



ESTUDO EM MODELOS FÍSICOS DE ATERRO ESTRUTURADO

Cid Almeida Dieguez

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Mauricio Ehrlich
Seyedhamed Mirmoradi

Rio de Janeiro
Junho de 2019

ESTUDO EM MODELOS FÍSICOS DE ATERRO ESTRUTURADO

Cid Almeida Dieguez

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Diego de Freitas Fagundes, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2019

Dieguez, Cid Almeida

Estudo em modelos físicos de aterro estruturado /
Cid Almeida Dieguez. - Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE,
2019.

X, 127 p.:il.; 29,7 cm

Orientadores: Mauricio Ehrlich

Syedhamed Mirmoradi

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/
Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 94 - 98.

1. Aterros estruturados. 2. Geossintético. 3. Modelos
Físicos. 4. Solos moles. 5. Arqueamento do solo. I. Ehrlich,
Mauricio *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título

Na vida é preciso ter raiz, não âncora. A raiz te alimenta, a âncora te imobiliza.
Mario Sérgio Cortella

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Mauricio Ehrlich pela excelência da orientação neste e em outros trabalhos, pela oportunidade da minha qualificação profissional, pela constante disponibilidade e apoio ao aprendizado, pelas palavras de incentivo nas horas de dificuldade e também pela confiança em mim depositada ao longo desses sete anos de convivência.

Ao Pesquisador Seyed Hamed Mirmoradi pelos valiosos conselhos, pelo constante incentivo e pela sincera amizade.

Aos amigos, Professor José Otávio Serrão Eleutério e Fabiano Rodrigues dos Santos, pela parceria na realização desta pesquisa.

À minha namorada, Engenheira Camila Loeffler Carapajó, pela sua contribuição nesta dissertação, pelo constante incentivo na minha vida profissional e por estar sempre ao meu lado.

À banca examinadora, Professores Márcio de Souza Soares de Almeida e Diego de Freitas Fagundes.

Ao M.Sc. Helcio Gonçalves de Souza pelas oportunidades que ofertou em minha vida profissional, pelos valiosos conselhos e pela parceria em diversos trabalhos.

Ao Engenheiro Sérgio Lório pelos ensinamentos, os valiosos conselhos e palavras de incentivo.

A todos os professores da COPPE, em especial ao Professor Ian Schumann Marques Martins, cujos ensinamentos transcendem a vida acadêmica.

Ao Professor Fernando Artur Brasil Danziger pelo reconhecimento e o incentivo na minha vida profissional.

Às secretárias Maria Alice, Andréa e Tatiane, pelo constante apoio e incentivo.

Aos amigos que acompanharam e torceram para que esta dissertação fosse concluída, em especial: Alessandro Cirone, Alex Duarte, Ana Camacho, Arthur Veiga & Raquel Campos, Clayton, Filipe Meana, Iman Hosseinpour, Gilberto Martins, Guilherme Mussi, Gustavo Domingos, Jonio Souza, Lorena Lopes, Mario Nacinovic, Rafael Silva, Ricardo Gil, Robson “Morceção”, Roberto Marinho e Silvana Vasconcelos.

Aos amigos, colegas e funcionários do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

À HUESKER pelo suporte financeiro que possibilitou a realização desta pesquisa.

Aos Engenheiros Flavio Montez e M.Sc André Estevão Silva, CEO da HUESKER North America e Diretor Executivo da HUESKER Brasil, respectivamente. Muito obrigado

pelo apoio na realização desta pesquisa.

À SANSUY, representada pela Engenheira Patrícia Yoshimura, pela valiosa contribuição no fornecimento de materiais utilizados nesta pesquisa.

À GEOMAKS, representada pela Engenheira Maria Francisca, pela valiosa contribuição no fornecimento de materiais utilizados nesta pesquisa.

Ao CNPq e CAPES pelo suporte financeiro desta e de outras pesquisas.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTUDO EM MODELOS FÍSICOS DE ATERRO ESTRUTURADO

Cid Almeida Dieguez

Junho/2019

Orientadores: Mauricio Ehrlich
Seyedhamed Mirmoradi

Programa: Engenharia Civil

A técnica de aterro estruturado tem se mostrado eficaz e econômica como solução geotécnica de aterros sobre solos moles. Resulta em menores recalques e agilidade na construção, quando comparado a outras técnicas. O aterro estruturado consiste na inclusão de uma ou mais camadas de geossintético utilizadas como reforço basal em aterros estaqueados, funcionando como elemento de suporte ao solo entre capitéis. Neste sistema, as cargas do aterro são transmitidas através de três efeitos básicos: arqueamento do solo, tração nos reforços e tensão acima dos capitéis que compõe as estacas.

Métodos analíticos para dimensionamento do aterro estruturado geralmente utilizam análise bidimensional ou tridimensional. Alguns destes métodos combinam as soluções analíticas à dados experimentais, de campo ou modelos físicos.

O presente estudo avalia o comportamento de três modelos físicos realizados em grande escala sob condições de deformação plana, induzindo recalques em diferentes estágios da construção. Consistiu na utilização de uma plataforma hidráulica simulando o solo mole. O solo de aterro é composto por um material granular bem graduado e utilizou-se um sistema pneumático de aplicação de carga para que fosse aplicada uma sobrecarga acima do corpo de aterro. Todos os modelos se assemelham em suas etapas de montagem, possibilitando a comparação de duas diferentes sequências construtivas e dois tipos de compactação do corpo de aterro.

Os modelos foram construídos e instrumentados de forma a monitorar as transferências de carga entre o corpo de aterro e os capitéis e reforço. Recalques acima do corpo de aterro, tensão ao longo do reforço e tensão total acima dos capitéis foram monitorados. Os resultados foram cotejados e comparados com soluções analíticas bidimensionais mostrando boa concordância ao método de EHRlich (2001, *apud* SALES, 2002).

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PHYSICAL MODELS OF A GEOSYNTHETIC-REINFORCED PILE-SUPPORTED EMBANKMENT SYSTEMS

Cid Almeida Dieguez

June/2019

Advisors: Mauricio Ehrlich
Seyedhamed Mirmoradi

Department: Civil Engineering

Geosynthetic-reinforced piled-supported embankment systems (GRPS) is an effective and economical technique for construction of embankments over soft soils, resulting in less settlements and shorter construction times, compared to other methods. A reinforced piled embankment is a single or multi-layer reinforced composite structure made of earth and geosynthetic. It bridges the soft soil between bearing elements. In those systems, embankment load is transmitted by three basic mechanisms: arching effect, tensile force developed by the geosynthetic reinforcement and the loads transferred to the soil between pile caps under the geosynthetic.

Methods to design GRPS use analytical models of 2D or 3D solutions. Other methods use analytical solutions, combining monitoring data of real structures and physical models.

This study evaluates the behavior of three large-scale physical models under plane-strain conditions considering induced settlements applied at different stages of construction. The prototype consists in a hydraulic platform elevator system simulating the soft soil settlement. Backfill is composed by granular well-graded material and surcharge is applied by a pneumatic load system. All the physical models were constructed at similar conditions, except for the construction sequence and compaction.

Those models were assembled and instrumented to monitor the transference of load between the soil, pile caps and reinforcement. Settlements, mobilized tensions along the reinforcement and the total stress at the interface between the pile caps and soil were measured. The results were compared with analytical solutions and indicate good agreement with the design methodology of EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	01
1.1. Relevância e justificativa da pesquisa	01
1.2. Objetivos da pesquisa	02
1.3. Estrutura e descrição dos capítulos	03
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	04
2.1. Aterros Estruturados	04
2.1.1. Conceitos preliminares	05
2.1.2. Metodologia construtiva	08
2.1.3. Altura crítica nos aterros estruturados	09
2.1.4. Geometria do aterro estruturado	10
2.2. Métodos de dimensionamento	11
2.2.1. Método de dimensionamento da British Standard (BS 8006:2010)	14
2.2.1.1 Formulação de Marston para cálculo do carregamento distribuído sobre o reforço	15
2.2.1.2 Formulação de Hewlett e Randolph (1988) para cálculo do carregamento distribuído sobre o reforço.....	16
2.2.2. Método de dimensionamento de GIROUD <i>et al.</i> (1990)	18
2.2.3. Método de dimensionamento de EHRLICH (2001, <i>apud</i> SALES, 2002)	20
2.2.4. Método de dimensionamento de ZHUANG <i>et al.</i> (2014)	25
2.3. Modelos físicos de aterro estruturado	27
2.3.1. Conclusões relevantes aos modelos físicos apresentados	29
2.4. Casos de obras instrumentadas	30
2.4.1. Aterro experimental no Brasil, elaborado por SPOTTI (2006)	32
2.4.1.1 Comentários e conclusões sobre o aterro experimental de SPOTTI (2006)	37
3. MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1. Modelo físico de aterro estruturado	39
3.1.1. Etapas de montagem do modelo físico	43
3.1.2. Metodologia da construção do aterro	45
3.1.3. Ensaios realizados no modelo físico	46
3.2. Instrumentação do modelo físico	48
3.2.1. Procedimentos de calibração dos transdutores	48

3.2.2. Tensões totais acima dos capitéis	51
3.2.3. Deslocamentos e cargas sob a plataforma hidráulica	53
3.2.4. Medidor de deslocamento vertical (recalques)	54
3.3. Caracterização do solo de aterro e do reforço geossintético	55
3.3.1. Caracterização do solo de aterro	55
3.3.2. Caracterização do reforço geossintético	57
3.4. Deformações e cargas no reforço	59
3.4.1. Modelagem física	59
3.4.2. Procedimentos analíticos	60
3.4.2.1. Cálculo das cargas no reforço pela Norma BS-8006:2010	60
3.4.2.2. Cálculo das cargas no reforço pelo método de EHRlich (2001)	61
3.4.2.3. Cálculo das cargas no reforço pelo método GIROUD <i>et al</i> (1990)	66
3.4.2.4. Cálculo das cargas no reforço pelo método ZHUANG <i>et al.</i> (2014) ...	67
4. ANÁLISE E RESULTADOS DOS MODELOS FÍSICOS	68
4.1. Deformação e cargas no reforço	68
4.1.1. Cargas medidas na modelagem física	68
4.1.2. Cargas calculadas utilizando procedimentos analíticos	71
4.1.3. Comparação das cargas no reforço, medidas e calculadas	72
4.2. Recalques na superfície do aterro	74
4.3. Tensões acima dos capitéis.....	76
4.4. Mecanismos de transferência de carga	82
4.5. Eficiência na transmissão de carga	84
5. CONCLUSÕES	89
5.1. Considerações iniciais	89
5.2. Altura crítica e a geometria do modelo físico de aterro estruturado	89
5.3. Deformação e cargas no reforço	89
5.3.1. Cargas medidas no reforço	89
5.3.2. Comparação das cargas no reforço, medidas e calculadas	90
5.3.3. Comparação das deflexões abaixo do reforço, medidas e calculadas	91
5.4. Recalques acima do corpo de aterro	91
5.5. Tensões acima dos capitéis	91
5.6. Mecanismos de transferência de carga	92
5.6.1. Eficiência da transmissão de carga	92
5.7. Sugestões para pesquisas futuras	93
REFERÊNCIAS	94
ANEXO I – CURVAS DE AFERIÇÃO DOS INSTRUMENTOS	99
ANEXO II – PRODUÇÃO CIENTÍFICA RELACIONADA	111

1. INTRODUÇÃO

Nesta pesquisa, estuda-se o comportamento de aterros estruturados através de modelagem física, em escala próxima à real. Este tipo de solução vem sendo cada vez mais aplicado, em vista de vantagens técnicas e executivas. Buscando o avanço no entendimento dos mecanismos de comportamento, um modelo instrumentado foi construído na condição de deformação plana. O modelo físico se mostrou versátil, favorecendo diferentes configurações para uma ampla gama de estudos. A construção foi em etapas e para a compactação do solo se utilizaram compactadores leve e pesado. Foi possível avaliar fenômeno de arqueamento do solo, o efeito membrana do reforço, a transferência de carga entre o corpo de aterro e os capitéis, e a influência da compactação no comportamento. Uma plataforma hidráulica simulou os recalques no solo mole e avaliou-se seus reflexos no corpo do aterro, em diferentes etapas. Carregamentos uniformemente distribuídos no topo do aterro foram aplicados utilizando-se de bolsas de ar comprimido. Visando analisar o impacto nos resultados, variou-se também a sequência da aplicação de carga e do rebaixamento da plataforma. Com o objetivo de verificar a capacidade de previsão, cotejaram-se valores medidos e calculados utilizando métodos analíticos encontrados na literatura técnica.

1.1. RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO

Aterro estaqueado com reforço basal, ou simplesmente aterro estruturado, é uma técnica aplicada para estabilização de obras de aterro sobre solos moles, tendo como principais características: rápida execução e recalques reduzidos. Tratam-se de aterros compactados e reforçados, com uma ou mais camadas geossintético em sua base, sobre estacas, usualmente com capitéis. Formam, portanto, uma estrutura composta que tem por finalidade transferir grande parte ou a totalidade do peso do aterro a camadas geotecnicaamente competentes. Os mecanismos que tornam o aterro estruturado uma técnica eficaz estão relacionados ao arqueamento do solo e ao efeito membrana do reforço, além da capacidade de carga das estacas.

Estudos empíricos para o entendimento do fenômeno de arqueamento em solo granular remontam o final do século XIX, discutidos por TERZAGHI (1943). GIROUD *et al.* (1990) introduzem o conceito de membrana tensionada, incorporam-na à teoria de arqueamento do solo e sugerem metodologia de dimensionamento de reforço para assegurar a estabilidade de aterros sujeitos ao aparecimento de cavidades.

Para a representação da solução de aterro estruturado diversos autores realizaram

modelos físicos para os casos bidimensionais, em que os capitéis têm a forma de viga de cobertura e apoiados em duas ou mais estacas (e.g.: HEWLETT e RANDOLPH, 1988; LOW *et al.*, 1994; HORGAN e SARSBY, 2002; VAN EEKELEN *et al.*, 2003; JENCK, 2005; CHEN *et al.*, 2008; ANTOINE, 2010). Nos casos de modelos físicos tridimensionais, observa-se capitéis em formatos quadrados ou circulares e a preferência por representar um grupo maior de estacas isoladas (e.g.: KEMPFERT *et al.*, 1999; DEMERDASH, 1996; HEITZ *et al.*, 2008; VAN EEKELEN, 2011a; HARTMANN, 2012; PINTO, 2013; FAGUNDES, 2016), muitos deles realizados em centrífuga geotécnica.

No entanto, não se observa na literatura modelos experimentais de aterro estruturado de grandes dimensões que permitam análises detalhadas dos mecanismos envolvidos sob condições controladas de laboratório. Além da semelhança geométrica e física, tais modelos permitem uma construção mais próxima à real, incluindo a compactação do solo. Tem-se viável também uma instrumentação mais detalhada, o que é de grande valia no entendimento de aspectos fundamentais do comportamento desse tipo de estrutura.

1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo geral da pesquisa foi desenvolver um modelo físico em grande escala e metodologia de execução de ensaios que permitissem avaliar o processo de transferência de carga entre o corpo de aterro e os capitéis, possibilitando monitorar todo o processo construtivo. Verificou-se o impacto da variação da sequência da aplicação das cargas externas e do rebaixamento da plataforma hidráulica, que simula as deformações na camada de solo mole, além do tipo de compactação do solo de aterro. Buscando-se verificar a capacidade de predição dos métodos, compararam-se os resultados das cargas monitoradas no reforço geossintético com predições de metodologias analíticas usualmente empregados nesse tipo de projeto.

1.3. ESTRUTURA E DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

No segundo capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica. Descrevem-se conceitos teóricos, aspectos construtivos, materiais e recomendações técnicas comumente utilizadas na construção de aterros estruturados construídos sobre solos com baixa capacidade de suporte. Discute-se a utilização do geossintético como reforço basal desses aterros. São abordadas metodologias analíticas relevantes a projetos dessas estruturas e ao estudo dos modelos físicos sob condição de

deformação plana.

O terceiro capítulo descreve materiais e métodos. Apresenta-se o modelo físico, a caracterização da geogrelha utilizada nas montagens, procedimento construtivo e a instrumentação empregada. Descrevem-se os ensaios faixa larga efetuados na geogrelha e a calibração dos instrumentos.

No quarto capítulo são apresentados os resultados dos ensaios. Tem-se as cargas inferidas no reforço geossintético, os recalques medidos pontualmente na superfície do aterro e as tensões que atuam diretamente sobre os capitéis no centro e nos bordos. As cargas medidas no reforço foram comparadas com valores calculados utilizando métodos analíticos disponibilizados na literatura técnica.

No quinto e último capítulo são apresentadas as conclusões e apontadas sugestões para pesquisas futuras.

Ao final da dissertação listam-se as referências bibliográficas consultadas no presente trabalho e em anexo as calibrações dos instrumentos empregados na modelagem física.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apresentam-se conceitos teóricos, aspectos construtivos, materiais e recomendações técnicas comumente utilizadas na construção de aterros estruturados. Discute-se a utilização de geossintéticos como reforço basal em aterros estaqueados construídos sobre solos com baixa capacidade de suporte. São apresentadas metodologias analíticas encontradas na bibliografia técnica para condições de deformação plana.

2.1. ATERROS ESTRUTURADOS

Aterros estaqueados reforçados, ou estruturados, tem se mostrado uma solução cada vez mais empregada, em alternativa a soluções convencionais, tais como trocas de solo, total ou parcial, ou a construção de bermas para garantir o equilíbrio do corpo principal do aterro. Aterros estruturados transmitem parte do peso do aterro às estacas e destas às camadas geotecnicamente competentes, minimizando recalques e evitando possíveis instabilidades do solo mole (VERTEMATTI, 2015).

O uso do geossintético como reforço basal favorece o melhor desempenho global do aterro sobre estacas, conferindo ao aterro estruturado características adicionais como: a separação do material do aterro do material natural; a distribuição e transmissão das cargas para as estacas que não foram transmitidas por arqueamento do solo; a distribuição e a transmissão das cargas horizontais provenientes do aterro para as estacas; além do reforço da base do aterro em si. Na prática, a utilização de geogrelhas como reforço basal permite um maior espaçamento entre estacas, quando comparado ao dimensionamento de aterros estruturados sem reforço basal (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

A consolidação das técnicas e a versatilidade no uso dos geossintéticos em obras geotécnicas resultam em soluções mais rápidas, confiáveis e por vezes mais econômicas. No Brasil, o emprego do geossintético e o contínuo crescimento de sua utilização em obras geotécnicas é justificado por fatores como: o contínuo aprimoramento e melhoria da qualidade dos geossintéticos; redução do custo de fabricação do geossintético; redução do tempo de execução de obras; melhoria das metodologias de projeto, resultados de pesquisa e observação de casos históricos com geossintéticos; possibilidade de soluções sustentáveis, resultando em menores impactos ambientais (PALMEIRA, 2018).

2.1.1. CONCEITOS PRELIMINARES

O mecanismo de estabilização de um aterro estaqueado se relaciona basicamente ao fenômeno de arqueamento do solo, observado por TERZAGHI (1943). O arqueamento ocorre quando há movimento relativo entre massas adjacentes de solo, podendo gerar uma redução ou um acréscimo de tensões devido ao redirecionamento das cargas atuantes na estrutura (peso próprio do aterro e sobrecargas).

O efeito do arqueamento do solo pode ser demonstrado pelo experimento de alçapão (“*trap-door*”), descrito em TERZAGHI e PECK (1967). No experimento da Figura 2.1.a, utilizou-se uma caixa preenchida com material granular, sem coesão e de peso específico conhecido, montada sobre uma plataforma fixa e um alçapão móvel ao fundo. O aparato permite que se desloque o alçapão para baixo ao mesmo tempo em que se monitora as tensões verticais sobre o mesmo. Ao rebaixar o alçapão, as tensões verticais na base do aparato (que antes eram iguais as tensões geostáticas) decrescem rapidamente a uma pequena fração do que era antes, não maior do que a tensão equivalente ao peso do solo sob a área *abe* sombreada na Figura 2.1.a. Pode-se explicar esta transferência de carga pela mobilização das tensões cisalhantes na lateral do prisma de solo deslocado para baixo, delimitado pelas seções *ac* e *bd*. O resultado do experimento é representado pelo diagrama de tensões verticais antes e após-rebaixamento, na Figura 2.1.b.

Para compreender o comportamento do aterro estruturado é necessário conhecer os elementos que o compõe, assim como, o mecanismo de transferência das tensões acima das estacas e o efeito de membrana devido ao uso do reforço basal descrito por GIROUD et al (1990). Esses mecanismos são complexos, e segundo PALMEIRA (2018), devido às simplificações adotadas nas análises, a acurácia das soluções existentes ainda deve ser discutida.

GIROUD et al. (1990) introduzem o conceito de membrana tensionada, incorporam-na analiticamente à teoria de arqueamento do solo e sugerem metodologia de dimensionamento de reforço para assegurar a estabilidade de aterros sujeitos ao aparecimento de cavidades. O efeito de membrana tensionada também ocorre no aterro estruturado reforçado quando, devido a recalques em camadas subjacentes, o geossintético é tensionado suportando cargas verticais e promovendo estabilidade lateral. As análises apresentadas por GIROUD et al. (1990) mostram que negligenciar o efeito de arqueamento é excessivamente conservador para o dimensionamento deste e muitos outros casos.

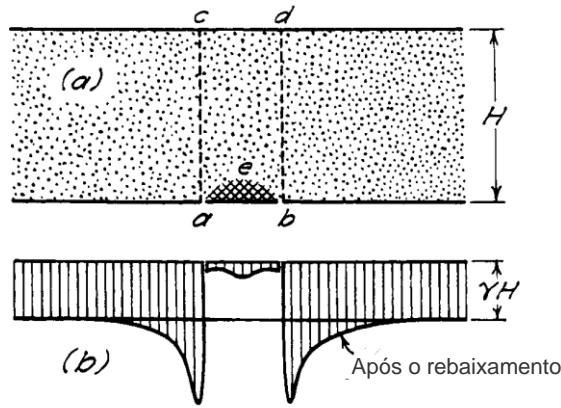


Figura 2.1. a) Ilustração do aparato para investigação do fenômeno de arqueamento em solos granulares não coesivos; b) tensão vertical sobre a plataforma e o alçapão, antes e depois do rebaixamento (adaptado de TERZAGHI e PECK, 1967).

Na Figura 2.2 ilustra-se o efeito de membrana tensionada e apresenta algumas das variáveis utilizadas para o cálculo da tração atuante no reforço.

Para permitir a transferência do peso do aterro para as estacas geralmente utilizam-se capitéis, elementos rígidos de seção circular ou quadrada, apoiados sobre estacas que transmitem as cargas a um substrato de maior resistência. Na Figura 2.3 são apresentados os componentes da técnica de aterro estruturado, utilizando geossintético como reforço basal e estacas de concreto como elemento estrutural de transferência de cargas ao solo competente.

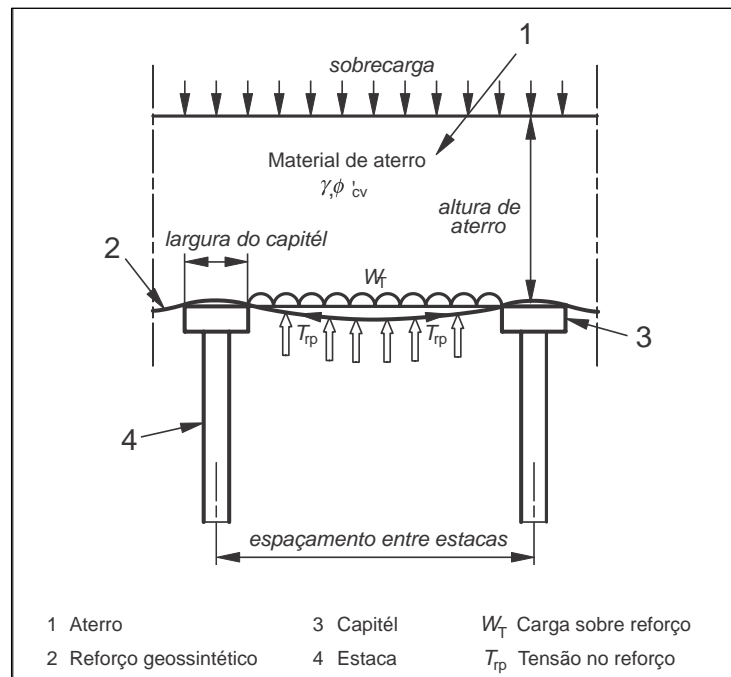


Figura 2.2. Efeito de membrana tensionada no reforço geossintético (adaptado de BS8006-1:2010).

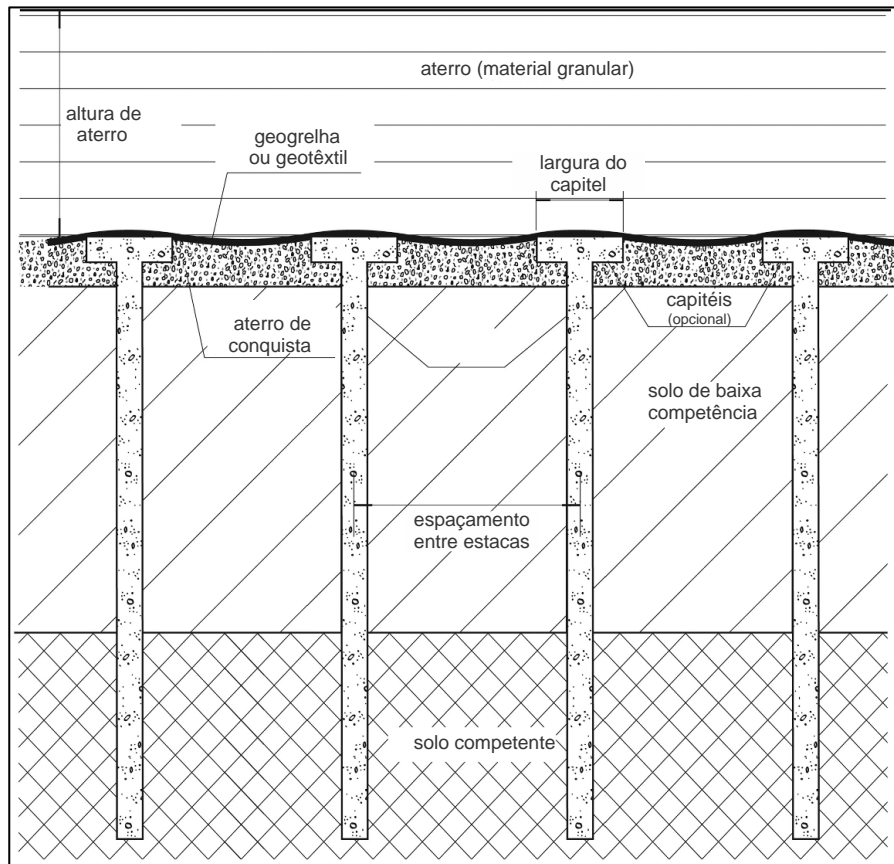


Figura 2.3. Componentes de um aterro estruturado reforçado com geossintético (adaptado de ALMEIDA e MARQUES, 2014).

VAN EEKELEN (2010, *apud* ALMEIDA e MARQUES, 2013) resumem em três os mecanismos básicos de transferência de carga em aterros estruturados: A) cargas direcionadas sobre os capitéis, pelo efeito de arqueamento do solo de aterro; B) cargas direcionadas ao geossintético, pelo efeito de membrana tensionada; C) cargas suportadas pelo solo entre capitéis, negligenciadas caso o solo seja muito mole. A Figura 2.4 ilustra esses mecanismos de transferência de carga.

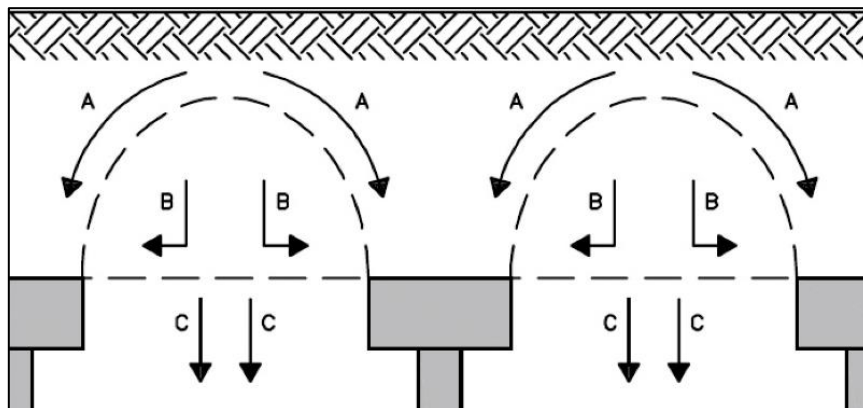


Figura 2.4. Mecanismos de transferência de carga no aterro estruturado (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

2.1.2 METODOLOGIA CONSTRUTIVA

Nas construções sobre depósitos de argilas moles a primeira providência é a execução do aterro de conquista permitindo o acesso de equipamentos para cravação das estacas. Recomenda-se a utilização de material granular associado a uma camada de geotêxtil para separação do material natural (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Os capitéis, pré-fabricados ou moldados *in loco*, devem ser apoiados sobre as estacas podendo ser posicionados em nível acima do aterro de conquista (sequência AC da Figura 2.5) ou embutidos (sequência BD da Figura 2.5).

O reforço geossintético utilizado no aterro estruturado requer diversos cuidados desde o transporte, armazenamento e procedimentos de instalação do mesmo. A BS 8006 (2010) apresenta uma seção dedicada aos cuidados necessários para evitar danos pelo manuseio, exposição à radiação solar, e também recomendações práticas dos procedimentos de instalação e emendas do reforço sobre os capitéis.

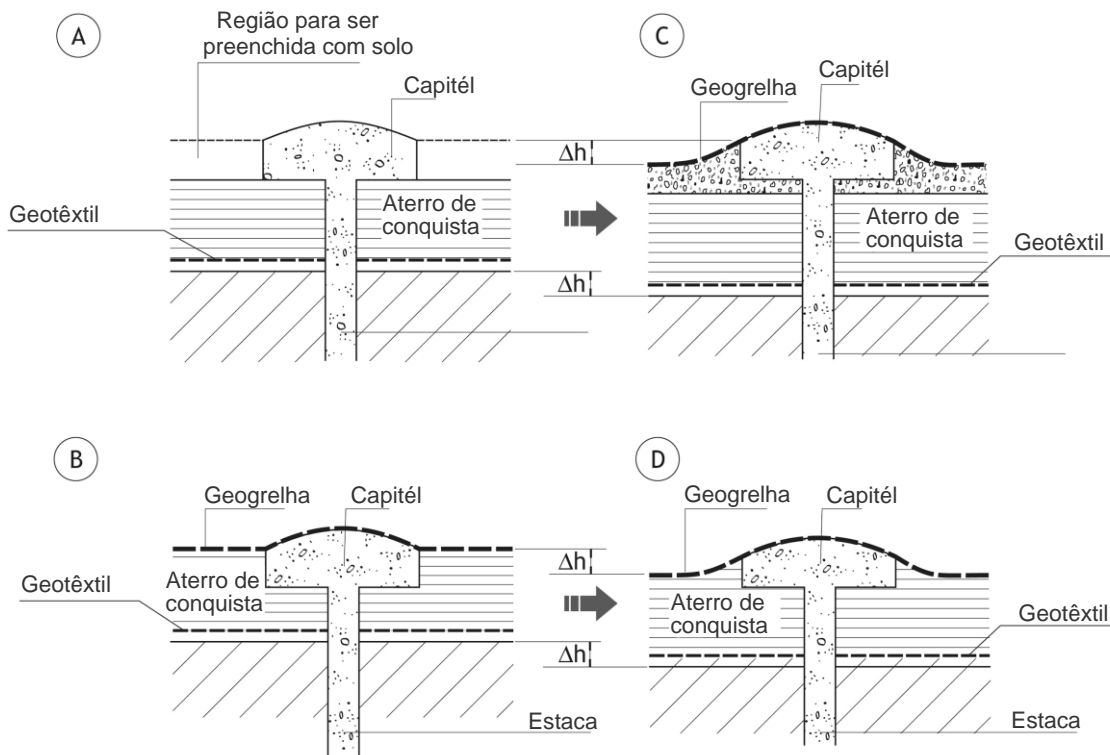


Figura 2.5. (A) e (C) Capitel executado acima do terreno; (B) e (D) capitel executado embutido no terreno (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

VERTEMATTI (2015) aponta uma sequência de detalhes técnicos e recomendações para execução de aterro estruturado:

- Especificação adequada do material de aterro, desejável comportamento

friccional (típico de solos granulares). Podendo, a princípio, utilizar solos com coesão efetiva não nula (e.g.: solos residuais encontrados no Brasil);

- Detalhamento geométrico dos capitéis quanto ao uso de chanfros arredondados em suas arestas, ajudando para que o reforço não seja danificado durante a instalação e vida útil;
- Utilização de geossintético não tecido de elevada gramatura sobre os capitéis, estendendo-se além destes, como medida adicional de proteção;
- Preferencialmente as emendas devem ser localizadas sobre os capitéis, sendo de grande importância definir comprimento e largura da bobina de geossintético compatíveis com a geometria do aterro estruturado, incluindo os valores de traspasse necessário as emendas;
- Ancoragem do geossintético em valetas nas laterais do aterro e, posteriormente, iniciar a sequência construtiva do lançamento do aterro de “fora para dentro” posicionando adequadamente o geossintético sem dobras ou folgas na instalação ou traspasse. A sequência construtiva executada em sentido inverso pode ocasionar em deslocamento da geogrelha;
- Realizar uma compactação cuidadosa nas primeiras camadas de aterro, evitando o tráfego de equipamentos pesados nas fases iniciais e em proximidade dos capitéis, quando o aterro ainda não tiver alcançado a altura do projeto.

2.1.3 ALTURA CRÍTICA NOS ATERROS ESTRUTURADOS

A ocorrência de recalques na base e as movimentações no corpo de aterro são fundamentais para a mobilização das tensões cisalhantes e por consequência o surgimento do efeito de arqueamento do solo. Entretanto, é desejável que no período pós-construtivo de um aterro estruturado, os recalques diferenciais se apresentem mínimos na superfície do aterro. FAGUNDES (2016) destaca que a condição ideal no estado de serviço de um aterro estruturado é que não haja recalques diferenciais na superfície e afirma que o valor calculado da eficiência de um aterro tem forte dependência com a relação altura do aterro e espaçamento entre os capitéis. É desejável que o projetista dimensione a camada de aterro sendo superior à altura crítica, fazendo com que a formação dos “arcos de tensão” contribua para a transferência das cargas diretamente aos capitéis.

A Tabela 2.1 apresenta a contribuição de diversos autores e suas formulações do cálculo da altura crítica em função da altura do aterro e espaçamento entre os capitéis, com base em dados experimentais e casos de obras monitoradas.

Tabela 2.1. Formulações propostas na literatura para cálculo da altura crítica (H_{cr}) em aterros estaqueados (adaptado de FAGUNDES, 2016).

Referência	Altura crítica H_{cr} (m)
Carlsson (1987)	1,0 (s - a)
Demerdash (1996)	1,7 (s - a)
Nordic Handbook (2002)	1,2 (s - a)
Chen et al. (2008)	(1,4 ~ 1,6) (s - a)
BS8006 (2010)	1,4 (s - a) (arqueamento total) 0,7 (s - a) (arqueamento parcial)
Zhuang et al. (2010)	1,5 (s)
McGuire <i>et al.</i> (2012)	$1,15s' + 1,44d$
Fagundes (2016)	2,5 (s - d)

Onde:

s é o espaçamento entre eixo de estacas adjacentes;

a é a largura do capitel, considerando seção quadrada.

MCGUIRE *et al.* (2012) define que o parâmetro s' seja calculado pelo semi-vão da maior distância entre capitéis e que d seja o diâmetro de um capitel com seção circular ou o diâmetro equivalente da seção do capitel quadrado (aproximadamente 1,128 vezes a largura do capitel). O autor, realizando ensaios em modelos físicos em escala reduzida, concluiu que a altura crítica é a espessura de material de aterro necessária para que, na ocorrência de recalques na base do aterro suportado, não se verifiquem recalques diferenciais mensuráveis na superfície. Assinala ainda que esta definição é a mesma utilizada por NAUGHTON (2007) e que outros autores como HORGAN e SARSBY (2002) e CHEN *et al.* (2008) adotam outra definição, estabelecendo a altura crítica como a altura a partir da qual um carregamento na superfície passa a ser transferido diretamente aos capitéis e suas estacas.

2.1.4 GEOMETRIA DO ATERRO ESTRUTURADO

Tipicamente em aterros estruturados o posicionamento das estacas em planta tem arranjo em malha triangular ou retangular, utilizando capitéis isolados sobre as estacas (Figura 2.6.a e b). Uma configuração possível, porém, menos vista na

literatura, é a utilização como capitel de uma viga ligando duas ou mais estacas (Figura 2.6.c e 2.7). A configuração como viga de cobertura tem a vantagem de reduzir os recalques diferenciais, e também os efeitos adversos do empuxo lateral sobre as estacas quando da execução do aterro LOW et al. (1994).

SALES (2002) comenta que a configuração do arqueamento bidimensional, inerente ao arranjo em viga de cobertura (como é ilustrada na Figura 2.7), permite maior simplicidade da modelagem computacional, e facilita o melhor entendimento de aspectos envolvidos no comportamento global do sistema. Este comentário também pode ser estendido aos modelos físicos objeto da presente pesquisa.

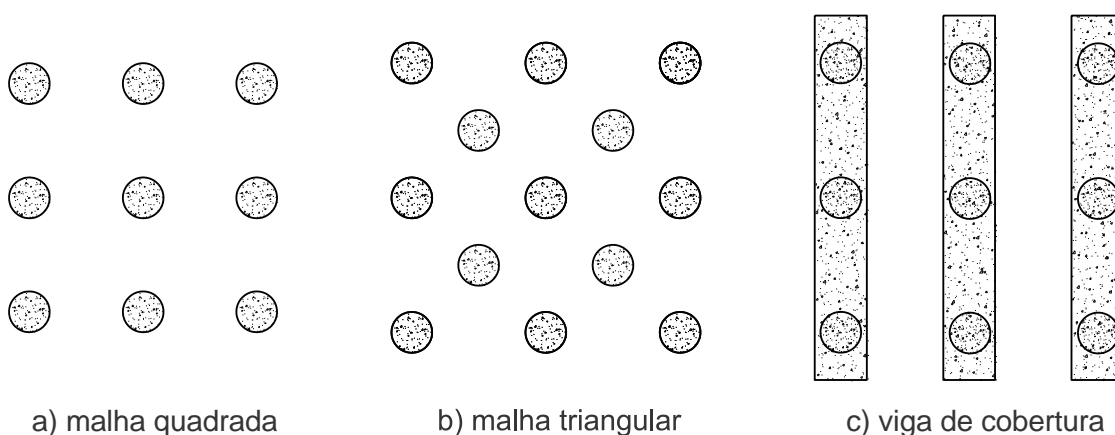


Figura 2.6. a) Arranjo de estacas em malha quadrada; b) malha triangular; c) uso de viga de cobertura sobre as estacas.

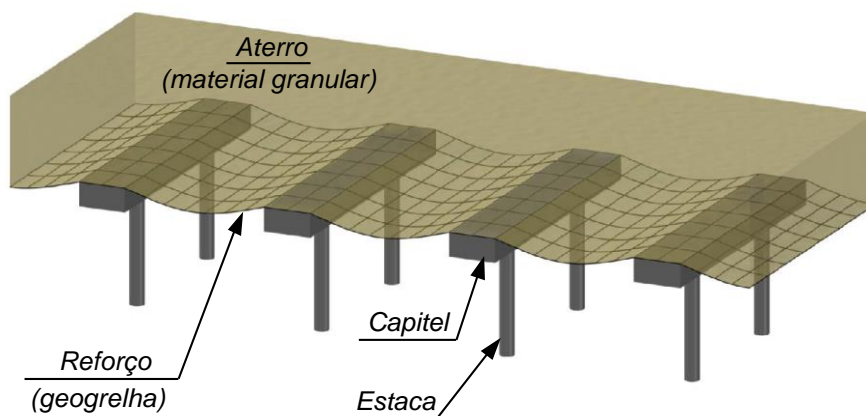


Figura 2.7. Uso do capitel como viga de cobertura sobre as estacas.

2.2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Os projetos de aterros estruturados, como qualquer outra obra geotécnica, devem contemplar verificações para os estados-limites último e de serviço. VERTEMATTI (2015) recomenda a verificação dos seguintes estados-limites últimos

para o dimensionamento: capacidade de carga para as estacas; extensão lateral do estaqueamento, sob o talude; arqueamento da carga vertical; escorregamento lateral; e estabilidade global. No presente estudo, serão avaliadas a deflexão no reforço e as cargas mobilizadas nos capitéis e no reforço.

SPOTTI (2006) desenvolve extensa revisão bibliográfica dos métodos de dimensionamentos de aterros estaqueados e reforçados que se limita a procedimentos apresentados até 2004. Ademais, agrupa e resume estes métodos, expondo as principais características, contribuições e as limitações de cada método, derivações e/ou agrupamentos de estudos de outros autores, que serão reproduzidas a seguir.

- TERZAGHI (1943): Conduziu o experimento do alçapão (“trap-door”) em laboratório. Contribuiu para o entendimento do fenômeno de arqueamento do solo. Sua análise leva em consideração as cargas atuantes e a resistência ao cisalhamento do solo; é calculado pelo equilíbrio de forças na direção vertical, sob análise bidimensional. Apesar de simples, um dos principais problemas deste método é que o coeficiente de empuxo no repouso não é conhecido e pode variar com a profundidade (ZHUANG, 2009).
- JOHN (1987): Estudo desenvolvido a partir da análise do arco formado no reforço, após o carregamento. Modelo matemático com enfoque principalmente na geometria do problema, não considerando parâmetros de resistência do solo de aterro. O método é válido para reforços em uma ou mais camadas, permitindo a determinação da tração no reforço pela formulação de Marston, inicialmente elaborada para solução de dimensionamento de dutos enterrados.
- HEWLETT & RANDOLPH (1988): Realizaram estudo experimental em modelo físico em escala reduzida, sem uso de reforço. Apresentaram modelo matemático que idealiza a formação de domos (arcos semicirculares tridimensionais) que transmitem grande parte do carregamento do aterro para as estacas, quantificando o efeito de arqueamento. Introduziram o conceito de eficiência do arqueamento (E), definindo a parcela de carregamento transferida as estacas e a camada de solo compressível. Além de desconsiderar a inclusão do reforço, o método também não avalia a reação da camada compressível e o módulo elástico do material da estaca na determinação da eficiência do arqueamento (HAN & GABR, 2002).
- JONES *et al.* (1990): Apresentaram estudos baseados nos parâmetros do solo de aterro e na geometria do problema, analisando os arcos formados no reforço após

o carregamento. Estudaram a transferência da carga vertical do aterro para os capitéis através da inclusão do reforço; determinaram o valor da tração atuante no reforço com base em um carregamento vertical distribuído na forma catenária aproximada a uma parábola (LEONARD, 1988). O método analítico também avalia a tração atuante no reforço devido ao esforço horizontal, mas não considera o valor da reação oferecida abaixo do reforço devido à camada compressível.

- LOW *et al.* (1994): Conduziram estudos em modelos físicos, em escala reduzida, de aterro suportado por estacas e capitéis em formato de viga de cobertura (modelo bidimensional). Desenvolveram método analítico para as situações sem reforço e com reforço. Seu método determina o valor da tração e da deflexão no reforço baseados na eficiência do arqueamento (E) nos parâmetros do solo de aterro, considerando também o valor da reação oferecida abaixo do reforço devido à camada compressível. Em sua conclusão sobre os resultados obtidos com os modelos de laboratório e o uso de isopor sob a camada de aterro, comentam a necessidade de um estudo mais aprofundado de materiais que simulem corretamente o comportamento de um solo compressível.
- KEMPFERT & STADEL (1995) e KEMPFERT *et al.* (1997): Basearam-se nos estudos de HEWLETT & RANDOLPH (1988) e estenderam o método para o caso de inclusão do reforço. Analisaram a distribuição do carregamento para malha quadrangular e triangular e, a partir do valor da eficiência do arqueamento (E) definiram a tração atuante no reforço.
- ROGBECK *et al.* (1998): Desenvolveram seu método a partir dos resultados obtidos com instrumentação de campo em uma área experimental. Analisaram duas situações distintas: trecho escavado e trecho escavado preenchido com espuma. Apresentam modelo matemático para determinação da tração do reforço, e dimensionado para situação bidimensional e tridimensional. Para a validade do método, a área coberta por capitéis deve ser pelo menos menor que 10,0 % da área total da base do aterro; LOVE & MILLIGAN (2003) sugerem que a área coberta por capitéis varie entre 10,0 % a 25,0 % da área total da base do aterro. Além disso, o método é baseado principalmente em fatores geométricos e não depende dos parâmetros do solo de aterro.
- EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002): Apresentou modelo matemático para determinação do valor de tração no reforço, considerando duas situações distintas: transferência total e nula de esforços na interface entre o solo e o reforço

na região sobre o capitel. O método de equilíbrio limite é baseado na geometria e nos parâmetros de resistência do solo de aterro. Estudos numéricos de SALES (2002) verificaram boa correlação entre o modelo de EHRlich (2001) e resultados compatíveis com os valores experimentais obtidos por RUSSELL & PIERPOINT (1997).

- KEMPFERT *et al.* (2004): Realizaram modelo físico em escala reduzida analisando o arqueamento ocorrido no material de aterro (domo multiesférico). Em laboratório observaram que a máxima deformação no reforço está concentrada na faixa entre dois capitéis vizinhos. Através dos estudos realizados apresentam recomendações para o espaçamento entre eixos das estacas, número e distância vertical entre camadas de reforço. Seu método de dimensionamento considera o valor da reação oferecida abaixo do reforço devido à camada compressível (aderindo ao cálculo, o módulo de reação sob o reforço). A tração no reforço foi estimada baseando-se na teoria de membrana tensionada. Posteriormente, estudos comparativos realizados por NAUGHTON & KEMPTON (2005) mostraram que a determinação da tração no reforço pelo método apresentado por KEMPFERT *et al.* (2004) resultaram em valores 1,45 a 1,50 vezes maiores do que os valores obtidos pelo método proposto por KEMPFERT *et al.* (1997).

A partir de 2004 encontram-se na bibliografia a apresentação de diversos outros métodos para dimensionamento de aterros estruturados (*e.g.*: ABUSHARAR *et al.*, 2009; CHEVALIER *et al.*, 2011; VAN EEKELEN *et al.*, 2013b; ZHUANG *et al.*, 2014). Alguns destes métodos ganharam notoriedade por sua adoção em referências normativas, entre as mais recentes: EBGEO (2011), BS 8006 (British Standard, 2010) e CUR 226 (2015). No Brasil, dentre os métodos apresentados, destaca-se o uso da BS 8006, que está presente em praticamente todos livros e trabalhos de referência no assunto (*e.g.*: ALMEIDA e MARQUES, 2014; VERTEMATTI, 2015; FAGUNDES, 2016; PALMEIRA, 2018).

Apresentam-se a seguir, de forma mais detalhada, alguns procedimentos de análise e projeto que serão utilizados para cotejamento com os resultados obtidos na modelagem física.

2.2.1 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DA BRITISH STANDARD (BS 8006:2010)

A versão mais recente da norma inglesa (corrigida em 2012) permite o cálculo

da carga distribuída no reforço de duas formas distintas: Marston (JOHN, 1987) ou HEWLETT e RANDOLPH (1988). Na formulação de Marston, utilizam-se somente parâmetros geométricos, desconsiderando no cálculo os parâmetros de resistência do solo. Já a formulação de HEWLETT e RANDOLPH (1988), além da geometria e do ângulo de atrito do solo, o cálculo também considera a eficiência de transmissão das cargas às estacas. O método incorpora ainda fatores de majoração dos esforços e minoração das resistências, que na comparação com os resultados da modelagem física serão considerados iguais à unidade.

