavação para a construção de um edifício com um pavimento subsolo, sendo que tal escavação será estabilizada com a utilização de uma parede diafragma.

Realizou-se uma análise do comportamento da estrutura de fundação ao interagir com o seu entorno – solo e parede diafragma – durante os processos de carregamento e escavação do solo.

Esta análise foi baseada nos resultados de simulações numéricas, realizadas com o auxílio de ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos, empregando o programa *Abaqus 6.14 Student Edition* foram gerados os modelos numéricos e realizadas as submissões dos trabalhos.

#### 3.2 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DOS SOLOS

Foram selecionados cinco diferentes tipos de solos para análise, de modo a trabalhar com as cinco consistências definidas pela NBR 6484 (2001). Estes solos foram selecionados a partir de uma amostra maior de 16 solos gerados, inicialmente, a partir da combinação de parâmetros (Figura 3.1) e posteriormente complementados por equações de correlação.

Como mostrado na Tabela 3.1, o processo de geração dos solos hipotéticos partiu da combinação dos parâmetros de resistência de solos argilosos – coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ). Por meio da metodologia de Cintra (2011), que utiliza o diagrama apresentado na Figura 2.3, foram selecionados os prováveis mecanismos de ruptura de um solo com estes parâmetros.

**Tabela 3.1 – Parâmetros dos solos e mecanismos de ruptura.**

Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)			
	18	22	26	30
2	Puncionamento	Puncionamento	Puncionamento	Localizada
10	Puncionamento	Puncionamento	Localizada	Localizada
21	Puncionamento	Localizada	Localizada	Geral
32	Localizada	Localizada	Geral	Geral

A partir destas informações foi possível calcular a tensão admissível destes solos. Nos solos onde ocorre ruptura geral e ruptura localizada, foi utilizado o método de Meyerhof (1963) para o cálculo de capacidade de carga líquida, nesta última é importante ressaltar que foi também adotada a consideração de Cintra (2011) que implica em utilizar um valor médio entre os cálculos utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito reais e corrigidos para o puncionamento. Nos solos em que a ruptura ocorre por puncionamento foi utilizado o método de Vèsic (1975) para o cálculo da capacidade de carga líquida.

Estes cálculos foram realizados considerando largura de base da sapata igual a 1,5 metros e profundidade de assentamento de 1,0 metro abaixo da superfície do terreno. As tensões admissíveis resultantes estão apresentadas na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 – Tensão admissível dos solos.**

Solo	Parâmetros do solo			$q_{adm}$	$N_{spt}$ Atribuído
	$c$	$\varphi$	$\gamma$		
1	2	18	13	21.608	2
2	2	22	15	33.879	3
3	10	18	15	45.280	4
4	2	26	15	47.576	4
5	10	22	15	58.703	5
6	21	18	17	76.888	7
7	10	26	17	118.513	10
8	32	18	17	120.076	10
9	21	22	17	120.428	10
10	2	30	17	132.225	11
11	32	22	19	166.024	13
12	21	26	19	178.870	14
13	10	30	19	196.137	15
14	32	26	21	323.349	23
15	21	30	21	401.570	27
16	32	30	21	492.260	33



Os valores de peso específicos foram inicialmente adotados por meio de uma avaliação aproximada, tendo como principal parâmetro os mecanismos de ruptura. Solos mais suscetíveis ao rompimento por puncionamento, por exemplo, são à princípio, menos densos do que solos suscetíveis ao rompimento generalizado.

Utilizando a Tabela 2.13 foi possível atribuir valores de  $N_{spt}$  a cada um dos solos por meio de correlação com a tensão admissível calculada. Na prática isto permitiu a classificação dos solos em função da consistência, tendo como referência a NBR 6484 (ABNT, 2001) vide Tabela 2.7. Além disso, permitiu também o ajuste dos valores de peso específico por meio da Tabela 2.12.

Através das tensões admissíveis calculadas foram atribuídos valores de  $N_{spt}$  a cada um dos solos, utilizando como referência a Tabela 2.13, fornecida por Schnaid (2012). Foi adotada a classificação dos solos conforme a consistência, proposta pela NBR 6484 (ABNT, 2001) e apresentada na Tabela 2.7.

Os módulos de elasticidade dos solos foram definidos em função do  $N_{spt}$ , sendo determinados através da correlação apresentada por Teixeira e Godoy (1996) e expressa pelas Equações 39 e 40. Foi utilizado um valor fixo de coeficiente de Poisson, definido em 0,3 por estar no limite superior da faixa de valores representativos para solos não saturados (vide Tabela 2.11). Os parâmetros de deformabilidade são apresentados na Tabela 3.3 ordenados pela magnitude do índice  $N_{spt}$ , em ordem crescente.

**Tabela 3.3 – Classificação dos solos e parâmetros de deformabilidade.**

Solo	$N_{spt}$ fictício atribuído	Consistência	$E$ (MPa)	$\nu$
1	2	Muito Mole	2,8	0,3
2	3	Mole	4,2	0,3
3	4	Mole	5,6	0,3
4	4	Mole	5,6	0,3
5	5	Mole	7	0,3
6	7	Média	9,8	0,3
7	10	Média	14	0,3
8	10	Média	14	0,3
9	10	Média	14	0,3
10	12	Rija	15,4	0,3
11	13	Rija	18,2	0,3
12	14	Rija	19,6	0,3
13	15	Rija	21	0,3
14	23	Dura	30,8	0,3
15	27	Dura	36,4	0,3
16	33	Dura	46,2	0,3

Destes dezesseis solos apresentados, cinco foram selecionados para proceder à modelagem numérica. Os solos 1, 4, 8, 12 e 15. Estas amostras de solo foram selecionados de modo a ter um representante de cada grau de consistência de argilas. Como critério de seleção, buscou-se selecionar os solos cujo  $N_{spt}$ , e conseqüentemente a resistência, fosse média (ou imediatamente superior à média) dentro de suas respectivas consistências.

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DIAFRAGMA

Por não se tratar do foco principal deste estudo, o dimensionamento da parede diafragma foi realizado de forma simplificada, limitado aos aspectos geométricos e ignorando os aspectos estruturais.

Deste modo optou-se por uma espessura de dimensão comercial e a altura da parede diafragma foi calculada através do método britânico de Padfield e Mair (1984).

Além dos esforços propostos pelo método, que consideram apenas o empuxo do solo, foi considerado no dimensionamento das paredes de contenção uma sobrecarga acidental semi-infinita de 10 kPa aplicada ao solo à montante da parede diafragma.

Os coeficientes de empuxo ativo e passivo foram calculados por meio das Equações (58) e (62).

A introdução do fator de segurança se deu pela redução do coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ ) à frente da parede diafragma. Este coeficiente de empuxo foi dividido pela metade, em cálculo isso se traduz em uma redução da consideração do efeito positivo que este empuxo causa na somatória de esforços, aumentando a profundidade de assentamento requerida e aumentando a segurança da estrutura.

Estes parâmetros foram então aplicados às Equações (64), (65) e (66) para se determinar a altura efetiva das paredes de contenção. A Tabela 3.4 apresenta um resumo destes cálculos aplicados aos solos selecionados e renumerados, ordenados pela magnitude do índice  $N_{spt}$  em ordem crescente.

**Tabela 3.4– Dimensionamento dos aspectos geométricos das paredes diafragma.**

Solo	Consistência	$N_{spt}$ atribuído	$\phi$ (°)	Coefficiente $k_a$	Coefficiente $k_p$	Eixo de Rotação $d'$	Ficha $d$	Altura $H$
1	Muito mole	2	18,00	0,53	0,95	17,39	20,87	23,87
2	Mole	4	26,00	0,39	1,28	7,47	8,96	11,96
3	Média	10	18,00	0,53	0,95	16,60	19,92	22,92
4	Rija	14	26,00	0,39	1,28	7,21	8,65	11,65
5	Dura	27	30,00	0,33	1,50	5,37	6,45	9,45

### 3.4 CARACTERIZAÇÃO E IMPLEMENTAÇÃO DOS MODELOS

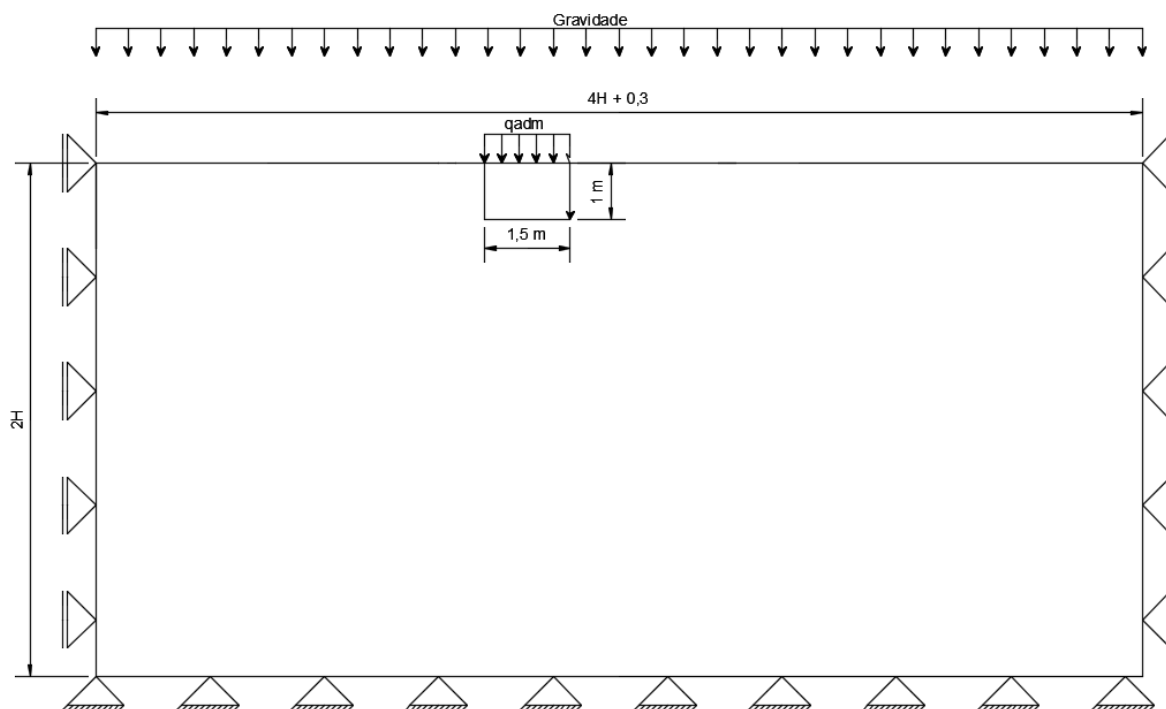
O passo mais importante na prática da engenharia e ciência aplicada é a idealização da realidade, que é o processo de criar um modelo matemático a partir de um sistema físico. A palavra “modelo” tem o significado tradicional de um uma representação em pequena escala de um objeto real (BUNDSCHUH, 2010). O mesmo autor também cita que o termo pode significar um mecanismo simbólico, criado para calcular, simular e prever aspectos do processo. É uma ferramenta de abstração, pela qual a complexidade pode ser controlada filtrando-se aspectos físicos não relevantes a análise.

O processo de modelagem foi dividido em duas fases, a primeira fase apresenta a estrutura de fundação antes da construção da parede de contenção, isolada e livre de distúrbios. Na segunda fase, a sapata trabalha junto com a estrutura de contenção ao passo em que ocorre a remoção do solo.

Para cada solo apresentado na Tabela 3.3, foram gerados dois modelos numéricos, um para cada fase simulada, totalizando 10 modelos.

#### 3.4.1 Implementação da Primeira Fase

A Figura 3.1 apresenta a geometria adotada aos modelos da primeira fase da simulação.



