

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

**FUNDAÇÕES DIRETAS EM ATERROS REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

**ÍGOR FERNANDES**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.**

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-237/2014**

**BRASÍLIA/ DF: MARÇO 2014**

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

FUNDAÇÕES DIRETAS EM ATERROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

**ÍGOR FERNANDES**

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

**APROVADA POR:**



ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)



LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)



EDER CARLOS GUEDES DOS SANTOS, D.Sc. (Universidade de Pernambuco – UPE)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

**DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE MARÇO DE 2014**

## FICHA CATALOGRÁFICA

FERNANDES, ÍGOR.

Fundações Diretas em Aterros Reforçados com Geossintéticos [Distrito Federal] 2014

xxiii, 116 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2014)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil

- |                    |                       |
|--------------------|-----------------------|
| 1. Fundações Rasas | 2. Aterros Reforçados |
| 3. Geossintéticos  | 4. Análise Numérica   |
| I. ENC/FT/UnB      | II. Título (série)    |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERNANDES, Í. (2014). Fundações Diretas em Aterros Reforçados com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-237/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ígor Fernandes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Fundações diretas reforçadas com geossintéticos.

GRAU / ANO: Mestre / 2014

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

---

Ígor Fernandes

SQS 208 Bloco “J” apto 102 – Asa Sul

70254-100 – Brasília/DF - Brasil

Correio Eletrônico: igorfernandes5@hotmail.com

# DEDICATÓRIA

Dedico a meu pai, que sempre me incentivou para a realização desta dissertação. Dedico também a minha mãe e irmãs, pois é na família que se ganha força para suportar as dificuldades.

“O êxito da vida não se mede pelo caminho que você conquistou,  
mas sim pelas dificuldades que superou no caminho.”

Abraham Lincoln

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, que me iluminou e deu forças para seguir em minha vida, abençoando a cada dia de trabalho;

Agradeço a minha família, a minha mãe, Sílvia, e minhas irmãs, Giovanna e Idalva, que me incentivaram durante toda a jornada. Em especial agradeço ao meu pai, D.Sc. Geraldo Magela também da área de Geotecnia, que me motivou para o ingresso no mestrado em Geotecnia e me fortaleceu nos momentos difíceis desta “caminhada”.

Agradeço ao meu orientador, Ennio Marques Palmeira, principalmente pela paciência, pois sem esta seria impossível aguentar meus atrasos no decorrer destes anos! Entretanto seu profissionalismo e bom carisma facilitou todo o trabalho. Sua ajuda foi decisiva para a realização desta dissertação. Sempre presente e um bom amigo.

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação da UnB (PPG-UnB) por fornecer local e equipamentos necessários para realização desta dissertação;

Agradeço aos professores da PPG-UnB, pelo conhecimento transmitido, através das disciplinas ministradas, cursos extraclasse, conversas no corredor entre outras oportunidades. É fato que os ensinamentos passados transcendem a área da Geotecnia e servem de exemplo até para minha conduta de profissional. Muito obrigado!

Agradeço a todos os colegas da SG-12, pelas conversas, saídas, amizade, companheirismo e inúmeras horas de estudo a fio antes das provas! Por todos os colegas e amigos conquistados desde o período 2011/01. Não citarei nomes para não esquecer ninguém, mas agradeço a receptividade e aos momentos alegres que passamos! Aulas na época de créditos, virar noites antes das provas, trabalhos, trocas de e-mails, almoço no R.U., festas brasileiras e colombianas, a troca de informação, artigos, programas de computador, o cafezinho das 16 hrs, enfim, por todos os momentos compartilhados, tudo isto me fez crescer e hoje faz parte de mim.

## RESUMO

Usualmente, os requisitos de projetos de fundações rasas não são total ou parcialmente satisfeitos pelo solo da área em estudo. Isto ocorre porque o solo natural é um material complexo e de comportamento variável. Portanto, inúmeros métodos construtivos têm sido desenvolvidos ao longo dos anos para viabilizar a construção de estruturas sobre camadas de solos com baixa capacidade de suporte. Um método possível envolve o emprego de geossintéticos. Estes podem, por exemplo, viabilizar a construção de aterros sobre solos moles de diversas formas, de acordo com a função ou funções que os mesmos desempenham. Todavia, ainda há dúvidas e incertezas a respeito da utilização de reforço geossintético sob fundações rasas em aterros, principalmente em relação às consequências de recalques excessivos e de rupturas. Neste contexto, esta dissertação apresenta um estudo sobre fundações diretas corridas em aterros reforçados com geossintéticos. Para esta finalidade foi utilizado o método dos elementos finitos, com o uso do programa *Plaxis* 2D. Foram modelados dois casos distintos: o primeiro com uma fundação superficial isolada e o segundo com duas fundações superficiais próximas. No primeiro caso, os aspectos principais obtidos para as análises foram a capacidade de carga e os recalques na aplicação de uma carga de referência (carga de ruptura do sistema sem reforço). Já no segundo, foi verificado o comportamento das sapatas sob condições de serviço. Para as análises desse caso, foram consideradas as distorções angulares entre as sapatas, comparando-as com as distorções limites associadas a danos em edificações. Os resultados obtidos mostram que a presença de camadas de reforço convenientemente especificadas em termos de características geométricas e mecânicas, bem como apropriadamente distribuídas sob a fundação rasa, pode aumentar significativamente a capacidade de carga e reduzir os recalques da fundação.

## **ABSTRACT**

Soils usually do not comply entirely with the requirements for the use of shallow foundations on a routine basis. This is due to soil variability and complexity of soil behaviour. Therefore, several construction methods have been developed through the years to allow the construction on compressible grounds. One of the methods available is the use of geosynthetics for soil reinforcement. Reinforced embankments can be built on soft soils because of the stabilizing effect of the reinforcement presence. However, uncertainties do exist with regard to the use of geosynthetic reinforcement underneath shallow foundations, such as footings. In this dissertation the finite element method was employed to investigate the behaviour of an isolated and of two adjacent strip footings using the code Plaxis 2D. For the former situation, the main parameters investigated were bearing capacity and settlements caused by the application of a reference load on the footing (failure load of the footing resting on unreinforced fill). For the case of two adjacent footings, the main interest was to evaluate the distortion between the footings when they were subjected to working conditions. The results obtained showed that, when properly specified in geometrical and mechanical terms as well as propely distributed underneath the footing, geosynthetic reinforcement can increase significantly the footing bearing capacity and reduce its settlements.



# SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	iv
AGRADECIMENTOS.....	vi
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	viii
SUMÁRIO .....	ix
LISTA DE FIGURAS .....	xii
LISTA DE TABELAS .....	xix
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES.....	xxi
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVOS.....	2
1.1.1. Objetivo geral .....	2
1.1.2. Objetivos específicos.....	2
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>3</b>
2.1. Capacidade de carga.....	3
2.2. Recalques .....	4
2.3. Geossintéticos.....	6
2.4. Geossintéticos utilizados em estruturas de solo reforçado.....	7
2.5. Fundações Rasas .....	8
2.6. Fundações rasas reforçadas com geossintéticos.....	8
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>25</b>
3.1. Ferramenta numérica.....	25
3.1.1. <i>Input</i> .....	26
3.1.2. <i>Calculation</i> .....	28
3.1.3. <i>Inspect Output</i> .....	29
3.1.1. <i>Curves</i> .....	30
3.2. Procedimentos de análise .....	30
3.3. Modelo numérico .....	36

3.2.1. Geometria .....	36
3.2.2. Propriedades dos materiais .....	40
3.2.2.1. Fundação superficial (sapata) .....	40
3.2.2.2. Material de aterro .....	41
3.2.2.3. Materiais de reforço (geossintéticos) .....	42
3.2.3. Condições iniciais.....	42
3.2.4. Estágios de cálculo .....	43
<b>4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>46</b>
4.1. Fundação superficial isolada .....	46
4.1.1. Fundação superficial isolada em aterro sem reforço .....	46
4.1.2. Fundação superficial isolada em aterro reforçado com uma camada de reforço.....	49
4.1.2.1. Verificação da influência da profundidade da camada de reforço (U).....	50
4.1.2.2. Verificação da influência do comprimento da camada de reforço (L).....	57
4.1.2.3. Verificação da influência da rigidez da camada de reforço (J) .....	61
4.1.3. Fundação superficial isolada em aterro reforçado com multicamadas.....	64
4.1.3.1. Verificação da influência do número de camadas de reforço (N).....	64
4.1.3.2. Verificação da influência do comprimento das camadas de reforço (L).....	68
4.1.3.3. Verificação da influência da rigidez das camadas de reforço (J) .....	72
4.1.3.4. Verificação dos esforços de tração nos reforços .....	76
4.1.4. Fundação superficial isolada em aterro modificado sem reforço .....	79
4.1.5. Fundação superficial isolada em aterro modificado reforçado com uma camada de reforço	83
4.1.6. Fundação superficial isolada em aterro modificado reforçado com multicamadas	89
4.2. Interferência entre duas fundações superficiais próximas.....	93
4.2.1. Interferência entre duas fundações superficiais próximas em aterro sem reforço	95
4.2.2. Interferência entre duas fundações superficiais próximas em aterro reforçado com uma camada .....	97
4.2.2.1. Verificação da Influência da profundidade da camada de reforço (U) .....	98
4.2.2.2. Verificação da Influência do espaçamento entre as fundações superficiais (E)	99

4.2.3. Interferência entre duas fundações superficiais próximas em aterro reforçado com multicamadas .....	102
4.2.3.1. Verificação da influência do número de camadas de reforço (N).....	102
4.2.3.2. Verificação da Influência do espaçamento entre as fundações superficiais (E)            103	
4.2.3.3. Verificação dos esforços de tração nos reforços .....	105
<b>5. CONCLUSÕES.....</b>	<b>108</b>
<b>6. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>112</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>113</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Geogrelhas (Palmeira, 2010b).....	7
Figura 2.2 Geotêxtil tecido (Palmeira, 2010b).....	8
Figura 2.3 Geotêxtil não tecido (Palmeira, 2010b).....	8
Figura 2.4 O mecanismo de ruptura para solo arenoso reforçado assumido por Binquet & Lee (1975) (modificado por Shukla, 2012).....	9
Figura 2.5 Sapata corrida em aterro reforçado com geossintéticos (Patra <i>et al.</i> , 2005)....	12
Figura 2.6 Grupos de Testes com B= 10 cm (Ju <i>et al.</i> , 1996).....	13
Figura 2.7 Casos abordados pelos artigos relacionados com fundações superficiais em solo reforçado (Modificado de Palmeira, 2001).....	15
Figura 2.8 Perfis de recalque ao longo do tempo dos 4 quarteirões de edifícios: (a) associação dos professores; (b) segunda classe de apoio; (c) conferência nº1; e (d) quarta classe de apoio nº1.....	16
Figura 2.9 Carga vertical centralizada, simulação numérica: comparação entre fundação rasa sem reforço, fundação rasa reforçada e fundação profunda rígida (Modificado Di Prisco <i>et al.</i> , 2001).....	18
Figura 2.10 Geometria da interferência entre duas sapatas corridas em um solo reforçado (Ghazavi & Lavasan, 2008).....	19
Figura 2.11 Esquemas: (a) planta da placa de carregamento sobre a matriz de geocélulas; (b) seção transversal e força de cisalhamento unitária da geocélula ( $F\tau$ ) (Modificado Avesani Neto <i>et al.</i> , 2013).....	20
Figura 2.12 Arranjo esquemático dos ensaios de Meneses (2004).....	21
Figura 2.13 Modelo numérico do ensaio com reforço de geocélula (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012).....	21
Figura 2.14 Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais e dos obtidos pelo MEF para a situação não reforçada (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012).....	21

Figura 2.15 Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais e dos obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,25 (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012). .....	21
Figura 2.16 Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio e pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012). .....	22
Figura 2.17 Comparação entre as tensões obtidas no maciço no ponto 10/40 por meio das células de pressão e pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012). .....	23
Figura 2.18 Tensões verticais obtidas pelo MEF para geocélula de $h/d = 0,75$ e tensão aplicada pela placa de 50 kPa (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012). .....	24
Figura 2.19 Deformações totais obtidas pelo MEF para geocélula de $h/d = 0,75$ e tensão aplicada pela placa de 50 kPa (Avesani Neto <i>et al.</i> , 2012). .....	24
Figura 3.1 Exemplo de deformação plana e problema axissimétrico (Brinkgreve & Vermeer, 1998). .....	26
Figura 3.2 Exemplo do programa <i>Plaxis Calculation</i> em execução. ....	29
Figura 3.3 Exemplo de deslocamentos dos nós. ....	29
Figura 3.4 Exemplo de Curva Carga-Recalque. ....	30
Figura 3.5 Esquema para explicar a nomenclatura dos arquivos. ....	33
Figura 3.6 Variáveis para o 1º caso típico: (a) aterro homogêneo e uniforme; (b) aterro modificado (sem escala). .....	34
Figura 3.7 Variáveis para o 2º caso típico (sem escala). ....	34
Figura 3.8 Sequência das simulações numéricas realizadas. ....	35
Figura 3.9 Exemplo da geometria da sapata isolada em aterro homogêneo e uniforme reforçado com uma camada. ....	37
Figura 3.10 Exemplo da geometria da sapata isolada em aterro modificado reforçado com uma camada. ....	37
Figura 3.11 Exemplo da geometria da interferência entre duas sapatas em aterro reforçado com uma camada. ....	38

Figura 3.12 Exemplo da malha da sapata isolada em aterro homogêneo e uniforme reforçado com uma camada.....	39
Figura 3.13 Exemplo da malha da sapata isolada em aterro modificado reforçado com uma camada.....	39
Figura 3.14 Exemplo da malha da interferência entre duas sapatas em aterro reforçado com uma camada.....	40
Figura 3.15 Tensões totais iniciais para um solo tipo 01. ....	43
Figura 3.16 Estágios de cálculo para solo tipo 01 reforçado com uma camada.....	45
Figura 4.1 Fundação superficial em aterro sem reforço.....	47
Figura 4.2 Deslocamento vertical sob ação da carga máxima do sistema não reforçado com solo tipo 01.....	48
Figura 4.3 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa sem reforço sob ação da carga última para solo tipo 01.....	48
Figura 4.4 Fundação superficial reforçada com uma camada de reforço.....	49
Figura 4.5 Esquema das simulações em relação a variável “U” (sem escala). ....	50
Figura 4.6 Cargas de ruptura em relação à profundidade do reforço. ....	52
Figura 4.7 Variação do BCR em relação à profundidade do reforço. ....	52
Figura 4.8 Variação do recalque na aplicação da carga de referência com o aumento do comprimento da camada de reforço. ....	54
Figura 4.9 Pontos de plastificação com a variação da profundidade da camada de reforço: (a) $U_2 = 0,25B$ ; (b) $U_5 = 0,75B$ ; e (c) $U_6 = 1,00B$ .....	56
Figura 4.10 Variação da carga de ruptura em relação ao comprimento da camada de reforço. ....	58
Figura 4.11 Incremento do BCR com o aumento do comprimento da camada de reforço. ....	58

Figura 4.12 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa com uma camada de reforço com $L = 4,0B$ (T1U1N1J1L4). .....	59
Figura 4.13 Variação do recalque de referência com o comprimento da camada de reforço. ....	60
Figura 4.14 Variação da carga de ruptura com a rigidez do camada de reforço. ....	62
Figura 4.15 Variação de BCR com a rigidez da camada de reforço. ....	62
Figura 4.16 Variação do recalque de referência com a rigidez da camada de reforço. ....	63
Figura 4.17 Variação da carga de ruptura com o número de camadas de reforço. ....	66
Figura 4.18 Variação de BCR com o número de camadas de reforço (N). ....	66
Figura 4.19 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa com multicamadas de reforço sob ação da carga última (T1N4J3S1L4). ....	67
Figura 4.20 Variação do recalque ( $\rho_{refer}$ ) com o número de camadas de reforço (N). ....	68
Figura 4.21 Variação da carga de ruptura em relação ao comprimento da camada de reforço .....	70
Figura 4.22 Incremento do BCR com o aumento do comprimento das camadas de reforço. ....	70
Figura 4.23 Variação do recalque de referência com o comprimento das camadas de reforço. ....	72
Figura 4.24 Variação da carga de ruptura em relação a rigidez das camadas de reforço..	74
Figura 4.25 Incremento do BCR com o aumento da rigidez da camada de reforço. ....	74
Figura 4.26 Variação do recalque de referência com a rigidez das camadas de reforço...	76
Figura 4.27 Variação do esforço de tração na 1ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	77

Figura 4.28 Variação do esforço de tração na 2ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	77
Figura 4.29 Variação do esforço de tração na 3ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	78
Figura 4.30 Variação do esforço de tração na 4ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	78
Figura 4.31 Esquema das simulações em relação a variável “D” (sem escala). ....	79
Figura 4.32 Fundação superficial em aterro sem reforço com com profundidade (D) igual a 60 centímetros. ....	80
Figura 4.33 Cargas de ruptura em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados. ....	81
Figura 4.34 Variação do $BCR_m$ em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados. ....	81
Figura 4.35 Variação dos recalques na aplicação da carga de referência em relação à profundidade (D) do aterro não reforçado. ....	82
Figura 4.36 Detalhe da geometria utilizada no caso da fundação superficial em aterro modificado tipo 02 reforçado com uma camada de geossintético. ....	83
Figura 4.37 Curvas carga-recalque na ruptura das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada. ....	85
Figura 4.38 Detalhe das cargas de ruptura das curvas carga-recalque das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada. ....	85
Figura 4.39 Curvas carga-recalque quando aplicada a carga de referência nas simulações em aterro modificado reforçado com uma camada. ....	88
Figura 4.40 Detalhe na redução de recalques quando aplicada a carga de referência pelas curvas carga-recalque das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada. ....	88



Figura 4.41 Variação da carga de ruptura com o número de camadas de reforço (N) em aterro original ou modificado.....	90
Figura 4.42 Incremento do $BCR_m$ com o número de camadas de reforço em aterro original ou modificado. ....	91
Figura 4.43 Variação do recalque ( $\rho_{refer}$ ) com o número de camadas de reforço (N). ....	93
Figura 4.44 Distorções limites associadas aos danos em edificações (Velloso e Lopes, 2004).....	95
Figura 4.45 Esquema das simulações em relação a variável “e” (sem escala).....	96
Figura 4.46 Exemplo dos nós selecionados para inspecionar os recalques para o caso da distância entre os sapatas ser de $e1 = 2$ metros. ....	96
Figura 4.47 Esquema para as variáveis do sistema com duas sapatas próximas de distância “e” igual a $e1$ , $e2$ ou $e3$ (sem escala). ....	98
Figura 4.48 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “ $e1$ ” (2 m) entre as sapatas. ....	100
Figura 4.49 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “ $e2$ ” (4 m) entre as sapatas. ....	101
Figura 4.50 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “ $e3$ ” (8 m) entre as sapatas. ....	101
Figura 4.51 Variação da distorção angular ( $\beta_{A-B adm}$ ) entre os recalques dos centros das sapatas em relação à variação do número de camadas de reforços (N). ....	104
Figura 4.52 Variação do esforço de tração na 1ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	106
Figura 4.53 Variação do esforço de tração na 2ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. ....	106

Figura 4.54 Variação do esforço de tração na 3ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. .... 107

Figura 4.55 Variação do esforço de tração na 4ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço. .... 107

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Fatores de capacidade de carga de Terzaghi (1943).....	4
Tabela 2.2 Fatores de influência para fundações rasas (DAS, 2007).....	6
Tabela 3.1 Propriedades da sapata.....	40
Tabela 3.2 Tipos de solo para material do aterro. ....	41
Tabela 3.3 Classificação da compacidade em relação aos parâmetros de resistência e de deformabilidade (Marangon, 2010).....	41
Tabela 3.4 Parâmetros do reforço.....	42
Tabela 3.5 Valores de $K_0$ .....	43
Tabela 3.6 Estágios de cálculo das simulações no programa <i>Plaxis</i> . ....	43
Tabela 4.1 Cargas de ruptura do sistema com sapata isolada em relação à profundidade da camada de reforço. ....	51
Tabela 4.2 Recalques do sistema de sapata isolada em relação à profundidade da camada de reforço.....	53
Tabela 4.3 Cargas de ruptura em relação a variação do comprimento da camada de reforço. ....	57
Tabela 4.4 Recalques em relação ao comprimento da camada de reforço. ....	59
Tabela 4.5 Cargas de ruptura em relação a variação da rigidez da camada de reforço. ....	61
Tabela 4.6 Recalques em relação à rigidez da camada de reforço. ....	63
Tabela 4.7 Capacidade de carga última verificando influência do número de camadas (N). .....	65
Tabela 4.8 Recalques em relação ao número de camadas de reforço (L). ....	67
Tabela 4.9 Cargas de ruptura em relação a variação do comprimento das camadas de reforço. ....	69

Tabela 4.10 Recalques em relação ao comprimento da camada de reforço.....	71
Tabela 4.11 Cargas de ruptura em relação a variação da rigidez das camadas de reforço. .....	73
Tabela 4.12 Recalques em relação à rigidez das camadas de reforço.....	75
Tabela 4.13 Cargas de ruptura em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados. .....	80
Tabela 4.14 Recalques em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados.....	82
Tabela 4.15 Cargas de ruptura dos sistemas de aterro modificado com uma camada de reforço. ....	84
Tabela 4.16 Recalques dos sistemas de aterro modificado com uma camada de reforço.	87
Tabela 4.17 Cargas de ruptura dos sistemas de aterro modificado com multicamadas de reforço. ....	89
Tabela 4.18 Recalques dos sistemas de aterro modificado com multicamadas de reforço. .....	92
Tabela 4.19 Carga máxima admissível para sapatas, $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> ), estimada no terreno (modificado de ITS, 2010). ....	94
Tabela 4.20 Recalques dos casos com duas sapatas em relação à distância “e” entre as bordas das sapatas. ....	97
Tabela 4.21 Recalques do sistema com duas sapatas em relação à profundidade (U) da camada de reforço. ....	99
Tabela 4.22 Recalques do sistema com duas sapatas em aterro reforçado com uma camada em relação à distância (e) entre as bordas internas das sapatas. ....	100
Tabela 4.23 Recalques do sistema com duas sapatas em relação ao número de camadas de reforço (N).....	102
Tabela 4.24 Recalques dos sistemas com duas sapatas em relação à variação da distância “e” e também em relação ao número de camadas (N) de reforços. ....	104

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES

$\Delta$	Distância entre os centros de duas sapatas
$\Delta L$	Economia de comprimento do reforço
A	Nó da malha de elementos finitos situado no centro da sapata menor
B	Largura da sapata
B	Nó da malha de elementos finitos situado no centro da sapata maior
b	Comprimento da camada de reforço
B1	Largura da sapata corrida menor
B2	Largura da sapata corrida maior
BCR	<i>Bearing Capacity Ratio</i> ou Taxa de capacidade de carga
BCR <sub>m</sub>	Taxa de capacidade de carga modificada
c	Coesão
C	Nó da malha de elementos finitos situado equidistante às bordas internas das sapatas;
c'	Coesão efetiva
d	espessura equivalente
D	Profundidade do aterro modificado (com substituição de solo)
d	Distância entre camadas de reforço de geossintéticos
D <sub>f</sub>	Profundidade da fundação rasa
e	Distância entre as bordas internas de duas sapatas próximas
EA	Rigidez normal
EI	Rigidez à flexão
E <sub>s</sub>	Módulo de elasticidade do solo
F <sub>τ</sub>	Força de cisalhamento unitária da geocélula
h	Espaçamento entre camadas de reforço

$h/d$	Relação altura/diâmetro da geocélula
$I_p$	Fator de influência unidimensional dependente da forma e rigidez do elemento de fundação
$J$	Rigidez à tração do reforço
$K_0$	coeficiente de empuxo passivo
$L$	Comprimento do reforço
$m_1$	Relação entre o comprimento e a largura da fundação
MEF	Método dos elementos finitos
$N$	Número de camadas de reforço
N/A	Não se aplica
$N_c, N_q$ e $N_\gamma$	Fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo
PEAD	Polietileno de alta densidade
PP	Polipropileno
$Q$	Sobrecarga ao nível da base da sapata
$q_m$	Capacidade de carga do solo no aterro modificado
$q_r$	Capacidade de carga do solo reforçado
$q_{u(\text{reforçado})}$	Capacidade de carga última da sapata assente no solo reforçado
$q_{ult}, q_u$	Capacidade de carga do solo não reforçado (carga de referência)
$R_{int}$	parâmetro de interface entre solo e o reforço de geossintéticos.
$S, s$	Espaçamento entre as camadas de reforço
SCR	<i>Settlement Capacity Ratio</i> ou Taxa de redução de recalque
$SCR_m$	Taxa de redução de recalque modificado
$S_e$	Recalque elástico
$t$	espessura do reforço tipo colchão
T1	Primeiro caso típico: Fundação superficial isolada em aterro
T2	Segundo caso típico: Estudo da interferência entre duas fundações superficiais próximas em aterro
$u, U$	Profundidade da primeira camada de reforço de geossintéticos
$U_y$	Deslocamento vertical

$w$	Peso da sapata
$\rho_{m(r)}$	Recalque do caso modificado reforçado quando este é submetido a carga de referência.
$\rho_{qu}$	Recalque na ruptura do solo
$\rho_r, \rho_{qrefer}$	Recalque do caso reforçado quando este é submetido a carga de referência.
$\Delta\rho$	Recalque diferencial
$\Delta\sigma$	Pressão vertical aplicada sobre o terreno
$\beta$	Distorção angular entre dois elementos da fundação.
$\beta_{A-B adm}$	Distorção angular entre dois centros das sapatas próximas
$\gamma$	Peso específico aparente natural
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho_{qrefer-m}$	Recalque do caso reforçado quando este é submetido a carga de ruptura do sistema modificado sem reforço de geossintéticos
$\rho_{A adm}, \rho_{B adm}$ e $\rho_{C adm}$	Recalques do sistema com duas sapatas próximas quando este é submetido a tensão admissível para os pontos A, B e C, respectivamente.
$\phi$	Ângulo de atrito
$\psi$	Ângulo de dilatação
$\mu_s$	Coefficiente de Poisson do solo
cm	Centímetros
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
m	Metros
mm	Milímetros

## 1. INTRODUÇÃO

Os requisitos de projetos de engenharia para os solos de fundação normalmente não são total ou parcialmente satisfeitas pelo solo da área em estudo. Isto ocorre porque o solo natural é um material complexo de comportamento variável. Portanto, inúmeros métodos construtivos foram desenvolvidos para que fosse possível a construção de estruturas sobre camadas de solos com baixa capacidade de suporte. No caso da construção de aterros, existem soluções tradicionais como remoção e substituição do solo por outro com características adequadas, execução de aterros estaqueados, entre outros. Entretanto, por vezes, estas soluções podem não ser viáveis nos aspectos econômicos, ambientais ou restrições de projeto.

Neste contexto, surge a necessidade de utilização de métodos para reforçar o solo de fundação de baixa capacidade de carga com o objetivo de melhorar suas condições geotécnicas. A inclusão de elementos de reforço, como fitas, fibras ou tiras metálicas são soluções convencionais. Contudo, um método muito eficaz e que passou a ser utilizado desde a última década é a inclusão de geossintéticos. Estes podem auxiliar a construção do aterro de diversas formas, de acordo com a função ou funções que os mesmos desempenham (Almeida & Marques, 2010).

Os solos de fundações reforçados com geossintéticos podem ser utilizados para sustentar estradas pavimentadas e não pavimentadas, fundações rasas, aterros baixos, trilhos de trem, plataformas de perfuração de óleo, plataformas para equipamentos industriais pesados, áreas de estacionamento entre outros (Shukla, 2012). A utilização da construção de fundações rasas em aterros reforçados com geossintéticos pode representar uma alternativa viável no aspecto custo-benefício quando se compara com a execução de aterros estaqueados ou de fundações profundas convencionais.

Pesquisas para análises do comportamento destas estruturas já foram realizadas por meio de ensaios de campo, modelos reduzidos e também por meio de ferramentas numéricas. Neste último caso, constata-se que para este e também outros problemas de engenharia, os resultados provenientes de análises numéricas com o método dos elementos finitos (MEF) podem representar de forma satisfatória sistemas complexos da engenharia geotécnica.

Os estudos neste caso específico são limitados na literatura. Além disto, ainda há dúvidas e incertezas a respeito dessa utilização, principalmente por causa da escala dos problemas e



consequências de potenciais rupturas. Desta forma, a abordagem geral para o reforço de fundações tem utilizado soluções conservadoras na maioria dos casos (Palmeira, 1996).

Por fim, a utilização de geossintéticos como reforços para fundações rasas pode se tornar uma alternativa viável economicamente e de rápida execução, em relação à solução de estaqueamento. Trata-se, assim, de um campo de pesquisa interessante para novas soluções em fundações.

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. OBJETIVO GERAL**

O presente trabalho tem por objetivo investigar os fatores que afetam o comportamento de fundações superficiais sobre aterros reforçados com geossintéticos sobre diferentes solos de fundações com a utilização de ferramenta numérica. Para isso serão utilizados dados pesquisados na literatura e a análise numérica será realizada com um *software Plaxis 2D* versão 7.2, disponível no programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

### **1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Este trabalho além de contemplar o objetivo geral, tem por objetivos específicos os citados abaixo:

- a) investigar a influência da presença do reforço no aumento da capacidade de carga e redução de recalques do sistema;
- b) investigar a influência das propriedades mecânicas dos reforços;
- c) verificar a influência do arranjo e distribuição das camadas de reforço;
- d) investigar a influência das propriedades dos possíveis solos de aterro (arenosos);
- e) avaliar a interação entre duas fundações rasas próximas em aterros com e sem reforços geossintéticos sob o ponto de vista dos recalques.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica dos assuntos mais importantes inerentes ao tema da dissertação. Inicialmente, são explanados os temas capacidade de carga e recalque, pois são os principais focos dentre os aspectos geotécnicos deste trabalho. São apresentados também, para contextualização, os temas: geossintéticos e sua aplicação em reforço de solos, fundações rasas e fundações rasas reforçadas com geossintéticos.

### 2.1. CAPACIDADE DE CARGA

O conceito de capacidade de carga de uma fundação rasa pode ser entendido considerando uma sapata quadrada de dimensão “B”, assente na superfície do solo e submetida a uma carga crescente “Q”. São medidos os valores da carga aplicada “Q” e os respectivos deslocamentos verticais (recalques). A primeira fase de carregamento, para uma pequena faixa de valores de carga “Q”, o comportamento do solo é comumente considerado como elástico, sendo a carga proporcional ao recalque. Em uma segunda fase, os recalques tornam-se plásticos e irreversíveis. Por fim, na terceira fase a velocidade do recalque cresce até o ponto de ruptura do solo. Portanto, para carga correspondente última foi atingido o limite de resistência da fundação, isto é, sua capacidade de carga na ruptura (Velloso & Lopes, 1996).

Percebe-se então, a importância de se conhecer a capacidade de carga na ruptura do sistema, sendo também ela, uma dos três requisitos de um projeto de fundações (Velloso & Lopes, 1996), quais sejam:

- a) deformações aceitáveis sob condições de trabalho;
- b) segurança adequada contra o colapso do solo de fundação (estabilidade externa);
- c) segurança adequada contra o colapso dos elementos estruturais (estabilidade interna).

O primeiro método teórico desenvolvido, e muito importante até os dias atuais, foi o método de Terzaghi (1943) para determinação da capacidade de carga do sistema solo-fundação. O autor considerou no método o equilíbrio de forças e obteve a seguinte formulação para capacidade de carga de sapatas corridas:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

Em que,

$q_u$  = capacidade de carga do solo;

$c'$  = coesão do solo;

$q$  = sobrecarga ao nível da base da sapata;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$B$  = largura da sapata;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo.

Para o caso de sapata quadrada:

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,8\gamma BN_\gamma \quad (2.2)$$

Para o caso da sapata circular:

$$q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,6\gamma BN_\gamma \quad (2.3)$$

Em que  $B$  é o diâmetro da sapata.

Os fatores de capacidade de carga para todas as três formulações podem ser encontrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Fatores de capacidade de carga de Terzaghi (1943).

$\phi$ (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0,00	5,70	1,00	0,00
5,00	7,34	1,64	0,49
10,00	9,60	2,69	1,25
15,00	12,86	4,45	2,54
20,00	17,69	7,44	4,97
25,00	25,13	12,72	9,70
30,00	37,16	22,46	19,73
35,00	57,75	41,44	42,43
40,00	95,66	81,27	100,39
45,00	172,28	173,28	260,00

## 2.2. RECALQUES

O solo sofre compressão quando ocorre um aumento de tensão gerada pela construção de fundações ou aplicações de outras cargas. As causas desta compressão são os deslocamentos das

partículas de solo e expulsão do ar ou da água dos vazios. Os recalques podem ser divididos em três grupos (DAS, 2007):

- a) os recalques elásticos;
- b) por adensamento primário;
- c) por compressão secundária.

Segundo Das (2007), os recalques elásticos, ou recalques imediatos, são aquelas causadas pela deformação elástica de solos sem alteração no teor de umidade. Já os recalques por adensamento primário são causados pela variação volumétrica de solos coesivos saturados, devido à expulsão de água dos vazios do solo. Por fim, os recalques por compressão secundária são resultados da movimentação lenta e viscosa das partículas em solos coesivos saturados. Assim, pode-se considerar o recalque total de um solo como sendo a soma dos diferentes tipos de recalques descritos acima.

Para sapatas corridas, retangulares ou circulares o recalque elástico pode ser estimado por (Das, 2007):

$$S_e = \Delta\sigma B \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_p \quad (2.4)$$

Em que,  $S_e$  = recalque elástico;

$\Delta\sigma$  = pressão vertical aplicada sobre o terreno;

$B$  = largura da fundação (diâmetro se for fundação circular);

$\mu_s$  = coeficiente de Poisson do solo;

$E_s$  = módulo de elasticidade do solo;

$I_p$  = fator de influência unidimensional dependente da forma e rigidez do elemento de fundação.

É importante salientar que a pressão  $\Delta\sigma$  é aplicada na superfície do solo, o que não ocorre na prática. Assentar a fundação em uma camada mais profunda normalmente tende a reduzir o recalque da mesma. Logo, a equação (2.4) fornece uma estimativa conservadora (DAS, 2007).

Schleicher (1926, apud DAS, 2007) apresentou uma fórmula (equação 2.5) para o fator de influência unidimensional para o centro de uma sapata retangular flexível.

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[ m_1 \ln \left( \frac{1 + \sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1} \right) + \ln \left( m_1 + \sqrt{m_1^2 + 1} \right) \right] \quad (2.5)$$

Em que,  $m_1$  = relação entre o comprimento e a largura da fundação.

A Tabela 2.2 apresenta os valores de fatores de influência para fundações flexíveis e rígidas (DAS, 2007).

Tabela 2.2 Fatores de influência para fundações rasas (DAS, 2007).

Forma	$m_1$	$I_p$		
		Flexível		Rígido
		Centro	Canto	
Círculo	-	1	0,64	0,79
Retângulo	1	1,12	0,56	-0,88
	1,5	1,36	0,68	1,07
	2	1,53	0,77	1,21
	3	1,78	0,89	1,42
	5	2,1	1,05	1,7
	10	2,54	1,27	2,1
	20	2,99	1,49	2,46
	50	3,57	1,8	3
	100	4,01	2	3,43

Desta forma, é necessário conhecer a carga efetiva aplicada, os parâmetros do solo, a geometria da fundação rasa e o fator de influência (dependente da forma da sapata e de sua rigidez) para que se possa obter o valor do recalque  $S_e$  de uma fundação direta.

### 2.3. GEOSSINTÉTICOS

De acordo com a NBR 12.553 (ABNT, 2003), os geossintéticos são produtos poliméricos, sintéticos ou naturais, industrializados e produzidos para utilização em obras geotécnicas. Eles desempenham uma ou mais funções e as principais são proteção, separação, reforço, filtração, drenagem, impermeabilização e controle de erosão superficial.

Segundo Palmeira (2009), nos últimos 20 anos os materiais geossintéticos têm sido muito utilizados no Brasil. Já existem metodologias para projetos, ensaios e procedimentos de instalação nas diversas formas de aplicação. Os países desenvolvidos já utilizam esta técnica há muito mais tempo.

Os geossintéticos mais conhecidos são os geotêxteis (tecidos e não tecidos), geogrelhas, geocélulas, geomantas, geodrenos, geoespaçadores, geoexpandidos, geotiras, geofibras, geomembranas e geocompostos. Estes materiais representam alternativas de fácil e rápida execução na obra e vêm se tornando, cada vez mais, elementos para soluções mais econômicas e ambientalmente corretas que as soluções tradicionais (Palmeira, 2010a).

Para a situação de estabilização de aterros sobre solos moles com geossintéticos, os mais utilizados são geogrelhas, geotêxteis e os geodrenos. Entretanto, os geodrenos funcionam para acelerar o adensamento e, especificamente para o reforço de aterros, são comumente utilizados geotêxteis e geogrelhas.

#### **2.4. GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO**

As geogrelhas (Figura 2.1) podem possuir elevada resistência e rigidez à tração. De acordo com a especificação, variam de geometria, rigidez e resistência. Com este geossintético pode-se fazer aterros altos e também taludes íngremes, economizando assim em material de preenchimento.

Os geotêxteis se dividem em não tecidos (Figura 2.2) e tecidos (Figura 2.3). Estes apresentam uma distribuição de filamentos com direções preferenciais e aqueles a distribuição de filamentos é aleatória. Assim, os geotêxteis tecidos tendem a ser bem mais rígidos que os não tecidos sob condições não confinadas. Além de servirem para reforço de fundação de aterros, também são utilizados para separação de materiais e filtração (Palmeira & Araújo, 2009).

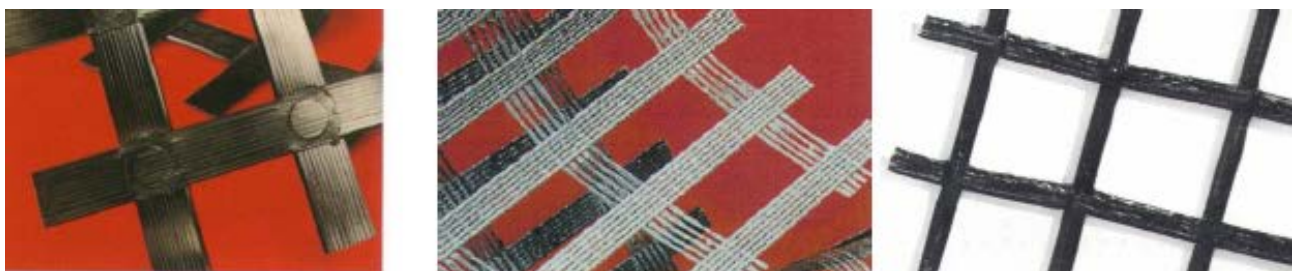


Figura 2.1 Geogrelhas (Palmeira, 2010b).

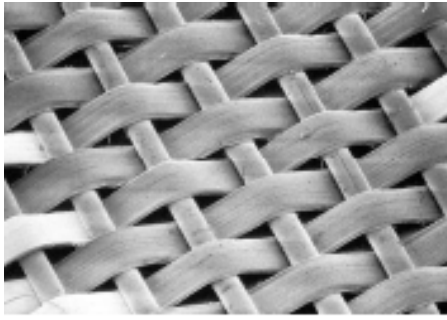


Figura 2.2 Geotêxtil tecido (Palmeira, 2010b).

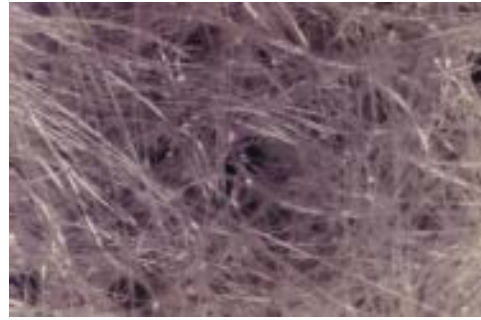


Figura 2.3 Geotêxtil não tecido (Palmeira, 2010b).

Os geotêxteis tipicamente interagem com o solo em contato por atrito, ao passo que as geogrelhas interagem por atrito e por ancoragem de seus membros transversais. (Palmeira, 2010b).

## **2.5. FUNDAÇÕES RASAS**

Toda obra de construção civil utiliza suas fundações para transferir as cargas de sua estrutura para o solo. As fundações podem ser divididas em superficiais (rasas ou diretas) ou profundas. Segundo a NBR 6122, as primeiras são aquelas em que a carga é transmitida ao solo pelas tensões distribuídas pela base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao solo adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (ABNT, 2010). E as segundas, são aquelas que transmitem a carga ao solo pela base e/ou pela superfície lateral, devendo sua base (ponta) estar assente em profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão em planta, e não ser inferior a 3,0 metros (ABNT, 2010). Normalmente, fundações profundas tem custo superior a fundações superficiais.

É importante ressaltar também que os elementos de fundações superficiais mais comuns são os blocos e as sapatas. A distribuição das tensões da estrutura nestas fundações é feita totalmente pela área de sua base. Esta pode ter diversos formatos, como circular, retangular, quadrada, corrida ou irregular. A sapata corrida é aquela com relação entre comprimento e largura superior a cinco (Das, 2007).

## **2.6. FUNDAÇÕES RASAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

Segundo Constancio (2010), um dos primeiros trabalhos sobre reforços para fundações superficiais foi realizado por Binquet & Lee (1975). Nele, os autores fizeram vários estudos com

modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas de papel alumínio e consideraram um mecanismo de ruptura imposto, conforme a Figura 2.4. Eles analisaram a influência de três variáveis: o número de camadas de reforço, espaçamento entre elas e rigidez do solo.

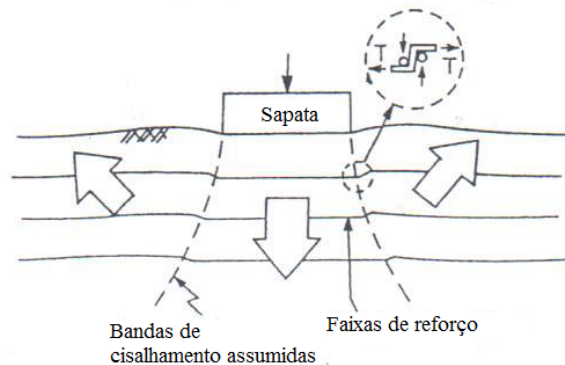


Figura 2.4 O mecanismo de ruptura para solo arenoso reforçado assumido por Binquet & Lee (1975) (modificado por Shukla, 2012).

Pelos resultados, observaram um aumento da capacidade última do solo com reforço de duas a quatro vezes a capacidade do solo sem reforço. Na pesquisa, foi introduzido o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR (“Bearing Capacity Ratio”), definida pela equação:

$$BCR = \frac{q_R}{q_{ult}} \quad (2.6)$$

Onde  $q_R$  e  $q_{ult}$  são as capacidades de carga do solo reforçado e não reforçado, respectivamente. Vale ressaltar que este conceito foi amplamente aceito e utilizado nas pesquisas que se seguiram sobre fundações em aterros reforçados.

Após Binquet & Lee (1975), diversos autores continuaram a analisar o aumento da capacidade de carga devido a inserção de geossintéticos (Brown & Poulos 1981, Schlosser *et al.* 1983 e Guido *et al.* 1985, por exemplo). As pesquisas buscaram avaliar o comportamento do modelo, utilizando o valor de BCR (*Bearing Capacity Ratio*), sob a influência de diferentes parâmetros, tais como a distância entre a base da sapata e a primeira camada de reforço, número de camadas de reforço, comprimento dos reforços, tipo dos reforços e de solos utilizados, entre outros. Nestas pesquisas, sob o aspecto da análise da influência do número de camadas e da distância ótima para inserção da primeira camada de reforço, os resultados verificaram que o posicionamento da primeira camada não exerce influência na capacidade de carga para pequenas deformações. Todavia, para grandes deformações, quanto mais próxima a primeira



camada de reforço, maior será sua eficácia em aumentar a capacidade de carga do sistema (Constancio, 2010).