2.2.1.1 Formulação de Marston para cálculo do carregamento distribuído sobre o reforço

Os parâmetros necessários para a utilização desta metodologia são:

p_{cap} é a tensão vertical acima dos capitéis;

γ é peso específico do material de aterro;

q é a sobrecarga aplicada na superfície do aterro;

h é a altura de aterro;

s é o espaçamento entre eixo de estacas adjacentes;

a é a largura do capitel, considerando seção quadrada*;

*(caso seja uma seção circular, calcular uma seção quadrada de área equivalente)

w_T é o carregamento distribuído sobre o reforço;

C_c é o coeficiente de arqueamento do solo;

Inicialmente, avalia-se pelas expressões condicionais (2.1) e (2.2) a ocorrência do efeito de arqueamento no interior do material de aterro. Para garantir que ocorra o efeito de arqueamento do solo a BS 8006 tem sob hipótese que a altura mínima de aterro é a altura crítica h_{cr} e, portanto, ao menos uma das seguintes condições deve ser atendida:

$$0,7.(s - a) \leq h \leq 1,4.(s - a) \quad (\text{arqueamento parcial}) \quad (2.1)$$

$$h > 1,4.(s - a) \quad (\text{arqueamento total}) \quad (2.2)$$

Define-se o coeficiente de arqueamento do solo que pode ser obtido pelas expressões (2.3) ou (2.4). Para estacas rígidas, resistindo pela ponta:

$$C_c = 1,95 \cdot \frac{h}{a} - 0,18 \quad (2.3)$$

Para estacas resistindo por atrito lateral e outros tipos de estacas ou colunas:

$$C_c = 1,50 \cdot \frac{h}{a} - 0,07 \quad (2.4)$$

Calcula-se, então, a tensão vertical atuante sobre o capitel, obtida por:

$$p_{cap} = \left(\frac{C_c \cdot a}{h} \right)^2 \cdot (\gamma \cdot h + q) \quad (2.5)$$

Por fim, a carga distribuída w_T , que atua sobre o reforço que cobre o vão livre entre capitéis, é calculada de acordo com as hipóteses do efeito de arqueamento parcial ou total, assumidas nas equações (2.1) e (2.2):

$$w_T = \frac{1,4 \cdot s \cdot \gamma (s - a)}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - \frac{a^2 \cdot p_{cap}}{\gamma \cdot h + q} \right] \quad (\text{arqueamento total}) \quad (2.6)$$

$$w_T = \frac{s \cdot (\gamma \cdot h + q)}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - \frac{a^2 \cdot p_{cap}}{\gamma \cdot h + q} \right] \quad (\text{arqueamento parcial}) \quad (2.7)$$

2.2.1.2 Formulação de HEWLETT e RANDOLPH (1988) para cálculo do carregamento distribuído sobre o reforço

A formulação é extensa e a norma recomenda a adoção de coeficientes parciais (A, B, C e β), utilizando, além dos parâmetros já apresentados, o coeficiente de empuxo passivo k_p , estimado pelo ângulo de atrito (ϕ) do material de aterro:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (2.8)$$

O cálculo dos coeficientes parciais é feito pelas seguintes expressões:

$$A = \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2 \cdot (k_p - 1)} \quad (2.9)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot k_p - 2}{2 \cdot k_p - 3} \right) \quad (2.10)$$

$$C = \frac{s - a}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot k_p - 2}{2 \cdot k_p - 3} \right) \quad (2.11)$$

$$\beta = \frac{2 \cdot k_p}{(k_p + 1) \cdot \left(1 + \frac{a}{s}\right)} \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-k_p} - \left(1 + k_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (2.12)$$

A eficiência do arqueamento (razão entre a carga suportada pelas estacas e o peso do aterro somado à sobrecarga) E_{min} , é admitida como o menor dos valores calculados nas equações (2.13) e (2.14), sob hipótese de duas condições críticas: eficiência na ocorrência de compressão máxima na coroa, E_{coroa} , (ápice da formação dos arcos) ou tensão máxima sobre os capitéis, E_{cap} .

$$E_{coroa} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2 \right] \cdot (A - A \cdot B + C) \quad (2.13)$$

$$E_{cap} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (2.14)$$

Para o cálculo do carregamento distribuído no reforço utiliza-se a seguinte equação:

$$w_T = \frac{s \cdot (\gamma \cdot h + q)}{s^2 - a^2} \cdot (1 - E_{min}) \cdot s^2 \quad (2.15)$$

LOVE e MILLIGAN (2003, apud PALMEIRA, 2015) indicam preferencialmente a utilização de geogrelhas biaxiais como reforço. Porém, geogrelhas uniaxiais, quando utilizadas, devem ser dispostas com a direção de maior rigidez orientada paralela e transversalmente, de forma alternada. O cálculo do carregamento distribuído sobre o reforço é realizado em função da tensão vertical que age sobre a área do reforço p_r , a mesma calculada por Hewlett e Randolph (1988), utilizando-se as seguintes equações:

$$w_T = p_r \cdot s \quad (\text{ao longo da direção transversal}) \quad (2.16)$$

$$w_T = p_r \cdot a \quad (\text{ao longo da direção longitudinal}) \quad (2.17)$$

Onde:

$$p_r = (A - A.B + C).(\gamma.h + q) \quad (2.18)$$

A norma BS 8006 estabelece ainda que, a despeito das hipóteses admitidas ao cálculo da carga distribuída sobre o reforço, deve-se considerar minimamente que uma parcela de 15% das cargas do aterro e da sobrecarga possa ser transferida verticalmente ao reforço, portanto é adotado um valor mínimo ao cálculo de w_T , dado por:

$$w_{T_{min}} = 0,15.s.(\gamma.h + q) \quad (2.19)$$

Considerando que o comportamento reforço esteja no regime elástico-linear, a norma britânica permite o cálculo iterativo da tração (T_{RP}) e por consequência o cálculo da deformação específica (ε) em função da rigidez do reforço (J) ou vice-versa.

$$T_{RP} = \frac{w_T.(s-a)}{2.a} \sqrt{1 + \frac{(s-a)^2}{16y^2}} \quad (2.20)$$

Sendo, y a deflexão máxima no reforço:

$$\varepsilon = \frac{8.y^2}{3.(s-a)^2} \quad (2.21)$$

$$J = \frac{T_{RP}}{\varepsilon} \quad (2.22)$$

2.2.2 Método de dimensionamento de GIROUD *et al.* (1990)

Os parâmetros necessários para a utilização desta metodologia são:

p_{cap} é a tensão vertical acima dos capitéis;

T é o esforço de tração no geossintético;

γ é peso específico do material de aterro;

q é a sobrecarga aplicada na superfície do aterro;

h é a altura de aterro;

b é a largura da cavidade* de comprimento infinito;

*(no caso de aterro estruturado, é o vão entre os capitéis desconsiderando-se o solo abaixo dos capitéis)

Baseando-se nas equações de equilíbrio e condições de contorno estabelecidas por Terzaghi, GIROUD *et al.* (1990) apresenta equação simplificada do cálculo da tensão atuante sobre um reforço que cobre um vazio de comprimento infinito.

$$p_{cap} = 2 \cdot \gamma \cdot b \cdot (1 - e^{-0,5 \cdot (h/b)}) + q \cdot e^{-0,5 \cdot (h/b)} \quad (2.23)$$

Em sua formulação, GIROUD *et al.* (1990) assume que o comportamento do reforço segue o regime elástico-linear e que sua deformada pode ser matematicamente descrita por uma geometria em arco de curvatura circular. Estimando-se um dos parâmetros envolvidos na equação, o cálculo iterativo da deformação específica (ε) em função da largura do vão (b) entre os capitéis e da deflexão (y) do reforço, ou em função da rigidez do reforço (J) e vice-versa, é possível determinar a tração atuante no reforço.

A sequência de expressões que se seguem, permite o cálculo da tração atuante no reforço estimando-se um valor para deformação específica:

$$1 + \varepsilon = \left(\frac{b^2 + 4y^2}{4 \cdot b \cdot y} \right) \cdot \arcsen \left(\frac{4 \cdot b \cdot y}{b^2 + 4y^2} \right), \quad \text{válido para condição: } y/b \leq 0,5 \quad (2.24)$$

$$1 + \varepsilon = \left(\frac{b^2 + 4y^2}{4 \cdot b \cdot y} \right) \cdot \left[\pi - \arcsen \left(\frac{4 \cdot b \cdot y}{b^2 + 4y^2} \right) \right], \quad \text{válido para condição: } y/b > 0,5 \quad (2.25)$$

Utilizando a variável auxiliar Ω , simplifica-se uma das possíveis formulações para o cálculo iterativo da equação acima:

$$1 + \varepsilon = \frac{1}{\Omega} \cdot \arcsen(\Omega), \quad \text{onde: } \Omega = \frac{4 \cdot b \cdot y}{b^2 + 4y^2} \quad (2.26)$$

Por fim, determina-se a tração atuante no reforço pela equação:

$$T = \frac{p \cdot b}{2 \cdot \Omega} \quad (2.27)$$

Para evitar o cálculo iterativo, GIROUD (1995, apud VERTEMATTI, 2015) apresenta aproximação para valores de deflexão relativa (y/b) $\leq 0,3$. A expressão aproximada é dada por:

$$\frac{y}{b} \approx \sqrt{\frac{3 \cdot \varepsilon}{8}} \quad (2.28)$$

Esta consideração é válida na maioria dos casos com o uso de geossintético, pois valores admissíveis para deformação na ruptura do reforço estão na ordem de 5%, muito abaixo dos 24% que a condicional ainda é aplicável.

2.2.3 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE EHRLICH (2001)

A metodologia de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) permite o cálculo da tração atuante no geossintético no meio do vão e também nas bordas dos capitéis. É um método que se baseia no equilíbrio limite. Leva-se em conta, em uma análise bidimensional do problema (Figura 2.8), a resistência ao cisalhamento mobilizada internamente a massa de solo, o equilíbrio de forças na direção vertical e horizontal, o equilíbrio de momentos e as resultantes de empuxo ativo e passivo, sob duas hipóteses de mobilização das tensões cisalhantes na interface solo-reforço:

- A. Transferência total de esforços na interface entre o solo e o reforço na região sobre o capitel;
- B. Transferência nula dos esforços na interface entre o solo e o reforço na região sobre o capitel.

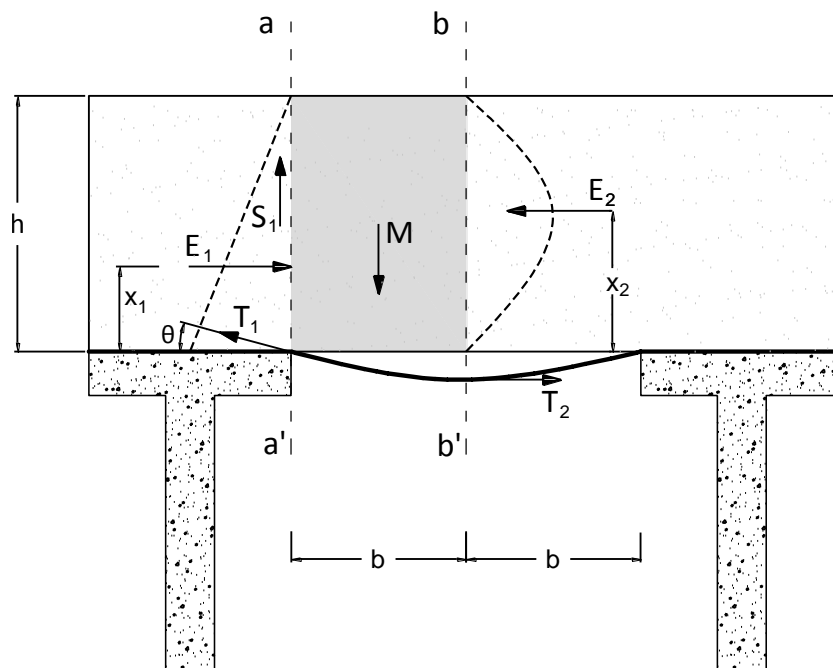


Figura 2.8. Modelo analítico utilizado para o dimensionamento de aterro estruturado (adaptado de EHRLICH, 2001, *apud* SALES, 2002).

Os parâmetros necessários para a utilização desta metodologia são:

M é peso da massa de solo entre as seções a-a' e b-b';

γ é peso específico do material de aterro;

b é o semi-vão entre os capitéis;

h é a altura de aterro;

S_1 é a força cisalhante no plano a-a' ;

X_1 é a posição da resultante do empuxo ativo na borda do capitel;

X_2 é a posição da resultante do empuxo passivo no centro do vão entre os capitéis;

θ é o ângulo do reforço com a horizontal na borda do capitel;

T_1 é o esforço de tração no reforço localizado na borda do capitel;

T_2 é o esforço de tração no reforço localizado no meio do vão entre os capitéis;

J é a rigidez do reforço;

Realizando o equilíbrio de momento e forças no prisma de solo a-a' e b-b':

$$\sum F_{horizontal} = 0$$

$$E_1 - T_1 \cdot \cos \theta - E_2 + T_2 = 0 \quad (2.29)$$

$$\sum F_{vertical} = 0$$

$$T_1 \cdot \sin \theta + S_1 - M = 0 \quad (2.30)$$

$$\sum M_a = 0$$

$$E_1 \cdot X_1 + M \cdot \frac{b}{2} - E_2 \cdot X_2 = 0 \quad (2.31)$$

Substituindo o peso próprio do prisma de solo e a tensão cisalhante mobilizada no plano a-a' são iguais a:

$$M = \gamma \cdot h \cdot b \quad (2.32)$$

$$S_1 = E_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2.33)$$

Sabe-se, pela teoria de empuxo no solo, que a posição dos pontos de aplicação das resultantes dos empuxos laterais são:

$$x_1 = h/3 \quad (\text{para o empuxo ativo}) \quad (2.34)$$

$$x_2 = 0,55.h \quad (\text{para o empuxo passivo}) \quad (2.35)$$

Considerando o reforço no regime elástico linear:

$$T = J \cdot \varepsilon \quad (2.36)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\cos \theta} - 1 \quad (2.37)$$

Substituindo (2.32) e (2.33) em (2.30) e rearranjando:

$$T_1 \cdot \text{sen } \theta = \gamma \cdot h \cdot b - E_1 \cdot \text{tg } \phi \quad (2.38)$$

Rearranjando a equação (2.29):

$$E_2 = E_1 + T_2 - T_1 \cdot \cos \theta \quad (2.39)$$

Substituindo (2.32) em (2.31) e rearranjando:

$$E_2 \cdot X_2 = E_1 \cdot X_1 + \frac{\gamma \cdot h \cdot b^2}{2} \quad (2.40)$$

Substituindo (2.34) e (2.35) em (2.40) e rearranjando:

$$T_2 = T_1 \cdot \cos \theta + \frac{\gamma \cdot b^2}{1,1} - E_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{1,65}\right) \quad (2.41)$$

Substituindo (2.37) em (2.36):

$$J = T_1 \cdot \left(\frac{\cos \theta}{1 - \cos \theta}\right) \quad (2.42)$$

Considerando a solução de Coulomb para o cálculo do empuxo ativo em um muro, é possível calcular a resultante do empuxo ativo, E_1 . Adotando valores aos parâmetros

de ângulo de atrito na interface solo-muro (ϕ_w), inclinação do paramento em relação a vertical (β) e inclinação da superfície do terreno com a horizontal (i), satisfazem a condição de contorno deste problema para o cálculo da resultante do empuxo ativo atuante na seção a-a'.

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \left[\frac{csc(\beta) \cdot sen(\beta - \phi)}{\sqrt{sen(\beta - \phi_w)} + \sqrt{\left(\frac{sen(\phi - \phi_w) \cdot sen(\phi - i)}{sen(\beta - i)} \right)}} \right]^2 \quad (2.43)$$

Utilizando-se os parâmetros abaixo e substituindo-os na equação (2.43), obtemos:

$$\phi_w = -\phi$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$i = 0$$

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cos^2 \phi \quad (2.44)$$

Para o caso A, soma-se ao empuxo a parcela da transferência total das tensões do reforço para o solo entre a borda e o centro do capitel (reforços extensíveis):

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cos^2 \phi + T_1 \cdot \cos \theta \quad (2.45)$$

Substituindo (2.45) em (2.41) e (2.38), rearranjando:

$$T_2 = \frac{\gamma \cdot b^2}{1,1} \cdot \left[1 - 0,2167 \cdot \left(\frac{h}{b} \right)^2 \cdot \cos^2 \phi \right] + \frac{T_1 \cdot \cos \theta}{1,65} \quad (2.46)$$

$$T_1 = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{sen 2\phi}{4} \cdot \frac{h}{b} \right) \cdot \left(\frac{1}{sen \theta} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{tg \phi}{tg \theta}} \right) \quad (2.47)$$

Substituindo (2.45) em (2.42):

$$J = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } 2\phi}{4} \cdot \frac{h}{b}\right) \cdot \left(\frac{1}{\text{sen } \theta}\right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \theta}}\right) \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta - \text{sen } \theta}\right) \quad (2.48)$$

Para o caso B, onde é considerado nula a transferência dos esforços na interface entre o solo e o reforço na região sobre o capitel (reforços rígidos), segue a expressão:

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cos^2 \phi \quad (2.49)$$

Substituindo (2.49) em (2.41) e (2.38), rearranjando:

$$T_2 = \frac{\gamma \cdot b^2}{1,1} \cdot \left[1 - 0,2167 \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2 \cdot \cos^2 \phi\right] + T_1 \cdot \cos \theta \quad (2.50)$$

$$T_1 = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } 2\phi}{4} \cdot \frac{h}{b}\right) \cdot \left(\frac{1}{\text{sen } \theta}\right) \quad (2.51)$$

Substituindo (2.49) em (2.42):

$$J = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } 2\phi}{4} \cdot \frac{h}{b}\right) \cdot \left(\frac{1}{\text{sen } \theta}\right) \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta - \text{sen } \theta}\right) \quad (2.52)$$

A metodologia de EHRlich (2001) é de simples aplicação, sendo necessário estimar um dos parâmetros do reforço e a adoção de uma das hipóteses sobre a transferência de carga em entre o reforço e os capitéis, escolhendo as equações para o caso A ou B. As etapas de cálculo podem ser resumidas em um passo a passo:

Passo 1 – Adotar uma das hipóteses, quanto a transferência total ou nula dos esforços na interface solo-reforço-capitel, dos casos A ou B;

Passo 2 – Estimar a rigidez do reforço e resolver de forma iterativa a equação (2.48) para o caso A, ou (2.52) para o caso B, encontrando θ ;

Passo 3 – Substituir θ na equação (2.47) para o caso A, ou (2.51) para o caso B, encontrando T_1 ;

Passo 4 – Substituir T_1 na equação (2.46) para o caso A, ou (2.49) para o caso B, encontrando T_2 ;

2.2.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE ZHUANG *et al.* (2014)

ZHUANG *et al.* (2014) apresentam um método de dimensionamento que estima a tensão atuante sobre o reforço, com base na teoria de arqueamento de HEWLETT e RANDOLPH (1988), realizando o equilíbrio limite de ruptura na coroa do arco (ápice do domo esférico de solo, por hipótese) ou sobre o capitel. No método, a deformada do reforço é matematicamente descrita por uma parábola e utilizando parâmetros da geometria do aterro estruturado, resistência ao cisalhamento do solo e a rigidez do reforço, é possível calcular a tração (T) e deflexão (y) no reforço, além da possibilidade de se levar em conta a contribuição da parcela de reação do solo de fundação (σ_s).

As simplificações adotadas no método, para que a solução não recaia em um cálculo iterativo, são:

- i. Material de aterro é homogêneo, isotrópico e sem coesão;
- ii. O material de fundação é homogêneo, isotrópico e deve ser obtida uma resposta linear para cada espessura;
- iii. O reforço é homogêneo e isotrópico e tem resposta linear;
- iv. As estacas são suficientemente rígidas e não se deformam;
- v. Desconsidera-se o atrito entre o solo de fundação e as estacas;
- vi. A razão entre a altura de aterro e o vão entre capitéis é maior que 0,5.

Os parâmetros utilizados neste método são:

γ é peso específico do material de aterro;

h é a altura de aterro;

s é o espaçamento entre eixo de estacas adjacentes;

a é a largura do capitel, considerando seção quadrada;

L é o maior vão entre capitéis;

σ_G é a tensão distribuída acima do reforço;

σ_r é a tensão de reação do reforço;

σ_s é a tensão de reação do solo de fundação;

T é a tração atuante no reforço;

ε é a deformação no reforço;

y é a deflexão no reforço;

k_p é o empuxo passivo, podendo ser estimado pelo ângulo de atrito do solo.

Considerando a análise bidimensional de deformação plana, a tração no reforço e a deformação são expressas por:

$$T = \frac{\sigma_r \cdot L^2}{8 \cdot y} \quad (2.53)$$

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{y}{L}\right)^2 \quad (2.54)$$

$$T = J \cdot \varepsilon \quad (2.55)$$

Substituindo T e ε na equação (2.55):

$$\sigma_r = \frac{64 \cdot J}{3 \cdot L} \cdot \left(\frac{y}{L}\right)^3 \quad (2.56)$$

O equilíbrio vertical de um corpo infinitesimal logo acima do reforço tem por expressão:

$$\sigma_r + \sigma_s - \sigma_G = 0 \quad (2.57)$$

A tensão de reação do solo (de fundação pode ser expressa por:

$$\sigma_s = E_0 \cdot \left(\frac{y}{h_s}\right)^3 \quad (2.58)$$

E_0 é o módulo oedométrico equivalente do solo mole de fundação, calculado em função da espessura total de solo compressível, h_s e das parcelas relativas a cada camada, expresso por:

$$E_0 = \frac{h_s}{\frac{h_1}{E_{01}} + \frac{h_2}{E_{02}} + \frac{h_3}{E_{03}} \dots + \frac{h_n}{E_{0n}}} \quad (2.59)$$

Substituindo as equações (2.56) e (2.58) em (2.57):

$$\frac{64 \cdot J}{3 \cdot L} \cdot \left(\frac{y}{L}\right)^3 + E_0 \cdot \left(\frac{y}{h_s}\right)^3 - \sigma_G = 0 \quad (2.60)$$

A estimativa da tensão distribuída acima do reforço, σ_G , é tomada pelo cálculo da condição mais crítica entre as hipótese de ruptura na coroa ou sobre o capitel, ou

seja, o menor valor encontrado nas equações (2.61) e (2.62), as mesmas de HEWLETT e RANDOLPH (1988).

$$\frac{\sigma_G}{\gamma \cdot h} = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2 \cdot (k_p - 1)} \cdot \left[1 - \frac{s}{\sqrt{2} \cdot h} \left(\frac{2 \cdot k_p - 2}{2 \cdot k_p - 3}\right)\right] + \frac{s - a}{\sqrt{2} \cdot h} \left(\frac{2 \cdot k_p - 2}{2 \cdot k_p - 3}\right) \quad (2.61)$$

ou

$$\frac{\sigma_G}{\gamma \cdot h} = \frac{1}{\left(\frac{2 \cdot k_p}{k_p + 1}\right) \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{(1 - k_p)} - \left(1 - \frac{a}{s}\right) \cdot \left(1 + k_p \frac{a}{s}\right)\right] + 1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2} \quad (2.62)$$

Apesar das extensas equações, a metodologia de ZHUANG *et al* (2014) é de simples aplicação, considerando-se que não há necessidade de cálculo iterativo para o dimensionamento do reforço ou uma retroanálise das cargas no reforço. Torna-se a abordagem conservativa a consideração de que não há uma parcela de reação do solo de fundação.

ZHUANG *et al.* (2014) não apresenta em seu método a sobrecarga como um parâmetro a ser levado em conta. Entretanto, tendo como base as equações da teoria de HEWLETT e RANDOLPH (1988), a consideração da sobrecarga acima do aterro é de fácil implementação neste método.

As etapas de cálculo podem ser resumidas em um passo a passo:

Passo 1 – Adota-se um valor para o módulo de rigidez do reforço ou uma deformação específica máxima para o reforço;

Passo 2 – Calcula-se a tensão distribuída acima do reforço pelas equações (2.61) e (2.62), adotando o menor valor;

Passo 3 – Com o valor de módulo de rigidez e substituindo os valores na equação (2.60) encontra-se a deflexão no reforço. Substituindo o valor de deflexão no reforço nas equações (2.56), (2.54) e (2.53) calculam-se a deformação e a tração.

Ou

Passo 4 – Com o valor de deformação máxima no reforço, manipulando a equação (2.54) para o cálculo da deflexão em função da deformação, e substituindo este parâmetro na equação (2.60), encontra-se o módulo de rigidez necessário.

2.3. MODELOS FÍSICOS DE ATERRO ESTRUTURADO

A modelagem física de aterros sobre inclusões verticais rígidas é discutida de forma bem ampla na literatura, tendo início na década de 70. Modelos físicos em aterro estruturado foram elaborados para avaliar a eficiência dos mecanismos de transferência de carga, os recalques na superfície e internamente a massa de solo, deflexão e tração nos reforços e tensão acima dos capitéis. A maioria dos modelos físicos foram feitos em escala reduzida, o que de fato facilita a montagem e o controle da instrumentação. Porém, é necessário considerar também os efeitos e fatores de redução de escala nos modelos reduzidos sob ação da gravidade. No caso de ensaios centrífugos, deve-se atentar para a similitude geométrica e de tensões entre modelo e protótipo.

Assim como outras encontradas na literatura em que foram elaboradas empregando modelagem física de aterros estruturados, FAGUNDES (2016) ressalta que sua pesquisa utilizando modelos centrífugos teve como foco principal a avaliação dos carregamentos verticais e sua distribuição para as estacas correspondentes a parte central do aterro. Estas e as demais pesquisas não tiveram como objetivo simular o comportamento que ocorre nos taludes desses aterros, nos quais também se observam tensões horizontais relevantes.

Em modelos físicos, assim como em numéricos, é possível representar tanto a situação bidimensional do estado plano de deformação ou axissimétrico, quanto a tridimensional. Nos modelos bidimensionais que representam o estado plano de deformação, usualmente, os capitéis têm a forma de viga de cobertura, apoiados em duas ou mais estacas (e.g.: HEWLETT e RANDOLPH, 1988; LOW *et al.*, 1994; HORGAN e SARSBY, 2002; VAN EEKELEN *et al.*, 2003; JENCK *et al.*, 2007; CHEN *et al.*, 2008; ANTOINE, 2010 *apud* PINTO, 2013). Nos modelos tridimensionais, observa-se capitéis de formatos quadrados ou circulares e a preferência por representar um grupo maior de estacas isoladas (e.g.: KEMPFERT *et al.*, 1997; DEMERDASH, 1996; HEITZ *et al.*, 2008; VAN EEKELEN, 2011a; HARTMANN, 2012; PINTO, 2013; FAGUNDES, 2016).

Para que sejam obtidos os efeitos de arqueamento, resultantes de recalques em um solo de comportamento friccional, a areia é o material mais utilizado como enchimento de aterro nas pesquisas relacionadas. Quanto aos recalques sob a camada de aterro, observa-se a utilização de materiais diversos para simular os efeitos de adensamento ou de induzir recalques imediatos. Dentre os materiais utilizados como preenchimento subjacente ao solo de aterro destacam-se: polímeros ou compósito flexíveis (e.g.: HEWLETT & RANDOLPH, 1988; LOW *et al.*, 1994; JENCK *et al.*, 2007; VAN EEKELEN, 2012a; PINTO, 2014; ZHUANG e LI, 2015); solo mole natural (e.g.: ZAESK, 2001; BARCHARD, 2002; LEE *et al.*, 2012a; BAUDOUIN

et al., 2010); e sistema de plataforma móvel com alçapão “*trap-door*” (e.g.: TERZAGHI, 1943; LE HELLO, 2007; IGLESIAS *et al.*, 2014). Todos estes modelos visam de alguma forma controlar ou induzir recalques na base do solo de aterro, simulando as deformações que se verificam na camada de argila mole.

2.3.1 CONCLUSÕES RELEVANTES AOS MODELOS FÍSICOS APRESENTADOS

HEWLETT e RANDOLPH (1988) observaram que a eficiência é influenciada em grande parte pela mudança na forma e espaçamento dos capitéis. Com a diminuição do espaçamento entre os capitéis observou-se uma maior transferência de carregamento para as estacas, sendo este resultado expresso pelo aumento da eficiência.

ASLAM (2008) e ELLIS & ASLAM (2009) avaliaram o efeito do arqueamento com e sem a contribuição do reforço basal, respectivamente. Realizaram modelos centrífugos e obtiveram duas conclusões de relativa importância para o balizamento de estudos em modelos físicos:

- A razão entre a altura de aterro e o espaçamento entre os capitéis configuram um parâmetro muito importante quanto a formação do arqueamento e a eficiência de transferência de carga. Quando esta razão é menor que 0,5 as tensões no solo compressível não são reduzidas por efeito do arqueamento e há um recalque diferencial significativo. Estando a razão entre 0,5 e 2, há uma maior verificação do arqueamento pelo aumento da eficiência e diminuição dos recalques diferenciais. Quando a razão entre a altura de aterro e o espaçamento entre os capitéis for maior que 2, é esperado que a eficiência seja máxima (tendendo a 100%) e hajam pouquíssimos recalques diferenciais na superfície;
- O aumento da rigidez do geossintético apresenta pouca redução dos recalques diferenciais, ao passo que diminuições do espaçamento entre as estacas resultam em reduções consideráveis nos recalques diferenciais na superfície. HARTAMANN (2012) obteve resultados concordantes em seus ensaios centrífugos. HARTAMANN (2012) em seu trabalho alterou a altura de aterro, distanciamento das estacas e também verificou o efeito da inclusão de uma ou mais camadas do mesmo geossintético, sob diferentes pré-cargas no reforço. Tendo verificado que a pré-carga não influenciou de forma relevante os resultados.

LOW *et al.* (1994) sugerem que o reforço da base do aterro aumenta a eficiência e reduz recalques diferenciais na superfície. Em sua pesquisa com modelos físicos bidimensionais, utilizando a configuração de capitel como viga de cobertura sobre as

estacas, mostraram que o uso de geotêxtil incorreu num ganho máximo de eficiência da ordem de 30%. Os autores destacam também ganhos nos casos tridimensionais.

CHEN et al. (2008) assinalam com base em resultados de modelos físicos reduzidos bidimensionais que a eficiência observada em aterros estruturados é muito mais influenciada pelo aumento da altura de aterro do que pela inclusão do reforço ou o aumento da sua rigidez.

2.4. CASOS DE OBRAS INSTRUMENTADAS

SPOTTI (2006) apresenta uma revisão bibliográfica que inclui 17 casos de obras construídas até 2004, 8 destas instrumentadas. Estas obras situaram-se em diferentes países: Alemanha (ALEXIEW et al., 1995; GARTUNG et al., 1995; ALEXIEW & VOGEL, 2001; ZANZIGER & GARTUNG, 2002; RAITHEL et al., 2002), Austrália (HSI, 2001), Brasil (HUESKER, 1999; ESTE, 1999), Coreia do Sul (ATALAR et al., 2003), Holanda (HABIB et al., 2002), Inglaterra (WOOD, 2003), Malásia (ARULRAJAH et al., 2003), Panamá (VEGA-MEYER & SHAO, 2005) e o aterro teste instrumentado, objeto daquela pesquisa, que se localizava no Rio de Janeiro.

Todos casos documentados compreendiam estacas com capitéis isolados, com exceção do caso correspondente ao próprio estudo que incluiu também um caso de viga de cobertura. Estacas de concreto foram as mais utilizadas e em mais da metade dos casos se utilizou estacas posicionadas segundo uma malha quadrangular. A malha triangular foi adotada principalmente nos casos com estacas moldadas 'in loco'. Considerando esses casos relacionados por SPOTTI (2006), observa-se que a relação entre a altura de aterro e o espaçamento entre eixos das estacas (h/s) situava-se entre 0,62 e 10,63, a relação do espaçamento dos eixos das estacas e da largura dos capitéis (s/a) entre 1,60 e 6,43, e entre a altura de aterro e o semi-vão (h/b) variou entre 1,68 a 11,74. Para cada caso de obra, a relação entre os recalques monitorados e o semi-vão (r/b), entre outras informações complementares, são indicadas a seguir:

- Aterro rodoviário na Suécia, por ROGBECK et al. (1998): A geometria apresentada é de 1,7 m de altura; espaçamento de 2,4 m entre estacas dispostas em malha quadrangular; e largura do capitel de 1,2 m. Os recalques no vão entre capitéis, expressos por (r/b), variaram entre 0,03 e 0,35 dependendo do trecho analisado. Foram monitorados também a deformação no geossintético (uma camada de geogrelha biaxial de poliéster, $T_{ruptura} = 84 \text{ kN/m}$), obtendo deformação máxima de 3,2% no maior vão entre os capitéis.

- Aterro ferroviário na Alemanha, (trecho MQSI) por ALEXIEW *et al.* (1995), GARTUNG *et al.* (1995), BRANDL *et al.* (1997) e (trecho MQSII) por ZANZIGER & GARTUNG (2002): Apresentam geometria de 2,0 a 3,0 m de altura; espaçamento entre estacas de 1,9 m em formação de malha quadrangular; e largura do capitel 1,0x1,25 m. Os recalques no vão entre capitéis, expressos por (r/b) , variaram entre 0,09 e 0,30 dependendo do trecho analisado. Foram monitorados também a deformação no geossintético (três camadas de geogrelha biaxial de poliéster, $T_{ruptura} = 150$ kN/m), obtendo deformações entre 0,4 e 1,0% no vão entre capitéis.
- Dique periférico na Alemanha, por RAITHEL *et al.* (2002): Aterro sobre coluna de brita encamisada com geossintético, possuindo 5,5 m de altura; espaçamento entre estaca de 1,7 m a 2,4 m; e diâmetro da coluna de brita igual a 0,8 m em formação de malha triangular. Os recalques no vão entre as colunas, expressos por (r/b) , variaram entre 1,06 a 1,89 considerados muito elevados.
- Aterro rodoviário na Holanda, por HABIB *et al.* (2002): A geometria apresentada é de um aterro com 1,55 m de altura; espaçamento entre estaca de 2,5 m posicionadas em malha triangular; e largura do capitel de 0,7 m. Os valores de recalques não foram apresentados. Foram monitorados força acima dos capitéis e a tração no reforço (três camadas, de material não identificado), obtendo valores de força acima dos capitéis entre 10 e 80 kN e carga máxima de tração da ordem de 30,0 kN/m.
- Aterro rodoviário na Inglaterra, por JENNER *et al.* (1998): Altura de aterro variando de 4,0 a 7,0 m; estacas moldadas '*in loco*' com espaçamento 1,75 m, 2,05 m, 2,35 m ou 2,65 m, dispostas em malha triangular; utilizaram capitéis circulares com 0,8 m. Não houve o monitoramento de recalques. Nos reforços (duas camadas de geogrelha uniaxial de polipropileno, $T_{ruptura} = 125$ ou 175 kN/m) as deformações máximas monitoradas foram 2,8% e 1,0% para o reforço inferior e superior, respectivamente.
- Aterro rodoviário na Austrália, por HSI (2001): Monitoramento de recalques em dois aterros com altura entre 3,0 m e 5,0 m, compondo um encontro de ponte; as estacas com diâmetro de 0,3 m distantes 2,0 m entre eixos e dispostas em malha quadrangular; largura dos capitéis quadrados pré-moldados de 1,0 m. Como reforço, utilizaram duas camadas de geogrelha biaxial de polipropileno, (seção A com $T_{ruptura} = 75$ kN/m; e seção B com $T_{ruptura} = 35$ kN/m). Os recalques encontrados no meio do maior vão entre capitéis, expressos por (r/b) variaram entre 0,004 e

0,02.

- Aterro rodoviário no Panamá, por VEGA-MEYER & SHAO (2005): aterro com altura de 3,2 m; espaçamento entre estacas variando de 3,82 a 4,5 m em formação de malha quadrangular; com capitéis de forma quadrada e largura de 0,7 m. A tensão acima dos capitéis e entre os vãos de estacas foram monitoradas por células de tensão total, resultando em uma diferença cerca de 5 vezes, sendo a maior tensão encontrada acima dos capitéis. Os recalques monitorados, expressos por (r/b) variaram entre 0,06 e 0,10. Como reforço, utilizaram quatro camadas de geogrelha uniaxial de rigidez desconhecida.
- Aterro experimental na Coréia do Sul, elaborado por ATALAR *et al.* (2003): O estudo foi realizado com altura de aterro igual a 2,7 m; espaçamento entre estacas variando de 0,6 m, 0,75 m e 0,95 m, formando uma malha quadrangular; e capitel de formato circular de 0,15 m de diâmetro. Os recalques no vão entre capitéis, expressos por (r/b) variaram entre 0,17 e 0,24 dependendo da seção em que foram monitorados. As deformações no geossintético (uma camada de geogrelha uniaxial de polipropileno, $T_{ruptura} = 250$ ou 400 kN/m), obtendo deformações entre 1,0 e 23,5% dependendo da rigidez do reforço e o trecho a ser considerado.

2.4.1 ATERRO EXPERIMENTAL NO BRASIL, ELABORADO POR SPOTTI (2006)

O aterro experimental foi parte de uma pesquisa de doutorado realizada pela COPPE/UFRJ, contemplou campanhas de investigação de campo, laboratório e instrumentação de três seções de aterro estruturado experimental (Figura 2.9). Foram monitorados deslocamentos verticais, tensões totais atuantes nos capitéis e estacas, trações e deformações no reforço durante a fase executiva e posteriormente. Com os valores da instrumentação de campo, foram realizadas análises para as seções experimentais comparando-as com predições analíticas de métodos bidimensionais e tridimensionais.

A área de estudo foi dividida em três seções experimentais, esquematizadas na Figura 2.10. A seção experimental 1 possuía configuração tridimensional (capitéis sobre estacas isoladas) e suas estacas tem espaçamento entre os eixos igual a 2,50 m. Os capitéis tem seção quadrada, de largura igual a 0,80 m e altura 0,35 m. Para acelerar a transferência do carregamento ao reforço, os vãos entre os capitéis foram escavados em aproximadamente 1,0 m de profundidade, ilustrado na Figura 2.11a. Apenas um trecho não foi escavado para comparação entre as diferenças de comportamento, como mostra a Figura 2.11b.



Figura 2.9. Situação da área experimental com as seções experimentais (SPOTTI, 2006).

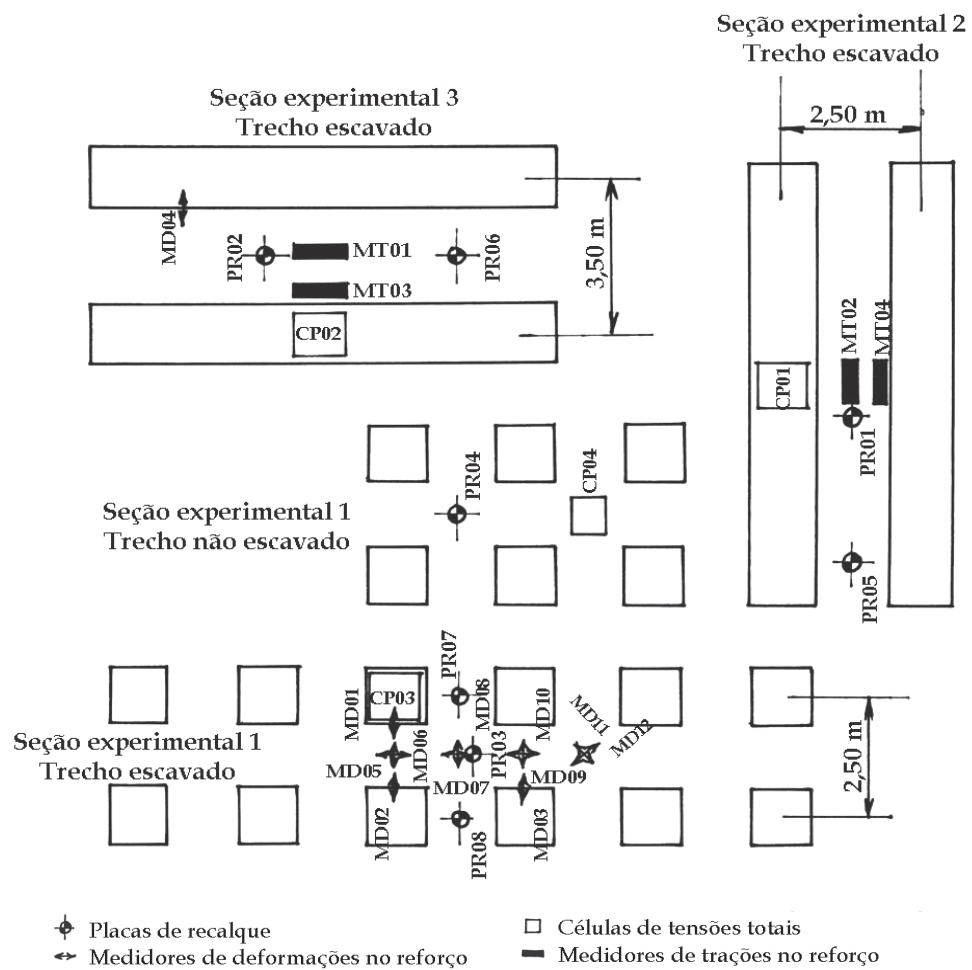


Figura 2.10. Planta baixa e esquema de instrumentação da área experimental (SPOTTI, 2006).

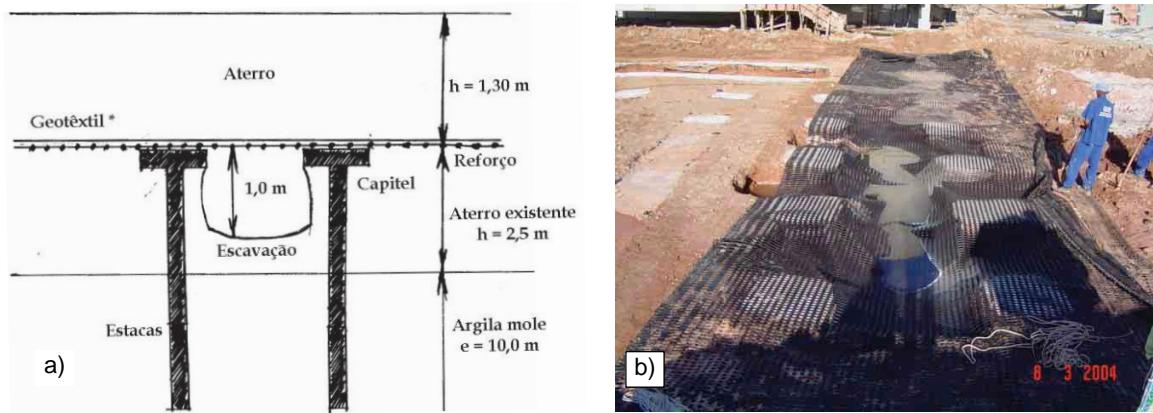


Figura 2.11. a) Corte esquemático das seções experimentais 1, 2 e 3; b) vista da seção experimental 1 no trecho escavado. (SPOTTI, 2006).

As seções 2 e 3 do aterro experimental apresentam a configuração bidimensional (capitéis em forma de viga de cobertura). Foram montados quatro capitéis com dimensões de largura 0,80 m, altura 0,40 m e 10 m de comprimento, agrupando 4 estacas cada um. Os espaçamentos entre eixos das estacas variam de 2,50 m (seção 2) e 3,5 m (seção 3). Os vãos entre os capitéis também foram escavados, como mostra a Figura 2.12.

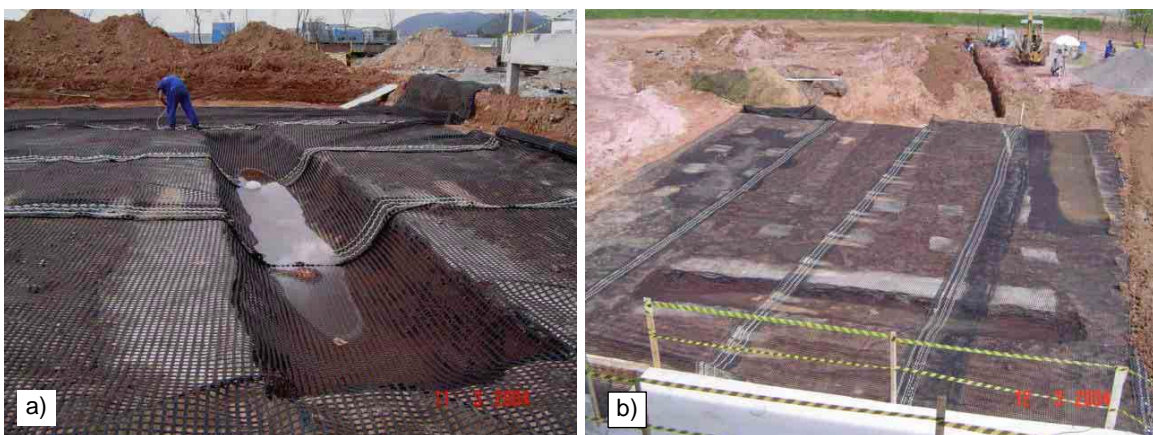


Figura 2.12. a) Vista da seção experimental 2 no trecho escavado; b) vista geral da seção experimental (SPOTTI, 2006).

Nas seções experimentais 1, 2 e 3 foram instalados instrumentos para a obtenção de medidas de deslocamentos verticais (placas de recalque – PR), tensão total acima dos capitéis e no meio do vão (célula de pressão – CP), deformações axiais em três direções nos reforços (medidor de deformação – MD). Nas seções 2 e 3 também foram instalados sensores para monitorar as trações no reforço (medidor de tração – MT), como ilustram as Figuras 2.13 e 2.14.

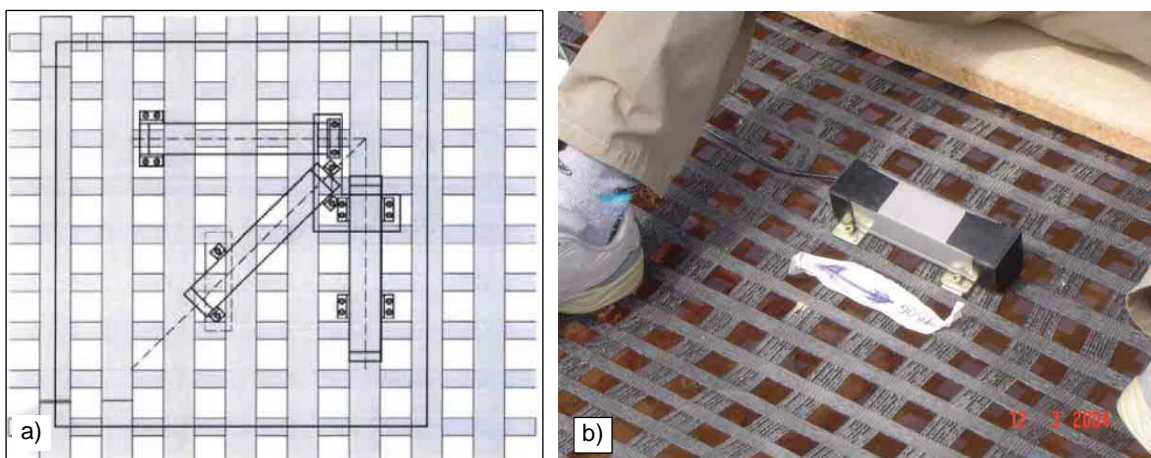


Figura 2.13. a) Desenho esquemático do posicionamento dos medidores de deformações no reforço; b) instalação do medidor de deformação no meio do vão entre capitéis (SPOTTI, 2006).



Figura 2.14. a) placa de recalque – PR, instalada no meio do vão entre capitéis; b) célula de tensão total – CP; c) medidor de tração – MT; d) instalação do medido de tração. (SPOTTI, 2006)

Quanto as medidas monitoradas pelas placas de recalque (instaladas no meio do vão entre duas vigas corridas, entre quatro capitéis e entre dois capitéis adjacentes), as deformações no reforço e o resultado das células de tensão total (posicionadas sobre os capitéis e sobre o vão entre capitéis adjacentes), apresenta-se, resumidamente, nas Tabelas 2. 2 a 2.5 os resultados obtidos por SPOTTI (2006).

Tabela 2.2. Resultados obtidos com as Placas de Recalque (adaptado de SPOTTI, 2006).

Placa de Recalque	Configuração	Posição	h (m)	r (m)	h / b	r / b
PR 01	2D - Seção Exp. 2	Meio do vão entre duas vigas de cobertura	1,10	0,32	1,30	0,37
PR 05			1,14	0,22	1,33	0,27
PR 02	2D - Seção Exp. 3		1,28	0,37	0,95	0,27
PR 06			1,25	0,40	0,93	0,30
PR 03	3D - Seção Exp. 1	Meio do vão entre quatro capitéis	1,28	0,36	1,49	0,43
PR 04			1,08	0,10	1,27	0,12
PR 07		Meio do vão entre dois capitéis	1,23	0,17	1,45	0,19
PR 08			1,24	0,17	1,45	0,20

Tabela 2.3. Resultados obtidos com as Medidor de Deformação (adaptado de SPOTTI, 2006).