**Figura 3.1 – Geometria genérica dos modelos da primeira fase.**

A geometria desse modelo representa uma seção em corte de um maciço de solo, cujas dimensões variam em função da altura  $H$  da parede diafragma (Tabela 3.4). Neste maciço de solo está apoiada uma sapata corrida de concreto representada de forma simplificada por um retângulo com 1,5 metros de largura e 1 metro de profundidade. Sobre esta estrutura de fundação foi aplicado um carregamento igual a tensão admissível líquida do solo, calculado por meio da metodologia já mencionada.

Para que estas geometrias se comportem de maneira adequada, foi necessário alimentar o programa com parâmetros dos materiais implementados. O concreto que foi utilizado tanto na estrutura de fundação, quanto na parede de contenção (segunda fase), possui classe de resistência C25. A implementação das propriedades do concreto é dividida em dois “comportamentos”. O comportamento elástico é definido através do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Estes dados foram definidos em conformidade com os itens 8.2.8 e 8.2.9 da NBR 6118, considerando agregado graúdo de granito resultou em um módulo de elasticidade de 24 GPa, o coeficiente de Poisson foi fixado em 0,2. O segundo comportamento refere-se à densidade do material, é definido através do peso específico do concreto que foi fixado em 25 kN/m<sup>3</sup>, adotando desta forma uma aproximação em relação ao especificado pelo item 8.2.2 da NBR 6118. É importante ressaltar que não foi considerada a possibilidade de rompimento das estruturas de

concreto, deste modo pode-se simplificar o modelo omitindo a definição do comportamento deste material quando submetido a plastificação e fissuração.

Os solos foram implementados com maior riqueza de detalhes, além dos comportamentos de densidade e elasticidade fora atribuído o comportamento plástico. O comportamento plástico dos materiais foi implementado por meio do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb devido a sua simplicidade, visto que modelos constitutivos mais complexos requerem dados de ensaio, não disponíveis tão amplamente correlacionados ao *Nspt*.

Todas estas estruturas – sapata corrida, parede diafragma (segunda fase) e maciço de solo – foram simuladas simultaneamente, porém modeladas como partes diferentes, com características e materiais diferentes. Para que elas possam atuar em conjunto faz-se necessário atribuir uma forma de interação entre elas, ou seja, o contato superfície com superfície. Neste passo, são atribuídas as propriedades de atrito entre as superfícies em contato. A metodologia de inserção das propriedades de atrito aos contatos se deu pela metodologia da penalidade, e o principal parâmetro requerido por este método é o coeficiente de atrito, cuja magnitude varia de 0 a 1. Por se tratar de uma pesquisa com materiais hipotéticos, sem dados reais de ensaios, o valor de coeficiente de atrito entre o solo e o concreto foi fixado em 0,78. É importante ressaltar que este valor não é o mais adequado para representar a interação de materiais argilosos com o concreto, porém, valores menores geraram problemas de convergência no modelo que impossibilitaram o uso de valores ideais para estes materiais.

Para simular de forma apropriada um maciço de solo se faz necessário impor condições de contorno adequadas às extremidades do modelo, ou seja, são atribuídos apoios que determinam o grau de liberdade à movimentação. É preciso permitir o movimento vertical e a rotação do solo nas bordas laterais, restringindo apenas o movimento horizontal. O movimento do solo na base do modelo deve ser restringido tanto na horizontal quanto na vertical, permitindo apenas o movimento de rotação.

O Abaqus requer a definição manual da aceleração da gravidade, o que o torna altamente flexível, porém requer alguns cuidados que aumentam a carga de trabalho do pesquisador. Entre esses cuidados está a implementação de uma tensão geostática pré-definida, que deve ser calculada manualmente em função da profundidade e peso específico do material. Isso evita a deformação das geometrias devido propagação de tensões geradas pela ação da gravidade.

Para a discretização do modelo, ou seja, a geração da malha, optou-se por utilizar elementos quadriláteros, visto que as geometrias predominantes do modelo são retangulares. A abordagem de cálculo utilizada pelo *Abaqus* para o cálculo do problema foi baseada no estado plano de deformações, comumente utilizada para simular problemas tridimensionais simplificados em um modelo bidimensional. A Figura 3.2 apresenta uma das malhas geradas utilizadas neste estudo, as áreas destacadas se referem as estruturas de concreto – Sapata e Parede Diafragma.

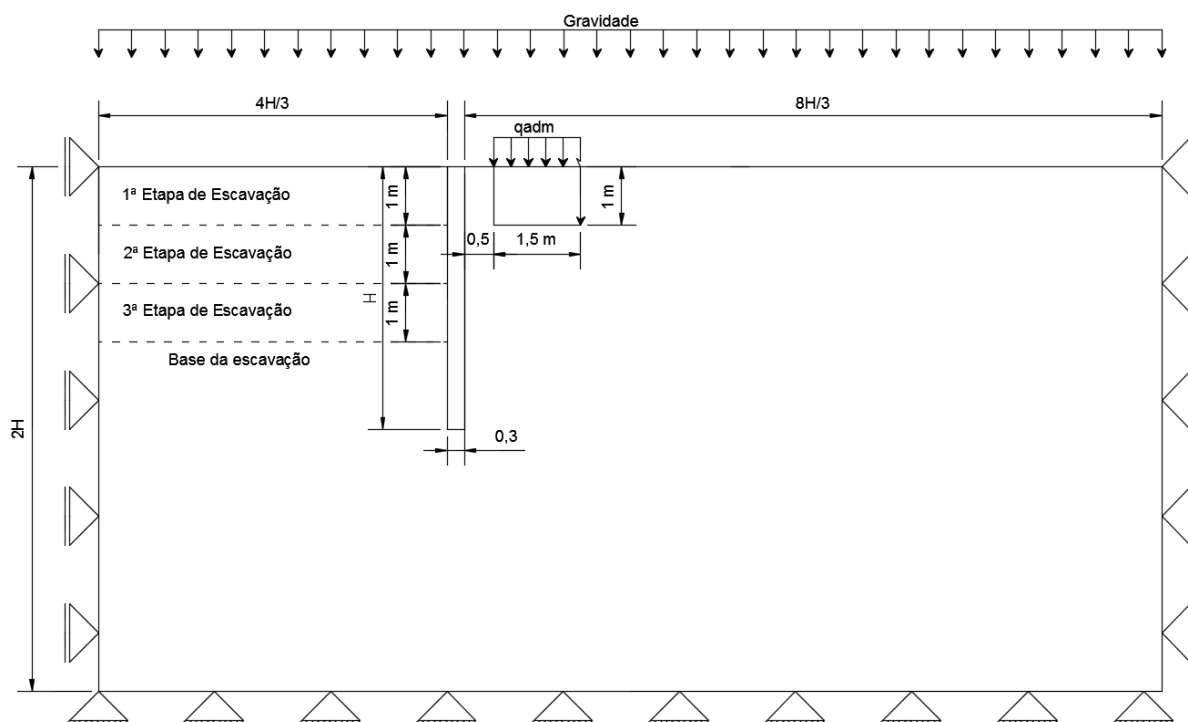


**Figura 3.2 – Malha de elementos finitos.**

É nesta etapa que se encontra a maior limitação de se usar a versão educacional do programa *Abaqus*, pois esta versão limita o pesquisador a uma quantidade máxima de 1000 pontos nodais. Esta limitação se torna bastante clara na figura acima, em que é possível observar que certos elementos são muito maiores do que outros. De modo geral, as regiões do modelo que concentram os menores elementos geram resultados mais precisos. Outro problema gerado pela limitação da quantidade de nós diz respeito a dificuldade de convergência das simulações, o ideal seria trabalhar com uma maior quantidade de elementos, pois neste estudo se trabalha com um modelo relativamente grande, que sofre deslocamentos e deformações relativamente grandes.

### 3.4.2 Implementação da Segunda Fase

Nos modelos de implementação da segunda fase da simulação, são repetidos todos os procedimentos descritos para a primeira fase, a diferença desta segunda simulação está na implementação de uma terceira parte ao modelo referente à parede diafragma. Além disto, nestes modelos são realizadas as escavações do solo. A geometria do modelo é apresentada na Figura 3.3.



**Figura 3.3 – Geometria genérica dos modelos da segunda fase.**

A parede diafragma está locada a 0,5 m de distância da estrutura de fundação, possui uma largura de 0,3 metros e altura  $H$  (vide Tabela 3.4) variando em função da resistência do solo. A altura da parede diafragma foi determinada através de dimensionamento utilizando o método de Padfield e Mair (1984). O material atribuído à parede diafragma é o mesmo concreto utilizado na estrutura de fundação.

A escavação das camadas de solo foi realizada por meio do comando “*Model Change*”, utilizado para desativar regiões do modelo. Esta desativação de camadas foi realizada em várias etapas, de modo a evitar problemas de convergência causados por deformações excessivas em um único incremento. As vinculações entre o solo e seu entorno permanecem inalteradas, exceto pela profundidade da superfície do solo.

### 3.4.3 Extração dos Resultados

A extração de resultados do Abaqus foi realizada com o auxílio da ferramenta “Path”. Esta ferramenta permite que sejam geradas linhas imaginárias ligando pontos nodais, sendo que cada nó se torna um ponto de extração de resultados permitindo a geração simplificada de gráficos ou tabelas.

O Abaqus permite a extração de uma grande quantidade de resultados, como tensões normais, tensões de cisalhamento, deslocamentos relativos em superfícies de contato, deslocamentos gerais, etc. Neste trabalho focamos nos deslocamentos verticais ocorridos na base da sapata, de modo a se obter os recalques, levantamentos e rotações desta estrutura.

Estes deslocamentos foram extraídos ao final das etapas de aplicação da gravidade, ao final da etapa de aplicação da carga à fundação e, também, a cada metro de solo extraído. Estes resultados requerem alguns ajustes antes de serem analisados. Os pequenos deslocamentos gerados na etapa de aplicação da gravidade precisam ser descontados dos deslocamentos das demais etapas.

A ferramenta “Path” foi utilizada para fornecer resultados para cada um dos nós localizados na base da sapata. A média aritmética destes resultados foi considerada como sendo o valor do recalque imediato da sapata. A inclinação devido a rotação das sapatas foi calculada pela diferença dos deslocamentos entre os pontos nodais das extremidades da estrutura.

## 3.5 PREVISÃO DOS RECALQUES

A previsão dos recalques da estrutura de fundação por métodos consagrados é passo importante neste trabalho, pois permite avaliar a confiabilidade do modelo numérico. Divergências entre os resultados obtidos através de métodos empíricos ou teóricos e o recalque efetivamente simulado não significam necessariamente um erro no modelo, porém, as comparações destes resultados auxiliam o pesquisador a validar, descartar, ou determinar aspectos do modelo que necessitem de melhorias.



Optou-se por realizar os cálculos de previsão de recalque através da teoria da elasticidade e utilizando os coeficientes de Harr (1966) referenciados na Tabela 2.5. Para possibilitar o uso deste método, considerou-se a seguinte relação entre comprimento e largura da sapata:

$$m = \frac{L}{B} = 10 \quad (69)$$

A relação  $h/a$  utilizada na Tabela 2.5 relaciona a espessura do meio ( $h$ ) com a metade da base da sapata ( $a = B/2$ ). A base da sapata mede 1,5 m para todos os modelos, e a espessura do meio pode ser considerada como a distância entre o ponto de assentamento da sapata e a base do modelo. Essa espessura do modelo é função da altura  $H$  das paredes diafragma, como mostrado nas Figuras 3.1 e 3.3, utilizando o modelo de menor espessura como referência temos que  $H = 9,45$  m e  $2H = 18,9$  m. Descontando-se um metro devido a profundidade de assentamento da sapata temos a espessura da camada de solo considerada no cálculo de recalque, ou seja,  $h = 18,9 - 1 = 17,9$  m. Portanto:

$$\frac{h}{a} = \frac{17,90 \text{ m}}{0,75 \text{ m}} = 23,87 > 10 \quad (70)$$

Adotou-se, portanto, coeficiente  $h/a = \infty$ . Conforme a Tabela 2.5, utilizando os valores aqui apresentados, determinou-se o fator de forma  $I = 2,246$ . Por meio da Equação 38, adotando como carregamento a tensão admissível de cada solo apresentada na Tabela 3.2 e os parâmetros de deformabilidade apresentados na Tabela 3.3, determinou-se os recalques previstos para cada modelo. Estes deslocamentos são apresentados na Tabela 3.5.