Fragaszy & Lawton (1984) realizaram ensaios em modelos reduzidos para avaliar dois parâmetros, a influência da densidade relativa do solo arenoso utilizado na pesquisa e o comprimento do reforço na capacidade de carga do sistema. Os autores concluíram que em relação ao primeiro parâmetro, a compactação eleva o atrito na interface solo-reforço e, desta forma, melhora a capacidade de suporte do solo. Concluíram também para o segundo parâmetro em estudo que o aumento do comprimento total do reforço gera incremento na capacidade de carga, até que se alcança um valor limite do comprimento total entre 6 e 7 vezes o valor da largura da sapata. A pesquisa não considerou fatores importantes que, em condições reais, influenciam os resultados como atrito na interface solo-reforço, tensão normal atuando no plano do reforço entre outros.

Em contrapartida aos ensaios em modelos reduzidos da pesquisa de Fragaszy e Lawton (1984), Dawson & Lee (1988) realizaram ensaios em modelos em verdadeira grandeza (15,00 x 0,75 m) em solo argiloso mole. Foi ensaiada uma fundação não reforçada e uma reforçada para se efetuar comparações. Para o caso sem reforço, foi compactado o solo local para reproduzir a solução de uma fundação tradicional em solo compactado. Os autores aplicaram nas fundações um carregamento inicial de 33 kPa por cerca de 36 meses. Após isso, foram aplicados nas fundações um carregamento de 66 kPa, na parte central, por cerca de 14 meses.

Dawson & Lee (1988) observaram que ocorreu uma redução do recalque diferencial ao longo da largura da fundação de 4,5 cm no caso sem reforço para 2,0 cm no caso reforçado. Para os carregamentos de longa duração, eles observaram que o reforço contribui principalmente para a redução das deformações. Os resultados encontrados na pesquisa, que utilizou modelo em verdadeira grandeza, foram comparados com os resultados de modelos reduzidos publicados na literatura. Os autores concluíram que existe coerência entre os resultados, exceto para as magnitudes das deformações no solo, que no modelo em verdadeira grandeza foram cerca de 60% menores que as deformações nos modelos reduzidos.

Das (1989) avaliou o aumento da capacidade de carga devido à presença de camada de reforço, em modelos reduzidos de sapatas quadradas e corridas assentes em uma camada de areia sobre uma camada de argila mole. O elemento de reforço (geotêxtil) foi posicionado entre as duas camadas de solo. O autor constatou que, no modelo com sapata corrida, cuja análise considera estado plano de deformações, a inclusão do reforço apresentou melhor comportamento

que no modelo com sapata quadrada. O comprimento ideal de ancoragem do reforço apresentado nesta pesquisa foi por volta de 4 vezes a largura da fundação superficial.

Khing *et al.* (1994) realizaram ensaios com arranjos semelhantes aos utilizados por Das (1989), mas com geogrelha como reforço. Os autores confirmaram os resultados da pesquisa anterior e seus estudos apresentaram um incremento de 20 a 25% na capacidade de carga, quando se empregou apenas uma camada de reforço.

A pesquisa de Omar *et al.* (1993) foi mais uma contribuição utilizando modelos reduzidos de sapatas assentes em solo reforçado. Neste estudo, os solos empregados foram areias puras e se avaliaram vários parâmetros do modelo, tais como a relação entre as dimensões da sapata, número de camadas de reforço, comprimento de ancoragem e espaçamento entre as camadas. Os autores constataram aumento da capacidade de suporte do solo em até 4 vezes.

Ensaio reduzidos de forma semelhante aos de Omar *et al.* (1993) foram realizados por Shin *et al.* (1993), em sapata corrida sobre solo argiloso. Nesta pesquisa os autores concluíram que a profundidade ótima para a primeira camada de reforço é igual a  $0,4B$ , independente do comprimento de ancoragem. Constataram também que a inserção de camadas de reforço em profundidades superiores a  $1,8B$  não influenciam na capacidade de carga do sistema. Para o comprimento de ancoragem efetivo foi encontrado o valor ideal entre  $4,5$  e  $5,0B$ .

Manjunath & Dewaikar (1996) realizaram ensaios similares aos de Das (1989) e de Khing *et al.* (1994) e constataram o aumento da capacidade de carga em função da inclinação da carga aplicada. Utilizando cargas verticais, o incremento chegou a 30% e com cargas inclinadas a  $15^\circ$ , alcançaram 52% de aumento de capacidade de carga.

Pospisil & Zednik (2002) realizaram ensaios em modelos reduzidos de solos reforçados com apenas uma camada de reforço. Os resultados indicaram aumento entre 30 a 40% na capacidade de carga em relação ao caso não reforçado. Foi observado também que a distância entre o reforço e a fundação exerce influência direta no sistema, isto é, a influência passa a ser desprezível a partir de certa profundidade do geossintético.

Um outro estudo com modelos reduzidos, mas com o objetivo de avaliar o módulo cisalhante do solo ( $G$ ) em função da quantidade de camadas de reforço, foi realizado por Shin *et al.* (2002). Foi observado que há uma relação entre o aumento do número de camadas de reforço e o incremento no módulo cisalhante do solo (pela redução de recalques), mas novos estudos são necessários para melhor entendimento desta relação.

De acordo com Patra *et al.* (2005), desde 1985 vários trabalhos foram publicados relatando a avaliação da capacidade de carga última de fundações sobre areias reforçadas com camadas de geogrelhas. Estes trabalhos utilizaram modelos em pequena escala em laboratório, mas consideraram a profundidade da fundação nula (cota de assentamento no nível do terreno). Patra *et al.* (2005) utilizaram modelos laboratoriais variando a profundidade ( $D_f$ ) da fundação rasa em função de sua largura ( $B$ ) de zero até a unidade. O modelo da fundação teve 80 mm de largura por 360 mm de comprimento e 25 mm de espessura, sobre um solo arenoso reforçado, sendo  $0,35B$  a profundidade da primeira camada de reforço e as demais com espaçamento de  $0,25B$ , com o número de camadas variando entre 0 a 4 camadas (Figura 2.5). A seguir, compararam-se os resultados experimentais com os da teoria de capacidade de carga de Huang & Menq (1977). As conclusões foram que para um mesmo solo, geogrelha e configuração, a capacidade de carga última aumenta com o incremento da taxa  $D_f/B$  e que a solução teórica de Huang & Menq (1977) gera previsões conservadoras.

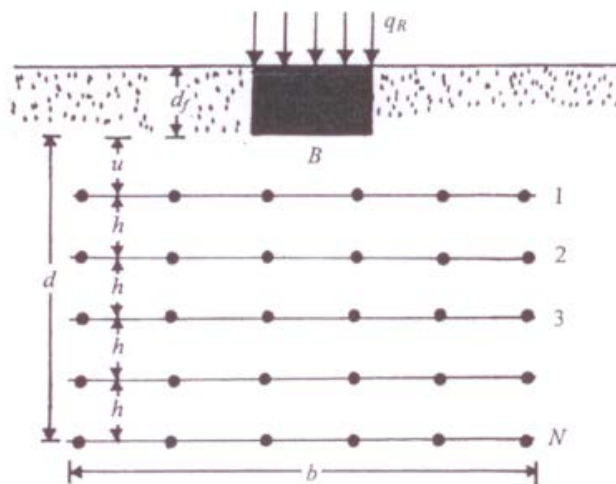


Figura 2.5 Sapata corrida em aterro reforçado com geossintéticos (Patra *et al.*, 2005).

Reduções significativas nos recalques foram observadas por Manjunath & Dewaikar (1996), Cancelli *et al.* (1996) e Knapton & Austin (1996) em testes laboratoriais em larga escala. A relação entre o tamanho dos containers utilizados nos testes e o tamanho das sapatas pode ter causado algum efeito de contorno. Todavia, nenhum dos autores comentou se este efeito foi de alguma forma investigado ou avaliado.

Palmeira (1996) citou que os trabalhos de Ju *et al.* (1996), Nataraj *et al.* (1996) e Zhao *et al.* (1996) utilizaram modelos físicos, numéricos e estudos teóricos para mostrar que a presença do reforço quase duplicou a capacidade de carga da fundação. Valores limites para a influência

do comprimento de reforço, número de camadas e a profundidade de suas zonas de influência também foram identificadas nestes trabalhos.

Na pesquisa de Nataraj *et al.* (1996), os autores estudaram o comportamento de fundações superficiais em aterros granulares reforçados com geossintéticos a partir de resultados de simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos. Os parâmetros analisados foram as dimensões da fundação rasa, com B igual a 0,9, 1,8 e 2,7 m, número de camadas variou de 1 a 4 camadas e o comprimento dos reforços foram iguais a 2,0B ou 6,0B. Os resultados da pesquisa indicaram aumento na capacidade de carga entre 25% e 70% para a sapata com 1,8m de largura e que a presença do reforço gera ganhos maiores para fundações menores.

Ju *et al.* (1996) realizaram vários testes em areias reforçadas utilizando sapatas corridas. O reforço utilizado foi uma geogrelha. Foram estudados (Figura 2.6):

- a utilização de somente uma camada de reforço;
- a utilização de várias camadas;
- a relação entre profundidades da sapata enterrada sem reforço e do solo reforçado;
- a utilização do reforço tipo colchão.

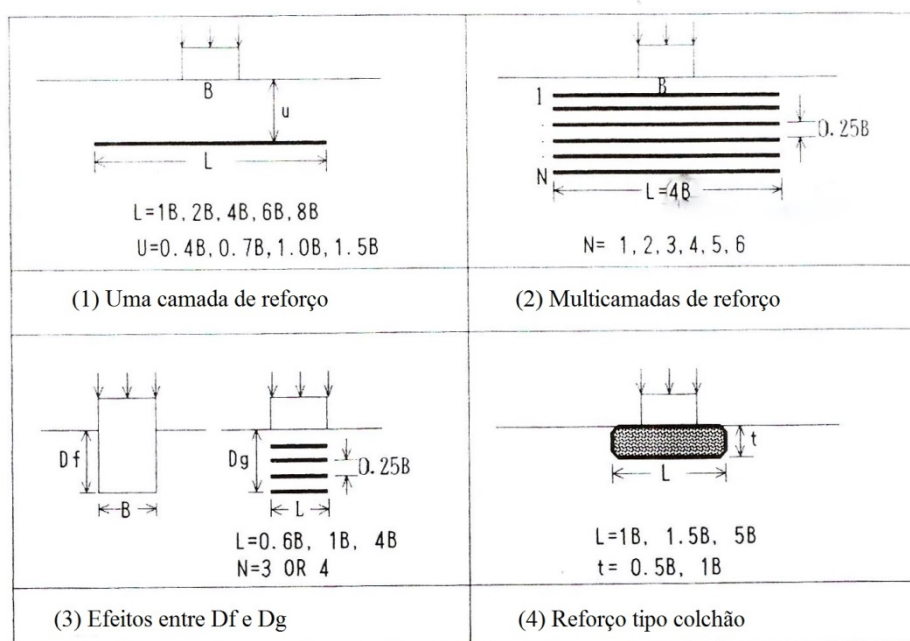


Figura 2.6 Grupos de Testes com B= 10 cm (Ju *et al.*, 1996).

Segundo Ju *et al.* (1996), os principais resultados foram:

- para uma camada de reforço com diversas profundidades foi observado que os picos de resistência nos casos com reforço aconteceram para recalques maiores se comparado com os picos da curva da areia não reforçada;
- nos ensaios para uma camada, a profundidade efetiva ocorreu aos  $0,7B$ , independente do comprimento das camadas.
- observou-se também que com o aumento do comprimento do reforço houve um incremento na capacidade de carga, mas comprimentos maiores que  $6B$  geraram pouca influência no aumento da capacidade de carga normalizada (relação entre a capacidade de carga última em um caso reforçado e a de um caso sem reforço). Sendo assim, o comprimento efetivo de reforço foi de  $6B$ .
- os recalques, foram reduzidos entre 5% até 30%.
- já para multicamadas, foi utilizado um espaçamento único entre camadas igual a  $0,25B$  e foram realizados ensaios com uma até seis camadas de reforço. Em relação ao comportamento carga-recalque, notou-se que com mais do que três camadas a diferença entre a resistência de pico e a residual foi muito pequena.
- a taxa de capacidade de carga cresceu com o aumento do número de camadas de reforço, entretanto quando se utilizaram mais que quatro camadas essa taxa de crescimento diminuiu. Logo, o número de camadas efetivas para multicamadas de reforço foi igual a 4.
- finalmente, para fundação tipo colchão, foi ressaltado que esta solução distribuiu a carga vertical aplicada para uma camada de solo mais resistente através de uma área maior, aumentando a capacidade de carga do sistema. Neste caso o preenchimento do colchão foi feito com pedregulho fino com partículas entre 10 e 25 mm. Destes ensaios, observou-se que ao se incrementar a espessura ou o comprimento do colchão a taxa de capacidade de carga aumentou. Entretanto, colchões com comprimentos superiores a  $1,5B$ , geraram pouca influência na taxa de capacidade de carga.

Simoni (1996) realizou uma análise pelo método dos elementos finitos (MEF) e um ensaio em modelo com uma sapata circular sobre areia reforçada. Foi alcançada uma concordância satisfatória entre os resultados numéricos e experimentais e ambos os estudos indicaram

mecanismo de ruptura por puncionamento da fundação. Sitharam *et al.* (1996) utilizaram um estudo numérico similar ao de Simonini (1996) e observaram que o ponto de tração máxima na camada de reforço depende da rigidez do reforço.

Palmeira (2001) sintetizou e analisou os artigos apresentados no *International Symposium on Earth Reinforcement-IS Kyushu 2001*. Destes artigos, alguns autores contribuíram para o estudo de fundações rasas reforçadas com geossintéticos. Na Figura 2.7 são apresentados os modelos analisados no referido simpósio, dentre os quais os de interesse desta pesquisa são os casos “a – várias camadas de reforço com presença de solo mole”, “b – única camada de reforço com presença de solo mole” e “e – reforço do solo (uma ou várias camadas de reforço) sem presença de solo mole”.

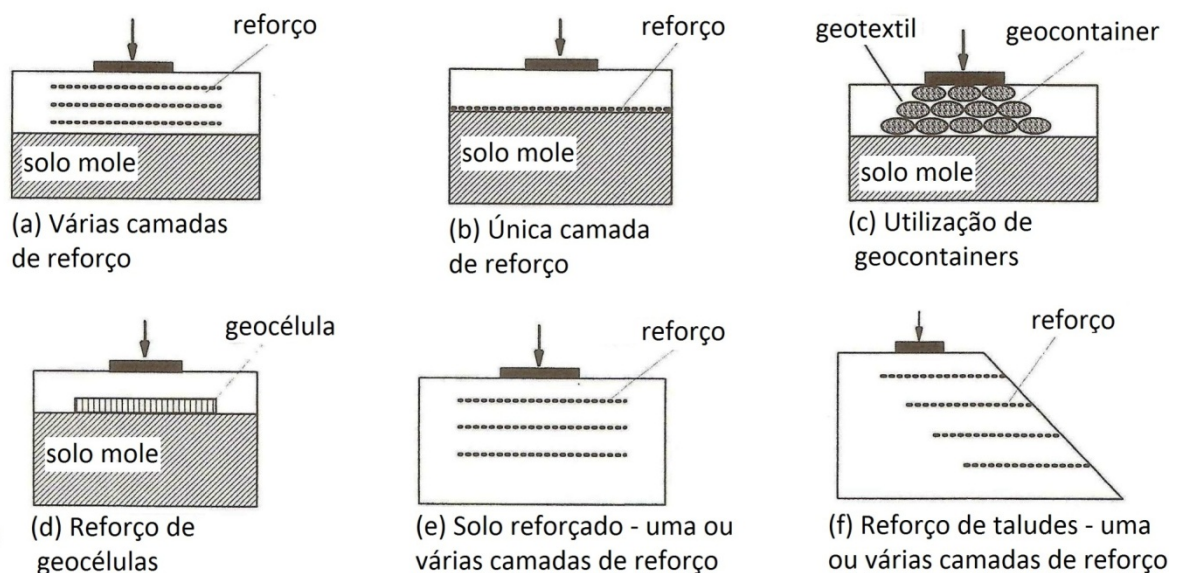


Figura 2.7 Casos abordados pelos artigos relacionados com fundações superficiais em solo reforçado (Modificado de Palmeira, 2001).

Adamczyk & Adamczyk (2001) apresentaram um estudo sobre recalque de fundações rasas corridas em areias reforçadas com camadas de geogrelha (Figura 2.7 (a)). Os autores, que utilizaram análises numéricas em diferentes arranjos de areias reforçadas, mostraram que a presença do reforço reduziu os recalques e que a compactação insuficiente do aterro exerce mais influência na situação não reforçada que na situação reforçada.

O estudo realizado por Haque *et al.* (2001) investigou o desempenho de 4 quarteirões de edifícios com fundações de sapatas assentes em camada granular reforçada com geotêxtil sobre uma camada de solo mole em Bangladesh. Foram construídos vinte e oito prédios e por três anos (1997 a 2000) foram medidos os seus recalques. O foco da pesquisa foi a medição dos recalques

totais e diferenciais dos edifícios que ocorreram devido ao carregamento total de projeto. O esquema é apresentado na Figura 2.7 (b). O sistema de fundação apresentou recalques maiores que os previstos, exceto por 3 prédios, e em apenas duas situações os recalques não foram uniformes. Nos casos em que não foram uniformes os recalques foi constatado, por investigação do subsolo, que a região próxima a estes edifícios possui solo com propriedades diferentes do solo característico do local que foi considerado para o projeto das fundações e, além disso, foram estes os casos com os maiores recalques registrados. Os recalques variaram entre 50 e 600 milímetros e os perfis em relação aos 4 bairros podem ser visualizados na Figura 2.8.

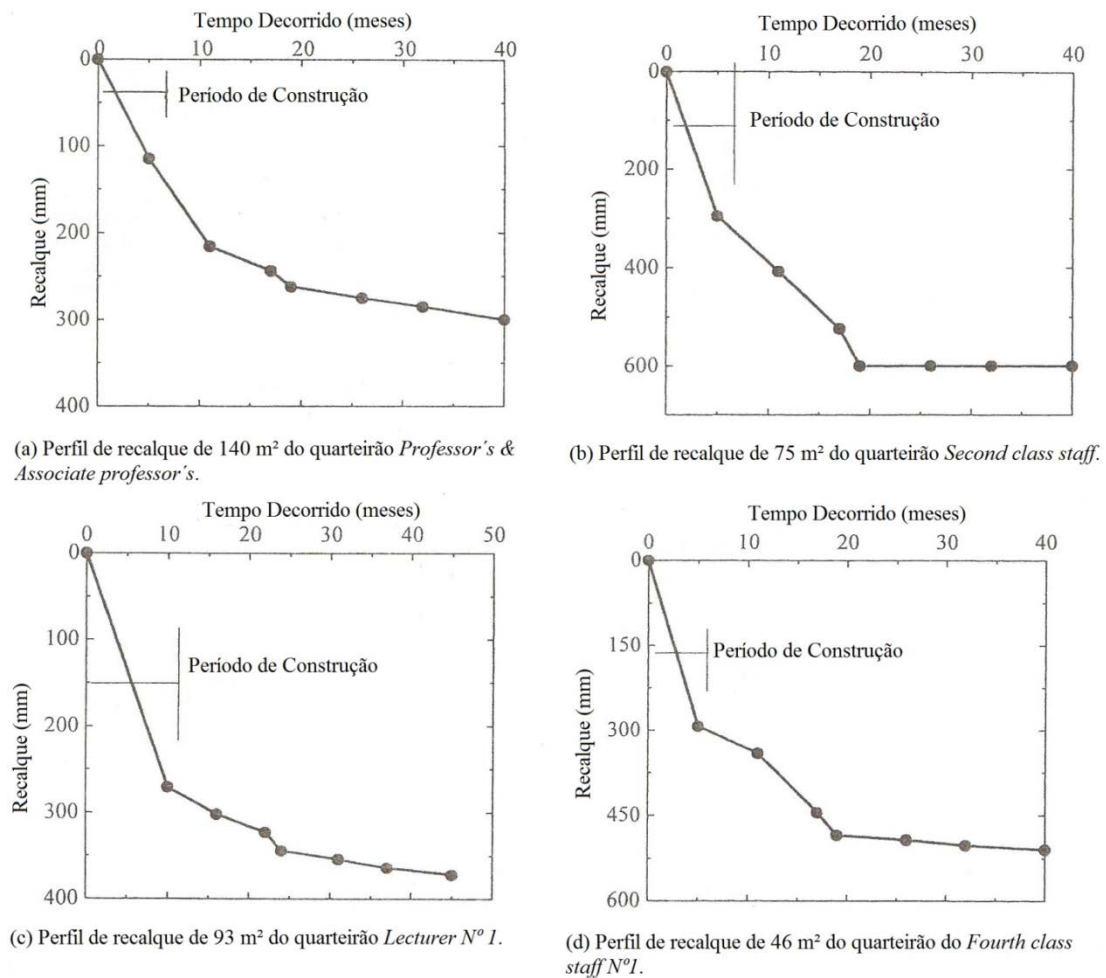


Figura 2.8 Perfis de recalque ao longo do tempo dos 4 bairros de edifícios: (a) associação dos professores; (b) segunda classe de apoio; (c) conferência n<sup>o</sup>1; e (d) quarta classe de apoio n<sup>o</sup>1.

Na pesquisa foram discutidas as causas dos dois casos mais extremos dentre os recalques que não foram previstos corretamente. No primeiro caso, na construção de um prédio acadêmico, os recalques foram muito menores que os previstos devido ao subsolo com propriedades de resistência melhores que as admitidas nas condições de projeto neste local específico. No segundo caso, na construção de prédios residenciais, foi constatada a existência de duas camadas

muito compressíveis de solo orgânico, além da área para distribuição da carga ter sido menor que a do prédio acadêmico, a carga também foi muito maior que a primeiro caso. Logo, os recalques foram muito maiores que os previstos, mas estes ocorreram de forma uniforme em todos os prédios e não foram observadas trincas visíveis (Haque *et al.*, 2001).

Os resultados da pesquisa de Haque *et al.* (2001) indicaram que a utilização de geotêxtil como reforço de uma fundação pode funcionar na prevenção de recalques totais e diferenciais de edifícios sobre um solo altamente compressível. Os autores deram ênfase para que o projeto seja realizado com base nas condições reais do solo local, de acordo com as investigações geotécnicas, e também que é recomendado que as fundações tenham um monitoramento adequado.

Di Prisco *et al.* (2001) utilizaram um programa comercial livre da internet, chamado *Tochnog*, para simular o comportamento mecânico de sapatas rígidas em solos reforçados com geossintéticos. Os resultados foram comparados com os dados obtidos nas simulações com fundação rasa não reforçada e também com sapatas profundas (cota de assentamento “D” igual a 1,5 m) não reforçadas. Séries de estudos numéricos foram realizados alterando a densidade relativa da areia, características mecânicas do geossintéticos e a interação solo-reforço, mas a largura da sapata corrida se manteve constante ( $B = 2$  metros).

Inicialmente foi analisado, na pesquisa de Di Prisco *et al.* (2010), o caso de uma camada de reforço com comprimento infinito, a diferentes profundidades ( $U$ ), e neste caso, foram aplicadas cargas centradas e verticais. Devido às dimensões da sapata, a resposta do sistema mecânico não foi alterada pela presença do reforço. Notou-se que se a profundidade relativa do reforço for muito alta ( $U/B > 1$ ) o mecanismo de ruptura não é influenciado pela presença do geossintético, mas se estiver atendendo a condição de  $U/B < 0,25$ , a capacidade de carga última é levemente aumentada. Entretanto, a resposta mecânica muda totalmente quando o número de reforços aumenta.

Na Figura 2.9, são apresentados os resultados numéricos considerando uma fundação profunda, uma fundação rasa não reforçada e duas situações para os casos reforçados. Para as situações reforçadas foram utilizadas três camadas de reforço espaçadas equidistantes, com profundidade máxima de 1,50 metros e com comprimento igual à largura da sapata corrida,  $L = B = 2$  metros, para o solo  $\phi$  é o ângulo de atrito e  $\psi$  é o ângulo de dilatância. Os resultados numéricos foram apresentados de modo adimensional pela divisão entre a carga vertical pelo



valor da carga última " $V_{\text{máx}}$ " da sapata não reforçada, enquanto o deslocamento " $v$ " foi dividido pela largura " $B$ " da sapata (Di Prisco *et al.*, 2001).

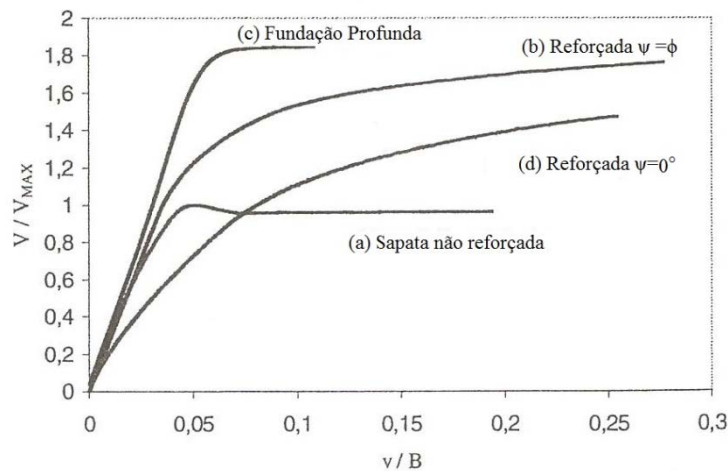


Figura 2.9 Carga vertical centralizada, simulação numérica: comparação entre fundação rasa sem reforço, fundação rasa reforçada e fundação profunda rígida (Modificado Di Prisco *et al.*, 2001).

Na comparação do caso reforçado (curva “b”) com o caso sem reforço (curva “a”), houve um aumento significativo na capacidade de carga, enquanto a rigidez do sistema permaneceu praticamente inalterada. Na comparação do caso reforçado da curva “b” com a curva “c” que representa a sapata profunda ( $D = \text{profundidade da sapata} = 1,5 \text{ metros}$ ), a capacidade de carga última foi aproximadamente a mesma, mas a rigidez de cada caso é muito diferente da outra. Ela depende do espaçamento e da rigidez do reforço. Por exemplo, ao se aumentar a rigidez do reforço e diminuir o espaçamento, há um incremento tanto no efeito confinante quanto na rigidez do sistema. Por fim, conclui-se que os casos reforçados aumentam o valor da carga de ruptura, mas não influenciam significativamente na rigidez inicial do sistema. Além disso, a densidade relativa do solo desempenha um papel importante, pois com o seu aumento, o ângulo de atrito entre o solo e o reforço é também aumentado.

Ainda segundo Di Prisco *et al.* (2001), para carregamento excêntrico e inclinado, foram utilizadas três inclinações ( $0^\circ$ ,  $10^\circ$  e  $15^\circ$ ) e também três excentricidades distintas (0 m, 0,22 m e 0,67 m). Em todos os casos, a presença dos reforços aumentou ligeiramente a capacidade de carga. Os mecanismos de ruptura se tornaram assimétricos e os reforços foram parcialmente carregados. Estes casos foram os mais promissores, segundo os autores, no caso de utilização de geossintéticos.

Ghazavi & Lavasan (2008) realizaram uma avaliação numérica da influência de reforço na capacidade de carga de duas fundações corridas próximas, com largura ( $B$ ) igual a 1 m, em solos

arenosos com e sem reforços (Figura 2.10), além de investigar o mecanismo de ruptura em diferentes condições. O estudo numérico ocorreu utilizando-se o método das diferenças finitas, com o programa comercial FLAC 3D. Para verificar a precisão dos modelos numéricos construídos, os resultados obtidos foram comparados com os dados teóricos e experimentais disponíveis. A comparação validou o modelo numérico. Estudos paramétricos foram realizados para determinar os melhores locais para reforçar camadas nas formas de relações normalizadas. Isso facilitou alcançar os maiores valores de capacidade de suporte de sapatas corridas muito próximas.

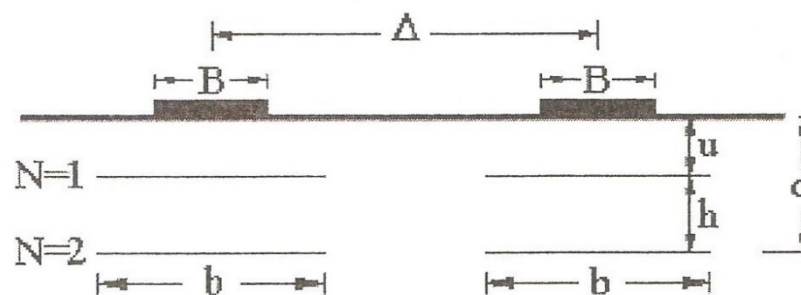


Figura 2.10 Geometria da interferência entre duas sapatas corridas em um solo reforçado (Ghazavi & Lavasan, 2008).

A partir do estudo realizado, a interferência de uma fundação corrida em outra foi analisada considerando uma areia não reforçada e outra reforçada, e a última com camadas de geogrelhas curtas ( $L=1,5B$ ) ou longas ( $L=5,0B$ ). Para o caso não reforçado foi constatado que o valor da distância “ $\Delta$ ” entre as sapatas que maximizou a capacidade de carga foi igual a  $2,0B$  e que depois dele a interferência diminuiu. Notou-se também que o efeito desapareceu quando o valor foi maior que  $6,0B$ . Considerando o caso reforçado com camadas curtas de geogrelhas, observou-se que um aumento no número de camadas de reforço gerou um incremento na capacidade de carga do conjunto. Por fim, ao se utilizar camadas de reforço longas notou-se que foram obtidos valores de capacidade de carga maiores.

Avesani Neto *et al.* (2012), realizaram modelagem numérica tridimensional utilizando um programa com o Método dos Elementos Finitos (MEF) com os dados de ensaio de placa realizados por Menezes (2004) em geocélulas com diferentes geometrias e materiais. Menezes (2004) realizou treze ensaios dos quais três não reforçados e dez reforçados, estes alternando dois tipos de materiais de geocélulas, polietileno de alta densidade (PEAD) e polipropileno (PP), três diferentes geometrias de geocélulas, relação altura/largura ( $h/d$ ) de 0,25; 0,50 e 0,75, e também associações com geogrelhas. O programa escolhido para as simulações foi o *Plaxis 3D*

*Foundation*, no qual foram abordados quatro modelos, um sem reforço e três reforçados variando as dimensões da geocélulas (Figura 2.11). A disposição das oito células de carga nos ensaios de Menezes (2004) é apresentada na Figura 2.12. Um exemplo do modelo numérico da geocélula com reforço ( $h/d = 0,75$ ) é apresentado na Figura 2.13. Os resultados encontrados por Avesani Neto *et al.* (2012) visaram as análises de carga vs recalque, das tensões obtidas pelas células de pressão e da verificação do desenvolvimento da resistência na geocélula. Para o caso da análise dos gráficos carga vs recalque, os resultados previstos obtiveram um ajuste satisfatório em relação aos dos ensaios, tanto nas situações sem (Figura 2.14) como nas com reforço (Figura 2.15).

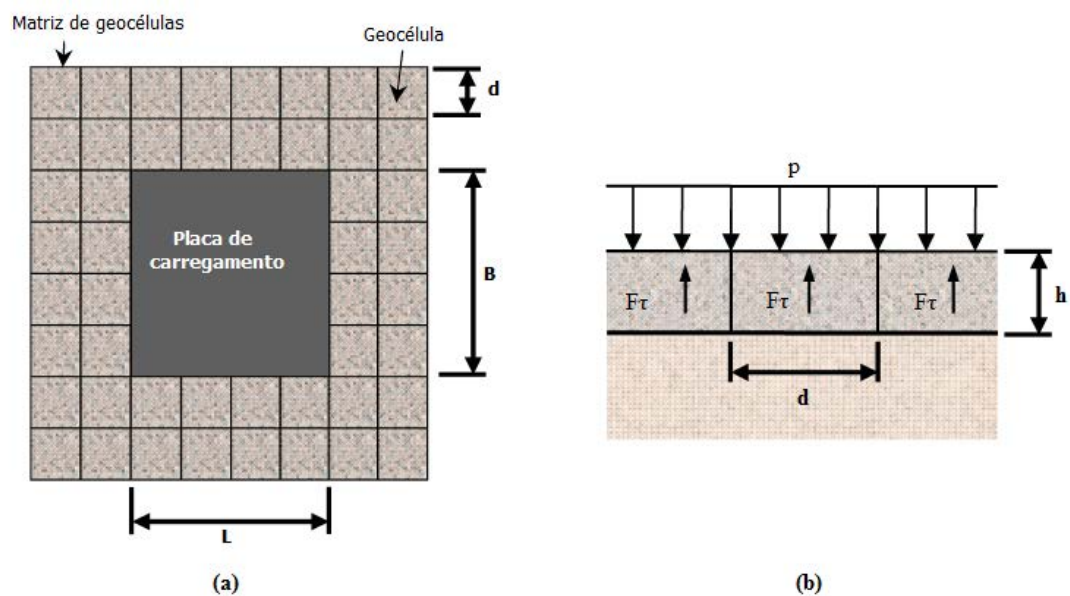


Figura 2.11 Esquemas: (a) planta da placa de carregamento sobre a matriz de geocélulas; (b) seção transversal e força de cisalhamento unitária da geocélula ( $F\tau$ ) (Modificado Avesani Neto *et al.*, 2013).

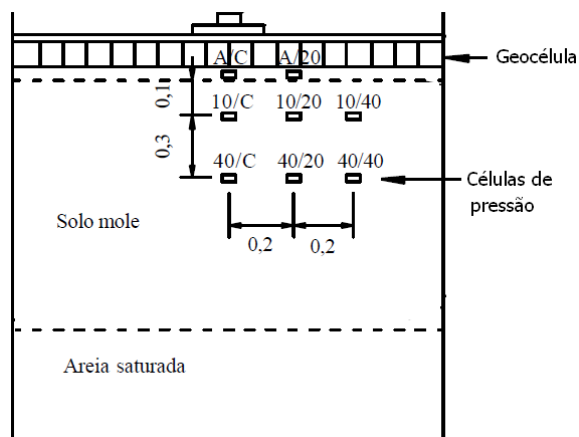


Figura 2.12 Arranjo esquemático dos ensaios de Meneses (2004).

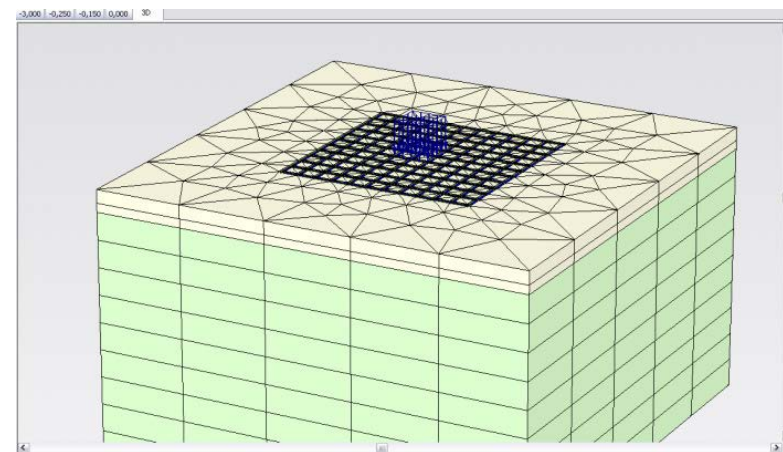


Figura 2.13 Modelo numérico do ensaio com reforço de geocélula (Avesani Neto *et al.*, 2012).

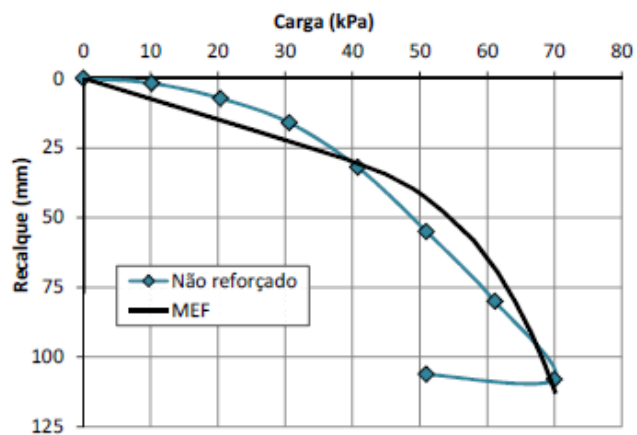


Figura 2.14 Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais e dos obtidos pelo MEF para a situação não reforçada (Avesani Neto *et al.*, 2012).

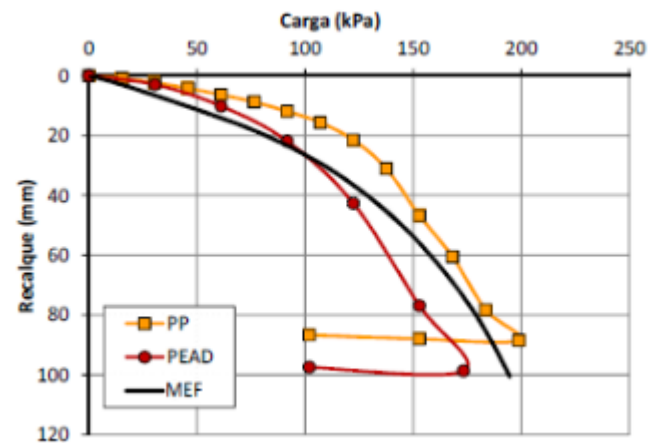


Figura 2.15 Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais e dos obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,25 (Avesani Neto *et al.*, 2012).

Segundo Avesani Neto *et al.* (2012), das figuras nota-se o aumento na capacidade de suporte com o uso da geocélula. Este incremento pode ser expresso pela razão entre as capacidades de carga com e sem reforço ( $h$ ), que neste caso foi próxima de 3,0. Os autores consideraram a melhora como sendo razão da soma do efeito do confinamento do solo e do efeito laje.

Considerando as tensões obtidas pelas células de pressão, observa-se na Figura 2.16 a comparação entre as tensões dissipadas pela camada de geocélula no modelo computacional com as obtidas nos ensaios de Meneses (2004). A Figura 2.17 apresenta a comparação entre as tensões medidas em diferentes pontos do maciço obtidas pelo modelo numérico e nos ensaios.

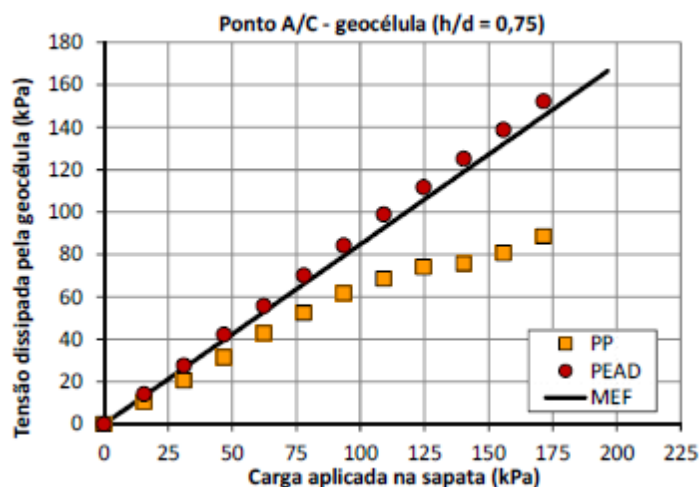


Figura 2.16 Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio e pelo MEF para a geocélula de  $h/d = 0,75$  (Avesani Neto *et al.*, 2012).

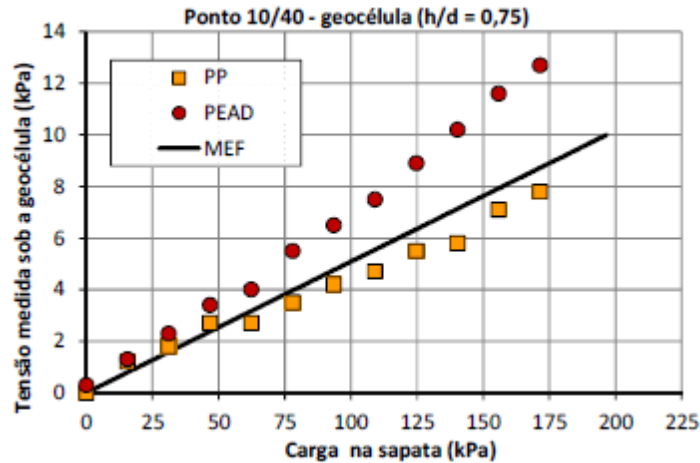


Figura 2.17 Comparação entre as tensões obtidas no maciço no ponto 10/40 por meio das células de pressão e pelo MEF para a geocélula de  $h/d = 0,75$  (Avesani Neto *et al.*, 2012).

Avesani Neto *et al.* (2012) observaram boas comparações, tanto nas diferentes razões de forma dos ensaios quanto para diferentes pontos do interior do maciço de solo. Em geral, quando se utilizaram reforços de geocélula de polipropileno, os solos tenderam a apresentar melhor capacidade de carga em relação aos de polietileno de alta densidade, como pode se observar na Figura 2.15. Entretanto, pela Figura 2.16 e Figura 2.17, quando se considera a dissipação das tensões aplicadas pela placa, a geocélula de PEAD mostra-se mais eficaz que a de PP, transferindo menores tensões à fundação. Segundo os autores, a presença da geocélula chegou a reduzir a tensão aplicada no solo de fundação para da ordem de 10% a 40% da tensão aplicada pela placa, além da dissipação ser crescente com o aumento da razão de forma  $h/d$  (relação altura/largura da geocélula). Isto se deve ao aumento da superfície da parede de geocélula, que dissipa as tensões por atrito, também chamado de “efeito laje”.

Por fim, por meio das análises no modelo computacional das tensões e deformações na camada de geocélula, foi possível observar o comportamento do reforço e de como se processa o mecanismo de interação com o solo de fundação. Foi visto que os efeitos de laje e confinamento realmente ocorrem e o bulbo de tensões ficou concentrado dentro da camada de reforço, dissipando assim, a maior parte das tensões aplicadas.

Os autores concluíram que o modelo numérico se aproximou satisfatoriamente dos resultados obtidos experimentalmente, fornecendo uma poderosa ferramenta de análise do comportamento do reforço. Foi verificado que a capacidade de carga do sistema aumentou em 200% em relação ao caso não reforçado. O fator que mais influenciou neste caso foi a razão entre altura e largura da célula ( $h/d$ ) e quanto maior esta relação, melhor o efeito de reforço.

Pela análise das células de pressão abaixo das camadas de reforço foi possível observar que a presença da geocélula foi capaz de dissipar até 90% da carga aplicada pela placa, transmitindo assim, apenas 10% das tensões para o solo de fundação. Finalmente, grande parte do bulbo de tensões (Figura 2.18) e das deformações (Figura 2.19) se localizaram dentro das geocélulas e que realmente a resistência do sistema foi devido aos efeitos de confinamento e de laje (AVESANI NETO *et al.*, 2012).

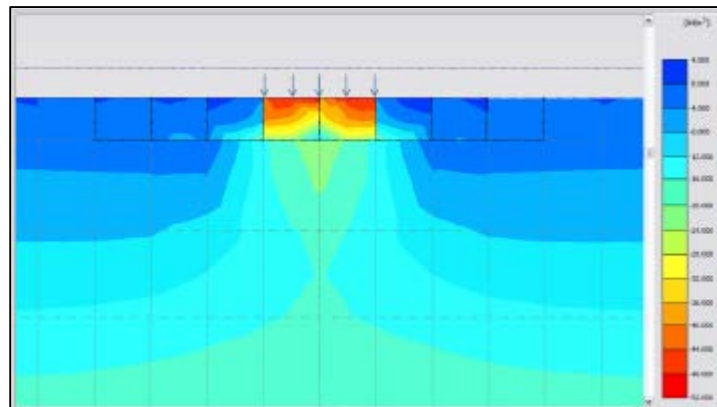


Figura 2.18 Tensões verticais obtidas pelo MEF para geocélula de  $h/d = 0,75$  e tensão aplicada pela placa de 50 kPa (Avesani Neto *et al.*, 2012).