Medidor de Deformação	Configuração	Posição	h / b	Deformações (%)
MD 01	3D - Seção Exp. 1	Face do capitel	1,50	2,05
MD 02			1,50	1,73
MD 03			1,50	1,50
MD 04*	2D - Seção Exp. 3	Face da viga de cobertura	0,95	(*)
MD 05	3D - Seção Exp. 1	Meio do vão entre dois capitéis e paralelos à face	1,50	0,51
MD 09			1,50	0,32
MD 06		Meio do vão entre dois capitéis e perpendiculares à face	1,50	1,50
MD 10			1,50	1,36
MD 07		Meio do vão entre quatro capitéis na direção paralela à face	1,50	1,14
MD 08			1,50	0,97
MD 11		Meio do vão entre quatro capitéis na direção diagonal à face	1,50	0,25
MD 12			1,50	0,63

(*) MD 04 apresentou comportamento anômalo.

Tabela 2.4. Resultados obtidos com as Medidor de Tração (adaptado de SPOTTI, 2006).

Medidor de Tração	Posição	h / b	T (kN/m)
MT 01	Meio do vão entre duas vigas de cobertura da seção 3	0,95	68,9
MT 02	Meio do vão entre duas vigas de cobertura da seção 2	1,30	27,9
MT 03	Face da viga de cobertura da seção 3	0,95	50,8
MT 04	Face da viga de cobertura da seção 2	1,30	22,1

Tabela 2.5. Resultados obtidos com as Células de Pressão (adaptado de SPOTTI, 2006).

Célula de Tensão	Posição	h / b	q (kN/m ²)
CP 01	Sobre a viga de cobertura da seção experimental 2	0,90	37,0
CP 02	Sobre a viga de cobertura da seção experimental 3	0,65	40,0
CP 03	Sobre o capitel da seção experimental 1	0,90	32,0
CP 04 (*)	No meio do vão entre quatro capitéis na seção experimental 1	0,90	14,0

(*) A célula de tensão total CP – 04 foi instalada na região não escavada da seção experimental 1.

2.4.1.1 Comentários e conclusões sobre o aterro experimental de SPOTTI (2006)

Com base nos dados das seções experimentais apresentadas, observou-se que os parâmetros geométricos h/s (relação entre a altura de aterro e distância entre eixos das estacas) e s/a (distância entre eixos das estacas e a largura do capitel) variam entre (0,36 – 0,51) e (3,13 – 4,38), respectivamente. Os valores de altura de aterro monitorados pela topografia, foram, em todos os casos, menores que a altura crítica verificada pelo cálculo da norma BS 8006:2010 (1,19 m para distância entre eixos das estacas com 2,5 m e 1,89 m para distância entre eixos das estacas de 3,5 m). SPOTTI (2006) comenta que a eficiência do arqueamento pode ter sido comprometida, uma vez que o carregamento proveniente do aterro atuou predominantemente sobre o reforço.

Os recalques na configuração bidimensional, expressos em função de r/b , variaram entre 0,27 e 0,37, valores estes que correspondem as razões de h/b iguais a 0,95 e 1,30, respectivamente. Para a configuração tridimensional, valores de r/b , variaram entre 0,12 e 0,43, correspondentes a valores de h/b iguais a 1,27 e 1,49, respectivamente. Comparando os resultados, nota-se que os valores que indicam recalques (em função da geometria do aterro estruturado) está bem acima dos recalques obtidos em casos de obras também apresentados por SPOTTI (2006).

Como visto na Figura 2.9, com exceção do MD-04, os medidores de deformação axial (MD) foram empregados na seção experimental 1, de configuração tridimensional. Os resultados do monitoramento destes instrumentos variam em mesma ordem de grandeza, quando montados em direção perpendicular à face dos capitéis. O maior valor de deformação apresentado foi igual a 2,05 %, para o instrumento posicionado próximo à face e o menor igual a 1,50 %, posicionado no meio do vão. Para a configuração bidimensional (utilizando o MD-04) não foi possível comparar resultados, pois o sensor se apresentou defeituoso durante a construção.

Nos casos em que houve o monitoramento das trações no reforço (casos

bidimensionais das seções experimentais 2 e 3), os valores de tração medidos de forma direta variaram de $T = 27,9 \text{ kN/m}$ a $68,9 \text{ kN/m}$ (para medidores instalados no meio do vão entre duas vigas de cobertura) e de $T = 22,1 \text{ kN/m}$ a $50,8 \text{ kN/m}$ (para medidores instalados próximo a face da viga de cobertura). Os valores de trações obtidos na seção experimental 3 são cerca de 2,4 vezes maiores do que os valores obtidos na seção experimental 2, que tem menor espaçamento entre os capitéis.

As células de tensão CP – 01, CP – 02 e CP – 03 foram posicionadas acima dos capitéis das seções experimentais 2, 3 e 1, respectivamente. Já a CP – 04 foi instalada acima da geogrelha que cobre o vão entre capitéis da seção experimental 1. Os resultados analisados mostraram que a menor tensão monitorada no período pós-construtivo foi na CP – 04 (14 kPa). Para a configuração bidimensional, o monitoramento mostrou pouca diferença (apenas 7,5%) comparando os resultados de capitéis com diferentes vãos: CP – 01 (37 kPa) obtido para a seção de maior vão entre capitéis (seção experimental 3); e CP – 02 (40 kPa) obtido para a seção experimental 2. O valor obtido para a célula de tensão total CP – 03 (32 kPa), instalada sobre o capitel da seção experimental 1 (configuração tridimensional), chega a ser 20% menor do que o valor obtido nas células de tensões CP – 01 e CP – 02, instaladas sobre as seções de configuração bidimensional. SPOTTI (2006) justifica o fato devido aos capitéis como vigas de cobertura possuírem uma área de suporte maior para a formação do arqueamento do que capitéis individuais.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve o modelo físico de aterro estruturado desenvolvido na presente pesquisa. Buscou-se representar o processo de transferência das cargas atuantes no corpo de aterro, direcionando-as aos capitéis. Objetivando verificar a influência nos resultados, variou-se a ordem de execução das etapas do ensaio (aplicação de sobrecargas/rebaixamento da plataforma da base) e o tipo de compactação do aterro (leve/pesada). Serão apresentadas neste capítulo, a monitoração e construção deste modelo físico, incluído resultados de ensaios de faixa larga efetuados na geogrelha utilizada.

3.1. MODELO FÍSICO DE ATERRO ESTRUTURADO

O modelo físico foi projetado e construído no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Modelagens físicas em escalas próximas ao real permitem instrumentações mais detalhadas, além de semelhança geométrica e física, facilitando o melhor entendimento dos fenômenos fundamentais do arqueamento. Pesquisas anteriores utilizaram as mesmas instalações para realizar com sucesso outros estudos empregando modelagem física de muros de solo reforçado e solo grampeado (SARAMAGO, 2002; BARBOZA JR, 2003; GUEDES, 2004; OLIVEIRA, 2006; VASCONCELOS, 2010; SILVA, 2010; ELEUTÉRIO, 2013; MIRMORADI, 2015; CORDOVA, 2018). A Figura 3.1 apresenta exemplos de modelagem física de solo reforçado efetuadas no Setor de Modelos Físicos, um com faceamento em blocos de concreto e outro com face envelopada.

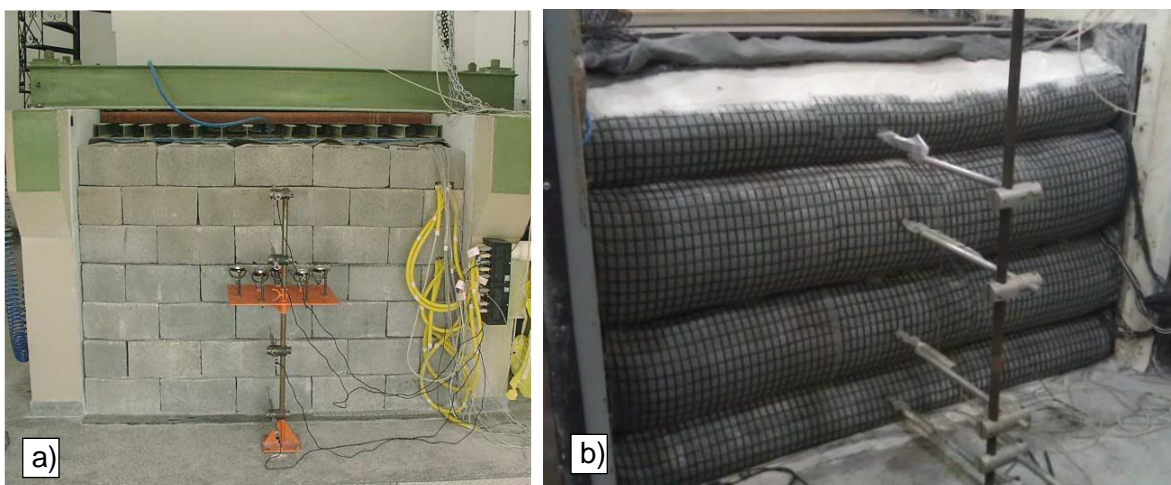


Figura 3.1. Modelos físicos de solo reforçado: (a) com face em blocos (SARAMAGO, 2002); (b) com face envelopada (MIRMORADI, 2015)

Não se verificou na literatura modelos experimentais de aterro estruturado conduzidos em laboratório com dimensões semelhantes às do protótipo. Na Figura 3.2, representa-se esquematicamente uma seção em corte do modelo físico da presente pesquisa. O estudo compreendeu um aterro estruturado bidimensional em escala próxima à real, tendo sido realizados 3 ensaios sob diferentes condições, além de 4 outros preliminares para ajuste do modelo experimental.

Construiu-se capitéis em forma de viga de cobertura, aterro granular com altura suficiente para que ocorresse ao menos o arqueamento parcial do solo e se garantiu condições de restrição às movimentações laterais, aliadas a um sistema de lubrificação das paredes do modelo, que levassem a um estado plano de deformações. Foi montada uma plataforma hidráulica entre os capitéis para controlar as movimentações verticais do aterro entre estes, simulando os recalques gerados pelo carregamento do solo mole que se verificam no campo. O reforço, uma geogrelha unidirecional de PVA (álcool de polivinila), envolveu todo o sistema de capitéis e a plataforma hidráulica. Um sistema mecânico de parafusos e uma viga metálica de elevada rigidez permitiu o pré-carregamento da geogrelha (identificado na figura como “*sistema de pré-carregamento*”).

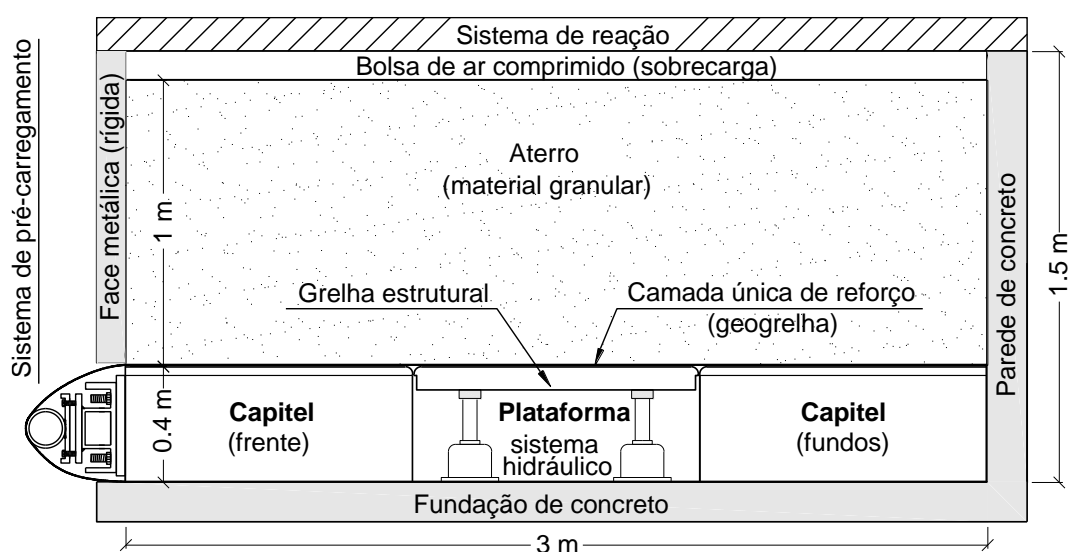


Figura 3.2. Seção em corte da representação esquemática do modelo físico de aterro estruturado.

Os capitéis (ilustrados na Figura 3.3) foram confeccionados em madeira maçaranduba reforçados estruturalmente, possuindo um tampo em compensado naval e pintura epóxi com areia para formar uma camada rugosa sobre a superfície. Os capitéis foram fixados à fundação em concreto (laje do piso) por tirantes para impedir possíveis rotações, além de quatro escoramentos metálicos entre os capitéis para evitar distorções ou translações (detalhe na Figura 3.4b). A plataforma é composta por

uma grelha estrutural metálica, apoiada sobre quatro macacos hidráulicos e presa por correntes nos quatro cantos (Figuras 3.4 e 3.5), o que conferiu estabilidade a plataforma durante as etapas de alteamento e compactação do aterro. A unidade hidráulica (bomba) manual permitiu que fossem controladas a elevação ou descida da plataforma, elevando-se ou retraindo os pistões dos quatro macacos em conjunto ou isoladamente.

Os capitéis apresentam cantos arredondados (Figura 3.6a), para que ao liberar a descida da plataforma, não houvessem danos à geogrelha. A Figura 3.6b ilustra apenas um teste do sistema, mostrando a estabilidade da plataforma e dos capitéis (cada “bag” de solo tem 380 kg).

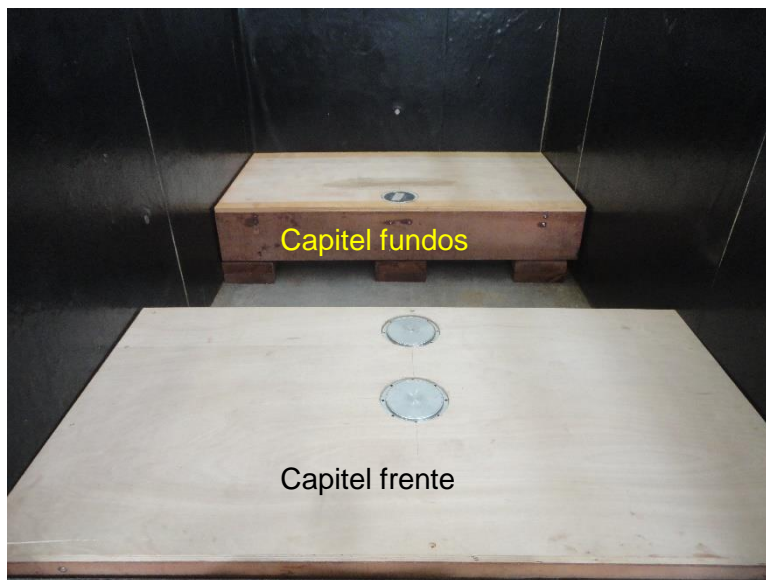


Figura 3.3. Detalhes da montagem do modelo físico: Capitéis fabricados em maçaranduba com tampo em compensado naval, reforçados e contraventados para cargas verticais e horizontais.

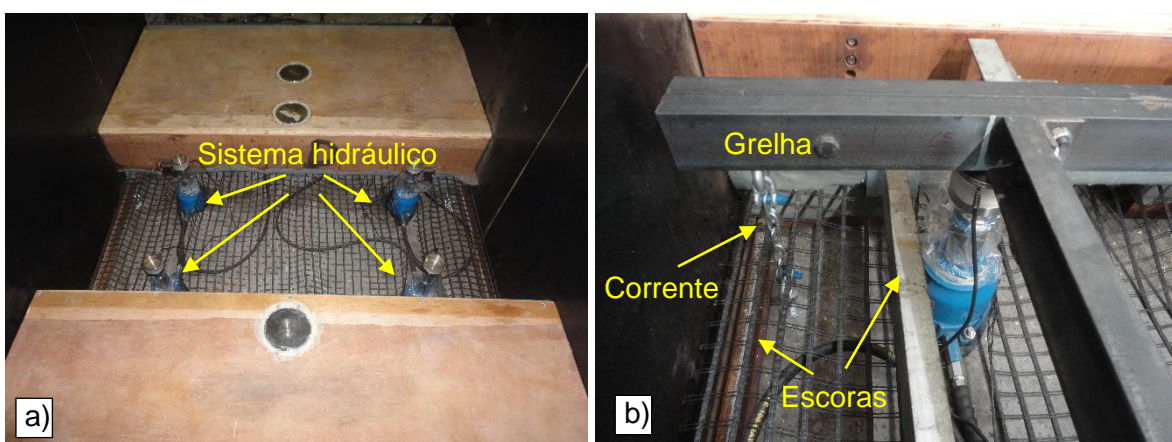


Figura 3.4. Detalhes da montagem do modelo físico: a) sistema hidráulico de elevação e descida da plataforma entre os capitéis; b) detalhe das correntes que prendem a plataforma e um dos escoramentos entre os capitéis.

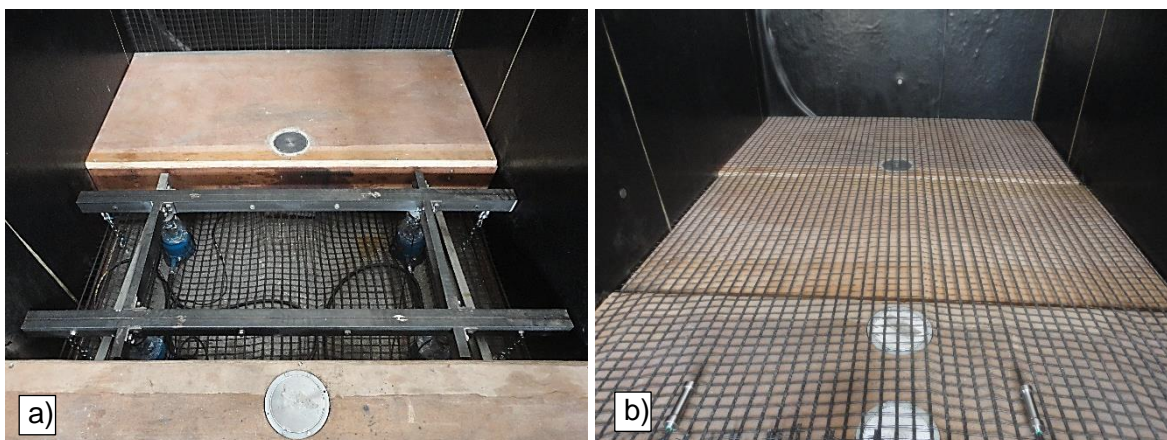


Figura 3.5. Detalhes da montagem do modelo físico: a) grelha estrutural montada sobre os macacos hidráulicos; b) fechamento da plataforma.

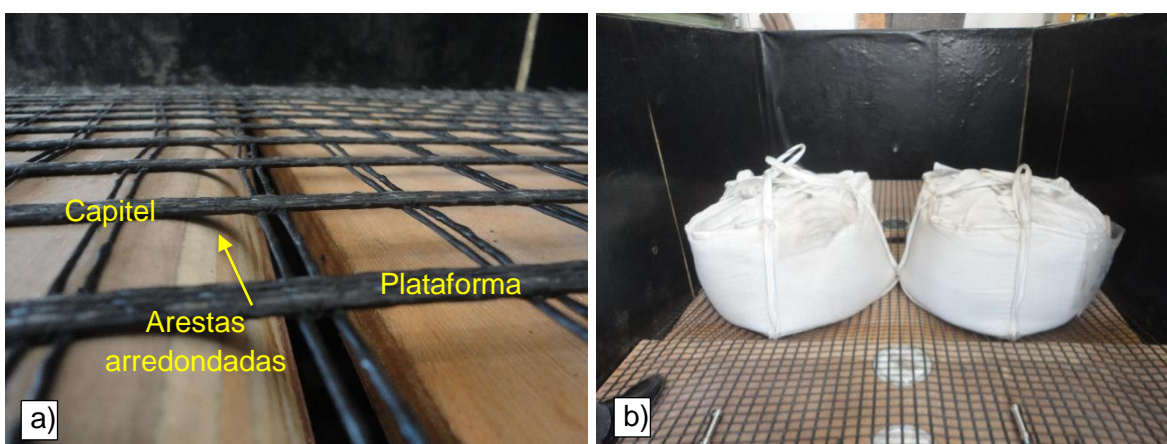


Figura 3.6. Detalhes da montagem do modelo físico: a) arestas arredondadas dos capitéis; b) teste de carga e liberação da plataforma.

O sistema de pré-carregamento é mostrado nas Figuras 3.7 e 3.8, sendo que a viga metálica de reação (a de maior altura) foi fixada por arruelas, porcas e tirantes chumbados à parede de concreto armado (detalhe na Figura 3.7b).



Figura 3.7 Detalhes da montagem do modelo físico: a) viga metálica de reação ao sistema de pré-carregamento; b) detalhe da fixação do sistema.

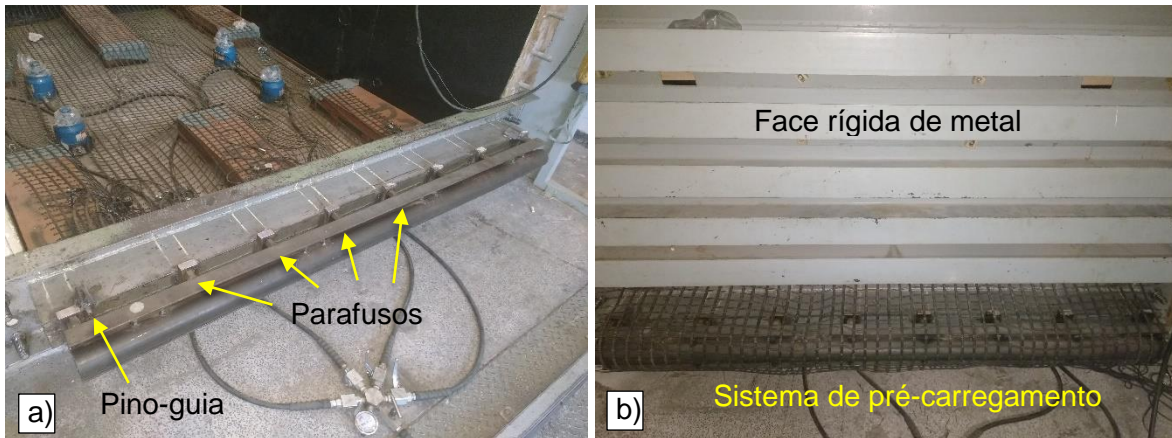


Figura 3.8. Detalhes da montagem do modelo físico: a) sistema de pré-carregamento; b) sistema finalizado e face rígida de metal instalada.

O funcionamento do sistema de pré-carregamento é simples: apertando-se os parafusos, a viga menor (soldada ao tubo de aço) é empurrada no sentido contrário do movimento e a geogrelha é tracionada. Para que a geogrelha funcionasse como um ‘envelope’, circundando o sistema de capitéis e plataforma, elaborou-se uma técnica de amarração por fivelamento, como mostra a Figura 3.9.

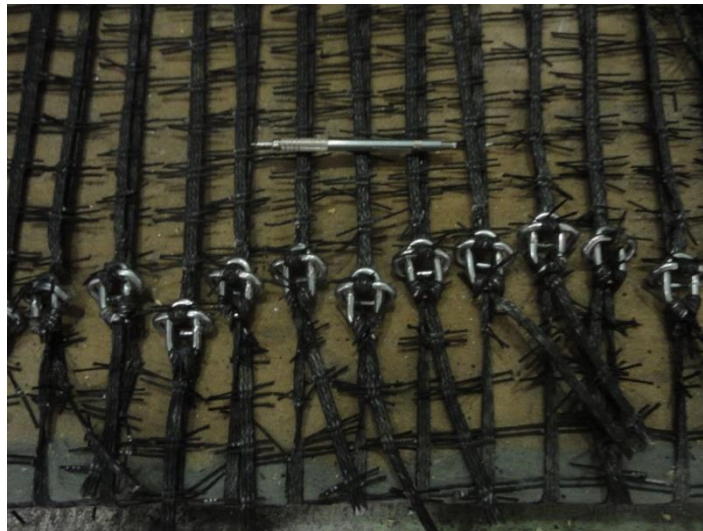


Figura 3.9. Detalhes da montagem do modelo físico: Amarração da geogrelha pela técnica de fivelamento com elos de corrente de aço.

3.1.1. ETAPAS DE MONTAGEM DO MODELO FÍSICO

As etapas de preparação do modelo físico consistiram em:

- (1) Colocação da geogrelha com o comprimento e largura necessários para que envolvesse todo o sistema de capitéis, plataforma e sistema de pré-carregamento;

- (2) Montagem dos capitéis acima da geogrelha, fixando todos os parafusos e tirantes necessários para o travamento adequado;
- (3) Posicionamento da grelha estrutural metálica sobre o sistema hidráulico e das células de carga acima dos macacos hidráulicos. Fixação dos cabos direcionados aos sensores de deslocamento da plataforma, das células de carga e ajuste da tensão nas correntes, nivelando também a plataforma com os capitéis. Fechamento do tampo de madeira acima da grelha metálica;
- (4) Amarração das geogrelhas, com a técnica de fivelamento, seguida pela etapa de pré-carregamento. É necessário repetir o processo até que a geogrelha tracione de forma igual em toda sua largura, evitando que algum elemento da geogrelha esteja relaxado em relação aos demais;
- (5) Fechamento da frente do modelo físico com a face rígida metálica;
- (6) Lubrificação das paredes do modelo físico com graxa PTFE (teflon) e membrana de plástico de PVC (policloreto de vinil), formando um 'sanduiche' envolto por um filme plástico, como mostra a Figura 3.10a;
- (7) Posicionamento dos medidores de deformação (detalhe da Figura 3.10a);
- (8) Estender uma camada fina de geotêxtil (BIDIM OP-20) em toda a extensão da plataforma com sobra para cobrir a altura do muro, como na Figura 3.10b.

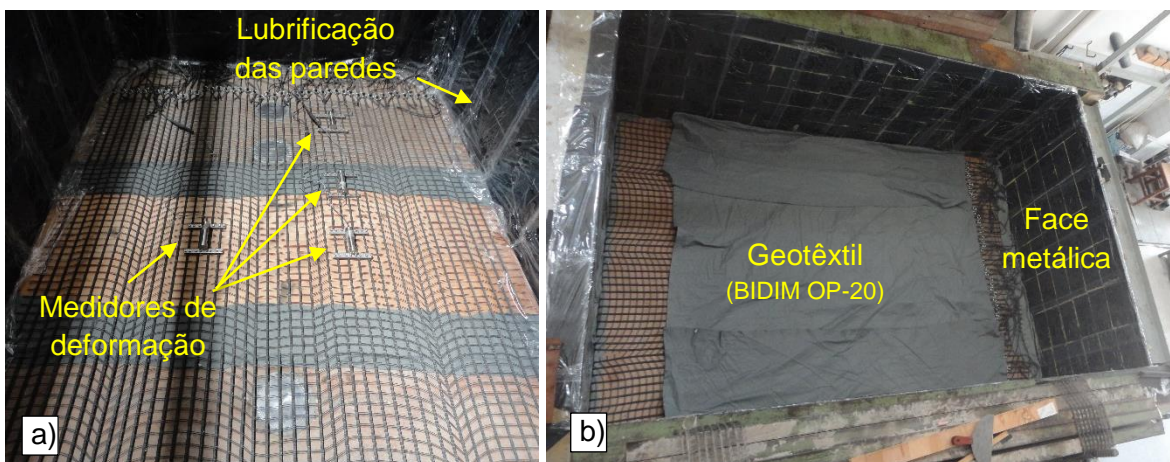


Figura 3.10. a) Detalhes da lubrificação das paredes e a instalação dos medidores de deformação no reforço; b) posicionamento dos geotêxtil cobrindo a plataforma e metade dos capitéis.

Os transdutores de tensão total, deslocamento e medidores de carga, e deformação serão devidamente apresentados e detalhados o seu funcionamento a partir do item 3.2 deste capítulo.

3.1.2. METODOLOGIA DA CONSTRUÇÃO DO ATERRO

Superadas as etapas de preparação do modelo físico, iniciaram-se os estágios de construção do corpo de aterro. Mantendo a plataforma em posição restrita, o aterro foi compactado em camadas de espessura de aproximadamente 20 centímetros e compactado com a placa vibratória (compactação leve) ou a combinação da placa vibratória e o compactador soquete vibratório “sapo” (compactação pesada). As tensões induzidas obtidas pela placa vibratória (Dynapac LF 81) e pelo soquete vibratório (Dynapac LC 71-ET) foram 8 kPa e 63 kPa, respectivamente, estimadas por EHRlich *et al* (2012), realizando retroanálise de resultados monitorados. O intervalo de compactação para cada equipamento foi de 10 minutos, suficiente para que a camada de solo se apresentasse uniformemente compactada. A Figura 3.11 mostra os equipamentos utilizados e as Figuras 3.12 e 3.13 ilustram as etapas de compactação com placa vibratória.

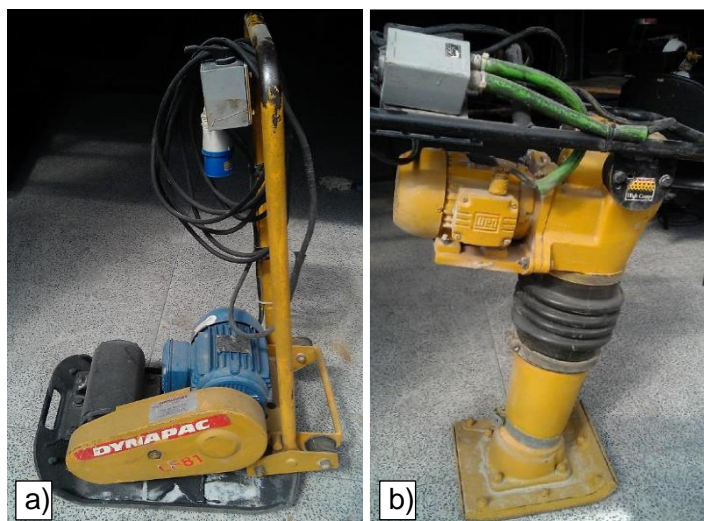


Figura 3.11. a) Compactador leve, placa vibratória modelo Dynapac LF 81; b) compactador pesado, soquete vibratório modelo Dynapac LC 71-ET (MIRMORADI, 2015).



Figura 3.12. a) Lançamento da camada a ser compactada; b) distribuição do solo antes da compactação, deixando sempre um pouco mais de solo ao centro;



Figura 3.13. a) Compactação em um circuito espiral em direção ao centro, alternando os sentidos entre anti-horário e horário; b) compactação finalizada.

A compactação com a placa vibratória é simples e não exige esforço demasiado. Deve-se apenas guiar o compactador ao redor do interior do modelo físico, realizando um circuito espiral em direção ao centro, durante intervalo aproximado de 1 minuto cada circuito. Alterna-se o sentido (entre anti-horário e horário) da compactação a cada circuito realizado. Ao final, termina-se o processo de compactação levando o compactador ao centro, na posição de origem.

A compactação com o soquete vibratório foi feita da mesma forma, sendo realizada logo após a compactação pela placa vibratória. Os cuidados necessários com os cabos elétricos dos compactadores são primordiais para uma operação segura, recomendando-se dois operadores, um guiando o cabo elétrico e outro guiando o equipamento. Ainda, para uma boa técnica da compactação, é necessário manter uma velocidade adequada (também por volta de um circuito completo por minuto), não permitindo que o soquete vibratório adentre ao solo, devendo ser compassadas as 'batidas' do soquete ao movimento de impelir o equipamento.

3.1.3. ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO FÍSICO

Foram realizados três ensaios no modelo físico, aqui designados por Ensaio I, Ensaio II e Ensaio III. As características que diferenciam estes ensaios são: tipo de compactação do corpo de aterro e etapa de liberação da plataforma, podendo ser realizada em etapa anterior ou posterior a aplicação da sobrecarga acima do aterro. As etapas de cada ensaio são descritas, a seguir:

Ensaio I – (1) Construção de um aterro de 0,98 m de altura, compactado somente pela placa vibratória; (2) Liberação da plataforma hidráulica, dada num intervalo de aproximadamente 2 horas; (3) Aplicação da sobrecarga de até 50 kPa.

Ensaio II – (1) Construção de um aterro de 0,97 m de altura, compactado somente pela placa vibratória; (2) Aplicação da sobrecarga de até 50 kPa; (3) Liberação da plataforma hidráulica, dada num intervalo de aproximadamente 2h.

Ensaio III – (1) Construção de um aterro de 0,97 m de altura, compactado pela placa vibratória e pelo soquete vibratório; (2) Liberação da plataforma hidráulica, dada num intervalo de 2h; (3) Aplicação da sobrecarga de até 50 kPa.

O processo de liberação da plataforma foi realizado rebaixando os quatro macacos hidráulicos em conjunto. Uma válvula para regulagem de fluxo (válvula de agulha) e a unidade hidráulica foram ajustadas para receber um fluxo lento do óleo hidráulico que vem dos macacos hidráulicos. Em média, a duração deste processo foi de 2 horas, contadas do início da liberação da plataforma até o momento que a mesma deixa de tocar a geogrelha, apontado por um sensor de pressão localizado no centro da plataforma.

A aplicação da sobrecarga, como mostra o perfil esquemático da Figura 3.2, foi feita por uma bolsa de ar comprimido inflada por entre a superfície do aterro e o sistema de reação. A montagem do sistema de aplicação de sobrecarga (bolsa de ar comprimido mais o sistema de reação) pode ser vista nas Figuras 3.14 e 3.15. O processo de aplicação da sobrecarga foi feito pressurizando-se a bolsa de ar comprimido, monitorando os valores de pressão com excelente acurácia, através de um transdutor de pressão instalado no bocal de entrada da bolsa de ar comprimido. Os incrementos de pressão foram feitos a cada 10 kPa, de forma gradual e não imediata, até se atingir a pressão de 50 kPa. Esperou-se, a cada etapa, antes de realizar um novo incremento de pressão, a estabilização dos instrumentos de monitoramento durante a pressão corrente.

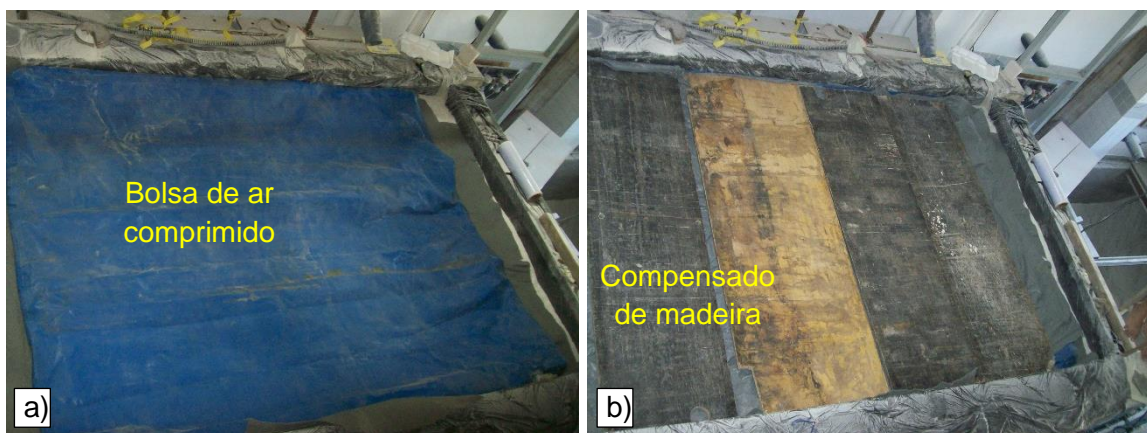


Figura 3.14. a) Colocação da bolsa de ar comprimido acima da superfície do aterro; b) compensado de madeira, colocado acima do geotêxtil, protegendo a bolsa de ar comprimido.

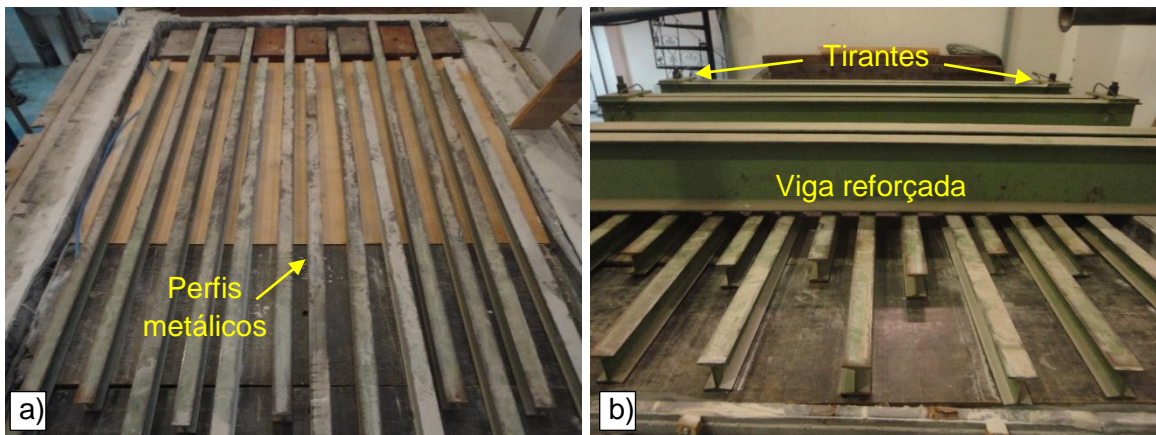


Figura 3.15. a) Perfis estruturais metálicos, colocados acima das placas de madeira de modo a compor uma plataforma rígida; b) vigas metálicas presas a tirantes para fixação do sistema de reação.

3.2. INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO FÍSICO

A Figura 3.16 apresenta de forma esquemática o posicionamento dos instrumentos no modelo físico. O modelo físico foi instrumentado para o monitoramento das tensões acima dos capitéis, deslocamento e cargas sob a plataforma hidráulica, cargas no reforço (inferidas pela medida de deformação do reforço), pressão de aplicação da sobrecarga e recalques na superfície do aterro. Ao total, foram 24 transdutores instalados no modelo físico. Para cada um deles, foram realizadas calibrações e aferições de modo a verificar o funcionamento correto e obtenção de medidas acuradas.

3.2.1. PROCEDIMENTO DE CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES

Os transdutores de deslocamento (LVDTs) que compõem o aparato medidor de deslocamento da plataforma e também os medidores de deformação (MDs) no geossintético, foram calibrados e tiveram suas medidas constantemente aferidas, utilizando-se uma prensa uniaxial ligada a um relógio comparador (extensômetro analógico) e um outro LVDT já calibrado ligado ao sistema de aquisição, obtendo-se assim medidas acuradas confiáveis para leituras em resolução de 0,01 mm.

As células de carga presas nas correntes (que estabilizavam a grelha estrutural) foram calibradas de forma direta num sistema gravitacional, utilizando-se pesos conhecidos. Já as células de carga posicionadas sobre os macacos hidráulicos foram calibradas no próprio sistema da plataforma hidráulica, correlacionando-as ao conjunto de células de carga presas nas correntes, e utilizando os macacos hidráulicos e as correntes como sistema de reação para uma calibração indireta. A acurácia do sistema de monitoramento de cargas sobre a plataforma possivelmente

foi afetada pela sensibilidade das células sobre os macacos hidráulicos, projetadas para cargas bem acima das solicitações encontradas.

Os medidores de deslocamento vertical (MDVs) possuem um transdutor de pressão que deve ser calibrado e constantemente aferido. O processo de calibração é análogo ao dos LVDTs, posicionando os MDVs empilhados sobre o prato de uma prensa, é possível calibrar todos de uma vez só. Para tal, compara-se o sinal gerado pelo transdutor de pressão a diferença de altura do prato da prensa uniaxial, medida por um extensômetro analógico e a outro LVDT já calibrado ligado ao sistema de aquisição, obteve-se medidas acuradas confiáveis para leituras em resolução de 0,01 mm.

As células de pressão (CPTs) foram calibradas de forma hidrostática, com ar comprimido dentro de uma câmara de calibração, até a pressão máxima de 200 kPa. Utilizou-se como referência um transdutor de pressão calibrado, obtendo-se medidas acuradas confiáveis para leituras com resolução de 0,5 kPa.

São conhecidas no campo da instrumentação as dificuldades relacionadas ao uso de células de pressão (CPTs) para a aferição da tensão total no solo. A presença do sensor/transdutor gera perturbações no estado de tensões, por conta das diferenças de rigidez dos materiais envolvidos. Nas células tipo diafragma, um anel metálico é acoplado a uma membrana instrumentada que se deforma pela pressão do solo nesta área sensível. É também muito custoso realizar uma calibração que represente da melhor forma as tensões dentro do solo e na prática é impossível medir com grande acurácia. Os principais fatores que afetam a acurácia na leitura deste instrumento são: o efeito de escala, a rigidez relativa entre solo/célula, a concentração de tensões nas bordas, a deflexão da área sensível, a variação do comportamento e a rigidez do solo (DUNNICLIFF, 1982).

LABUZ e THEROUX (2005) desenvolveram pesquisa em laboratório para determinar, numa célula de pressão do tipo diafragma instrumentado, o fator de calibração mais adequado ao monitoramento das tensões em um solo granular. Para isso, criaram duas câmaras de calibração, sendo uma para calibração com fluido ou ar comprimido e outra que permitiu variar-se a altura de solo (uma areia de Ottawa 20-30 e 50-70, medianamente compacta e com grãos variando entre 0,25 e 0,73 mm). Concluem que para fluidos o fator de calibração se equipara aos dados do fabricante, porém, quando a célula de pressão é calibrada com o solo o fator de calibração deve variar, chegando a ser 20% menor que o do fabricante. O anel rígido que guarda a célula de pressão permaneceu indeformável enquanto o diafragma fletiu, ocasionando, portanto, o fenômeno de arqueamento durante o carregamento, acusando uma tensão maior que a aplicada.

Os resultados das calibrações realizadas nos instrumentos utilizados nos ensaios podem ser encontrados no ANEXO I, ao final desta dissertação.

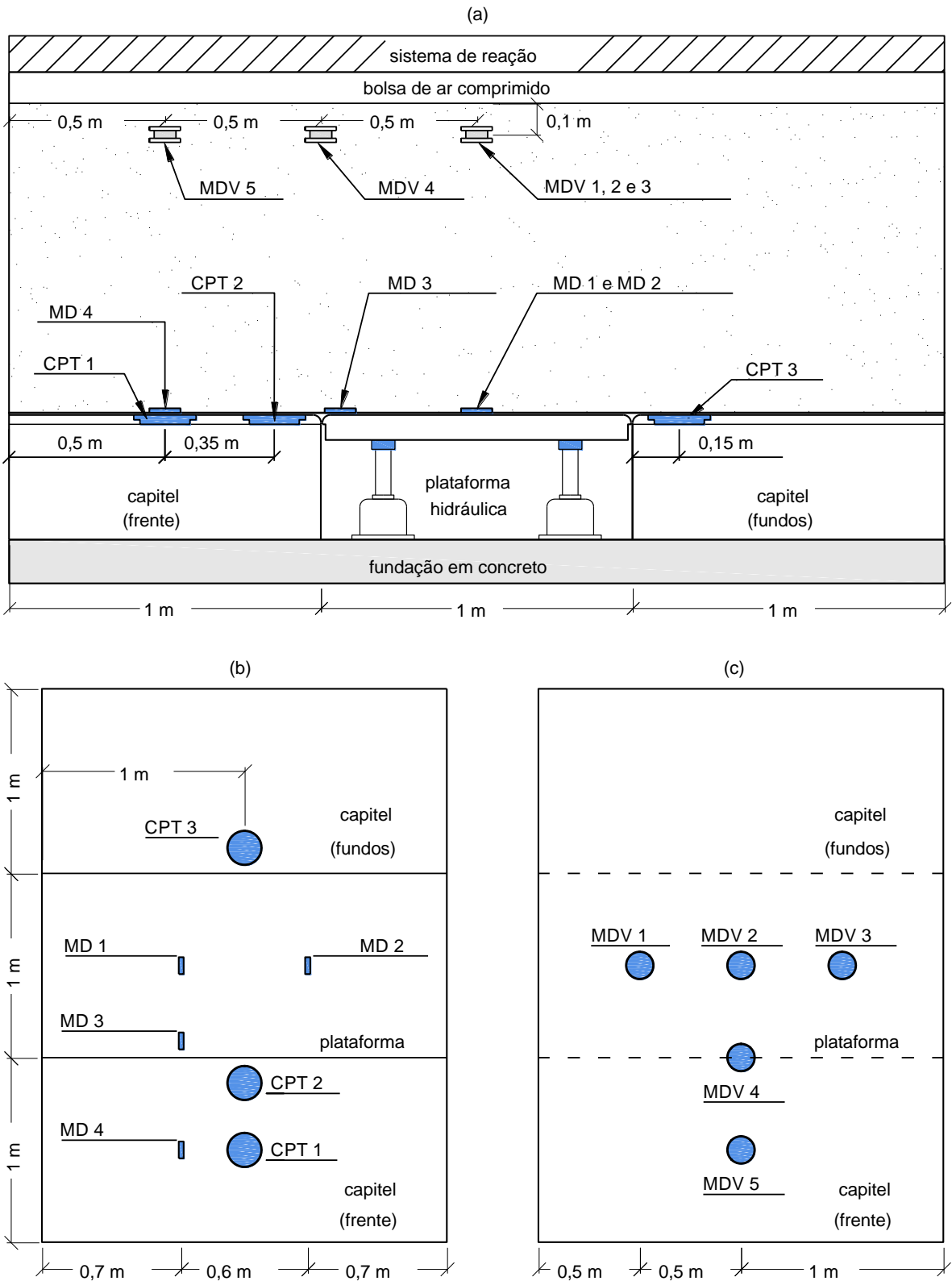


Figura 3.16. Posicionamento dos instrumentos para monitoração do modelo físico: a) vista em corte da seção longitudinal; b) vista superior, ao nível da plataforma; c) vista superior, ao nível da superfície do aterro.

3.2.2. TENSÕES TOTAIS ACIMA DOS CAPITÉIS

Três células de pressão total (CPT) foram utilizadas para o monitoramento das tensões atuantes nos capitéis. Duas células foram localizadas no capitel da frente e uma outra no capitel do fundo (ver detalhe das Figuras 3.3 e 3.4a). As células de pressão foram assentes sobre vigas largas de madeira maçaranduba, com elevada rigidez a flexão, obtendo assim uma base firme e evitando um apoio deficiente. As laterais da célula das CPTs foram preenchidas com uma mistura de resinas (monômeros de estireno) regularizando as laterais da célula em relação ao tampo do capitel de madeira (Figura 3.17).



Figura 3.17. Célula de pressão total (CPT) instalada sobre o bordo de um dos capitéis, detalhe para o acabamento em resina.

Na Figura 3.18, apresenta de forma esquemática o diagrama representativo das tensões atuantes ao longo da seção transversal dos capitéis, que pode ser estabelecido com base na extrapolação matemática de uma função não-linear dos valores monitorados pelas CPTs. Buscou-se com este diagrama de tensão seguir a semelhança da configuração geométrica das tensões obtidas no experimento 'trap-door' (Figura 2.1b) apresentada em TERZAGHI e PECK (1967).

Nas análises de cada etapa dos ensaios, obteve-se uma função exponencial ajustada pelo método dos mínimos quadrados, considerando, em três pontos, os valores de tensão e as respectivas distâncias em relação ao bordo do capitel da frente: CPT2, distante 0,15 m; CPT1, distante 0,50 m; tensão geostática ($\gamma \cdot h + q$) distante 1,0 m. Para o capitel do fundo do modelo físico, que possui somente a CPT 3 instalada no bordo, foi presumida a mesma forma de ajuste pelo método dos mínimos quadrados, estimando-se para o valor do ponto distante 0,5 m uma proporcionalidade entre as

células CPT 3, CPT 2 e CPT 1. Deste modo, as tensões utilizadas na estimativa da distribuição de tensão no capitel ao fundo do modelo físico, foram: CPT3, distante 0,15 m do bordo; $\frac{CPT3}{CPT2} \times CPT1$, distante 0,50 m; e a tensão geostática ($\gamma \cdot h + q$), distante 1,0 m do bordo do capitel. Com a distribuição de tensão acima de cada capitel fez-se o somatório das cargas verticais atuantes nos dois capitéis relacionando a cada uma das etapas dos ensaios.