**Tabela 3.5– Determinação dos recalques da estrutura de fundação.**

Solo	Parâmetros de deformabilidade		$q_{adm}$ (kPa)	$w$ (mm)
	$E$ (Mpa)	$\nu$		
1	2.8	0.3	21.608	23.7
2	5.6	0.3	47.576	26.0
3	14	0.3	120.076	26.3
4	19.6	0.3	178.870	28.0
5	36.4	0.3	401.570	33.8

Fonte: Autoria própria.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 PRIMEIRA FASE DA SIMULAÇÃO

A primeira fase da simulação é realizada com os modelos que apresentam apenas a estrutura de fundação sobre o terreno natural, antes da implantação da parede de contenção. A Tabela 4.1 apresenta os recalques obtidos por meio de simulação numérica e ajustados conforme a metodologia proposta.

**Tabela 4.1 – Recalques das sapatas corridas após aplicação da carga.**

Modelo	Consistência	Recalque do modelo (mm)	Recalque Previsto (mm)
Solo 1	Muito mole	24,94	23,66
Solo 2	Mole	25,75	26,05
Solo 3	Média	27,60	26,29
Solo 4	Rija	24,88	27,98
Solo 5	Dura	41,17	33,82

Observa-se, a partir da comparação dos recalques previstos pelo método da elasticidade e pelo método dos elementos finitos, que não houve grande variação entre estes resultados. Variações entre recalques calculados e recalques reais ou simulados são inevitáveis, independentemente do método utilizado. Isso se dá pelo caráter empírico inerente a estes métodos, que foram desenvolvidos buscando se aproximar do comportamento médio observado em casos reais. Mesmo métodos teóricos não representam perfeitamente o que ocorre nos casos reais, pois consideram condições ideais dificilmente encontradas no meio natural do solo. Neste sentido, é importante observar que a ordem de grandeza dos recalques fornecidos pelas simulações não diverge dos recalques calculados manualmente.

A aplicação de carga às sapatas provocou inclinações que estão apresentadas na Tabela 4.2. Estas inclinações são inevitáveis em casos reais devido à heterogeneidade do solo e distúrbios no solo causados por intervenções no entorno. Na simulação o meio é homogêneo, o que contribui para que as inclinações apresentadas sejam pequenas. Nos modelos numéricos, as sapatas estão locadas mais próximas à extremidade esquerda, houve desconfiança, inicialmente, de que este fato geraria uma tendência de rotação em determinado sentido. Observa-se,

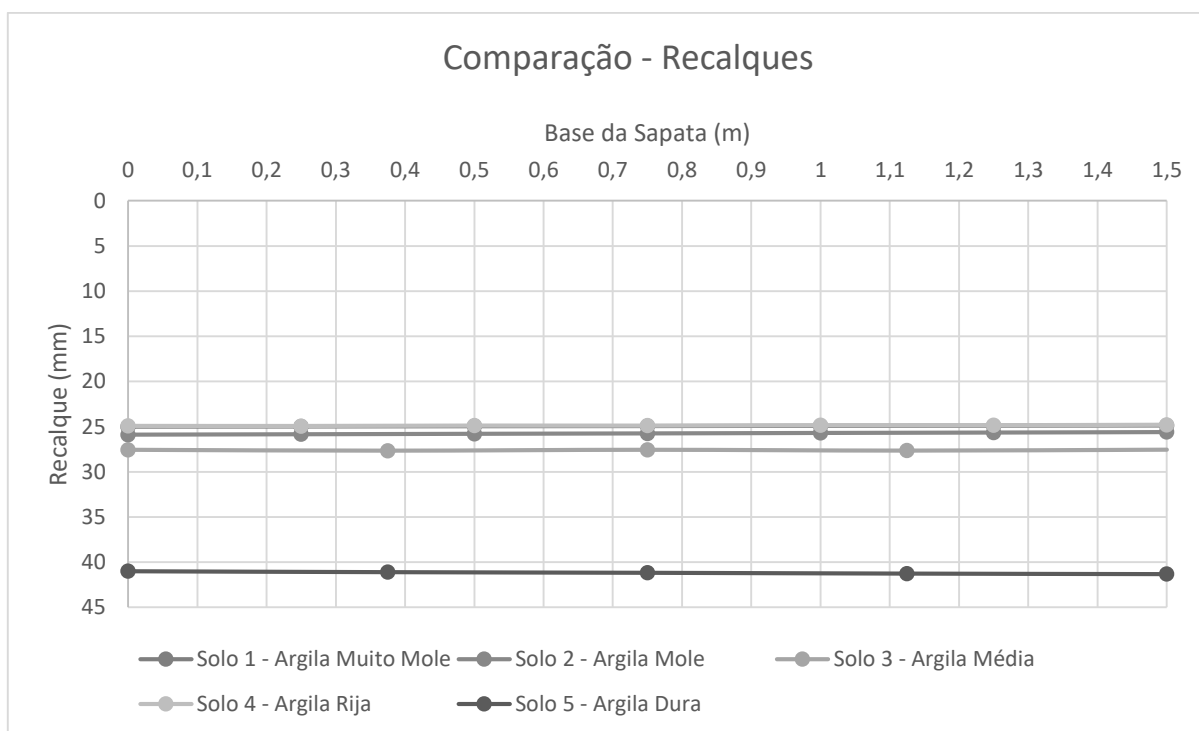
porém, que as maiores inclinações, referentes aos modelos “Solo 2” e “Solo 5”, apresentam sentidos contrários, descartando esta hipótese. O sentido de rotação é horário para valores positivos e anti-horário para valores negativos

**Tabela 4.2 – Inclinação das sapatas corridas após aplicação da carga.**

Modelo	Inclinação (%)
Solo 1	-0.0053
Solo 2	-0.0111
Solo 3	-0.0005
Solo 4	-0.0046
Solo 5	0.0118

Fonte: Autoria própria.

A Figura 4.1 apresenta uma comparação gráfica dos recalques e inclinações medidos na base das sapatas apoiadas sobre os diferentes tipos de solo estudados.



**Figura 4.1 – Comparação dos recalques e rotações gerados na primeira fase da simulação entre os diversos solos estudados.**

As Figuras 4.2 a 4.6 apresentam a magnitude dos vetores de deslocamentos dos cinco modelos, tanto na estrutura de fundação, que é facilmente reconhecível pela região de maior deslocamento, quanto no solo. Por meio destas ilustrações é possível observar certos comportamentos comuns aos modelos, como:

- Tendência de compactação do solo imediatamente abaixo da sapata;
- Solo superficial tende a se movimentar horizontalmente em direção a sapata;
- Solo profundo tende a se afastar horizontalmente da sapata;
- Movimentação do solo em forma de “redemoinho” em um ponto próximo a superfície.

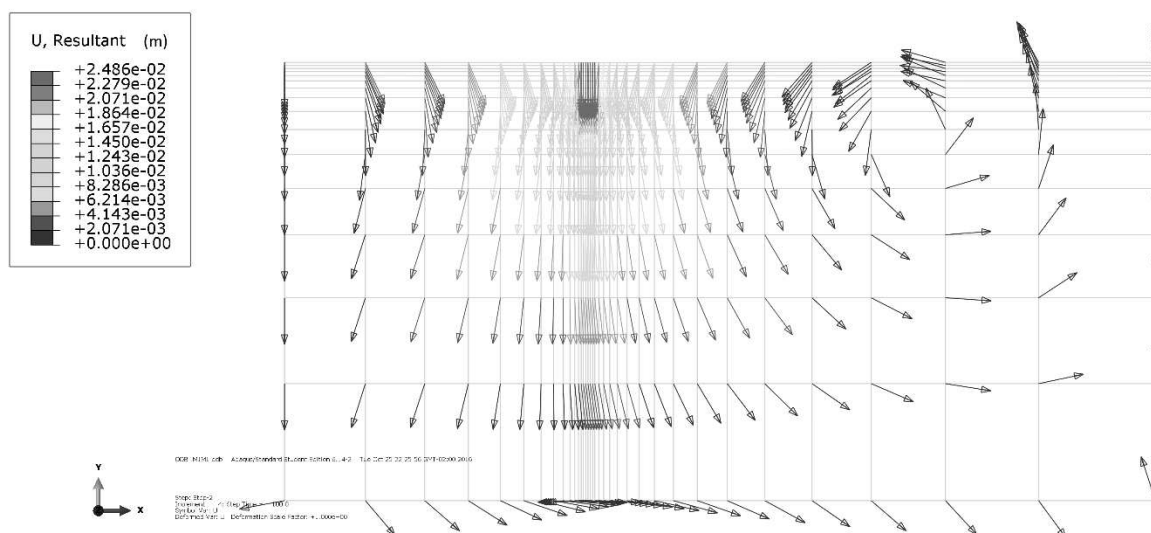


Figura 4.2 – Tendência de movimentação do maciço de solo – Solo 1 – Argila muito mole.

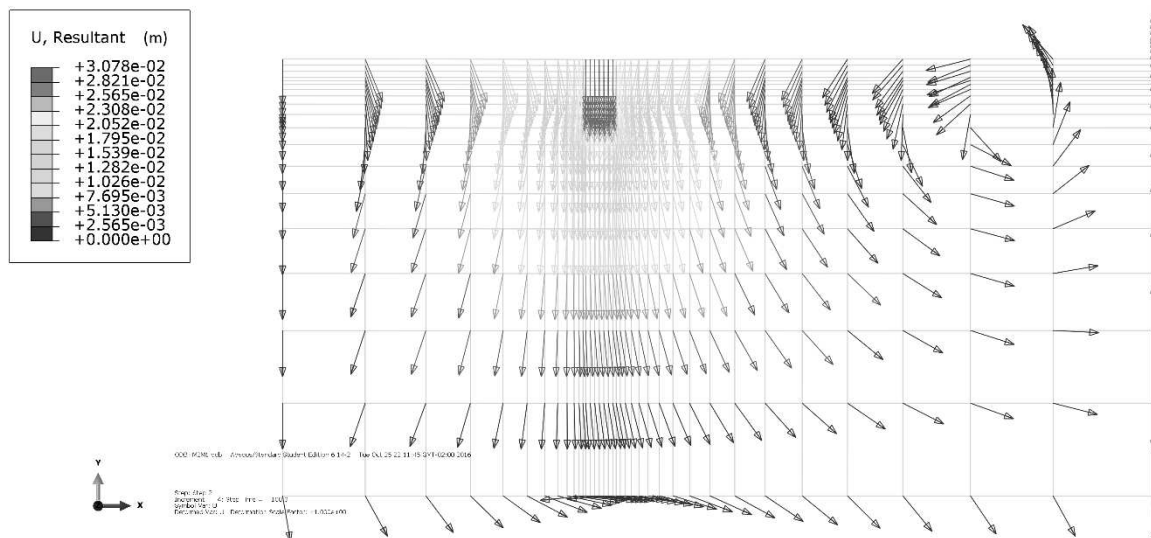


Figura 4.3 – Tendência de movimentação do maciço de solo – Solo 2 – Argila mole.