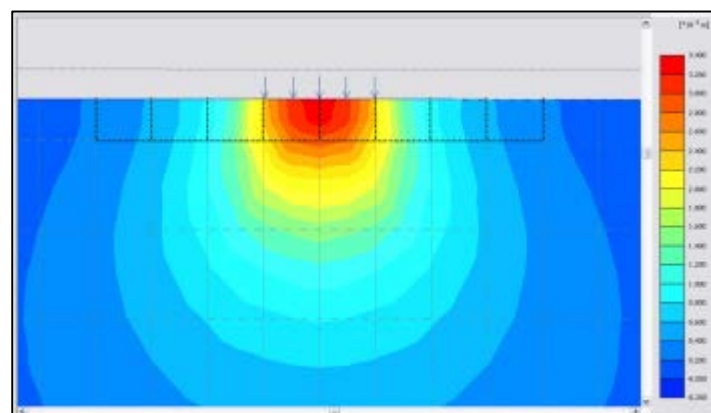


Figura 2.19 Deformações totais obtidas pelo MEF para geocélula de  $h/d = 0,75$  e tensão aplicada pela placa de 50 kPa (Avesani Neto *et al.*, 2012).

### 3. METODOLOGIA

Neste capítulo é abordada a metodologia utilizada no presente trabalho. São apresentadas todas as considerações a respeito da utilização da ferramenta numérica e também do procedimento de análise dos resultados.

O trabalho terá como foco as análises numéricas realizadas com o programa *Plaxis* 2D. Com essa ferramenta numérica se investigou o comportamento de fundações superficiais sobre aterros reforçados com geossintéticos, utilizando parâmetros obtidos de pesquisas disponíveis na literatura.

As etapas deste capítulo são: ferramenta numérica empregada, os procedimentos de análise e a criação do modelo numérico.

#### 3.1. FERRAMENTA NUMÉRICA

A ferramenta numérica utilizada foi o método dos elementos finitos (MEF). O MEF é muito empregado em problemas de engenharia, pois possibilita a análise com condições de contorno, diferentes modelos constitutivos e diversas etapas construtivas para problemas complexos.

O modelo numérico foi desenvolvido utilizando o programa *Plaxis* 2D (*Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*), versão 7.2 (Brinkgreve & Vermeer, 1998). A opção de utilização desta ferramenta numérica foi devida a sua disponibilidade no programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. Além disto, sua lógica, rapidez, facilidade para modelar, ferramentas e interface compatível com o sistema Windows contribuíram para a sua escolha.

O programa faz uso do método de elementos finitos para realizar análises de deformação e estabilidade de várias aplicações de engenharia geotécnica. Podem ser modeladas situações sob condições de deformação plana ou de simetria axial. Segundo Brinkgreve & Vermeer (1998), o programa foi desenvolvido para facilitar e tornar mais rápida a resolução de problemas computacionais de elementos finitos não lineares, que muitas vezes são complicados e demorados. O programa também possui diversas características, como diferentes modelos constitutivos, simulação de construção em etapas, elementos de interface e admite elementos de reforço, entre outras.

O programa *Plaxis* é dividido em quatro sub-rotinas chamadas *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. Elas funcionam separadamente, mas transmitem as informações ao fim de



cada etapa de maneira simples e rápida. A seguir, são apresentadas resumidamente as sub-rotinas, considerando os tópicos mais importantes para a execução do modelo numérico desta dissertação, segundo Brinkgreve & Vermeer (1998).

### 3.1.1. INPUT

Resumidamente, a função principal da sub-rotina *Input* é a transformação dos dados de entrada (propriedades, condições de contorno, configuração do solo etc) para o modelo da geometria (pontos, linhas e áreas) e, após isto, a transformação deste para a malha de elementos finitos (elementos, nós e pontos de tensão).

No início da sub-rotina *Input* pode-se alterar as unidades básicas, que são comprimento, força e tempo. São definidos também gravidade e aceleração, grade, dimensões gerais da geometria, o modelo e os tipos dos elementos. Em relação ao modelo, a versão 7.2 do *Plaxis* utiliza os modelos de elementos finitos sob deformação plana ou axissimétrico (Figura 3.1). O modelo de deformação plana é utilizado para geometrias com seções transversais uniformes ao longo de um determinado comprimento perpendicular à seção transversal. Já o modelo axissimétrico é utilizado para estruturas circulares com seção radial uniforme.

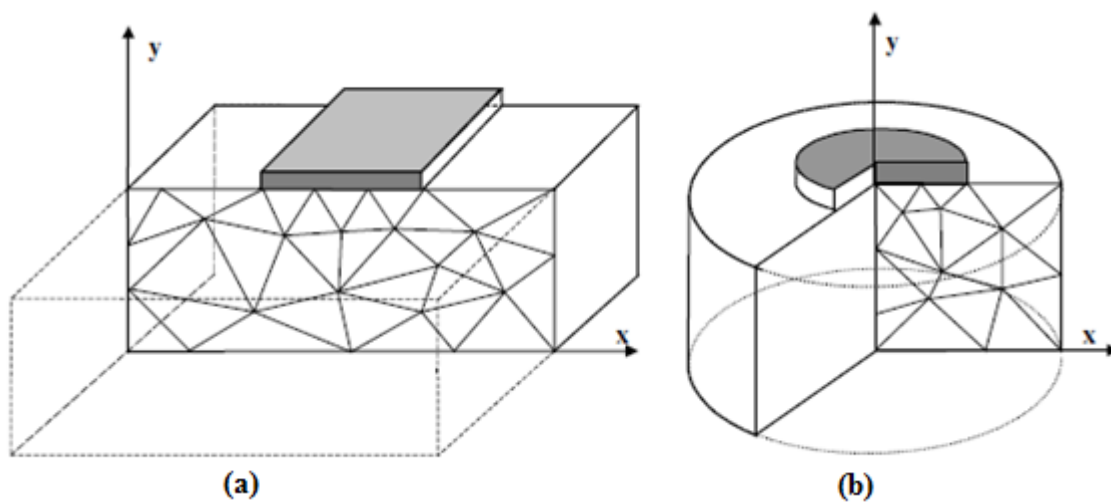


Figura 3.1 Exemplo de deformação plana e problema axissimétrico (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

Em relação aos tipos de elementos, pode-se escolher elementos triangulares de seis ou quinze nós. O primeiro é um elemento geralmente preciso que gera bons resultados em análises de deformação básicas, mas superestimam o cálculo de capacidade de carga. Já o segundo é um elemento com maior precisão, que produz resultados de tensão de alta

qualidade para problemas difíceis, entretanto consome mais memória e exige mais tempo para cálculo e operação (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

Após a definição das características gerais, os dados do problema são introduzidos especificando-se a geometria, a disposição dos elementos, as propriedades dos materiais, os modelos de comportamento dos solos e as condições de fronteira (Macedo, 2002).

No *Plaxis* as propriedades dos materiais são diferenciadas entre Solo e Interface, Placas, Ancoragens e Geogrelhas. Para simular o comportamento dos materiais é necessário que um modelo constitutivo seja escolhido para cada material. O programa *Plaxis* dispõe dos modelos: Elástico-Linear, *Hardening-Soil*, *Cam-Clay* Modificado, *Soft-Soil*, *Soft-Soil-Creep*, *Mohr-Coulomb*, alguns modelos para rochas, entre outros. Existem dois tipos de condições de contorno para problemas de deformação: deslocamentos prescritos e carregamentos prescritos. Por padrão, se nenhuma condição de contorno é dada, considera-se o modelo com força prescrita igual a zero e deslocamento livre.

Após a fase anterior, o programa deverá gerar a malha de elementos finitos. O programa *Plaxis* possui um procedimento de geração de malha automático, no qual a geometria é automaticamente dividida em elementos básicos. Este processo é baseado em um princípio robusto de triangulação que procura aperfeiçoar os triângulos, resultando em uma malha não estruturada. Mesmo parecendo desordenada, o desempenho de uma malha não estruturada é muito melhor que a de uma estruturada (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

É interessante observar que a malha pode ser refinada para que seja possível um melhor desempenho e precisão nas fases posteriores. O refinamento pode ocorrer de forma global ou local. Para as duas formas existem 5 tipos de malhas, *very coarse*, *coarse*, *medium*, *fine* e *very fine*. Por padrão, o refinamento global da malha é considerado *coarse*, sendo adequado para a maioria dos casos. Caso seja alterada a geometria ou adicionados novos objetos geométricos, a malha deverá ser atualizada. A próxima etapa no *Input* compreende a geração das poropressões e das tensões efetivas iniciais para definir o estado inicial. A visualização gráfica dos dois procedimentos é realizada em uma nova janela pela sub-rotina *Inspect Output* e, depois de atualizada, a sub-rotina é encerrada.

A tensão efetiva inicial representa o estado de equilíbrio do solo indeformado e consiste no peso do solo e histórico de carregamento. No *Plaxis* existem duas possibilidades, *Gravity loading* e *K<sub>0</sub> procedure*. Este último tipo de cálculo geralmente é utilizado e já vem

especificado como padrão pelo programa. O procedimento  $K_0$  considera que a tensão horizontal efetiva é baseada na tensão vertical efetiva e é especificado o valor de  $K_0$ . É utilizado quando a superfície do solo, o lençol freático e as camadas de solos são todos horizontais. O valor de  $K_0$  é fornecido quando são introduzidas as propriedades do solo. Se o valor não for explicitado, o programa *Plaxis* utiliza a equação de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.1)$$

Onde  $K_0$  é o coeficiente de empuxo no repouso e o  $\phi$  é o ângulo de atrito do solo (normalmente adensado). Por fim, a sub-rotina *Input* é encerrada e inicia-se a próxima sub-rotina do *Plaxis*, denominada *Calculation*.

### **3.1.2. CALCULATION**

A etapa de cálculo é realizada após a geração do modelo de elementos finitos. Para o programa executar é necessário definir quais tipos de cálculo serão realizados e quais tipos de estágios de carregamento e construção serão ativados durante os cálculos.

A sub-rotina *Calculations* considera apenas análises de deformação e diferencia entre os tipos de cálculos, dentre as quais o usuário deverá escolher, como *Plastic*, *Consolidation analysis*, *Phi-c reduction* e *Dynamic*.

O processo de cálculo no *Plaxis* é separado em fases de cálculo. Cada fase de cálculo é geralmente dividida entre um número de passos de cálculos. Isto é necessário porque o comportamento não linear do solo requer carregamentos aplicados em pequenas proporções (chamado *load steps*).

Depois da etapa de cálculo é possível criar curvas carga-recalque ou trajetórias de tensão. Estas podem ser utilizadas para inspecionar o comportamento do nó durante as etapas de cálculo. Para criar curvas carga-deslocamento, primeiro é necessário indicar para quais nós se deseja rastrear os deslocamentos. Portanto, depois de selecionar os nós, o procedimento de cálculo poderá ser realizado.

No processo de cálculo, durante a análise de deformação do elemento finito, é apresentada a informação sobre o processo de interação em uma janela separada (Fig. 3.2).

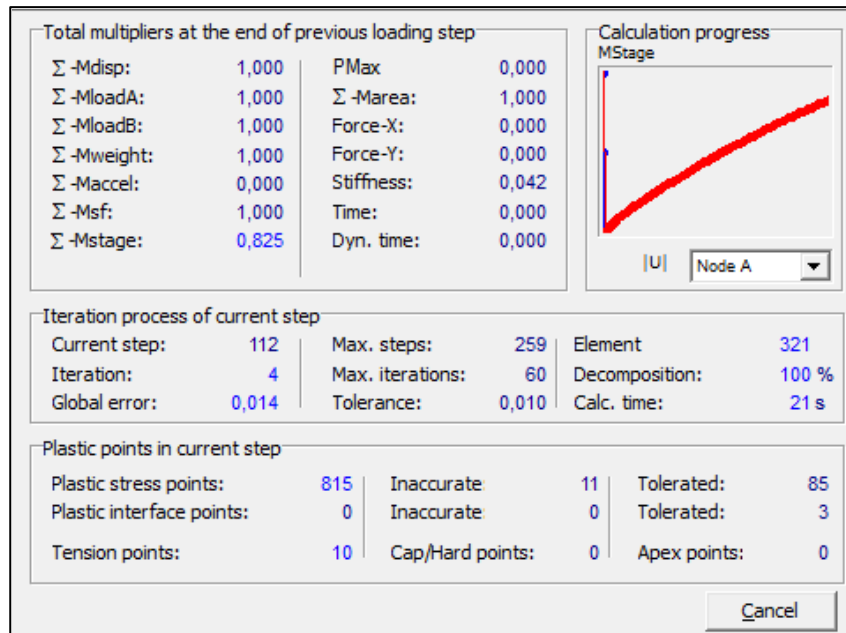


Figura 3.2 Exemplo do programa *Plaxis Calculation* em execução.

### 3.1.3. INSPECT OUTPUT

Após a etapa de cálculo, pode-se observar quais etapas foram concluídas com sucesso e quais etapas, se houver, ocorreram rupturas ou erros. No botão *View calculation results* os resultados são apresentados pela sub-rotina *Output* do *Plaxis*. Neste processo os principais resultados do cálculo de elementos finitos são os deslocamentos dos nós e as tensões dos pontos de tensão. Na Figura 3.3 pode-se observar um exemplo de deslocamentos dos nós, apresentado por sombreamento e em metros, em um caso de uma sapata assente em aterro reforçado com uma camada de geossintéticos.

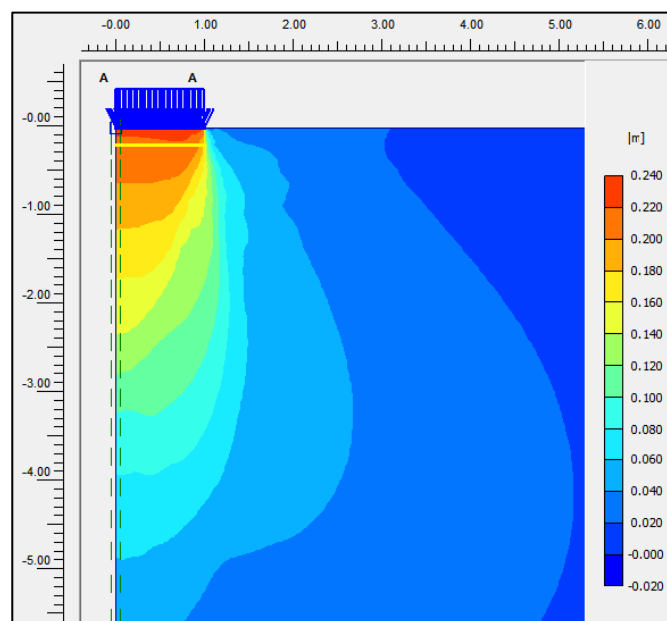


Figura 3.3 Exemplo de deslocamentos dos nós.

### 3.1.1. CURVES

O botão *Curves* apresenta a janela *Curve Generation* empregada para a escolha dos dados de entrada da curva a ser gerada. Nesta etapa pode-se criar curvas carga-recalque ou tempo-recalque, diagramas tensão-deformação e trajetórias de tensão ou deformação de pontos pré-selecionados da geometria. É interessante observar que se pode obter os valores numéricos dos dados das curvas em uma tabela. O usuário pode acessar a opção *Table* e depois copiar ou importar, parte ou todos os dados que desejar.

A título de exemplo, na Figura 3.4 é apresentada a curva carga-recalque do problema mostrado na Figura 3.3. Neste exemplo é aplicada a carga máxima do sistema e no gráfico são observados os recalques durante a aplicação da referida carga para um nó situado no centro da sapata em estudo.

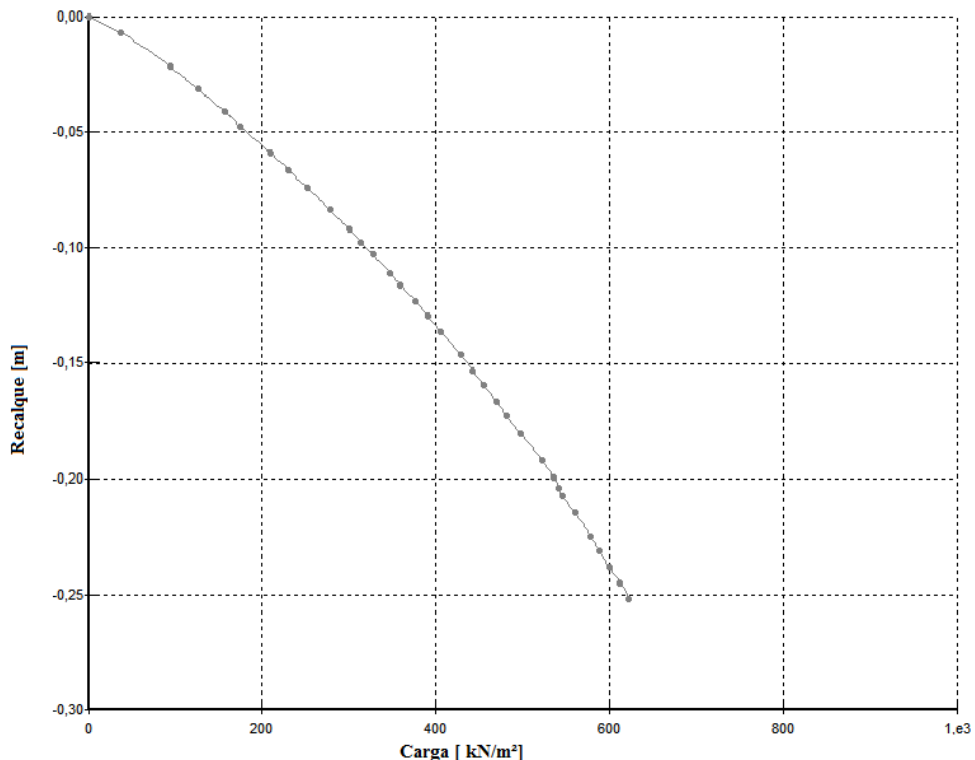


Figura 3.4 Exemplo de Curva Carga-Recalque.

## 3.2. PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

Nesta dissertação, as simulações foram divididas em dois casos típicos:

- uma fundação superficial isolada em aterro reforçado com geossintéticos
- o estudo da interferência entre duas fundações superficiais sobre aterro reforçado com geossintéticos.

Para o primeiro caso típico, foram simuladas duas situações para o solo subjacente à sapata: na primeira, simula-se um aterro uniforme e homogêneo em toda a sua extensão; e a segunda simula uma situação onde o solo adjacente à base da sapata é substituído por um material mais resistente (com ou sem reforço). Para a segunda situação de aterro, com o solo substituído, o aterro foi denominado nesta dissertação como “aterro modificado”. Esta nomenclatura é utilizada apenas para diferenciar o solo empregado como material de aterro.

Para as análises da fundação superficial isolada, os aspectos principais para discussão dos resultados das simulações foram a capacidade de carga última e o recalque do sistema. Para este último, foi considerado o recalque ocorrido no centro da sapata. As simulações dos casos não reforçados foram realizadas para se obter estes dois resultados, que foram chamados de “parâmetros de referência” neste trabalho, isto é, a capacidade de carga e o recalque dos casos não reforçados são a capacidade de carga de referência e o recalque de referência, respectivamente.

No caso do estudo da interferência entre duas fundações superficiais próximas o aspecto principal investigado foram os recalques. Foram considerados os recalques em três pontos, nos centros de cada fundação superficial e também no ponto equidistante das bordas internas das sapatas. Este caso típico teve por objetivo verificar o comportamento sob condições de serviço, isto é, quando atua a tensão admissível nas fundações superficiais.

O procedimento de análise dos resultados utilizou a taxa de capacidade de carga e a taxa de redução de recalque para as análises em relação as cargas de ruptura e aos recalques das simulações. Para a análise de capacidade de carga foi utilizada a taxa de capacidade de carga, BCR (*Bearing Capacity Ratio*), definida por Binquet & Lee (1975) (equação (2.6)).

Para os casos em que ocorreu substituição do solo natural por outros de maior capacidade de suporte foi utilizado para procedimento de análise uma taxa de capacidade de carga modificada,  $BCR_m$ , definida neste trabalho pela equação:

$$BCR_m = \frac{q_m}{q_u} \quad (3.2)$$

A taxa de capacidade de carga modificada representa a razão entre a capacidade de carga do aterro modificado (com substituição do solo natural) reforçado ( $q_m$ ) e a capacidade de carga do aterro original ( $q_u$ ).

Já para a análise dos recalques foi utilizada a taxa de redução de recalque, SCR (*Settlement Capacity Ratio*), que foi definida por Ju *et al.* (1996) pela equação:

$$SCR = \frac{(\rho_u - \rho_r)}{\rho_u} \quad (3.3)$$

Em que  $\rho_u$  representa o recalque de ruptura do caso não reforçado (recalque de referência) e  $\rho_r$  representa o recalque do caso reforçado quando este é submetido a carga de ruptura do caso não reforçado (carga de referência).

De forma similiar ao  $BCR_m$ , para os casos em que ocorreu substituição do solo natural por outros de maior capacidade de suporte foi utilizado para procedimento de análise uma taxa de redução de recalque modificado,  $SCR_m$ , definida neste trabalho pela equação:

$$SCR_m = \frac{(\rho_u - \rho_{m(r)})}{\rho_u} \quad (3.4)$$

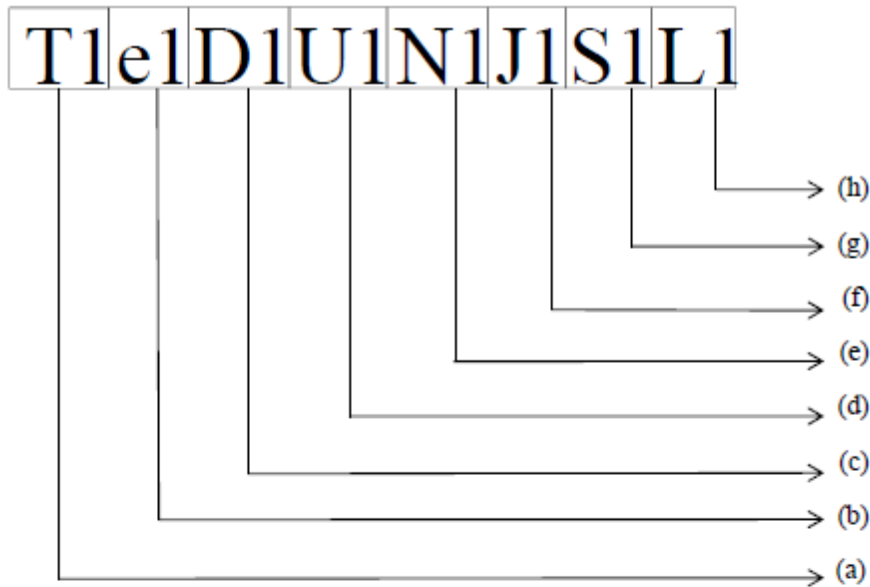
Em que  $\rho_u$  representa o recalque de ruptura do caso de aterro original não reforçado (recalque de referência) e  $\rho_{m(r)}$  representa o recalque proveniente da aplicação da carga de referência no sistema de aterro modificado reforçado ou sem reforço.

Ainda sob a ótica dos recalques, para o segundo caso típico (estudo da interferência entre duas fundações superficiais) foi calculado a distorção angular ( $\beta$ ) a partir do recalque diferencial ( $\Delta\rho$ ) entre os centros das sapatas. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), define-se distorção angular como uma razão de deflexão:

$$\beta = \frac{\Delta\rho}{l} \quad (3.5)$$

Em que  $\Delta\rho$  é o recalque diferencial e  $l$  é a distância entre os mesmos dois pontos da estrutura.

Antes de explanar a respeito do modelo numérico, é necessário explicar a nomenclatura utilizada para as simulações. A nomenclatura foi criada com o objetivo de organizar e apresentar de forma mais intuitiva os resultados. A Figura 3.5 exemplifica a nomenclatura utilizada.



- (a) Tipo de simulação (T): T1- Caso típico com fundação superficial isolada ou T2- Caso típico para interferência entre duas fundações superficiais.
- (b) Distância entre as bordas internas das fundações corridas (e): e1 até e3 representam as distâncias utilizadas entre as fundações superficiais próximas
- (c) Profundidade do aterro modificado (D): D1 até D4 representam as profundidades utilizadas de aterro com solo substituído (modificado).
- (d) Profundidade da primeira camada de reforço (U): U1 até U6 representam as profundidades utilizadas para a primeira camada de reforço.
- (e) Número de camadas de reforço (N): N1 até N8 representam o número de camadas das simulações, variando respectivamente de uma até oito camadas de reforço.
- (f) Rigidez de cada camada de reforço (J): J1 até J4 representam os valores de rigidez utilizados para cada camada de reforço.
- (g) Espaçamento entre as camadas de reforço (S): S1 representa o espaçamento utilizado entre as camadas de reforço, tendo valor fixo pesquisado na literatura.
- (h) Comprimento de cada camada de reforço (L): L1 até L5 representam os comprimentos utilizados para cada camada de reforço.

**Observação:** Os dados correspondentes para cada parâmetro são apresentados detalhadamente no subitem “3.2.2 Propriedades dos materiais”.

Figura 3.5 Esquema para explicar a nomenclatura dos arquivos.



De acordo com a Figura 3.5, para um determinado tipo de solo, as simulações são apresentadas de forma genérica: T1e1D1U1N1L1J1S1. Tem-se que T1 e T2 representam respectivamente, o primeiro e o segundo casos típicos. Na sequência, sabe-se que “e” representa a distância entre as bordas internas das sapatas para o segundo caso típico, “D” representa a profundidade do aterro modificado para os casos do primeiro caso típico, a variável “U” representa a profundidade da primeira camada de reforço, “N” representa o número de camadas, “J” a rigidez à tração escolhida, “S” o espaçamento entre as camadas (valor fixo obtido na literatura), se houver mais de uma, e “L” representa o comprimento da camada de reforço. Para as simulações em que uma ou mais variáveis não forem utilizadas, as mesmas foram eliminadas da nomenclatura. Nas Figura 3.6 e Figura 3.7 são apresentados esquemas que representam as variáveis utilizadas descritas na nomenclatura para cada caso típico.

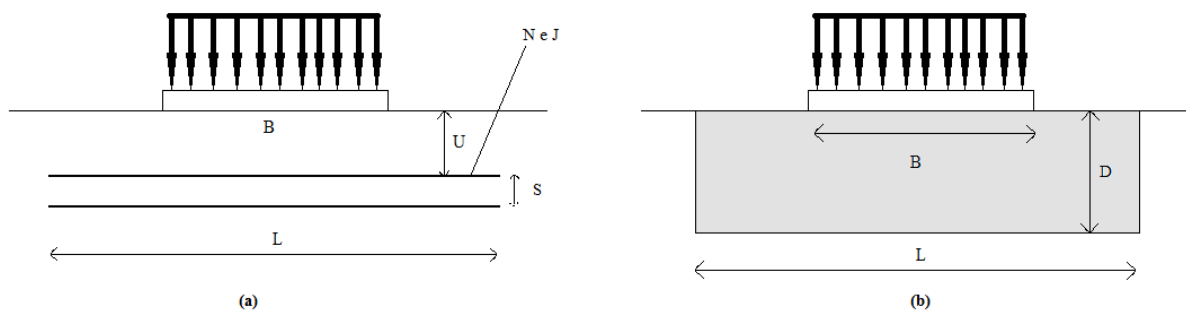


Figura 3.6 Variáveis para o 1º caso típico: (a) aterro homogêneo e uniforme; (b) aterro modificado (sem escala).

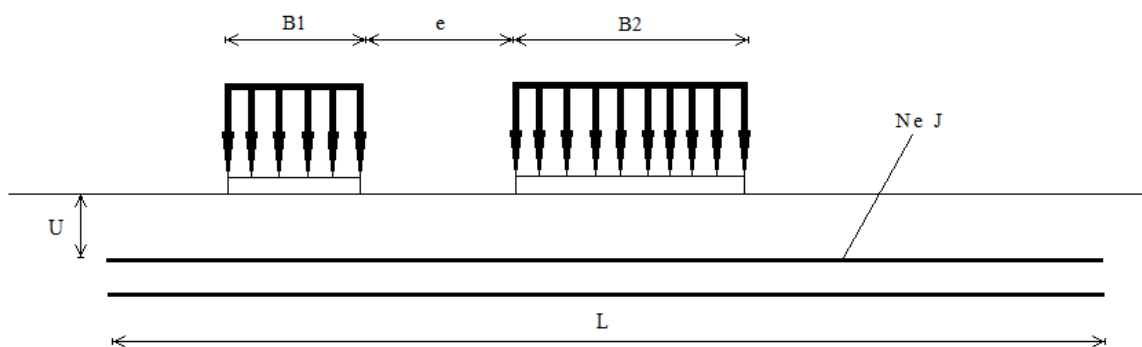


Figura 3.7 Variáveis para o 2º caso típico (sem escala).

Por fim, é apresentado na Figura 3.8, um resumo das etapas das simulações numéricas realizadas, considerando-se os dois casos típicos com suas sub-divisões.

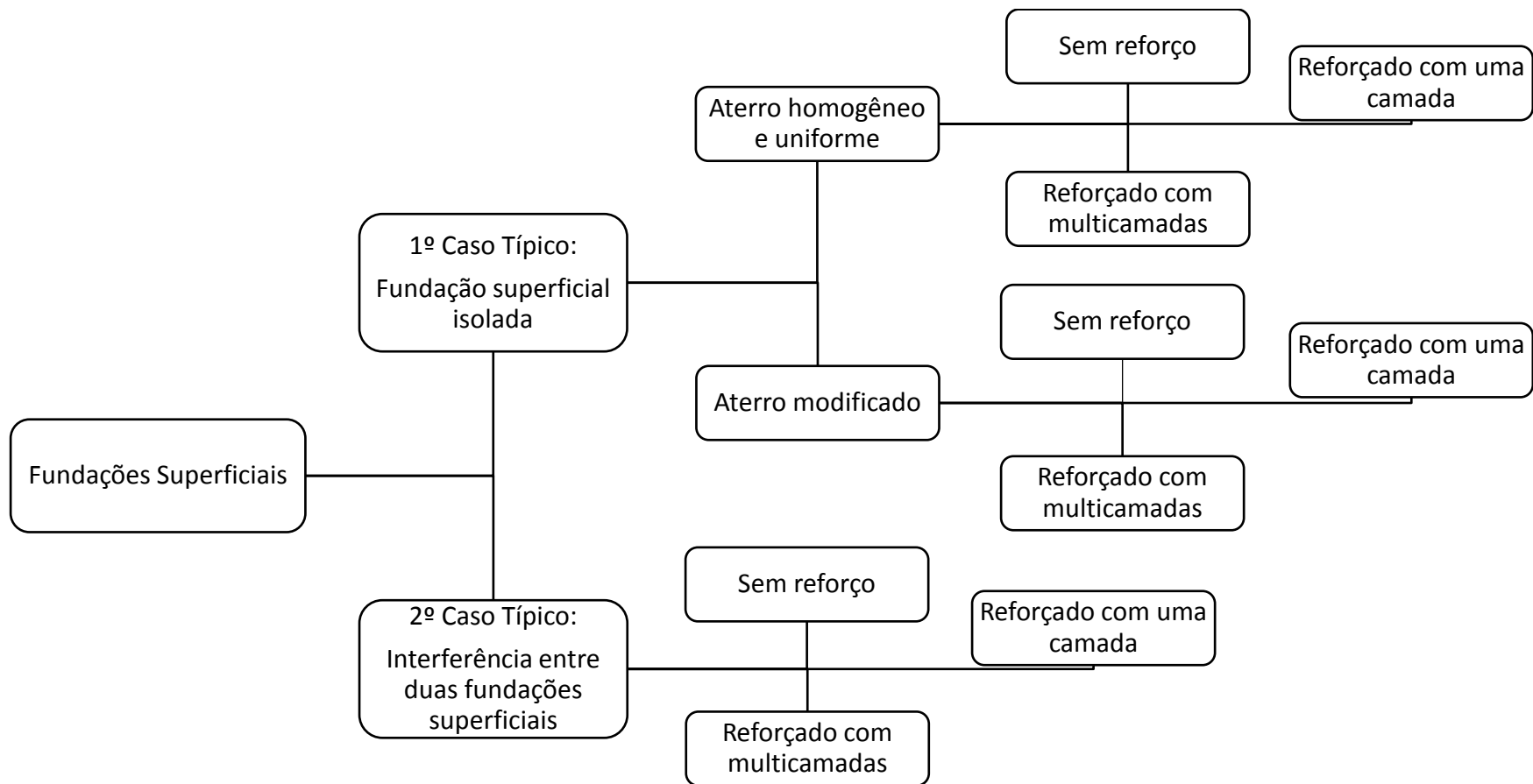


Figura 3.8 Sequência das simulações numéricas realizadas.

### 3.3. MODELO NUMÉRICO

A apresentação dos casos simulados está dividida em:

- a) geometria;
- b) propriedades dos materiais utilizados;
- c) condições iniciais;
- d) estágios de cálculo;
- e) procedimentos de análise.

#### 3.2.1. GEOMETRIA

As geometrias das duas situações utilizadas para o caso das simulações com a fundação superficial isolada são apresentadas, sendo a primeira em um aterro homogêneo em toda sua extensão (Figura 3.9) e a segunda em um aterro modificado (Figura 3.10). A geometria do estudo da interferência entre duas fundações superficiais próximas pode ser visualizada na Figura 3.11. O primeiro caso típico utilizou uma fundação corrida com largura (B) igual a 2 metros e devido à simetria do sistema solo-fundação e para diminuição do tempo de análise, apenas metade do problema foi simulado. No segundo caso típico foram escolhidas duas fundações corridas com larguras diferentes, sendo a menor (B1) com 2 metros e a maior (B2) com 4 metros de largura. Os elementos básicos da geometria para os dois casos típicos são o solo de fundação, a fundação superficial corrida e camadas de reforço (geossintético).

As informações básicas padrão do *Plaxis* para aceleração e unidades foram mantidas inalteradas. Nas opções gerais foi escolhido o elemento triangular de 15 nós, por fornecer uma resposta melhor nas simulações. Admitiram-se condições de deformação plana.

Para que a dimensão do modelo e as condições de contorno não interferissem na capacidade de carga, foi adotado o valor de 5B, ou 10 metros, para largura e profundidade do sistema solo-fundação para o caso com uma sapata isolada. Já para o caso em que são analisadas duas sapatas, após realizadas algumas simulações para testes, foi constatado que para as dimensões da malha não provocarem interferência nos resultados de capacidade de carga e recalques foi necessário adotar o valor de 130 metros para a largura e 100 metros para a profundidade da malha de elementos finitos.

Os casos foram analisados utilizando carregamentos prescritos. Para as condições de contorno foi selecionado a condição *Standard fixities*, em que na fronteira inferior os

deslocamentos horizontais e verticais são fixos (condição de fixação total) e nas fronteiras laterais direita e esquerda os deslocamentos horizontais são fixos e os verticais livres (condição de rolamento).

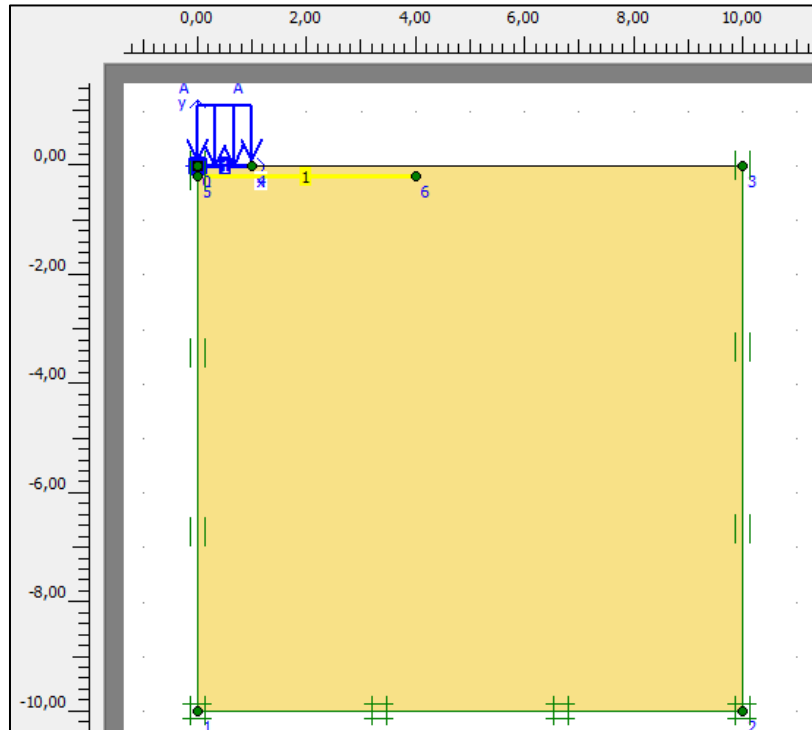


Figura 3.9 Exemplo da geometria da sapata isolada em aterro homogêneo e uniforme reforçado com uma camada.

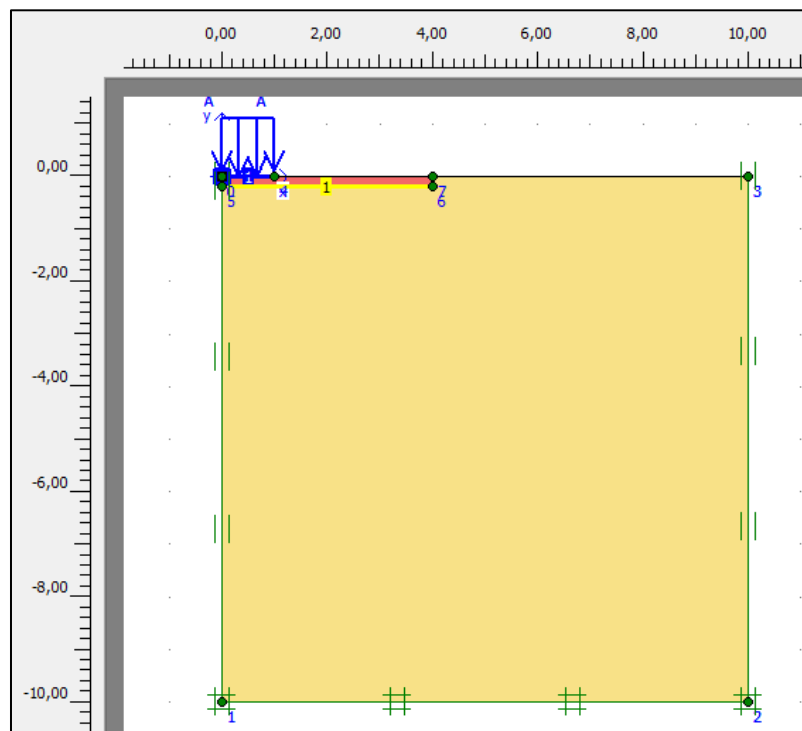


Figura 3.10 Exemplo da geometria da sapata isolada em aterro modificado reforçado com uma camada.

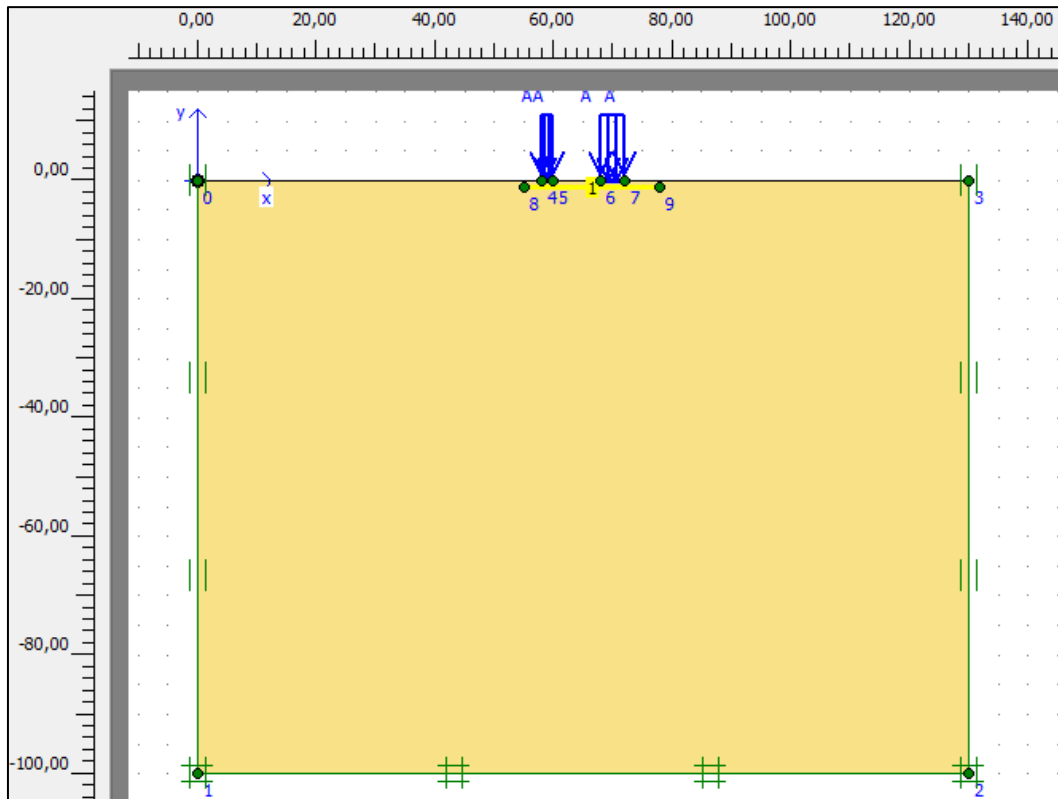


Figura 3.11 Exemplo da geometria da interferência entre duas sapatas em aterro reforçado com uma camada.

Por fim, para todas as simulações foram considerados o refinamento da malha de elementos finitos para melhorar seu desempenho e precisão. A malha foi refinada de forma global para o tipo *very fine* e também, de forma local, foram refinados o contato entre a sapata e o solo adjacente e também a interface entre cada camada de reforço e o material de solo adjacente. Para todos os casos de aterro modificado (reforçados ou não), em que ocorreu substituição de solo, a malha teve um refinamento maior. Neste caso, utilizou-se o refinamento do tipo *very fine* e localmente todos os *clusters* (áreas) formados a partir da substituição de solo.

Exemplos das malhas utilizadas da fundação superficial isolada em aterro reforçado com uma camada são apresentados nas situações de aterro homogêneo (Figura 3.12) e aterro modificado (Figura 3.13). Na Figura 3.14 é mostrado um exemplo da malha empregada para o caso do estudo da interferência entre duas sapatas corridas próximas. É interessante notar que em ambas figuras destaca-se nos detalhes o refinamento local próximo à sapata.

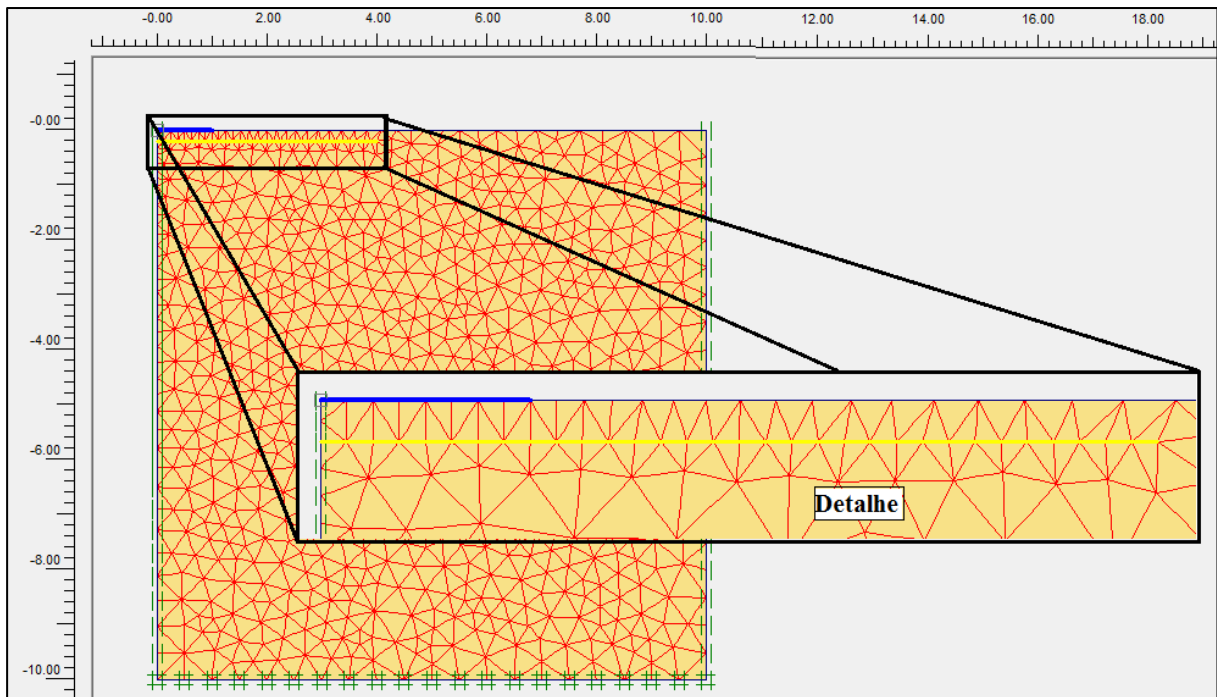


Figura 3.12 Exemplo da malha da sapata isolada em aterro homogêneo e uniforme reforçado com uma camada.