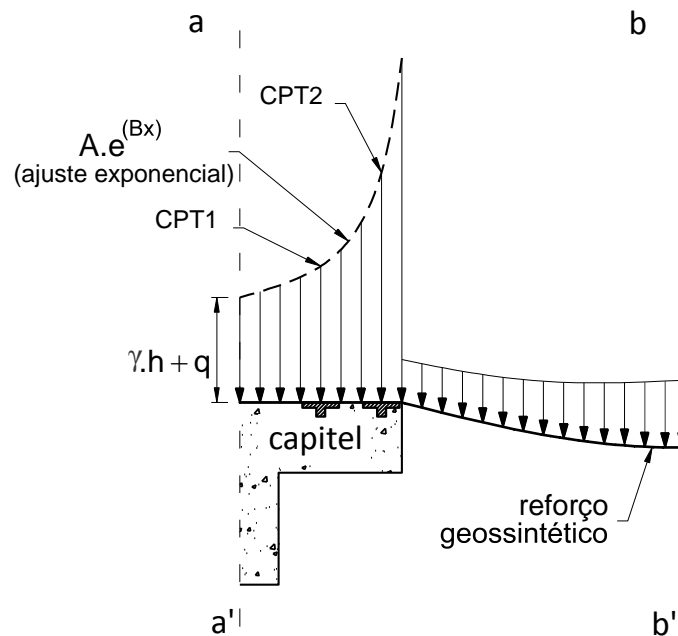


Figura 3.18. a) Planos de simetria a-a' e b-b' para uma seção do aterro estruturado: diagrama de tensão distribuída acima dos capitéis.

Verificou-se uma assimetria na distribuição das tensões acima dos capitéis. Deste modo, optou-se por analisar os resultados das tensões sobre os capitéis da seguinte forma: (1) estimar o diagrama de tensões distribuídas acima de cada capitel; (2) calcular a carga vertical por metro, kN/m, com base na largura de cada capitel; (3) somar todas as cargas verticais monitoradas, incluindo os dois capitéis e a resultante das cargas no reforço; (4) comparar aos limites inferior e superior das cargas verticais acima dos capitéis.

Os limites inferior e superior das cargas acima dos capitéis foram calculados por:

- *Limite superior das cargas verticais sobre os capitéis*

$(\gamma \cdot h + q) \times (s)$, onde todas as cargas verticais são suportadas pelos capitéis.

- *Limite inferior das cargas verticais sobre os capitéis*

$(\gamma \cdot h + q) \times (a)$, onde as cargas acima dos capitéis são as cargas geostáticas, sem a influência do arqueamento do solo.

Os parâmetros considerados para o cálculo foram:

s é a dimensão longitudinal do modelo, igual a 3 m;

a é a largura de cada capitel, igual a 1 m;

h é a altura de aterro com solo granular, igual a 0,98 m;

q é a sobrecarga, de valor 0 kPa a 50 kPa;

γ é o peso específico do solo compactado, igual a 19 kN/m³ (placa vibratória) e 20 kN/m³ (soquete vibratório).

De forma a ter-se valores mais representativos nas análises dos ensaios com compactação leve, entendeu ser necessário um ajuste do fator de calibração, uma vez que as CPTs foram calibradas com ar comprimido. Pelo mesmo motivo que levou LABUZ e THEROUX (2005) a desenvolverem calibração com o solo, também pelo entendimento que durante as etapas de construção dos modelos físicos o comportamento e a rigidez do solo variam com o alteamento das camadas, adotou-se um fator que correlacionasse as tensões monitoradas nas CPTs instaladas acima dos capitéis com os valores calculados da tensão geostática (estimada pela altura e o peso específico do solo, somado aos incrementos de sobrecarga).

Com os dados do estágio de aplicação da sobrecarga no ensaio II, sem que houvesse até o momento a liberação da plataforma (metodologia do ensaio II), comparou-se as tensões geostáticas calculadas aos valores acusados no monitoramento das CPTs, obtendo-se um fator de ajuste da calibração, que melhorou a representatividade das tensões monitoradas.

3.2.3. DESLOCAMENTOS E CARGAS SOB A PLATAFORMA HIDRÁULICA

Abaixo da plataforma hidráulica, células de carga monitoraram as cargas transmitidas a cada macaco hidráulico e também em cada uma das correntes fixadas nas extremidades da grelha estrutural metálica (Figura 3.19). Para monitoramento do deslocamento vertical da plataforma, foi elaborado um aparato simples com o uso de roldanas, molas, transdutores de deslocamento axial (LVDT) e cabos de aço presos em pontos localizados acima de cada macaco hidráulico. As Figuras 3.19b e 3.20 exibem este aparato de monitoramento dos deslocamentos da plataforma.

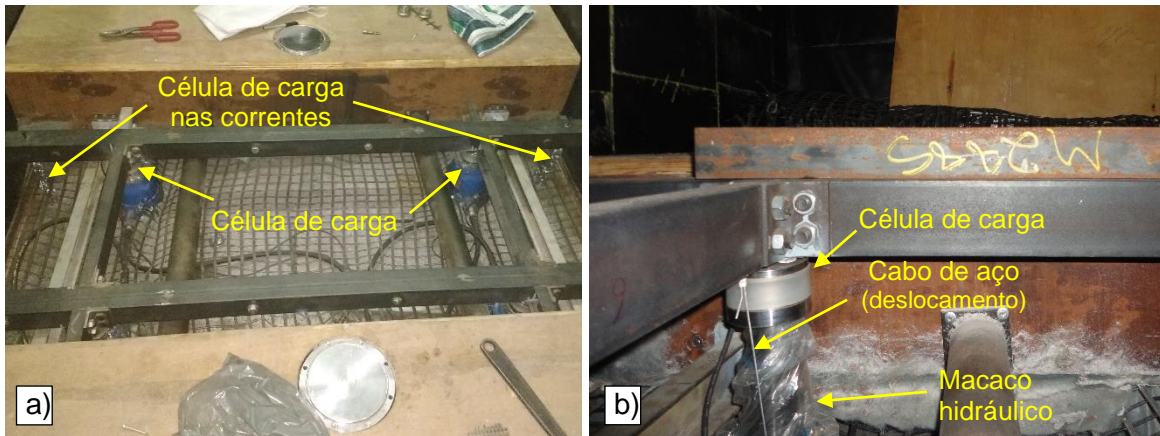


Figura 3.19. a) Células de carga instaladas sob a grelha metálica; b) detalhes da célula de carga e do cabo de aço que compõem o aparato medidor de deslocamento da plataforma.



Figura 3.20. Aparato medidor de deslocamentos da plataforma hidráulica: a) detalhes das roldanas e molas que guiam e tencionam o cabo de aço; b) detalhe dos transdutores de deslocamento, ligados a cada macaco hidráulico.

3.2.4. MEDIDOR DE DESLOCAMENTO VERTICAL (RECALQUES)

O medidor de deslocamento vertical (MDV) é utilizado nos modelos físicos desde a pesquisa de SARAMAGO (2002). O funcionamento é feito pela inserção no solo, de um reservatório preenchido com mercúrio e água (Figura 3.21a), conectados à atmosfera, pela saída superior. Na base deste reservatório, há também uma outra conexão que é direcionada a outro reservatório (Figura 3.21b), este preenchido também com mercúrio, conectado a um transdutor de pressão. A Figura 3.22 mostra a instalação dos MDVs no modelo físico de aterro estruturado. Este instrumento vem se mostrando muito importante nos modelos físicos realizados, nesta e outras pesquisas.

O princípio de funcionamento do equipamento é muito simples, quando se varia a altura relativa entre os dois reservatórios há um diferencial de pressão, que é sentido pelo transdutor de pressão ligado ao sistema de aquisição. Deste modo é possível monitorar os recalques no solo durante as etapas de liberação da plataforma e de aplicação da sobrecarga. Os MDVs, apesar de ser um equipamento sensível e robusto, são susceptíveis a problemas relacionados a entrada de ar no reservatório que contém o transdutor de pressão e ao entupimento da linha de mercúrio, sendo de difícil manutenção. A cada ensaio, calibravam-se todos os MDVs utilizados no modelo físico.

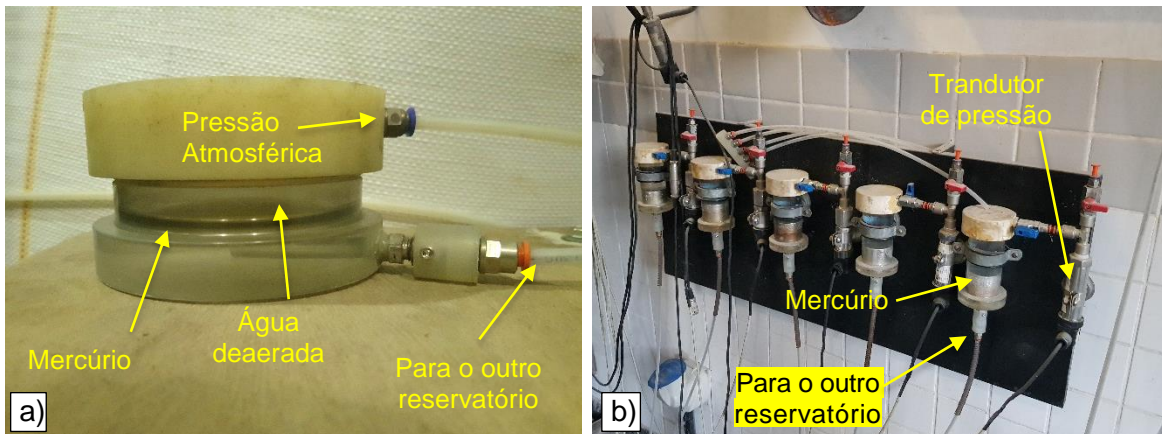


Figura 3.21. a) MDV, detalhe do reservatório preenchido com mercúrio e água, para ser inserido no solo; b) painel com reservatório de mercúrio e transdutor de pressão.

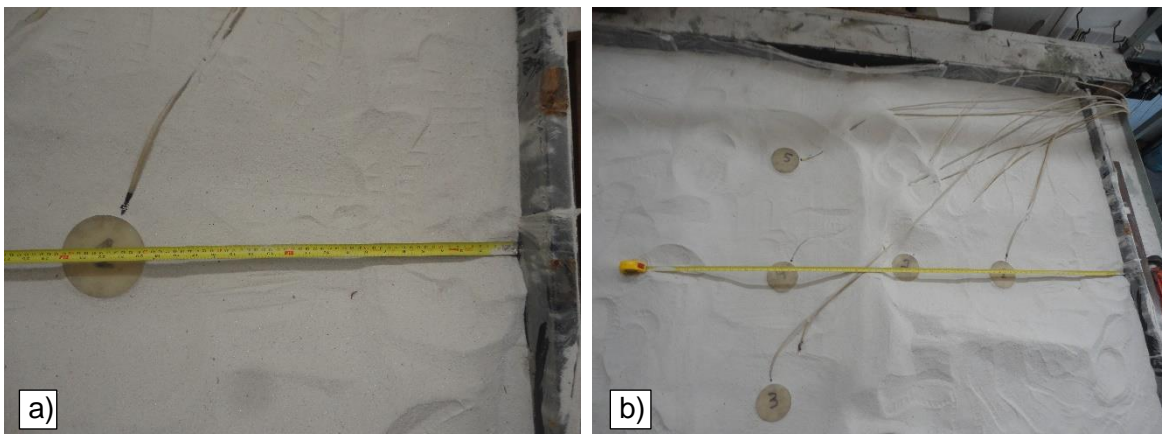


Figura 3.22. a) Detalhe da instalação do MDV no solo de aterro; b) posição dos MDV's e o aspecto final do ensaio.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE ATERRO E DO REFORÇO GEOSINTÉTICO

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE ATERRO

O material de aterro do modelo físico é uma areia fabricada (quartzo moído),

também utilizado na pesquisa de SARAMAGO (2002), dentre outras. Tem como principais características: ser bem graduado, possuir comportamento histerético, ter resistência ao cisalhamento puramente friccional, ser inerte e em ensaios triaxiais, não apresentar quebra de grãos durante o cisalhamento (para tensões confinantes até 200 kPa).

A curva granulométrica é apresentada na Figura 3.23 e o gráfico que relaciona o ângulo de atrito para as condições triaxial ou de deformação plana, com a variação do peso específico, é encontrado na Figura 3.24. Este gráfico, foi elaborado a partir dos resultados de ensaios triaxiais realizados na pesquisa de SARAMAGO (2002) e seus valores correspondentes na condição de deformação plana, calculados com base nos resultados da pesquisa de SOUZA COSTA (2005), que realizou ensaios de deformação plana e triaxiais para este mesmo quartzo moído. Para a condição de deformação plana, estimou-se, portanto, um ângulo de atrito de 50° e 53° , para pesos específicos iguais a 19 kN/m^3 e 20 kN/m^3 , respectivamente.

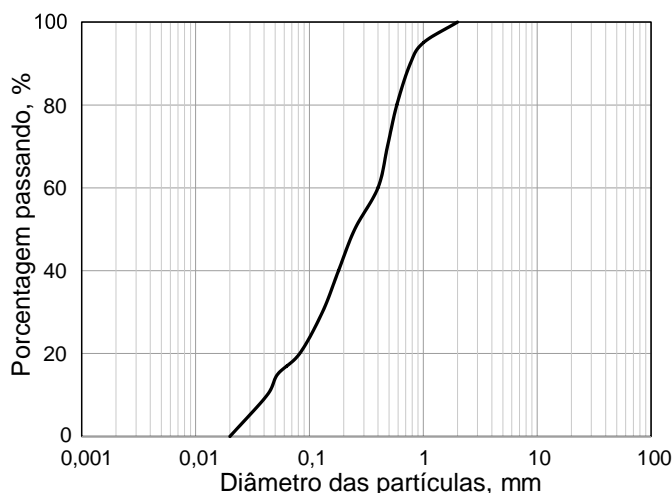


Figura 3.23. Curva granulométrica para a areia fabricada – quartzo moído, utilizada no modelo físico. (adaptado de MIRMORADI et al, 2016)

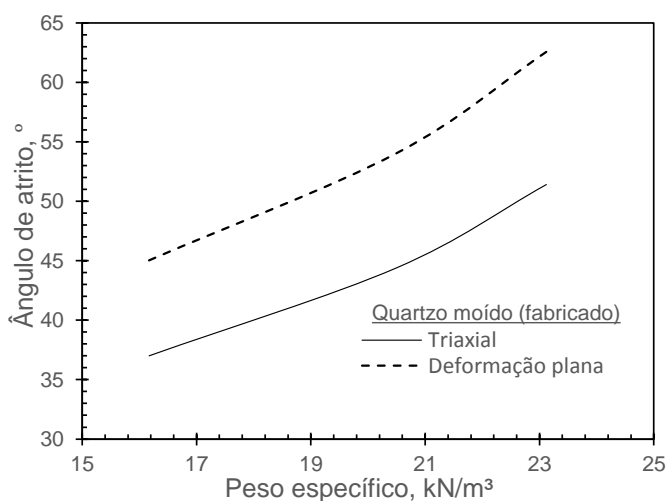


Figura 3.24. Ângulo de atrito versus peso específico para o quartzo moído, nas condições triaxial e deformação plana.

3.3.2. CARACTERIZAÇÃO DO REFORÇO GEOSSINTÉTICO

Ensaio de tração de geossintéticos em faixa larga foram efetuados seguindo os procedimentos da NBR ISO 10319:2013, a menos da taxa de deformação que se situou entre 0,05 % e 1 % por minuto, muito inferior ao 20%/min estabelecidos por norma. Note-se que a velocidade adotada nos ensaios se apresenta mais de acordo com a verificada durante a construção do modelo físico.

Diversos ciclos de carregamento e descarregamento em cada amostra de geogrelha ainda virgem foram efetuados antes dos ensaios. Isso em razão de todas as montagens do modelo físico foi utilizada uma mesma geogrelha, sendo, portanto, necessário se conhecer o comportamento do material após diferentes ciclos de carga. Outra característica dos ensaios de tração é que os carregamentos foram feitos a um nível de tensão cerca de 3 vezes menor que o material na ruptura de forma a representar condições de trabalho.

Para a obtenção do módulo de rigidez da geogrelha foi desenvolvido um aparato (Figura 3.25) que permite realizar ensaios de tração faixa larga em geogrelhas ou geotêxteis. Este aparato é um aperfeiçoamento de um já existente no laboratório, e atende as especificações da norma NBR ISO 10319:2013. A fabricação do equipamento e a realização destes ensaios foram escopo de um trabalho de conclusão do curso de graduação (CARAPAJÓ, 2018).



Figura 3.25. Aparato para tração em geossintético (conjunto de garras em bloco compressivo, manilha e correntes)

Os seguintes equipamentos e transdutores foram utilizados na realização dos ensaios de tração de faixa larga: (1) prensa mecânica da Wykeham Farrance – com taxa de deslocamento máximo de 4 mm/min e capacidade de tração até 100kN; (2) correntes e manilhas para fixação do aparato; (3) conjunto de garras em bloco compressivo – fabricadas em alumínio e aço, revestidas em epóxi e material abrasivo; (4) Transdutor de deslocamento axial (LVDT) para monitoramento dos deslocamentos do prato da prensa; (5) medidor de deformação axial, o mesmo utilizado no modelo físico; (6) célula de carga, de capacidade até 50 kN; (7) sistema de aquisição de dados. A Figura 3.26, exibe o conjunto de equipamentos e sensores empregados nos ensaios.

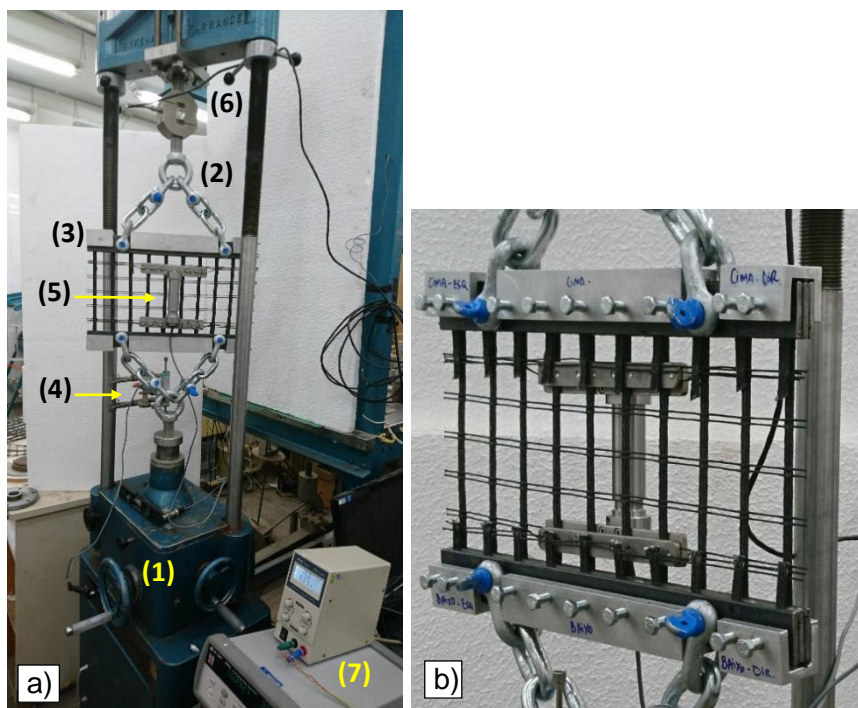


Figura 3.26. Equipamentos e sensores utilizados: a) aparato de ensaio faixa larga, transdutores e sistema de aquisição; b) detalhe da geogrelha durante o ensaio.

Na Figura 3.27, são apresentados os resultados encontrados nos ensaios de tração em faixa larga para a geogrelha PVA utilizada. Observa-se que o módulo de rigidez (J) se mostrou razoavelmente o mesmo, sob variações de até 10 vezes nas taxas de deformação. Com base nestes resultados se adotou nas análises dos resultados da modelagem física do aterro estruturado módulo de rigidez da geogrelha (J) igual a 2400 kN/m.

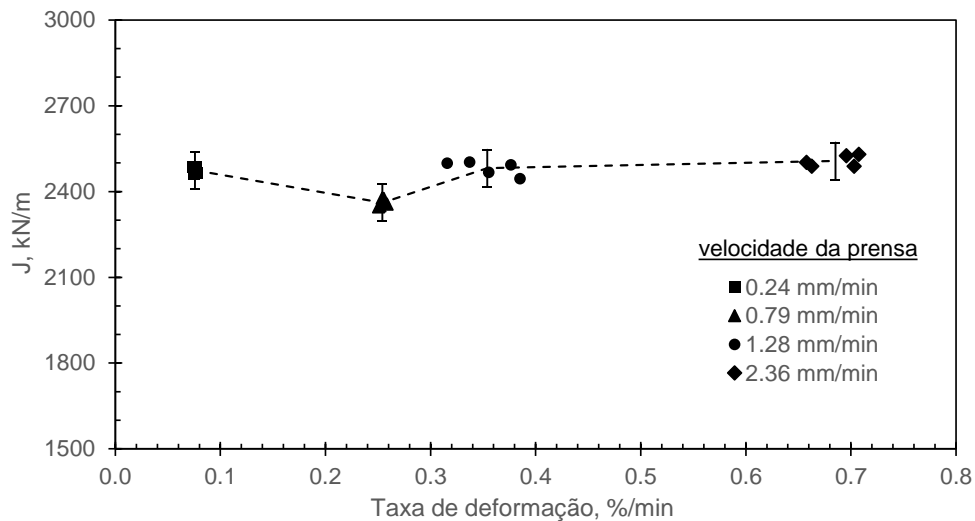


Figura 3.27. Módulo de rigidez obtido em ensaios de tração em faixa larga, realizados sob diferentes taxas de deformação.

3.4. DEFORMAÇÕES E CARGAS NO REFORÇO

3.4.1 MODELAGEM FÍSICA

A determinação das cargas atuantes no reforço é um dos aspectos mais relevantes para o dimensionamento do aterro estruturado, sendo o foco principal de praticamente todos os métodos analíticos. A carga de tração por metro atuante no reforço, T , é função das deformações (ε) e do módulo de rigidez (J) do reforço.

$$T = J \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

Os métodos analíticos, em geral, consideram uma relação linear entre a carga e a deformação, ou seja, um módulo de rigidez constante para o reforço geossintético. No entanto, a rigidez do reforço geossintético varia com a velocidade e do nível de solicitação. Para monitorar as deformações no reforço, foi desenvolvido um medidor de deformação sensível e robusto, aperfeiçoamento de um já existente, utilizado por SOUZA *et al.* (2018), sendo aplicado com sucesso em campo e laboratório. O princípio de funcionamento do equipamento é simples: requer que um êmbolo deslize livremente adentrando a cápsula de proteção, movimentando a haste sensível de um LVDT. As Figuras 3.28 e 3.29 mostram o medidor de deformação e a sua instalação no modelo físico.

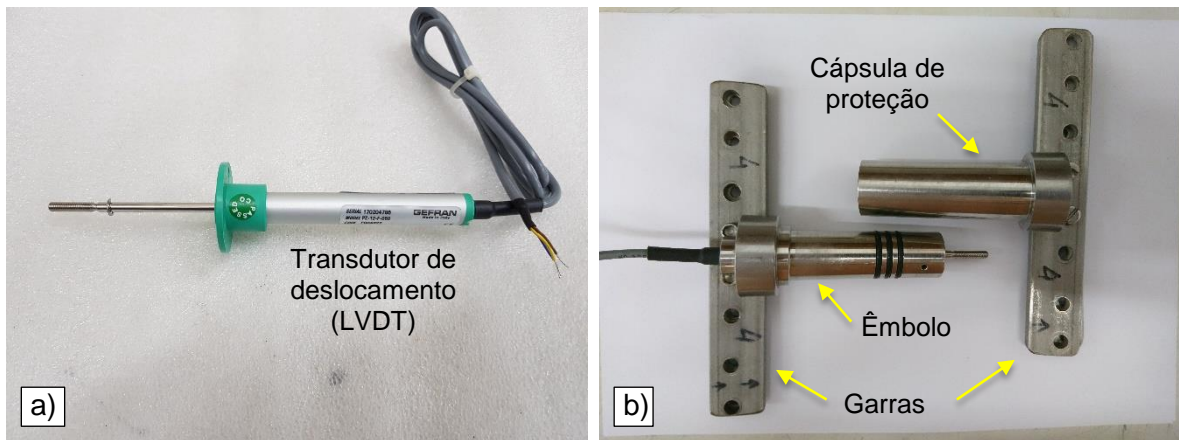


Figura 3.28. a) LVDT; b) detalhes do medidor de deformação: êmbolo, cápsula de proteção e garras.

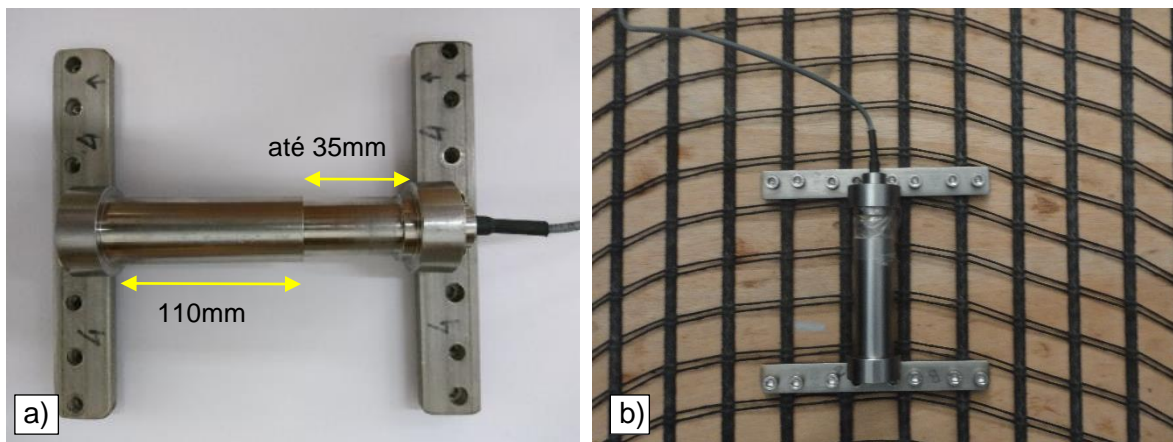


Figura 3.29. a) Medidas do medidor de deformação; b) instalação no modelo físico.

3.4.2. PROCEDIMENTOS ANALÍTICOS

3.4.2.1. Cálculo das cargas no reforço pela Norma BS-8006:2010

Foi elaborada uma planilha eletrônica para o cálculo iterativo pelos dois métodos adotados nesta norma: formulação de Marston e método de Hewlett & Randolph (H&R). Os parâmetros adotados na solução analítica pela formulação de Marston são descritos na Tabela 3.1 e os utilizados no método de H&R são descritos na Tabela 3.2. A rigidez do reforço (J) é considerada 2400 kN/m, mesma utilizada na análise dos modelos físicos.

O cálculo foi feito variando-se o valor da sobrecarga em incrementos de 10 kPa, utilizando também parâmetros geométricos que se aproximam da condição encontrada ao final da etapa de construção do modelo físico (TC – término da construção) e dos parâmetros relacionados a resistência e propriedades do material compactado, mesmos utilizados por EHRlich *et al* (2012).

O método H&R permite o cálculo da eficiência (E), que é traduzida pela razão entre as cargas suportadas pelas estacas e o peso total de aterro somado a sobrecarga. Para o método H&R, a eficiência é calculada em função apenas dos parâmetros geométricos a , s , h , e do empuxo passivo, K_p , estimado pelo ângulo de atrito do solo na condição de deformação plana, ϕ , com valores mencionados na Tabela 3.2.

Tabela 3.1. Parâmetros geométricos e de resistência do solo, adotados para a cálculo analítico pela formulação de Marston.

Parâmetros geométricos e propriedades do solo compactado	
Altura de aterro, h	0,98 m
Peso específico do solo de aterro, γ	19 kN/m ³
Distância entre eixos de estaca, s	3 m
Largura do capitel, a	2 m
Sobrecarga, q	0 a 50 kPa
Coefficiente de arqueamento do solo	0,746 (estaca rígida)

Tabela 3.2. Parâmetros geométricos e de resistência do solo, adotados para a cálculo analítico pela metodologia de Hewlett & Randolph (H&R).

Parâmetros geométricos e propriedades do solo compactado	
Altura de aterro, h	0,98 m
Peso específico do solo de aterro, γ	19 kN/m ³
Distância entre eixos de estaca, s	3 m
Largura do capitel, a	2 m
Sobrecarga, q	0 a 50 kPa
Ângulo de atrito do solo (deformação plana) , ϕ	50°

3.4.2.2. Cálculo das cargas no reforço pelo método de EHRLICH (2001)

O método de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002) originalmente foi proposto para condição sem carregamento, sendo, portanto, necessário ampliar a formulação do método para inclusão da sobrecarga no cálculo das cargas de tração (T1 e T2) no reforço, como ilustradas na Figura 3.30. Desta forma, este autor propõe modificações nas formulações das equações de equilíbrio limite apresentadas no capítulo 2, desconsiderando-se também fatores de segunda ordem, que serão devidamente explicados ao final da extensão proposta ao método.

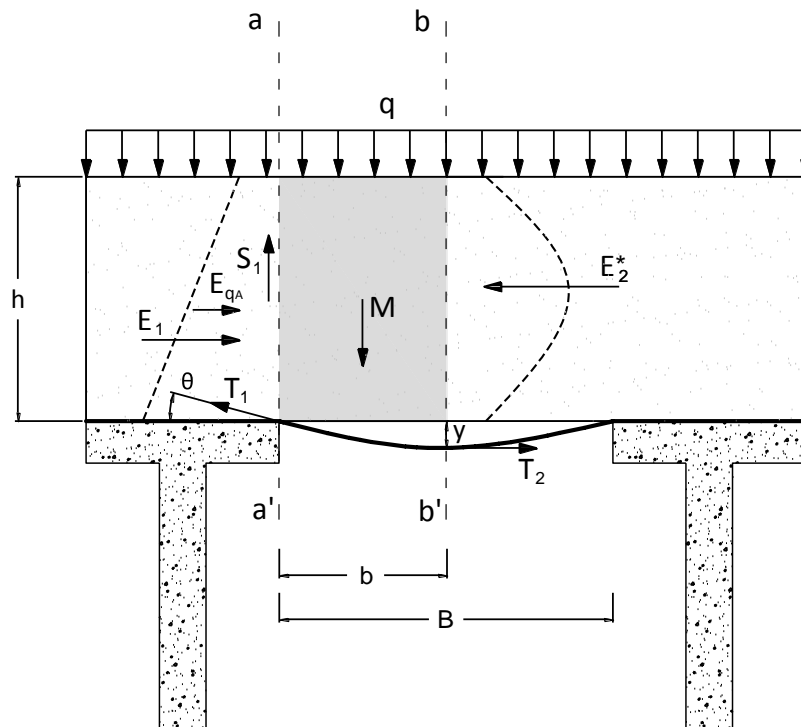


Figura 3.30. Extensão do modelo analítico proposto por EHRLICH (2001, apud SALES, 2002).

Os parâmetros necessários para a utilização desta metodologia são:

M é peso da massa de solo entre as seções a-a' e b-b';

γ é peso específico do material de aterro;

b é o semi-vão entre os capitéis;

h é a altura de aterro;

S_1 é a força cisalhante no plano a-a' ;

X_1 é a posição da resultante do empuxo ativo na borda do capitel;

X_q é a posição da resultante do empuxo ativo da sobrecarga na borda do capitel;

X_2 é a posição da resultante do empuxo passivo no centro do vão entres os capitéis;

θ é o ângulo do reforço com a horizontal na borda do capitel;

T_1 é o esforço de tração no reforço localizado na borda do capitel;

T_2 é o esforço de tração no reforço localizado no meio do vão entre os capitéis;

J é a rigidez do reforço;

E_1 é o empuxo ativo que atua no plano (a-a') da borda do capitel;

E_{qA} é o empuxo ativo da sobrecarga e que atua no plano (a-a') da borda do capitel;

E_2^* é a resultante do empuxo passivo que atua no plano (b-b') da borda do capitel, considerando também a sobrecarga aplicada;

q é a sobrecarga aplicada acima do aterro;

ϕ é o ângulo de atrito do solo na condição de deformação plana;

y é a deflexão do reforço no meio do vão entre capitéis;

Realizando o equilíbrio de momento e forças no prisma de solo a-a' e b-b':

$$\sum F_{horizontal} = 0$$

$$E_{qA} + E_1 - T_1 \cdot \cos \theta - E_2 + T_2 = 0 \quad (3.2)$$

$$\sum F_{vertical} = 0$$

$$T_1 \cdot \sin \theta + S_1 - M - q \cdot b = 0 \quad (3.3)$$

$$\sum M_a = 0$$

$$E_1 \cdot X_1 + E_{qA} \cdot X_q + (M + q \cdot b) \cdot \frac{b}{2} - E_2 \cdot X_2 = 0 \quad (3.4)$$

O peso próprio do prisma de solo e a tensão cisalhante mobilizada no plano a-a' são iguais a:

$$M = \gamma \cdot h \cdot b \quad (3.5)$$

$$S_1 = (E_1 + E_{qA}) \cdot \tan \phi \quad (3.6)$$

Sabe-se, pela teoria de empuxo no solo, que a posição dos pontos de aplicação das resultantes dos empuxos laterais são:

$$x_1 = h/3 \quad (\text{para o empuxo ativo}) \quad (3.7)$$

$$x_q = 0,5 \cdot h \quad (\text{para o empuxo ativo da sobrecarga}) \quad (3.8)$$

$$x_2 = 0,55 \cdot h \quad (\text{para o empuxo passivo}) \quad (3.9)$$

Considerando o reforço no regime elástico linear:

$$T = J \cdot \varepsilon \quad (3.10)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{\cos \theta} - 1 \quad (3.11)$$

Substituindo (3.5) e (3.6) em (3.3) e rearranjando:

$$T_1 \cdot \text{sen } \theta = \left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot h \cdot b - (E_1 + E_{qA}) \cdot \tan \phi \quad (3.12)$$

Rearranjando e equação (3.2):

$$E_2 = E_{qA} + E_1 + T_2 - T_1 \cdot \cos \theta \quad (3.13)$$

Substituindo (3.5) em (3.4) e rearranjando:

$$E_2 \cdot X_2 = E_1 \cdot X_1 + E_{qA} \cdot X_q + \left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot \frac{h \cdot b^2}{2} \quad (3.14)$$

Substituindo (3.7), (3.8), (3.9) e (3.14) em (3.13) e rearranjando:

$$T_2 = T_1 \cdot \cos \theta + \left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot \frac{b^2}{1,1} - E_{qA} \cdot \left(1 - \frac{1}{1,1} \right) - E_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{1,65} \right) \quad (3.15)$$

Substituindo (3.10) em (3.11):

$$J = T_1 \cdot \left(\frac{\cos \theta}{1 - \cos \theta} \right) \quad (3.16)$$

Considerando a solução de Coulomb para o cálculo do empuxo ativo em um muro, é possível calcular a resultante do empuxo ativo, E_1 . Adotando valores aos parâmetros de ângulo de atrito na interface solo-muro (ϕ_w), inclinação do paramento em relação a vertical (β) e inclinação da superfície do terreno com a horizontal (i), satisfazem a condição de contorno deste problema para o cálculo da resulta do empuxo ativo atuante na seção a-a'.

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \left[\frac{\text{csc}(\beta) \cdot \text{sen}(\beta - \phi)}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \phi_w) + \sqrt{\left(\frac{\text{sen}(\phi - \phi_w) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\beta - i)} \right)}}} \right]^2 \quad (3.17)$$

Utilizando-se os parâmetros abaixo e substituindo-os na equação (3.17), obtemos:

$$\phi_w = -\phi$$

$$\beta = 90^\circ$$

$$i = 0$$

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cos^2 \phi \quad (3.18)$$

$$E_{qA} = q \cdot h \cdot \cos^2 \phi \quad (3.19)$$

Para o caso de reforços extensíveis, soma-se ao empuxo a parcela da transferência total das tensões do reforço para o solo entre a borda e o centro do capitel:

$$E_1 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cos^2 \phi + T_1 \cdot \cos \theta \quad (3.20)$$

Substituindo (3.19) e (3.20) em (3.15) e (3.12), rearranjando:

$$(3.21)$$

$$T_2 = \left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot \frac{b^2}{1,1} + \left(\frac{T_1 \cdot \cos \theta}{1,65} \right) - \frac{0,65 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \cos^2 \phi}{3,3} - \frac{q \cdot h \cdot \cos^2 \phi}{11} \quad (3.22)$$

$$T_1 = \frac{1}{\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi} \cdot \left[\left(\gamma + \frac{q}{h} \right) \cdot h \cdot b - \left(\gamma + \frac{2 \cdot q}{h} \right) \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \right]$$

Substituindo (3.22) em (3.16):

$$J = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\sin 2\phi}{4} \cdot \frac{h}{b} \right) \cdot \left(\frac{1}{\sin \theta} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{\tan \phi}{\tan \theta}} \right) \cdot \left(\frac{1}{\tan \theta - \sin \theta} \right) \quad (3.23)$$

A metodologia permite ainda que seja estimada a deflexão máxima no reforço em função do semi-vão entre os capitéis e o ângulo que o reforço faz com a horizontal, assumindo a sua deformada descrita por uma geometria circular. Assim, pela equação 3.24 é possível estimar a deflexão do reforço entre o vão dos capitéis.

$$y = b \cdot \left(\frac{1 - \cos\theta}{\text{sen } \theta} \right) \quad (3.24)$$

Entretanto, foram desconsiderados propositalmente dois componentes de equilíbrio de momentos na equação 3.4, entendidos como fatores de segunda ordem no cálculo da solução analítica, são eles: o momento gerado pelo produto da força de tração T_2 com a deflexão do reforço, y ; e a variação da posição da resultante do empuxo passivo no centro do vão (X_2), com o aumento da sobrecarga, o braço de aplicação do momento gerado pelo empuxo passivo pode variar, teoricamente, entre $0,55 \cdot h$ e $0,5 \cdot h$, quanto maior for valor da sobrecarga aplicada.

Para a comparação dos resultados obtidos nos modelos físicos executados com a metodologia apresentada foi elaborada uma planilha eletrônica para o cálculo iterativo das cargas no reforço e sua deflexão no semi-vão. Os parâmetros adotados são descritos na Tabela 3.3. A rigidez do reforço é considerada 2400 kN/m, mesma utilizada na análise dos modelos físicos.

Tabela 3.3. Parâmetros geométricos, de resistência e propriedade do solo, adotados para a cálculo analítico pela extensão da metodologia de EHRLICH (2001, *apud* SALES, 2002).

Parâmetros geométricos e propriedades do solo compactado	
Altura de aterro, h	0,98 m
Peso específico do solo de aterro, γ	19 kN/m ³
Semi-vão entre capitéis, b	0,5 m
Ângulo de atrito do solo (deformação plana), ϕ	50°
Sobrecarga, q	0 a 50 kPa

3.4.2.3. Cálculo das cargas no reforço pelo método GIROUD *et al* (1990)

A Tabela 3.4 apresenta os parâmetros necessários para o cálculo iterativo da carga no reforço através da metodologia de GIROUD *et al.* (1990).

Tabela 3.4. Parâmetros geométricos e de resistência do solo, adotados para a cálculo analítico pela formulação de GIROUD *et al* (1990).

Parâmetros geométricos e propriedades do solo compactado	
Altura de aterro, h	0,98 m
Peso específico do solo de aterro, γ	19 kN/m ³
Espaçamento entre capteis, B	1 m
Sobrecarga, q (kPa)	0 a 50 kPa
Ângulo de atrito do solo (deformação plana), ϕ	50°

Para o método de GIROUD *et al* (1990), a tração no reforço é calculada em função dos parâmetros geométricos B e h , da coesão do solo nula, do peso específico do solo de aterro γ e do empuxo passivo, K_p , estimado pelo ângulo de atrito do solo na condição de deformação plana, ϕ , utilizando os valores mencionados na Tabela 4.6. A rigidez do reforço é considerada 2400 kN/m, mesma utilizada na análise dos modelos físicos. Foi elaborada uma planilha eletrônica que permite o cálculo iterativo da equação 2.27 ou a aproximação para valores de deflexão relativa $(y/B) \leq 0,3$ válida na maioria dos casos com o uso de geossintético. Com esse cálculo é possível estimar o esforço de tração no reforço (T) e a deflexão do reforço entre o vão dos capitéis.

3.4.2.4. Cálculo das cargas no reforço pelo método ZHUANG *et al.* (2014)

Duas considerações são pautadas em relação ao uso da metodologia apresentada por ZHUANG *et al* (2014): (1) mesmo obtendo-se a razão $h/s < 0,5$ utilizou-se o método, acreditando que essa restrição seja relacionada a altura crítica, e esta não é um consenso; (2) diferentemente da formulação original utilizada para o cálculo da tensão distribuída acima do reforço (σ_c), considerou-se também a sobrecarga (q) somando-se ao peso do aterro ($\gamma \cdot h$) nas equações 2.61 e 2.62, apresentadas no capítulo 2.

Com o método simplificado de ZHUANG *et al* (2014) é possível calcular as cargas de tração (T) e deflexão (y) no reforço em função apenas dos parâmetros geométricos a , s , h , e do empuxo passivo, K_p , estimado pelo ângulo de atrito do solo na condição de deformação plana, ϕ . O método não necessita de cálculo iterativo e os parâmetros necessários são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Parâmetros geométricos e de resistência do solo, adotados para a cálculo analítico pela metodologia simplificada de ZHUANG *et al* (2014).

Parâmetros geométricos e propriedades do solo compactado	
Altura de aterro, h	0,98 m
Peso específico do solo de aterro, γ	19 kN/m ³
Distância entre eixos de estaca, s	3 m
Largura do capitel, a	2 m
Sobrecarga, q	0 a 50 kPa
Ângulo de atrito do solo (deformação plana), ϕ	50°

4. ANÁLISE E RESULTADOS DOS MODELOS FÍSICOS

Apresentam-se os resultados dos estudos de modelagem física de aterros estruturados, Ensaio I, II e III. Foram avaliadas as cargas no reforço geossintético, os recalques na superfície do aterro e a transferência de carga para os capitéis. As cargas medidas no reforço foram cotejadas com valores calculados utilizando métodos analíticos apresentados no capítulo 3.

4.1. DEFORMAÇÕES E CARGAS NO REFORÇO

4.1.1. CARGAS MEDIDAS NA MODELAGEM FÍSICA

Nas Figuras 4.1 a 4.3, são apresentados os resultados do monitoramento das cargas mobilizadas no reforço (T) nos Ensaio I, II e III, respectivamente. As cargas foram calculadas com base nas deformações medidas pelos sensores instalados na geogrelha (ϵ), utilizando-se para tal a equação 3.1. No cálculo, o módulo de rigidez (J) foi considerado igual a 2400 kN/m. Nos gráficos de apresentação de resultados, adotaram-se as seguintes legendas: MD (**M**edidor de **D**eformação); MDV (**M**edidor de **D**eslocamento **V**ertical); CPT (**C**élula de **P**ressão **T**otal); TC (**T**érmino da **C**onstrução - precedido pela compactação da última camada de solo, do posicionamento dos medidores de deslocamentos verticais e do sistema de reação); IAS (**I**nício da **A**plicação de **S**obrecarga); TAS (**T**érmino da **A**plicação e estabilização da **S**obrecarga - 50kPa); TLP (**T**érmino de **L**iberação da **P**lataforma).

Como apresentado no capítulo 3, no Ensaio I, o solo do corpo do aterro foi compactado somente com a placa vibratória e se liberou a plataforma antes da aplicação da sobrecarga. No Ensaio II a compactação do solo foi efetuada da mesma forma do primeiro ensaio, mas a liberação da plataforma se verificou após a aplicação da sobrecarga. Ensaio III utilizou-se para a compactação do solo a placa vibratória e também o soquete vibratório (sapo) e a liberação da plataforma se verificou antes da aplicação da sobrecarga, como também ocorreu no primeiro ensaio.

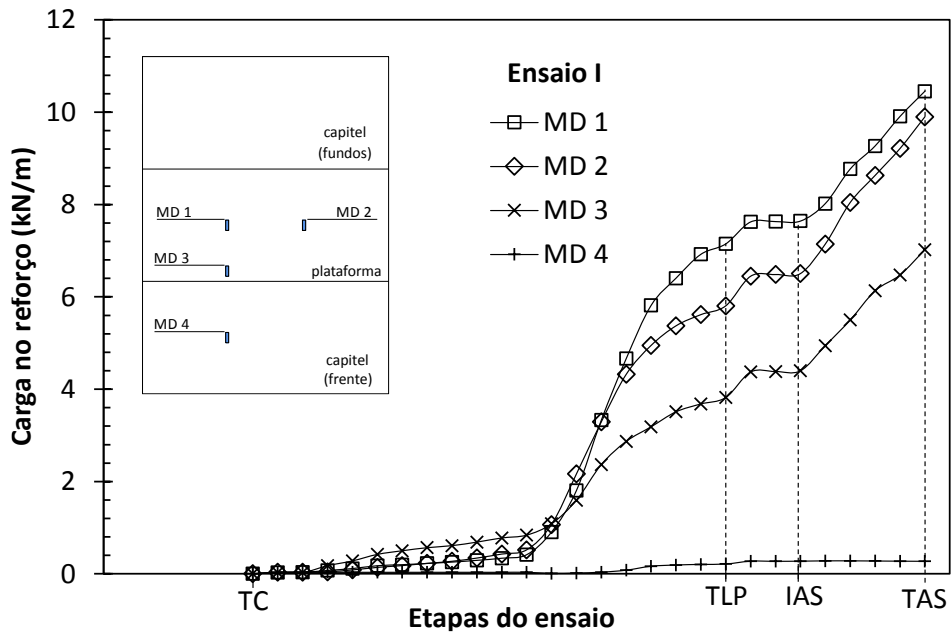


Figura 4.1. Cargas monitoradas no reforço pelos medidores de deformação (MD), durante o Ensaio I.

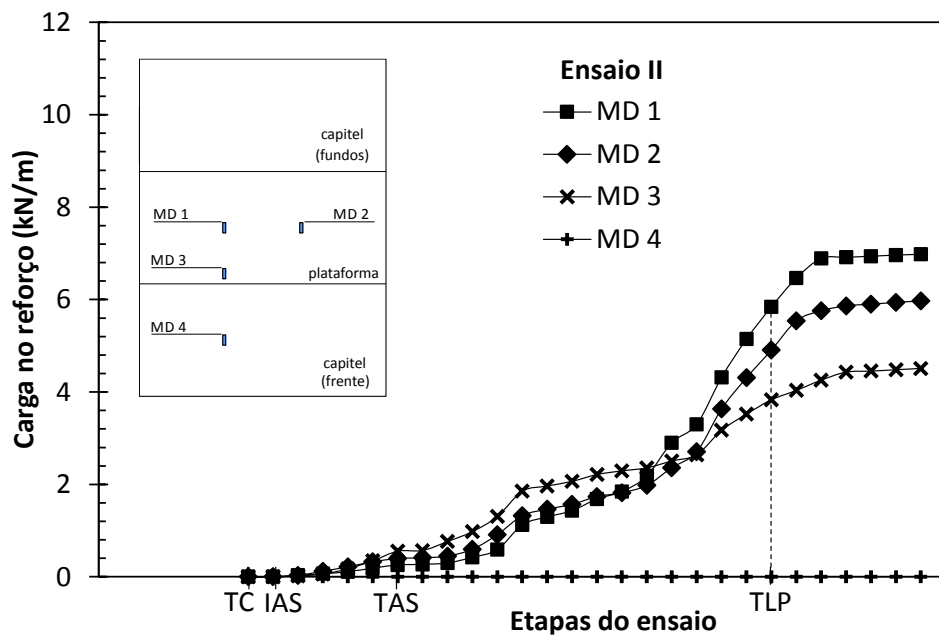


Figura 4.2. Cargas monitoradas no reforço pelos medidores de deformação (MD), durante o Ensaio II.