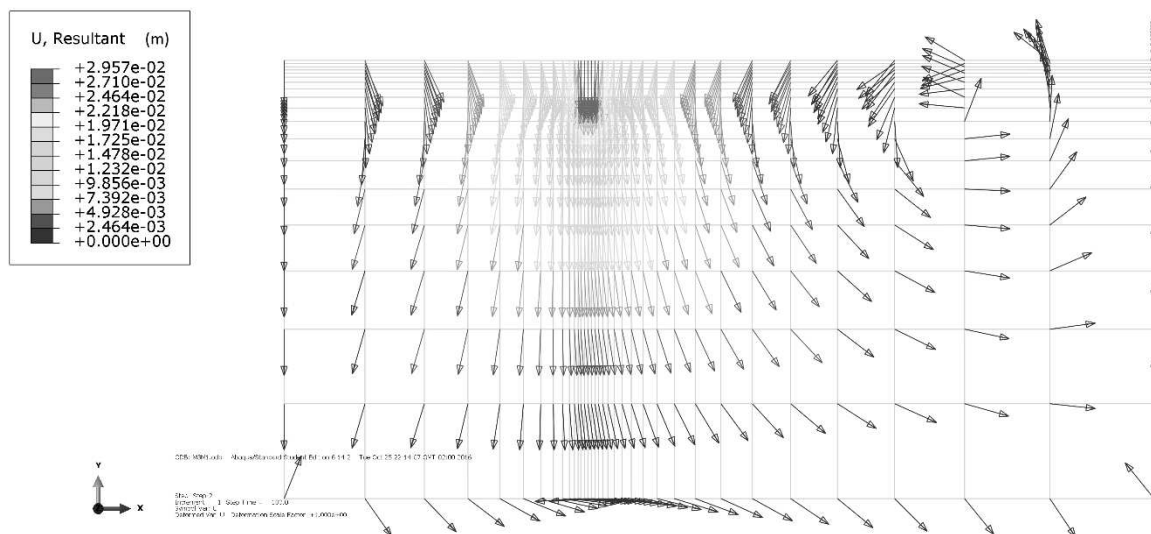
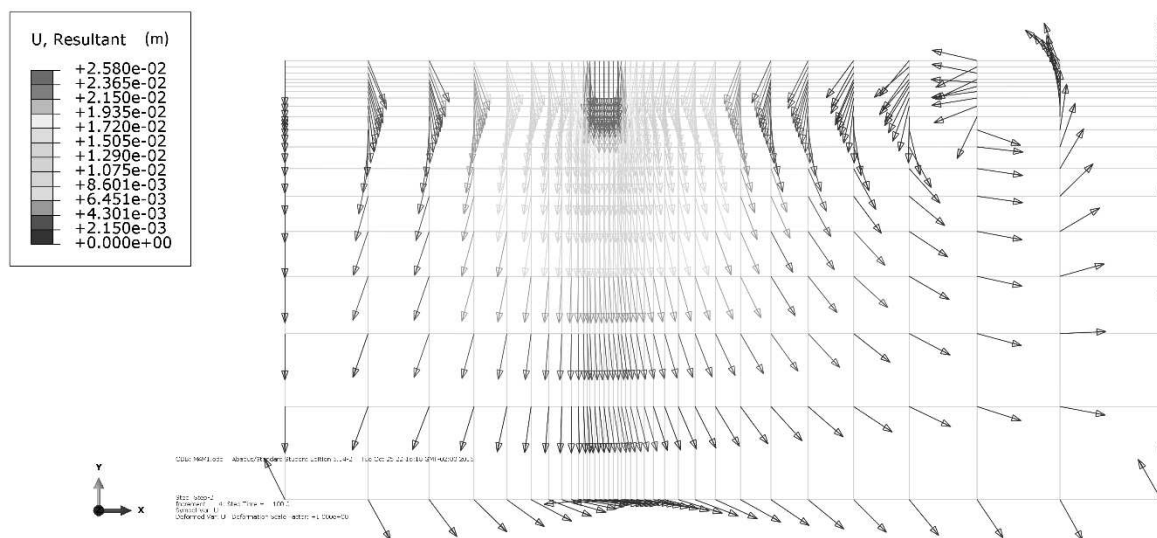
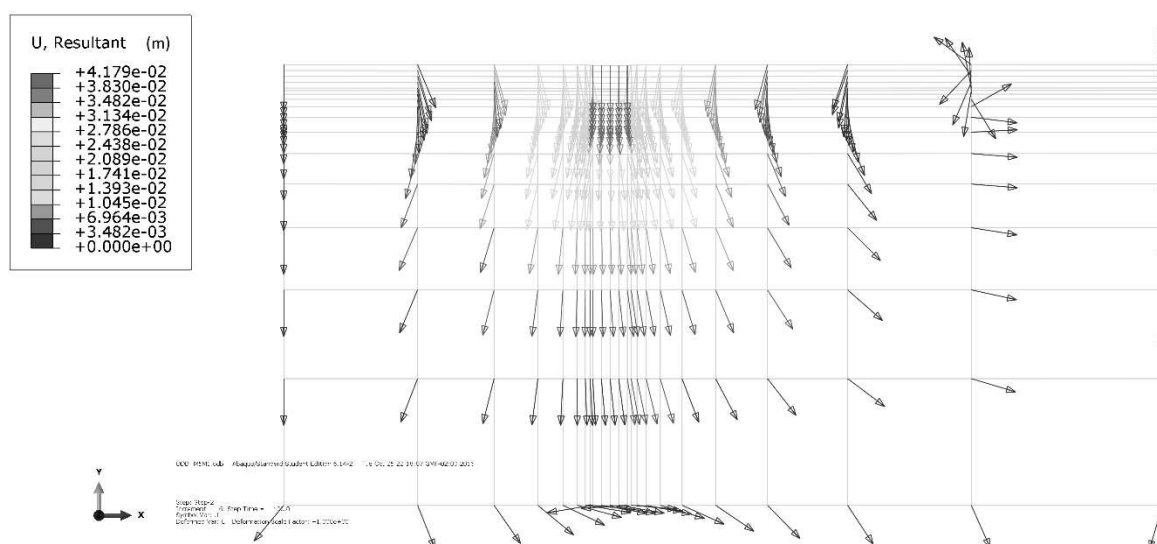


Figura 4.4 – Tendência de movimentação do maciço de solo – Solo 3 – Argila média.



**Figura 4.5 – Tendência de movimentação do maciço de solo – Solo 4 – Argila rija.**



**Figura 4.6 – Tendência de movimentação do maciço de solo – Solo 5 – Argila Dura.**

## 4.2 SEGUNDA FASE DA SIMULAÇÃO

A segunda fase da simulação é realizada com os modelos que apresentam todas as estruturas, ou seja, após a implantação da parede diafragma. Neste modelo também se realizam as escavações do solo.

A seguir são apresentadas as evoluções dos recalques e inclinações auferidos na base da sapata apoiadas sobre os cinco diferentes solos estudados. Estes recalques foram analisados em 4 etapas:

- Após o carregamento da sapata;
- Após a escavação do primeiro metro de profundidade;
- Após a escavação do segundo metro de profundidade; e
- Após a escavação do terceiro e último metro de profundidade.

Para uma melhor comparação dos recalques sofridos pelas sapatas apoiadas sobre os cinco diferentes tipos de solos, estes valores estão resumidos na Tabela 4.3. Observa-se que apenas a sapata apoiada sobre argila dura sofre recalques de maior magnitude após o término da escavação comparados com o recalque imediatamente após o carregamento. Isto acontece pois existe uma tendência de levantamento (recalque negativo) do solo próximo a parede diafragma. Esta tendência aparenta ser maior nos solos menos resistentes, que tem menor capacidade de se auto suportar.

**Tabela 4.3 – Recalque médio na base das sapatas**

Step	Recalque (mm)				
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5
Consistência	Muito mole	Mole	Média	Rija	Dura
Carregamento	19,187	22,694	22,994	23,943	40,518
1º Camada	-30,357	12,541	11,032	21,229	42,859
2º Camada	-75,265	10,392	0,280	19,974	49,044
3º Camada	-109,104	14,936	15,595	21,229	76,651

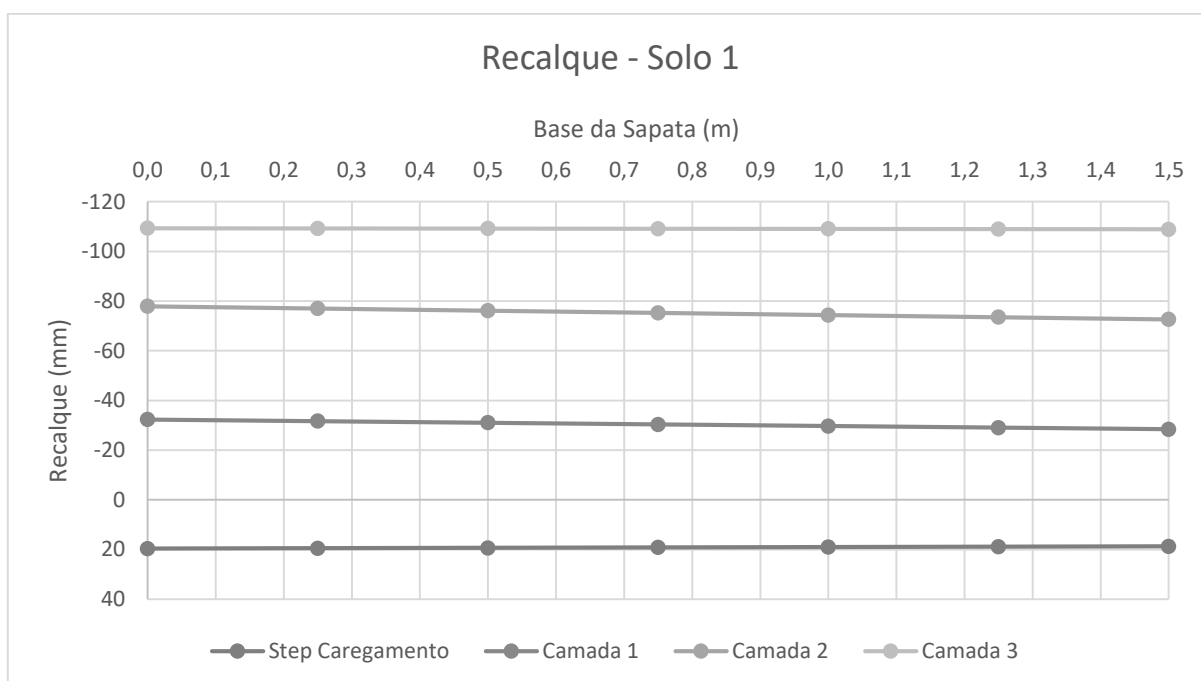
A Tabela 4.4 apresenta as inclinações geradas na base da sapata devido a rotação sofrida pela estrutura nas diversas etapas estudadas. O sentido de rotação é horário para valores positivos e anti-horário para valores negativos.