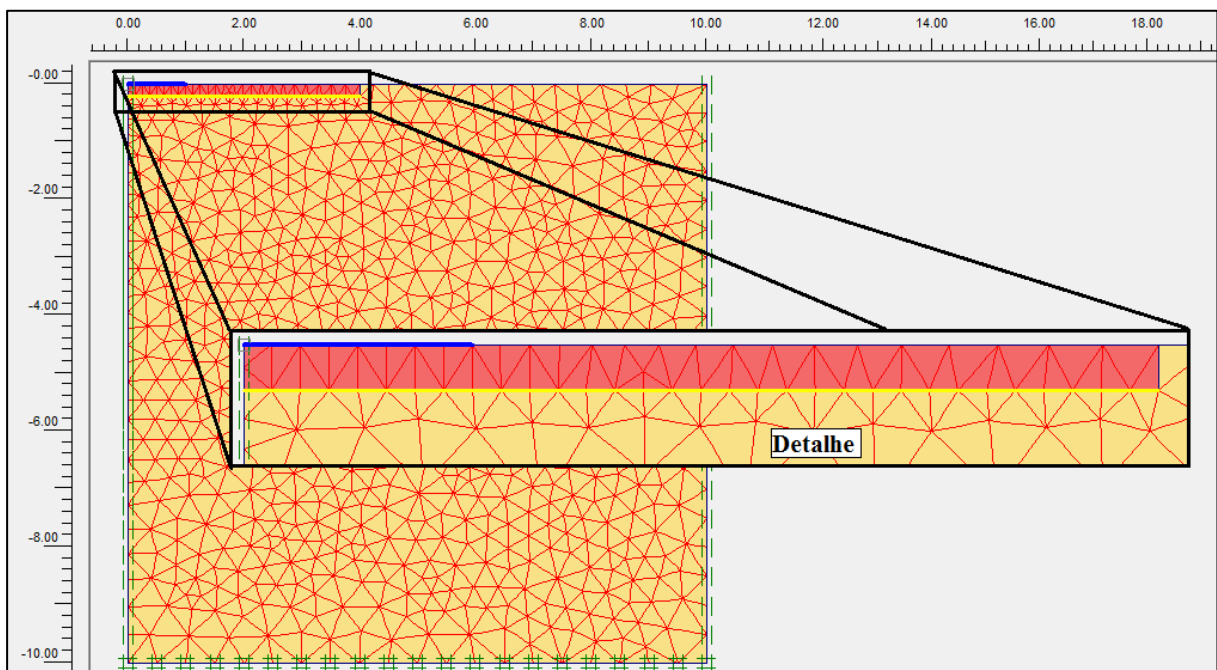


Figura 3.13 Exemplo da malha da sapata isolada em aterro modificado reforçado com uma camada.

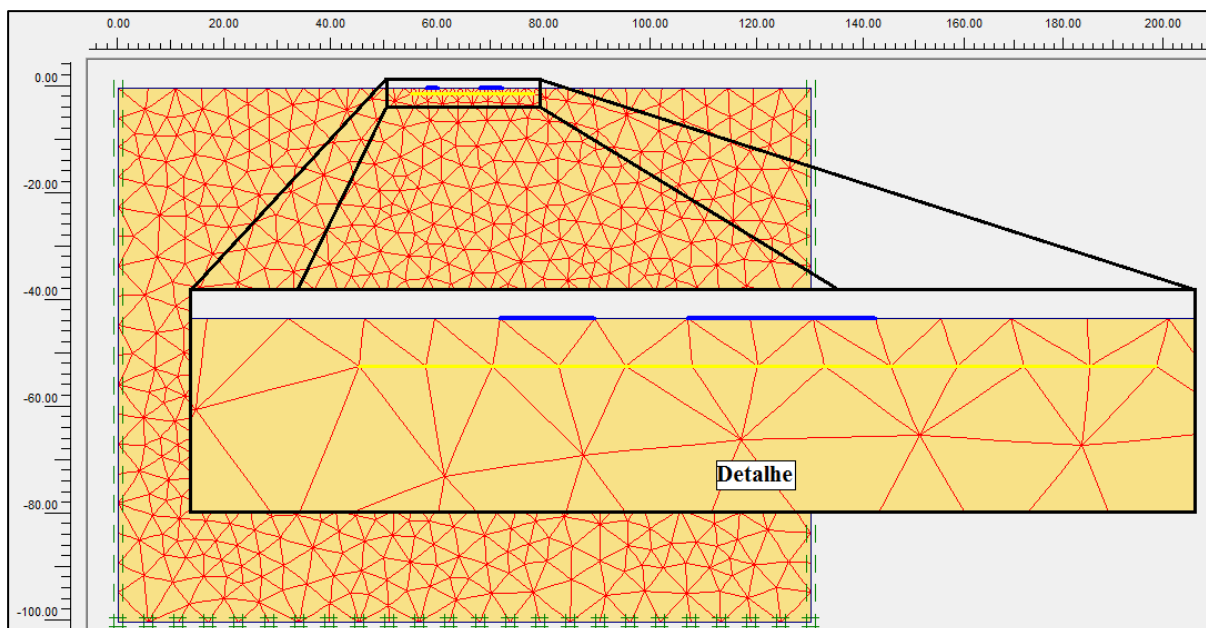


Figura 3.14 Exemplo da malha da interferência entre duas sapatas em aterro reforçado com uma camada.

### 3.2.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nesta seção são apresentadas as propriedades de todos os materiais empregados nas simulações. São mostradas também as ferramentas utilizadas no programa para simular os materiais.

#### 3.2.2.1. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (SAPATA)

Nas simulações, a fundação superficial utilizada foi uma sapata corrida, isto é, aquela sapata com relação comprimento/largura superior a cinco. Para o primeiro caso típico, foi adotada a largura (B) igual a 2 metros. Já para o segundo caso típico, foram adotadas as larguras iguais a 2 m (B1) e 4 m (B2). A sapata foi simulada como um elemento do tipo *Plate* (placa), sendo considerada flexível e com as propriedades apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Propriedades da sapata.

Parâmetros	Nome	Valor	Unidade
Rigidez normal	$EA$	$5 \cdot 10^6$	kN/m
Rigidez à flexão	$EI$	8500	kNm <sup>2</sup> /m
Espessura equivalente	$d$	0.143	m
Peso	$w$	0.0	kN/m/m
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0.0	-

O valor da espessura equivalente da Tabela 3.1 é calculado automaticamente pelo *Plaxis* pela equação abaixo e não pode ser editado.

$$d = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.6)$$

Em que  $EI$  e  $EA$  são a rigidez à flexão e normal do reforço, respectivamente.

### 3.2.2.2. MATERIAL DE ATERRO

O modelo constitutivo utilizado para a simulação no programa foi o de *Mohr-Coulomb* e foi considerada a análise sob condição drenada, pois não é objetivo deste trabalho investigar as poropressões geradas no solo do aterro. A Tabela 3.2 apresenta os tipos de solos adotados nesta dissertação para o material do aterro e as suas propriedades (valores típicos para solos arenosos).

Tabela 3.2 Tipos de solo para material do aterro.

Tipo de Solo	Aterro		
	$\phi$ (°)	$\Psi$ (°)	E (MPa)
01	35	12	15
02	40	18	25
03	45	22	50

Onde  $\phi$  é o ângulo de atrito de solo,  $\Psi$  é o ângulo de dilatância do solo e E é o módulo de Young do solo.

Por fim, o solo considerado no aterro terá propriedades de areia, com coesão ( $c'$ ) igual a 1 kPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,3, e o peso específico ( $\gamma$ ) inicial igual a 16 kN/m<sup>3</sup>.

Pela Tabela 3.3, de acordo com as propriedades dos solos utilizados, estes podem ser classificados como areia com compactidade média para os solos tipo 01 e 02 e como areia compacta para o solo tipo 03.

Tabela 3.3 Classificação da compactidade em relação aos parâmetros de resistência e de deformabilidade (Marangon, 2010).

Compactidade	$\phi$ (°)	E (MPa)	$\nu$
Fofa	25 - 30	01 - 05	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	30 - 35	05 - 14	
Medianamente Compacta	35 - 40	14 - 40	
Compacta	40 - 45	40 - 70	
Muito Compacta	> 45	> 70	



### 3.2.2.3. MATERIAIS DE REFORÇO (GEOSSINTÉTICOS)

Neste trabalho os materiais de reforço para o solo de aterro foram geossintéticos. O programa *Plaxis* tem disponível o tipo de elemento *Geogrid* para simular os geossintéticos. A única propriedade deste material que a ferramenta numérica precisa é a rigidez normal (axial) elástica *EA* (Brinkgreve & Vermeer, 1998). Foi assumido o comportamento elástico linear para as camadas de reforço. Na Tabela 3.4 são apresentados os parâmetros do reforço utilizados neste trabalho, com valores médios obtidos na literatura, em que “J” é a rigidez à tração dos reforços, “L” representa o comprimento das camadas e “U” é a distância entre a base da sapata e a primeira camada de reforço (os valores dos dois últimos estão expostos como múltiplos da largura “B” da sapata).

Tabela 3.4 Parâmetros do reforço.

Reforço				
Nº de camadas	Classificação pela Rigidez do Reforço (kN/m)	L (m)	U (m)	
1	J1	500	1,0B	0,10B
2	J2	1000	1,5B	0,25B
3	J3	2000	2,0B	0,35B
4	J4	5000	4,0B	0,50B
5	-	-	6,0B	0,70B
6	-	-	-	1,00B
7	-	-	-	-
8	-	-	-	-

A resistência ao longo da interface solo-reforço é considerada pelo programa e dependente do parâmetro de interface ( $R_{inter}$ ), que é a relação entre a resistência da interface e a resistência do solo ao seu redor. Este pode ser definido como *Manual* (manual) ou *Rigid* (rígido). Neste trabalho, o  $R_{inter}$  foi considerado igual a 1,0, isto é, as resistências da interface e do solo ao redor são iguais.

### 3.2.3. CONDIÇÕES INICIAIS

A condição inicial da simulação diz respeito ao solo antes da construção da fundação superficial, da aplicação da carga e da locação dos reforços. O procedimento utilizado para a geração das tensões iniciais no *Plaxis* foi o *K<sub>0</sub>-procedure*, em que os parâmetros adotados são mostrados na Tabela 3.5. Na Figura 3.15 são ilustradas as tensões totais na condição inicial gerada no solo tipo 01 (Tabela 3.5), como exemplo.

Tabela 3.5 Valores de  $K_0$

Tipo de Solo	Aterro			$K_0$
	$\varphi$ (°)	$\Psi$ (°)	E (MPa)	
01	35	12	15	0,426
02	40	18	25	0,357
03	45	22	50	0,292

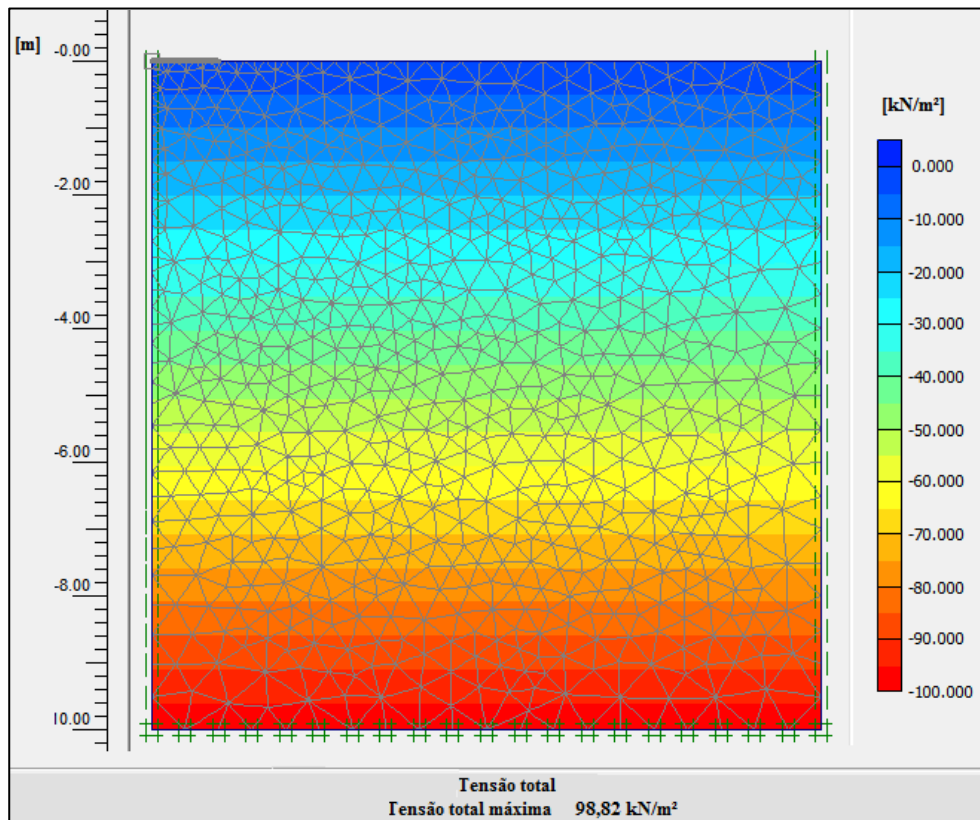


Figura 3.15 Tensões totais iniciais para um solo tipo 01.

### 3.2.4. ESTÁGIOS DE CÁLCULO

Neste trabalho, todas as simulações do primeiro caso típico utilizaram quatro estágios para os procedimentos de cálculo que podem ser observadas na Tabela 3.6. Para o segundo caso típico não existe o terceiro estágio e no quarto estágio não se aplica a carga de referência, e sim uma tensão admissível.

Tabela 3.6 Estágios de cálculo das simulações no programa *Plaxis*.

Identificação	N° da fase	Fase anterior	Tipo de cálculo	Entrada de carregamento
Fase inicial	0	0	N/A	N/A
✓ Condição inicial	1	0	Plástico	Estágio de construção
✓ Assentamento da Sapata	2	1	Plástico	Estágio de construção
✗ Aplicação da carga de ruptura	3	2	Plástico	Total de multiplicadores
✓ Aplicação da carga de referência	4	2	Plástico	Total de multiplicadores

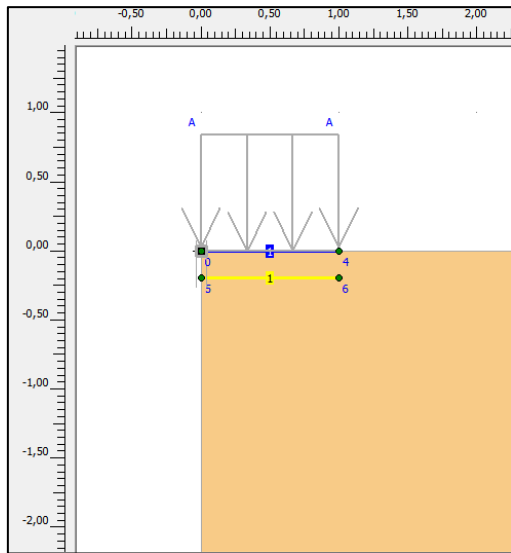
Os procedimentos de cálculo foram realizados pela sub-rotina *Calculation*. Na área do *Loading Input*, as duas primeiras fases de cálculo utilizaram a opção *Staged Construction* com o tipo de cálculo *Plastic* e nas duas últimas fases de cálculo foram utilizadas a opção *Total Multiplier*, também com o tipo de cálculo *Plastic*.

A fase inicial é aquela proveniente da condição inicial na última etapa da sub-rotina *Input*, portanto não se aplica (N/A) o “tipo de cálculo” nem “entrada de carregamento” (Tabela 3.6). O primeiro estágio de cálculo considerou a instalação do reforço e a construção da sapata. No segundo estágio ocorre a aplicação da carga unitária na sapata. A partir deste estágio, a simulação é dividida em duas situações distintas que não se correlacionam, isto é, o segundo estágio é a origem do terceiro estágio e também do quarto estágio. Logo, o terceiro e quarto estágios são independentes entre si. No terceiro estágio descobre-se a carga de ruptura do sistema, com a aplicação da carga utilizando o *Total Multiplier*. Por fim, no último estágio, que ocorre depois da aplicação da carga unitária, é aplicada a carga de referência, que é a carga de ruptura do sistema sem reforço para cada tipo de solo (no próximo item será detalhado o procedimento de análise).

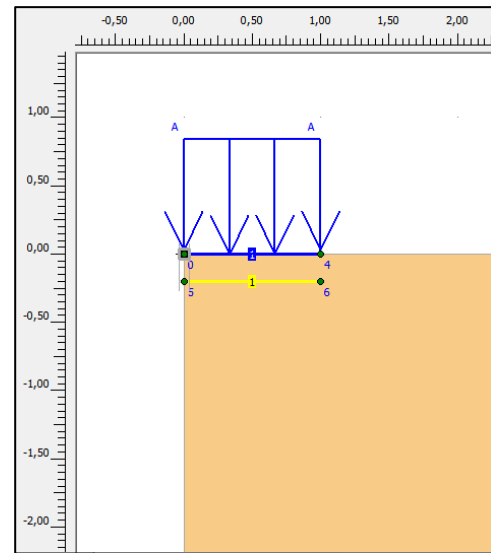
É interessante notar na Tabela 3.6 que o 3º estágio está marcado com um “x” vermelho. Isto ocorre porque aplica-se uma carga superior a de ruptura, porém ao atingir a capacidade de carga do solo, este sofre ruptura e neste momento a simulação é interrompida. Já os estágios com um *check* verde indicam que a fase de cálculo foi executada até o final, sem interrupções.

Na Figura 3.16 pode-se observar as quatro etapas de cálculo que compõem o procedimento descrito para o primeiro caso típico. Neste caso, o solo utilizado foi do tipo 01 e o aterro é reforçado com uma camada de geossintético.

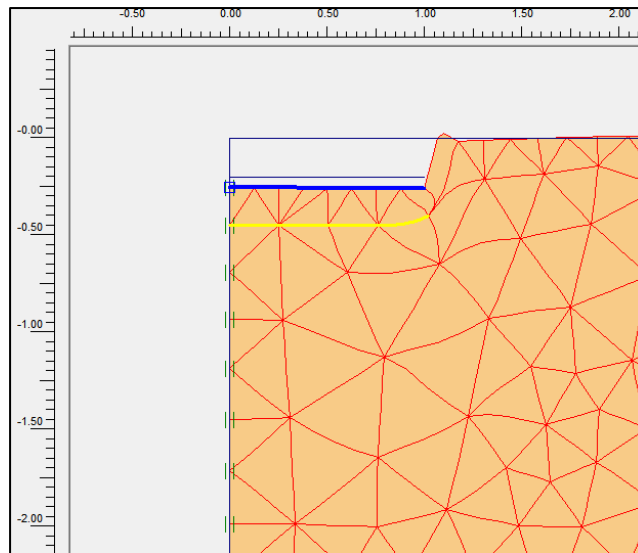
No exemplo da Figura 3.16 é interessante notar na 3ª fase que a “linha” que está um pouco acima da posição da sapata, representa a posição anterior da camada de reforço. Nota-se também uma pequena diferença entre os recalques da terceira e quarta fase. Entretanto, sabe-se que o recalque da 3ª fase é maior que o da 4ª fase, pois no primeiro ocorre a ruptura do sistema solo-fundação.



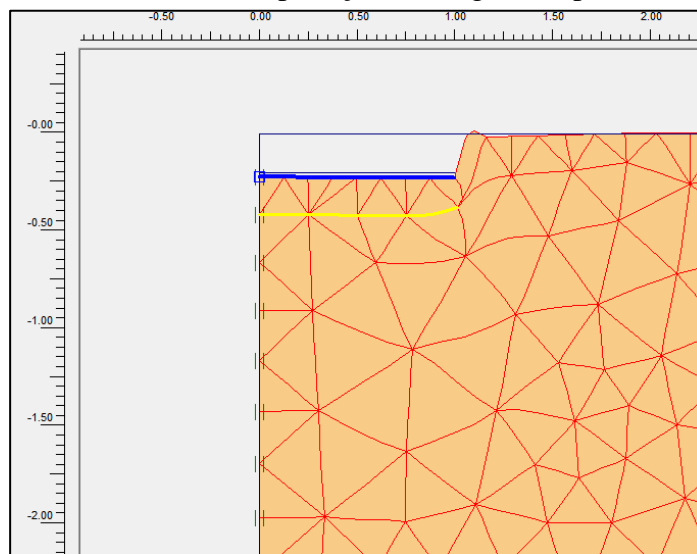
(a) 1ª Fase: Condição inicial.



(b) 2ª Fase: Assentamento da sapata.



(c) 3ª Fase: Aplicação da carga de ruptura.



(d) 4ª Fase: Aplicação da carga de referência.

Figura 3.16 Estágios de cálculo para solo tipo 01 reforçado com uma camada.

## **4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nas simulações numéricas realizadas. Para as análises são considerados os aspectos de capacidade de carga e recalque. Como explanado anteriormente, as simulações são divididas em dois casos típicos: fundação superficial isolada e a interferência entre duas fundações superficiais.

Os casos típicos são subdivididos em três geometrias diferentes, a primeira sem reforço, a segunda com uma camada e a terceira com múltiplas camadas de reforço. Em cada situação, inúmeras simulações foram realizadas com objetivo de se verificar a influência de vários fatores, tais como, a profundidade da primeira camada, o comprimento e a rigidez à tração na capacidade de carga e nos recalques do sistema.

Em relação aos parâmetros do solo, estes inicialmente foram considerados constantes, como sendo solo tipo 01. Todavia, após a definição das variáveis ótimas em cada caso típico de estudo, estes parâmetros sofreram variações para se verificar a sua influência.

### **4.1. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA**

O primeiro caso típico analisado foi o sistema com uma fundação rasa corrida isolada. As primeiras simulações para este caso se dividiram em aterro sem reforço, com uma camada ou com multicamadas de reforço. Após a obtenção da geometria e do número de reforços otimizados por intermédio destas simulações, foram analisadas as situações de substituição do solo natural por solos com melhor capacidade de suporte (aterro modificado). Nesta abordagem, foram admitidas as geometrias otimizadas das análises anteriores e foram também investigadas as situações de aterro sem reforço, com uma camada ou com multicamadas de reforço.

#### **4.1.1. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO SEM REFORÇO**

As simulações para fundação superficial isolada em aterro sem reforço foram realizadas para se obter a carga de ruptura e o respectivo recalque.

Com a utilização do programa *Plaxis* foi obtido o valor de capacidade de carga última para o sistema sem reforço. A geometria deste caso é apresentada na Figura 4.1.

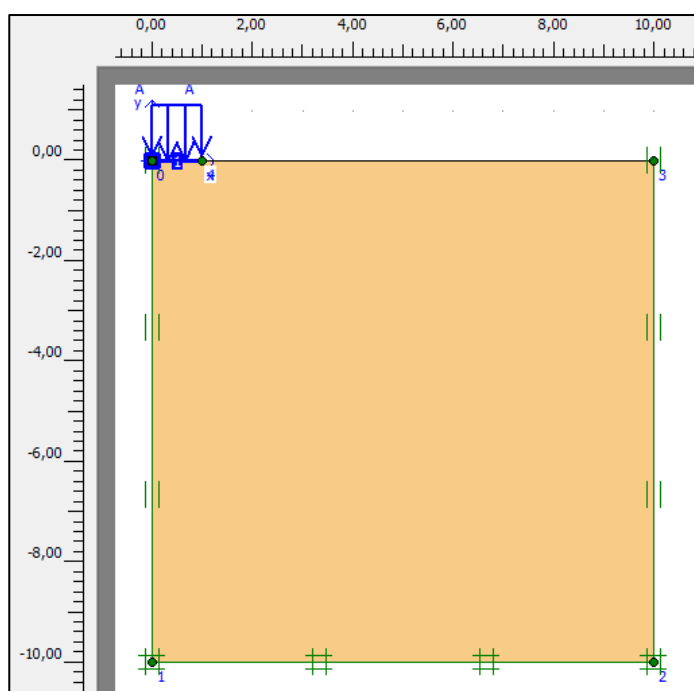


Figura 4.1 Fundação superficial em aterro sem reforço.

Pela ferramenta numérica, o sistema da fundação superficial em aterro tipo 01 sem reforço teve a carga de ruptura igual a 576,68 kN/m<sup>2</sup>. Logo, esta carga é chamada de carga de referência e será aplicada nas simulações em aterros com reforços de geossintéticos para comparações e análises. No programa *Plaxis*, simultaneamente à obtenção da capacidade de carga última, foi registrado o seu respectivo valor de recalque, admitindo-se a manutenção do comportamento elástico até o limiar da ruptura (Modelo Mohr-Coulomb). Na Figura 4.2 é apresentada a distribuição dos recalques para um solo tipo 01 nestas condições.

Na Figura 4.2, os deslocamentos estão por área desta simulação e o valor máximo de recalque no centro da sapata foi de 24,88 centímetros. Sendo portanto, este o recalque de referência ( $\rho_{refer}$ ). Os recalques nesta situação de aterro homogêneo sem reforços de geossintéticos podem ser melhor observados pela malha deformada em escala de proporção real na Figura 4.3.

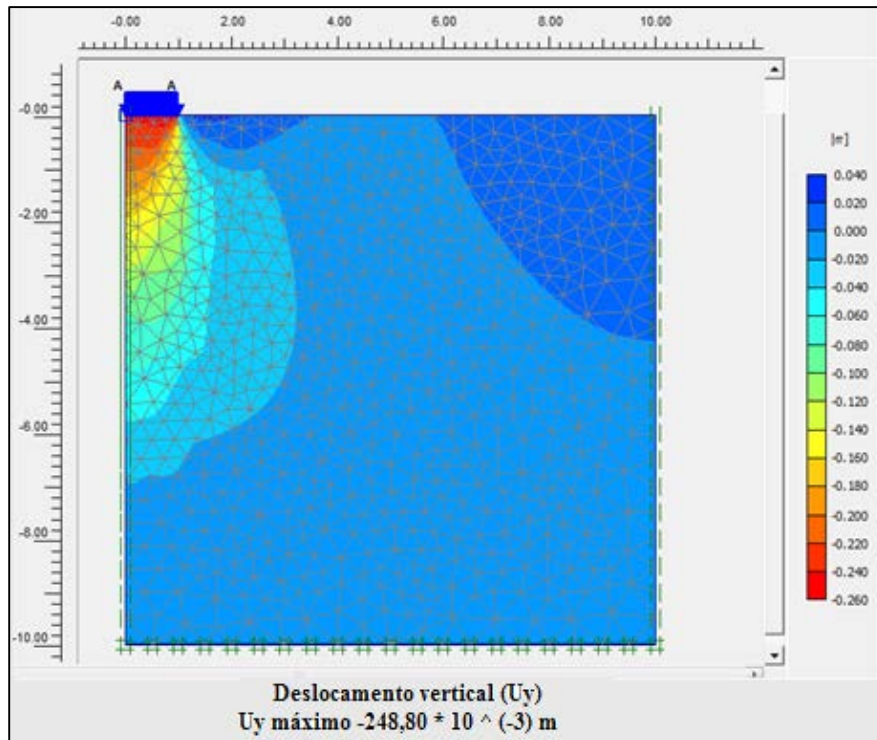


Figura 4.2 Deslocamento vertical sob ação da carga máxima do sistema não reforçado com solo tipo 01.

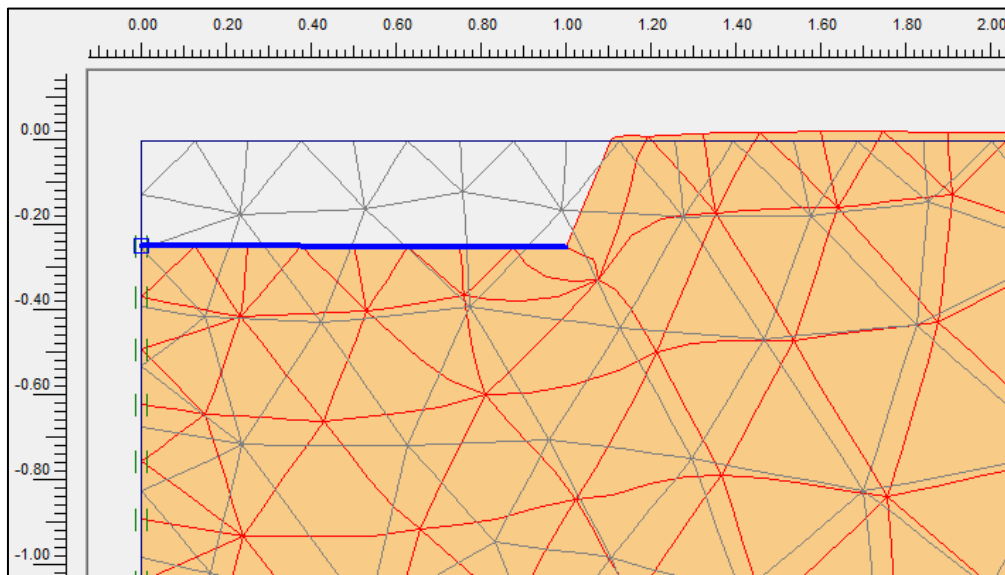


Figura 4.3 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa sem reforço sob ação da carga última para solo tipo 01.

#### 4.1.2. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO REFORÇADO COM UMA CAMADA DE REFORÇO

As simulações com uma fundação superficial isolada em aterro reforçado com uma camada de reforço utilizaram a mesma configuração geométrica que as simulações em aterro não reforçado, mas com uma camada de reforço horizontal (Figura 4.4), visando-se investigar a influência das seguintes variáveis: a profundidade “U”, a distância entre a cota de assentamento da sapata e a camada de reforço, a rigidez à tração “J” e o comprimento “L” do reforço.

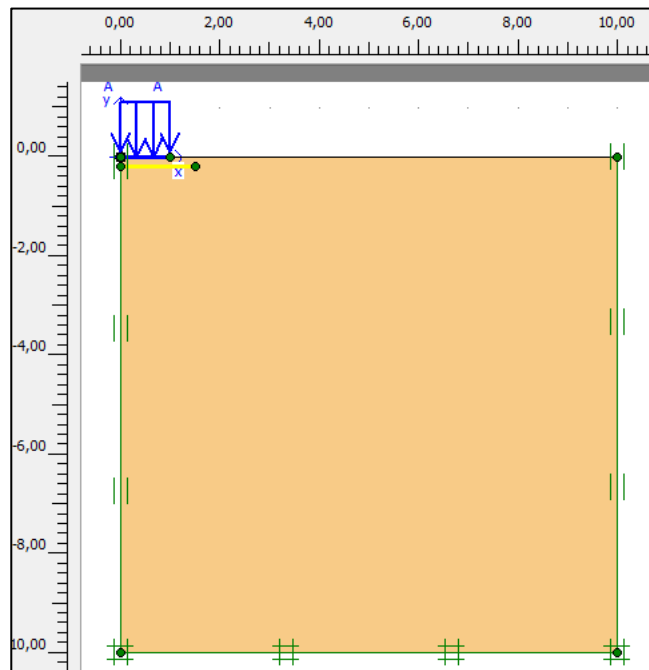


Figura 4.4 Fundação superficial reforçada com uma camada de reforço.

Estas simulações têm por objetivo analisar o comportamento em relação a capacidade de carga e os recalques e, principalmente, fornecer os valores efetivos de profundidade, rigidez e comprimento quando se utiliza uma fundação rasa isolada em aterro reforçado com uma camada de geossintético.

As simulações ocorreram de duas formas. Primeiro, foram obtidas as novas cargas últimas dos sistemas reforçados e computados os respectivos recalques na ruptura. Na segunda parte, foram aplicadas as cargas de referência (cargas de ruptura dos sistemas sem reforços) para cada tipo de solo e os novos recalques foram registrados. Os objetivos das duas etapas foram analisar o aumento da carga de ruptura e a redução dos recalques quando se aplica a carga de referência, respectivamente.



#### 4.1.2.1. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DA CAMADA DE REFORÇO (U)

As primeiras simulações para os casos reforçados com uma camada de reforço foram realizadas para se verificar a influência de “U”, que é a distância entre a cota de assentamento da fundação e a primeira camada de reforço (Figura 4.5). Estas foram expressas como fração da largura da sapata e numeradas de U1 a U6, tendo os valores 0,10B, 0,25B, 0,35B, 0,50B, 0,70B e 1,00B, respectivamente. Simultaneamente, o valor do comprimento do reforço também sofreu variações, assumindo os valores 1,0B, 1,5B, 2,0B, 4,0B e 6,0B (respectivamente, L1 a L5). Por fim, nesta fase, o valor da rigidez foi fixado em  $J1 = 500$  kN/m.

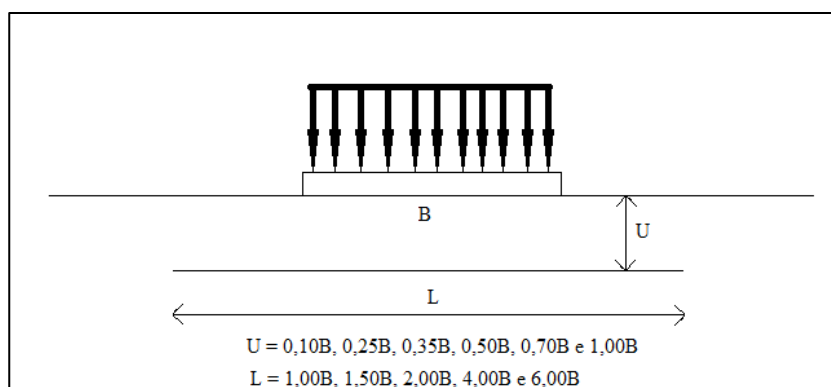


Figura 4.5 Esquema das simulações em relação a variável “U” (sem escala).

##### a) Capacidade de Carga

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores de carga última encontrados nos casos simulados. Constam também os valores da taxa de capacidade de carga, BCR, que representa a comparação com o caso não reforçado.

Com os dados da Tabela 4.1 tem-se as Figura 4.6 e a Figura 4.7, que representam a variação da capacidade de carga e do BCR, respectivamente, em relação ao aumento da profundidade da camada de reforço. As figuras facilitam a interpretação dos resultados para possíveis comparações e também possibilitam a investigação do comportamento do sistema com uma camada de reforço.

Tabela 4.1 Cargas de ruptura do sistema com sapata isolada em relação à profundidade da camada de reforço.

Comprimento do reforço (m)	Casos	Q <sub>último</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
Sem reforço	T1N0	576,68	1,00
2,00	T1U1N1J1L1	592,05	1,03
	T1U2N1J1L1	659,86	1,14
	T1U3N1J1L1	632,50	1,10
	T1U4N1J1L1	567,45	0,98
	T1U5N1J1L1	576,64	1,00
	T1U6N1J1L1	616,75	1,07
3,00	T1U1N1J1L2	605,73	1,05
	T1U2N1J1L2	649,71	1,13
	T1U3N1J1L2	627,98	1,09
	T1U4N1J1L2	624,06	1,08
	T1U5N1J1L2	601,78	1,04
	T1U6N1J1L2	585,57	1,02
4,00	T1U1N1J1L3	653,14	1,13
	T1U2N1J1L3	657,25	1,14
	T1U3N1J1L3	592,13	1,03
	T1U4N1J1L3	576,36	1,00
	T1U5N1J1L3	588,44	1,02
	T1U6N1J1L3	564,37	0,98
8,00	T1U1N1J1L4	681,55	1,18
	T1U2N1J1L4	581,06	1,01
	T1U3N1J1L4	611,63	1,06
	T1U4N1J1L4	627,12	1,09
	T1U5N1J1L4	656,74	1,14
	T1U6N1J1L4	564,43	0,98
12,00	T1U1N1J1L5	668,05	1,16
	T1U2N1J1L5	628,81	1,09
	T1U3N1J1L5	625,00	1,08
	T1U4N1J1L5	626,42	1,09
	T1U5N1J1L5	659,21	1,14
	T1U6N1J1L5	534,22	0,93

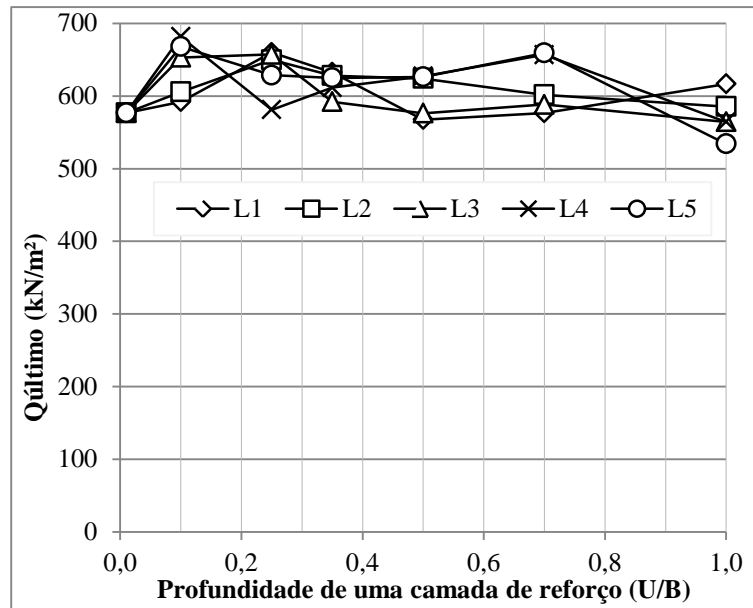


Figura 4.6 Cargas de ruptura em relação à profundidade do reforço.

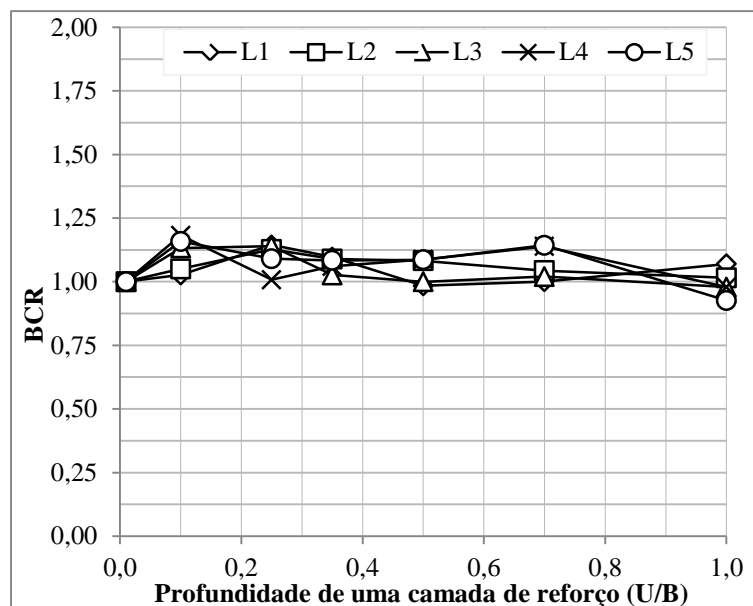


Figura 4.7 Variação do BCR em relação à profundidade do reforço.

De acordo com os gráficos, pode-se observar um incremento da capacidade de carga em relação ao caso não reforçado. Todavia, este crescimento é maior no trecho do caso não reforçado até o caso com 0,25B de profundidade (caso U2) e após esta profundidade a capacidade de carga diminui, até o reforço não exercer mais influência sobre o sistema.

De acordo com as considerações acima, pode-se perceber que 0,25B, ou 50 centímetros abaixo do nível da cota de assentamento da sapata, é a profundidade ótima para se instalar um uma camada de reforço de geossintéticos na maioria dos casos analisados,

quando se leva em conta apenas o incremento da capacidade de carga do conjunto solo-fundação.

b) Recalque

Os valores dos recalques obtidos nas simulações com uma camada de reforço a diferentes profundidades, tanto quando se aplicam as cargas últimas ( $\rho_{qu}$ ) ou quando se aplicam as cargas de referência ( $\rho_{qrefer}$ ), podem ser visualizados na Tabela 4.2. Constam também nesta tabela os valores do SCR, que representa a razão entre a diferença dos recalques de ruptura do caso não reforçado ( $\rho_{qu}$ ) com os recalques quando se aplica a carga de referência nos sistemas reforçados ( $\rho_{qrefer}$ ) e o recalque de referência ( $\rho_{qu}$ ).

Tabela 4.2 Recalques do sistema de sapata isolada em relação à profundidade da camada de reforço.

Comprimento do reforço (m)	Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{qrefer}$ (cm)	SCR
Sem reforço	T1N0	24,88	24,88	-
2,00	T1U1N1J1L1	24,23	23,19	0,07
	T1U2N1J1L1	29,15	22,85	0,08
	T1U3N1J1L1	26,88	23,35	0,06
	T1U4N1J1L1	23,07	22,92	0,08
	T1U5N1J1L1	24,23	24,23	0,03
	T1U6N1J1L1	26,26	23,51	0,05
3,00	T1U1N1J1L2	24,47	22,62	0,09
	T1U2N1J1L2	27,58	22,65	0,09
	T1U3N1J1L2	26,76	23,15	0,07
	T1U4N1J1L2	27,41	23,97	0,04
	T1U5N1J1L2	25,44	23,61	0,05
	T1U6N1J1L2	23,57	23,57	0,05
4,00	T1U1N1J1L3	28,18	22,16	0,11
	T1U2N1J1L3	27,26	22,42	0,10
	T1U3N1J1L3	24,40	23,26	0,06
	T1U4N1J1L3	21,45	24,11	0,03
	T1U5N1J1L3	24,63	23,62	0,05
	T1U6N1J1L3	22,74	22,74	0,09
8,00	T1U1N1J1L4	29,24	22,29	0,10
	T1U2N1J1L4	22,67	22,52	0,09
	T1U3N1J1L4	25,35	23,09	0,07
	T1U4N1J1L4	27,22	23,94	0,04
	T1U5N1J1L4	29,98	23,30	0,06

8,00	T1U6N1J1L4	22,50	22,50	0,10
12,00	T1U1N1J1L5	28,30	21,91	0,12
	T1U2N1J1L5	25,67	22,21	0,11
	T1U3N1J1L5	26,37	23,20	0,07
	T1U4N1J1L5	27,17	22,83	0,08
	T1U5N1J1L5	30,10	23,44	0,06
	T1U6N1J1L5	20,73	20,72	0,17

Pela Tabela 4.2, nota-se que, em relação ao recalque de referência, pela coluna do SCR, há uma redução acentuada dos recalques até a profundidade 0,25B e em seguida, esta redução se torna mais amena. Com os dados desta tabela foi construída a Figura 4.8, que apresenta a variação dos recalques quando é aplicada a carga de referência nas simulações em relação a variação da profundidade (U) da camada de reforço, para cada comprimento do reforço utilizado.