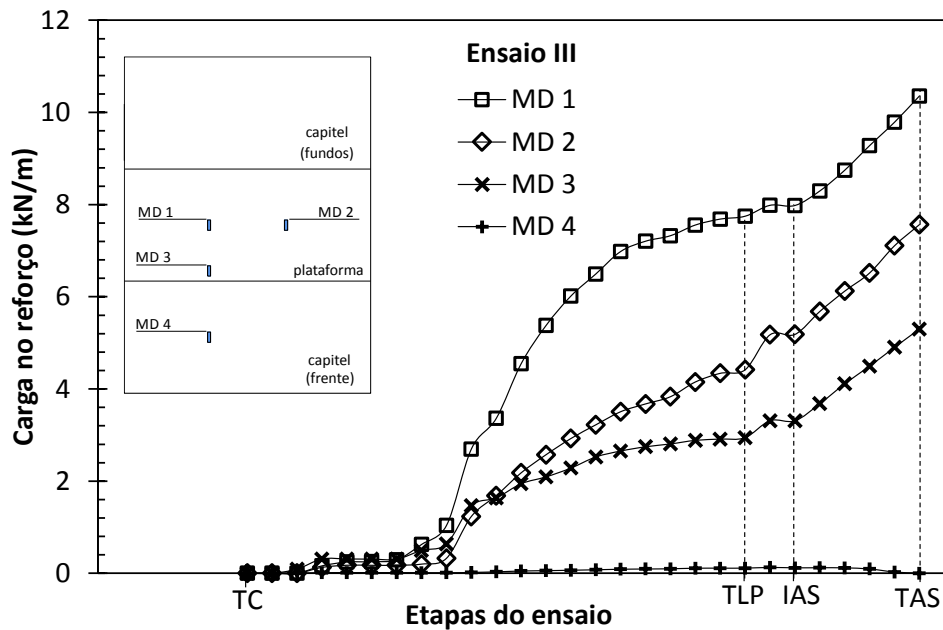


Figura 4.3. Cargas monitoradas no reforço pelos medidores de deformação (MD), durante o Ensaio III.

Na Figura 4.4 e 4.5, tem-se o cotejamento dos resultados de cargas no reforço observados para o centro da plataforma (semi-vão entre os capitéis) e o bordo do capitel da frente, referente aos Ensaio I e III. O resultado indica que, ao final do ensaio, a compactação pesada levou a reduções de 12% e 24% nas cargas mobilizadas nos reforços, no centro da plataforma e nos bordos, respectivamente. Ao comparar os ensaios I e II, verifica-se que a liberação da plataforma antes do carregamento (Ensaio I) leva a um maior carregamento do reforço ao final do ensaio, uma diferença cerca de 36% das cargas.

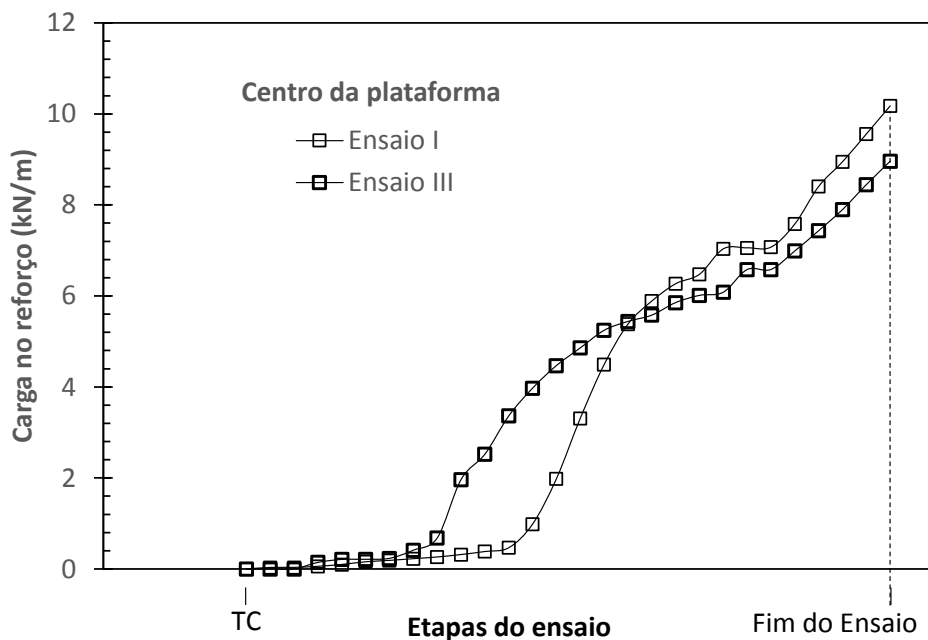


Figura 4.4. Cargas no reforço Ensaio I e III: Centro da plataforma (valor médio entre MD 1 e MD 2)

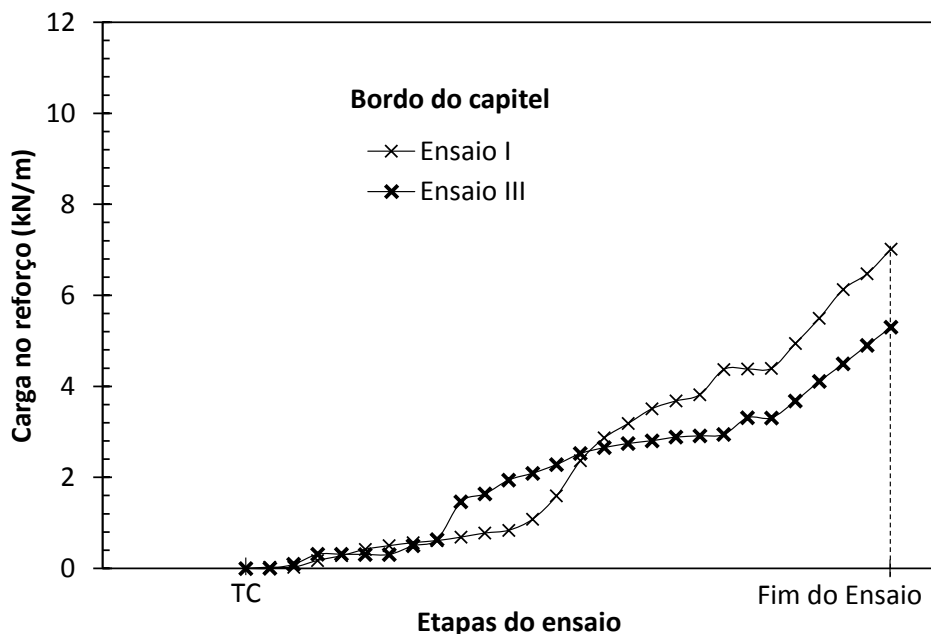


Figura 4.5. Cargas no reforço Ensaio I e III: Bordo do capitel da frente (MD 3).

4.1.2. CARGAS CALCULADAS UTILIZANDO PROCEDIMENTOS ANALÍTICOS

Nas Tabelas 4.1 a 4.4, apresentam-se os resultados calculados de cargas nos reforços utilizando a norma BS-8006:2010 e empregando-se os métodos de Ehrlich (2001), GIROUD *et al* (1990) e ZHUANG *et al.* (2014). Utilizando-se a norma BS-8006:2010, o valor encontrado pelo método H&R para a eficiência na ocorrência de compressão máxima na coroa, E_{coroa} , foi igual a 55% e sobre os capitéis, E_{cap} , igual a 100%.

Tabela 4.1. Deflexão e cargas de tração no reforço, obtidas pela norma BS-8006:2010 utilizando a formulação de Marston e a metodologia de Hewlett & Randolph (H&R).

Aplicação de sobrecarga	Formulação de Marston		Método de H&R	
	T_{RP} (kN/m)	y (mm)	T_{RP} (kN/m)	y (mm)
0 kPa	12,81	74	35,41	45
10 kPa	16,83	83	47,78	51
20 kPa	20,44	94	57,08	57
30 kPa	23,77	102	66,69	61
40 kPa	26,91	109	75,78	65
50 kPa	29,89	115	84,49	68

Tabela 4.2. Deflexão e cargas de tração (T_1 e T_2) no reforço, obtidas pela extensão da metodologia de Ehrlich (2001).

Aplicação da sobrecarga	T_1 (kN/m)	T_2 (kN/m)	y (mm)
0 kPa	3.90	5.69	14
10 kPa	4.16	7.88	14
20 kPa	4.41	10.07	14
30 kPa	4.66	12.26	15
40 kPa	4.91	14.44	15
50 kPa	5.16	16.63	16

Tabela 4.3. Deflexão e cargas de tração (T) no reforço, obtidas para o método de GIROUD *et al* (1990).

Aplicação da sobrecarga	T (kN/m)	y (mm)
0 kPa	29.30	68
10 kPa	36.76	76
20 kPa	43.55	83
30 kPa	49.89	89
40 kPa	55.88	94
50 kPa	61.59	98

Tabela 4.4. Deflexão e cargas de tração (T) no reforço, obtidas para o método de ZHUANG *et al* (2014).

Aplicação da sobrecarga	T (kN/m)	y (mm)
0 kPa	14.26	47
10 kPa	18.68	54
20 kPa	22.62	59
30 kPa	26.24	64
40 kPa	29.63	68
50 kPa	32.84	72

4.1.3. COMPARAÇÃO DAS CARGAS NO REFORÇO, MEDIDAS E CALCULADAS

Na Figura 4.6, apresentam-se cargas máximas calculadas no reforço considerando os diferentes métodos e os valores medidos nos Ensaios I e III, a partir do início da aplicação da sobrecarga (IAS), e no Ensaio II, ao término da liberação da plataforma (TLP).

Os valores encontrados pelos métodos analíticos são superiores aos valores medidos. Comparando os valores medidos nos Ensaios I e III, verificou-se valores de carga de 8,5; 6; 3 e; 3 vezes inferiores aos calculados utilizando as metodologias de H&R (BS 8006:2010); Giroud *et al.* (1990); Marston (BS 8006:2010); e Zhuang *et al.* (2014), respectivamente. Já o método analítico proposto por Ehrlich (2001) levou a discrepância não tão elevada, o valor calculado foi 1,6 vezes superior ao valor monitorado (Ensaio I - maior valor medido).

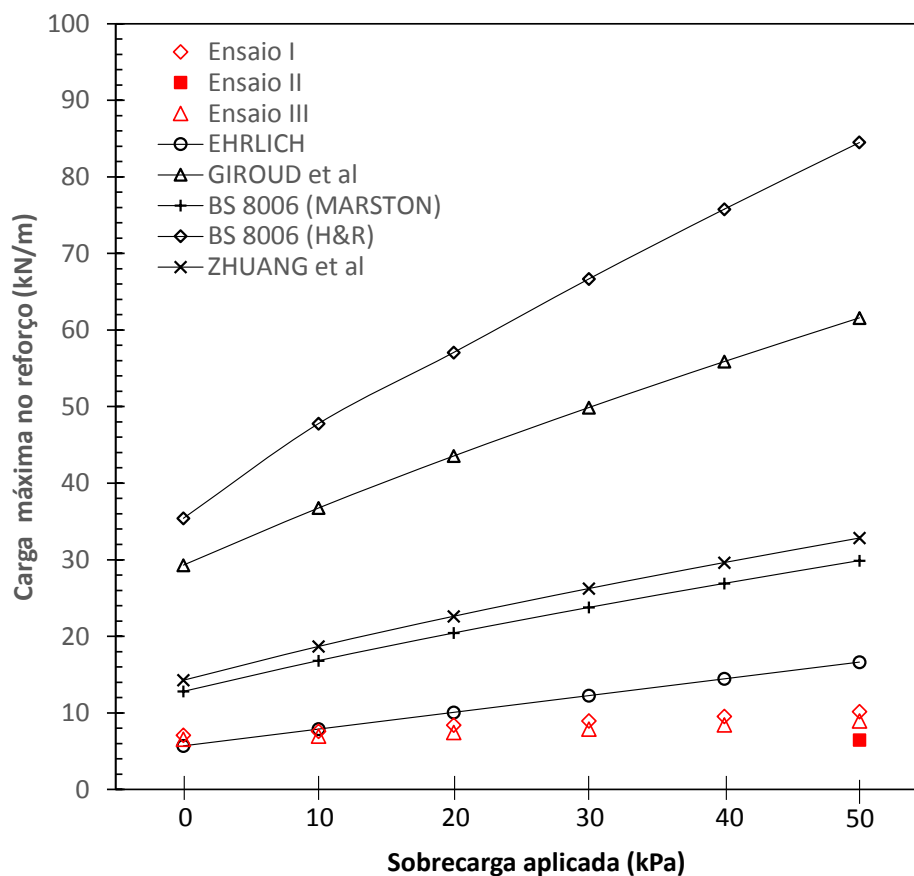


Figura 4.6. Comparação das cargas máximas medidas e calculadas no reforço utilizando diferentes métodos.

Na Figura 4.7, são apresentadas as deflexões do reforço medidas e calculadas para os Ensaios I e III, ao final da liberação da plataforma (TLP). Estas deflexões foram inferidas monitorando-se um sensor de pressão, embutido na plataforma no meio do vão entre capitéis, acusando o momento que a plataforma deixa de tocar geogrelha associando ao valor monitorado de recalque na plataforma hidráulica. Foi possível, portanto, comparar as previsões dos métodos analíticos somente para este estágio do ensaio. Para o Ensaio II não se tem uma situação de equivalência ou de proximidade com as hipóteses dos modelos analíticos, pois a aplicação da sobrecarga é anterior a liberação da plataforma. Assim, neste caso não é coerente realizar esta comparação de valores.

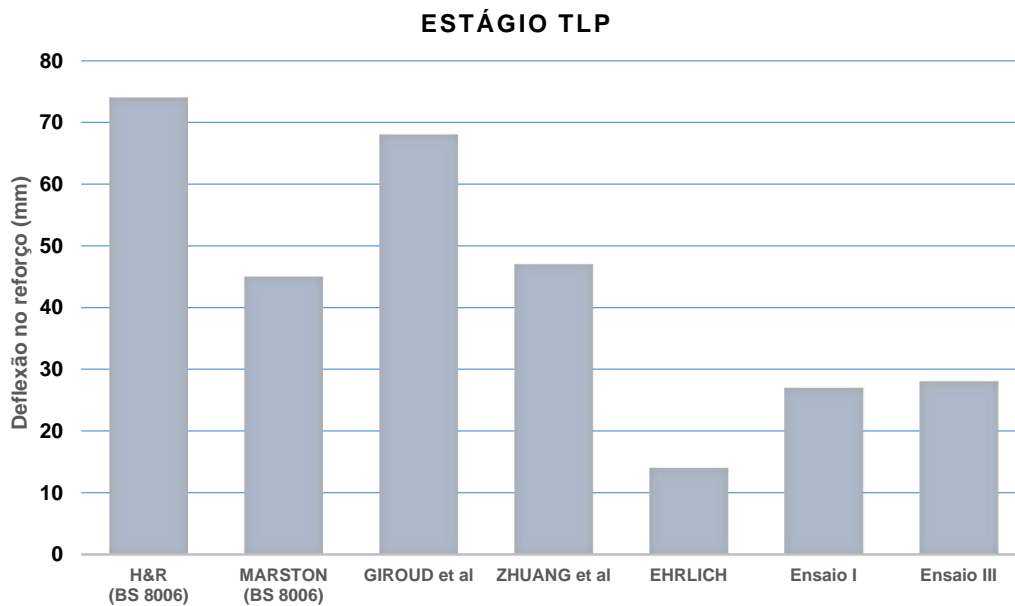


Figura 4.7. Deflexões máximas medidas e calculadas no reforço nos ensaios I e III.

4.2. RECALQUES NA SUPERFÍCIE DO ATERRO

Nas Figuras 4.8 a 4.10, apresentam-se para os Ensaios I, II e III os recalques na superfície monitorados através dos medidores de deslocamento vertical (MDV). No Ensaio I, todos os MDV's operaram adequadamente, já nos Ensaios II e III os MDVs 2 e 5 apresentaram problemas, tanto nos ensaios em si, como na calibração.

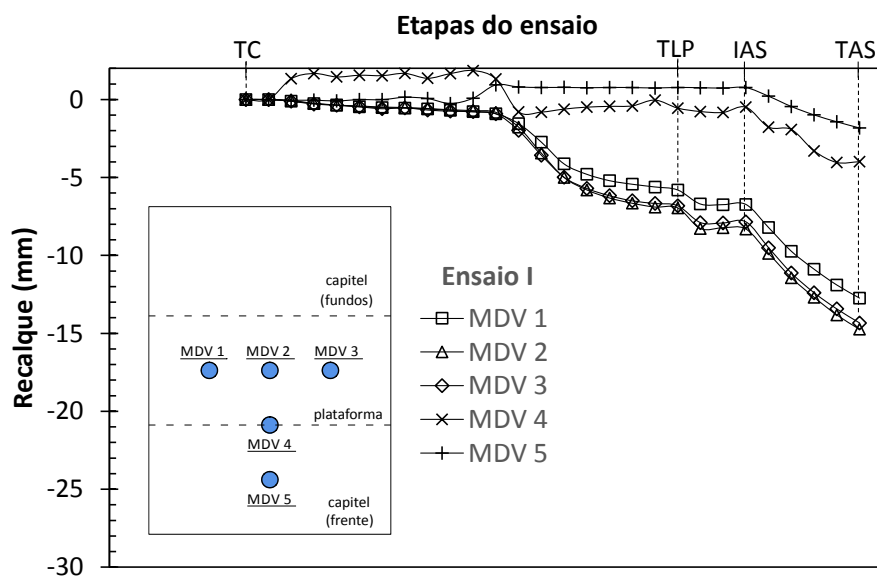


Figura 4.8. Recalques na superfície durante o Ensaio I.

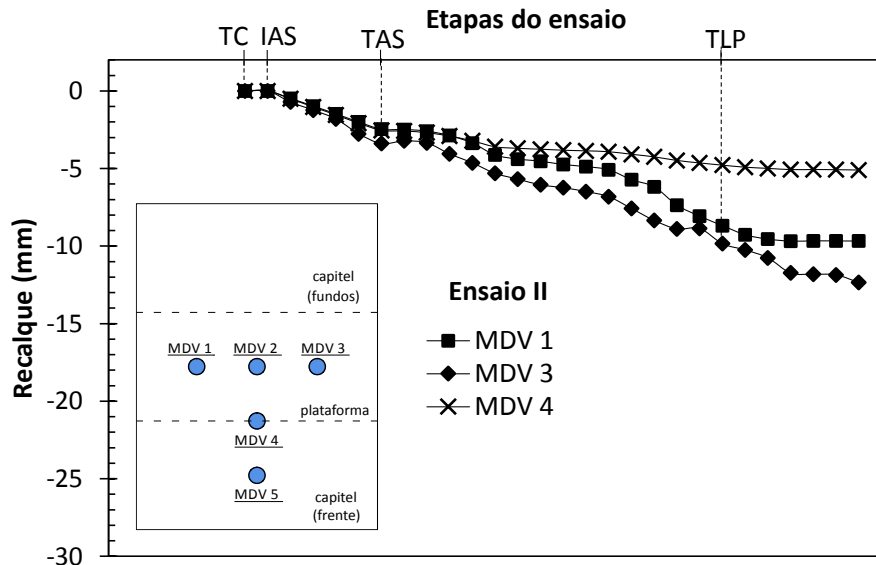


Figura 4.9. Recalques na superfície durante o Ensaio II.

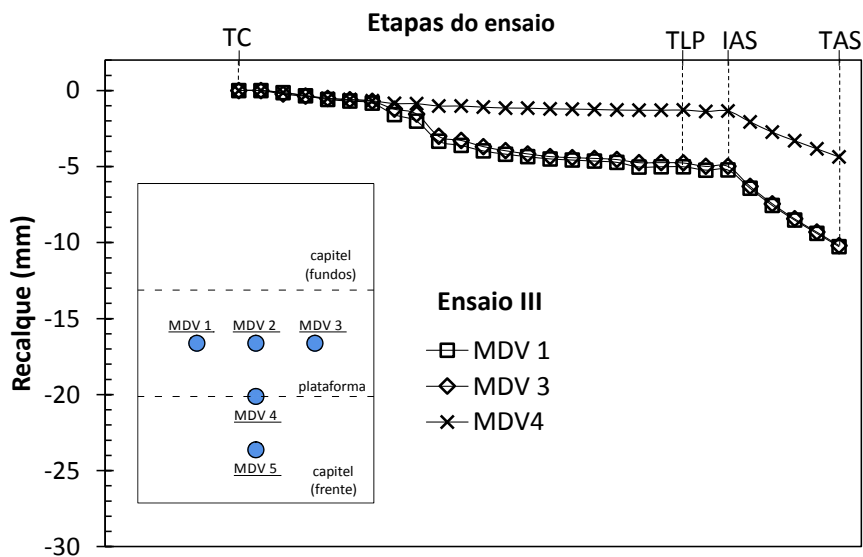


Figura 4.10. Recalques na superfície durante o Ensaio III.

Na Figura 4.11 são cotejados os valores médios dos resultados medidos no centro da plataforma para os Ensaio I e III, cuja diferença foi o tipo de compactação, leve e pesada, respectivamente a cada ensaio.

A média dos recalques observados nos Ensaio II e III, para os MDV 1 e MDV 3, foram, respectivamente, 19% e 24% inferiores ao verificado no Ensaio I. O acréscimo de tensões laterais induzidas pela aplicação da sobrecarga antes da liberação da plataforma (Ensaio II), e por uma compactação mais enérgica do solo (Ensaio III) e o efeito resultante no arqueamento do solo explicam os menores recalques totais observados na superfície nestes dois ensaios.

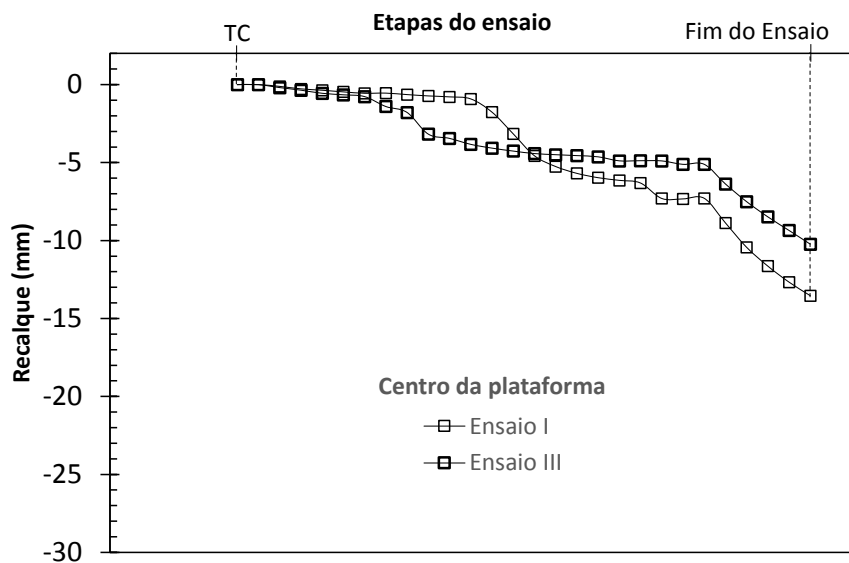


Figura 4.11. Comparação entre a média dos resultados medidos no centro da plataforma para os Ensaio I e III.

Os recalques diferenciais desses ensaios podem ser avaliados pela razão entre o recalque monitorado no MDV 4 e a média dos valores observado nos MDV 1 e MDV 3. Nos Ensaio I, II, III os valores calculados para esse índice foram 3,4; 2,2; e 2,3, respectivamente. Estes resultados assinalam o efeito favorável da sobrecarga e das tensões laterais induzidas pela compactação na minimização dos recalques diferenciais na superfície.

4.3. TENSÕES ACIMA DOS CAPITÉIS

Como mencionado no capítulo 3, entendeu-se necessário um fator de ajuste da calibração hidrostática, tendo em vista valores mais representativos das tensões monitoradas nas CPTs. Com os dados do estágio de aplicação da sobrecarga no Ensaio II, e sem que houvesse até o momento a liberação da plataforma (metodologia do ensaio II), comparou-se as tensões geostáticas calculadas aos valores acusados no monitoramento das CPTs, obtendo-se, como mostra a Figura 4.12, uma correlação entre os valores mensurados pela célula de pressão CPT1 e as tensões geostáticas calculadas. Desta forma, obteve-se um fator de ajuste igual a 77%, a ser multiplicado diretamente as tensões monitoradas, adequando-se as tensões medidas ao efeito de “*over-registration*”, possivelmente ocasionado pela variação do comportamento e a rigidez do solo.

Nos Ensaio I e II, utilizou-se este fator de ajuste para corrigir as tensões

monitoradas nas CPT's, a partir do final de construção até o final dos ensaios. No caso do Ensaio III, não se fez necessário a utilização desse fator de ajuste, os resultados obtidos pelas CPTs com base na calibração efetuada na câmara de ar comprimido levaram a resultados consistentes desde o início do mesmo.

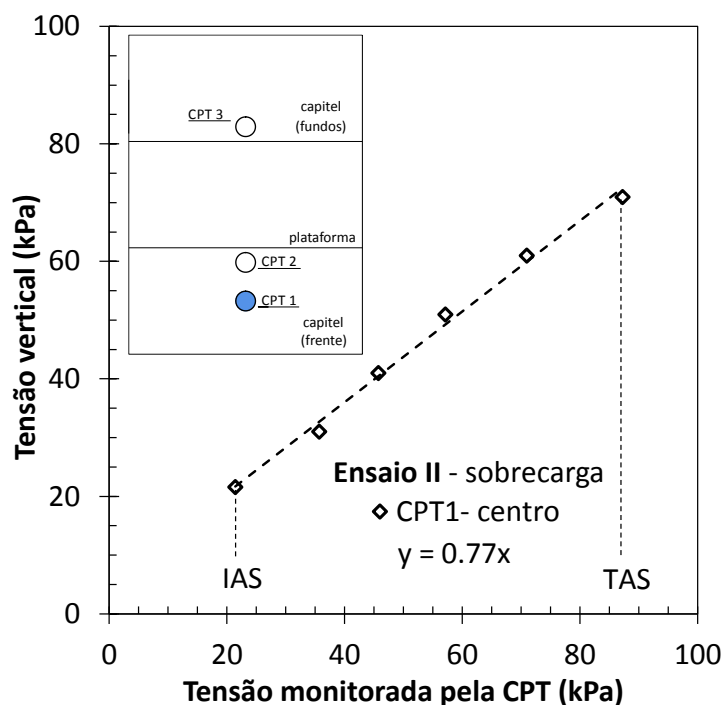


Figura 4.12. Determinação do fator de ajuste da calibração hidrostática.

As Figuras 4.13 a 4.18 são apresentados os valores de tensões verticais medidas nos capitéis, nos Ensaios I, II e III. A CPT1 e a CPT 2 foram instaladas no meio e no bordo do capitel da frente, respectivamente, e a CPT 3 no bordo do capitel dos fundos do modelo físico. Nos Ensaios I e II (Figuras 4.13 a 4.16), observa-se que a partir da construção da quinta camada, estágio anterior ao término da construção (TC), a CPT instalada no bordo do capitel se diferencia da instalada no meio do capitel, evidenciando o efeito de arqueamento do solo. Quando comparadas as duas CPTs instaladas nos bordos dos capitéis da frente (CPT 2) e dos fundos (CPT 3), nota-se uma assimetria em relação ao aumento de cargas no modelo físico. Esperava-se que as mesmas apresentassem resultados similares, o resultado fez com que fossem trocados os transdutores após o Ensaio I. No entanto, obteve-se o mesmo efeito nos ensaios posteriores e concluiu-se que o problema não estava no transdutor. Para ambos os Ensaios I e II, com mesmo tipo de compactação, o valor monitorado da CPT 2 em relação a CPT 3, chegou a ser 2 vezes maior durante o procedimento de liberação da plataforma, mas ao final dos ensaios esta proporção estabilizou a cerca de 1,5 vezes o valor da CPT 3.

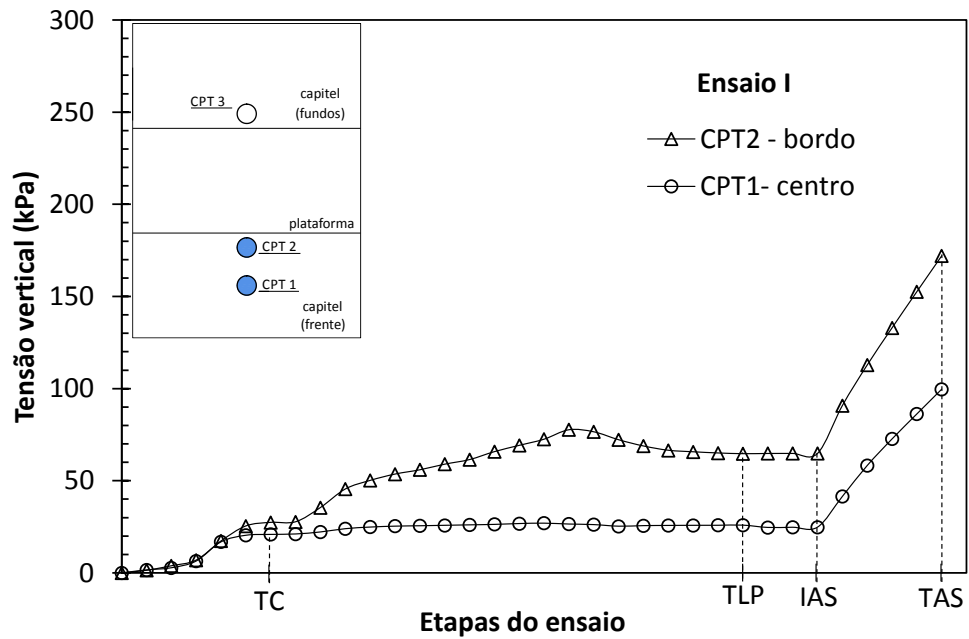


Figura 4.13. Tensão vertical monitorada no centro e bordo do capitel da frente (Ensaio I).

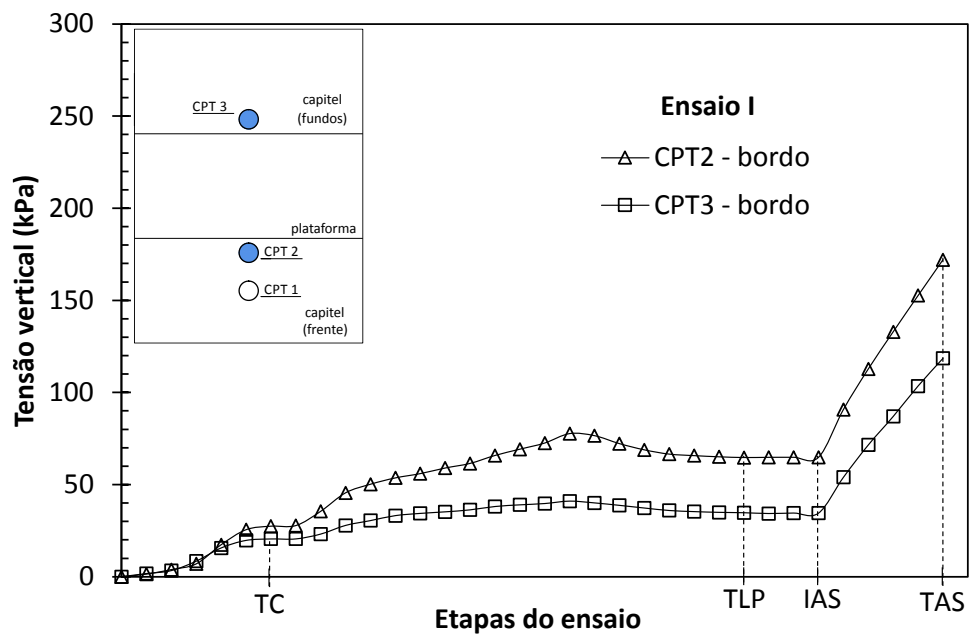


Figura 4.14. Tensão vertical monitorada nos bordos dos dois capitéis (Ensaio I).

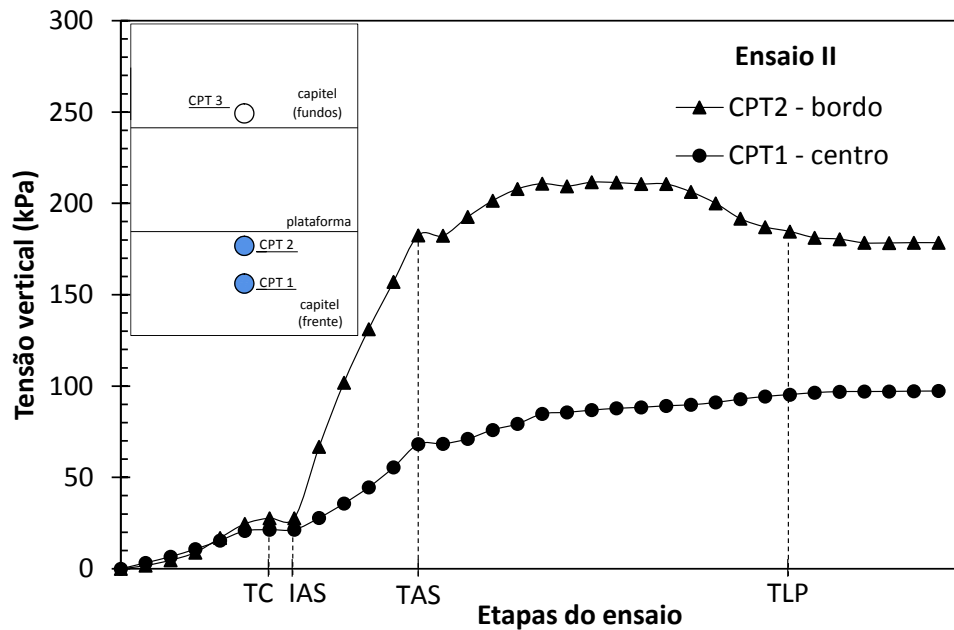


Figura 4.15. Tensão vertical monitorada no centro e bordo do capitel da frente (Ensaio II).

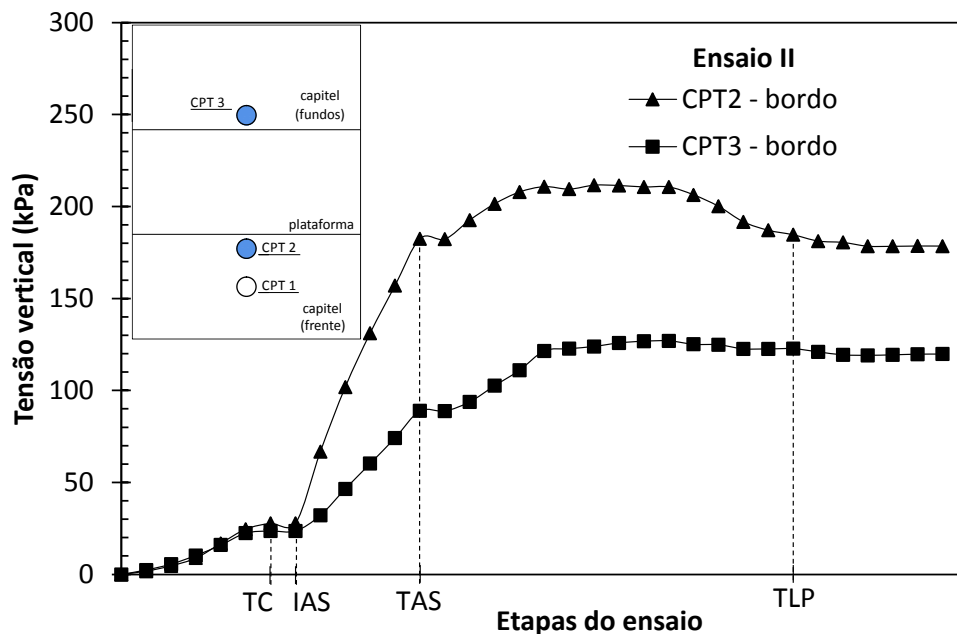


Figura 4.16. Tensão vertical monitorada nos bordos dos dois capitéis (Ensaio II).

No Ensaio III (Figuras 4.17 e 4.18), observou-se também uma assimetria entre as tensões verticais monitoradas pelas CPTs instaladas nos bordos dos capitéis: o valor monitorado da CPT 2 em relação a CPT 3, chega a ser 3 vezes durante o procedimento de liberação da plataforma, mas ao final dos ensaios esta proporção estabilizou a cerca de 1,6 vezes o valor da CPT 3.

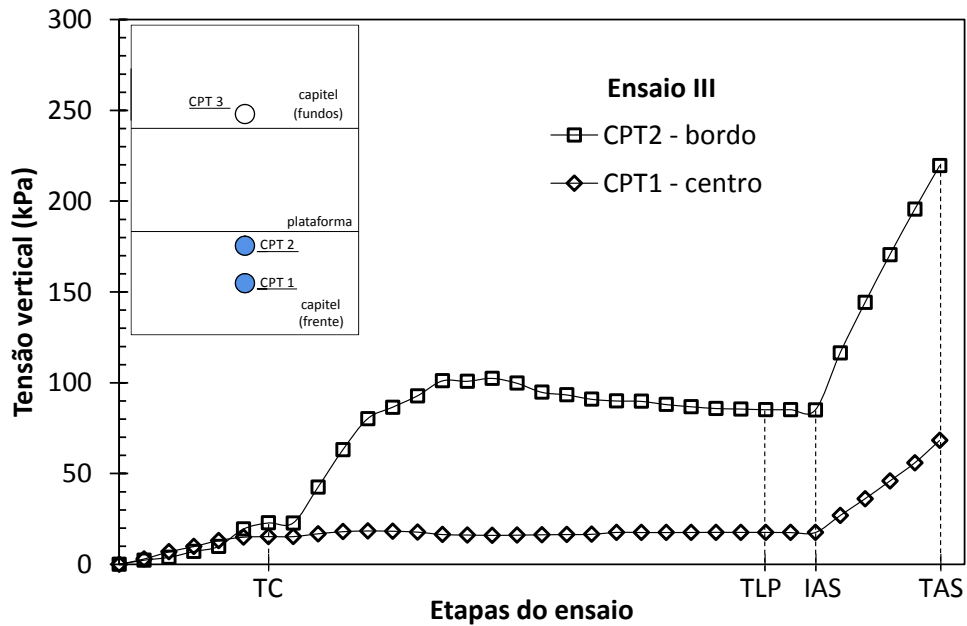


Figura 4.17. Tensão vertical monitorada no centro e no bordo do capitel da frente no Ensaio III.

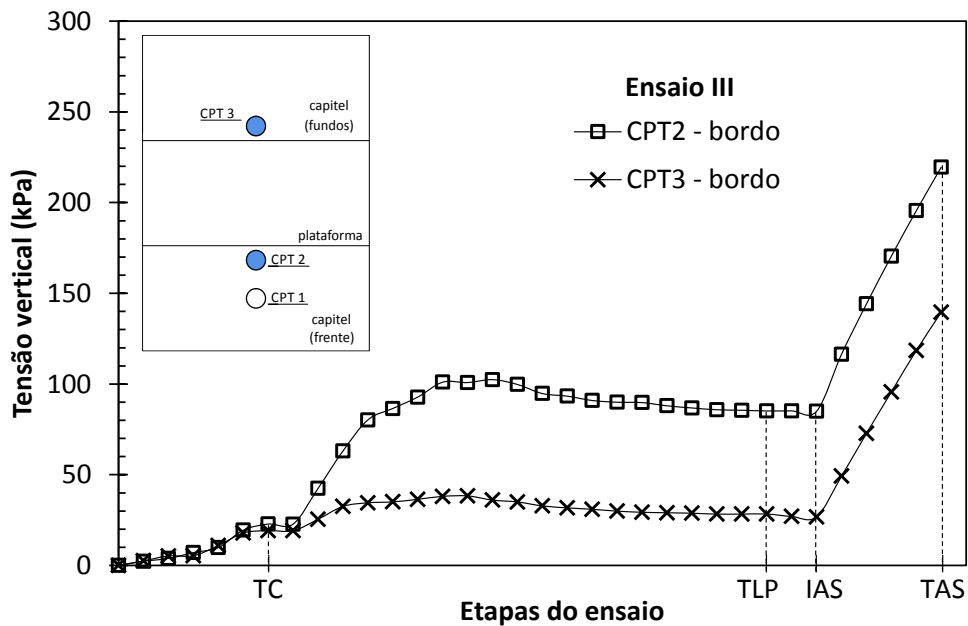


Figura 4.18. Tensão vertical monitorada nos bordos dos capitéis no Ensaio III.

Nas Figuras 4.19 a 4.21, comparam-se os resultados das tensões verticais monitoradas nos Ensaio I, II e III. Independente da diferença de execução, nos Ensaio I e II, ao final dos ensaios, os instrumentos assinalam praticamente aos mesmos resultados. Nota-se, também que no Ensaio III a CPT 1 é muito pouco influenciada pelo efeito de arqueamento, medindo com boa aproximação a tensão geostática durante todo o ensaio.

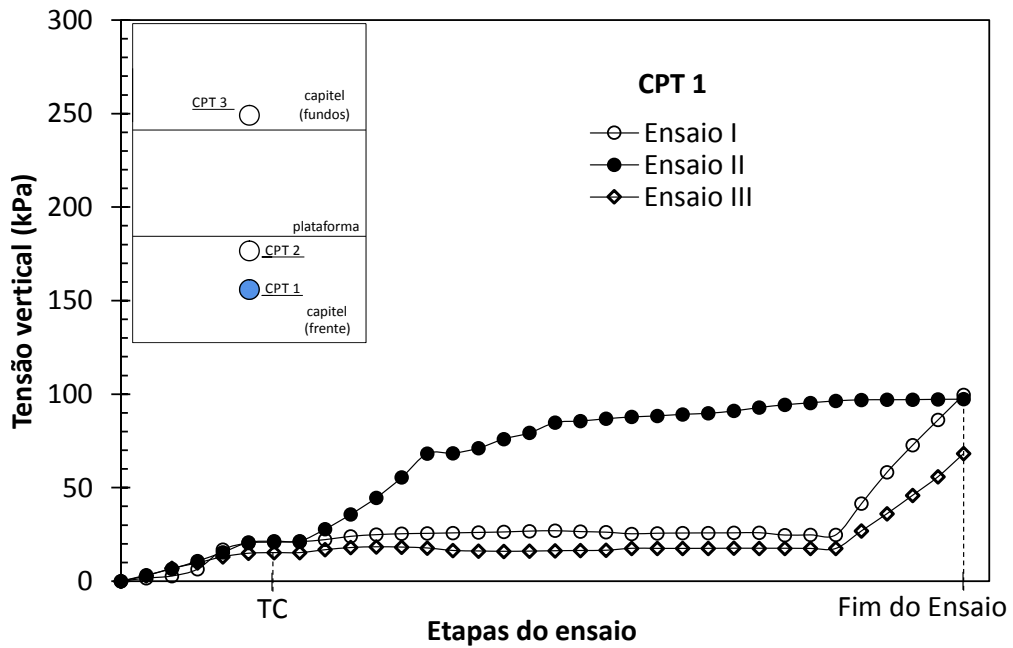


Figura 4.19. Tensão vertical verificada no centro do capitel da frente (CPT 1) nos Ensaios I, II e III.

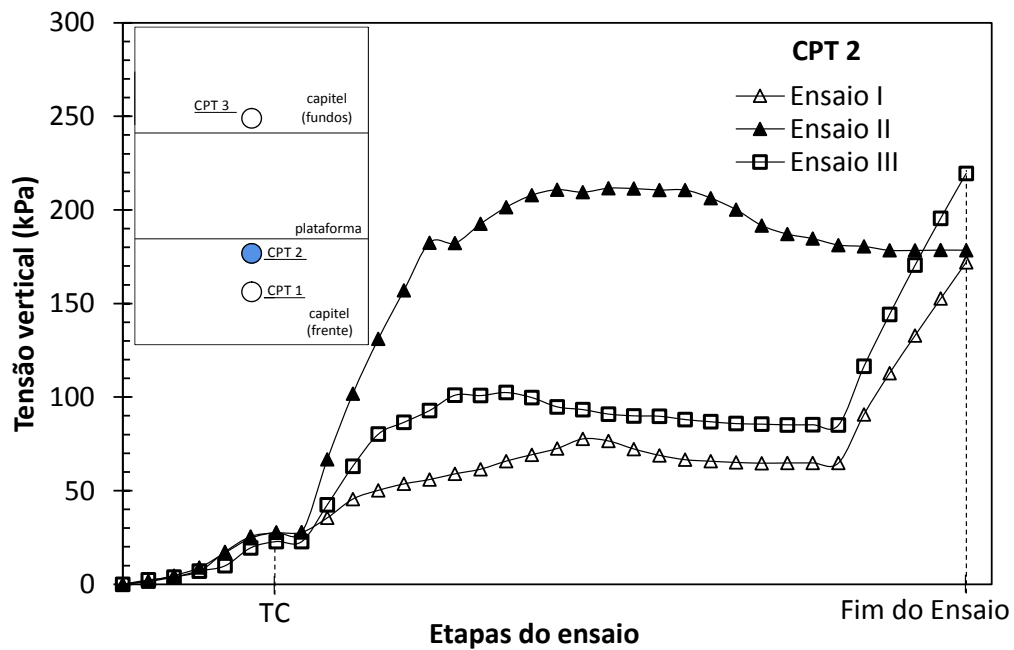


Figura 4.20. Tensão vertical verificada no bordo do capitel da frente (CPT 2) nos Ensaios I, II e III.

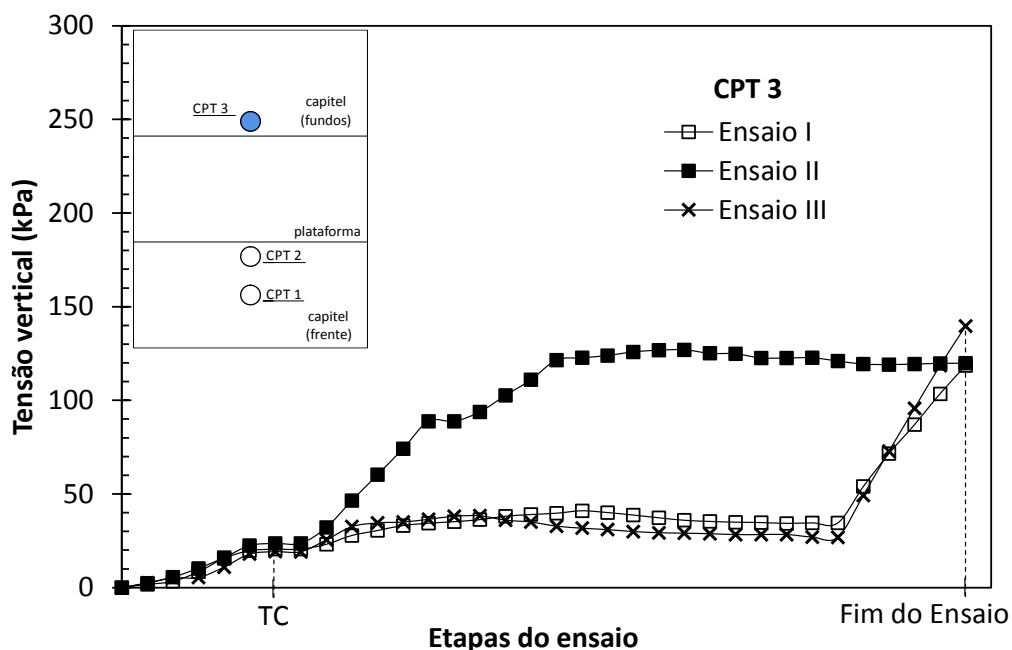


Figura 4.21. Tensão vertical verificada no bordo do capitel do fundo (CPT 3) nos Ensaios I, II e III.

4.4. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Nas Figuras 4.22 a 4.24, apresentam-se os resultados dos Ensaios I, II e III. Observa-se que, para todos os ensaios, até o término da construção (TC) as cargas verticais seguem próximas à linha que indica o limite inferior das cargas, ou seja, a não ocorrência do arqueamento do solo. A partir da liberação da plataforma (Ensaios I e III) e também do início da aplicação da sobrecarga (IAS, Ensaio II) até o final dos mesmos, as cargas verticais aproximam-se do limite superior, o que indica a transferência integral das cargas verticais para os capitéis. Genericamente, o fenômeno de transferência das cargas, não se dá unicamente pelo efeito de arqueamento do solo, pois também inclui o efeito de membrana tensionada do reforço. Entretanto, no modelo desenvolvido as componentes verticais do carregamento no reforço não ultrapassaram 1% das cargas verticais nos capitéis. Portanto, é possível inferir que no caso em questão a transferência de cargas foi basicamente controlada pelo arqueamento do solo.