**Tabela 4.4 – Inclinação na base das sapatas devido a rotação da estrutura**

Step	Inclinação (%)				
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5
Consistência	Muito mole	Mole	Média	Rija	Dura
Carregamento	-0,062	-0,221	-0,057	-0,147	-0,226
1º Camada	0,263	-0,196	0,001	-0,180	-0,272
2º Camada	0,349	-0,366	-0,007	-0,271	-0,322
3º Camada	0,030	-0,515	0,001	-0,180	-0,013

Observa-se que não há uma regra geral para o sentido das rotações das sapatas, em certos casos ocorrem mudanças no sentido de rotação conforme a escavação avança, que também não seguem uma regra bem definida. Os valores mais preocupantes de inclinação se manifestaram na sapata apoiada sobre solo mole. As inclinações geradas na estrutura de fundação podem ser transmitidas para as estruturas sobre ela apoiadas, dependendo da rigidez da ligação entre elas. Porém, não é possível avaliar as magnitudes destas rotações sem conhecer a edificação a que essa sapata pertence. A NBR 6118:2014 impõe a consideração de imperfeições globais e locais ao cálculo estrutural decorrentes do desaprumo, portanto estas inclinações da estrutura podem ser absorvidas pela estrutura.

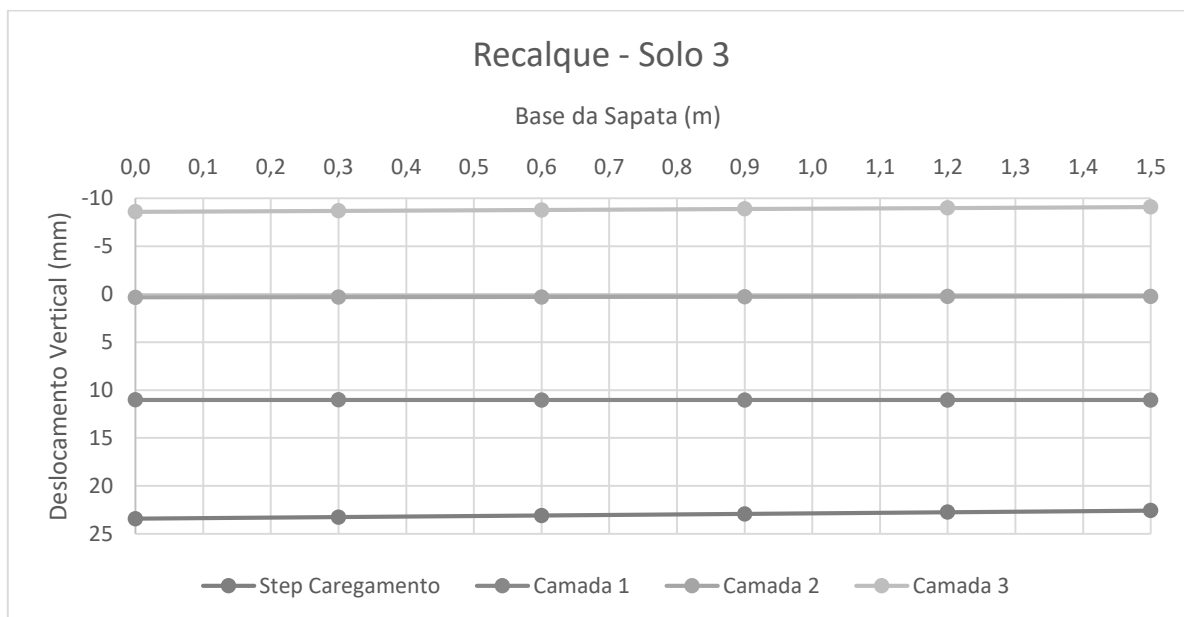
A Figura 4.7 apresenta o deslocamento da base da sapata apoiada em solo muito mole nas diferentes etapas. Percebe-se que a partir do início da retirada de material ocorre uma elevação do solo, junto com a fundação nele apoiada.



**Figura 4.7 – Recalque médio na base da sapata apoiada sobre o solo 1 – Argila muito mole.**

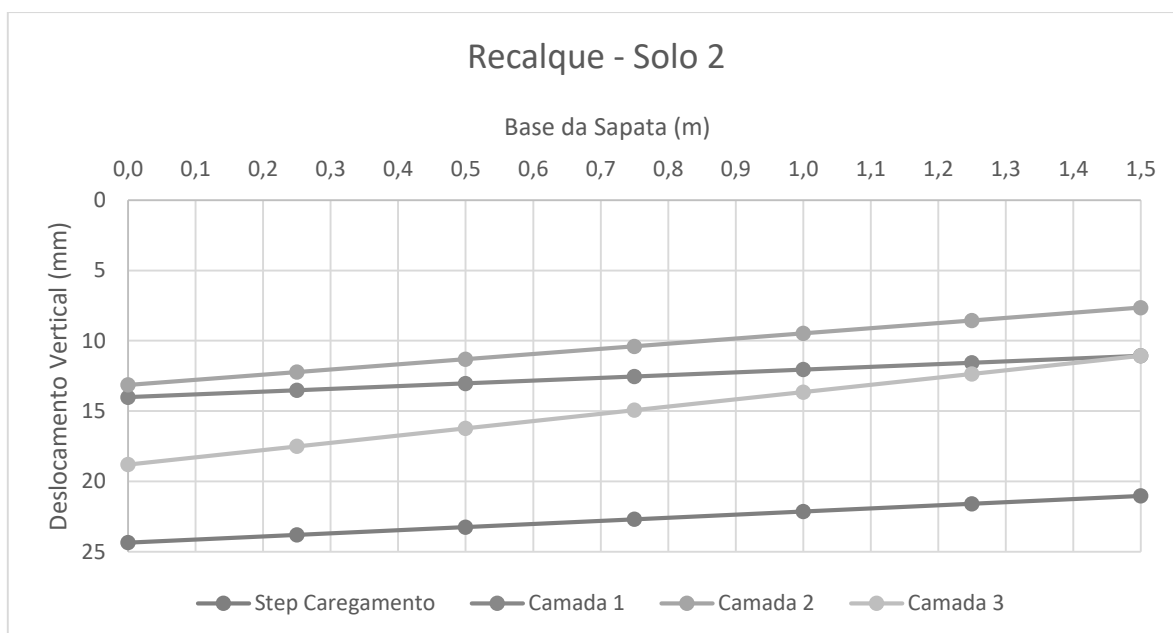
O mesmo ocorre com a sapata apoiada sobre argila média, que apresenta uma tendência crescente de levantamento (Figura 4.8).





**Figura 4.8 – Recalque médio na base da sapata apoiada sobre o solo 3 – Argila média.**

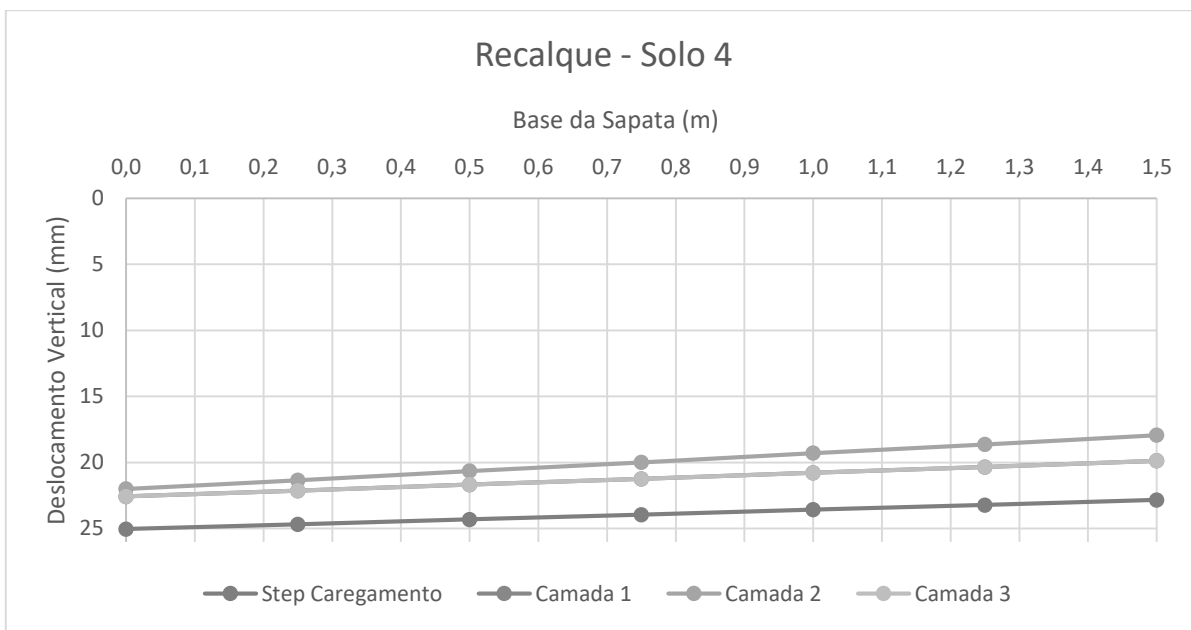
Este efeito se repete em outros modelos, porém de forma menos pronunciada. As sapatas apoiadas sobre argila mole e argila rija apresentam uma leve tendência de elevação. Apresentam, porém, uma maior tendência a inclinação, o que é claramente visível nas Figuras 4.9 e 4.10.



**Figura 4.9 – Recalque médio na base da sapata apoiada sobre o solo 2 – Argila mole.**

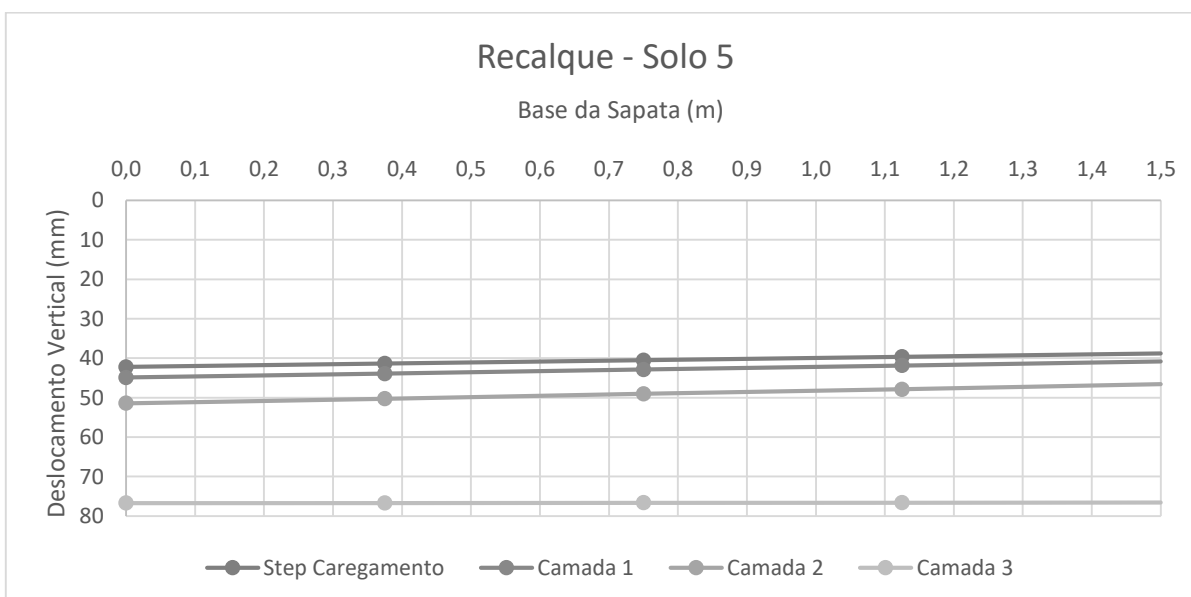
Na a última etapa de escavação, a parede apresenta uma deflexão mais acentuada para a esquerda, que provoca a descompressão do solo à sua direita e,

consequentemente, aumentando o recalque provocado na sapata. Este efeito interrompe a tendência de elevação da sapata, fazendo com que esta apresente recalques positivos. É interessante analisar que, para escavações mais profundas, este efeito provavelmente se intensificaria.