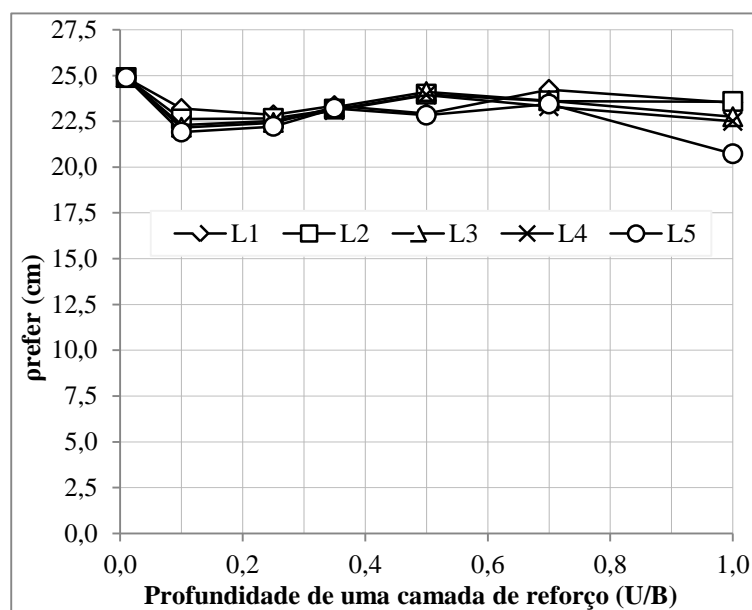


Figura 4.8 Variação do recalque na aplicação da carga de referência com o aumento do comprimento da camada de reforço.

Considerando os recalques a partir da carga de referência, nota-se uma redução em relação ao recalque de referência. Todavia, esta redução é acentuada nas duas primeiras profundidades em estudo (casos com U1 e U2) e, em seguida, a redução dos recalques ocorre de forma mais amena. Portanto, em uma análise preliminar sob o aspecto do recalque, o caso U2 pode ser considerado como o caso mínimo satisfatório, considerando praticamente todos

os comprimentos de reforço utilizados. Nota-se que o foco desta análise é a profundidade ótima e não a influência do comprimento do reforço, que será analisada posteriormente.

É interessante observar que em todas as simulações com a profundidade U6 (1,0B) o valor de SCR aumentou abruptamente, mas isso não significa uma redução do recalque em relação ao de referência. Isto ocorre porque o solo sofreu ruptura antes ou bem próximo da carga de referência, desta forma o reforço não influenciou o sistema e o recalque apresentado nestes casos foram de ruptura. Evidência de que, quando situado nesta profundidade, o reforço de geossintético não produz influência ao sistema. Para exemplificar o fato, é apresentada a Figura 4.9, que exhibe os pontos de plastificação quando aplicada a carga de ruptura para os casos com uma camada de reforço de 8 metros de comprimento nas profundidades U2 (a), U5 (b) e U6 (c), respectivamente. O caso com profundidade U2 é apresentado para comparação, pois nesta profundidade o reforço interfere no sistema. A profundidade a partir da qual o geossintético não influi no conjunto solo-fundação não é evidente, variando entre as profundidades U4 e U5 nas simulações.

Analisando os aspectos de carga-recalque, a profundidade ótima escolhida para o caso de uma sapata corrida isolada em aterro reforçado com uma camada é aproximadamente 0,25B, ou 50 cm (simulação U2), para as condições analisadas. Esta profundidade foi escolhida porque minimiza os recalques e maximiza a capacidade de carga.

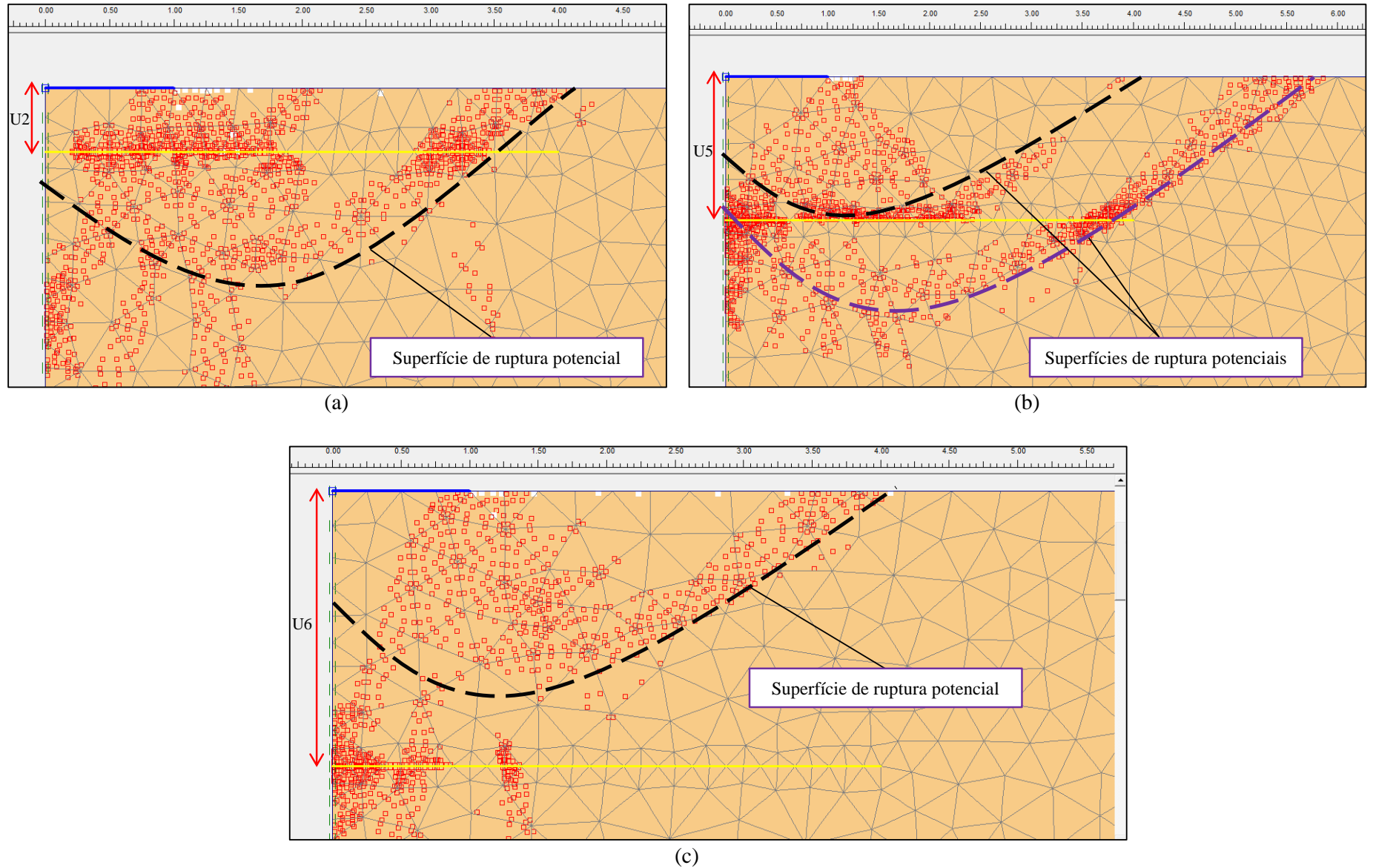


Figura 4.9 Pontos de plastificação com a variação da profundidade da camada de reforço: (a)  $U2 = 0,25B$ ; (b)  $U5 = 0,75B$ ; e (c)  $U6 = 1,00B$ .

#### 4.1.2.2. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA CAMADA DE REFORÇO (L)

Nesta seção será verificada a influência do comprimento da camada do reforço. As simulações utilizaram cinco comprimentos diferentes que foram expressos como fração da largura da sapata e numerados de L1 a L5, tendo os valores 1,0B, 1,5B, 2,0B, 4,0B e 6,0B, respectivamente. A variável rigidez teve valor fixo de  $J1 = 500 \text{ kN/m}$  e a profundidade utilizada foi  $U1 = 0,10B$  (20 cm), tendo em vista sua escolha por diversos autores da literatura. A profundidade foi escolhida também por ser um valor prático quando da utilização de multicamadas, a ser abordado adiante nesta dissertação, e por isto foi pesquisada em diversos artigos, mesmo não sendo a profundidade ótima obtida nas simulações deste trabalho.

##### a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.3 são apresentados os valores de carga última encontrados nos casos simulados com uma camada de reforço quando se varia o comprimento (L) do geossintético.

Tabela 4.3 Cargas de ruptura em relação a variação do comprimento da camada de reforço.

Casos	$Q_{\text{último}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
T1N0	576,68	1,00
T1U1N1J1L1	592,06	1,03
T1U1N1J1L2	610,83	1,06
T1U1N1J1L3	653,14	1,13
T1U1N1J1L4	681,58	1,18
T1U1N1J1L5	682,02	1,18

É possível notar na Tabela 4.3 que ocorre um incremento acentuado até o quarto caso reforçado (comprimento igual a 4,0B), e que após isto a capacidade de carga se mantém praticamente constante. O aumento das cargas de ruptura com a variação do comprimento da camada de reforço é apresentado na Figura 4.10 e o incremento do BCR em relação ao comprimento da camada de reforço na Figura 4.11.



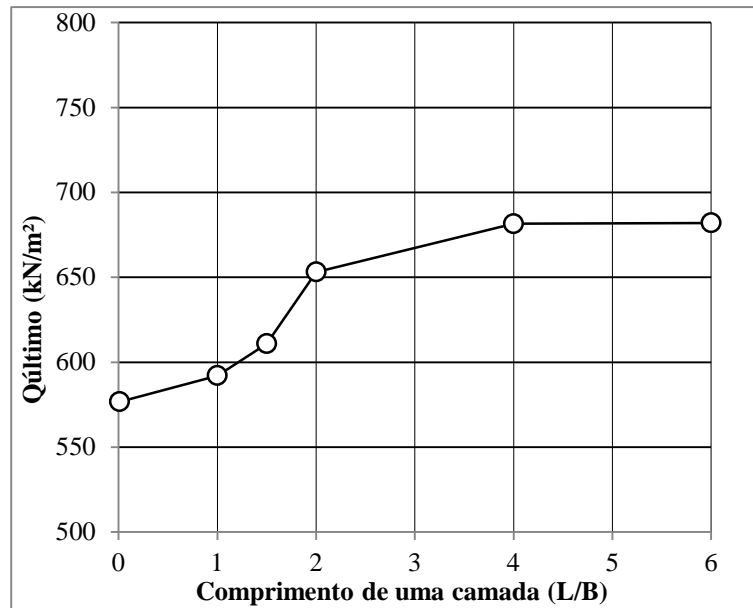


Figura 4.10 Variação da carga de ruptura em relação ao comprimento da camada de reforço.

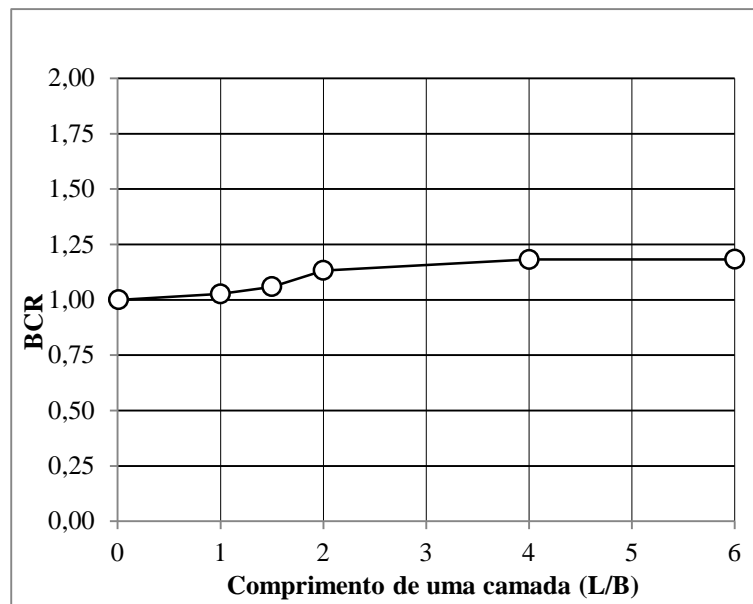


Figura 4.11 Incremento do BCR com o aumento do comprimento da camada de reforço.

Percebe-se pelas figuras acima que com o aumento do comprimento do reforço gera um aumento na capacidade de carga (melhor visualizado pelo BCR). Todavia, após o comprimento do reforço atingir 4 vezes a largura da sapata, o incremento de capacidade de carga se torna discreto. Portanto, o comprimento do reforço no qual o solo obteve a melhor resposta, em termos de capacidade de carga, foi  $4,0B$ , ou 8 metros (simulação T1U1N1J1L4).

b) Recalque

Os resultados das simulações com uma camada de reforço com diferentes comprimentos em relação ao recalque são apresentados na Tabela 4.4. Nela constam os valores dos recalques das aplicações das cargas últimas ( $\rho_{qu}$ ), os recalques das aplicações das cargas de referência ( $\rho_{refer}$ ) e também os valores do SCR.

Tabela 4.4 Recalques em relação ao comprimento da camada de reforço.

Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{refer}$ (cm)	SCR
T1N0	24,88	24,88	-
T1U1N1J1L1	24,23	23,19	0,068
T1U1N1J1L2	24,86	22,23	0,106
T1U1N1J1L3	28,17	22,16	0,109
T1U1N1J1L4	29,24	22,29	0,104
T1U1N1J1L5	30,07	21,92	0,119

Para apresentar um exemplo de recalque das simulações com uma camada de reforço, observa-se o caso T1U1N1J1L4 na Figura 4.12. A figura mostra a malha deformada em fator de escala real de uma fundação rasa em um solo tipo 01, com uma camada de reforço com comprimento igual a  $4,0B$ , submetida à carga última.

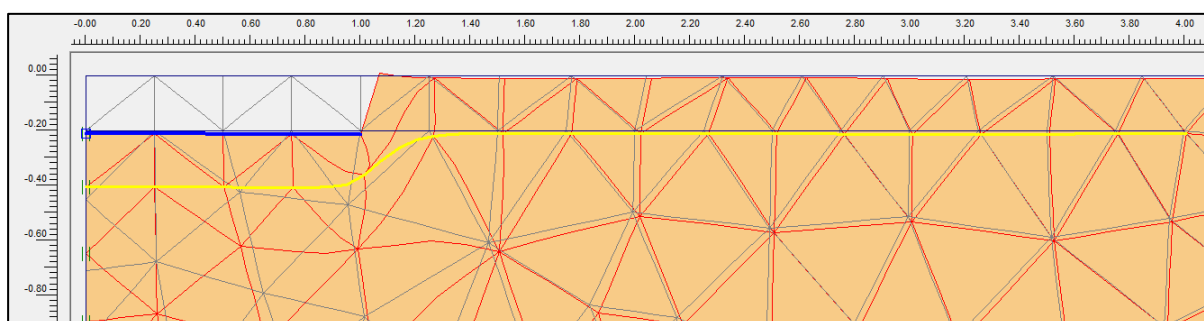


Figura 4.12 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa com uma camada de reforço com  $L = 4,0B$  (T1U1N1J1L4).

O recalque sob aplicação da carga última do sistema reforçado é maior que o recalque na ruptura do sistema sem reforço, como se pode notar pelos valores da Tabela 4.4. Isto pode ser explicado pelo fato de que a presença do geossintético proporcionou uma tensão última maior e, conseqüentemente, um maior recalque. Com os valores da Tabela 4.4 foi elaborada a Figura 4.13 que apresenta a variação dos recalques ( $\rho_{refer}$ ), quando se aplica a carga de referência, com o aumento do comprimento da camada de reforço.

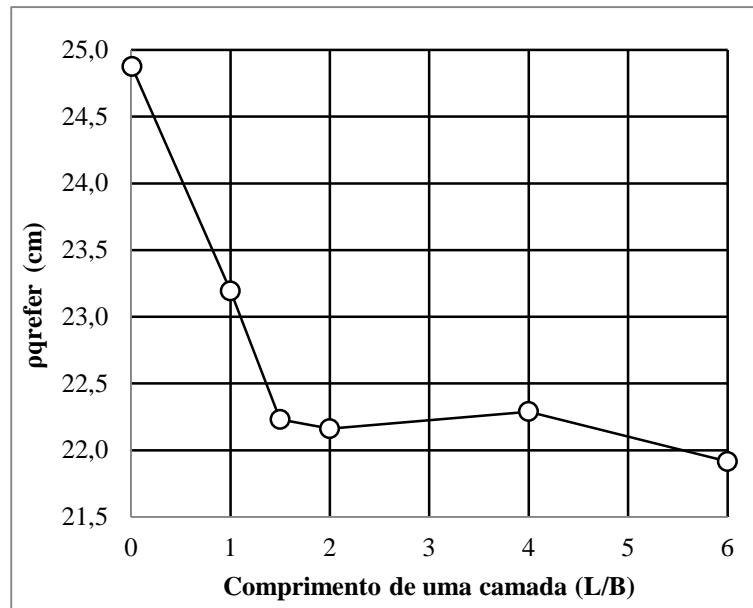


Figura 4.13 Variação do recalque de referência com o comprimento da camada de reforço.

De forma análoga à variação com a profundidade, a variação dos recalques com o comprimento do reforço exposto na Figura 4.13 apresenta uma redução dos recalques com aumento do comprimento. Percebe-se também que até a utilização do reforço comprimento de 2,0B provoca uma redução acentuada nos recalques e após isto o recalque sofre pequena variação. Desta forma, pela análise da redução dos recalques na aplicação da carga de referência, o comprimento ótimo do reforço poderia ser considerado igual a duas vezes a largura da sapata para as condições analisadas.

Para que seja possível afirmar um comprimento ótimo para o sistema da fundação rasa sobre aterro reforçado com uma camada de geossintéticos, deve-se levar em conta o comprimento que garanta tanto uma redução efetiva do recalque, quanto um aumento na capacidade de carga do sistema. Como o comprimento de 2,0B garante redução ótima para o recalque, mas não traduz em um ganho ótimo de capacidade de carga, o comprimento que otimiza o sistema é igual a 4,0B ou 8,0 metros, apresentado na simulação T1U1N1J1L4. É interessante ressaltar que quanto menor for o comprimento do reforço (L), menores serão os custos para aquisição dos reforços e melhor a relação custo benefício do projeto de fundações rasas em aterros reforçados com geossintéticos. Portanto, os recursos na situação de uma obra real podem também mudar a escolha do comprimento do reforço para melhor se adequar à realidade.

#### 4.1.2.3. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA CAMADA DE REFORÇO (J)

As simulações para os casos reforçados com uma camada de reforço desta seção foram realizadas para se verificar a influência da rigidez do reforço (J). Estas são numeradas de J1 a J4, tendo os valores de 500, 1.000, 2.000 e 5.000 kN/m, respectivamente. A profundidade utilizada foi U1 ou 20 cm, e se utilizou o valor ótimo do comprimento do reforço, isto é, L4 ou 8,0 metros.

##### a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores de carga última encontrados nos casos simulados com uma camada de reforço quando se varia a rigidez à tração do geossintético.

Tabela 4.5 Cargas de ruptura em relação a variação da rigidez da camada de reforço.

Casos	Q <sub>último</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
T1N0	576,68	1,00
T1U1N1 <b>J1</b> L4	681,58	1,18
T1U1N1 <b>J2</b> L4	679,23	1,18
T1U1N1 <b>J3</b> L4	713,66	1,24
T1U1N1 <b>J4</b> L4	691,71	1,20

Pela Tabela 4.5 é possível notar que ocorre um incremento acentuado até o terceiro caso reforçado (J3 = 2.000 kN/m) em estudo e, após isto, a capacidade de carga permanece praticamente constante. Na Figura 4.14 tem-se o aumento das cargas de ruptura com a variação da rigidez da camada de reforço. A variação de BCR com a rigidez da camada de reforço é apresentada na Figura 4.15.

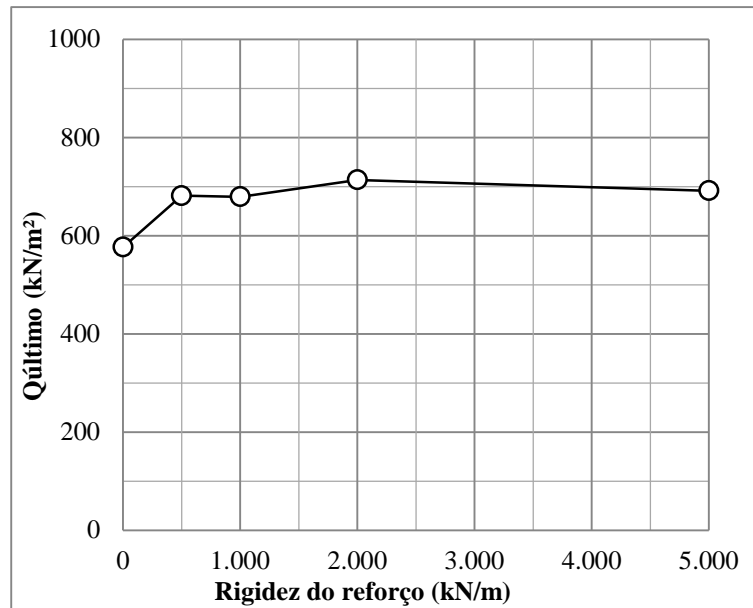


Figura 4.14 Variação da carga de ruptura com a rigidez do camada de reforço.

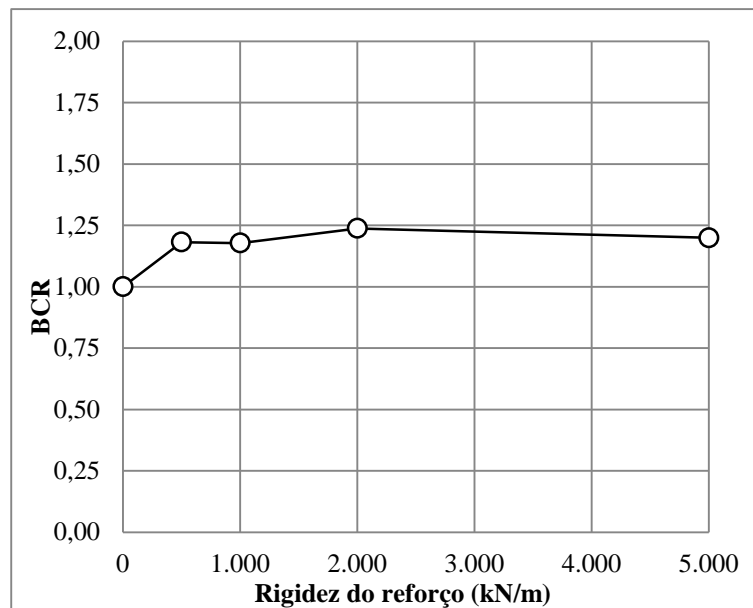


Figura 4.15 Variação de BCR com a rigidez da camada de reforço.

Percebe-se pelos gráficos que o aumento da rigidez do reforço gera cargas de ruptura maiores. A velocidade de incremento inicial da capacidade de carga é acentuada, mas após a rigidez do reforço atingir o valor de 2.000 kN/m, a capacidade de carga se mantém praticamente constante. Logo, a rigidez considerada ótima para o caso com uma camada de reforço, considerando apenas a análise de capacidade de carga, é de 2.000 kN/m (simulação T1U1N1J3L4).

## b) Recalque

Os valores dos recalques obtidos pelo programa *Plaxis*, resultados das simulações de uma sapata superficial isolada em aterro reforçado com uma camada e com valores diferentes de rigidez do reforço, são apresentados na Tabela 4.6. Como nas outras análises, constam também na tabela os valores do SCR.

Tabela 4.6 Recalques em relação à rigidez da camada de reforço.

Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{qrefer}$ (cm)	SCR
T1N0	24,88	24,88	-
T1U1N1J1L4	24,23	22,29	0,104
T1U1N1J2L4	27,64	21,85	0,122
T1U1N1J3L4	25,99	21,66	0,129
T1U1N1J4L4	29,83	21,45	0,138

De acordo com a Tabela 4.6, as simulações com o acréscimo de rigidez no reforço suportaram cargas de ruptura maiores e quando aplicada a carga de referência apresentaram redução de recalques em relação ao caso não reforçado. Os valores do SCR se encontram no intervalo entre 10% e 14% (redução em percentual em relação ao recalque de referência).

Os recalques provenientes da aplicação da carga de referência da Tabela 4.6 são expostos na Figura 4.16, à medida que se aumenta a rigidez da camada de reforço.

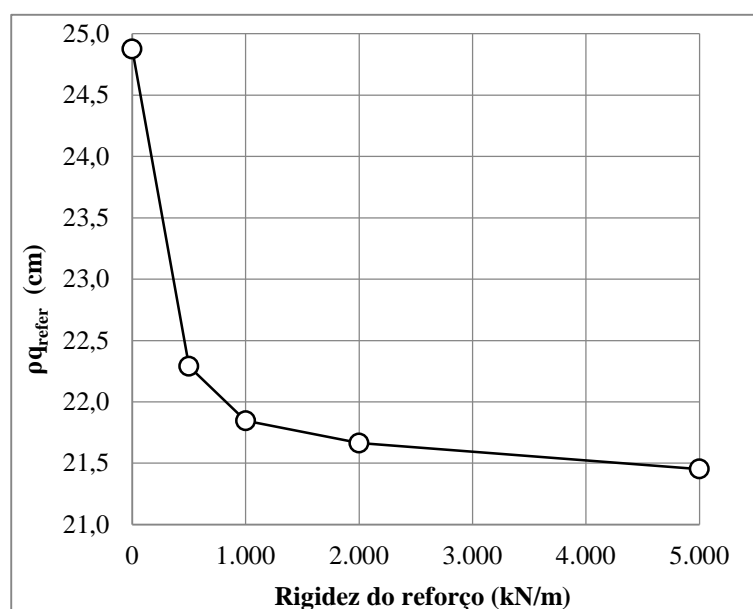


Figura 4.16 Variação do recalque de referência com a rigidez da camada de reforço.

Pela Figura 4.16 é perceptível que com aumento da rigidez do reforço ocorre redução nos recalques. Nota-se que após os casos que utilizaram reforços com 1.000 e 2.000 kN/m de

rigidez, a redução do recalque é quase insignificante. Desta forma, tanto do ponto de vista de capacidade de carga como no do recalque, a utilização do reforço com rigidez igual a 2.000 kN/m otimiza o aumento da capacidade de carga do sistema e a redução do recalque em relação aos demais casos simulados variando a rigidez do reforço. Logo, para se definir um valor de rigidez à tração mínimo satisfatório, optou-se pela de 2.000 kN/m (simulação T1U1N1J3L4) para o caso de uma sapata corrida isolada em aterro reforçado com uma camada. Sob a ótica do custo benefício, quanto maior a rigidez do geossintético, maior o custo deste reforço. É importante salientar que em uma obra real as especificações do reforço variam conforme o caso específico e, portanto, deve ser prevista pelo projetista a rigidez necessária para o bom funcionamento e segurança da construção.

#### **4.1.3. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO REFORÇADO COM MULTICAMADAS**

As simulações com uma fundação superficial isolada em aterro reforçado com multicamadas utilizaram os mesmos padrões da configuração geométrica das simulações com apenas uma camada, exceto no que diz respeito ao número de camadas de reforço. As variáveis investigadas foram o número de camadas “N”, o comprimento “L” e a rigidez “J”. Para o espaçamento “S” entre as camadas de reforço foi considerado em todas as simulações um valor fixo pesquisado na literatura igual a  $0,10B$  (20 cm).

As simulações foram realizadas com as mesmas etapas do sistema com uma camada de reforço. Em uma etapa foram determinadas as novas cargas de ruptura e em outra etapa, não vinculada a ela, foram aplicadas a carga de referência nos sistemas para as análises dos recalques nas condições reforçadas. Em ambas as etapas foram registrados os recalques.

##### **4.1.3.1. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CAMADAS DE REFORÇO (N)**

As primeiras simulações para os casos reforçados com multicamadas de reforço foram realizadas para se verificar a influência do número de camadas de geossintéticos no comportamento do sistema. O número de camadas de reforço (N) utilizadas foram 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8. Para o espaçamento vertical (S) entre as camadas foi adotado o valor de  $S1 = 0,10B$ , ou 20 centímetros, para a sapata com  $B = 2$  m, como explicado anteriormente, com base em dados da literatura.

Nas simulações utilizaram-se valores de comprimento e rigidez do reforço considerados mínimos satisfatórios para a análise do sistema com uma camada de reforço, porém vale ressaltar que estes valores serão reavaliados nos itens posteriores para se confirmar ou não sua eficiência em um sistema com multicamadas de reforço. Portanto, o comprimento do reforço utilizado foi de  $L4 = 4B$  e o valor da rigidez foi  $J3 = 2.000 \text{ kN/m}$ .

Nas primeiras simulações foram aplicadas as cargas de referência e depois foram obtidas as cargas de ruptura dos sistemas com multicamadas de reforço.

a) Capacidade de carga

Pela Tabela 4.7 são observados os valores das cargas de ruptura para os casos simulados, além dos valores respectivos do BCR.

Tabela 4.7 Capacidade de carga última verificando influência do número de camadas (N).

Casos	$Q_{\text{último}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
T1N0	576,68	1,00
T1U1N1J3S1L4	701,26	1,22
T1U1N2J3S1L4	764,56	1,33
T1U1N3J3S1L4	905,90	1,57
T1U1N4J3S1L4	1201,00	2,08
T1U1N5J3S1L4	1278,00	2,22
T1U1N6J3S1L4	1336,00	2,32
T1U1N7J3S1L4	1486,00	2,58
T1U1N8J3S1L4	1696,00	2,94

De acordo com a Tabela 4.7 pode-se observar que o aumento do número de camadas induz ao incremento na capacidade de carga do sistema. Este fato é reforçado pela Figura 4.17 e Figura 4.18, que apresentam as variações de capacidade de carga e BCR, respectivamente, com aumento do número de camadas de reforço (N).



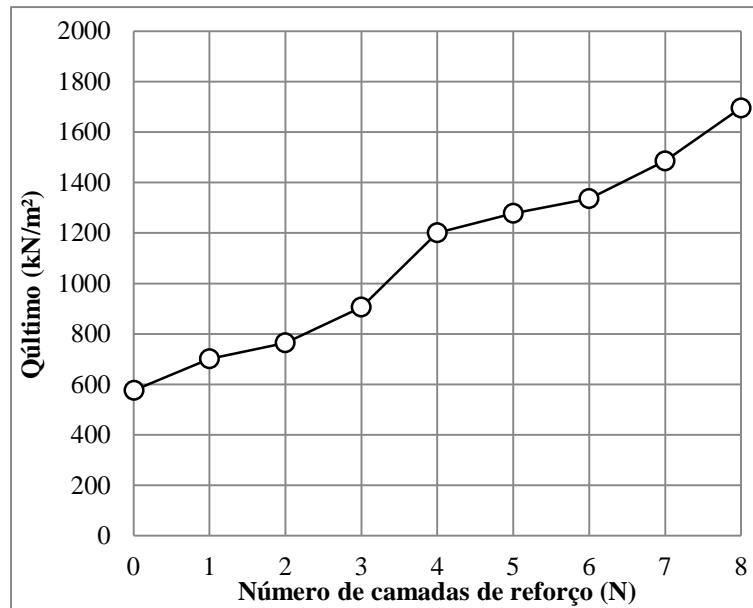


Figura 4.17 Variação da carga de ruptura com o número de camadas de reforço.

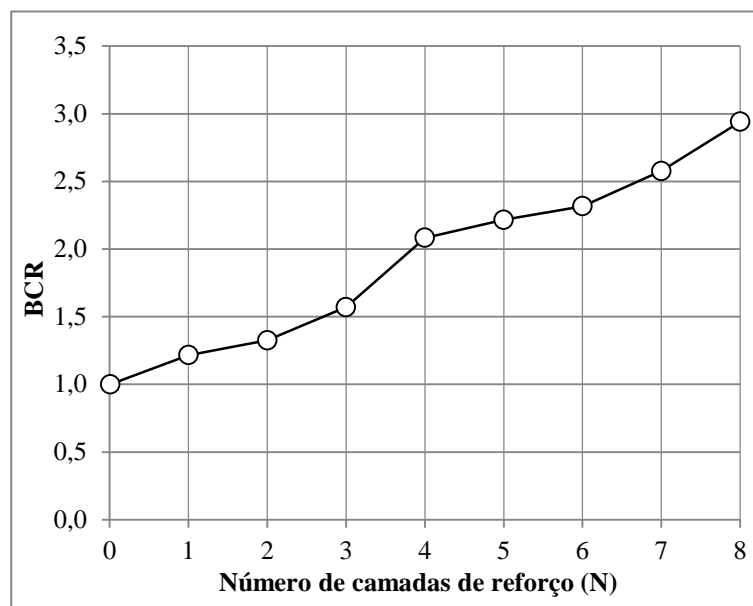


Figura 4.18 Variação de BCR com o número de camadas de reforço (N).

Pela Figura 4.17 e Figura 4.18, verifica-se que o ganho de capacidade de carga com o aumento do número de camadas varia entre 24% e 194%, ou seja, um acréscimo de capacidade de carga de quase três vezes a carga de ruptura do sistema não reforçado. É possível observar que a velocidade de incremento de capacidade de carga é crescente durante todas as simulações, mas ela é maior quando se passa dos casos com 3 para 4 camadas de reforço, após isto, a velocidade de incremento diminuiu. Além disto, a utilização de um número elevado de camadas de reforço, embora melhore o desempenho, apresenta o problema de dificultar a execução e aumentar o custo com os reforços para o projeto da fundação. Desta

forma, e por razões práticas e de custo em uma obra real, admite-se para análises subsequentes um número de reforços satisfatório igual a 4.

### b) Recalque

Nas simulações da fundação superficial corrida em aterro reforçado com multicamadas os resultados dos recalques e também os valores do SCR podem ser visualizados na Tabela 4.8. Para apresentar um exemplo de recalque das simulações com multicamadas de reforço, observa-se o caso T1U1N4J3S1L4 na Figura 4.19. Já a Figura 4.20 apresenta a variação dos recalques ( $\rho_{\text{refer}}$ ) com o aumento do número de camadas de reforço (N) quando é aplicada a carga de referência.

Tabela 4.8 Recalques em relação ao número de camadas de reforço (L).

Casos	$\rho_{\text{qu}}$ (cm)	$\rho_{\text{refer}}$ (cm)	SCR
T1N0	24,88	24,88	-
T1U1N1J3S1L4	30,55	21,66	0,129
T1U1N2J3S1L4	30,61	20,60	0,172
T1U1N3J3S1L4	37,61	19,76	0,206
T1U1N4J3S1L4	54,14	19,31	0,224
T1U1N5J3S1L4	52,81	19,00	0,236
T1U1N6J3S1L4	52,77	18,65	0,250
T1U1N7J3S1L4	57,84	18,57	0,254
T1U1N8J3S1L4	66,58	18,20	0,268

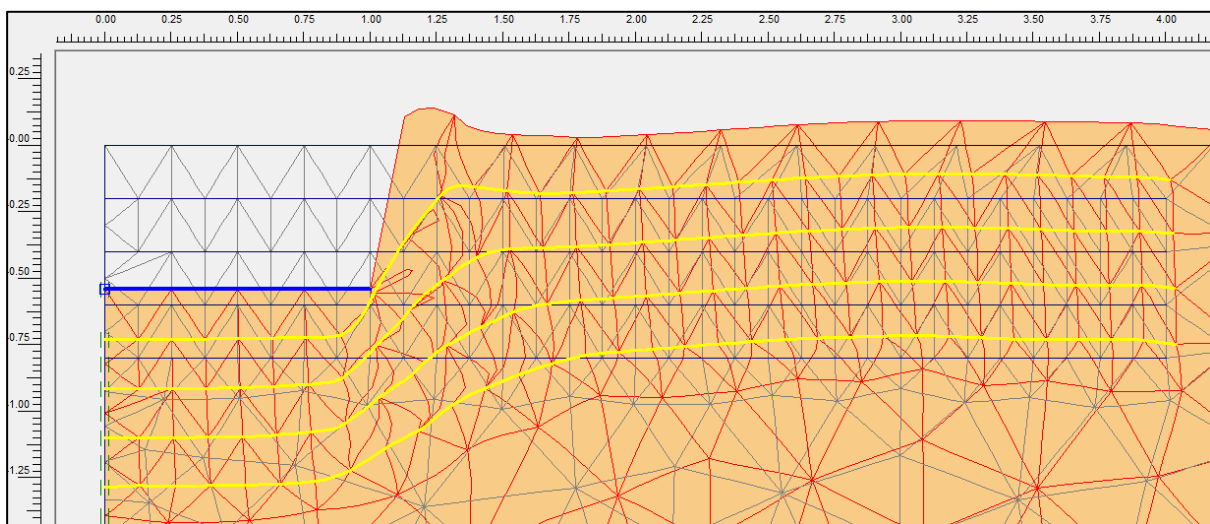


Figura 4.19 Malha deformada em fator de escala real de fundação rasa com multicamadas de reforço sob ação da carga última (T1N4J3S1L4).

A Figura 4.19 mostra a malha deformada em fator de escala real de uma fundação rasa, submetida à carga última, em um solo tipo 01, com 4 camadas de reforço e cada uma delas com rigidez à tração igual a 2.000 kN/m e comprimento igual a 4,0B.

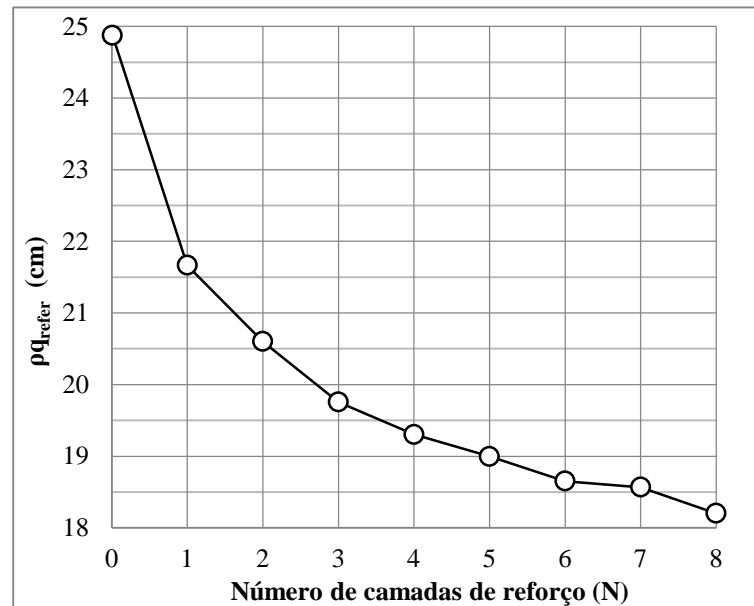


Figura 4.20 Variação do recalque ( $\rho_{q_{refer}}$ ) com o número de camadas de reforço (N).

Na Figura 4.20 é notável que os valores de recalque diminuem acentuadamente até o caso com  $N = 4$  camadas de reforço. Após este valor a taxa de redução do recalque com  $N$  é menor.

Em vista dos resultados reportados acima e levando em conta considerações de ordem prática e de custos, admitiu-se um número de camadas de reforço igual a 4 nas análises subsequentes. Um elevado número de camadas, embora com repercussões favoráveis no aumento da capacidade de carga e na redução de recalques, aumenta custos e complica a execução da obra. No caso da instalação de reforços em aterros já existentes, o custo com escavação, reaterro e compactação também seriam maiores para valores de  $N$  elevados.

#### 4.1.3.2. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DAS CAMADAS DE REFORÇO (L)

Nesta seção será verificada a influência do comprimento das camadas do reforço no comportamento do conjunto. Da mesma forma que foi realizado nas simulações com uma camada de reforço, foram utilizados cinco comprimentos diferentes e numerados de L1 a L5, tendo os valores 1,0B, 1,5B, 2,0B, 4,0B e 6,0B, respectivamente. A rigidez teve valor fixo de  $J_3 = 2.000$  kN/m. Contudo, nestas simulações variou-se o número de camadas (N) de 1 a 5

( $N > 5$  pouco afeta o sistema). O objetivo da variação do número de camadas foi verificar se o comprimento efetivo das camadas de reforço sofre influência desta variável.

a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores de carga última encontrados nos casos simulados com multicamadas de reforço com comprimento variável.

Tabela 4.9 Cargas de ruptura em relação a variação do comprimento das camadas de reforço.

Nº de camadas	Casos	Q <sub>último</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
0	N0	576,68	1,00
1	T1U1N1J3S1L1	612,42	1,06
	T1U1N1J3S1L2	654,13	1,13
	T1U1N1J3S1L3	668,62	1,16
	T1U1N1J3S1L4	701,26	1,22
	T1U1N1J3S1L5	700,23	1,21
2	T1U1N2J3S1L1	669,85	1,16
	T1U1N2J3S1L2	767,21	1,33
	T1U1N2J3S1L3	733,07	1,27
	T1U1N2J3S1L4	766,06	1,33
	T1U1N2J3S1L5	836,93	1,45
3	T1U1N3J3S1L1	698,47	1,21
	T1U1N3J3S1L2	755,53	1,31
	T1U1N3J3S1L3	901,74	1,56
	T1U1N3J3S1L4	905,90	1,57
	T1U1N3J3S1L5	926,59	1,61
4	T1U1N4J3S1L1	860,23	1,49
	T1U1N4J3S1L2	1005,00	1,74
	T1U1N4J3S1L3	928,78	1,61
	T1U1N4J3S1L4	1201,00	2,08
	T1U1N4J3S1L5	1084,00	1,88
5	T1U1N5J3S1L1	880,47	1,53
	T1U1N5J3S1L2	1023,00	1,77
	T1U1N5J3S1L3	1115,00	1,93
	T1U1N5J3S1L4	1278,00	2,22
	T1U1N5J3S1L5	1292,00	2,24

Os resultados da Tabela 4.9 são apresentados na Figura 4.21 e na Figura 4.22, de acordo com o número de camadas e com a variação de comprimentos das camadas de reforço.

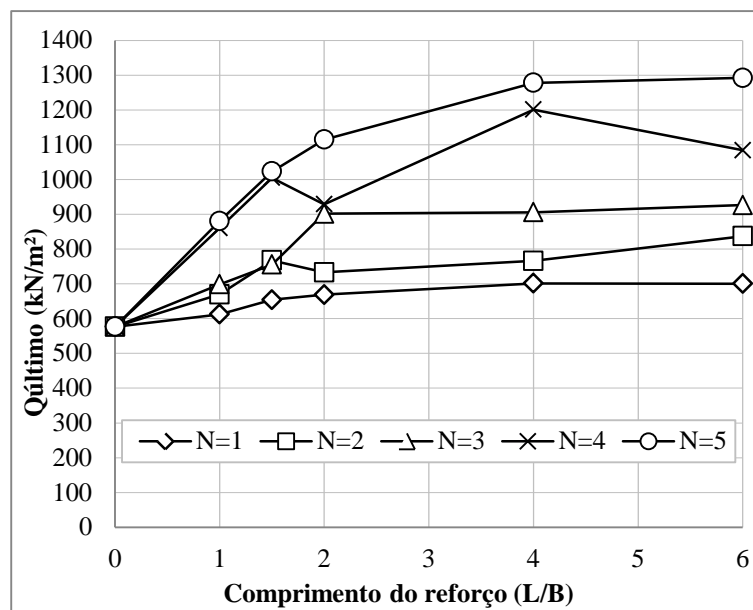


Figura 4.21 Variação da carga de ruptura em relação ao comprimento da camada de reforço

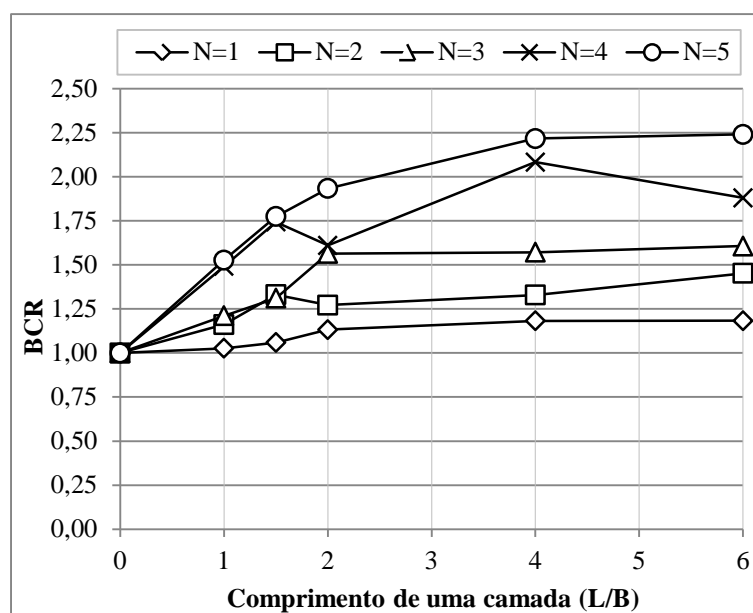


Figura 4.22 Incremento do BCR com o aumento do comprimento das camadas de reforço.