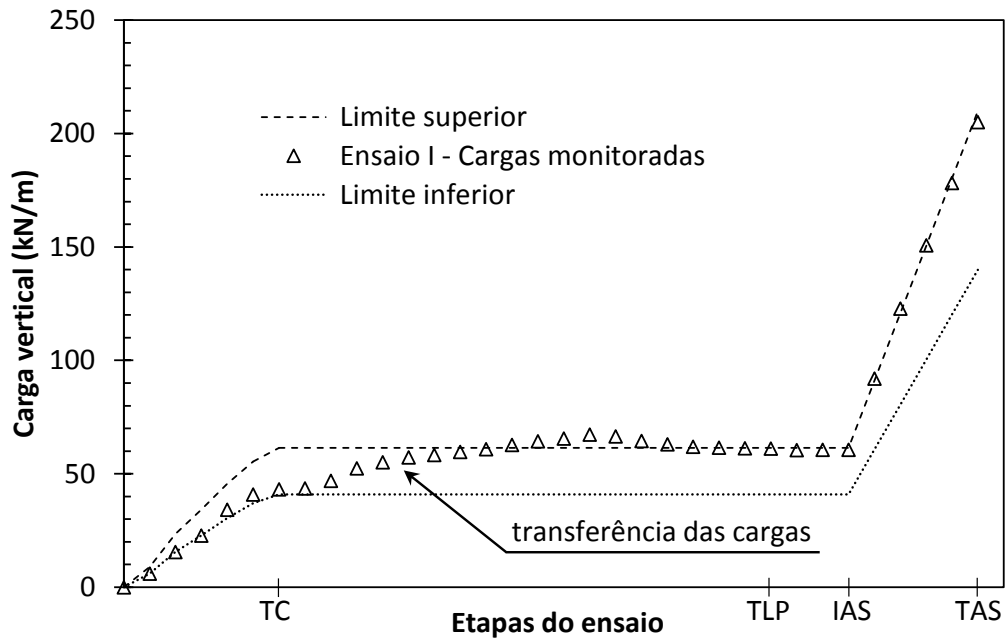


Figura 4.22. Cargas verticais atuantes nos capitéis com base na monitoração (Ensaio I).

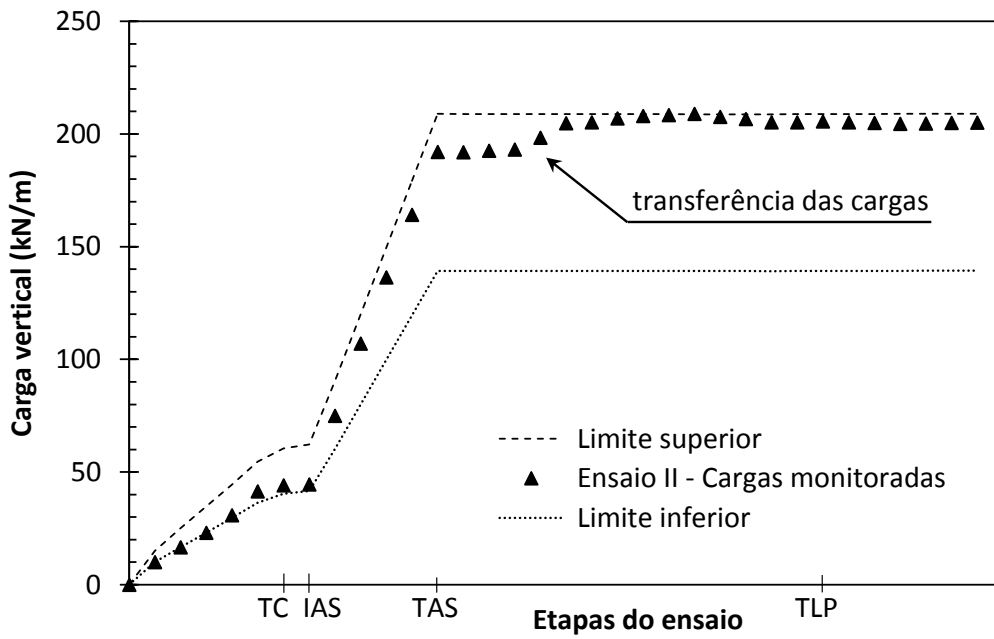


Figura 4.23. Cargas verticais atuantes nos capitéis com base na monitoração (Ensaio II).

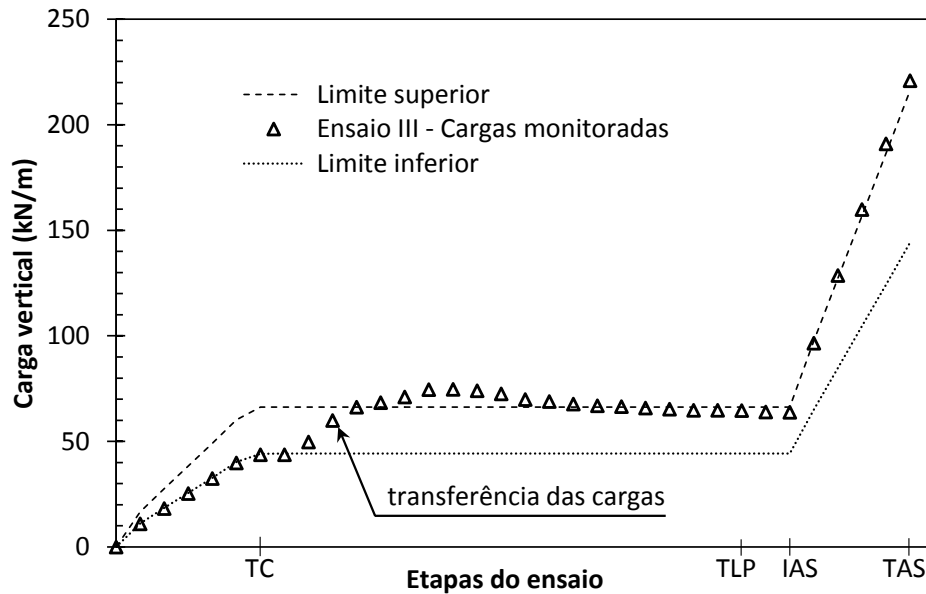


Figura 4.24. Cargas verticais atuantes nos capitéis com base na monitoração (Ensaio III).

4.5. EFICIÊNCIA NA TRANSMISSÃO DE CARGA

Nos gráficos das Figuras 4.25 a 4.27 são apresentados os valores de eficiência obtidos a cada etapa nos ensaios I, II e III. O termo eficiência (E) em aterros estruturados corresponde à porção do peso de aterro suportado pelas estacas, no caso em questão pelos capitéis. Com o uso de reforço basal, os valores de eficiência começam iguais aos valores das taxas de cobertura, α (%) e podem variar até o valor igual a 100%, onde o peso de aterro é integralmente suportado pelas estacas. Para os ensaios realizados, o valor de eficiência, E (%), é apresentado calculando-se a razão entre as cargas monitoradas acima dos capitéis e as cargas estimadas no limite superior $(\gamma \cdot h + q) \times (s)$. Eficiências superiores à 100% não são fisicamente factíveis, indicando uma falta de acurácia no monitoramento das tensões verticais pelas CPTs, da medida assumida ao peso específico do solo e até mesmo da geometria considerada na distribuição de tensões capitéis. Verificaram-se valores discrepantes na ordem de 10% para o Ensaio I e 12% para o Ensaio III, verificados durante o processo de liberação da plataforma. Para o Ensaio II não se verificou valores maiores que 100%.

A Figura 4.28 reúne os gráficos de eficiência para os ensaios com iguais etapas de construção, a fim de comparação dos ensaios I e III, evidenciando a influência da compactação na eficiência dos ensaios.

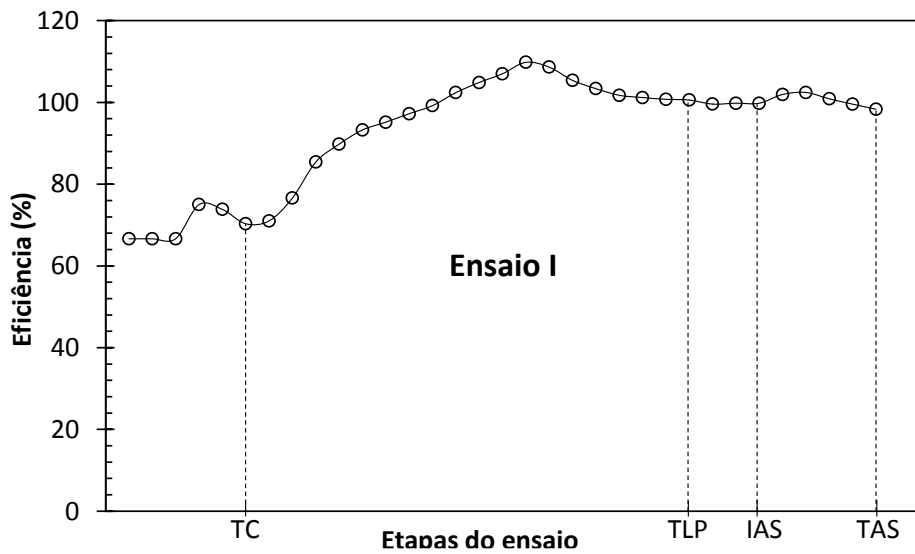


Figura 4.25. Eficiência observada no decorrer do Ensaio I.

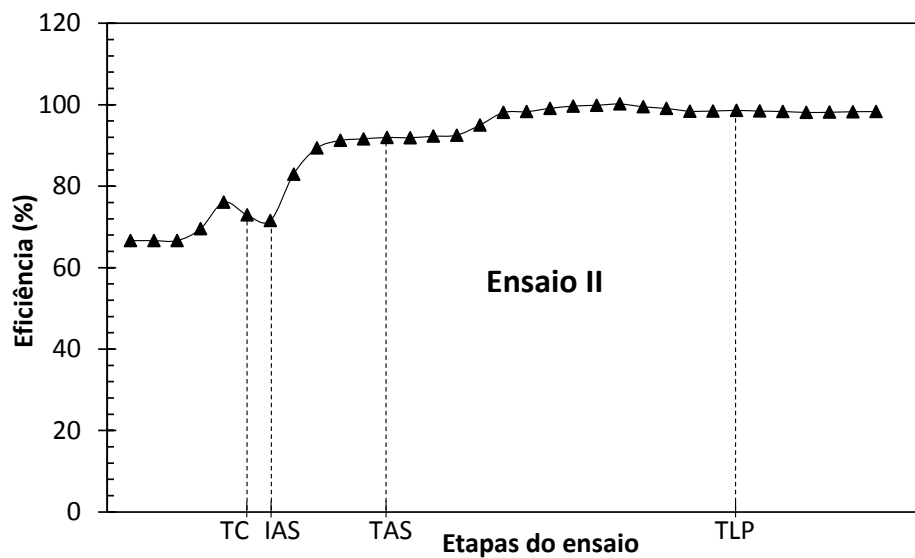


Figura 4.26. Eficiência observada no decorrer do Ensaio II.

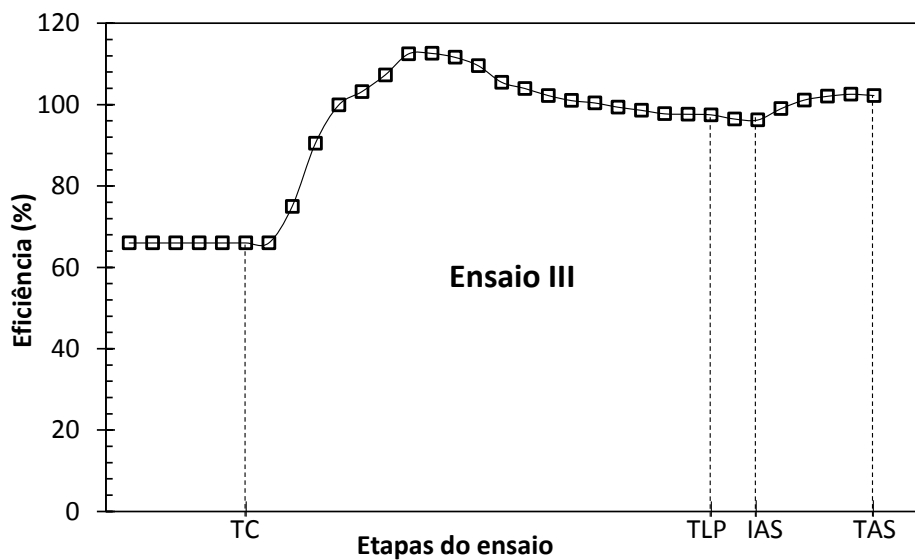


Figura 4.27. Eficiência observada no decorrer do Ensaio III.

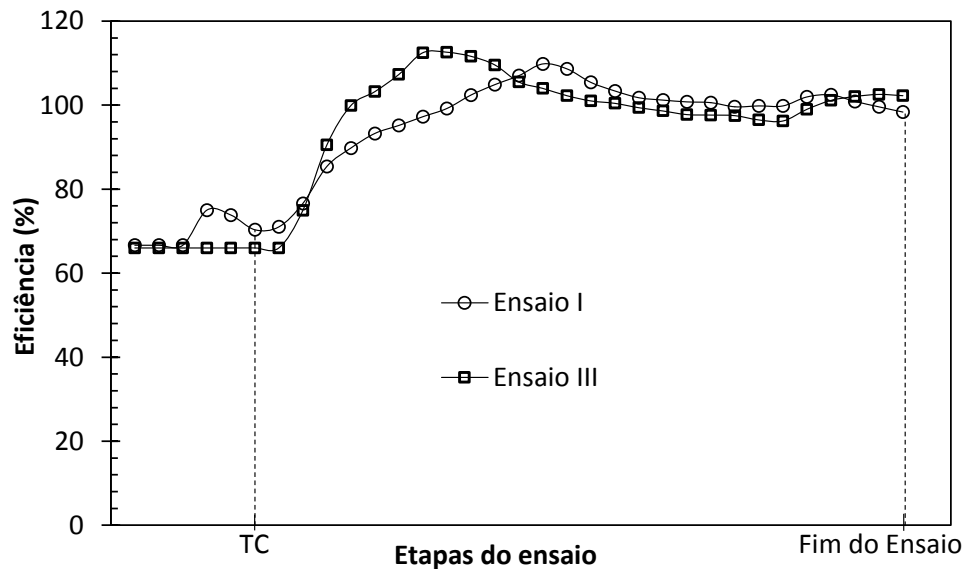


Figura 4.28. Eficiência observada no decorrer dos ensaios I e III.

Nas Figuras 4.29 a 4.31, para os Ensaios I, II e III, relacionam-se a eficiência da transmissão das cargas com o deslocamento médio correspondente à etapa de liberação da plataforma. As linhas tracejadas marcam o momento que a plataforma deixa de tocar a geogrelha, ou o término da liberação da plataforma (TLP), a partir deste ponto não houve monitoramento das deflexões do reforço.

Para os Ensaios I e III, observou-se um aumento rápido da eficiência, logo nos primeiros instantes de liberação da plataforma, e um decréscimo lento, com uma tendência a permanecer estável. Esses valores foram posteriormente influenciados pelos estágios de aplicação da sobrecarga. Para o Ensaio II, o aumento da eficiência foi rápido no início da aplicação da sobrecarga (IAS) logo após o término da construção (TC). Se manteve constante durante os primeiros estágios de liberação da plataforma e estável ao término da liberação da plataforma. Estas variações de eficiência, levam ao entendimento que são necessárias pequenas deformações na massa de solo para que se ocorra o efeito de arqueamento e, ainda, que há um limite para se obter a máxima eficiência tanto para os deslocamentos (deformações) quanto para a aplicação de sobrecarga, tendendo no aterro estruturado a um comportamento residual de eficiência.

A Figura 4.32 reúne os gráficos de eficiência *versus* recalque na plataforma para todos os ensaios a fim de comparação.

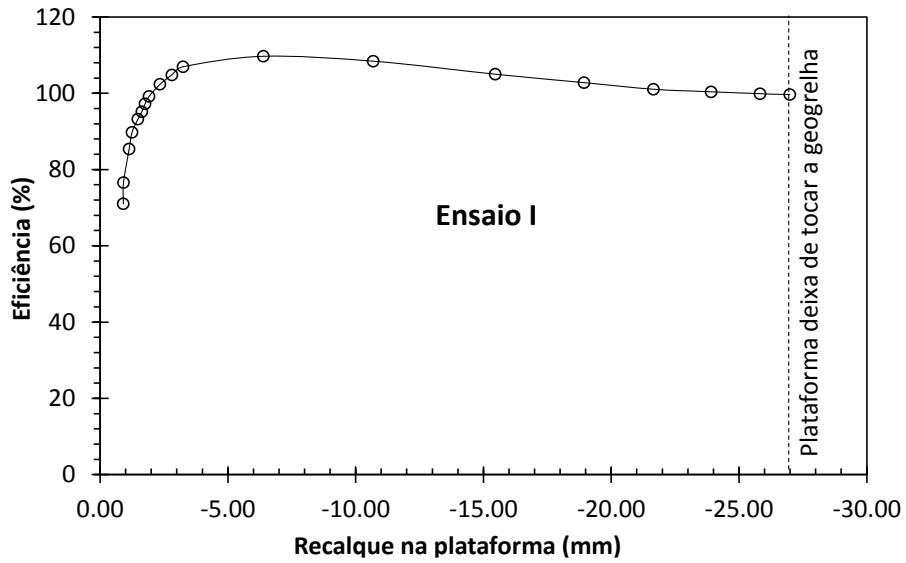


Figura 4.29. Eficiência da transmissão das cargas v.s. deslocamento da plataforma (Ensaio I).

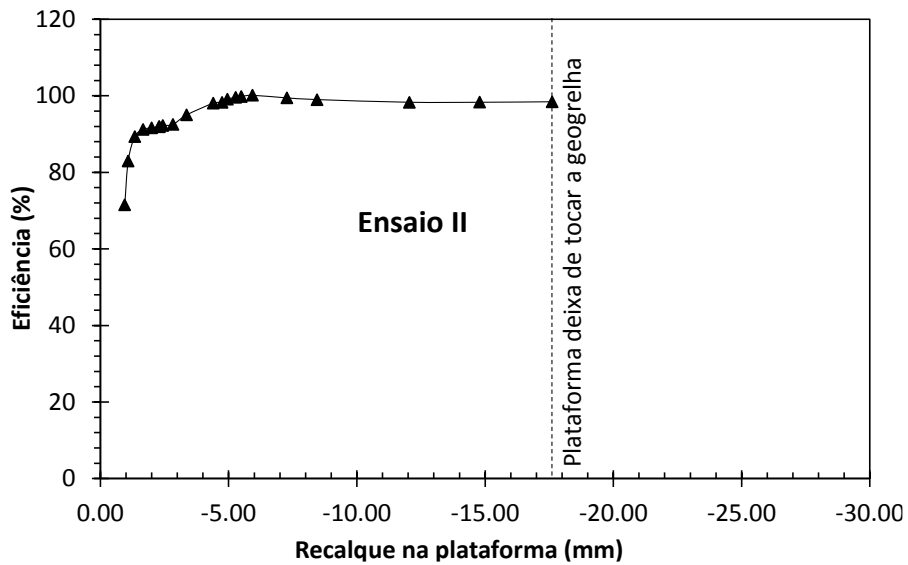


Figura 4.30. Eficiência da transmissão das cargas v.s. deslocamento da plataforma (Ensaio II).

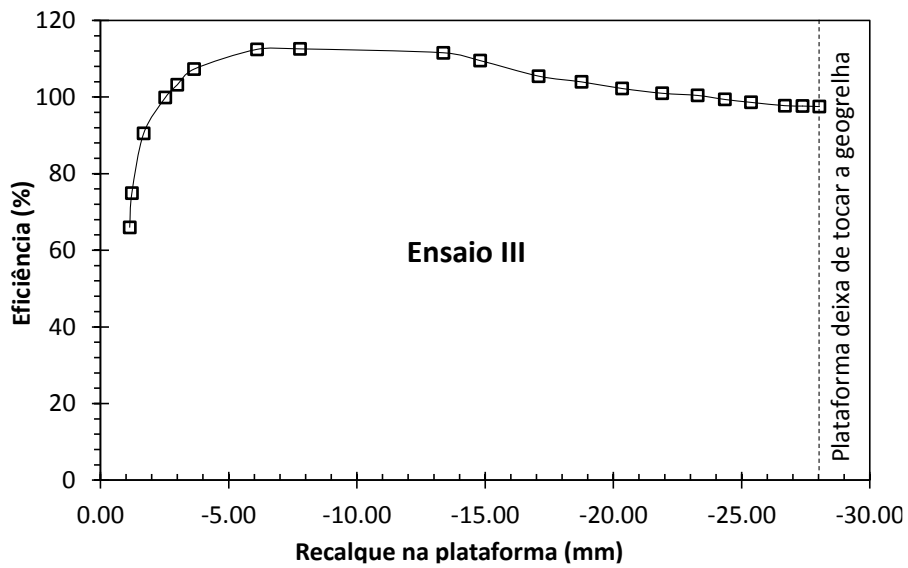


Figura 4.31. Eficiência da transmissão das cargas v.s. deslocamento da plataforma (Ensaio III).

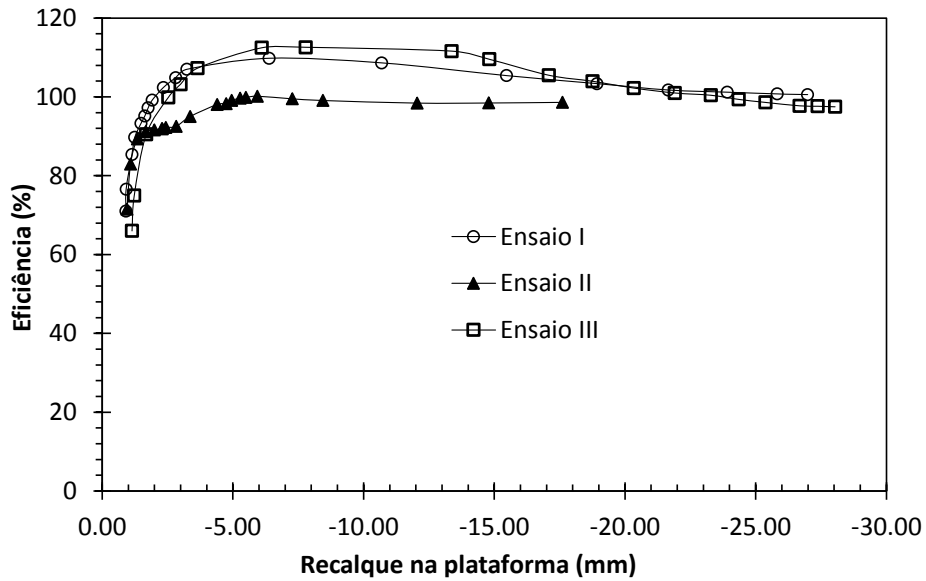


Figura 4.32. Eficiência da transmissão das cargas v.s. deslocamento da plataforma (Ensaio III).

Nota-se a diferença do ponto de partida das eficiências entres os ensaios. Este fato é explicado pela ocorrência do efeito de arqueamento, antes mesmo da liberação da plataforma. No Ensaio III, com compactação pesada, possivelmente este efeito, e também o efeito de “*over-registration*” nas CPTs, foram anulados devido as tensões induzidas pela compactação, que aumenta e melhor uniformiza a rigidez do solo e, também “destrói” os arcos de tensão formados pelos pequenos recalques que a plataforma sofreu durante o processo de construção do aterro.

5. CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A presente pesquisa buscou a compreensão do fenômeno de arqueamento do solo e o efeito membrana do reforço em um protótipo de aterro estruturado, com o uso de capitéis em forma de viga de cobertura e reforço basal. O modelo físico elaborado, em conjunto com a instrumentação desenvolvida, foi capaz de monitorar o processo de transferência de cargas entre o corpo de aterro e os capitéis, também os recalques na superfície do aterro.

Foram desenvolvidos medidores e aparatos apropriados para o monitoramento das deformações na geogrelha e dos deslocamentos da plataforma hidráulica. O conjunto de plataforma hidráulica, capitéis e sistema de pré-carregamento do reforço se mostraram robustos, suportando elevadas cargas horizontais, verticais e aplicação de sobrecarga, sendo estimadas tensões verticais equivalentes a um aterro de material granular compactado de até 4 metros de altura. O modelo físico foi pensado de forma a ser versátil, possibilitando estudos paramétricos através da variação da configuração geométrica dos capitéis e da plataforma hidráulica.

5.2. ALTURA CRÍTICA E A GEOMETRIA DO MODELO FÍSICO DE ATERRO ESTRUTURADO

A geometria do modelo físico realizado, apesar de atípica, atende aos requisitos da altura crítica, implícitos em forma de equação condicional, da norma BS 8006 (2010). De acordo com a norma, o arqueamento foi parcial. Neste modelo físico, a razão entre a altura de aterro e o semi-vão entre os capitéis (h/b) foi de 1,95. Correspondendo a casos de aterros baixos, de acordo com casos de obra e alguns modelos físicos, que apresentaram valores entre 0.43 e 7.88. Já as áreas somadas dos capitéis, correspondem a 67% da área total do modelo físico, bem acima dos valores encontrados na literatura que se situam entre 4,91% e 32%.

5.3. DEFORMAÇÃO E CARGAS NO REFORÇO

5.3.1. CARGAS MEDIDAS NO REFORÇO

O reforço foi reutilizado, pré-carregado e os níveis de tensão foram 15 vezes

menores da condição de ruptura do material, além das taxas de deformação nos ensaios terem sido muito inferiores à normatizada pela NBR ISO 10319:2013 para ensaios de faixa larga. Para tal foram efetuados ensaios específicos para determinação do módulo de rigidez que se apresentou bastante inferior ao valor de catálogo que permitiu a correspondência carga deformação no reforço. Os resultados dos Ensaios I, II e III, levaram às seguintes conclusões:

- O medidor MD-4, localizado no meio do capitel da frente do modelo físico, não acusou deformações importantes em quaisquer etapas dos ensaios. As tensões de tração no reforço foram integralmente transferidas ao solo no trecho entre o MD-3 e o MD-4.

- No monitoramento do medidor MD-3, localizado próximo ao bordo do capitel da frente, obteve-se deformações menores que os valores médios encontrados nos medidores MD-1 e MD-2, localizados no centro do vão entre os capitéis. Os valores destas diferenças entre os medidores para os Ensaios I, II e III foram iguais a 31%, 30% e 41%, respectivamente.

- A compactação do solo mais pesada efetuada com o soquete e a placa vibratória (Ensaio III) levou a menores cargas comparativamente às obtidas no Ensaio I, no qual a compactação foi efetuada somente com a placa vibratória. As diferenças medidas no centro da plataforma e no bordo do capitel foram da ordem de 12% e 24%, respectivamente.

- A liberação da plataforma antes do carregamento (Ensaio I) resultou ao final do ensaio num maior carregamento do reforço comparativamente ao Ensaio II no qual a liberação se deu posteriormente (36%).

5.3.2. COMPARAÇÃO DAS CARGAS NO REFORÇO, MEDIDAS E CALCULADAS

Os valores do monitoramento das cargas axiais no reforço foram, em geral, inferiores aos calculados pelos métodos analíticos bidimensionais relevantes a condição bidimensional do modelo físico. Nos Ensaios I e III, os valores monitorados apresentaram inferiores aos calculados pelas metodologia de HEWLETT e RANDOLPH (BS 8006:2010), GIROUD *et al* , MARSTON (BS 8006:2010) e ZHUANG *et al* verificou-se valores da estimativa das cargas em até 8,5; 6; 3 e; 3 vezes, respectivamente. A extensão da metodologia proposta por EHRLICH (2001), foi a que mais se aproximou, verificou-se uma diferença de até 1,6 vezes na carga medida no reforço (Ensaio I).

5.3.3. COMPARAÇÃO DAS DEFLEXÕES ABAIXO DO REFORÇO, MEDIDAS E CALCULADAS

Comparou-se as previsões de deflexões do reforço dos métodos analíticos com as medidas nos Ensaios I e III ao final da liberação da plataforma. No Ensaio II a liberação da plataforma se deu após a aplicação da sobrecarga, não permitindo, portanto, uma equivalência com as hipóteses dos modelos analíticos. A metodologia de HEWLETT e RANDOLPH (BS 8006:2010) e de GIROUD *et al* figuram deflexões em mesma ordem de grandeza, maiores em até 2,5 vezes os valores monitorados. Já as metodologias de MARSTON (BS 8006:2010) e ZHUANG *et al* resultam em valores até 1,7 vezes maiores que os monitorados. Seguindo relação oposta ao estimado das cargas no reforço, a metodologia de EHRLICH (2001) calculou deflexão do reforço cerca de metade do valor monitorado.

5.4. RECALQUES ACIMA DO CORPO DE ATERRO

Os recalques na superfície foram monitorados através dos medidores de deslocamento vertical (MDV). Os Ensaios II e III apresentaram recalques na superfície 23% e 32% inferiores os medidos no Ensaio I, respectivamente. Tal se deu em função dos acréscimos nas tensões laterais induzidas pela compactação e pela sobrecarga que favoreceram o arqueamento do solo e conseqüente a minimização dos recalques na superfície. Nos Ensaios I, II e III verificaram-se no centro do vão recalques 3,4; 2,2 e; 2,3 vezes superiores aos valores observados no centro da plataforma, respectivamente. Tal assinala o efeito da sobrecarga e das tensões induzidas pela compactação em benefício à minimização de recalques diferenciais.

5.5. TENSÕES ACIMA DOS CAPITÉIS

Nos Ensaios I e II, os resultados indicaram a necessidade de um ajuste na calibração das células de pressão (77%), em função da compactação mais leve do solo (somente a placa vibratória). Os resultados dos Ensaios I, II e III mostraram uma assimetria das tensões monitoradas pelas CPTs nos bordos dos capitéis. Para os ensaios I e II, com compactação feita somente pela placa vibratória, a CPT localizada no bordo do capitel da frente do modelo físico foi 2 vezes o valor monitorado no bordo do capitel dos fundos, durante o procedimento de liberação da plataforma, passando ao final dos ensaios para cerca de 1,5 vezes. No Ensaio III, com compactação feita utilizando placa e o soquete vibratório, esta diferença foi de até 3 vezes, durante o

procedimento de liberação da plataforma, tendo ao final do ensaio estabilizado em cerca de 1,6 vezes.

Observou-se que apesar da diferença de execução os Ensaio I e II, os instrumentos acusam praticamente os mesmos valores ao final dos ensaios. No Ensaio III, no meio do capitel, foi pequeno o efeito de arqueamento do solo, tendo a CPT aí localizada medido com boa aproximação a tensão geostática durante todo o ensaio.

5.6. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Com base nas tensões geostáticas e sobrecargas, definiu-se os limites superior e inferior das cargas verticais sobre os capitéis. Para todos os ensaios, observou-se que até o estágio de término da construção as cargas verticais seguem mais próximas da linha que indica o limite inferior das cargas, ou seja, a não ocorrência do arqueamento do solo. A partir da liberação da plataforma (Ensaio I e III) e também do início da aplicação da sobrecarga (Ensaio II) até o final dos ensaios, as cargas verticais seguiram o limite superior das cargas, em que todas as cargas verticais do modelo físico passam a se suportadas pelos capitéis.

Foi possível inferir que a transferência de cargas para os capitéis durante as movimentações da plataforma, relacionou-se no caso do modelo físico em questão basicamente ao fenômeno de arqueamento do solo. As componentes verticais do carregamento no reforço pelo efeito de membrana, não ultrapassaram 1% das cargas verticais atuantes acima dos capitéis. Este raciocínio vai na contramão do pressuposto em diversos métodos analíticos para o cálculo da altura crítica, que indicam para o caso uma não ocorrência do arqueamento total, devido a condição geométrica apresentada.

5.6.1. EFICIÊNCIA DA TRANSMISSÃO DE CARGA

Observou-se concordância com o estimado pelo método analítico HEWLETT e RANDOLPH (BS 8006:2010). Tal como se verificou nos ensaios, a eficiência das cargas atuando diretamente nos capitéis estimada pelo método foi de 100%. Para os Ensaio I e III, observou-se um aumento rápido da eficiência, logo nos primeiros instantes de liberação da plataforma, e um decréscimo lento, com uma tendência a permanecer estável. Esses valores foram posteriormente influenciados pelos estágios de aplicação da sobrecarga. Para o Ensaio II, o aumento da eficiência foi rápido no início da aplicação da sobrecarga. Se manteve constante durante os primeiros estágios de liberação da plataforma e manteve-se estável ao término da liberação da plataforma.

Estas variações da eficiência, para todos os ensaios, levam ao entendimento

que são necessárias pequenas deformações na massa de solo para que se ocorra o efeito de arqueamento. Observou-se ainda, que há um limite para se obter a máxima eficiência tanto para os deslocamentos (deformações) quanto para a aplicação de sobrecarga, tendendo a um comportamento residual da eficiência no aterro estruturado.

5.7. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A presente pesquisa é fruto do desenvolvimento de um sistema completo e versátil que permite variações geométricas da largura dos capitéis e da plataforma, variação na altura de solo e diversas configurações de sobrecarga, possibilitando estudos paramétrico em futuras pesquisas.

Algumas sugestões quanto a instrumentação e sistemas do modelo físico atual:

- Recomenda-se calibrar as células de pressão total, variando-se a rigidez do solo (através de um sistema de pluviação de areia), em um aparato adequado para tal. Existe na literatura artigos, livros e recomendações técnicas que possibilitam este fim;

- Aumentar o número de pontos monitorados da tensão acima dos capitéis, obtendo-se uma definição experimental da distribuição das tensões devidas ao arqueamento do solo, mobilizadas por atrito;

- Testar a inclusão de válvulas reguladoras de fluxo e guias-lineares, na tentativa de igualar deslocamentos na plataforma hidráulica;

- A realização de mais ensaios de faixa larga para a geogrelha utilizada, aplicando taxas de deformação menores.

Algumas sugestões quanto a futuros modelos físicos são:

- Variar a largura dos capitéis e da plataforma, aumentando o semi-vão e por consequência solicitando maiores deformações do reforço;

- Alterando-se a disposição do sistema hidráulico é possível construir 3 capitéis, com dois macacos hidráulico e guias-lineares em forma tubular cada plataforma hidráulica entre capitéis;

- Uso de células de carga embutidas abaixo dos capiteis, tendo a finalidade de monitorar a pressão em determinado trecho.

- Um pouco mais dispendioso, porém com rigoroso controle de deslocamentos da plataforma. É possível utilizar cilindros hidráulicos interligados a um sistema mecânico de deslocamento (algo como uma prensa uniaxial) para o controle do fluxo de óleo hidráulico, sem qualquer interferência de pressões diferenciais no sistema.

REFERÊNCIAS

- ABUSHARAR, S.W., ZHENG, J.-J., CHEN, B.-G., YIN, J.-H. "A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetic." *Geotextiles and Geomembranes*, v. 27, pp. 39–52. 2009.
- ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S. "Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho." 2ª edição. Oficina de Textos. pp. 254. 2014.
- ASLAM, R., "Centrifuge modelling of piled embankments. Tese de Ph.d., University of Nottingham. 2008.
- BARBOZA JR., J. C., *Estudo através de modelos físicos da influência da face e da compactação em muros de solo reforçado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.
- BAUDOUIIN, G., THOREL, L., RAULT, G. "3D load transfer in pile-supported earth platforms over soft soils: centrifuge modeling." *International conferences on physical modelling in geotechnics*, Zurique, 2010.
- BRITISH STANDARD, BS 8006-1, *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills*. (revised 2012). British Standard Institution, ISBN 978-0-580-53842-12010. 2010.
- CARAPAJÓ, C.L., *Avaliação do comportamento de geogrelhas quando submetidas ao ensaio faixa larga*. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação. Universidade Veiga de Almeida – UVA, Rio de Janeiro, Brasil. 2018.
- CARLSSON, B. "Reinforced soil, principles for calculation." Terrateam AB. Linköping, Sweden. 1987.
- CHEN, Y.-M., CAO, W.-P., CHEN, R.-P. "An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments." *Geotextiles and Geomembranes*, v. 26, n. 2, pp. 164–174. 2008.
- CHEVALIER, B., VILLARD, P., COMBE, G. "Investigation of Load-Transfer Mechanisms in Geotechnical Earth Structures with Thin Fill Platforms Reinforced by Rigid Inclusions." *International Journal of Geomechanics*, v. 11, pp. 239–250. 2011.
- CORDOVA, P. E. C., *Modelagem física de muros de solo reforçado: efeito da inclinação e rigidez da face, resistência na base e sobrecarga aplicada*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2018.
- CUR 226. "Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen." (Design Guideline Piled Embankments), updated version, (in Dutch). 2015.
- DEMERDASH, M. A. *An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement*. Tese de Doutorado. University of Newcastle – Upon -Tyne, Department of Civil Engineering. 1996.
- DUNNICLIFF, J., GREEN, G. E., "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance." John Wiley & Sons. pp.577. 1988.
- EBGEO. "Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGEO." John Wiley & Sons. 2011.
- EHRlich, M., MIRMORADI, S. H., SARAMAGO, R. P. "Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls." *Geotextile and Geomembranes*, v.34, pp.108–115. 2012.

- ELEUTÉRIO, J.O.S., *Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1) e numéricos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- ELLIS, E., ASLAM, R. "Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods-part 1 of 2." *Ground Engineering*, v. 42, n. 6, pp. 34–38. 2009a.
- ELLIS, E., ASLAM, R. "Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive models – part 2 of 2." *Ground Engineering*, v. 42, n. 7, pp. 28–31. 2009a.
- FAGUNDES, D. F., ALMEIDA, M. S. S., GIROUT, R., BLANC, M., THOREL, L. "Behaviour of piled embankment without reinforcement." *Proc. Inst. Civ. Engs - Geotechnical Engineering.*, v. 168, n. 6, pp. 514-525. 2015.
- FAGUNDES, D. F., *Modelagem centrífuga de aterros estruturados*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.
- GIROUD, J. P., BONAPART, R., Beech, J.F., GROSS, B. A., "Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids." *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 9, Issue 1, pp. 11-50. 1990.
- GUEDES, V. C. P., *Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.
- HAN, J. & GABR, M. A.. "Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms Over Soft Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, January, 44 – 53. 2002
- HARTMANN, D. A. *Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, COPPE, Rio de Janeiro, Brasil. 2012.
- HEITZ, C., LÜKING, J. KEMPFERT H.G., "Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic loading." 4th European Geosynthetics Conference – EuroGeo4, artigo n°215, 8 p. Edinburgh, Reino Unido. 2008.
- HEWLETT, W.J., RANDOLPH, M.F. "Analysis of piled embankment. *Ground Engineering.*" v. 21, n. 3, pp. 12–18. 1988.
- HORGAN, G.J., SARSBY, R.W. "The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement." *Proceedings 7th International Conference on geotextiles*, Nice, France, pp. 373–378. 2002.
- IGLESIA, G R., EINSTEIN, H.H, WHITMAN, RV. "Investigation of soil arching with centrifuge tests." *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 140, n. 2. 2014.
- KEMPFERT, H. G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C., "German recommendations for reinforced embankments on pile – similar elements." In: *Proceedings of 3rd European Geosynthetics Conference*, pp. 279-284. Munch, Germany. 2004.
- KEMPFERT, H. G., STADEL, M., ZAESKE, D. "Design of geosynthetic – reinforced bearing layers over piles." *Bautechnik*, v.74, pp. 818-825. 1997.
- JENCK, O., DIAS, D., KASTNER, R. "Discrete element modelling of a granular platform supported by piles in soft soil–Validation on a small scale model test and comparison to a numerical analysis in a continuum." *Computers and Geotechnics*, v. 36, pp. 917–927. 2009b.

- JENCK, O., DIAS, D., KASTNER, R. "Two-Dimensional Physical and Numerical Modeling of a Pile-Supported Earth Platform over Soft Soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 3, pp. 295–305, 2007.
- JONES, C. J. F. P., LAWSON, C. R., AYRES, D. J. "Geotextile reinforced piled embankments." In: Hoedt, Den (Ed.), *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*. Balkema, Rotterdam, ISBN, pp. 155-160. 1990.
- KEMPFERT, H.G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C. "German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements." In: *Proceedings of EuroGeo3*, Munich, Germany, pp. 279-284. 2004.
- LABUZ, J. F., THEROUX, B., "Laboratory Calibration of Earth Pressure Cells." *Geotechnical Testing Journal*, v.28, n°2, pp. 188-196. 2005.
- LE HELLO, B., VILLARD, P., "Embankments reinforced by piles and geosynthetics — Numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment." *Engineering Geology*, v.106, pp.78-91. 2009.
- LEE, S. C., LEUNG, C. F., CHOW, Y. K. "Performance of Oil Tank Foundation." Koerner, Koerner, Hsuan, & Ashley eds. *American Society of Civil Engineers*, Austin, Texas. U.S.A. 2005.
- LOVE, J., MILLIGAN, G. "Design methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground." *Ground Engineering*, Thomas Telford. 2003.
- LOW, K. B., TANG, S. K., CHOA, V., "Arching in piled embankments." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 11, 1994.
- MCGUIRE, M., SLOAN, J., COLLIN, J., FILZ, G. "Critical Height of Column-Supported Embankments from Bench-Scale and Field-Scale Tests" - ISSMGE - TC 211 *International Symposium on Ground Improvement IS-GI*, Brussels, Belgium. 2012.
- MIRMORADI, S.H., EHRLICH, M., DIEGUEZ, C., "Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls." *Geotextiles and Geomembranes*, v.44 (3), p. 287-294. 2016.
- NAUGHTON, P.J. "The significance of critical height in the design of piled embankments." *GeoDenver*, GSP-172: Soil Improvement, pp. 1-10. 2007.
- NBR ISO 10319:2013, *Geossintético – Ensaio de tração faixa larga*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil.
- NORDIC HANDBOOK "Nordic Guideline for Reinforced Soils and Fills." Nordic Geosynthetic Group. Nordic Geotechnical Societies. Eds. Yvonne Rogbeck, Claes Alén, Gunilla Franzén, Anders Kjeld, Karin Odén, Hans Rathmayer, Arnstein Watn, Even Øiseth. Stockholm, Sweden, 2003, revision 2004.
- OLIVEIRA, G. A., *Influência da rigidez do reforço em muros de solo reforçado em modelos físicos*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- PALMEIRA, E. M., "Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente." *Oficina de Textos*, pp.294. 2018.
- PINTO, C. S., *Estudo de aterros estaqueados através de modelos físicos 1G*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- ROGBECK, Y., GUSTAVSON, S., SÖDERGREN, I., LINDQUIST, D. "Reinforced pile embankments in Sweden — design aspects." *Proceedings 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, U.S.A., v. 2, pp. 755–762. 1998.

- SALES, I. A. S. L. *Estudos numéricos e analíticos de aterros estacados reforçados*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2002.
- SARAMAGO, R. P., *Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de modelos físicos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2002.
- SILVA, *Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado através da monitoração de obra e modelos físicos (escala 1:1)*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- SOUZA COSTA, R., *Um novo equipamento triaxial para ensaios de solos na condição de deformação plana*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2005.
- SOUZA, H. G., EHRLICH, M., DIEGUEZ, C., SALVIANO, A.L.S. "Aferição da Performance de Sondas Inclínicas através de Sistema de Calibração e Resultados de Campo", XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte - Brasil. 2016.
- SPOTTI, A. P. *Aterro estacado reforçado instrumentado sobre solo mole*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- TERZAGHI, K. "Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door." In: Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics, Harvard University, Cambridge, Massachusetts. U.S.A. 1936.
- TERZAGHI, K., "Theoretical Soil Mechanics." John Wiley and Sons, Inc., New York. 1943.
- TERZAGHI, K. e PECK, R., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, Inc., New York. 1967.
- VAN EEKELLEN, S. J. M., *Basal Reinforced Piled Embankments: Experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model*. Tese Ph.D. Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 2015a.
- VAN EEKELLEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., OUNG, O. "Arching in piled embankments: experiments and design calculations." International Conference Foundations: Innovations, observations, design and practice. Dundee. 2003.
- VAN EEKELLEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., LODDER, H. J., VAN TOL, A. F. "Model experiments on piled embankments." Part II. Geotextiles and Geomembranes. 2011.
- VAN EEKELLEN, S. J. M., JANSEN, H. L., Van DUIJNEN, P. G., Van DE KANT, M., DALEN, J. H., BRUGMAN, M. H. A., VAN DER STOEL, A. E. C., PETERS, M. G. J. M., "The Dutch design guideline for piled embankments." 9th International Conference on Geosynthetics, Brasil, 2010.
- VAN EEKELLEN, S. J. M., BEZUIJEN, VAN TOL, A. F. "An analytical model for arching in piled embankments." Geotextile and Geomembranes, v.39, p. 78-102, 2013b.
- VASCONCELOS, S.M., *Influência de carregamentos externos nas tensões e deformações de muros de solo reforçado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- VERTEMATTI, J. C. "Manual Brasileiro de Geossintéticos", ABINT, São Paulo, Editora Edgard Blucher. pp. 570. 2015.
- ZAESKE, D. "Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten ber pfahlartigen Grundungselementen." Schriftenreihe Geotechnik, Universität GhKassel, Germany. 2001.
- ZANZIGER, H., GARTUNG, E. "Performance of a geogrid reinforced railway

- embankment on piles." 7th Int. Conf. on Geosynthetics, France, pp.381–386. 2002.
- ZHUANG, Y. "Numerical modeling of arching in piled embankments including the effects of reinforcement and subsoil." Ph.D. Thesis, University of Nottingham, U.K. 2009.
- ZHUANG, Y., & CUI, X., "Analysis and modification of the Hewlett and Randolph method. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering", 168(2), 144-157. 2015.
- ZHUANG, Y., WANG, K. Y., LIU, H. L. A simplified model to analyze the reinforced piled embankments. Geotextile and Geomembranes, v.42, p. 154-165. 2014.

ANEXO I – CURVAS DE AFERIÇÃO DOS INSTRUMENTOS

A-1. CÉULAS DE PRESSÃO TOTAL (TENSÃO TOTAL)

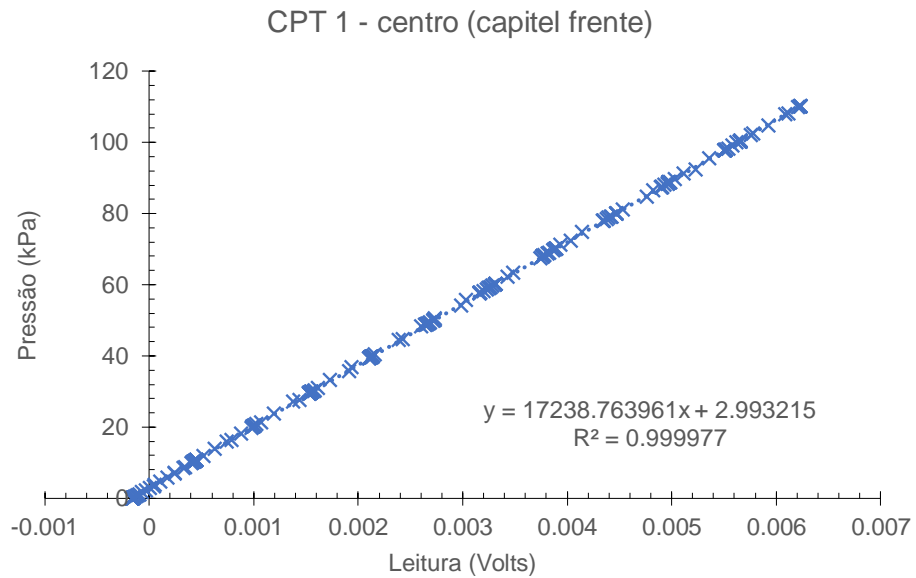


Figura A.01. Aferição da constante de calibração da célula de pressão total CPT 1.