**Figura 4.10 – Recalque médio na base da sapata apoiada sobre o solo 4 – Argila rija.**

Os deslocamentos apresentados pela sapata apoiada em argila dura (Figura 4.11) fogem totalmente da tendência apresentada pelos outros solos, uma possível causa para este fato pode ser a carga aplicada a estrutura de fundação.



**Figura 4.11 – Recalque médio na base da sapata apoiada sobre o solo 5 – Argila dura.**

Com base nos dados apresentados, observa-se que a magnitude do levantamento da sapata é muito mais evidente no modelo que utiliza argila muito mole, e este fenômeno se inicia no momento em que se passa a retirar camadas de solo a esquerda da parede diafragma. Diante destes indícios, faz-se necessário uma melhor análise da movimentação do maciço de solo nos vários estágios da escavação.

A escavação promove uma descompressão do solo diretamente abaixo, promove também uma alteração na resultante de empuxos nos dois lados da parede diafragma que tende a pressionar horizontalmente o solo descomprimido. Estes efeitos em conjunto provem uma movimentação do maciço de solo, tendendo a preencher o espaço vazio deixado pelo solo escavado.

Esta situação é apresentada também em trabalhos semelhantes como o de Reffatti (2002), que apresenta em sua dissertação uma escavação de dez metros de profundidade em solo estratificado, estabilizada por parede diafragma ancorada por dois tirantes. O ANEXO A apresenta os deslocamentos do maciço de solo apresentados em seu trabalho, em que é possível observar a movimentação do solo que tende a ocupar o espaço vazio deixado pela escavação.

As Figuras 4.12 a 4.16 apresentam os deslocamentos sofridos pelo maciço de solo em forma de vetores de deslocamento resultante. Estes vetores indicam o deslocamento dos pontos nodais do modelo, portanto as regiões com maior concentração de vetores indicam os pontos onde a malha foi refinada para promover resultados mais precisos.

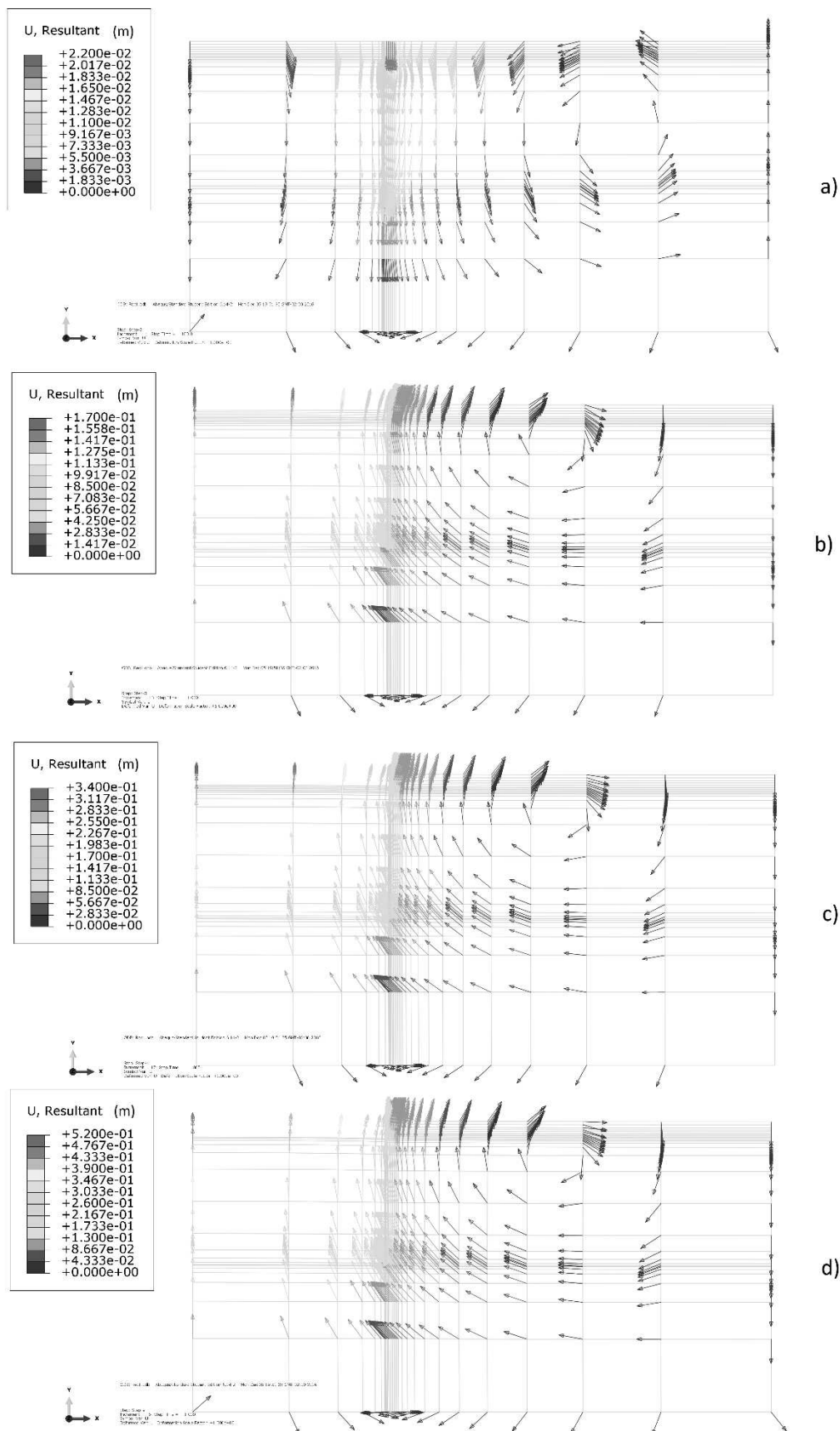
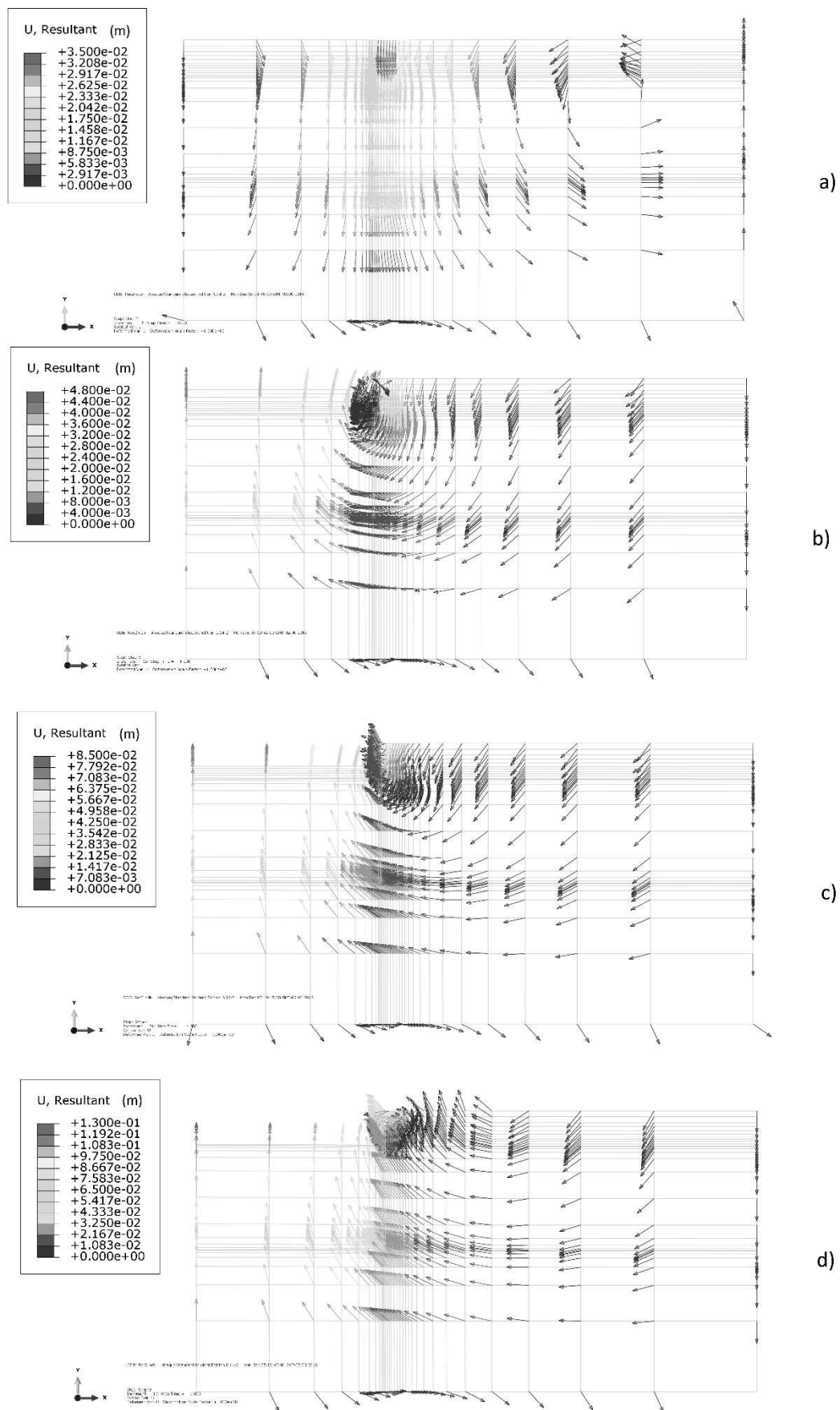


Figura 4.12 – Deslocamento do maciço de solo 1 – Argila muito mole. a) Etapa de carregamento; b) 1º metro de escavação; c) 2º metro de escavação; d) 3º metro de escavação



**Figura 4.13 – Deslocamento do maciço de solo 2 – Argila mole. a) Etapa de carregamento; b) 1º metro de escavação; c) 2º metro de escavação; d) 3º metro de escavação.**