Com base nos gráficos nota-se que o BCR, que traduz a melhoria da capacidade de carga do sistema, sofre um incremento significativo quando se aumentam os comprimentos das camadas de reforço. Todavia, após utilizar reforços com 4,0B de comprimento, o acréscimo de capacidade de carga é pequeno.

#### b) Recalque

Os resultados das simulações com multicamadas de reforço e com diferentes comprimentos em relação aos recalques são apresentados na Tabela 4.10. Constam os valores

da aplicação da carga máxima ( $\rho_{qu}$ ), da aplicação das cargas de referência ( $\rho_{qrefer}$ ) e também os valores do SCR.

Tabela 4.10 Recalques em relação ao comprimento da camada de reforço.

Nº de camadas	Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{qrefer}$ (cm)	SCR
0	N0	24,88	24,88	-
1	T1U1N1J3S1L1	25,38	22,82	0,082
	T1U1N1J3S1L2	29,75	22,64	0,090
	T1U1N1J3S1L3	27,91	21,90	0,120
	T1U1N1J3S1L4	30,55	21,64	0,130
	T1U1N1J3S1L5	29,98	21,62	0,131
2	T1U1N2J3S1L1	27,46	21,93	0,118
	T1U1N2J3S1L2	33,90	20,98	0,157
	T1U1N2J3S1L3	28,85	20,45	0,178
	T1U1N2J3S1L4	30,73	20,60	0,172
	T1U1N2J3S1L5	36,69	20,72	0,167
3	T1U1N3J3S1L1	26,81	20,84	0,162
	T1U1N3J3S1L2	28,84	19,96	0,198
	T1U1N3J3S1L3	36,71	19,81	0,204
	T1U1N3J3S1L4	37,61	19,76	0,206
	T1U1N3J3S1L5	38,25	19,79	0,204
4	T1U1N4J3S1L1	34,41	19,87	0,201
	T1U1N4J3S1L2	41,51	19,43	0,219
	T1U1N4J3S1L3	35,97	19,22	0,227
	T1U1N4J3S1L4	54,14	19,31	0,224
	T1U1N4J3S1L5	46,17	19,25	0,226
5	T1U1N5J3S1L1	30,03	19,87	0,201
	T1U1N5J3S1L2	39,16	18,98	0,237
	T1U1N5J3S1L3	43,52	18,92	0,239
	T1U1N5J3S1L4	52,81	18,90	0,240
	T1U1N5J3S1L5	53,91	18,93	0,239

Com os valores da Tabela 4.12 foi elaborada a Figura 4.23 que apresenta a variação do recalque com o aumento do comprimento da camada de reforço. Observa-se nesta figura que os recalques obtidos destas simulações diminuíram a medida que se aumentou o comprimento das camadas de reforço. Entretanto, percebe-se também que após o comprimento de 2,0B (ou 4 m), os recalques de referência foram praticamente constantes, independente do número de camadas utilizado.

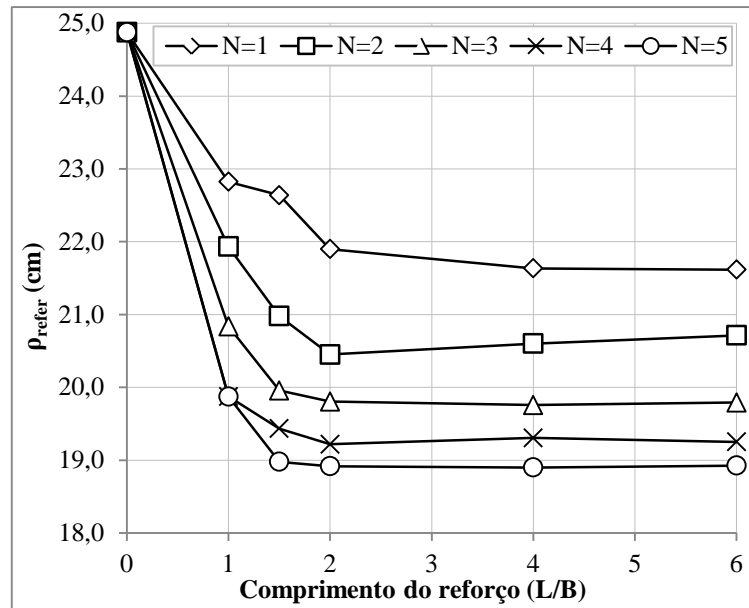


Figura 4.23 Variação do recalque de referência com o comprimento das camadas de reforço.

Em relação ao número de camadas observa-se também que após utilizar 4 camadas de reforço, ou seja com 5 camadas, a redução dos recalques foi de apenas 1%, independente do comprimento das camadas.

Sob a ótica de otimizar o sistema com multicamadas, em relação ao comprimento dos reforços, o comprimento de reforço de 4 m atende dos pontos de vista de capacidade de carga e de recalques.

#### 4.1.3.3. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS CAMADAS DE REFORÇO (J)

As simulações para os casos com multicamadas de reforço desta seção foram realizadas para verificar a influência da rigidez das camadas de reforço (J). Da mesma forma que no caso do aterro reforçado com uma camada, a rigidez assumiu os valores 500, 1.000, 2.000 e 5.000 kN/m, correspondendo de J1 a J4, respectivamente. O comprimento do reforço (L) utilizado foi igual a 4,0B. De forma semelhante ao item anterior, o número de camadas (N) variou de 1 a 5 e o espaçamento utilizado foi igual a 20 cm entre as camadas.

Sabe-se que para apenas uma camada um valor de rigidez mínima satisfatória foi igual a  $J_3 = 2.000$  kN/m. Neste item pretende-se verificar se esta rigidez será confirmada ou não com multicamadas de reforço.

a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores de carga última encontrados nos casos simulados com multicamadas de reforço quando se varia a rigidez do geossintético.

Tabela 4.11 Cargas de ruptura em relação a variação da rigidez das camadas de reforço.

Nº de camadas	Casos	Q <sub>último</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	BCR
0	T1N0	576,68	1,00
1	T1U1N1J1S1L4	681,58	1,18
	T1U1N1J2S1L4	679,23	1,18
	T1U1N1J3S1L4	713,66	1,24
	T1U1N1J4S1L4	691,71	1,20
2	T1U1N2J1S1L4	736,14	1,28
	T1U1N2J2S1L4	730,38	1,27
	T1U1N2J3S1L4	764,56	1,33
	T1U1N2J4S1L4	783,87	1,36
3	T1U1N3J1S1L4	804,94	1,40
	T1U1N3J2S1L4	894,17	1,55
	T1U1N3J3S1L4	905,90	1,57
	T1U1N3J4S1L4	1012,00	1,75
4	T1U1N4J1S1L4	917,88	1,59
	T1U1N4J2S1L4	1084,00	1,88
	T1U1N4J3S1L4	1201,00	2,08
	T1U1N4J4S1L4	1159,00	2,01
5	T1U1N4J1S1L4	777,31	1,35
	T1U1N4J2S1L4	1114,00	1,93
	T1U1N4J3S1L4	1278,00	2,22
	T1U1N4J4S1L4	1198,00	2,08

A partir dos resultados da Tabela 4.11, foi elaborada a Figura 4.24 que apresenta o aumento das cargas de ruptura com a variação da rigidez das camadas de reforço. Também a partir destes resultados, a Figura 4.25 apresenta a variação de BCR com a rigidez da camada de reforço. Percebe-se pelos gráficos que o aumento da rigidez do reforço gera também cargas de ruptura maiores. A taxa de aumento na capacidade de carga do sistema até as camadas de reforço atingirem o valor de rigidez de 2.000 kN/m é maior do que de 2.000 kN/m para 5.000 kN/m. Portanto, considerando o aspecto da capacidade de carga, a fundação superficial isolada em aterro reforçado com multicamadas de reforço tem como rigidez mínima satisfatória também o valor de 2.000 kN/m.



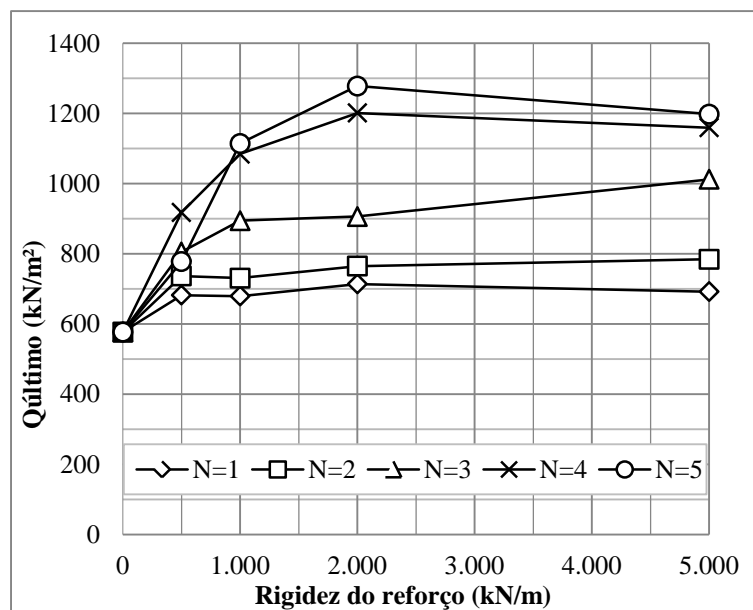


Figura 4.24 Variação da carga de ruptura em relação a rigidez das camadas de reforço.

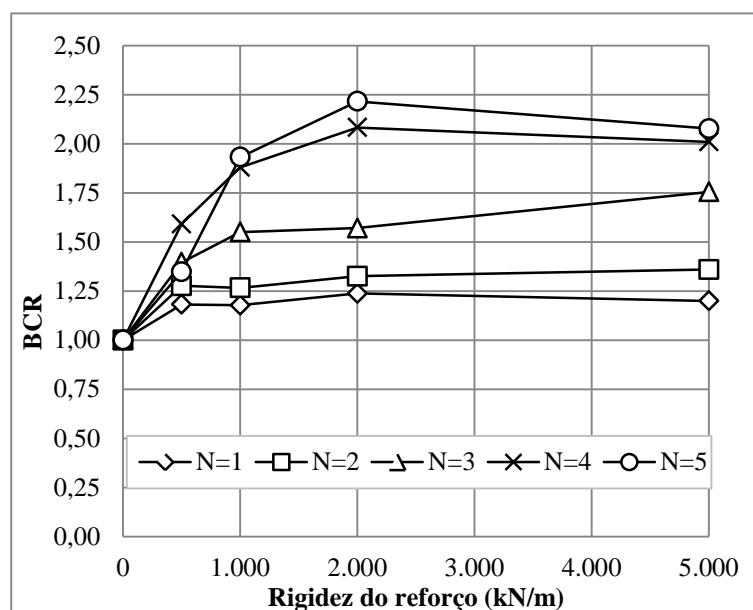


Figura 4.25 Incremento do BCR com o aumento da rigidez da camada de reforço.

Com o objetivo de analisar o número de camadas de reforço utilizadas, percebe-se que também nestas simulações a utilização do sistema com 4 camadas de reforço otimiza a estrutura em análise. Nota-se o fato pelo pequeno ganho de capacidade de carga que se tem quando se utilizou 5 camadas de reforço.

b) Recalque

Os resultados dos recalques obtidos pelo programa *Plaxis* nas simulações com multicamadas e com valores diferentes de rigidez do reforço, são apresentados na Tabela 4.12. Como nas outras análises, constam também os valores do SCR.

Tabela 4.12 Recalques em relação à rigidez das camadas de reforço.

Nº de camadas	Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{qrefer}$ (cm)	SCR
0	T1N0	24,88	24,88	-
1	T1U1N1J1S1L4	24,23	22,29	0,104
	T1U1N1J2S1L4	27,64	21,85	0,122
	T1U1N1J3S1L4	25,99	21,66	0,129
	T1U1N1J4S1L4	29,83	21,45	0,138
2	T1U1N2J1S1L4	27,78	21,20	0,148
	T1U1N2J2S1L4	30,48	20,90	0,160
	T1U1N2J3S1L4	31,56	20,60	0,172
	T1U1N2J4S1L4	35,50	20,34	0,182
3	T1U1N3J1S1L4	32,00	20,45	0,178
	T1U1N3J2S1L4	41,02	20,14	0,191
	T1U1N3J3S1L4	40,24	19,76	0,206
	T1U1N3J4S1L4	39,72	19,47	0,217
4	T1U1N4J1S1L4	25,53	20,09	0,192
	T1U1N4J2S1L4	34,28	19,60	0,212
	T1U1N4J3S1L4	39,40	19,31	0,224
	T1U1N4J4S1L4	46,92	18,97	0,238
5	T1U1N4J1S1L4	28,94	19,83	0,203
	T1U1N4J2S1L4	34,85	19,42	0,219
	T1U1N4J3S1L4	39,71	19,00	0,236
	T1U1N4J4S1L4	44,66	18,58	0,253

De acordo com a Tabela 4.12, a redução dos recalques em relação ao recalque do caso sem reforço (SCR) variou entre 10% e 26%. A Figura 4.25 apresenta os recalques ( $\rho_{qrefer}$ ) para a carga de referência *versus* rigidez do reforço. Pela Figura 4.26 e também com os valores de SCR, é possível perceber que a redução dos recalques ocorre de forma acentuada até o sistema que utiliza reforços com rigidez de 2.000 kN/m. Após este valor de rigidez a taxa de redução de recalques com J se torna menor. Conclui-se assim que, considerando os aspectos de capacidade de carga e dos recalques, o valor mínimo satisfatório de rigidez à tração pode ser considerado como igual a 2.000 kN/m.

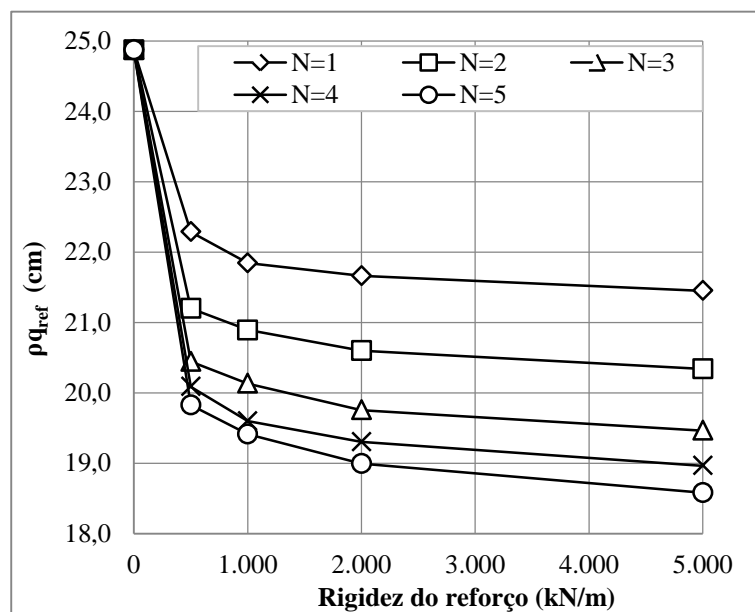


Figura 4.26 Variação do recalque de referência com a rigidez das camadas de reforço.

#### 4.1.3.4. VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE TRAÇÃO NOS REFORÇOS

Este item tem por objetivo apresentar os esforços de tração mobilizados em cada camada de reforço para o caso ótimo do sistema com uma fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço quando este foi submetido à carga de ruptura e também à carga de referência. A simulação que utiliza todos os parâmetros mínimos satisfatórios para o caso em questão é a T1U1N4J3S1L4, na qual o aterro homogêneo é reforçado com 4 camadas de reforço, com espaçamento entre camadas de 20 cm, sendo que cada camada possui valor de rigidez à tração igual a 2.000 kN/m e comprimento igual a 8 metros. As Figuras 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30, apresentam a variação da força de tração no reforço em relação à distância ao centro do carregamento (eixo vertical de simetria do primeiro caso típico) para a 1ª, 2ª, 3ª e 4ª camada de reforço, respectivamente. Nas figuras são apresentados os valores máximos para os dois casos de aplicação de cargas e o reforço é apresentado como uma reta no eixo “x”.

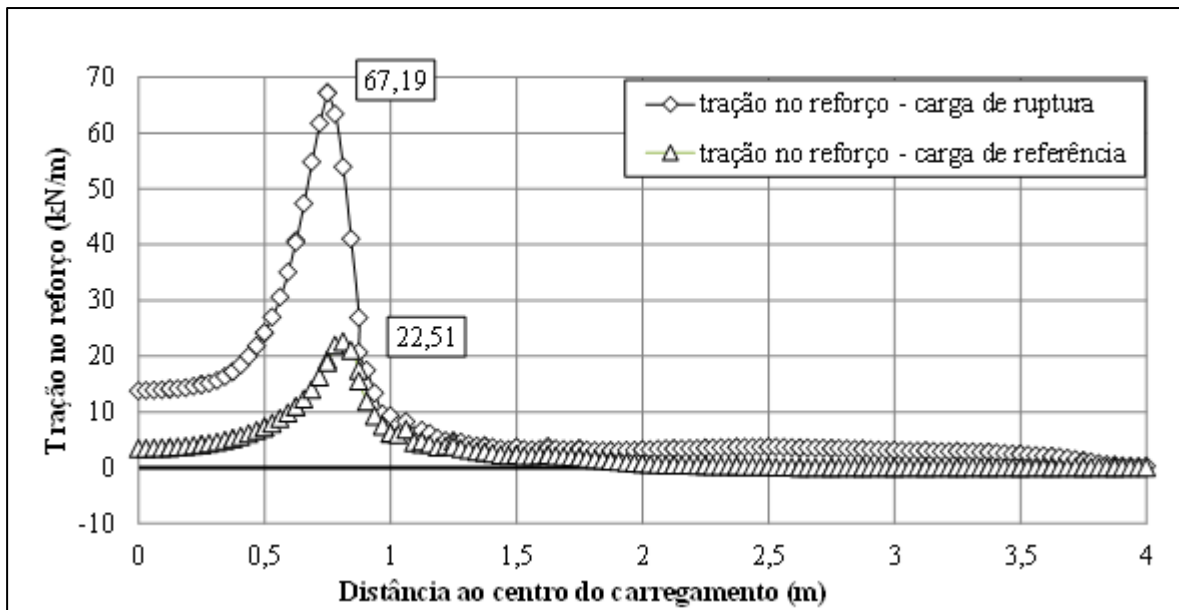


Figura 4.27 Variação do esforço de tração na 1ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

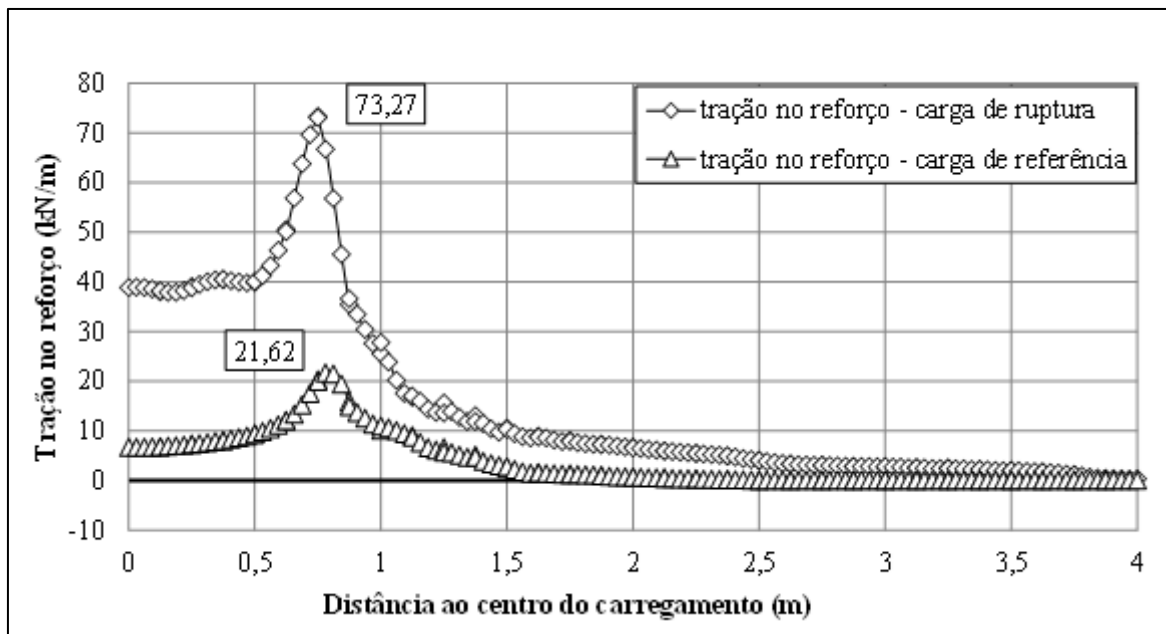


Figura 4.28 Variação do esforço de tração na 2ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

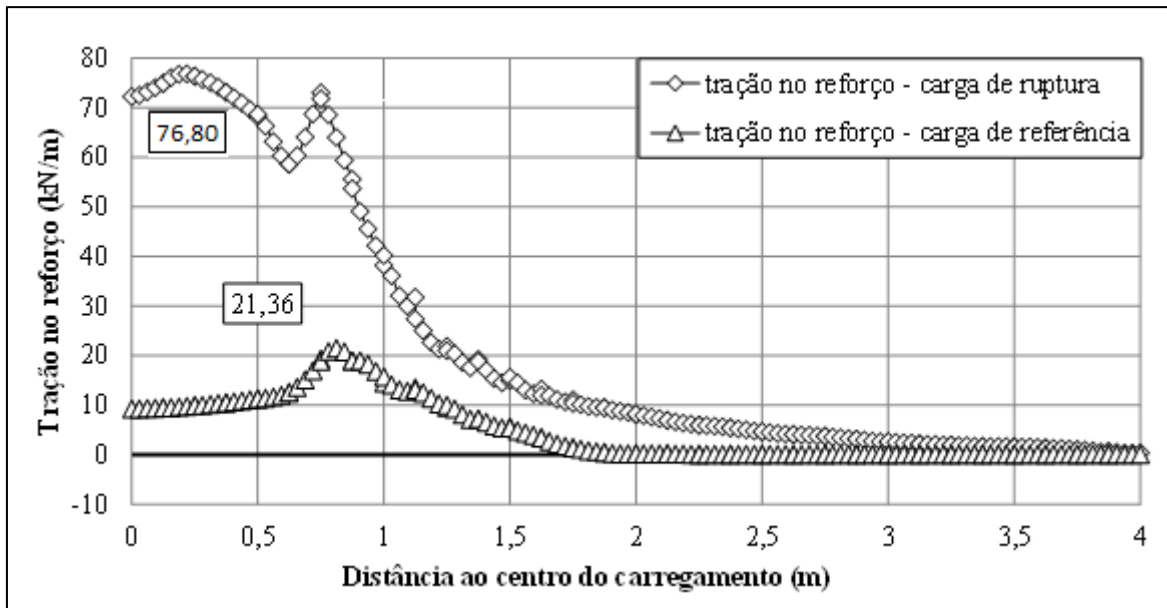


Figura 4.29 Variação do esforço de tração na 3ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

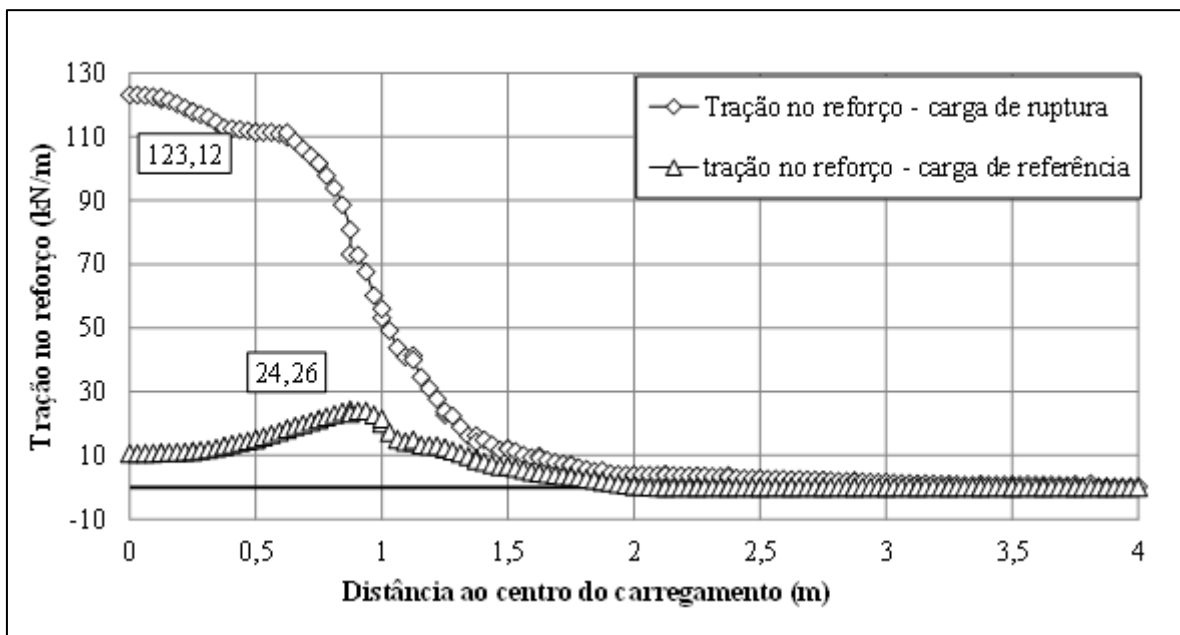


Figura 4.30 Variação do esforço de tração na 4ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

Da Figura 4.27 a Figura 4.30, nota-se que para as duas primeiras camadas de reforço, tanto a aplicação da carga de ruptura quanto a da carga de referência, as forças de tração máximas ocorreram na mesma distância ao centro do carregamento, na região próxima à borda da sapata. Para a 3ª e 4ª camada os valores máximos das curvas ocorreram com distâncias diferentes em relação ao eixo de simetria, sendo iguais a 0 m e 0,8 m, na aplicação

das cargas de ruptura e de referência, respectivamente. A força de tração máxima, quando se aplica a carga de ruptura, ocorreu na 4ª camada de reforço e foi igual a 123,12 kN/m.

#### 4.1.4. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO MODIFICADO SEM REFORÇO

As simulações para fundação superficial isolada em aterro modificado sem reforço foram realizadas para se obter a carga de ruptura e o respectivo recalque, que representam as cargas e os recalques de referência ( $\rho_{\text{refer-m}}$ ). Assim como nos casos em aterro homogêneo, estes valores serviram de base para as análises dos casos reforçados.

O objetivo destas simulações foi analisar a influência da utilização, para o material de aterro, de um solo com melhor capacidade de suporte do que o solo de fundação original. Nos itens posteriores, a solução de substituição do solo para melhorar o sistema será somada à utilização do material de geossintéticos para reforço. Estes casos serão analisados com vista a comparar os ganhos com capacidade de carga e redução dos recalques quando se utiliza esta solução mista.

As simulações para os casos com aterro modificado não reforçado foram realizadas com solo de fundação tipo 01 e solos de aterro tipo 02 e tipo 03 (ver Tabela 3.2). Foi verificada a influência de “D”, que é a profundidade do aterro modificado (Figura 4.31). Este foi expresso como fração da largura da sapata e numerado de D1 a D4, tendo os valores 0,20B, 0,40B, 0,60B e 0,80B, respectivamente. Para largura do aterro foi assumido o valor fixo igual ao comprimento do reforço mínimo satisfatório (L) obtido nas simulações anteriores, ou seja, com valor de 4,0B (8 metros). Na Figura 4.32 pode-se visualizar um exemplo da geometria dos casos analisados, sendo que neste utiliza-se solo de fundação tipo 01 e aterro com solo tipo 02, com profundidade  $D3 = 60$  cm.

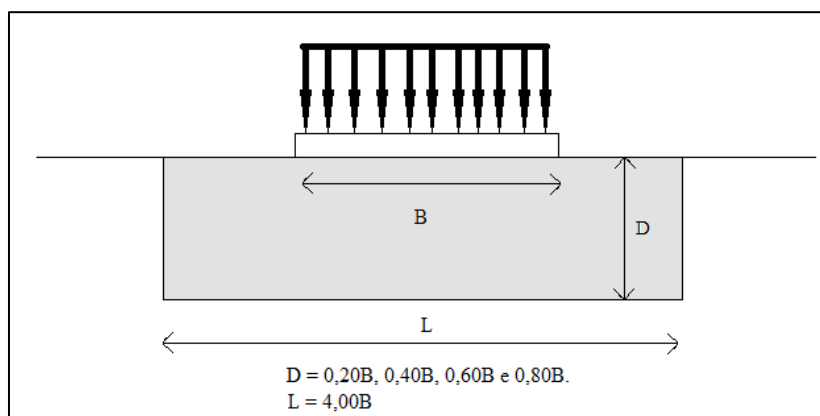


Figura 4.31 Esquema das simulações em relação a variável “D” (sem escala).

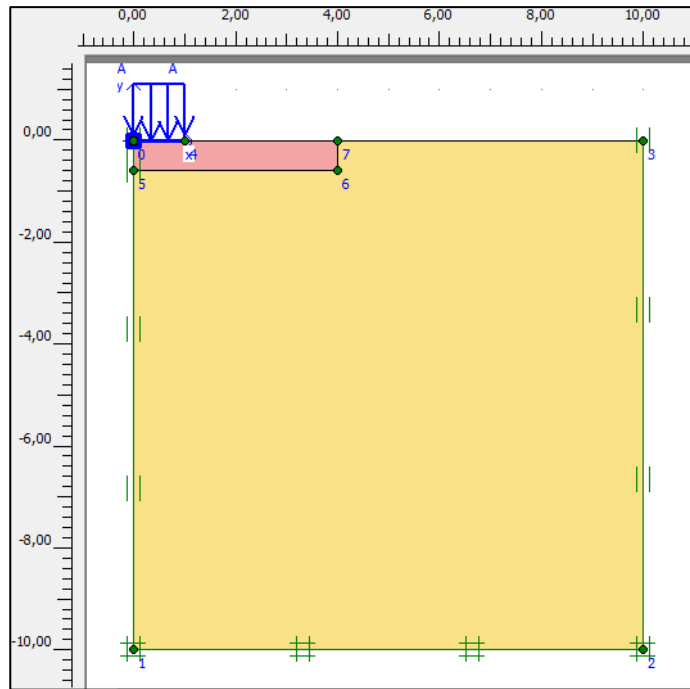


Figura 4.32 Fundação superficial em aterro sem reforço com com profundidade (D) igual a 60 centímetros.

a) Capacidade de carga

Os resultados da capacidade de carga obtidos pela ferramenta numérica são apresentados na Tabela 4.13. Constam também os valores da taxa de capacidade de carga modificado,  $BCR_m$ , que representa a relação entre as capacidades de carga do aterro com e sem a substituição do solo natural, em que ambas não apresentam reforço de geossintéticos. Nota-se que foi inserido o caso não reforçado sem substituição de solo (simulação “N0”) para que seja possível uma melhor visualização da análise com o  $BCR_m$ .

Tabela 4.13 Cargas de ruptura em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados.

Solo / Aterro	Casos	$Q_{\text{último}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$BCR_m$
01A	T1N0	576,68	1,00
01A / 02A	T1D1N0	640,68	1,11
01A / 02A	T1D2N0	686,11	1,19
01A / 02A	T1D3N0	692,97	1,20
01A / 02A	T1D4N0	727,89	1,26
01A / 03A	T1D1N0	677,67	1,18
01A / 03A	T1D2N0	729,82	1,27
01A / 03A	T1D3N0	740,47	1,28
01A / 03A	T1D4N0	838,62	1,45

A partir destes dados foram elaboradas as Figuras 4.33 e 4.34, que apresentam a variação da carga última em relação a profundidade (D) do aterro e o incremento do  $BCR_m$  com a variação da profundidade do aterro, respectivamente.

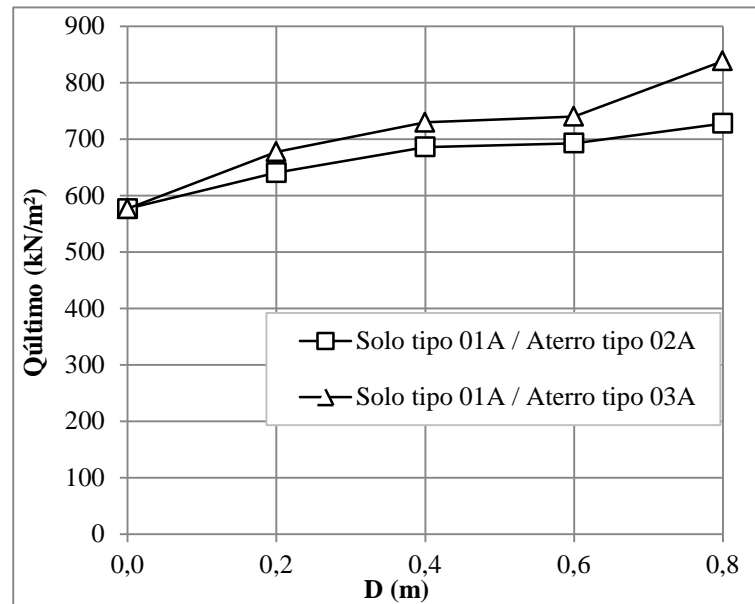


Figura 4.33 Cargas de ruptura em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados.

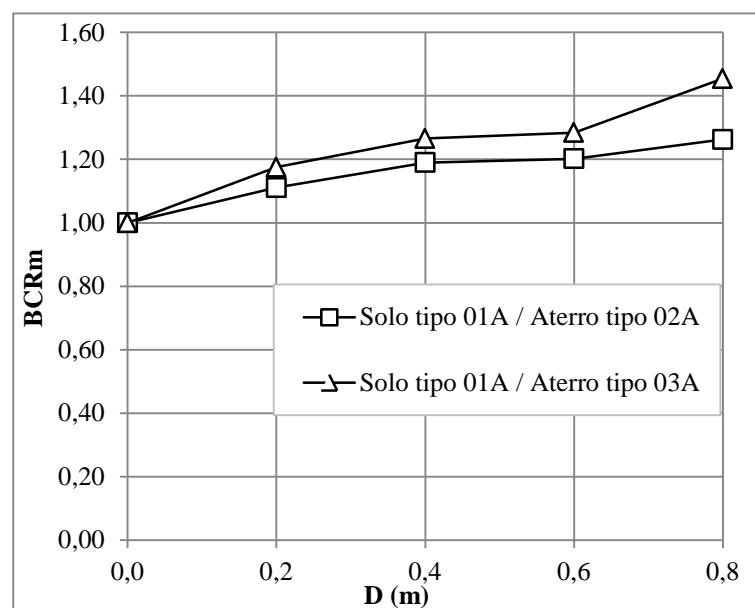


Figura 4.34 Variação do  $BCR_m$  em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados.

De acordo com os gráficos, pode-se observar um incremento da capacidade de carga em relação ao caso sem substituição de solo natural. O comportamento dos dois tipos de solo de aterro foram bem próximos, apesar do solo tipo 03 possuir propriedades melhores em termos de parâmetros de resistência. O incremento da capacidade de carga teve crescimento mais acentuado para valores de D superiores a 0,6 m.



## b) Recalque

Os valores dos recalques obtidos nas simulações dos aterros modificados não reforçados com diferentes profundidades (D) são apresentados na Tabela 4.14 e podem ser melhor visualizados na Figura 4.35. São apresentados os recalques quando se aplicam as cargas últimas ( $\rho_{qu}$ ) e também quando se aplicam a carga de referência ( $\rho_{refer}$ ). Neste caso, a carga de referência é a mesma dos itens anteriores, isto é, a carga de ruptura do sistema de fundação superficial sobre um aterro sem a substituição de solo, não reforçado. Consta também nesta tabela os valores do  $SCR_m$ .

Tabela 4.14 Recalques em relação à profundidade (D) dos aterros não reforçados.

Solo / Aterro	Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{refer}$ (cm)	$SCR_m$
01A	T1N0	24,88	24,88	-
01A / 02A	T1D1N0	23,88	22,52	0,095
01A / 02A	T1D2N0	30,02	21,82	0,123
01A / 02A	T1D3N0	28,09	20,29	0,185
01A / 02A	T1D4N0	28,14	19,22	0,227
01A / 03A	T1D1N0	28,52	21,34	0,142
01A / 03A	T1D2N0	30,53	20,03	0,195
01A / 03A	T1D3N0	26,79	18,41	0,260
01A / 03A	T1D4N0	29,72	16,66	0,330

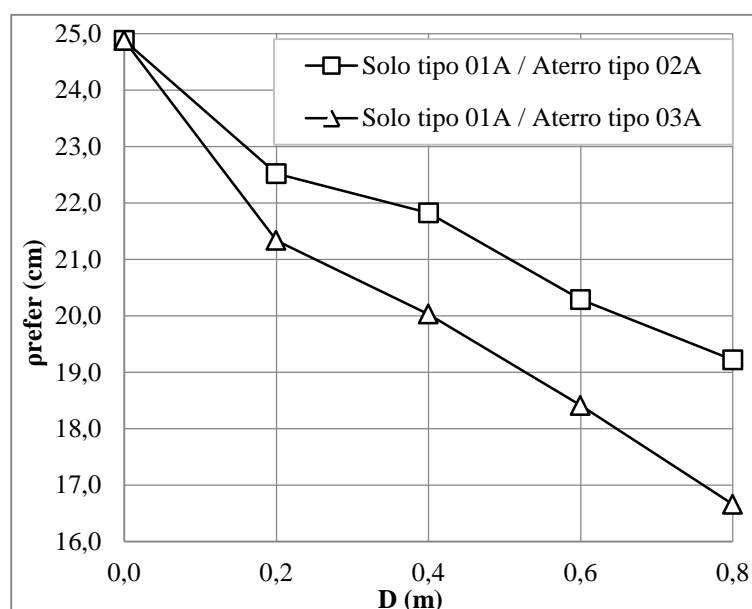


Figura 4.35 Variação dos recalques na aplicação da carga de referência em relação à profundidade (D) do aterro não reforçado.

Nota-se pela Figura 4.35 que quando se aplica a carga de referência nos casos de aterros modificados, ocorre redução dos recalques em relação ao recalque de referência. Os

dois tipos de solo de aterro apresentaram comportamentos semelhantes. Após a substituição de 20 cm de solo, a taxa de redução dos recalques com D é parecida para os dois tipos de material de aterro de substituição.

#### 4.1.5. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO MODIFICADO REFORÇADO COM UMA CAMADA DE REFORÇO

Para o caso da fundação superficial isolada em aterro modificado e reforçado com uma camada de geossintéticos, foi utilizado apenas uma geometria (Figura 4.36). A geometria escolhida foi a mínima satisfatória admitida neste trabalho para o caso do aterro homogêneo com uma camada de reforço. A profundidade “U” da camada de reforço foi assumida como 0,10B (20 cm) por coerência com os próximos casos analisados ( $N > 1$ ), pois neles se utiliza espaçamento entre camadas de reforço igual a 0,10B (20 cm). O comprimento do reforço (L) utilizado foi o considerado mínimo satisfatório nesta pesquisa, igual a 4,0B (8 metros). A rigidez da camada de reforço (J) foi igual a 2.000 kN/m. Em relação aos solos utilizados, utilizou-se os mesmos dos casos sem reforços, foi admitido solo de fundação tipo 01 e dois tipos de solos de aterro, 02 e 03. Finalmente, a profundidade do aterro de substituição (D) foi considerada igual a profundidade da última camada de reforço. Como neste caso só há uma camada, tem-se  $D = 20$  cm.

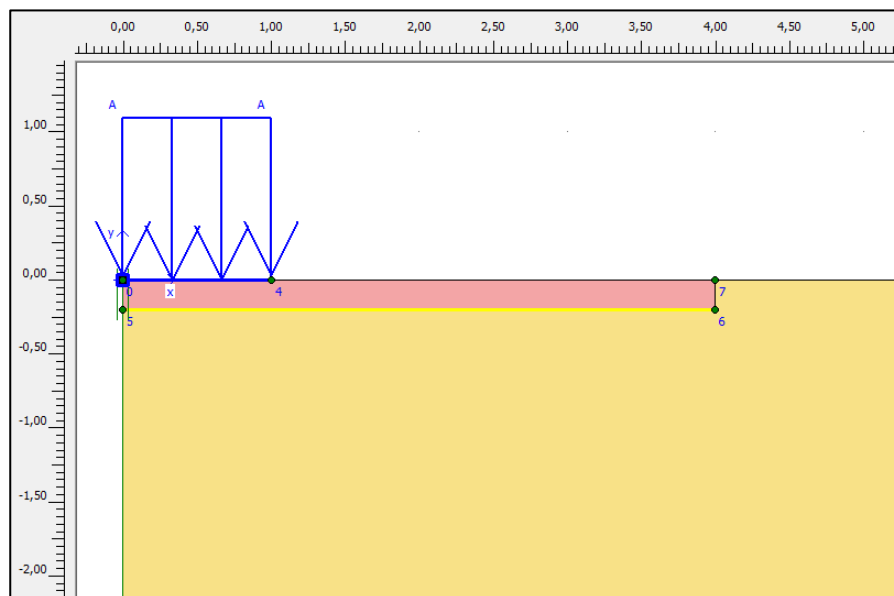


Figura 4.36 Detalhe da geometria utilizada no caso da fundação superficial em aterro modificado tipo 02 reforçado com uma camada de geossintético.

As simulações foram realizadas visando-se comparar a capacidade de carga e o recalque obtidos em relação aos encontrados no caso em aterro homogêneo com uma camada de reforço.

a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.15 são apresentados os valores de capacidade de carga, do BCR e do  $BCR_m$  das simulações de sapata superficial isolada em aterro modificado reforçado com uma camada (T1D1U1N1J3S1L4). Todavia, para facilitar as comparações, são apresentados também os resultados de carga última, do BCR e do  $BCR_m$  dos casos de aterro modificado não reforçado (T1D1N0) e os resultados dos casos de aterro homogêneo não reforçado (N0) e reforçado com apenas uma camada (T1U1N1J3S1L4). Mesmo não sendo uma análise dos recalques, são exibidos também os recalques na ruptura, pois estes são necessários para a composição das curvas carga-recalques.

Tabela 4.15 Cargas de ruptura dos sistemas de aterro modificado com uma camada de reforço.

Solo / Aterro	Casos	$Q_{\text{último}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\rho_{\text{qu}}$ (cm)	BCR	$BCR_m$
01A	T1N0	576,68	24,88	1,00	-
01A	T1U1N1J3S1L4	701,26	31,27	1,22	-
01A / 02A	<b>T1D1N0</b>	640,66	27,80	1,00	1,11
01A / 02A	<b>T1D1U1N1J3S1L4</b>	736,69	30,48	1,15	1,28
01A / 03A	<b>T1D1N0</b>	677,67	28,52	1,00	1,18
01A / 03A	<b>T1D1U1N1J3S1L4</b>	767,99	29,91	1,13	1,33

De acordo com a Tabela 4.15, os resultados da capacidade de carga obtidos pela ferramenta numérica em relação ao BCR, que compara o caso reforçado com seu respectivo caso não reforçado (aterro modificado ou não), mostram que quando se utiliza uma camada de reforço em aterros modificados com solo tipo 02 ou tipo 03 os ganhos com capacidade de carga obtidos são próximos, sendo de 15% e 13%, respectivamente. Nota-se que esse acréscimo foi um pouco inferior ao obtido com uma camada de reforço no aterro homogêneo (T1U1N1J3S1L4), que foi 22% maior que a capacidade de carga do mesmo aterro homogêneo sem reforço (N0).

Já os resultados de capacidade de carga em relação ao  $BCR_m$ , que compara os casos de aterro modificado (reforçado ou não) com o resultado do aterro original não reforçado, observa-se que para aterros reforçados com uma camada há um incremento de capacidade de carga superior ao ocorrido sem a utilização da solução de substituição do solo de aterro, isto é, ganhos superiores aos 22%.