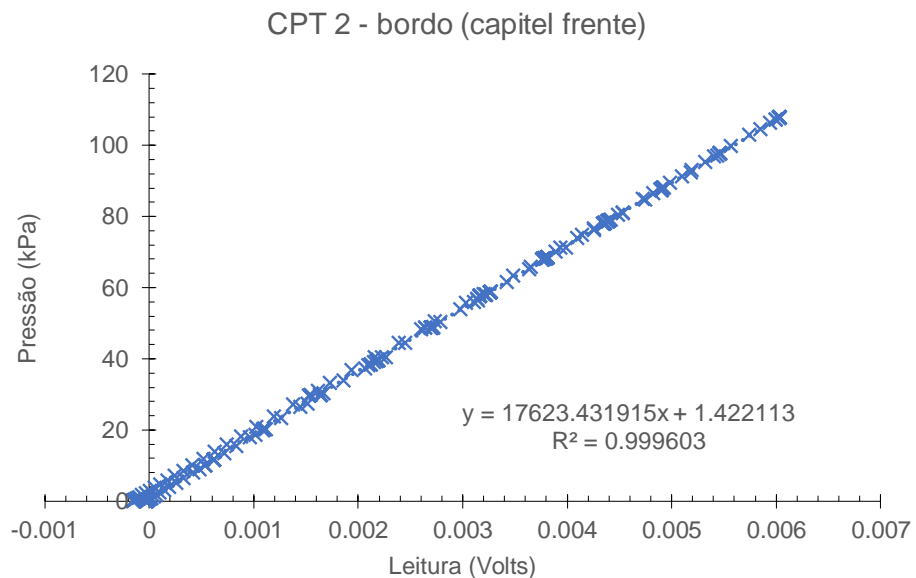


Figura A.02. Aferição da constante de calibração da célula de pressão total CPT 2.

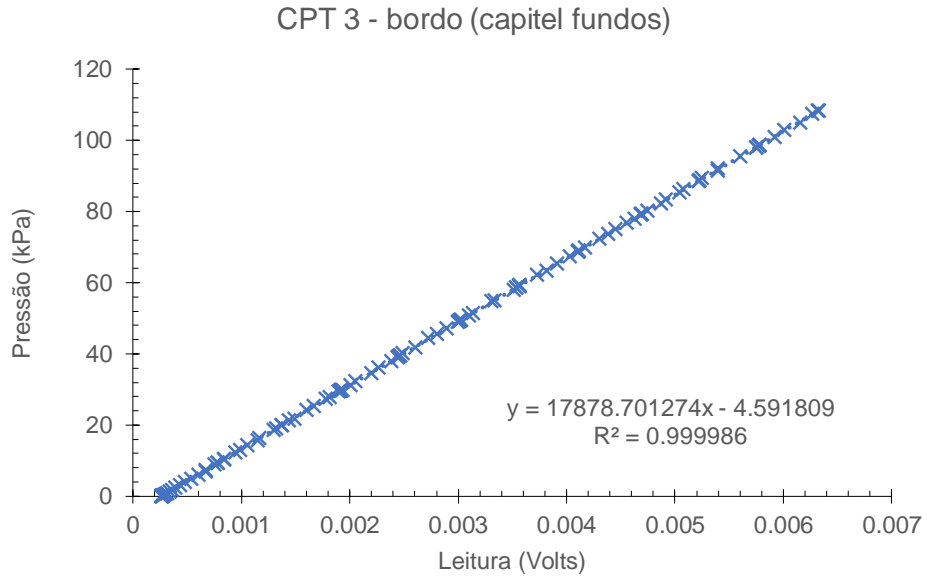


Figura A.03. Aferição da constante de calibração da célula de pressão total CPT 3.

A-2. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (ALTURA DA PLATAFORMA)

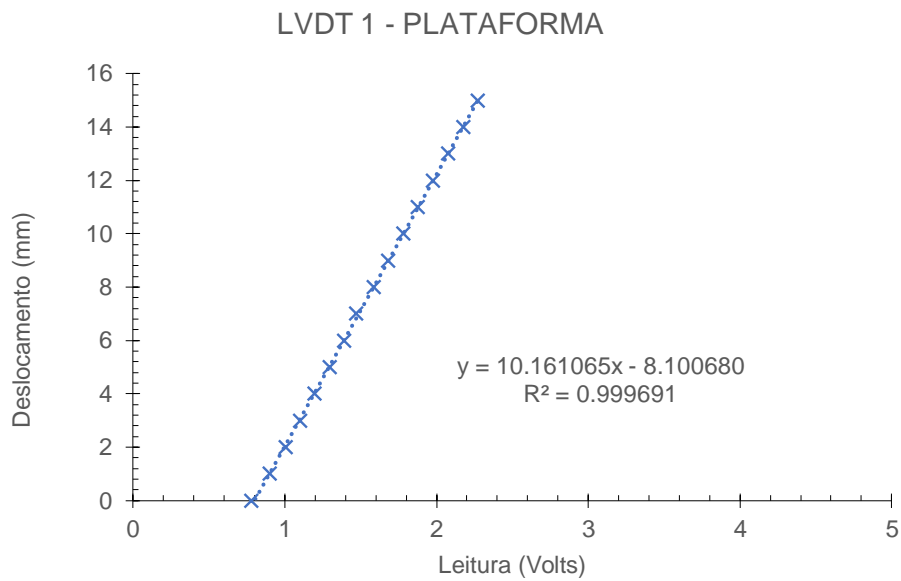


Figura A.04. Aferição da constante de calibração do LVDT 1, instalado na plataforma.

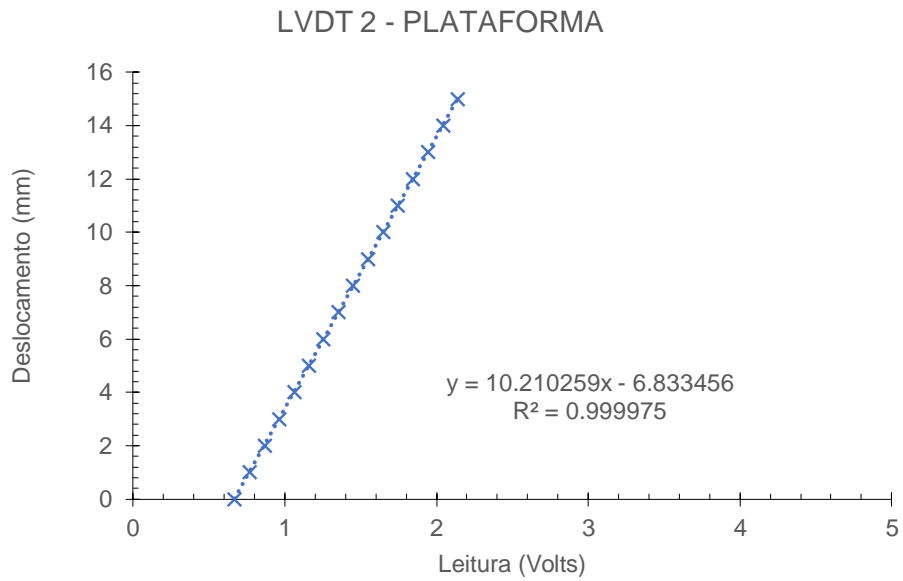


Figura A.05. Aferição da constante de calibração do LVDT 2, instalado na plataforma.

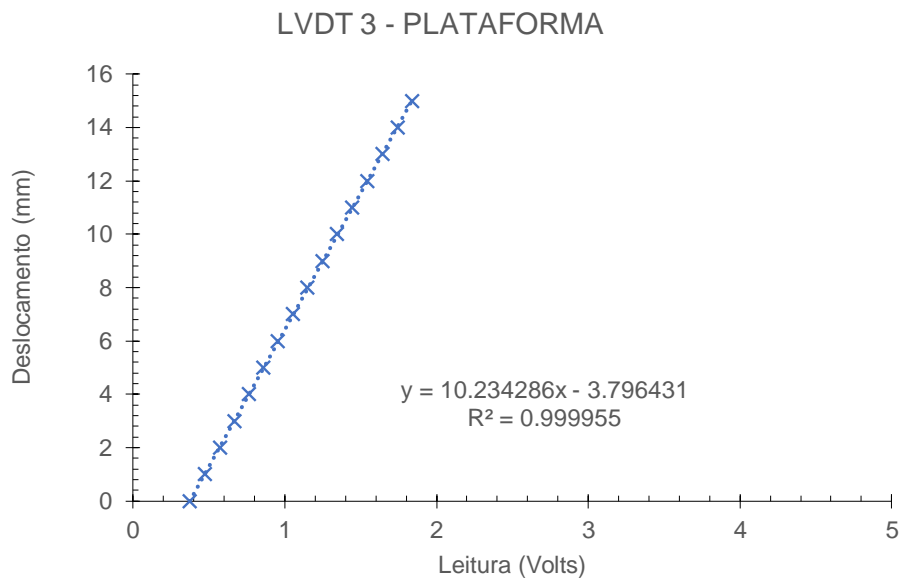


Figura A.06. Aferição da constante de calibração do LVDT 3, instalado na plataforma.

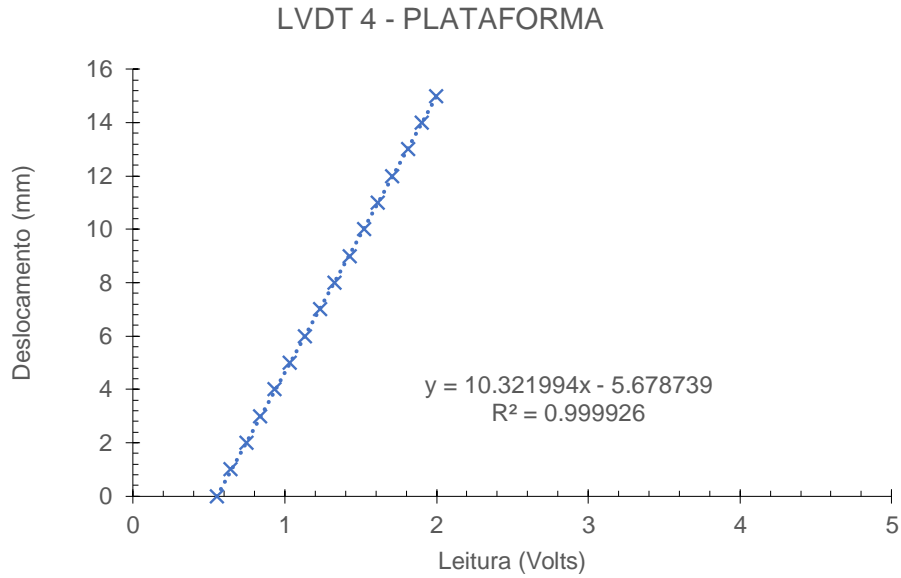


Figura A.07. Aferição da constante de calibração do LVDT 4, instalado na plataforma.

A-3. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (MEDIDORES DE DEFORMAÇÃO)

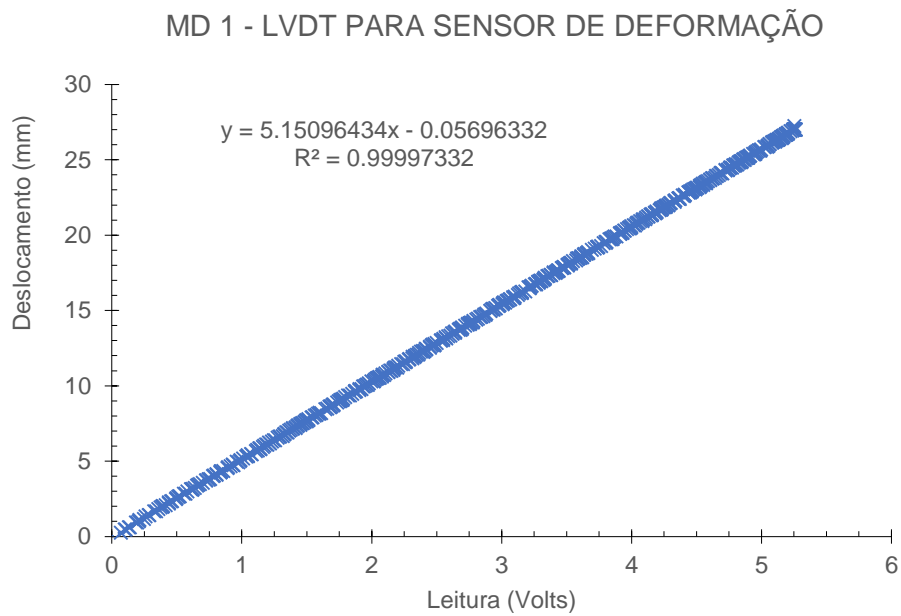


Figura A.08. Aferição da constante de calibração do MD 1, instalado no centro da plataforma.

MD 2 - LVDT PARA SENSOR DE DEFORMAÇÃO

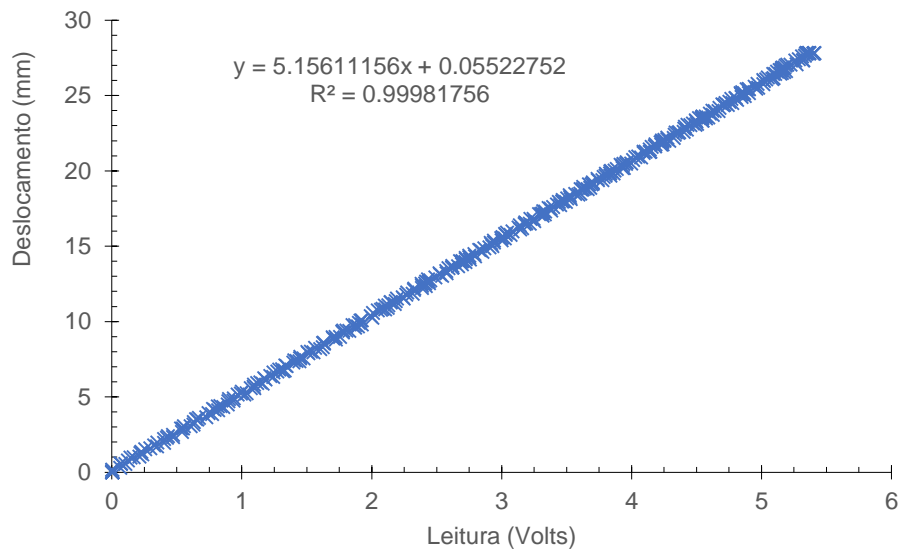


Figura A.09. Aferição da constante de calibração do MD 2, instalado no centro da plataforma.

MD 3 - LVDT PARA SENSOR DE DEFORMAÇÃO

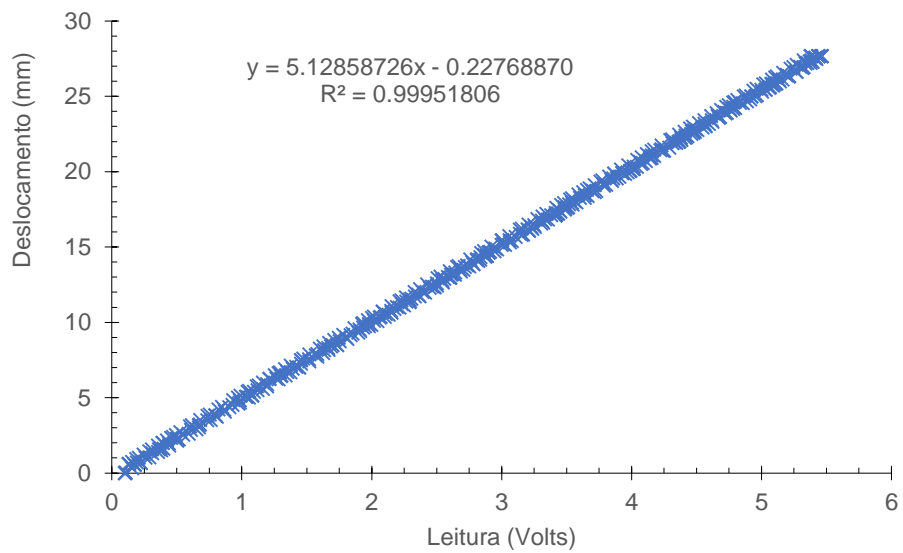


Figura A.10. Aferição da constante de calibração do MD 3, instalado no bordo do capitel.

MD 4 - LVDT PARA SENSOR DE DEFORMAÇÃO

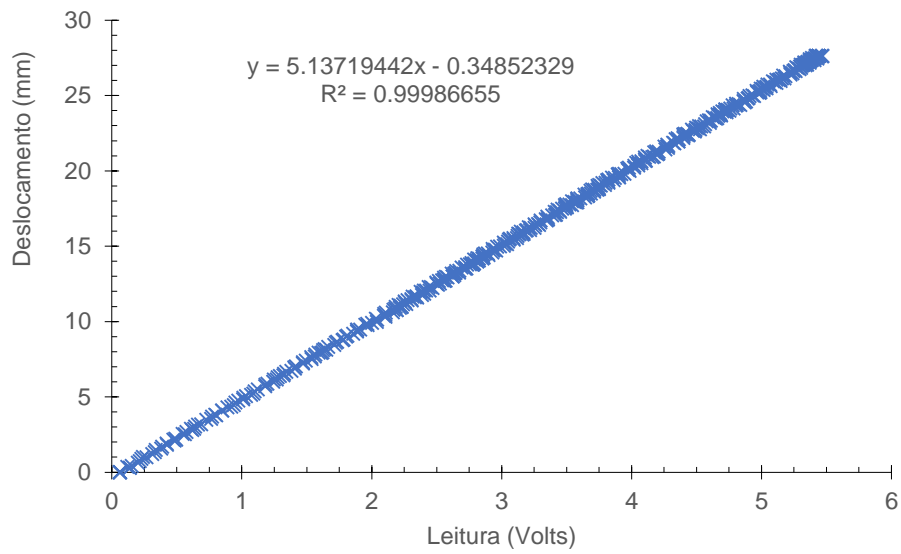


Figura A.11. Aferição da constante de calibração do MD 4, instalado no centro do capitel.

A-4. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (MEDIDORES DE RECALQUE)

A-4.1. Ensaio I – Medidor de deslocamento vertical (recalques)

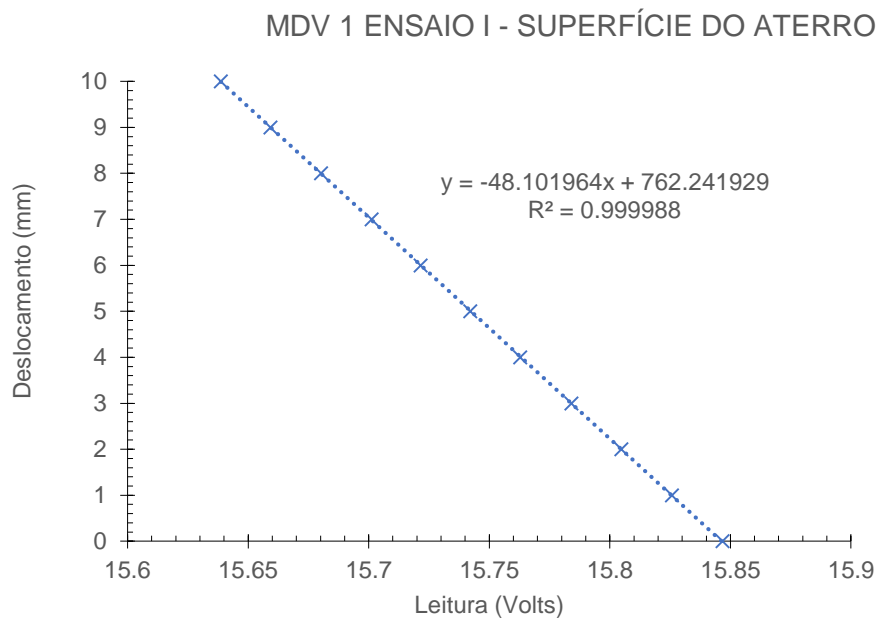


Figura A.12. Aferição da constante de calibração do MDV 1, instalado na superfície do aterro.

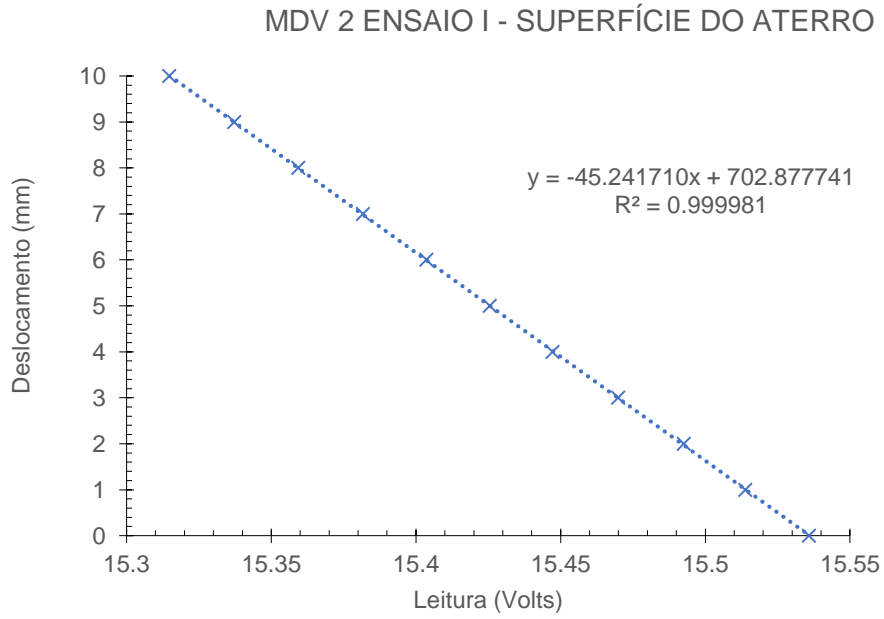


Figura A.13. Aferição da constante de calibração do MDV 2, instalado na superfície do aterro.

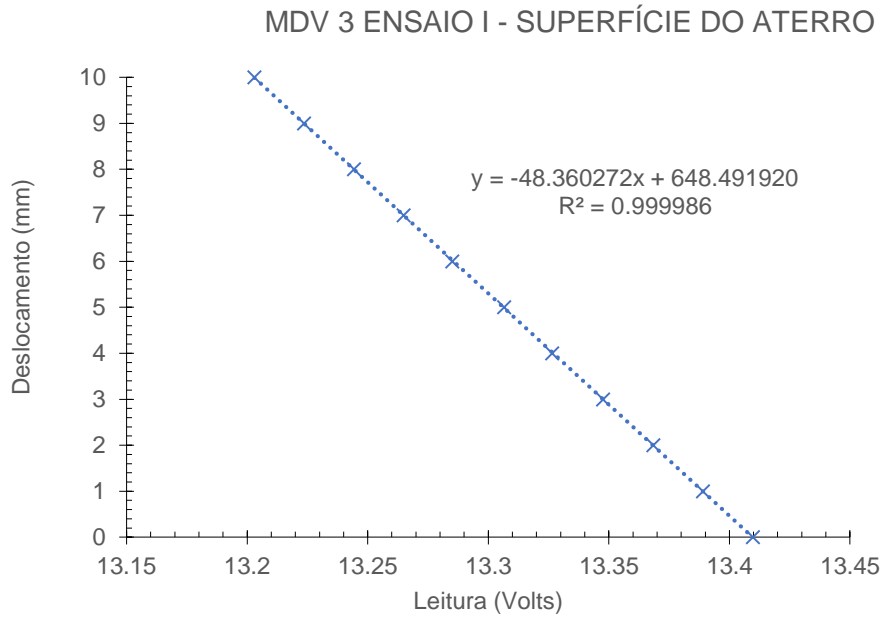


Figura A.14. Aferição da constante de calibração do MDV 3, instalado na superfície do aterro.

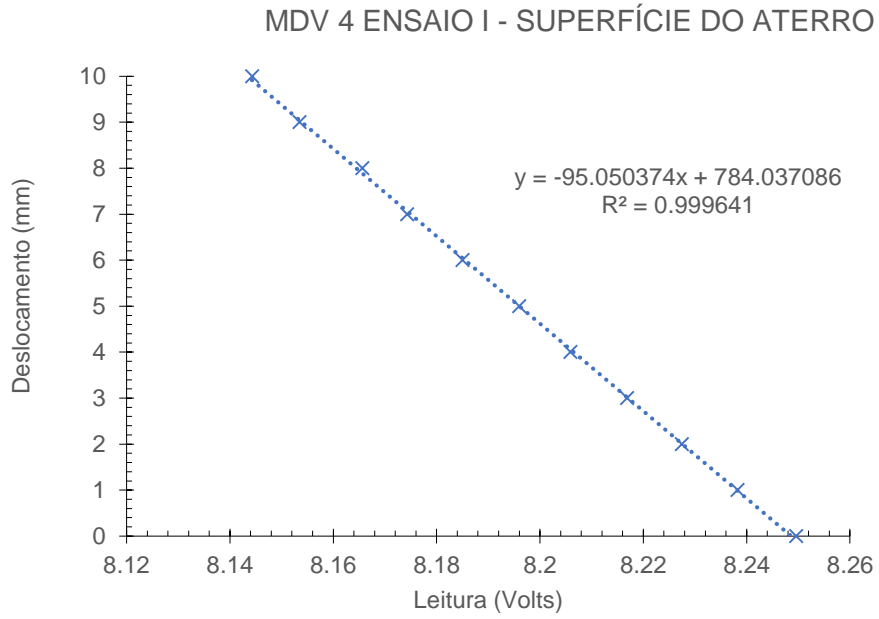


Figura A.15. Aferição da constante de calibração do MDV 4, instalado na superfície do aterro.

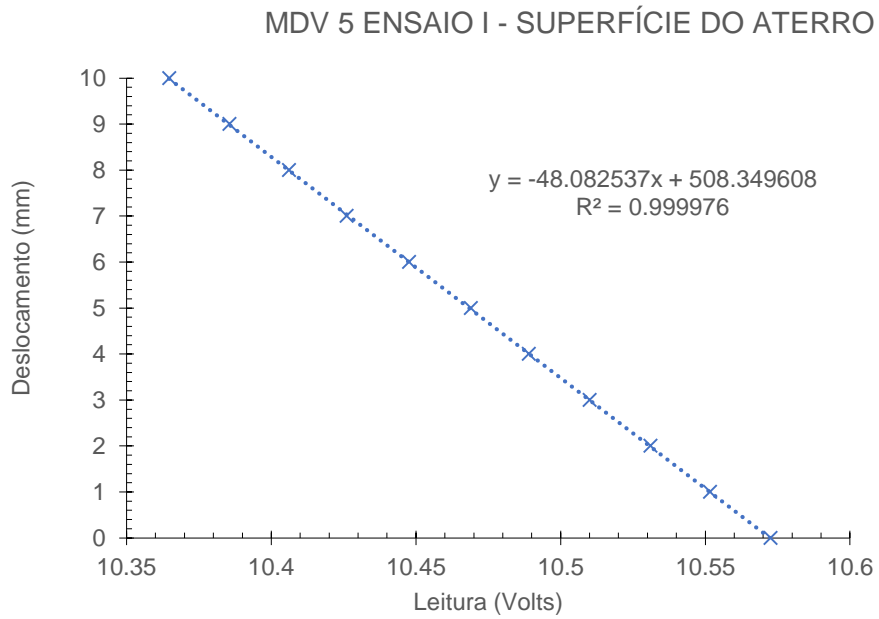


Figura A.16. Aferição da constante de calibração do MDV 5, instalado na superfície do aterro.

A-4.2. Ensaio II – Medidor de deslocamento vertical (recalques)

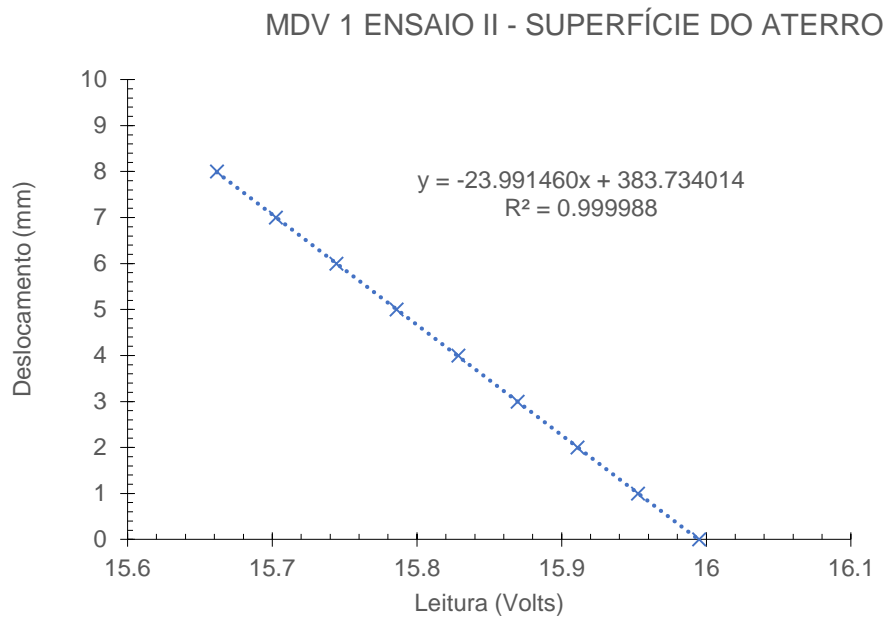


Figura A.17. Aferição da constante de calibração do MDV 1, instalado na superfície do aterro.

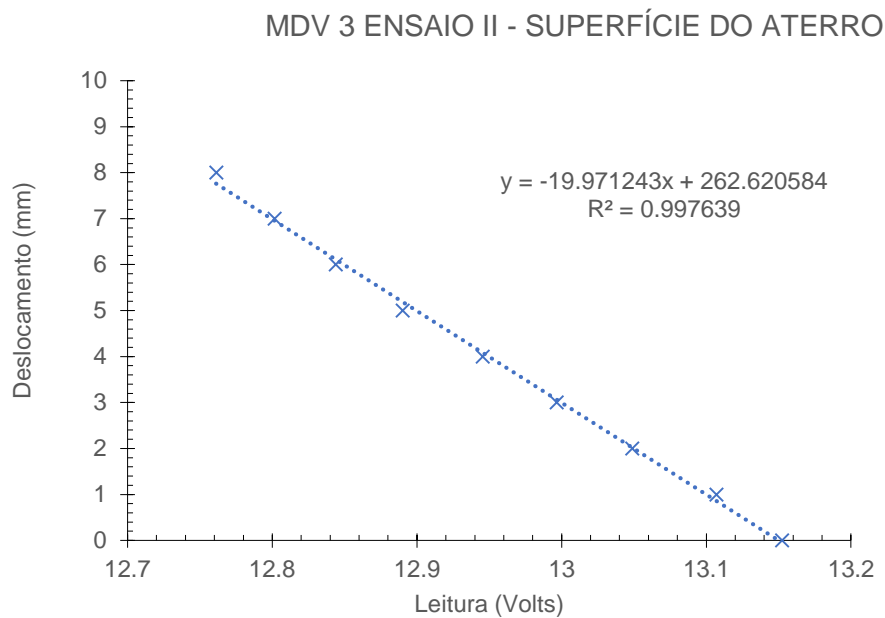


Figura A.18. Aferição da constante de calibração do MDV 3, instalado na superfície do aterro.

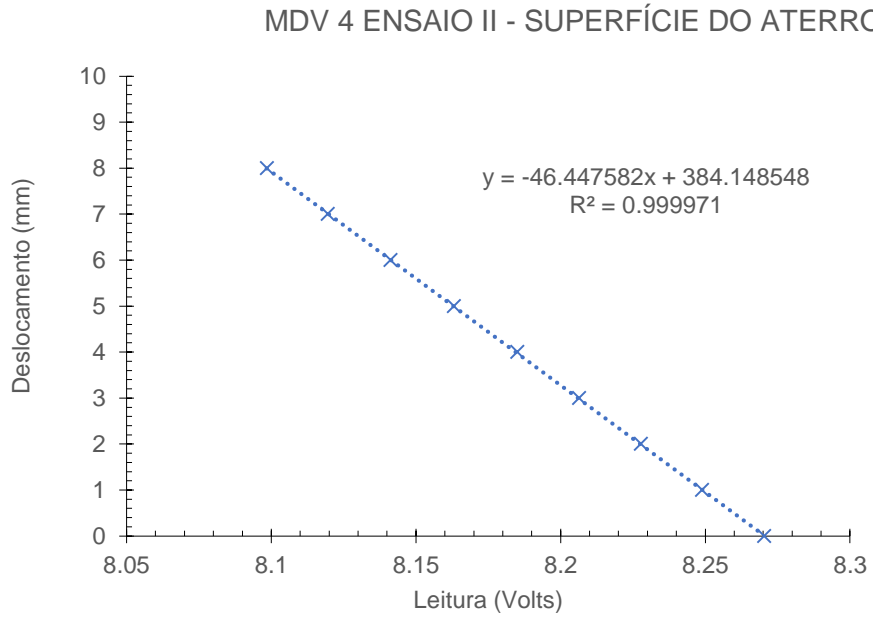


Figura A.19. Aferição da constante de calibração do MDV 4, instalado na superfície do aterro.

A-4.3. Ensaio III – Medidor de deslocamento vertical (recalques)

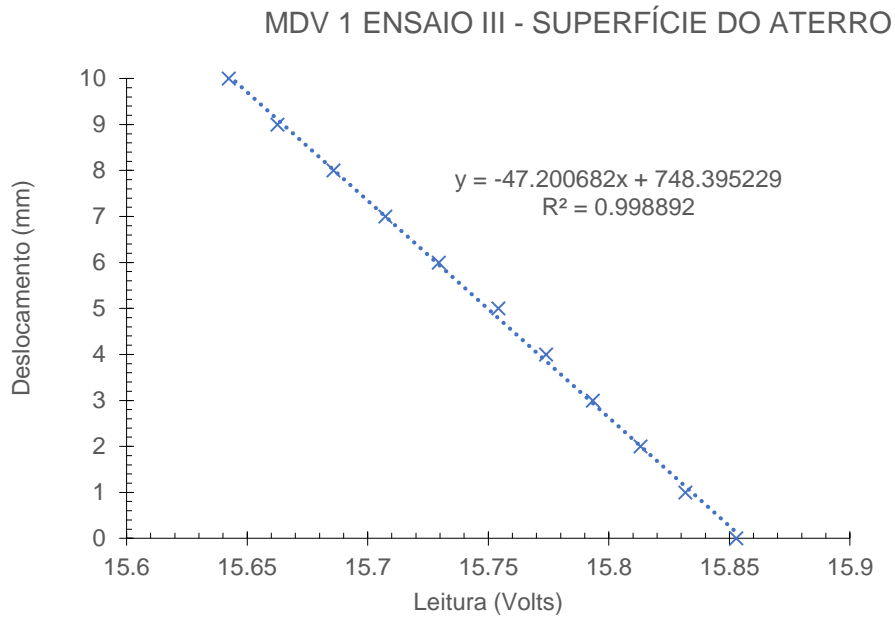


Figura A.20. Aferição da constante de calibração do MDV 1, instalado na superfície do aterro.

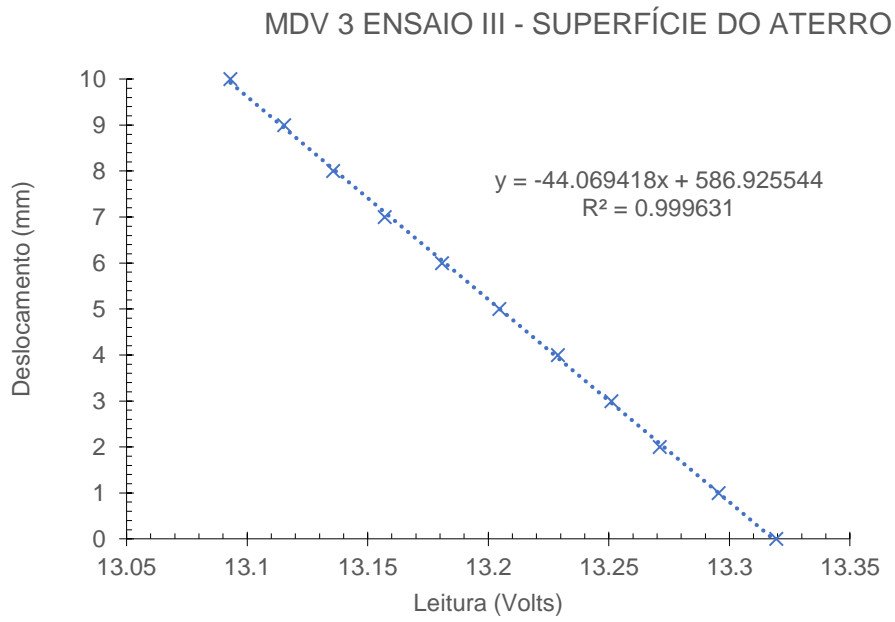


Figura A.21. Aferição da constante de calibração do MDV 3, instalado na superfície do aterro.

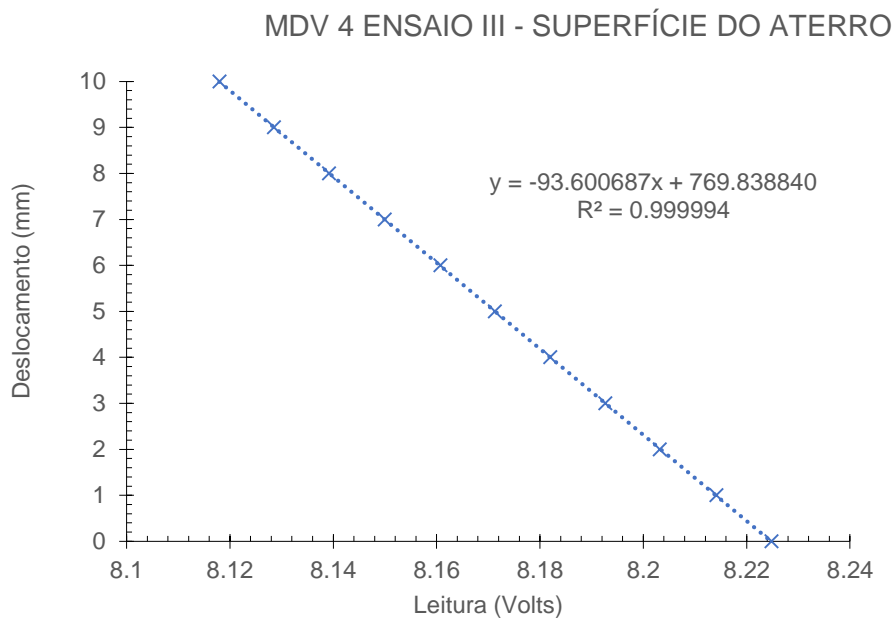


Figura A.22. Aferição da constante de calibração do MDV 4, instalado na superfície do aterro.

ANEXO II – PRODUÇÃO CIENTÍFICA RELACIONADA



Physical Model of a Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment Systems (GRPS) under Work Stress Conditions

Cid Almeida Dieguez

Department of Civil Engineering, COPPE/PEC, Federal University of Rio de Janeiro, RJ 21945-970, Brazil, cidieguez@poli.ufrj.br

Mauricio Ehrlich

Department of Civil Engineering, COPPE/PEC, Federal University of Rio de Janeiro, RJ 21945-970, Brazil, me@coc.ufrj.br

José Otávio Serrão Eleutério

Department of Civil Engineering, COPPE/PEC, Federal University of Rio de Janeiro, RJ 21945-970, Brazil, otavio.eleuterio@ufms.br

SUMMARY: This article presents large-scale physical model studies of a geosynthetic-reinforced pile-supported embankment system (GRPS) under working stress conditions. The tests were performed at COPPE/UFRJ Geotechnical Laboratory and simulates a GRPS construction under plane-strain condition. Backfill is composed by granular well-graded material and surcharge is applied by a pneumatic load system. Two models were constructed at similar conditions, except for the construction sequence. A hydraulic platform elevator system simulates the soft soil settlement. In one model, the induced settlements occurred before and in the other model after the surcharge application. Those models were assembled and instrumented to monitor the transference of load between the soil, pile caps and reinforcement. Settlements, mobilized tensions along the reinforcement and the total stress at the interface between the pile caps and soil were measured. The results indicate the effect of the difference of construction sequence on the model behavior.

KEYWORDS: Geosynthetic-reinforced pile-supported embankment system (GRPS), soft soil, physical model, arching effect.

1 INTRODUCTION

Geosynthetic-reinforced piled-supported embankment systems (GRPS) is an effective and economical technique for construction of embankments over soft soils, resulting in less settlements and shorter construction times, compared to other methods. A reinforced piled embankment is a single or multi-layer reinforced composite structure made of earth and geosynthetic. It bridges the soft soil between bearing elements (EBGEO, 2011). In those systems, embankment load is transmitted by three basic mechanisms: arching effect, tensile force developed by the geosynthetic reinforcement and the loads transferred to the soil between pile caps under the geosynthetic.

Methods to design GRPS use analytical models of two-dimensional (e.g., John, 1987; Jones *et al* 1990) or three-dimensional solutions (Hewlett and Randolph, 1988; Zaeske *et al* 2001; CUR 226, 2015). Other methods use analytical solutions, combining monitoring data of real structures and physical models (e.g., Kempfert *et al*, 2004).

Monitoring data of GRPS (e.g., Spotti, 2006; Almeida *et al*, 2007; Van Eeklen *et al*, 2014) and numerical analysis (e.g., Sales, 2002; Van Eeklen, 2015; Potts, 2010; Fagundes *et al*, 2017) have been performed in order to evaluate the transference of load between the soil, pile caps and reinforcement. Several experimental studies were carried out in centrifuge tests (e.g., Hartmann, 2012; Blanc, 2013; Fagundes, 2016) and others small-scale models (e.g., Low *et al*, 1994; Demerdash, 1996; Horgan and Sarsby, 2002; McGuire, 2011; Van Eekelen, 2012a). Herein presents two large-scale models under controlled conditions, with applied induced settlements at different stages of construction. Those models were well-instrumented to monitor the settlements, reinforcement load and the total stress at the interface between the pile caps and soil.

2 EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 Model v.s. Prototype

The presented models were constructed at COPPE/UFRJ Geotechnical Laboratory and simulate a GRPS construction under plane-strain condition. Therefore, the three-dimensional prototype follows the configuration of Fig. 1 and Fig. 2 shows the longitudinal cross-section of the elements and dimensions of this models. Commonly, use of plane-strain condition simplifies the analytical and numerical analysis; may also represent real field conditions.

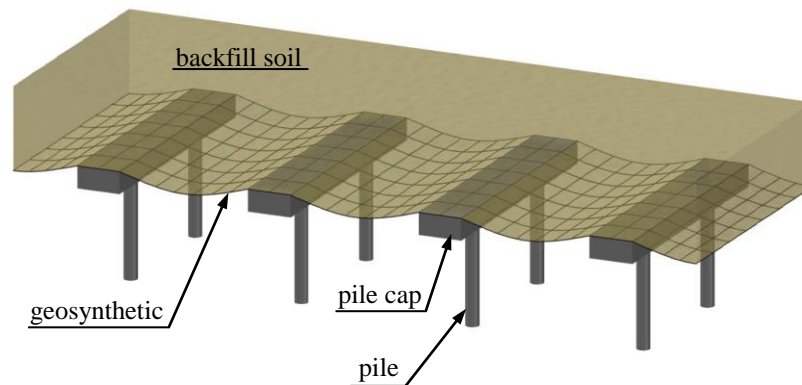


Fig.1 Scheme of a single-layer GRPS under plane-strain condition.

The backfill is composed by well-graded granular compacted material, with sufficient height of soil for the arching effect to occur. A light vibrating plate (8 kPa induced stress) was used for soil compaction (Ehrlich *et al*. 2012). A hydraulic platform elevator system simulates the soft soil settlements. A pneumatic load system was used for application of surcharge up to 50 kPa, representing the load of 3.5 m height of embankment over the structure.

The box of this model is a U-shaped reinforced concrete wall of 1.5 m height, 3.0 m length and 2.0 m width, closed with a stiff metal-face, well attached to the concrete structure by 50-mm-diameter bolts. The inner part of this box is covered with a lubricated system composed by a thin layer of PTFE (polytetrafluoroethylene - Teflon) grease in the middle of two sheets of PVC (polyvinyl chloride) geomembrane, with the purpose to assure no shear stress between soil and the lateral of the box, as shown on Fig. 3. Several large-scale models studies using this backfill soil in reinforced soil walls

were performed in plain strain condition along 20 years in this laboratory (e.g., Saramago, 2002; Eleutério, 2013; Mirmoradi, 2015).

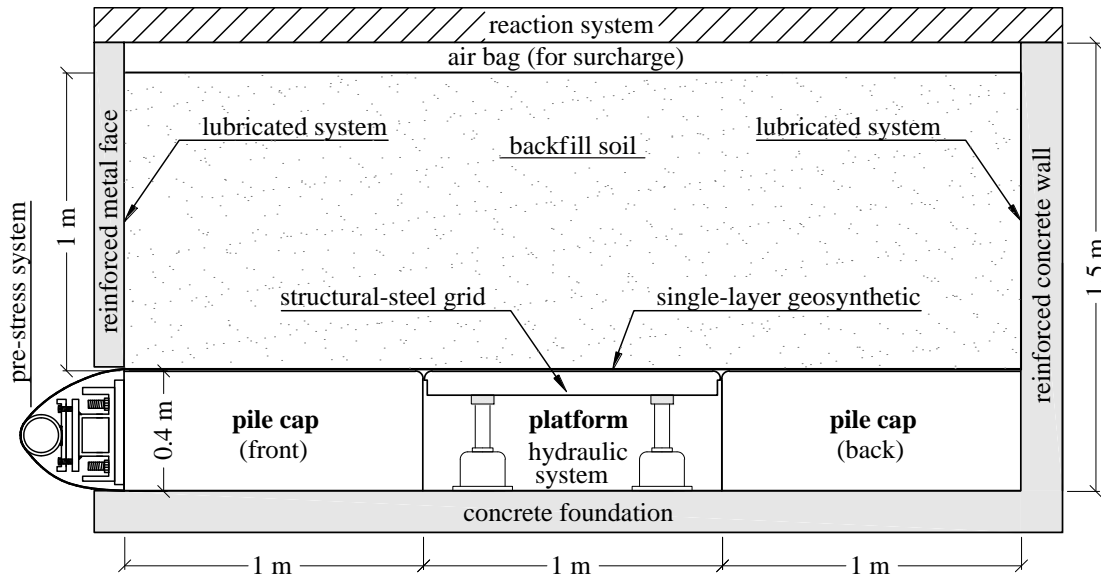


Fig.2. Cross-section of the physical model.

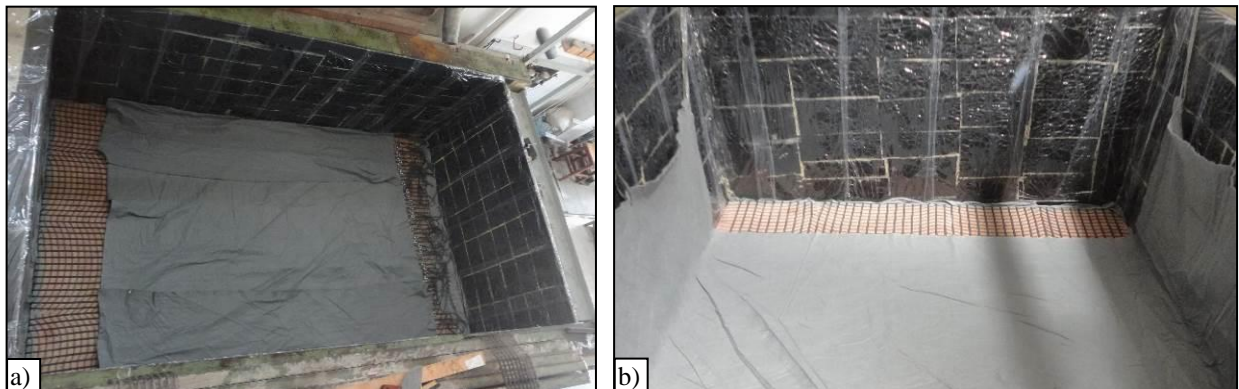


Fig.3. a) Top view of the reinforced concrete box and b) lubricated system (geomembrane and grease).

2.2 Material properties

A uniaxial flexible PVA (polyvinyl acetate) geogrid was used for the single-layer reinforcement and a very-thin sheet of geotextile to prevent the outgoing of the granular material. The physical and mechanical properties of the geosynthetic are shown in Table 1. Fig. 4 presents the characteristics of the soil used as backfill.

Table 1. Mechanical and physical properties of the reinforcement.

Stiffness modulus J , (kN/m)	4000
Opening size, (mm)	30x30

For the pile caps, the material used was a stiff wood with negligible deformation along the level of stress applied over it.