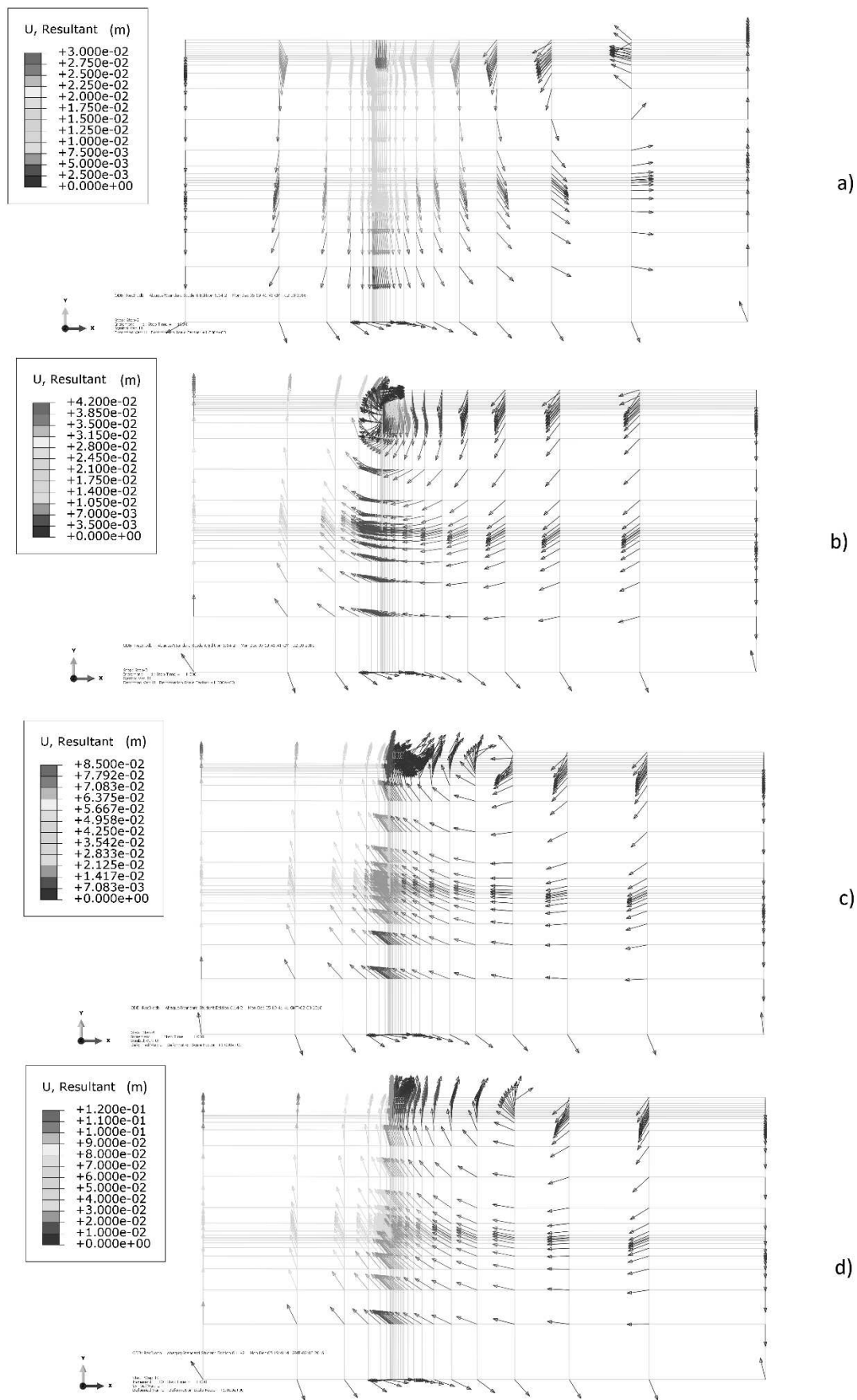


Figura 4.14 – Deslocamento do maciço de solo 3 – Argila média. a) Etapa de carregamento; b) 1º metro de escavação; c) 2º metro de escavação; d) 3º metro de escavação.

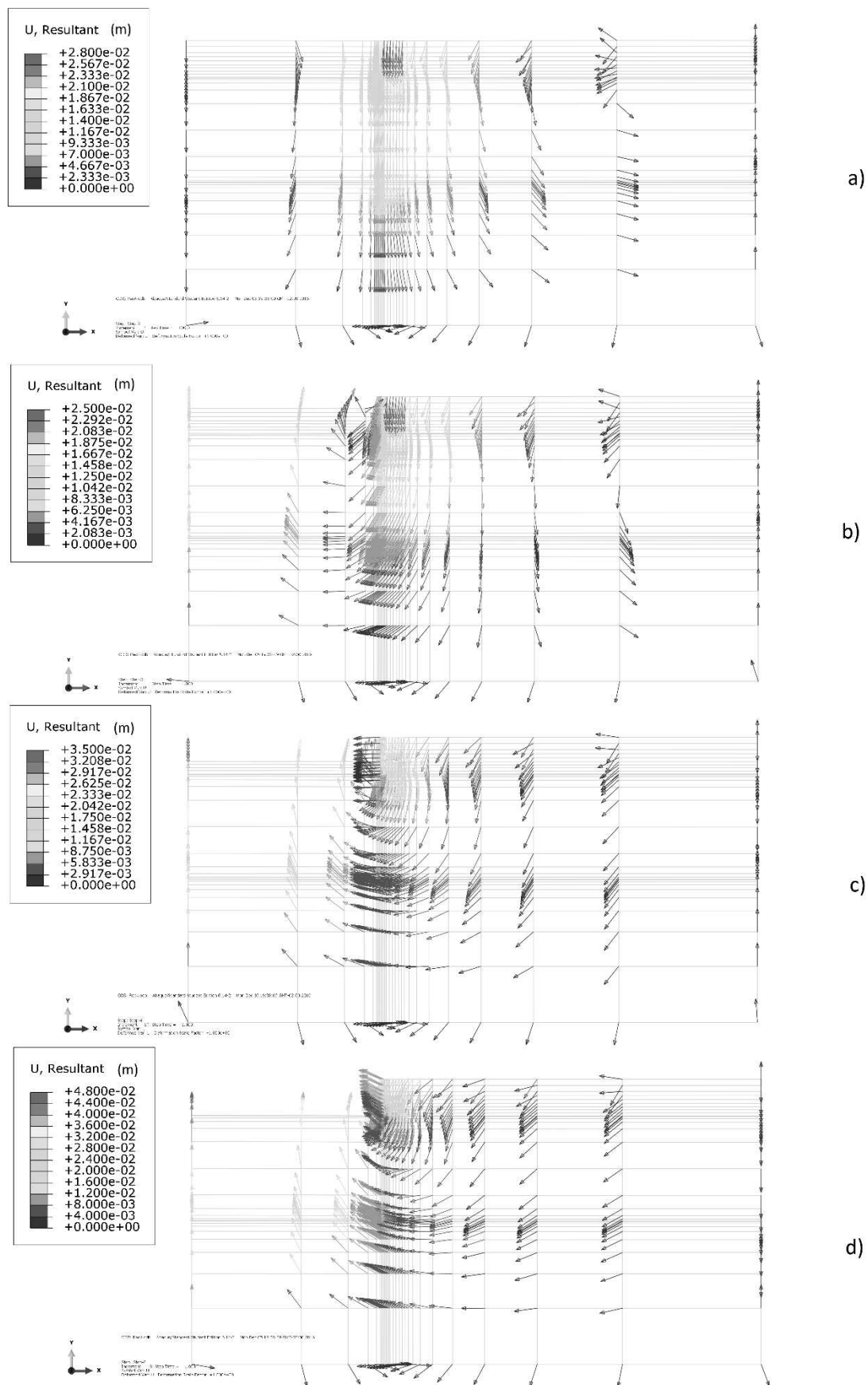


Figura 4.15 – Deslocamento do maciço de solo 4 – Argila rija. a) Etapa de carregamento; b) 1º metro de escavação; c) 2º metro de escavação; d) 3º metro de escavação.

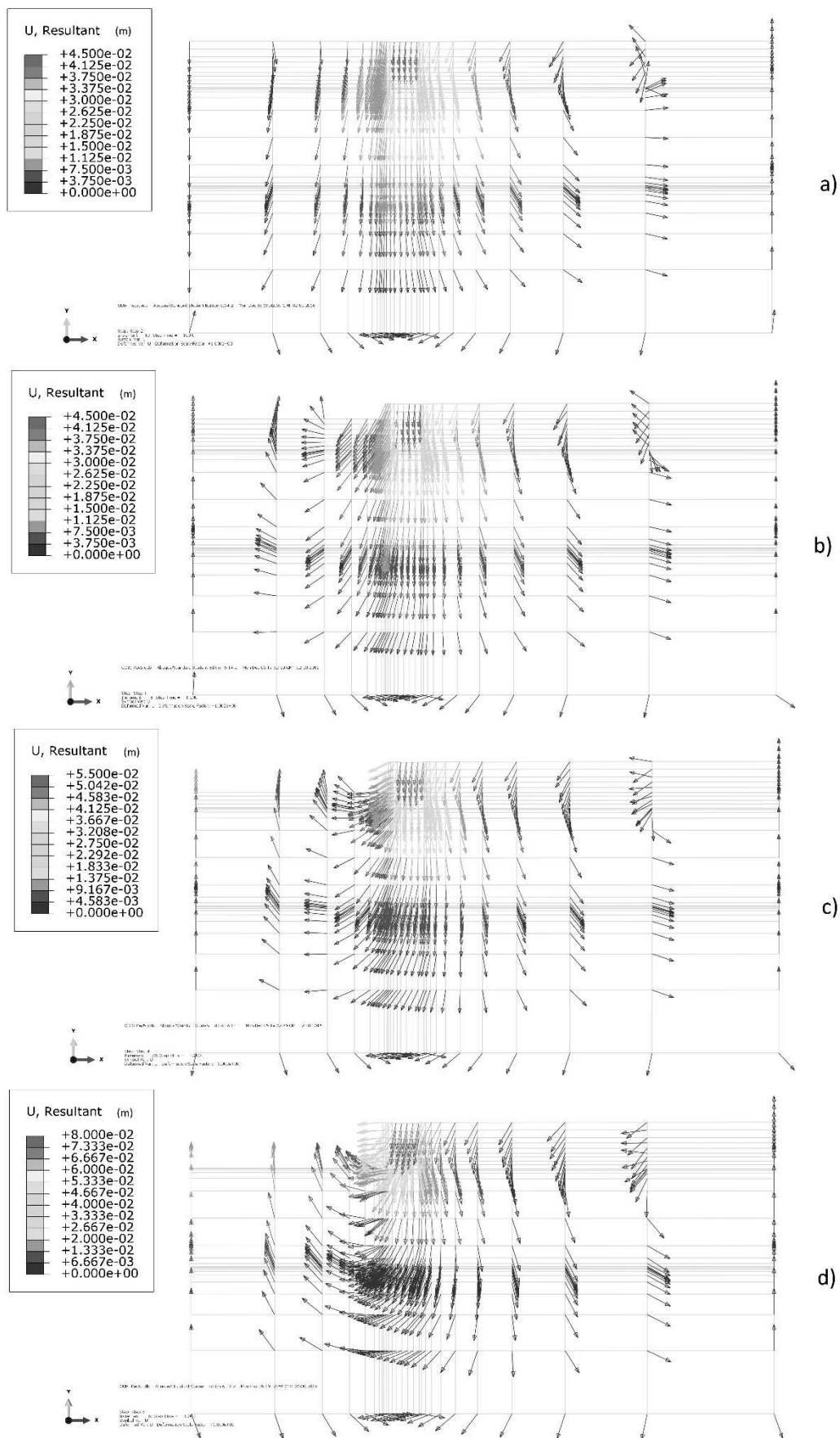


Figura 4.16 – Deslocamento do maciço de solo 5 – Argila dura. a) Etapa de carregamento; b) 1º metro de escavação; c) 2º metro de escavação; d) 3º metro de escavação.



A análise da movimentação do maciço de solo revela características interessantes da interação entre o solo e as estruturas nas situações apresentadas. É possível observar que grande parte dos deslocamentos apresentados pela estrutura de fundação são gerados pela movimentação do solo, que ao buscar o reequilíbrio do maciço gera tensões que predominam sobre às aplicadas pelas sapatas. Esta afirmativa, porém, não apresenta a mesma validade para solos muito resistentes como no caso da argila dura, pois esta apresenta maior capacidade de se auto suportar e, conseqüentemente, menor rearranjo de partículas. O modelo que utiliza argila dura está sujeito a um carregamento de maior magnitude na estrutura de fundação, e é claramente visível que os deslocamentos predominantes são causados por este carregamento.

Outro ponto que reforça a hipótese do protagonismo que os deslocamentos do solo exercem sobre as interações com as estruturas, é a observação da evolução dos vetores deslocamento. A tendência formada na etapa de carregamento, que é similar à apresentada pelos modelos da primeira fase de simulação, é desfeita conforme avança-se a escavação. O único modelo que ao final da simulação ainda retém certas características da etapa de carregamento é justamente o modelo em argila dura. Uma hipótese que pode explicar este fenômeno é o fato de que este modelo apresenta recalques de grande magnitude, em todas as etapas da simulação.

A parede diafragma apresentou deflexões relativamente pequenas, mas a direção desta deflexão varia em diferentes modelos. De modo geral, os modelos referentes ao Solo 1 e Solo 3, se deformam para a direita na extremidade livre, enquanto os modelos referentes ao Solo 2, Solo 4 e Solo 5, se deformam para a esquerda na extremidade livre.