Para melhor visualização dos resultados, a partir dos dados da Tabela 4.15 foi elaborada a Figura 4.37, que apresenta a curva carga-recalque dos casos apresentados. Na Figura 4.38 é apresentado uma ampliação da figura anterior (detalhe), para que seja possível distinguir melhor as cargas de ruptura dos diferentes sistemas apresentados.

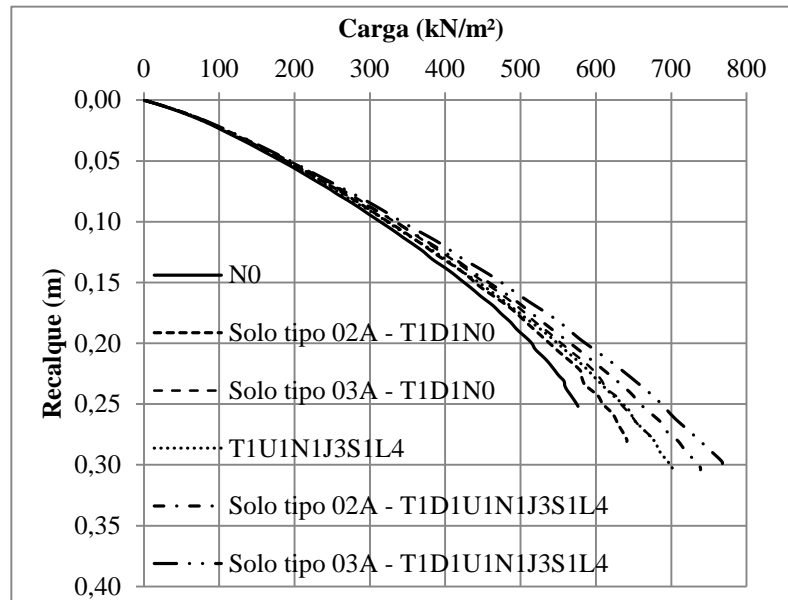


Figura 4.37 Curvas carga-recalque na ruptura das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada.

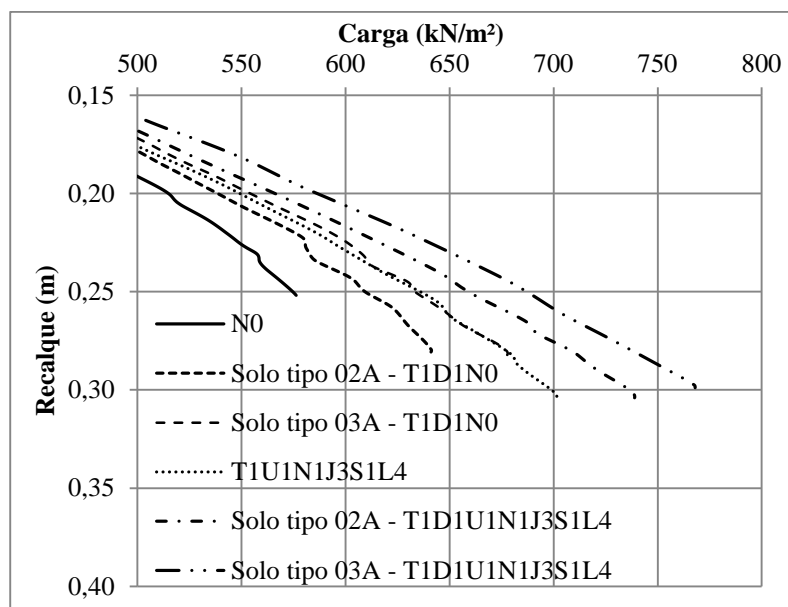


Figura 4.38 Detalhe das cargas de ruptura das curvas carga-recalque das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada.

A partir dos gráficos acima, percebe-se que em relação ao aterro original não reforçado (N0), os ganhos de capacidade de carga foram progressivos e seguiram a seguinte ordem: Aterro modificado tipo 02 com profundidade D1 (T1D1N0), aterro modificado tipo 03

com profundidade D1 (T1D1N0), aterro reforçado com uma camada (T1U1N1J3S1L4), aterro modificado tipo 02 reforçado com uma camada (T1D1U1N1J3S1L4) e, por fim, aterro modificado tipo 03 reforçado com uma camada (T1D1U1N1J3S1L4). É interessante observar que as curvas das simulações do aterro reforçado com uma camada (T1U1N1J3S1L4) e do aterro modificado tipo 03 com profundidade D1 são praticamente coincidentes e alcançam cargas de ruptura próximas, com uma diferença de 4% de incremento de capacidade de carga. Sendo assim, neste trabalho, pode-se inferir que reforçar um aterro de solo tipo 01 com uma camada de reforço ou substituir 20 cm de solo tipo 01 por solo tipo 03 (aterro modificado) podem alcançar ganhos aproximados em termos de capacidade de carga.

Em uma análise conjunta do BCR e  $BCR_m$  com o auxílio da Tabela 4.15, nota-se que em relação ao aterro original não reforçado, o incremento de capacidade de carga obtido pela inclusão de uma camada de reforço (caso T1U1N1J3S1L4) somado ao ganho gerado pela simples substituição do solo (nos casos T1D1N0) resultam em ganhos iguais a 33% e 40%, respectivamente para os aterros tipo 02 e 03. Logo, estes ganhos são respectivamente 5% e 7% maiores que os obtidos nos casos com aterro modificado e reforçado tipo 02 e 03 (28% e 33%).

#### b) Recalque

Os valores dos recalques obtidos nas simulações de sapata superficial isolada em aterro modificado com uma camada de reforço são apresentados de acordo com o solo utilizado na Tabela 4.16. Da mesma forma que para a análise de capacidade de carga, para facilitar as análises, são apresentados também os resultados de recalques do caso de aterro original não reforçado, reforçado com uma camada e os provenientes das simulações de aterro modificado não reforçado. Na tabela são apresentados recalques a partir da aplicação das cargas últimas ( $\rho_{qu}$ ), da carga de referência ( $\rho_{qrefer}$ ) e também os recalques provenientes da aplicação da carga de ruptura dos sistemas de aterros modificados não reforçados. Estes recalques são denominados ( $\rho_{qrefer-m}$ ) e possibilitam a comparação entre os casos de aterro modificados não reforçados e reforçados com uma camada (SCR). Por fim, são exibidos também os valores de SCR e  $SCR_m$ .

Tabela 4.16 Recalques dos sistemas de aterro modificado com uma camada de reforço.

Solo / Aterro	Casos	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{qrefer}$ (cm)	$\rho_{qrefer-m}$ (cm)	SCR	SCRm
01A	T1N0	24,88	24,88	-	-	-
01A	T1U1N1J3S1L4	31,27	21,64	-	0,130	-
01A / 02A	T1D1N0	27,80	22,10	-	-	0,112
01A / 02A	T1D1U1N1J3S1L4	30,48	20,58	23,89	0,141	0,173
01A / 03A	T1D1N0	28,52	21,34	-	-	0,142
01A / 03A	T1D1U1N1J3S1L4	29,91	19,54	24,36	0,146	0,215

Pela Tabela 4.16 percebe-se que, em relação a cada caso não reforçado, a presença do reforço contribuiu para o reduzir os recalques, como pode ser observado pela coluna do SCR. Nas simulações com aterro modificado esta redução de recalque foi aproximadamente igual. Já em relação ao recalque de referência do caso de aterro original não reforçado, os ganhos foram crescentes e ocorreram na seguinte ordem: aterro modificado tipo 02, aterro reforçado com uma camada, aterro modificado tipo 03, aterro modificado tipo 02 reforçado com uma camada e, por fim, aterro modificado tipo 03 com uma camada de reforço. A redução dos recalques variou entre 11% até 21,5%. Considerando a redução obtida apenas com a inclusão de uma camada de reforço (T1U1N1J3S1L4) de 13%, ao se substituir 20 cm deste solo por outro com melhores parâmetros de resistência (solo tipo 02 ou 03), esta redução se acentua e chega a valores como 17,3% e 21,5% para aterros modificados tipo 02 e 03, respectivamente. Logo, utilizando a solução mista, tem-se uma redução de recalques de 4,3% ou 8,5% a mais que no caso de aterro original reforçado com uma camada.

Ainda pela Tabela 4.16, a aplicação da carga de referência pode ser visualizada na Figura 4.39, que apresenta a curva carga-recalque deste caso, e da Figura 4.40, que exhibe um detalhe dos recalques alcançados.

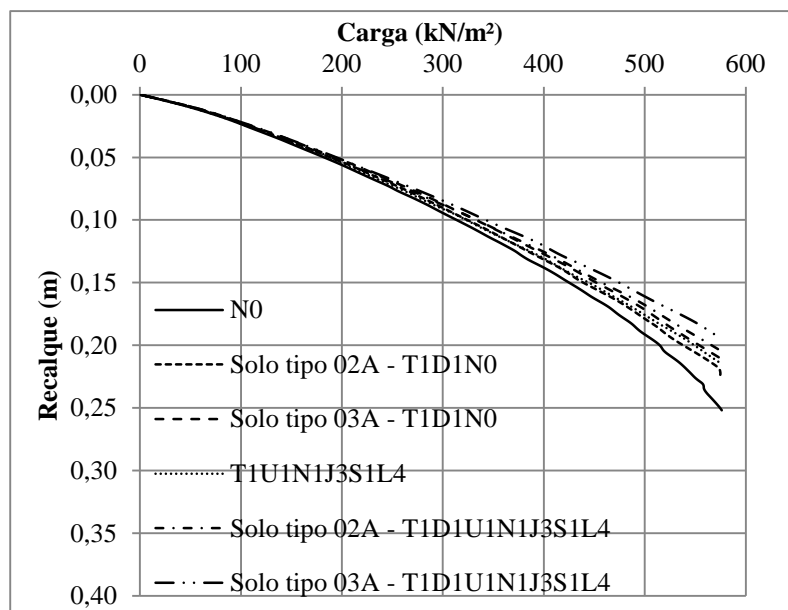


Figura 4.39 Curvas carga-recalque quando aplicada a carga de referência nas simulações em aterro modificado reforçado com uma camada.

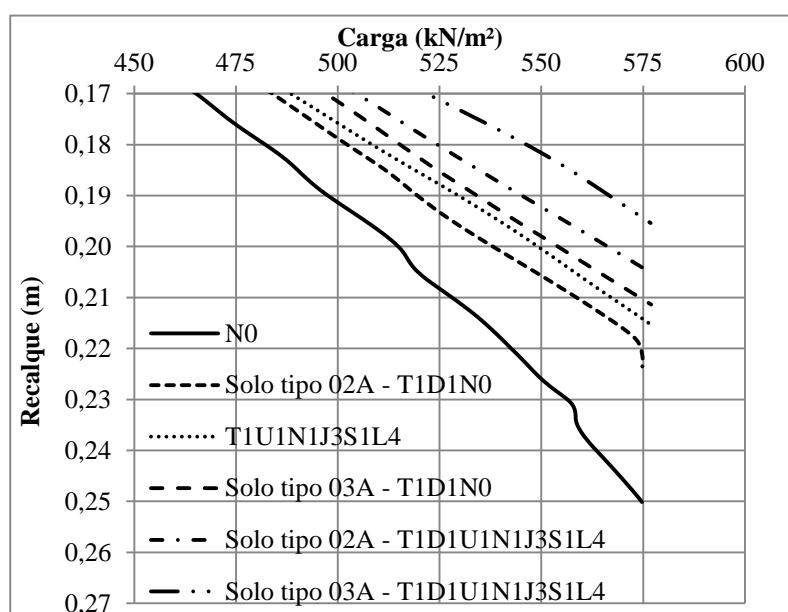


Figura 4.40 Detalhe na redução de recalques quando aplicada a carga de referência pelas curvas carga-recalque das simulações em aterro modificado reforçado com uma camada.

Pelos gráficos, pode-se observar que a partir da situação de uma sapata em aterro reforçado com uma camada (T1U1N1J3S1L4), a substituição de apenas 20 cm de solo por um solo com melhores propriedades de resistência (tipo 02 ou tipo 03) contribui para redução ainda maior dos recalques em relação ao aterro original não reforçado. Redução no recalque foi de aproximadamente 5 cm quando se utilizou aterro modificado tipo 03. É interessante salientar que, além disso, a presença da solução mista impediu a ruptura do solo original.

#### 4.1.6. FUNDAÇÃO SUPERFICIAL ISOLADA EM ATERRO MODIFICADO REFORÇADO COM MULTICAMADAS

As simulações com uma fundação superficial isolada em aterro modificado reforçado com multicamadas utilizaram os mesmos moldes da geometria mínima satisfatória das simulações com apenas uma camada, exceto no que diz respeito à profundidade do aterro e ao número de camadas de reforço. Sabe-se que o número de camadas otimizado obtido nas análises deste trabalho é igual a 4 camadas, porém foram simulados os casos com  $N = 2$  e 3, apenas para composição e conformidade dos gráficos. Para profundidade do aterro ( $D$ ) foram consideradas as mesmas profundidades dos casos sem reforço, porém desta vez a profundidade do aterro modificado será igual à profundidade da última camada de reforço para cada caso.

##### a) Capacidade de carga

Na Tabela 4.17 são observados os valores das cargas de ruptura, dos valores de BCR e também do  $BCR_m$ , para os casos simulados com aterros modificados tipo 02 e 03 e também para aterro original reforçado, este último apenas para comparação dos resultados.

Tabela 4.17 Cargas de ruptura dos sistemas de aterro modificado com multicamadas de reforço.

Solo / Aterro	Casos	N	$Q_{\text{último}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	BCR	BCR <sub>m</sub>
01A	<b>T1N0</b>	0	576,68	1,00	-
01A	T1U1N1J3S1L4	1	701,26	1,22	-
01A	T1U1N2J3S1L4	2	766,06	1,33	-
01A	T1U1N3J3S1L4	3	905,90	1,57	-
01A	T1U1N4J3S1L4	4	1201,00	2,08	-
01A / 02A	T1D1U1N1J3S1L4	1	736,69	1,15	1,28
01A / 02A	T1D2U1N2J3S1L4	2	901,62	1,31	1,56
01A / 02A	T1D3U1N3J3S1L4	3	964,83	1,39	1,67
01A / 02A	T1D4U1N4J3S1L4	4	1316,90	1,81	2,28
01A / 03A	T1D1U1N1J3S1L4	1	767,99	1,13	1,33
01A / 03A	T1D2U1N2J3S1L4	2	931,06	1,28	1,61
01A / 03A	T1D3U1N3J3S1L4	3	1063,20	1,44	1,84
01A / 03A	T1D4U1N4J3S1L4	4	1488,20	1,77	2,58

De acordo com a Tabela 4.17, observa-se na coluna do BCR, os incrementos de capacidade de carga em relação a situação não reforçada. Para exemplificar, no caso de aterro modificado com duas camadas de reforço (T1D2U1N2J3S1L4), a situação não reforçada semelhante seria o do caso D2, ou seja, com 40 cm de solo substituído. Desta forma, percebe-



se nesta coluna que há um incremento de capacidade de carga em relação a sua respectiva situação não reforçada com a substituição de solo. Também constam na Tabela 4.17 os valores de  $BCR_m$ , que facilitam a observação do ganho real quando se utiliza a solução mista ao invés de apenas reforçar o aterro homogêneo. Percebe-se um notável incremento de capacidade de carga quando se reforçam aterros modificados com multicamadas.

Com os dados da Tabela 4.17 foi plotado o gráfico da Figura 4.41, que apresenta a variação das cargas de ruptura em relação ao número de camadas (N) utilizado em aterros modificados. Neste gráfico também são apresentados os resultados obtidos para o aterro original não modificado para comparação entre resultados. Em relação ao valor de  $BCR_m$ , foi elaborada a Figura 4.42 que mostra a sua variação em relação ao número de camadas (N) utilizado. O gráfico também os resultados obtidos para o aterro original não reforçado.

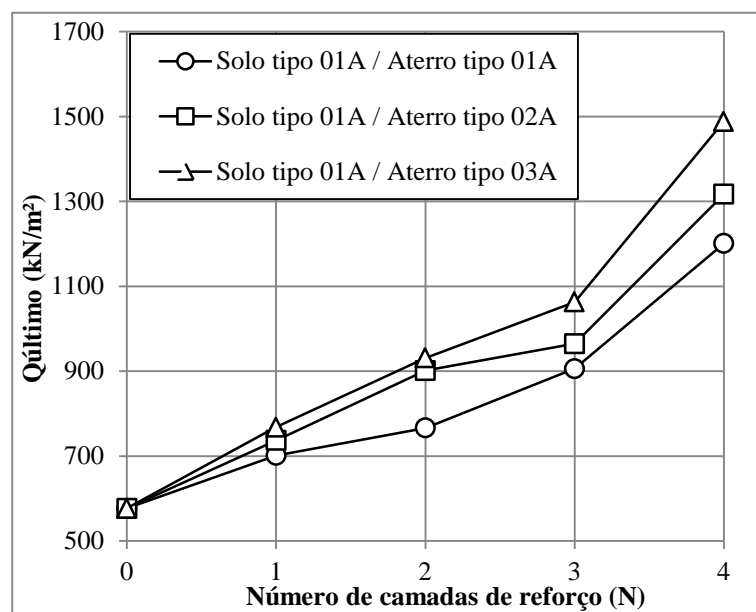


Figura 4.41 Variação da carga de ruptura com o número de camadas de reforço (N) em aterro original ou modificado.

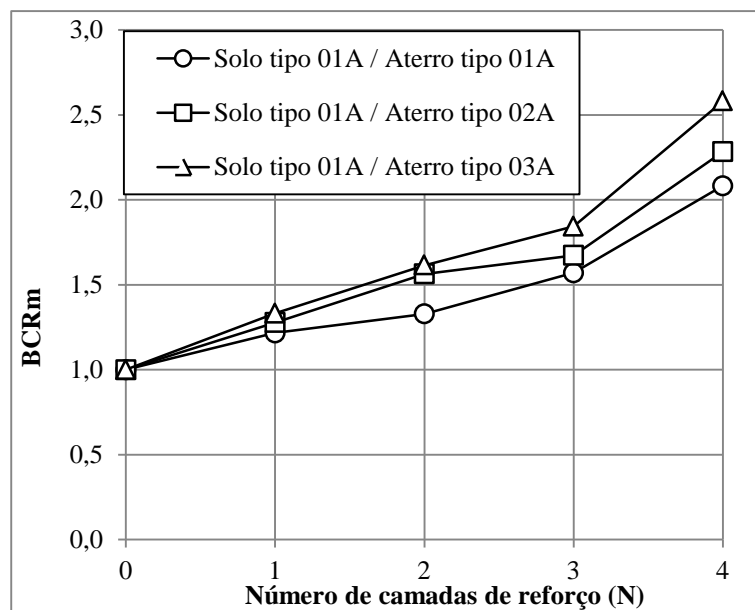


Figura 4.42 Incremento do  $BCR_m$  com o número de camadas de reforço em aterro original ou modificado.

A partir dos gráficos, percebe-se que os dois tipos de aterros modificados apresentam comportamento semelhante e em ambos alcançam-se capacidades de carga maiores que os obtidos com aterro de solo original. Percebe-se também que com o aumento do número de camadas (N), as curvas de aterro modificado se distanciam da curva do aterro não modificado, proporcionado pela maior influência do solo utilizado no aterro modificado.

Como já foi constatado na análise da Tabela 4.17, observa-se para  $N = 4$  camadas que a utilização da solução mista melhora consideravelmente o incremento de capacidade de carga, sendo uma alternativa útil quando se deseja reforçar o sistema de solo-fundação.

#### b) Recalque

Nas simulações da fundação superficial corrida em aterro modificado reforçado com multicamadas os resultados dos recalques e também os valores do SCR e  $SCR_m$  podem ser visualizados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 Recalques dos sistemas de aterro modificado com multicamadas de reforço.

Solo / Aterro	Casos	N	$\rho_{qu}$ (cm)	$\rho_{refer}$ (cm)	$\rho_{refer-m}$ (cm)	SCR	SCR <sub>m</sub>
01A	T1N0	0	24,88	24,88	-	-	-
01A	T1U1N1J3S1L4	1	30,55	21,64	-	0,130	-
01A	T1U1N2J3S1L4	2	30,73	20,60	-	0,172	-
01A	T1U1N3J3S1L4	3	37,61	19,76	-	0,206	-
01A	T1U1N4J3S1L4	4	54,14	19,31	-	0,224	-
01A / 02A	T1D1U1N1J3S1L4	1	30,48	20,58	23,89	0,141	0,173
01A / 02A	T1D2U1N2J3S1L4	2	35,55	18,77	23,65	0,375	0,245
01A / 02A	T1D3U1N3J3S1L4	3	34,30	17,58	22,03	0,216	0,294
01A / 02A	T1D4U1N4J3S1L4	4	42,20	15,30	20,92	0,256	0,385
01A / 03A	T1D1U1N1J3S1L4	1	29,91	19,54	24,36	0,146	0,215
01A / 03A	T1D2U1N2J3S1L4	2	33,54	17,51	21,81	0,286	0,296
01A / 03A	T1D3U1N3J3S1L4	3	35,31	16,24	21,83	0,185	0,347
01A / 03A	T1D4U1N4J3S1L4	4	52,23	15,19	23,45	0,211	0,390

Da mesma forma que para a capacidade de carga, no caso dos recalques nota-se uma redução em relação aos casos não reforçados (T1N0, T1D1N0, T1D2N0, T1D3N0 e T1D4N0), de acordo com os valores do SCR (Tabela 4.18). Para os valores de SCR<sub>m</sub>, nota-se uma redução maior em relação os valores de SCR, confirmando que a substituição do solo natural por outro com melhores propriedades somado ao reforço de multicamadas de geossintéticos contribui para uma redução dos recalques. Os valores de SCR<sub>m</sub> para os casos reforçados variaram de 17,3% a 39,0% de redução dos recalques em relação ao recalque do caso de aterro não modificado sem reforço, quando se aplica a carga de referência.

A partir destes resultados, apresenta-se a Figura 4.43 que exhibe a variação dos recalques ( $\rho_{refer}$ ) com o aumento do número de camadas de reforço (N) quando é aplicada a carga de referência. De acordo com a Figura 4.43, nota-se que a diferença entre as curvas com aterro modificado tipo 02 e 03 é cerca de 1 cm de recalque ou 5% de redução em relação ao recalque de ruptura do aterro original sem reforço. Para o caso ótimo, ou seja com N = 4 camadas, a redução de recalques foi bem expressiva, alcançando aproximadamente 40% quando se utiliza o aterro tipo 03.

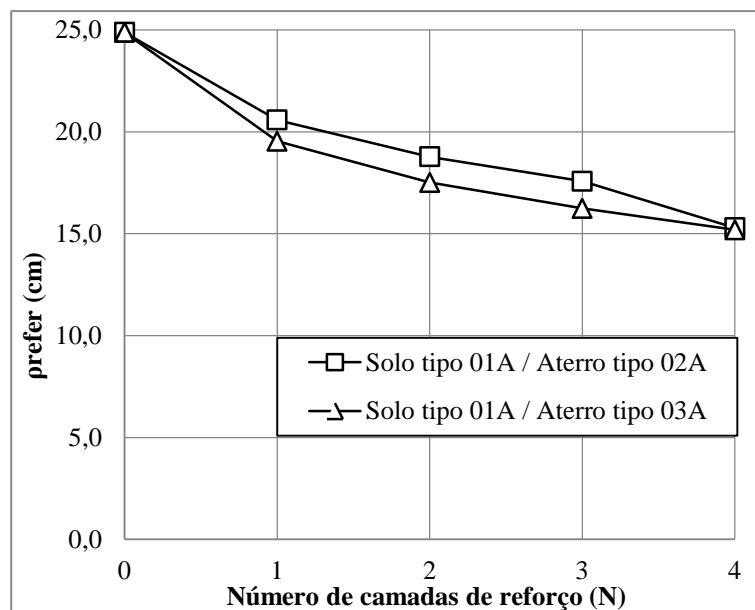


Figura 4.43 Variação do recalque ( $\rho_{refer}$ ) com o número de camadas de reforço (N).

É importante ressaltar que em uma obra real, dependendo de quanto seja necessário aumentar a capacidade de carga e reduzir o recalque de um sistema de fundação rasa em aterro, pode-se escolher um sistema com um número menor de camadas de reforço, tendo em vista a necessidade de projeto. Além disto, para utilizar aterro modificado reforçado, há vários fatores que influenciam diretamente no custo desta solução mista e que devem ser levados em consideração no projeto. Por exemplo, a disponibilidade do material de aterro, o processo de transporte deste material para a obra, a disponibilidade de um local ambientalmente correto para depósito do solo natural retirado (bota-fora) e o transporte do solo original para este local adequado, entre outros.

#### 4.2. INTERFERÊNCIA ENTRE DUAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PRÓXIMAS

Esta seção apresenta o segundo caso típico analisado, isto é, a interferência que existe quando há duas fundações superficiais próximas. De forma análoga às análises com sapata isolada, as simulações foram divididas em aterro sem reforço, com uma camada ou com multicamadas de reforço. Também da mesma forma, foram considerados duas situações para o solo subjacente à sapata: a primeira como sendo um aterro uniforme e homogêneo em toda a sua extensão e a segunda em que o uma camada de solo sob a sapata é substituída por um material mais resistente. Para o segundo caso típico foram empregadas as condições mínimas consideradas satisfatórias nas análises dos casos com uma fundação superficial isolada.

O estudo em relação aos recalques foi diferente do realizado nas análises com uma fundação superficial isolada, em que foi aplicada a carga de referência. Por causa das dimensões distintas das duas sapatas, a análise dos recalques utilizando a carga de ruptura do sistema ficaria mais complicada, pois a mesma é dependente das dimensões das sapatas. Por isso, foi aplicada uma mesma tensão nas duas sapatas e registrado os seus respectivos recalques. Desta forma, foi possível realizar uma análise da distorção angular com base no recalque diferencial entre os centros das sapatas.

A tensão empregada para estas análises teve valor igual a 300 kPa. Este valor representa uma tensão admissível compatível com as características de alguns solos utilizados nas análises, que se encaixam na classificação de areia com compactidade média (solos tipo 01 e 02) e areia compacta (solo tipo 03). Na Tabela 4.19 são apresentados valores médios para cargas admissíveis de sapatas em relação ao tipo de terreno que se utilizam na engenharia geotécnica (ITS, 2010). Nela pode ser observado que o valor de 300 kPa está no valor limite da tensão admissível para a areia com compactidade média, porém neste trabalho foi considerado este valor também para as simulações com areia compacta (solo tipo 03) para facilitar as comparações e análises.

Tabela 4.19 Carga máxima admissível para sapatas,  $q_a$  (kN/m<sup>2</sup>), estimada no terreno (modificado de ITS, 2010).

Tipo do terreno	$q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	Observações
<b>Solos</b>		
<i>Solos granulares</i>		
Cascalho compacto ou areia e cascalho compacta	> 600	A largura (B) da fundação não é inferior a 1 metro.
Cascalho com compactidade média ou areias e cascalho de compactidade média compacta	200 - 600	
Cascalho solto ou areia ou cascalho solta	< 200	A água encontra-se a profundidade não inferior a B, medida a partir da base da sapata.
Areia compacta	> 300	
Areia com compactidade média	100 - 300	
Areia Solta	< 100	
<i>Solos finos</i>		
Argila muito rija com pedras ou argila dura	300 - 600	Suceptibilidade a assentamentos a longo prazo de consolidação.
Argila dura	150 - 300	
Argila média	75 - 150	
Argila mole e silte	< 75	
Argila muito mole e silte	-	

Finalmente, para a análise da distorção angular entre os centros das fundações superficiais foi utilizada a Figura 4.44, a qual apresenta, a partir dos estudos de Bjerrum

(1963) e Vargas e Silva (1973), os valores limites de distorção angular ( $\beta$ ) que podem causar danos a edifícios (Velloso e Lopes, 2004).

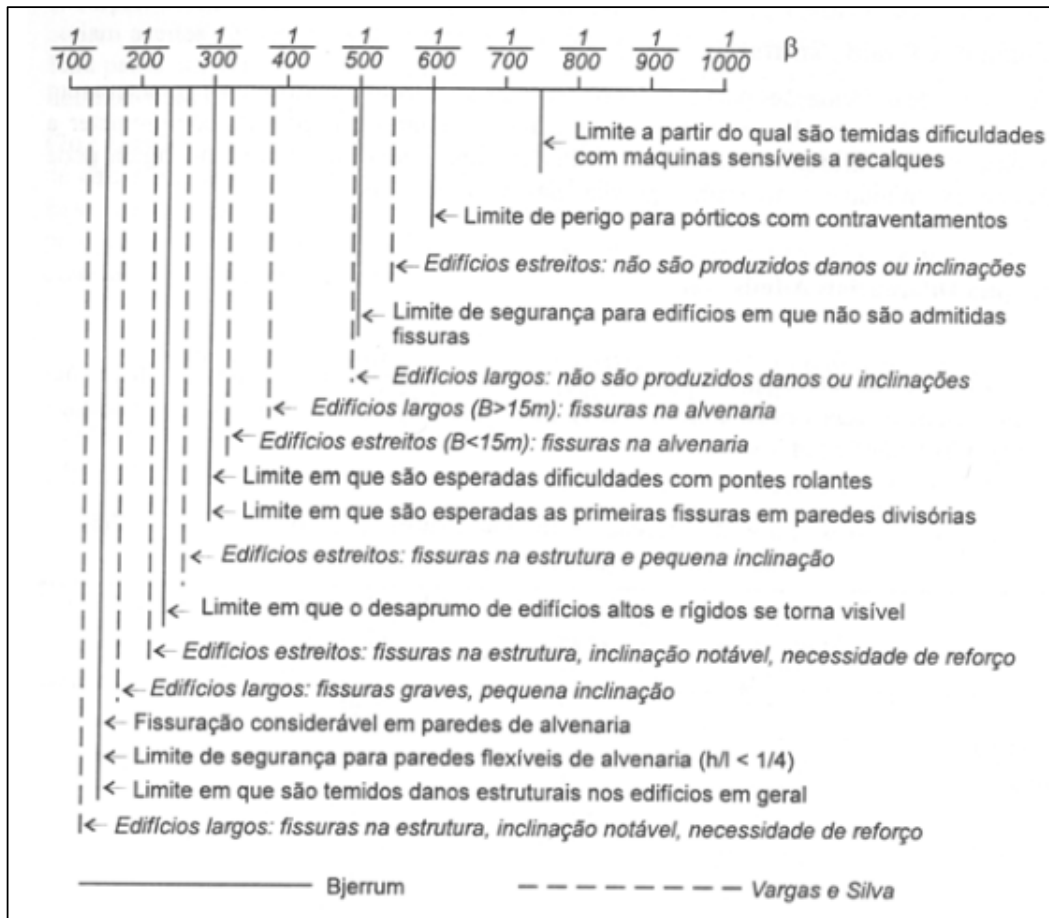


Figura 4.44 Distorções limites associadas aos danos em edificações (Velloso e Lopes, 2004).

#### 4.2.1. INTERFERÊNCIA ENTRE DUAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PRÓXIMAS EM ATERRO SEM REFORÇO

Para as simulações com duas fundações superficiais próximas foram empregadas duas sapatas corridas com larguras diferentes, sendo a menor com 2 metros e a maior com o dobro desta largura (4 metros). As simulações utilizaram solo de fundação tipo 01 e foram divididas de acordo com a geometria utilizada. A variação na geometria foi realizada para se verificar a influência da variável “e”, que representa a distância entre bordas internas das sapatas corridas (Figura 4.45). Este foi expresso como fração da largura (B) da sapata menor (igual a 2 metros) e numerado de e1 a e3, tendo os valores 1B, 2B, e 4B, respectivamente.

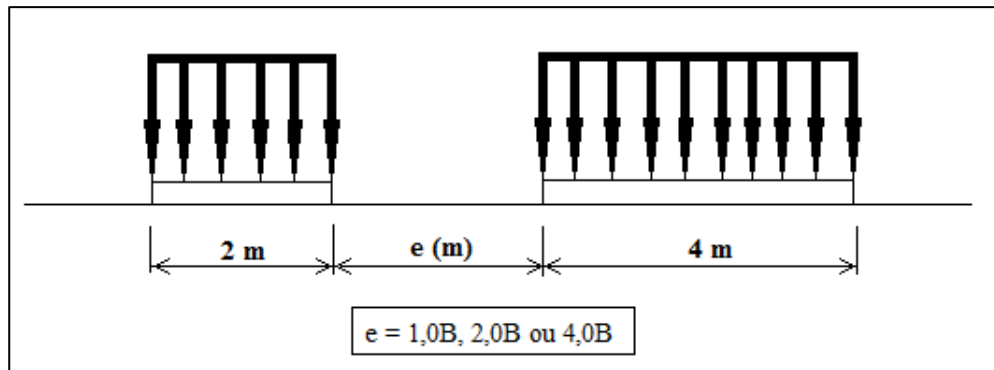


Figura 4.45 Esquema das simulações em relação a variável “e” (sem escala).

Das análises numéricas foram analisados os recalques obtidos no centro de cada sapata, mas também foram observados os recalques em um ponto situado entre as duas sapatas, sendo equidistante em relação às bordas internas das sapatas. Três nós foram escolhidos da malha dos elementos finitos para a observação dos recalques e nomeados como “A”, “B” e “C”, representando o centro da sapata menor, o centro da sapata maior e o ponto equidistante das bordas internas das sapatas, respectivamente. Um exemplo dos nós selecionados pode ser visualizados na Figura 4.46.

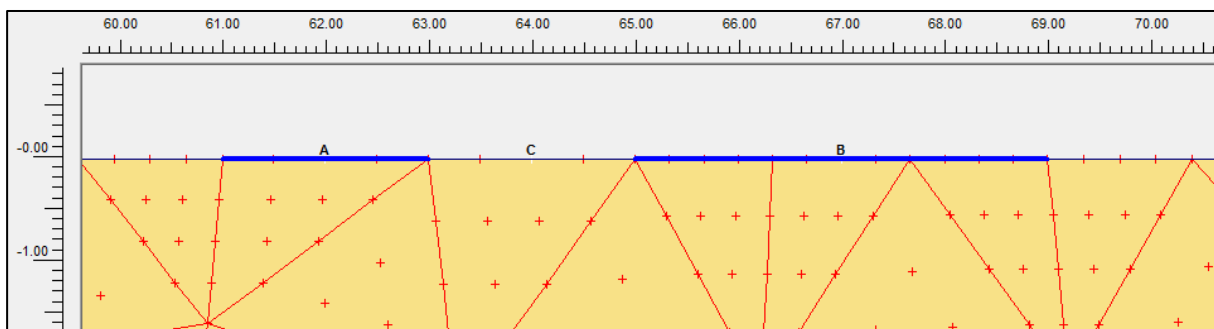


Figura 4.46 Exemplo dos nós selecionados para inspecionar os recalques para o caso da distância entre as sapatas ser de  $e = 2$  metros.

Os resultados das simulações de duas sapatas em aterro homogêneo não reforçado são apresentados na Tabela 4.20 onde são expostos os recalques devidos à atuação da tensão adotada de 300 kPa, para os nós A, B e C ( $\rho_{Aadm}$ ,  $\rho_{Badm}$ ,  $\rho_{Cadm}$ , respectivamente). Com os valores dos recalques nos centros das sapatas foram calculados as distorções angulares ( $\beta_{A-B adm}$ ) que também constam nesta tabela.

Tabela 4.20 Recalques dos casos com duas sapatas em relação à distância “e” entre as bordas das sapatas.

Casos	$\rho_{A \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{B \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{C \text{ adm}}$ (cm)	$\beta_{A-B \text{ adm}}$
T2e1N0	23,50	26,40	25,00	0,0058
T2e2N0	21,80	25,50	18,70	0,0053
T2e3N0	20,00	24,70	15,90	0,0043

Pela Tabela 4.20 nota-se que com o aumento da distância entre as duas sapatas há uma redução nos recalques. Em relação à distorção angular entre os centros das sapatas, percebe-se que quanto maior a distância entre as sapatas, menor será a distorção angular. Isto ocorre claramente porque há um aumento considerável do denominador da relação que define a distorção angular. As simulações com as distâncias “e1” e “e2” tiveram distorção angular na faixa entre 1/200 e 1/100, sendo iguais a 0,0058 e 0,0053, respectivamente. Já com a distância “e3” igual a 8 metros obteve-se o valor de 0,0043, na faixa entre 1/300 e 1/200. Logo, com o auxílio da Figura 4.44 e considerando o limite de 1/300, para que ocorra no máximo fissuras na alvenaria da edificação, todos os casos sem reforços ultrapassaram este limite, sendo o caso com “e3” o que causaria menores danos à estrutura.

#### **4.2.2. INTERFERÊNCIA ENTRE DUAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PRÓXIMAS EM ATERRO REFORÇADO COM UMA CAMADA**

As simulações para avaliar a interferência entre duas fundações superficiais próximas em aterro reforçado com uma camada utilizaram a mesma geometria das análises dos casos de aterros não reforçados, exceto pela presença de uma camada de geossintéticos. Neste item, foram considerados os valores mínimos satisfatórios obtidos dos resultados com uma fundação superficial isolada para a rigidez à tração,  $J = 2000 \text{ kN/m}$ , e também para o comprimento do reforço,  $L = 4B$ , para cada sapata. Desta forma, as simulações foram realizadas para investigar a profundidade “U” (distância entre a cota de assentamento da sapata e a camada de reforço) e também a influência da distância “e” as sapatas corridas.

O comprimento do reforço foi admitido como sendo o mínimo satisfatório das simulações anteriores, porém a geometria das simulações fez com que ocorresse “superposição” dos reforços das duas sapatas. Sendo assim, a forma eficaz nestes casos em que isso aconteceu, foi empregar um reforço único abaixo das duas fundações superficiais. Adotando esta medida, certifica-se que para cada sapata, o reforço não tenha comprimento inferior a quatro vezes sua largura e também economiza-se em comprimento de



geossintéticos. Na Figura 4.47 são apresentadas todas as variáveis com seu valores fixos (“N” e “J”) ou não (“U” e “e”).

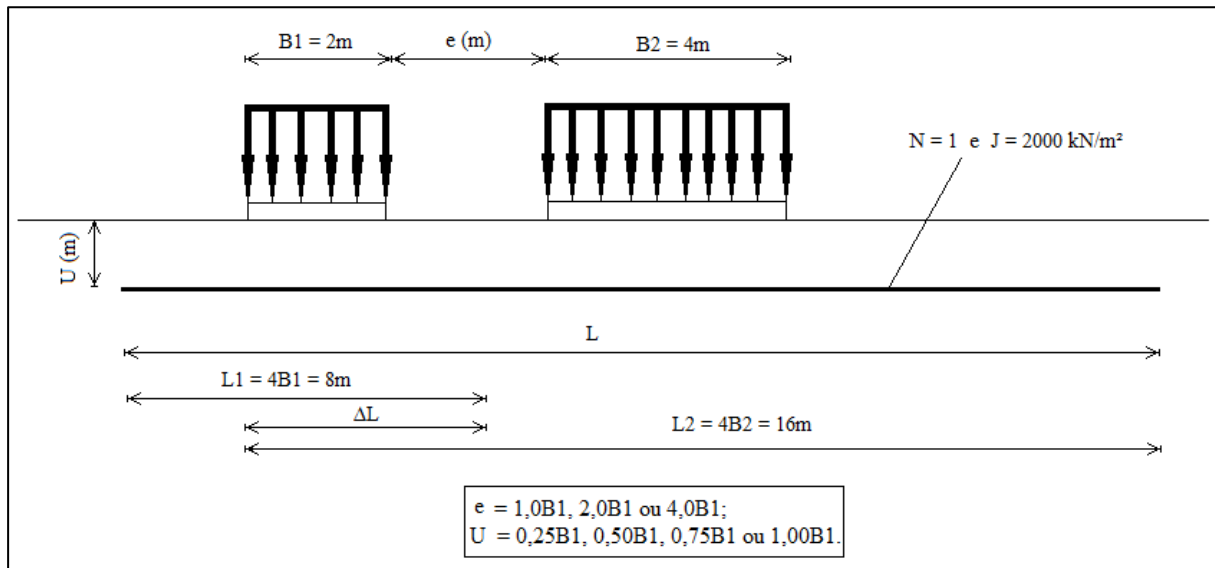


Figura 4.47 Esquema para as variáveis do sistema com duas sapatas próximas de distância “e” igual a e1, e2 ou e3 (sem escala).

Na Figura 4.47 observa-se um esquema da geometria em que se adota um reforço único para as duas sapatas. Os comprimentos do reforço são iguais a 17 m, 19 m e 23 m, respectivamente, para os casos com “e1” (2 m), “e2” (4 m) e “e3” (8 m).

#### 4.2.2.1. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DA CAMADA DE REFORÇO (U)

As simulações com duas sapatas em aterros reforçados com uma camada de reforço foram primeiramente realizadas para se verificar a influência de “U”, que é a distância entre a cota de assentamento da fundação e a primeira camada de reforço. Estas foram expressas como fração da largura da menor sapata e numeradas de U1 a U4, tendo os valores, 0,25B1, 0,50B1, 0,75B1 e 1,00B1, respectivamente. Foi utilizado o valor de rigidez à tração igual a 2000 kN/m. Foi admitido neste subitem um valor fixo para a variável “e” igual a 4 metros. O valor do comprimento utilizado está explicado na Figura 4.47 no item anterior.

Os valores dos recalques obtidos nas simulações para duas sapatas com uma camada de reforço a diferentes profundidades, podem ser visualizados na Tabela 4.21. Também são expostos os valores calculados das distorções angulares ( $\beta_{A-B \text{ adm}}$ ).

Tabela 4.21 Recalques do sistema com duas sapatas em relação à profundidade (U) da camada de reforço.

Casos	$\rho_{A \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{B \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{C \text{ adm}}$ (cm)	$\beta_{A-B \text{ adm}}$
T2e2N0	21,70	25,50	18,70	0,0054
T2e2U1N1J3L4	21,70	25,30	19,10	0,0051
T2e2U2N1J3L4	21,90	25,40	19,10	0,0050
T2e2U3N1J3L4	21,80	25,50	19,10	0,0053
T2e2U4N1J3L4	21,80	25,50	19,00	0,0053

Os valores de recalques no pontos A, B e C foram praticamente os mesmos quando se varia a profundidade de uma camada de reforço em um sistema com duas sapatas. Todavia, ao analisar a distorção angular constata-se que por uma pequena diferença a simulação com profundidade igual a 1 m resultou na menor distorção angular (1/200) entre os centros das duas sapatas em relação às outras simulações. De acordo com a Figura 4.44, deve-se ressaltar que nesta faixa de valores, em uma estrutura real, já se esperariam fissuras na estrutura e pequena inclinação em edifícios esbeltos. De todo modo, conclui-se que para os casos em análise, com suas características e propriedades, quando se varia a profundidade de uma camada de reforço sobre duas fundações superficiais com dimensões diferentes, a profundidade que resultou na menor distorção angular foi 1 m.

#### 4.2.2.2. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE AS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (E)

Nesta seção as simulações com duas sapatas em aterros reforçados com uma camada de reforço foram realizadas para se verificar a influência de “e”, que é a distância entre as bordas internas das duas fundações superficiais (Figura 4.47). Estas foram expressas como fração da largura da sapata menor ( $B_1$ ) e numeradas de e1 a e3, tendo os valores, 1,0 $B_1$ , 2,0 $B_1$  e 4,00 $B_1$ , respectivamente. O valor de rigidez à tração da camada de reforço foi igual a 2000 kN/m e os valores dos comprimentos utilizados foram explicados na Figura 4.47. Foi considerado para a profundidade (U) do reforço o valor mínimo satisfatório da análise anterior, sendo igual a 0,50 $B_1$  (1 m).

Os resultados dos recalques obtidos da aplicação da tensão admissível e as distorções angulares ( $\beta_{A-B \text{ adm}}$ ) calculadas para as simulações de duas sapatas com uma camada de reforço a diferentes distância entre elas podem ser visualizados na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 Recalques do sistema com duas sapatas em aterro reforçado com uma camada em relação à distância (e) entre as bordas internas das sapatas.