Os modelos em que a parede apresenta deformação voltada para a direita são àqueles que possuem maior altura. Pode-se concluir que a posição, mais abaixo do nível da escavação, do centro de aplicação de carga nestes modelos gera esta deflexão. É possível afirmar também que este comportamento teve influência sobre os recalques e inclinações sofridos pela sapata ao observar os modelos referentes ao Solo 1 e Solo 3. Estes solos apresentam uma tendência contínua de levantamento, enquanto os outros modelos apresentam uma leve tendência de levantamento que é eliminada à medida em que parede sofre deflexão.

## 5 CONCLUSÃO

Este estudo apresentou resultados muito interessantes pois, em diversos casos, divergiram do esperado. Neste sentido, confirmou-se a importância do uso de tecnologias que permitam simular, prever e analisar situações reais antes de serem implantadas, como os métodos computacionais ou modelos em escala, por exemplo.

Apesar do caráter hipotético dos solos pesquisados, que requerem a utilização de parâmetros de solos ligados entre si por meio correlações. Observou-se que os resultados foram bastante satisfatórios. Os recalques resultados das simulações da primeira fase, ou seja, os modelos sem a presença da parede diafragma, apresentaram baixa variação em comparação com os recalques previstos por métodos de cálculo consagrado. Já as inclinações apresentadas foram muito pequenas, como esperado para esta situação.

Quanto aos modelos relativos a segunda fase da simulação, foi importante analisar os resultados do problema tanto do ponto de vista da estrutura quanto do solo. A escavação gera um distúrbio no interior do maciço de solo que altera drasticamente o comportamento das estruturas e do próprio solo. Percebe-se também que diversos fatores influenciaram os deslocamentos e inclinações das sapatas, como:

- A resistência do solo, que se relaciona diretamente com a capacidade que o solo possui de se auto sustentar, afeta a magnitude do rearranjo das partículas;
- A carga aplicada à sapata, promove uma maior ou menor compactação do solo imediatamente abaixo da sapata;
- A profundidade de escavação, visto que foi possível constatar que o avanço da escavação promove alterações drásticas nos deslocamentos do maciço do solo e na estrutura de contenção e, conseqüentemente, na estrutura de fundação. Foi também constatado que todas estas partes interagem entre si como resposta à escavação;
- A altura da parede diafragma em relação a profundidade escavada também afeta os deslocamentos da estrutura de fundação, como foi

constatado. Porém este fator merece ser estudado de forma mais aprofundada para que se possa compreender este fenômeno por completo.

Apesar de ser um modelo relativamente impreciso, se comparado com modelos modernos, o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb foi de grande importância para este estudo devido a sua simplicidade. O modelo de Mohr-Coulomb requer uma quantidade pequena de parâmetros para sua plena implementação, são ainda parâmetros de fácil obtenção que permitiram a sua utilização sem a necessidade de realização de ensaios de laboratório. Deste modo, modelos constitutivos mais complexos, como o Cam-Clay, poderiam inviabilizar a pesquisa.

Conclui-se por fim, os deslocamentos no interior do solo gerados pela descompressão do maciço de terra, são de grande importância para a engenharia geotécnica. No que se refere a deslocamentos e rotações, a magnitude destes deslocamentos pode ter maior importância para uma estrutura de fundação do que a própria carga a ela aplicada. A desconsideração desse fenômeno pode gerar diversos problemas, não apenas ligados a contenções de solo, mas também a outras estruturas como por exemplo a deflexão e/ou geração de atrito negativo em estacas.

## 5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Ligados ao tema deste trabalho, sugere-se as seguintes propostas para trabalhos futuros:

1. Realização de pesquisa, utilizando metodologia semelhante, porém considerando fundações profundas. Observar, principalmente, se ocorrem grandes deflexões em estacas que possam gerar desaprumos significativos à estrutura;
2. Repetir a pesquisa com modelos constitutivos mais completos, como o Cam-Clay por exemplo, utilizando dados reais de ensaio de laboratório;
3. Realização de pesquisa semelhante considerando escavações profundas, com ou sem parede de contenção ancorada;
4. Considerar o nível d'água;

5. As simulações realizadas pelo método dos elementos finitos apresentaram grandes deslocamentos da massa de solo, justifica-se, portanto, a utilização do método dos elementos discretos, de modo a obter resultados extremamente precisos da movimentação da massa de solo a nível de partícula.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ALVES, Luciano. **Estudo de parâmetros para projeto de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Coordenação de Engenharia Civil. Pato Branco, PR, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT NBR 6120 – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT. NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT. NBR 6484 – **Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT. NBR 6502 – **Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.

BOWLES JOSEPH, E. **Foundation analysis and design**. The McGraw Hill Companies, 1996.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Vol 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1996.

CARVALHO, D.M.C. **Patologias das fundações: fundações em depósitos de vertentes na cidade de Machico**. 2010. 225 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade da Madeira. Funchal, 2010.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão admissível em fundações diretas**. Rima, 2003.

DANZIGER, Fernando Artur Brasil; DANZIGER, Bernadete Ragoni; CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. **Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N**

**em Circunstâncias Particulares.** Em: XIV XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, a Cobramseg. 2008.

DAS, Braja M. **Principles of foundation engineering.** Cengage learning, 7ª ed. 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** Tradução: All Tasks, 6ª edição, São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM, Especificação técnica ET-DE-G00/012 – **Paredes Diafragma.** 2006.

DUARTE, Mariana dos Santos. **Contribuição ao estado da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas.** 2007. 148 f. Dissertação - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GOMES, Celso F. **Argilas. O que são e para que servem.** Lisboa: Edição da Fundação Calouste Gulbenkian. 457 p. 1986.

GURGEL, John Glennedy Bezerra. **Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia.** 2012. 169 f. Dissertação (Mestrado em MECÂNICA DAS ESTRUTURAS, ESTRUTURAS DE CONCRETO E ALVENARIA E MATERIAIS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, 1998.

LOPES, Francisco R., Dirceu A. Velloso. **Fundações Volume completo.** Oficina de Textos, 2016.

MATOS FERNANDES, M.; VIEIRA, C. F. S.; ALMEIDA E SOUSA, J. **Flexible cantilever retaining walls: design according to Eurocode 7 and classical methods.** In: Proc. Int. Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design, IWS Kamakura. 2002. p. 117-125.

MENDONÇA, Hélio Mazzilli Xavier de. **Sobre a modelagem de problemas de engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos.** 2005. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo. São Paulo, SP 2005

MILITITSKY J; CONSOLI NC; SCHNAID F. **Patologia das fundações**. Oficina de Textos; 2015 Jul 15.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. Edgard Blucher, 1980.

MOTA, Rodrigo Junqueira. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia-GO**. 2009. 128 f. Dissertação (Mestrado em GEOTECNIA) – Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, DF, 2009.

NAKAMURA Juliana. **Novos maquinários permitem executar paredes diafragmas até em solo rochoso**. 2013. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/200/novos-maquinarior-permitem-executar-paredes-diafragmas-ate-em-solo-rochoso-301302-1.aspx>>. Acesso em: 21 out. 2015.

NEAD, J. M.; WYNNE, C. P. **Designing retaining walls embedded in stiff clay**. Ground Engineering, v. 18, n. 3, 1985.

NIMIR, Walter. **Sobre o cálculo de paredes-diafragma em valas de metrô**. 1979. 158 f. Tese – Universidade de São Paulo - Escola de engenharia de São Carlos - Departamento de estruturas. 1979.

PATRICIO, Renato Pickler. **Adequação do FMEA para gerenciamento de riscos em obra de infraestrutura, após a aplicação da análise preliminar de risco na execução de muro de gabião**. Monografia (Especialização em Engenharia de Segurança no Trabalho). Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Departamento de Construção Civil. Curitiba, PR, 2013.

PEREIRA, Eliana M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica). 227 f. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2004.

POTTS, David M.; ZDRAVKOVIC, Lidija; ZDRAVKOVIĆ, Lidija. **Finite element analysis in geotechnical engineering: application**. Thomas Telford, 2001.

REFFATTI, Márcio E. **Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre / RS: caso de obra**. 2002. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**: 1ª edição. Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**: 2ª edição. Oficina de Textos, 2012.

SERMAN, Carlos. **Obras de arrimo – desenvolvimento e desempenho**. VIII Congresso brasileiro de mecânica dos solos, Porto Alegre, p.13, Outubro. 1986.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabiola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 31, n. 5, p. 853-862, 2007.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. Wiley, 1943.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, v. 2, 2004.

VENDRUSCOLO, Marcio Antonio. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia, Pós-Graduação em Engenharia Civil - CPGEC) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VIEIRA, CASTORINA SILVA; MATOS FERNANDES, MANUEL. **Estudo paramétrico sobre o dimensionamento de cortinas autoportantes utilizando métodos do equilíbrio limite**. VIII Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Vol. 2, pp. 979-990. 2002.



## ANEXO A

Tabela A.1 – Parâmetros do solo estratificado

Parâmetros	Aterro	Areia	Silte	Unidade
Modelo do material	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	-
Comportamento do material	Drenado	Drenado	Drenado	-
Peso do solo seco	16	17	17	kN/m <sup>3</sup>
Peso do solo úmido	20	20	19	kN/m <sup>3</sup>
Moódulo de Young	8000	30000	20000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3	0,33	-
Coesão	1,0	1,0	8,0	kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito	30	34	29	°

Fonte: Reffatti (2002).

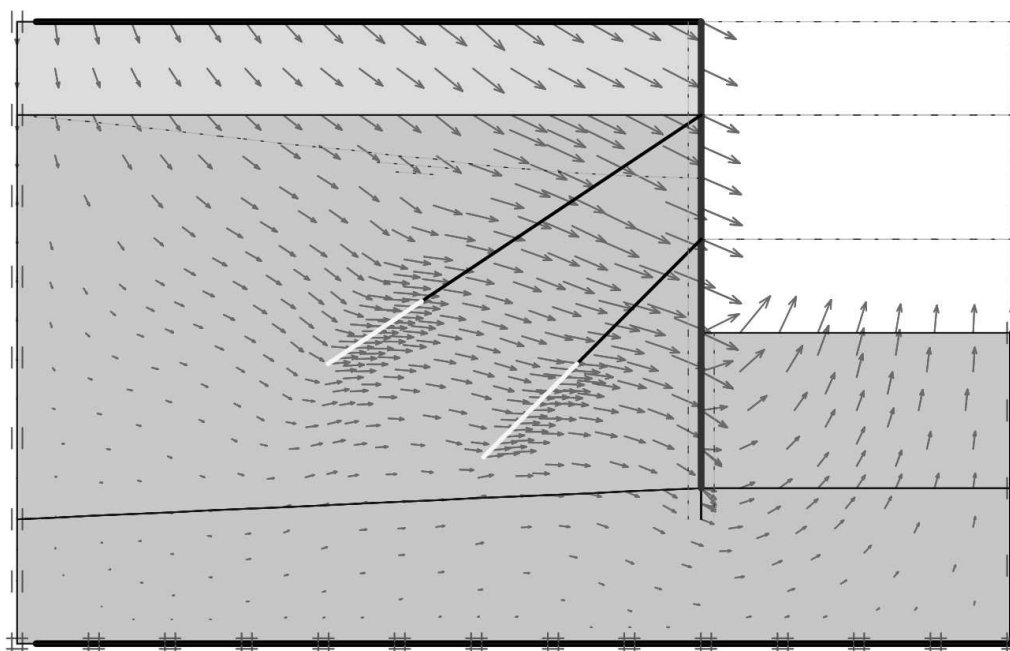


Figura A.1 – Tendência de movimentação da massa de solo

Fonte: Reffatti (2002).