Casos	$\rho_{A \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{B \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{C \text{ adm}}$ (cm)	$\beta_{A-B \text{ adm}}$
T2e1U2N1J3L4	23,50	26,30	19,80	0,0056
T2e2U2N1J3L4	21,80	25,40	19,10	0,0051
T2e3U2N1J3L4	19,70	24,40	15,90	0,0043

Na Tabela 4.22 percebe-se que, à medida em que se aumenta a distância entre as sapatas, ocorre redução dos recalques em todos os pontos em estudo. Para a distância “e3” a distorção angular cai na faixa de 1/300 e 1/200. Desta forma, tanto a redução dos recalques quanto o decréscimo da distorção angular se devem ao fato da diminuição da interferência entre as sapatas devido ao aumento da distância entre elas.

A título de exemplo, as Figuras 4.48, 4.49 e 4.50 mostram as distribuições dos recalques no maciço de solo para os casos com duas sapatas corridas em aterro reforçado com uma camada para as distâncias “e1”, “e2” e “e3”, respectivamente.

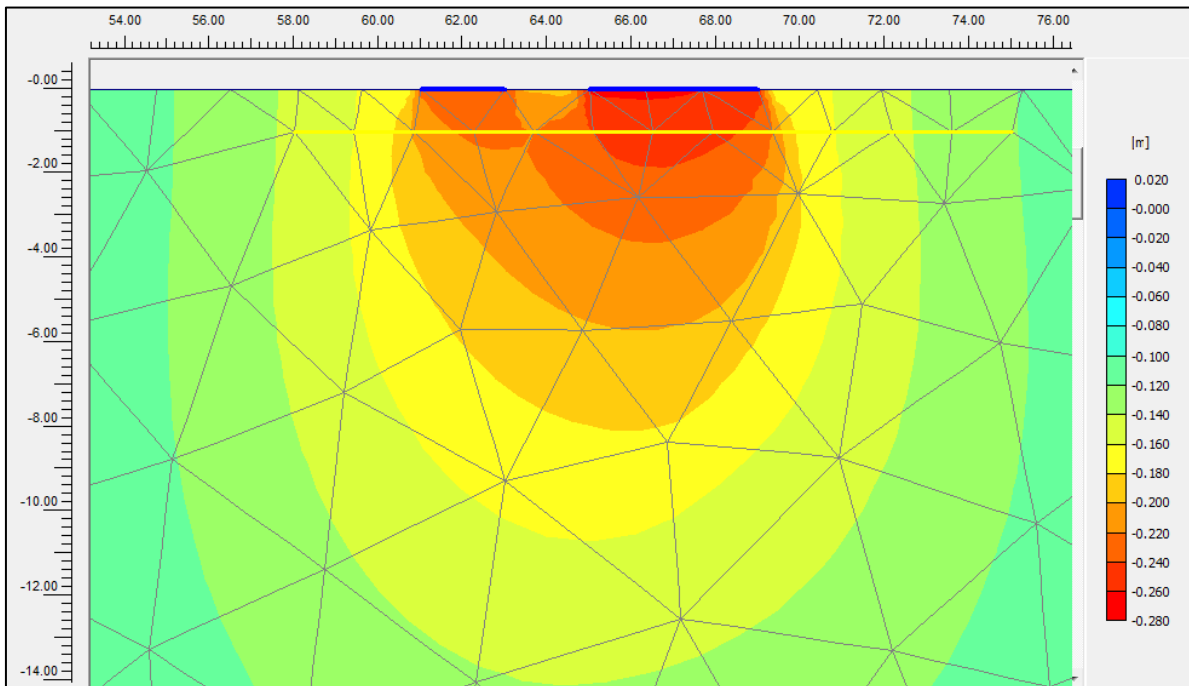


Figura 4.48 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “e1” (2 m) entre as sapatas.

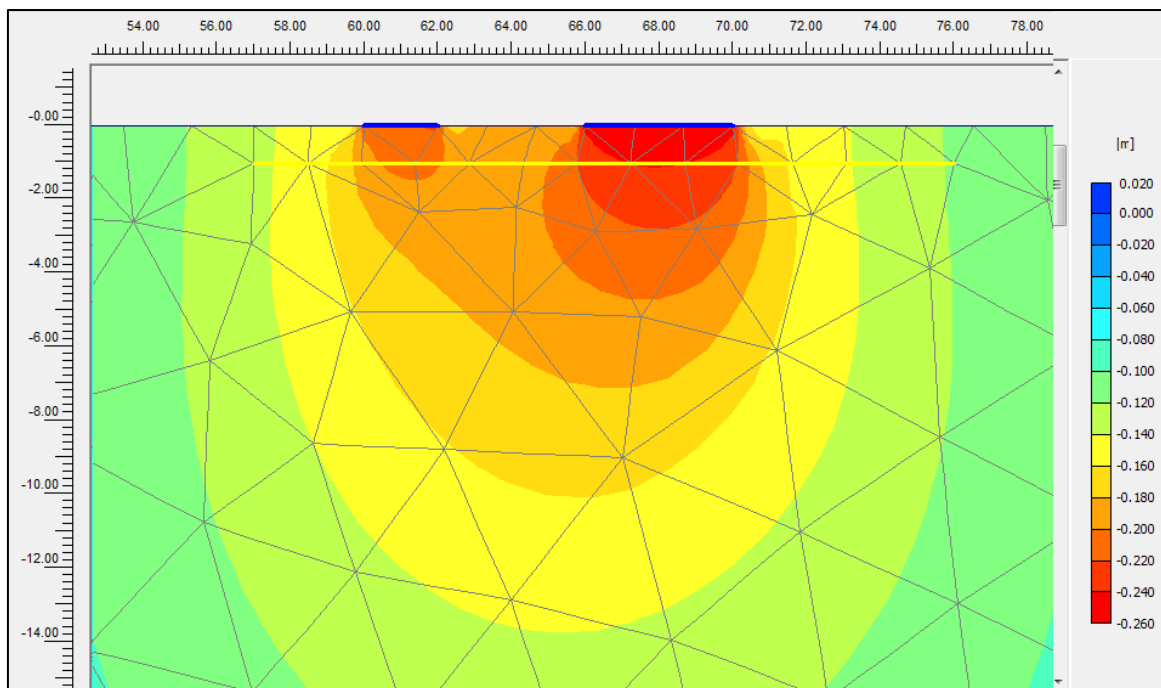


Figura 4.49 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “e2” (4 m) entre as sapatas.

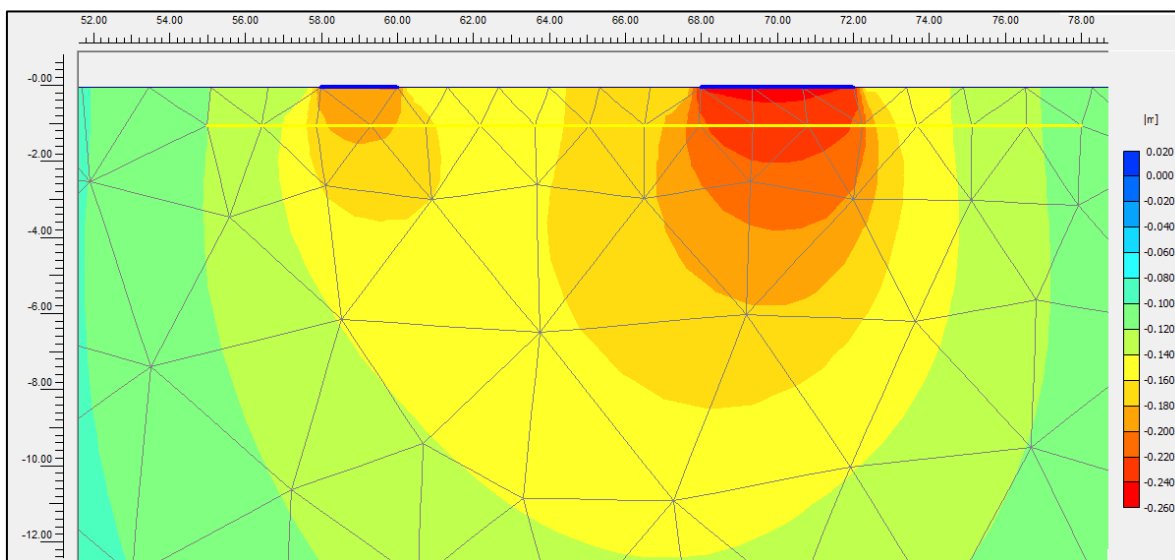


Figura 4.50 Distribuição dos recalques do sistema com duas fundações superficiais em aterro reforçado com uma camada e distância “e3” (8 m) entre as sapatas.

### 4.2.3. INTERFERÊNCIA ENTRE DUAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PRÓXIMAS EM ATERRO REFORÇADO COM MULTICAMADAS

As simulações para avaliar duas fundações superficiais próximas em aterro reforçado com multicamadas utilizaram os mesmos padrões da configuração geométrica das simulações com apenas uma camada, exceto no que diz respeito ao número de camadas de reforço. Novamente adotou-se a rigidez do reforço igual a 2000 kN/m<sup>2</sup> e 4 camadas de reforço. Para completar os gráficos, foram também simulados os casos com 2 e 3 camadas de reforço. Em relação ao comprimento utilizado, este variou de acordo com a distância “e” entre as bordas das sapatas, de forma idêntica ao ocorrido para as simulações com apenas uma camada de reforço (ver Figura 4.47). Por fim, para o espaçamento “S” entre reforços foi considerado um valor fixo em todas as simulações. O valor foi admitido sendo igual à profundidade “U” da primeira camada de reforço, ou seja, S = 1 metro.

#### 4.2.3.1. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE CAMADAS DE REFORÇO (N)

Nesta etapa, as simulações foram realizadas para se verificar a influência do número de camadas de geossintéticos no comportamento do sistema com duas sapatas sob aterro reforçados com multicamadas. Foram executadas simulações com N = 2, 3 e 4. De forma semelhante ao aplicado na análise com uma camada de reforço, foi fixado o valor de 4 m para a distância “e”, entre as bordas das sapatas.

Na Tabela 4.23 podem ser visualizados os valores dos recalques obtidos nas simulações e as distorções angulares calculadas para os casos com duas sapatas sob aterro reforçado com multicamadas de geossintéticos.

Tabela 4.23 Recalques do sistema com duas sapatas em relação ao número de camadas de reforço (N).

Casos	$\rho_{A \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{B \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{C \text{ adm}}$ (cm)	$\beta_{A-B \text{ adm}}$
T2e2N0	21,70	25,50	18,70	0,0054
T2e2U1N1J3S2L4	21,70	25,30	19,10	0,0051
T2e2U1N2J3S2L4	21,80	25,40	19,10	0,0051
T2e2U1N3J3S2L4	21,80	25,40	19,20	0,0051
T2e2U1N4J3S2L4	21,70	25,20	19,10	0,0050

Em relação aos recalques encontrados, nota-se na Tabela 4.23 que a distorção angular reduz levemente quando se aumentam o número de camadas. Todos os valores se encontram na faixa entre 1/150 e 1/200. A simulação com 4 camadas foi a que obteve melhor resposta, com distorção angular igual a 0,0050 (1/200). Percebe-se que em relação a redução das distorções angulares, foi de cerca de 8% ao se aumentar o número de camadas de reforço (N) dentro da faixa de variação analisada.

Em vista dos resultados observados, considerando também os custos de ordem prática, pode-se admitir para este trabalho que quando se deseja verificar a interferência entre duas sapatas com dimensões diferentes em relação ao número de camadas, a quantidade de camadas que melhor obteve respostas em termos de recalques foi igual a 4 camadas de geossintéticos.

#### **4.2.3.2. VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE AS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (E)**

Nesta seção, foram realizadas simulações com duas sapatas em aterros reforçados com multicamadas de reforço para se verificar a influência de “e”, que é a distância entre as bordas internas das duas fundações superficiais. Este foi expresso como fração da largura (B1) da sapata menor (igual a 2 metros) e numerado de e1 a e3, tendo os valores 1B, 2B, e 4B, respectivamente. O valor de rigidez das camadas de reforço foram iguais a 2000 kN/m e os valores dos comprimentos utilizados foram apresentados anteriormente. A profundidade do reforço (U) foi considerada igual a 0,50B1 (1 m). Em relação ao número de camadas foram simuladas situações com N = 1, 2, 3 e 4.

Na Tabela 4.24 são apresentados os recalques obtidos das simulações de duas sapatas em aterro com multicamadas de reforço em relação à variação da distância “e”. A Figura 4.51 que apresenta a variação da distorção angular em relação com o número de camadas de reforços (N), em função da distância “e” utilizada.

Tabela 4.24 Recalques dos sistemas com duas sapatas em relação à variação da distância “e” e também em relação ao número de camadas (N) de reforços.

e (m)	Casos	$\rho_{A \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{B \text{ adm}}$ (cm)	$\rho_{C \text{ adm}}$ (cm)	$\beta_{A-B \text{ adm}}$
e1	<b>T2e1N0</b>	23,50	26,40	25,00	0,0058
	T2e1U1N1J3S2L4	23,50	26,30	19,80	0,0056
	T2e1U1N2J3S2L4	23,50	26,20	20,20	0,0054
	T2e1U1N3J3S2L4	23,50	26,20	19,80	0,0054
	T2e1U1N4J3S2L4	23,50	26,10	19,70	0,0052
e2	<b>T2e2N0</b>	21,70	25,50	18,70	0,0054
	T2e2U1N1J3S2L4	21,80	25,40	19,10	0,0051
	T2e2U1N2J3S2L4	21,80	25,40	19,10	0,0051
	T2e2U1N3J3S2L4	21,80	25,40	19,20	0,0051
	T2e2U1N4J3S2L4	21,70	25,20	19,10	0,0050
e3	<b>T2e3N0</b>	20,00	24,70	15,90	0,0043
	T2e3U1N1J3S2L4	19,70	24,40	15,90	0,0043
	T2e3U1N2J3S2L4	19,90	24,50	15,80	0,0042
	T2e3U1N3J3S2L4	19,80	24,50	15,90	0,0043
	T2e3U1N4J3S2L4	19,70	24,40	15,90	0,0043

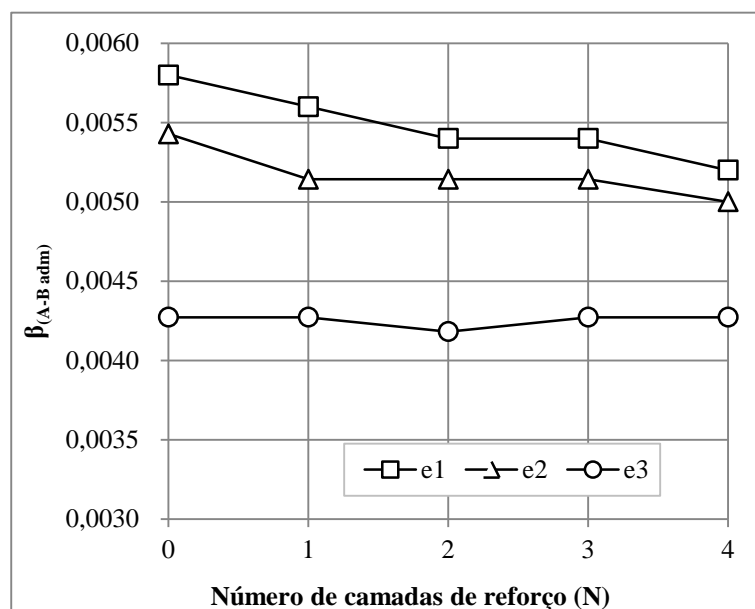


Figura 4.51 Variação da distorção angular ( $\beta_{A-B \text{ adm}}$ ) entre os recalques dos centros das sapatas em relação à variação do número de camadas de reforços (N).

Pela Tabela 4.24 percebe-se que quando se aumenta o número de camadas (N) para cada distância “e” utilizada, pouco foram alterados os recalques nos pontos A, B e C. Na Figura 4.51 nota-se que as distorções angulares calculadas para as distâncias “e1” e “e2”

foram bem próximas, variando entre 0,0050 e 0,0058 e se situaram na faixa entre 1/200 e 1/150. Em relação as duas curvas, a simulação com “e2” e com 4 camadas de reforço obteve a melhor resposta dentre estes casos analisados, resultando em distorção igual a 0,0050 (1/200). Já para o caso com “e3”, os valores de distorções angulares se encontram em uma faixa de valores bem mais baixa, entre 1/250 (0,0040) e 1/225 (0,0045), portanto, sendo menos propício ao aparecimento de fissuras e danos na estrutura.

#### **4.2.3.3. VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE TRAÇÃO NOS REFORÇOS**

De forma semelhante à análise do primeiro caso típico, este tópico tem por objetivo apresentar os esforços de tração desenvolvidos em cada camada de reforço para o caso ótimo do sistema com duas fundações superficiais em aterro com multicamadas de reforço. Embora, para este caso a carga aplicada em questão tenha sido a tensão admissível de 300 kPa. Foi fixada também para a distância entre as bordas internas das fundações superficiais próximas o valor de “e3”, igual a 4 metros, pois é o valor intermediário das três distâncias analisadas neste trabalho. A simulação que utiliza todos os parâmetros mínimos satisfatórios para o caso em questão é a T2e2U1N4J3S2L4, na qual o aterro homogêneo é reforçado com 4 camadas de reforço, com espaçamento entre camadas de 1 m, sendo que cada camada possui valor de rigidez à tração igual a 2.000 kN/m e comprimento igual a 19 metros.

As Figuras 4.52, 4.53, 4.54 e 4.55 apresentam a variação da força de tração no reforço em relação à distância ao ponto “C”, equidistante entre as bordas internas das sapatas, para a 1ª, 2ª, 3ª e 4ª camada de reforço, respectivamente. Nas figuras são apresentados os valores máximos das trações para facilitar as análises e também é apresentada a “localização” das duas sapatas em função da distância das mesmas em relação ao ponto “C”. O reforço de geossintéticos é representado pela linha horizontal formada pela reta ligando os pontos com coordenadas (-7,0) e (+12,0).



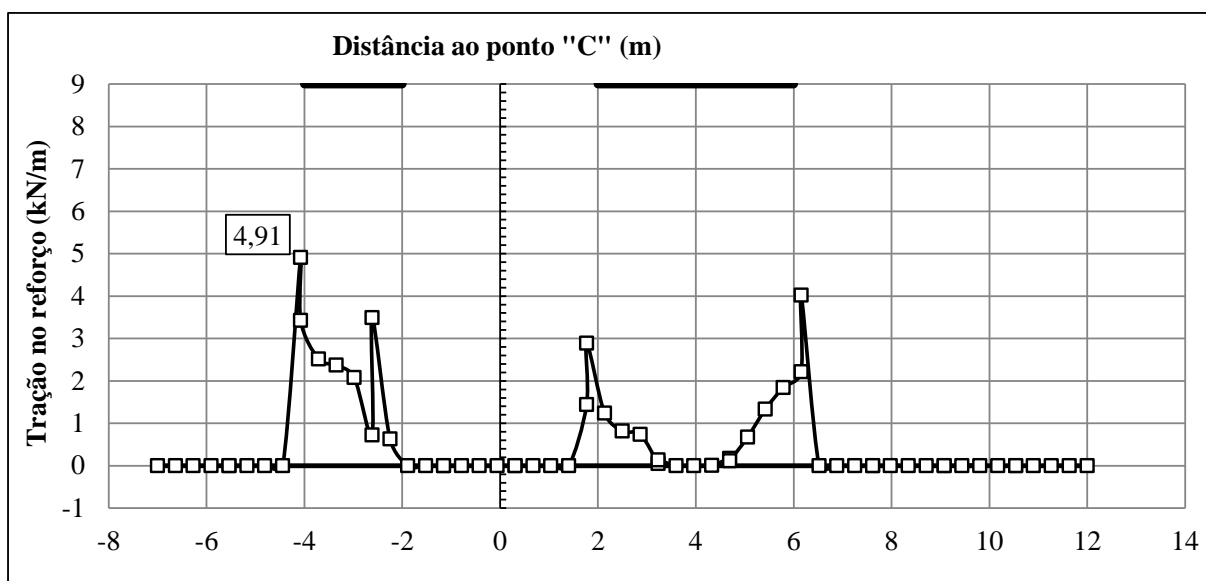


Figura 4.52 Variação do esforço de tração na 1ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

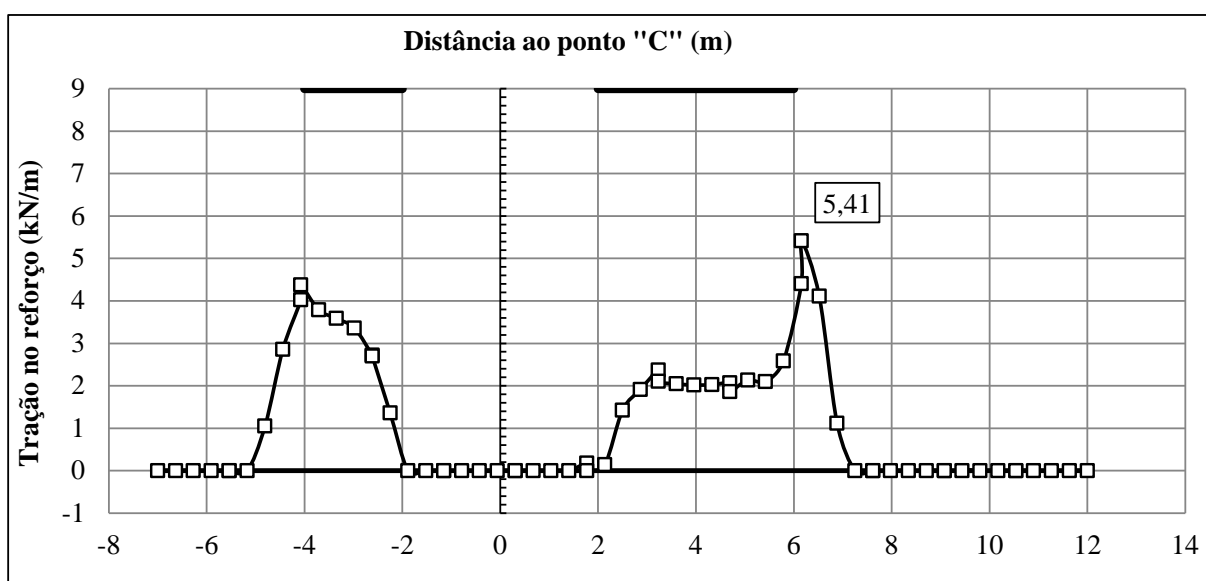


Figura 4.53 Variação do esforço de tração na 2ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

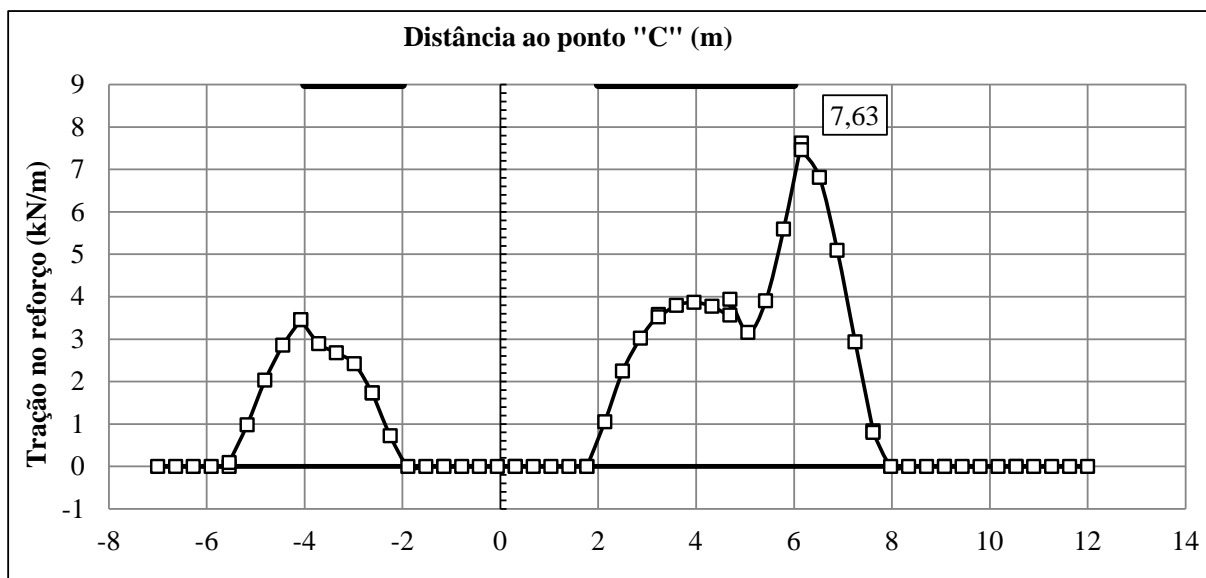


Figura 4.54 Variação do esforço de tração na 3ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

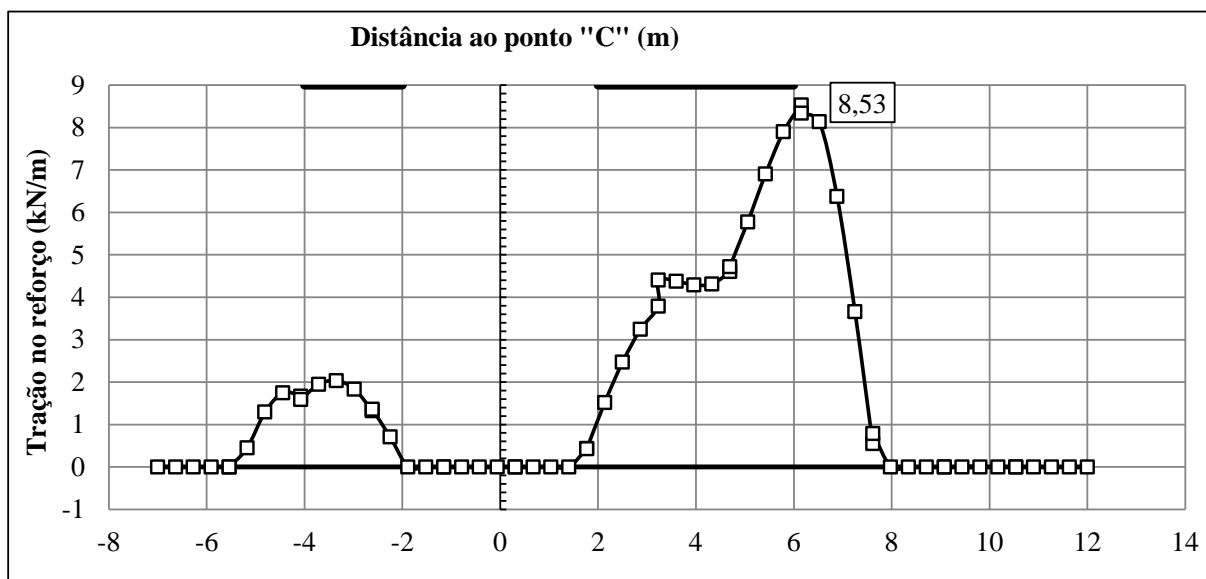


Figura 4.55 Variação do esforço de tração na 4ª camada de reforço em relação à distância ao centro de carregamento para fundação superficial isolada em aterro com multicamadas de reforço.

Nas Figuras 4.52, 4.53, 4.54 e 4.55, nota-se que os esforços de tração para as 4 camadas variaram entre 4,91 kN/m até 8,53 kN/m, tendo o maior valor ocorrido na última camada. Em geral, as forças de tração máximas ocorreram junto às bordas das sapatas. Pode-se observar também que as camadas de reforço foram solicitadas nas mesmas regiões e que, com a profundidade, as forças de tração aumentaram.

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um estudo numérico por elementos finitos de dois casos típicos de fundações superficiais. O primeiro caso foi de uma fundação superficial isolada e o segundo realizou um estudo sobre a interferência entre duas fundações superficiais próximas. Nos dois casos, foram analisadas as situações de aterros sem reforços e situações com reforços de geossintéticos.

O primeiro caso típico foi dividido em dois cenários. O primeiro cenário considerou solo subjacente à base da sapata como um aterro uniforme e homogêneo em toda a sua extensão e o segundo cenário considerou que uma camada de solo na região próxima a base da sapata foi substituída por material mais resistente, sendo o aterro, neste caso, chamado de “aterro modificado”. Os aspectos principais obtidos para as análises foram a capacidade de carga e os recalques quando aplicada a carga de referência (carga de ruptura do sistema sem reforço).

O segundo caso típico, o estudo da interferência entre duas fundações superficiais próximas, teve por objetivo verificar o comportamento sob condições de serviço, isto é, quando atua um valor típico de tensão admissível nas fundações superficiais. Os aspectos principais investigados foram os recalques do sistema. O procedimento constava do registro dos recalques no centro de cada uma das sapatas e também no ponto equidistante das bordas internas das sapatas. Com os resultados foram calculadas as distorções angulares ( $\beta$ ) entre os centros das fundações superficiais e comparadas com valores limites associados aos danos em edificações presentes na literatura.

É importante salientar que neste trabalho foi verificada a influência de várias variáveis com o objetivo de obter seus valores mínimos satisfatórios para maximizar a capacidade de carga e reduzir os recalques na aplicação de uma carga de referência. Os valores mínimos utilizados foram aqueles para os quais a mudança do seu valor da produzia melhorias significativas no comportamento do sistema em relação aos aspectos de capacidade de carga e recalques.

Deste modo, as seguintes conclusões gerais podem ser extraídas do presente trabalho:

1. Em relação às simulações com uma fundação superficial isolada em aterro homogêneo, foi constatado que:

- ⇒ Na verificação da influência da profundidade ( $U$ ) da camada de reforço, conclui-se que o aumento da profundidade gera incremento de capacidade de carga e redução dos recalques de modo mais acentuado até a profundidade de  $0,25B$  (50 cm, em que  $B$  é a largura da sapata, de valor igual a 2,0 m), tendo sido esta considerada a profundidade mínima satisfatória obtida pelas simulações para as condições estudadas. A profundidade a partir da qual a camada de reforço de geossintéticos não influi no conjunto solo-fundação encontra-se entre as profundidades de  $0,8B$  e  $1,0B$  ( 1,6 m e 2,0 m, respectivamente) nas simulações.
- ⇒ Na verificação da influência do comprimento ( $L$ ) da camada de reforço, concluiu-se que o aumento do comprimento gera redução dos recalques quando se aplica a carga de referência, e incremento na capacidade de carga. Entretanto, após o comprimento do reforço atingir  $4,0B$ , o incremento de capacidade de carga se tornou discreto. Logo, para as condições estudadas, o comprimento mínimo satisfatório obtido das análises foi de  $4,0B$  (8 metros).
- ⇒ Na verificação da rigidez ( $J$ ) à tração da camada de reforço, observou-se que o acréscimo do valor da rigidez eleva também a capacidade de carga do sistema, porém após a rigidez atingir o valor de  $2.000 \text{ kN/m}^2$ , pouco se alterou a carga de ruptura. Na análise dos recalques foi verificado que ocorreu uma redução acentuada até o mesmo valor de rigidez e em seguida, para valores maiores esta redução foi pequena. Sendo assim, a rigidez à tração mínima satisfatória, dentre as analisadas nas simulações, foi igual a  $2.000 \text{ kN/m}^2$  para as condições sob estudo.
- ⇒ Na verificação do número ( $N$ ) das camadas de reforços do sistema com multicamadas, o ganho de capacidade de carga com o aumento do número de camadas variou entre 24% e 194%, ou seja, um acréscimo de capacidade de carga de quase três vezes a carga de ruptura do sistema não reforçado. A taxa de incremento de capacidade de carga foi maior até o caso com 4 camadas de reforço e após isto, esta taxa diminuiu. Em relação aos recalques, os valores diminuem acentuadamente até o caso com  $N = 4$  e após este valor a taxa de redução do recalque com  $N$  é menor.
- ⇒ Na verificação da influência do comprimento ( $L$ ) do sistema com multicamadas de reforços, foram concluídos que em uma análise conjunta para maximizar a capacidade de carga última e minimizar os recalques, o comprimento mínimo satisfatório obtido das análises foi de  $4,0B$  (8 metros).

⇒ Na verificação da rigidez ( $J$ ) à tração do sistema com multicamadas de reforços, conclui-se que, igual às simulações com uma sapata isolada, a utilização de reforços com rigidez maiores que  $2.000 \text{ kN/m}^2$  pouco altera o ganho de capacidade de carga e a redução dos recalques. Portanto, para as condições analisadas, a rigidez à tração mínima satisfatória para o sistema com multicamadas foi igual a  $2.000 \text{ kN/m}^2$ . Ressalta-se que em relação aos recalques, o SCR, que traduz a redução dos recalques em relação ao sistema não reforçado, variou entre 9% e 26%.

2. Em relação às simulações com uma fundação superficial isolada em aterro modificado, foi constatado que:

⇒ Para as simulações sem presença de reforços de geossintéticos, a simples substituição do solo por um solo mais competente gera um incremento na capacidade de carga e uma redução nos recalques. A taxa de incremento teve crescimento mais acentuado para valores de  $D$  (profundidade do aterro modificado) superiores a  $0,6 \text{ m}$ . Em relação aos recalques, após a substituição de  $0,2 \text{ m}$  de solo, a taxa de redução dos recalques com  $D$  foi parecida para os dois tipos de material de aterro de substituição analisados (solos tipo 02 e 03).

⇒ Para as simulações com uma camada de reforço pode-se inferir pelas análises que reforçar um aterro de solo tipo 01 com uma camada de reforço ou substituir  $20 \text{ cm}$  de solo tipo 01 por solo tipo 03 (aterro modificado) podem alcançar ganhos aproximadamente iguais em termos de capacidade de carga.

⇒ Para as simulações com multicamadas de reforço, conclui-se que os dois tipos de aterros modificados apresentaram comportamentos semelhantes e em ambos houve ganho de capacidade de carga e redução dos recalques em relação aos casos reforçados com aterro homogêneo, devido à influência do solo substituído. Em relação aos recalques, os valores de  $SCR_m$  variaram de 17,3% a 39% em relação ao recalque do caso de aterro não modificado sem reforço, quando se aplicou a carga de referência.

3. Em relação às simulações com duas fundações superficiais próximas em aterro homogêneo, foi constatado que:

⇒ Para as simulações sem a presença de reforço, concluiu-se que com o aumento da distância entre as duas sapatas houve uma redução nos recalques, como seria esperado, com valores variando entre  $1/300$  e  $1/100$ , dependendo da distância entre

sapatas. Logo, considerando o limite de  $1/300$  (Velloso e Lopes, 2004) para que ocorram no máximo fissuras na alvenaria da edificação, todos os casos sem reforços ultrapassaram este limite, para as condições simuladas.

⇒ Para as simulações com uma camada de reforço, na verificação da influência da profundidade (U) da primeira camadas de reforço, foi considerado neste trabalho que a profundidade igual a 1,0 m seria satisfatória para se reforçar o aterro homogêneo, para as condições admitidas. A distorção angular para este caso foi igual a 0,0050 ( $1/200$ ). Na verificação da influência da distância “e” entre as bordas internas das sapatas, de forma semelhante à análise sem reforços, constata-se que é expressiva a redução dos recalques e da distorção angular quanto maior for a distância “e”.

⇒ Para as simulações com multicamadas de reforço, na verificação da influência do número (N) de camadas de reforço, constatou-se que o aumento do número de camadas pouco alterou as distorções angulares, sendo que todas ficaram na faixa entre  $1/100$  e  $1/200$ . A simulação com  $N = 4$  camadas obteve o melhor resultado, com distorção angular igual a 0,0050 ( $1/200$ ). Logo, pode-se concluir que o número de camadas mínimo satisfatório para o caso da interferência entre duas sapatas próximas seria igual a 4 para as condições admitidas nas análises realizadas

É importante frisar que os resultados encontrados foram os obtidos para uma faixa de variação limitada de valores de parâmetros relevantes. Mais estudos são necessários para uma compreensão e quantificação mais abrangente da influência da presença de reforços sob fundações rasas. Entretanto, os resultados obtidos são promissores, particularmente no que se refere ao aumento da capacidade de carga e à redução de recalques de sapatas isoladas.

## 6. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o anseio de sempre melhorar o conhecimento do comportamento das fundações superficiais em aterro reforçados com geossintéticos e com base nas conclusões desta dissertação, são feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- Verificar um número maior de fatores (variações de parâmetros) que podem influenciar o comportamento de fundações diretas sobre solo reforçado com geossintéticos.
- Utilizar um modelo constitutivo mais realista para simular os reforços geossintéticos, uma vez que o *Plaxis* utiliza o modelo elástico para esse material.
- Utilizar uma modelagem que considere não apenas o carregamento vertical na fundação rasa, mas também carregamentos horizontais, excentricidade de cargas, carregamentos cíclicos entre outros.
- Avaliação da influência da rigidez da sapata.
- Avaliação da influência da presença de mais de uma camada de solo.
- Avaliar a viabilidade econômica da utilização de fundações superficiais em aterros reforçados e compará-la a solução com fundações profundas.
- Avaliar a aplicabilidade da utilização de fundações superficiais em aterros reforçados com geossintéticos para obras reais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.553 (2003). Geossintéticos – Terminologia. Rio de Janeiro, 3 p.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2010). Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.
- ADAMCZYK J. & ADAMCZYK T. (2001). The settlements of a continuous foundation footing resting on the geodrid-reinforced sand layer. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 2001.
- ALMEIDA, M. S. e MARQUES, M. E. S. (2010). Aterros sobre solos moles – Projeto e Desempenho. Coleção Huesker: Engenharia com Geossintéticos. Oficina de Textos. São Paulo, SP.
- AVESANI NETO J. O., BUENO B. S. & FUTAI M. M. (2012). Análise de ensaios de placa em reforços de geocélula sob a ótica de modelos numéricos. Cobramseg 2012. Porto de Galinhas, PE. 15 a 18 de setembro de 2012.
- AVESANI NETO J. O., BUENO B. S. & FUTAI M. M. (2013). A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell. *Geosynthetics International*, 20, No. 3, 129-142.
- BINQUET, J. & LEE, K. L. (1975). Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° 12.
- BRINKGREVE, R. B. J. & VERMEER, P. A., (1998). *Plaxis 7.2 – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*. Rotterdam. Netherlands.
- BROWN, B. S.; POULOS, H. G. (1981) Analysis of foundations on reinforced soil. In: 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 595-598.
- CANCELLI A., Montanelli, F., Rimoldi, P. & Zhao, A. (1996). Full scale laboratory testing on geosynthetics reinforced paved roads. *International Symposium on Earth Reinforcement*. Fukuoka. 573–578.
- CONSTANCIO, L. A. (2010). Capacidade de Carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil. Campinas, São Paulo, SP.
- DAS B. M. (2007). Fundamentos da Engenharia Geotécnica. Tradução da 6ª edição americana.
- DAS, B. M. (1989). Foundation on sand underlain by soft clay with geotextile at sand-clay interface. *Geosynthetics* 89, San Diego, pp. 203-214.
- DAWSON, A. & LEE, R. (1998). Full scale foundation trials on grid reinforced clay: Geosynthetic for Soil Improvement. *American Society of Civil Engineers*, pp. 127-147, 1988.
- DI PRISCO, C., IMPOSIMATO S., VECCGUITTI M. & RIMOLDI, P. (2001). Numerical analysis of the mechanical behaviour of rigid shallow foundations on geo-reinforced soil strata. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 2. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 2001.



- FRAGAZY, R. J.; LAWTON, E. (1984). Bearing capacity of reinforced sand subgrades.
- GHAZAVI, M. & LAVASAN, A. A. (2008). Influence of interference on bearing capacity of strip footing on reinforced sand. Proceedings of the 5th International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu'07) Fukuoka, Kyushu, Japan, November 2007.
- GUIDO, V.A., BIESIADECKI, G.L. & SULLIVAN, M.J. (1985) Bearing capacity of a geotextile reinforced foundation. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3(ISSMFE) 1777-1780.
- HAQUE, M. A., ALAMGIR M., SALIM M. & KABIR M. H. (2001). Performance of geotextile-reinforced shallow foundations used in Bangladesh. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 2001.
- IST – Instituto Superior Técnico (2010), Geotecnia e Fundações – Licenciatura e Arquitectura. Universidade de Lisboa, Portugal, aula 8, pp 1.
- JU, J. W., SON S. J. , KIM J. Y. & JUNG I. G. (1996). Bearing capacity of sand foundation reinforced by geonet. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- KHING, K. H., DAS, B. M., PURI, V. K., COOK, E. E. & YEN, S. C. (1994). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, vol. 12, pp. 351-361, 1993.
- KNAPTON J &., Austin, R. A. (1996). Laboratory testing of reinforced unpaved roads. Earth reinforcement, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K.Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615–618.
- MACEDO, I. L. (2002). Análise Numérica de Construção de Aterros Sobre Solos Moles Próximos a Estruturas Existentes – Influência da Presença de Reforço Geossintético. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM -094A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 134 p.
- MANJUNATH, V. R. & DEWAIKAR, D. M. (1996). Bearing capacity of inclined loaded footing on geotextile reinforced two-layer soil system. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- MARANGON, M. (2010). Capítulo 3 - Parâmetros dos solos para cálculo de fundações. Geotecnia de Fundações. Núcleo de Geotecnia. Universidade Federal de Juiz de Fora, MG.
- MENESES L. A. (2004). Utilização de geocélulas em reforço de solo mole. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, 2004.
- NATARAJ, M. S., HOADLEY P. G. & MCMANIS K. L. (1996). Settlement and bearing capacity of footings on reinforced sand. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- OMAR, M. T., DAS, B. M., YEN, S. C., PURI, V. K. & COOK, E. E. (1993). Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, no 2, pp. 246-252, 1993.

- PALMEIRA E. M. e ARAÚJO G. L. S. (2009). Estabilização de aterros sobre solos moles com geossintéticos: Pesquisas na Unb. Coleção Geotecnia UnB – Vol. 1, Editora FT, Brasília, Brasil, pp. 33 – 48.
- PALMEIRA, E. M. (1996). Discussion leader's report: Foundations. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 2. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- PALMEIRA, E. M. (2001). Technical report – Foundation session. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 2. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 2001.
- PALMEIRA, E. M. (2009). Contribuições recentes da UnB ao estudo dos geossintéticos. Coleção Geotecnia UnB – Vol. 1, Editora FT, Brasília, Brasil, pp. 01 – 12.
- PALMEIRA, E. M. (2010a). Aplicações de Geossintéticos em Obras Geotécnicas e Geoambientais. Nota de aula, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília.
- PALMEIRA, E. M. (2010b). Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles. Nota de aula, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília.
- PATRA, C. R., DAS B. M. & ATALAR C. (2005). Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. Technical Note. In Geotextiles and Geomembranes: 23 454-462.
- POSPISIL K. & ZEDNIK, P. (2002). Geosynthetic impact recognition on soil bearing capacity in the Geotechnical Laboratory Testing Field, 7th Int. Conf. Geosynthetics, Nice, France, 2002.
- SCHLOSSER, F., JACOBSEN, H. M. & JURNA, I. (1983). Soil reinforcement. In: 8<sup>th</sup> Europe Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1159-1180.
- SHIN, E. C., DAS, B. M. & ATALAR, C. (2002). Cyclic plate load test on geogrid-reinforced granular pad. In: 7th Int. Conf. Geosynthetics, Nice, France, 2002.
- SHIN, E. C., DAS, B. M., PURI, V. K., COOK, E. E. & YEN, S. C. (1993). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced clay. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, no 4, pp. 534-541, 1993.
- SHUKLA, S. K. (2012). Chapter 6 – Shallow Foundations. Handbook of Geosynthetic Engineering – Second edition. School of Engineering, Edith Cowan University, Perth, Australia.
- SIMONINI P. (1996). A finite element approach to the strength of granular soils reinforced with geosynthetics. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- SITHARAM T. G., SRINIVASA M. B. R. & RAGHAVENDRA H. B. (1996). Tensile force distribution along the reinforcement for reinforced soil foundations. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.
- VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. (1996). Fundações. Capacidade de Carga de Fundações Superficiais. 2ª edição. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. (2004). Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

ZHAO A. G., RIMOLDI P. & MONTANELLI F. (1996). Design of reinforced foundations by the slip-line method. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement – Vol. 1. Fukuoka / Kyushu / Japan / November 1996.