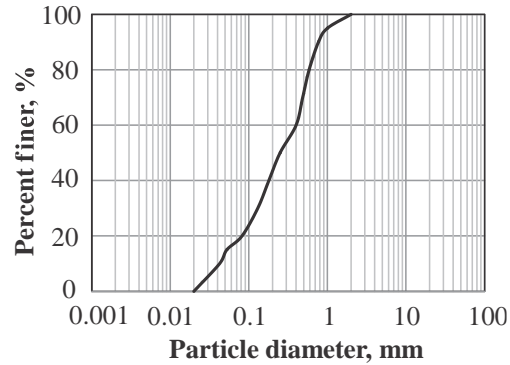


Fig.4. Grain-size curves for backfill soil.

2.3 Hydraulic platform system and instrumentation

A hydraulic platform elevator (Fig. 5) simulates the soft soil settlements. This apparatus consists in a metal grid composed by U-shaped structural beams sited above load cells and connected by chains at the corners to the concrete base. This system firmly moves the platform up or down; electric sensors connected to the jack monitored the vertical displacements (“settlements”).

Three soil-total-pressure transducers (TPTs; Fig.5 and 6) were installed to monitor stress at the interface between soil and pile caps.

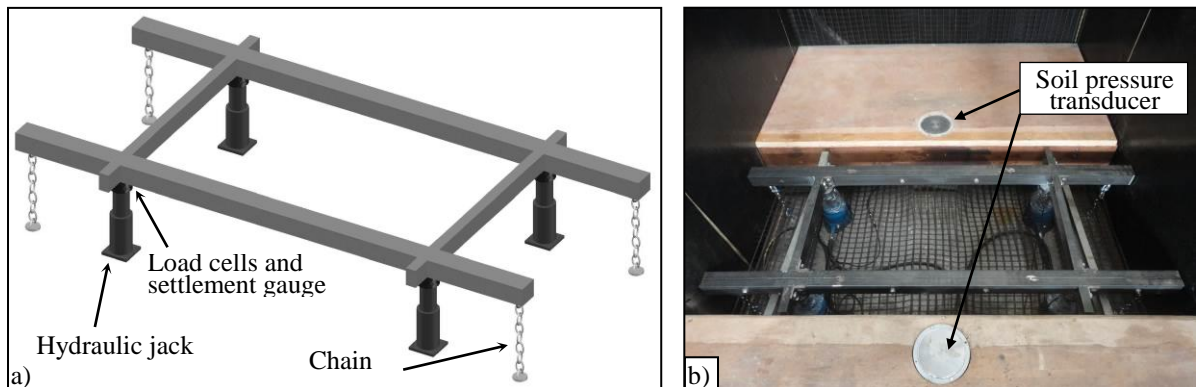


Fig.5. a) Schematic representation of the hydraulic platform system and b) the hydraulic platform system.

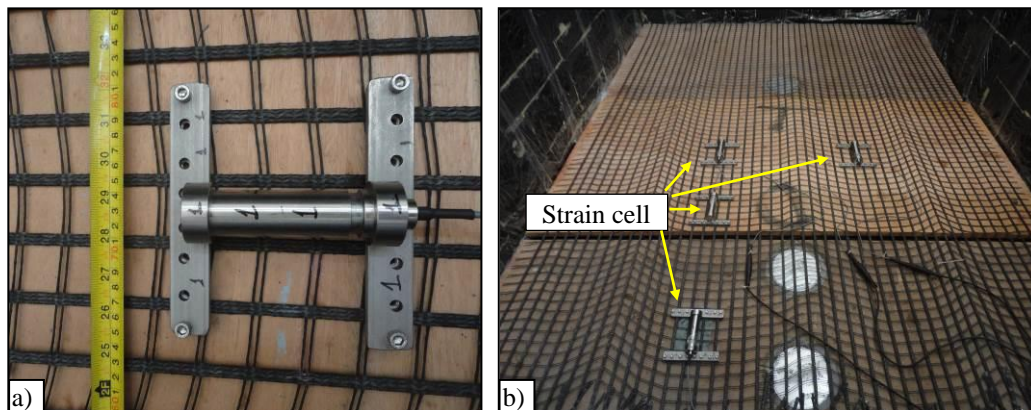


Fig.6. a) Details of the strain cell apparatus and b) general view of the installed equipment and instruments.

Strains were monitored along the reinforcement by four strain cell’s apparatus (see Fig.6a), that

consists in a metal case protecting an electrical gauge, working smooth similar as a free piston. This equipment was also designed at the COPPE/UFRJ Geotechnical Laboratory.

Through Eq. 1, is possible to convert the measured strain in the reinforcement, ϵ , into axial load, T , based on the stiffness modulus of the geosynthetic, J .

$$T = \epsilon \times J \quad (1)$$

A hydraulic settlement gauge was used for monitoring vertical displacements. This device designed at COPPE/UFRJ Geotechnical Laboratory, consists of an acrylic settlement cell filled with mercury connected to a plastic tube, also filled with mercury, which is monitored by a pressure transducer. Any settlement or heave in the settlement cell can be related to the readings of the pressure transducer. Fig. 7 shows a cross-section of all located instruments. Monitoring of settlement was initiated at the end of construction, after the compaction of the 5th layer of soil, when the instruments were positioned. For both models, the instruments were placed at the same location: HSG 1, 2 and 3 equally spaced along the middle transverse section; HSG 3 and 4, 50 cm and 100 cm respectively far from HSG 2 at the longitudinal section.

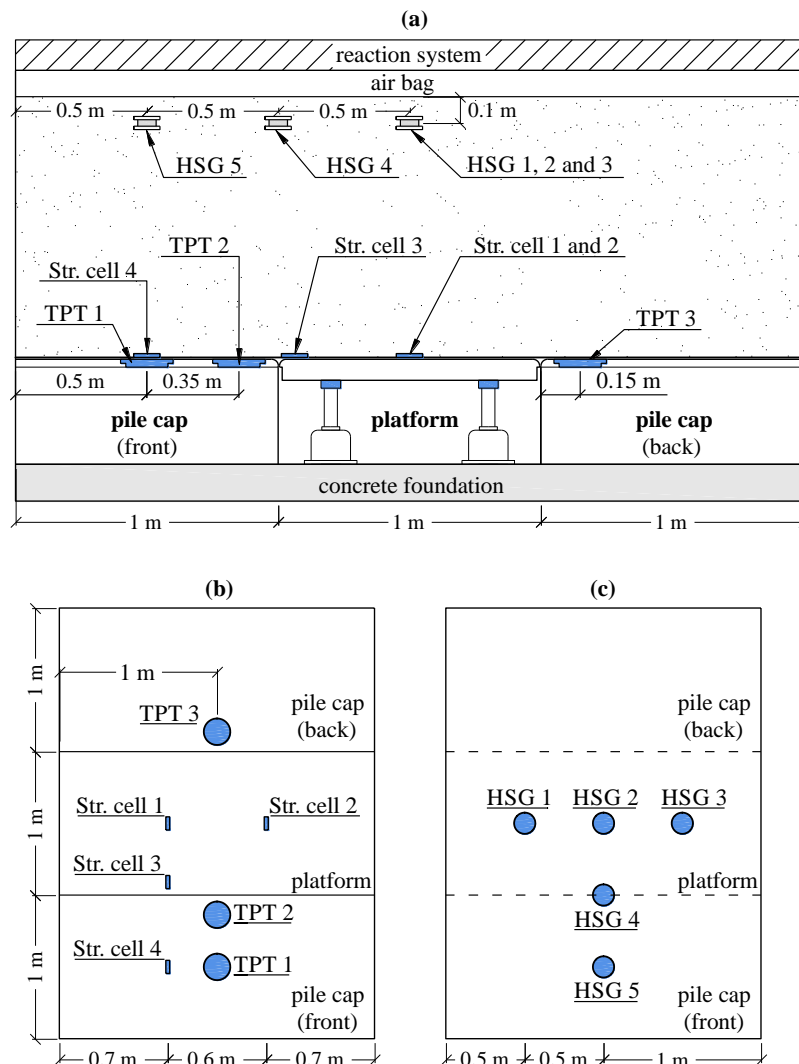


Fig.7. a) Cross-section of the model and b) scheme of the instruments position above the pile caps and platform and c) scheme of the instruments position above 5th layer.

2.4 Construction sequence and surcharge

After the preparation and instrumentation of the platform, a pre-stress was applied in the single-layer reinforcement using a pre-stress system (Fig. 8). A metal beam was attached to the front-face of the concrete box and horizontally guided by sixteen lead screws, and it allowed stretching the geosynthetic.

The backfill construction was performed in five layers, 0.2 m thick and placed dry. The sequence of construction was developed in two stages per layer of soil. After placement of each soil layer, the entire surface of the backfill was compacted using the light vibrating plate around 10 min (Fig. 9), obtaining a soil unit weight after compaction of 20 kN/m^3 . Others physical models studies successfully tested this procedure of soil compaction, accelerometers installed in the body of the compactor equipment showed a constant digit magnitude after this 10-min period (Ehrlich *et al.*, 2012; Mirmoradi *et al.*, 2016).

Two models were compared, the construction procedures of both were the same, unless the construction sequence. In one test, the platform was released before the surcharge application (Test I) and in the other the platform was released after the application of the 50 kPa surcharge (Test II). Surcharge up to 50 kPa was applied over the entire surface of the last layer of the backfill using an air bag with a reaction system.

The process of releasing platform consists in gradually transfer the volume of oil from the jacks to the pump in the hydraulic system. Downward the platform leads to the mobilization of the arching and membrane effects of the reinforced embankment, transferring the vertical load from soil to the pile caps.

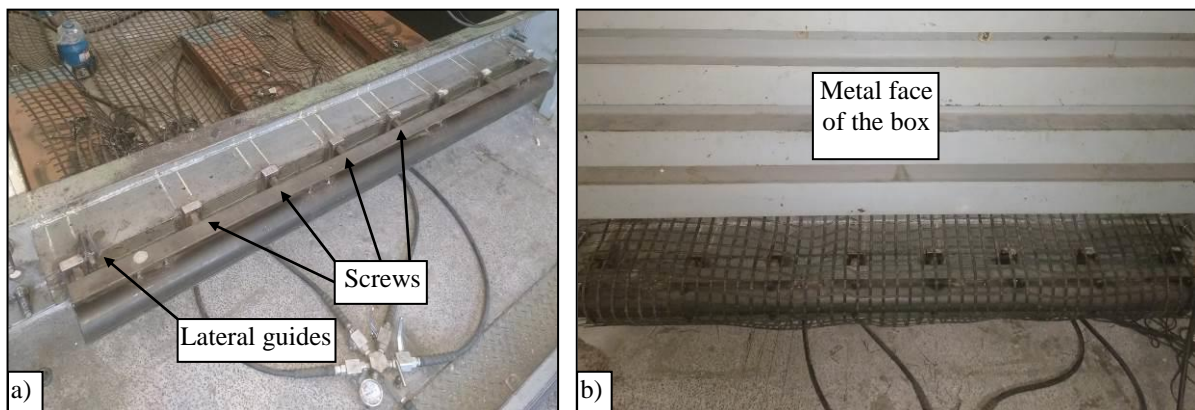


Fig.8. a) Pre-stress system. b) geosynthetic installed around the pre-stress system (outside view – front of the box).

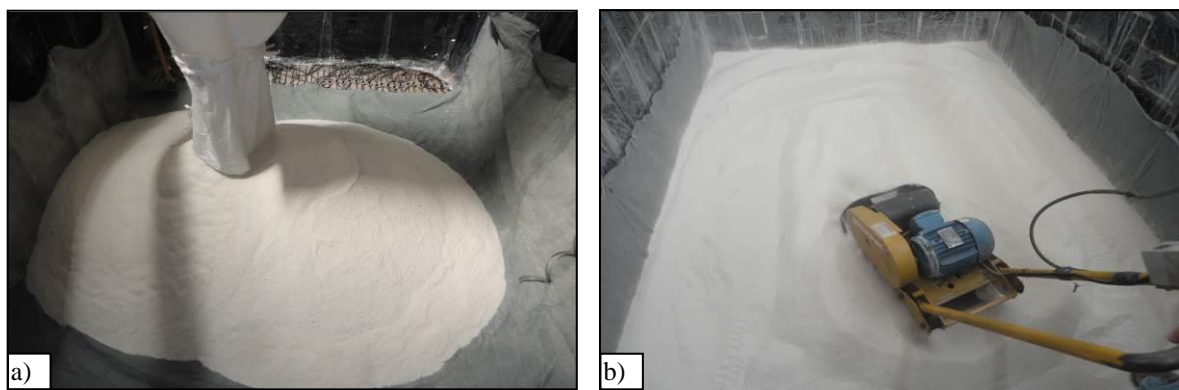


Fig.9. a) Soil placement. b) compaction process.

3 ANALYSIS AND RESULTS

3.1 Comparison of stress above the pile caps

Fig. 10 presents measurements of the vertical pressure at the soil-pile-cap interface. The results of TPT placed at the edge (TPT- edge) and at the center (TPT- center) of the pile caps, are presented in Tests I and II. The dashed lines represent the stages of construction. Fig. 11 shows that no matter the difference of test sequence, the monitored stresses at the same instrumented point were the same at the end of both test.

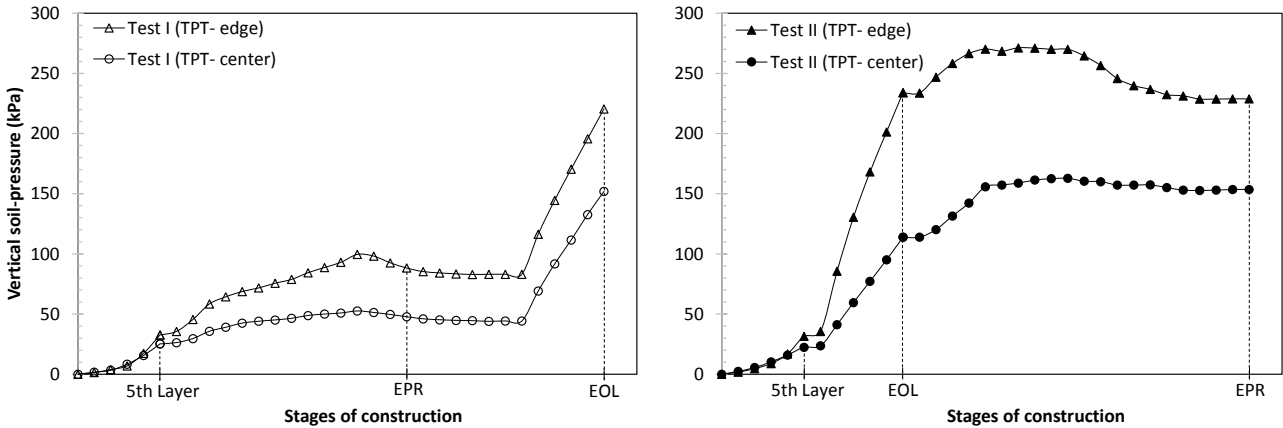


Fig.10. Total stress above the pile caps: a) test I – TPT-edge and TPT-center. b) test II – TPT-edge and TPT-center.

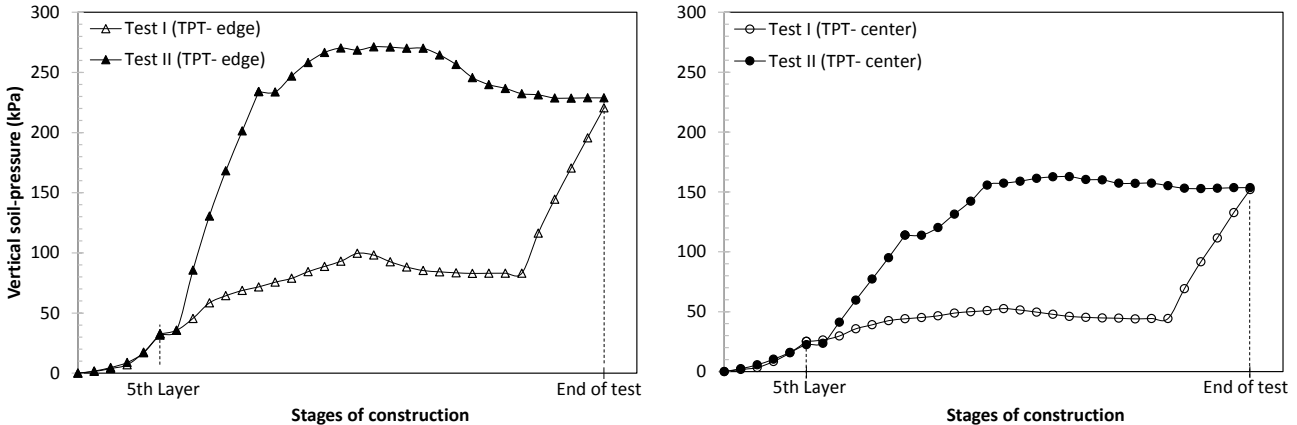


Fig.11. Comparison of measured total stress above the pile caps: TPT-edge for test I and II. b) TPT-center for test I and II

3.2 Reinforcement load

Fig.12 presents for the Tests I and II the increments of tension load mobilized in the reinforcement at the end of construction after compaction of the 5th layer of soil. Considering the measured strain and the stiffness modulus of the geogrid, reinforcement loads were determined for the different stages of construction, using the Eq. 1. Comparison of the observed values in the two tests, higher values of reinforcement loads were measured in the Test I, where the release of the platform occurred before the application of the surcharge. In the Test II, the increase of the confinement before the release of the platform leads to reduction of load transference to the reinforcement.

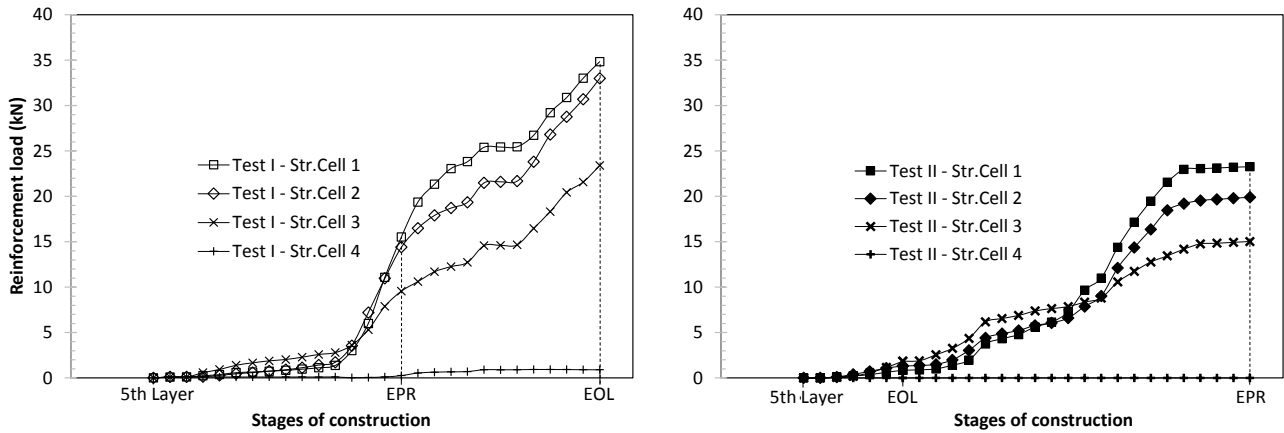


Fig.12. Measured load in the reinforcement: a) Test I and b) Test II.

3.3 Settlements

For the Test II, HSG 2 and 5 did not work properly during the calibration of the corresponding pressure transducers that were performed after the end of the tests, so these results were discarded. In the Test I, higher settlements compared to the observed ones in the Test II were measured. Comparison of the settlements and reinforcement loads monitored in the two tests (Figures 12 and 13) show a correspondence between those measurements: Less settlement leads to less mobilized reinforcement load. Nevertheless, notice that the vertical stresses above the pile caps were almost the same at end of tests (see Figure 11).

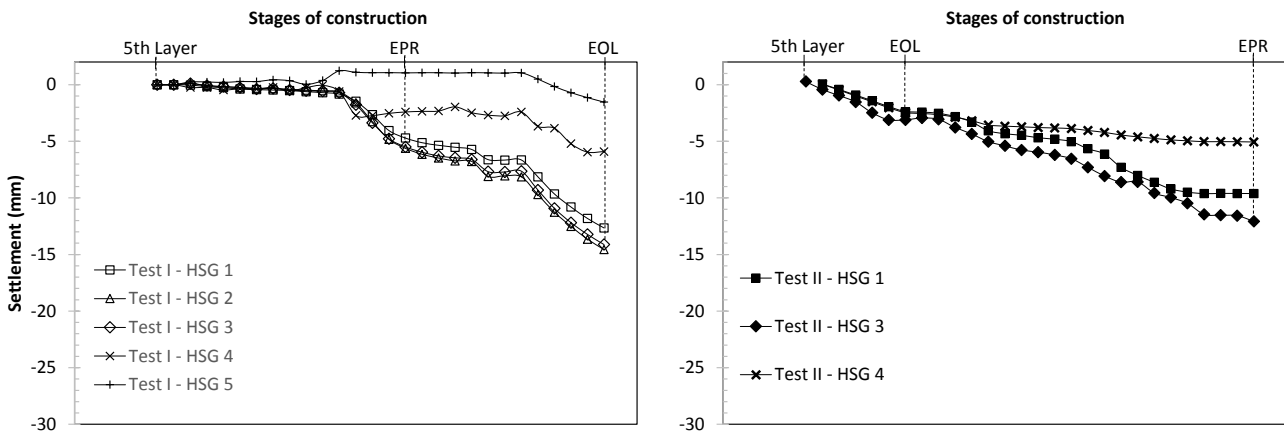


Fig.13. Measured settlement in soil: a) Test I and b) Test II.

3.3 Transference of vertical load

Numerical modelling indicates that, the redistribution of the vertical stress above the pile caps due to the platform release could be represented by a non-linear polynomial curve. Fig.14 shows the measured and calculated values of load above the pile caps. For the theoretical determination, it was assumed a uniform distribution of load, derived from the self-weight of the backfill and the applied surcharge. Two calculated curves are indicated (dashed lines). For the conditions before and after the release of platform, the calculation considered the load of soil mass and surcharge applied in area of pile caps, only, and the total load in area of pile caps and platform, respectively. Fig.15 shows comparison between the measured values for the Tests I and II.

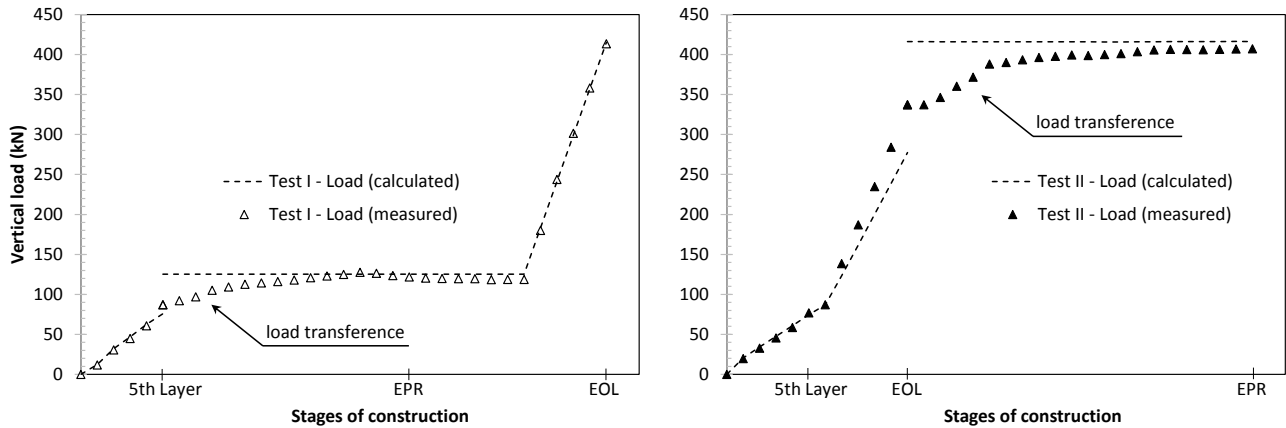


Fig.14. Measured load above the pile caps and theoretical calculated values of: a) Test I and b) Test II.

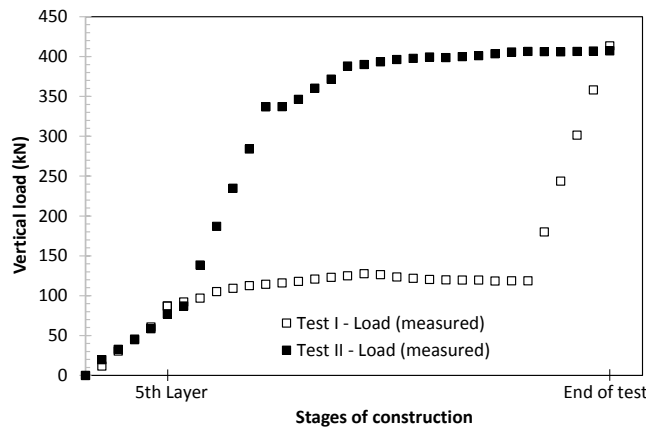


Fig.15. a) Measured load above the pile caps: Tests I and II.

4 Summary and conclusions

Results of two large-scale physical model studies of GRPS construction under plane-strain condition are presented and discussed. In those models, a platform installed between two pile caps moves downwards and led to the mobilization of arching and membrane effects in the soil mass above the platform. This process transfers the vertical load from the soil to the pile caps. The physical models were the same except for the construction sequence. In one test, the platform was released before and in other the release occurred after the surcharge application.

Settlements, mobilized tensions along the reinforcement and the vertical stress at the interface between the pile caps and soil were monitored. Irrespective of the difference of construction sequence, the vertical stresses above the pile caps were almost the same and reached the corresponding value of the summation of all vertical load acting at the entire surface of the model at the end of tests. This behavior illustrates the transference of load by the arching effect and tensile force developed by the reinforcement. Furthermore, the vertical stresses monitored at the edge and the center of the pile caps, had different increase of stress after the end of construction, indicating the effect of the transference of the vertical loading from the platform to the pile caps during release.

Comparison of the observed values in the two tests indicates higher reinforcement loads in the test where the release of the platform occurred before the application of the surcharge. Nevertheless, in the other test, the increase of the confinement before the release of the platform leads to reduction

of load transference to the reinforcement. Moreover, the settlements and reinforcement loads monitored in the two tests shows a correspondence between those measurements: Less settlement leads to less mobilized reinforcement load.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors greatly appreciate the funding of this study by the Brazilian Research Council, CNPq, and the Brazilian Federal Agency for Support and Evaluation of Graduate Education, CAPES. We also thanks to André Estevão and Flávio Montez from the Huesker Company. Their financial support for this research is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Almeida, M. S. S., Ehrlich, M., Spotti, A.P. (2007). Embankment supported on piles with biaxial geogrid. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Geotechnical Engineering, v. 160, p.185-192.
- Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. (2011). Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho. São Paulo: Oficina de Textos.
- Blanc, M., Rault, G., Thoel, L., Almeida, M. S. S. (2013). Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. Geotextiles and Geomembranes, v. 36, p. 91-105.
- BSI - BS8006-1: 2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standards Institution.
- CUR 226 (2015). Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen [Design Guideline Piled Embankments]. ver. in Dutch. German.
- Demerdash, M. A. (1996). An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement. Doctoral Dissertation, University of Newcastle-Upon-Tyne, Department of Civil Engineering.
- EBGEO (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements *EBGEO*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e V. German Geotechnical. John Wiley & Sons.
- Ehrlich, M., Mirmoradi, S.H., Saramago, R.P. (2012). Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. Geotextiles and Geomembranes, v. 31, p. 108-115.
- Eleutério, J. O. S. (2013). Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1) e numéricos. M.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Fagundes, D. F. (2016). Modelagem centrífuga de aterros estruturados. D.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Fagundes, D. F. Almeida, M. S. S., Thorel, L. Blanc, M. (2017). Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. Geotextiles and Geomembranes, v. 45, p. 1-10.
- Hartmann, D. A. Almeida, M. C. F., Almeida M. S. S., Blanc, M., Thorel, L. (2014). On the influence of pretension and number of geosynthetic layers on piled embankment performance. In 10th International Conference on Geosynthetics – ICG, Berlin.
- Hewlett, W. J., Randolph, M. F. (1988). Analysis of Piled Embankments. Ground Engineering, Thomas Telford, London, v. 21, n° 3, p.12-18.
- Horgan, G. J. and Sarsby, R. W. (2002). The Arching Effect of Soils Over Voids and Piles Incorporating Geosynthetic Reinforcement. 7th International Conference on Geosynthetics, IGS, Nice, p. 373- 378.
- John, N.W.M. (1987). Geotextiles. Blackie, Glasgow.
- Jones, C. J. F.P. et al. (1990). Geotextiles reinforced piled embankment, geotextiles, geomembranes and related products, Balkema, Rotterdam.
- Kempfert, H-G., Göbel, C., Alexiew, D. & Heitz, C. (2004). German recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements. Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munich, March, p. 279-284.
- Low B. K., Tang S. K., Choa, V. (1994). Arching in Piled Embankment – Journal of Geotechnical Engineering – ASCE, 120 (11) – p. 1917-1938.
- McGuire, M.P. (2011). Critical height and surface deformation of column-supported embankments. PhD Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- Mirmoradi, S. H. (2015). Evaluation of the behavior of reinforced soil walls under working stress conditions. D.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M., Dieguez, C. (2016). Evaluation of the combined effect of toes resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. Geotextiles and Geomembranes, v.44 (3), p. 287-294.

- Potts, V. J., Zdravkovic, L. (2010). Finite-element study of arching behaviour in reinforced fills. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Ground Improvements, 163, Issue: G14, p. 217-229.
- Sales, I. A. S. L. (2002). Análise numérica e analítica de aterros estacados reforçados. M.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Saramago, R. P. (2002). Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de modelos físicos. D.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Spotti, A. P. (2006). Aterro estacado reforçado instrumentado sobre solo mole. D.Sc. thesis, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Van Eekelen, S. J. M., A. Bezuijen, H. J. Lodder, et A. F. van Tol. (2012a). “Model experiments on piled embankments. Part I”. *Geotext. and Geomembr.* 32(1), p. 69-81.
- Van Eekelen, S.J.M , Almeida, M. S. S., Bezuijen, A. (2014). European analytical calculations compared with a full-scale Brazilian piled embankment. In: 10th International Conference on Geosynthetics – ICG, Berlin.
- Van Eekelen, S. J. M. (2015). Basal reinforced piled embankments - experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model. Doctoral dissertation. Delft.
- Zaeske, D. (2001). Zur wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen tragschichten über pfahlartigen gründungselementen. (in Dutsch). Univ. Kassel, German.

Ensaio de Tração Faixa Larga em Geogrelha: Monitoramento das Deformações Axiais através de Sensor de Deformação.

Cid Almeida Dieguez

COPPE/PEC, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, cid@coc.ufrj.br

Camila Loeffler Carapajó

Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro, Brasil, camilacarapajo@gmail.com

Mauricio Ehrlich

COPPE/PEC, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, me@coc.ufrj.br

José Otávio Serrão Eleutério

COPPE/PEC, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, otavioeleuterio@gmail.com

RESUMO: Nesse artigo são apresentados resultados de ensaios de tração faixa larga em geogrelhas unidirecionais do tipo PVA (álcool de polivinila) não confinadas, nos quais foram monitoradas as deformações utilizando um sensor de deformação axial. Verificou-se o comportamento tensão-deformação a diferentes taxas de deformação e após diversos ciclos de carregamento, obtendo os parâmetros de rigidez sob solicitação de trabalho. Os ensaios foram efetuados em um único corpo de prova que foi recarregado sob diferentes taxas de deformação, no qual se aplicou tensão de tração máximas quatro vezes inferiores à condição de ruptura. O equipamento utilizado para monitoramento das deformações é robusto e obteve êxito em monitoramento de campo, tal como instrumento de laboratório em modelos físicos de grande escala. Resultados dos ensaios efetuados destacam a importância da determinação do comportamento de geossintéticos sob condições representativas de campo. Tal tipo de verificação é particularmente importante para inferir cargas nos reforços, quando o monitoramento é efetuado através das deformações.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Tração Faixa Larga, Geossintético, Geogrelha, Sensor de Deformação Axial.

ABSTRACT: This paper presents results of wide-width tensile tests carried out with unconfined PVA (polyvinyl alcohol) geogrids, which have been monitored the strain with a specific strain-cell. The stress-strain behavior were investigated by applying different strain-ratio and cyclic-pre-load as well, obtaining the stiffness modulus of the material under work-stress condition. Tests were conducted with a unique sample, leading to a stress-condition four times less than failure of the material at different strain-ratios. The strain-cell apparatus is strong, being success applied in field or physical models instrumentation. Test results show the importance of determine the behavior of the geosynthetic at work-stress condition, more importantly when needed to infer tensile force by measuring strain at the material.

KEY WORDS: Wide-width strip test, Geosynthetic, Geogrid, Axial strain-cell.

1 INTRODUÇÃO

Monitoramento de deformações em geossintéticos podem ser efetuados em obras relacionadas a reforço de solo, buscando conhecer

além das deformações as cargas atuantes nos reforços. Entretanto, poucos estudos como de Shinoda & Bathurst (2004) são encontrados na literatura, dissertando sobre a variação do módulo de rigidez com a velocidade de mobilização das

cargas, expresso pela taxa de deformação.

Estudos como de Mirmoradi *et al* (2016), utilizam células de carga como elementos de ligação e monitoramento das cargas mobilizadas em seções do reforço. Já estudos como de Hatami & Bathurst (2005) e Dieguez *et al.* (2018) utilizam a monitoração das deformações para inferir as cargas nos reforços. A aferição das cargas através da monitoração de deformações é sensível às variações do módulo de rigidez, seja por efeito reológico ou pela conformação do material. No presente estudo buscou-se verificar a influência da velocidade de carregamento e de ciclos de carga no comportamento tensão-deformação de geogrelhas do tipo PVA. Os estudos foram efetuados sob solicitação de trabalho e não a definida por norma que corresponde à ruptura do material.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Aparato para ensaio de tração em geossintéticos

O estudo foi realizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, empregando um aparato (Figura 1) projetado para realização de ensaios de tração em geogrelhas ou geotêxteis. As deformações foram monitoradas utilizando um sensor de deformações axiais (Figuras 2 e 3) próprio para monitoramento de campo ou de modelos físicos, a exemplo de Dieguez *et al.* (2018).

Foram os seguintes os equipamentos e sensores utilizados na realização dos ensaios de tração de faixa larga: (1) prensa mecânica da Wykeham Farrance – com taxa de deslocamento máximo de 4 mm/min e capacidade de tração até 100 kN; (2) correntes e manilhas para fixação do aparato; (3) conjunto de garras em bloco compressivo – fabricadas em alumínio e aço, revestidas em epóxi e material abrasivo; (4) potenciômetro-extensômetro para monitoramento dos deslocamentos do prato da prensa (LVDT); (5) sensor de deformação axial – composto por uma cápsula de proteção, pistão e suporte de fixação em aço inox, vedação com o-rings e potenciômetro calibrado; (6) célula de carga até 50 kN; (7) sistema de aquisição de dados. A Figura 4, exibe o conjunto de equipamentos e sensores empregados nos

ensaios.



Figura 1. Aparato para tração em geossintético (conjunto de garras em bloco compressivo, manilha e correntes).

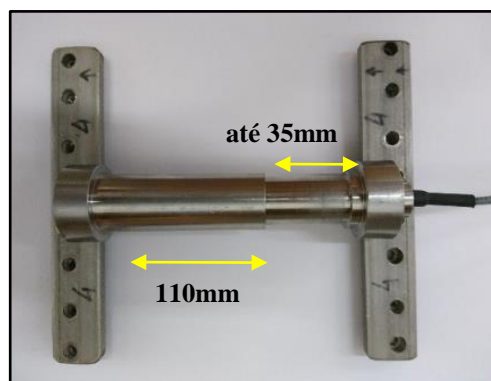


Figura 2. Sensor de deformação axial.

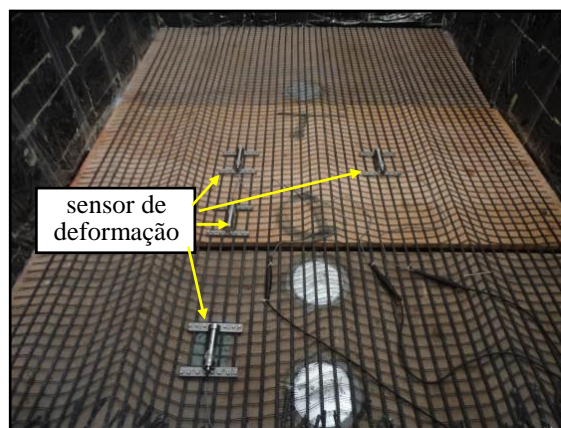


Figura 3. Utilização do sensor de deformação em modelo físico de um aterro estruturado, Dieguez *et al.* (2018).

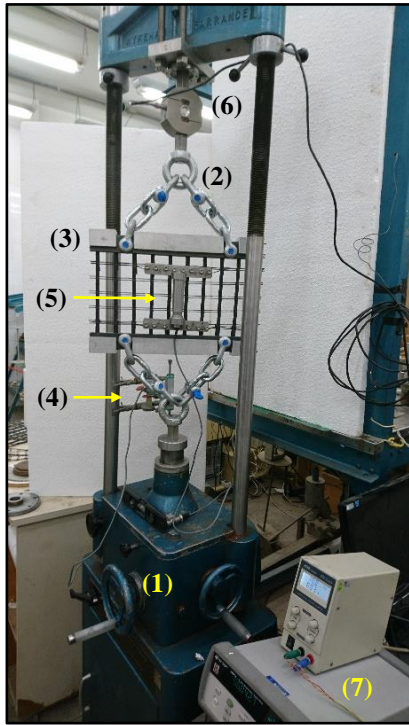


Figura 4. Equipamentos e sensores utilizados.

Os estudos seguiram os procedimentos estabelecidos por norma para realização de ensaios de tração de geossintéticos em faixa larga (NBR ISO 10319:2013), a menos da taxa de deformação que nos ensaios do presente estudo situou-se entre 0,05 % e 1 % por minuto, sendo a taxa normalizada de 20 % por minuto. A distância entre os pontos de fixação do sensor de deformação foi estabelecida pela dimensão do mesmo e da sua abertura inicial, sendo o afastamento inicial mínimo igual a 110 mm (ver Figura 2).

2.2 Caracterização do geossintético

Foi utilizada uma geogrelha unidirecional de material sintético PVA (álcool de polivinila). Durante a execução dos ensaios de tração, não houve a preocupação da determinação do peso úmido, seco ou do monitoramento da umidade relativa do ar, a menos da temperatura ambiente, que foi mantida a 25°C.

Com o propósito de obter conhecimento da carga na ruptura e do módulo de rigidez, foi avaliado preliminarmente o comportamento último, levando o material a ruptura sob taxas de deformação da ordem de 1% por minuto, muito inferior a 20% por minuto, recomendado pela norma NBR ISO 10319:2013.

Para os ensaios preliminares, o corpo de prova (geogrelha virgem) continha apenas 2 elementos verticais de reforço. A menos da largura e da taxa de deformação, estes ensaios seguiram os procedimentos descritos em norma. Esta condição de ensaio foi estabelecida considerando a limitação de aplicação de carga nos equipamentos empregados. No entanto, conforme relatado por Shinoda & Bathurst (2004) o número de elementos verticais não afeta de maneira importante os resultados e os valores obtidos podem ser considerados representativos do material ensaiado.

Na Figura 5, é apresentada a curva tração versus deformação para o ensaio preliminar, sendo o valor da taxa de deformação medida ao longo do ensaio igual a 0,53 % por minuto. Obteve-se como resultado uma resistência à tração igual a 133 kN/m e módulo de rigidez secante igual a 2436 kN/m.

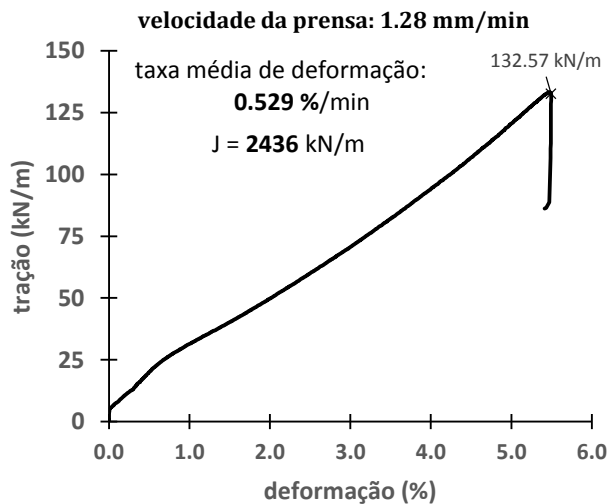


Figura 5. Ensaio preliminar – tração levando o corpo de prova à ruptura (velocidade da prensa em 1,28 mm/min).

2.3 Metodologia de ensaio

Para o programa de ensaios de avaliação do módulo de rigidez a nível de solicitação de trabalho, o corpo de prova foi estabelecido com altura de 188 mm \pm 1 mm (distância entre o conjunto de garras) e largura 378 mm \pm 1 mm, o suficiente a conter 10 elementos verticais de reforço. Tal proporção (2:1 na relação largura x altura) permite minimizar o efeito indesejado de estricção do corpo de prova durante o ensaio.

Ensaio convencionais de faixa larga em geogrelhas utilizam prensas capazes de imprimir

taxa de deslocamento de no mínimo 40 mm/min. O posicionamento dos extensômetros é efetuado em pontos distanciados 60 mm entre si, paralelamente à direção de aplicação da carga.

Nos ensaios efetuados, a maior velocidade de uso da prensa mecânica foi de 2,36 mm/min e, devido as deformações ocorridas nas correntes do aparato de tração e outras não monitoradas, resultaram numa taxa média de deformação no de 0,69 % por minuto, monitoradas no corpo de prova pelo sensor de deformação. O trecho medido por este sensor, permite monitorar deformações ao longo de um comprimento quase o dobro do definido pela norma.

Na Tabela 1, apresenta-se o programa de ensaios que foi estabelecido de modo a variar apenas a taxa de deformação, iniciando sempre com uma pré-carga de 1% do valor da tração máxima aplicada ao corpo de prova, limitada à 50 kN/m. Neste estudo utilizou-se um único corpo de prova, no qual foram efetuadas cinco determinações para cada velocidade de ensaio.

No intuito de obter uma homogeneidade nos resultados, e se tratando de ensaios repetidos em um único corpo de prova, antes da realização de cada ensaio foram realizados diversos ciclos de carregamento e descarregamento para conformação do material, limitados a uma tração máxima de 50 kN/m – a mesma utilizada nos ensaios. Além disso, padronizou-se o intervalo entre ensaios – cerca de 5 minutos sob nenhuma influência de carregamento, buscando a recuperação do material.

Tabela 1. Programa de ensaios

Velocidade da prensa (mm/min)	T _{alvo} * (kN/m)	pré-carga (kN)	Tempo estimado (min)
0,24			30
0,79	50	1% × T	12
1,28			8
2,36			4

*limite de tração no corpo de prova o qual se procede o desligamento da prensa, seguida pelo descarregamento.

2.4 Metodologia de cálculo

A Equação (1) é utilizada no cálculo da tração no reforço, T (NBR 10319:2013), determinada pela força, F, medida na célula de carga; pelo número médio de elementos verticais por metro de largura

da amostra, N_m; e de elementos verticais de tração no corpo de prova, n_s.

$$T = F \frac{N_m}{n_s} \quad (1)$$

A deformação, ε, em porcentagem, é calculada considerando a distância entre os pontos de fixação do sensor de deformação axial. As Tabelas 2 e 3, mostram as características do corpo de prova e do sensor de deformação utilizados nos ensaios. Os módulos de rigidez, J, foram determinados pelo coeficiente angular da regressão da curva carga de tração versus deformação obtidas nos ensaios. Como assinalado, os estudos foram conduzidos até uma sollicitação de 50 kN/m, sendo os valores obtidos para J referente à esta condição de trabalho. Note-se que o preconizado por norma é relativo à condição de ruptura.

Tabela 2. Medidas do corpo de prova

Dimensões do corpo de prova	
Comprimento (m)	188 mm ± 1 mm
Largura (m)	378 mm ± 1 mm
n _s	10
N _m	25,1

Tabela 3. Medidas do sensor de deformação

Sensor de deformação	
Comprimento inicial	107 mm ± 1 mm
Abertura inicial* na pré-carga	Variável
Acurácia	0,01 mm

* dependente da deformação do material.

3 RESULTADOS DOS ENSAIOS

As Figuras 6 a 9, mostram curvas tensão-deformação determinadas nos ensaios para diferentes velocidades da prensa, conforme apresentado na Tabela 1. Durante os ensaios, a velocidade de deslocamento do prato da prensa mecânica foi mantida constante. Nas figuras o módulo de rigidez médio, J_{médio}, corresponde à média dos J obtidos nas cinco determinações para cada velocidade de ensaio considerada.

Para uma mesma velocidade de ensaio, observou-se uma dispersão nos valores medidos de deformação. Tal comportamento pode estar relacionado a distorções no corpo de prova e folgas no sistema. Nas Figuras de 6 a 9, as taxas

médias de deformação apresentadas correspondem aos valores médios das cinco determinações para cada velocidade de ensaio.

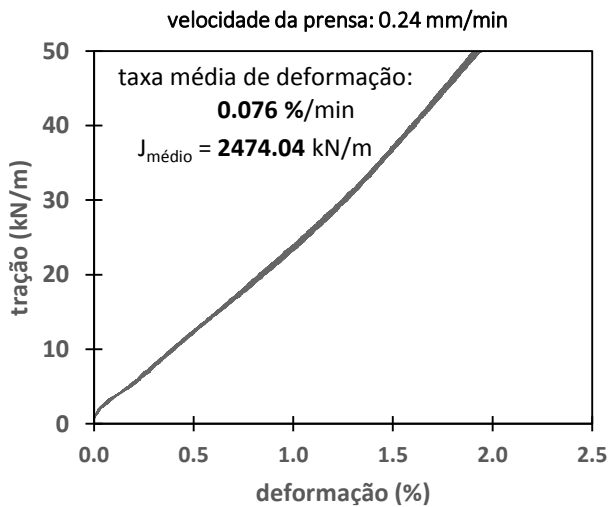


Figura 6. Ensaio com velocidade 0,24 mm/min.

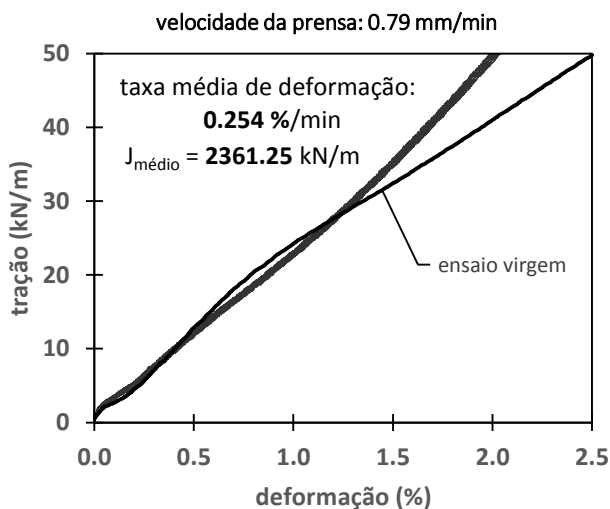


Figura 7. Ensaio com velocidade 0,79 mm/min.

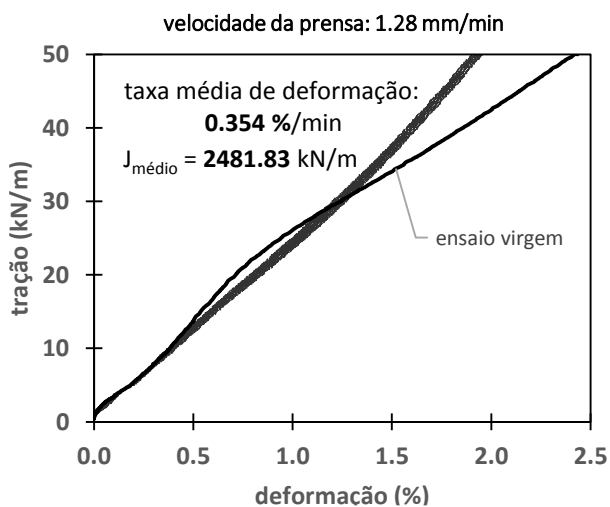


Figura 8. Ensaio com velocidade 1,28 mm/min.

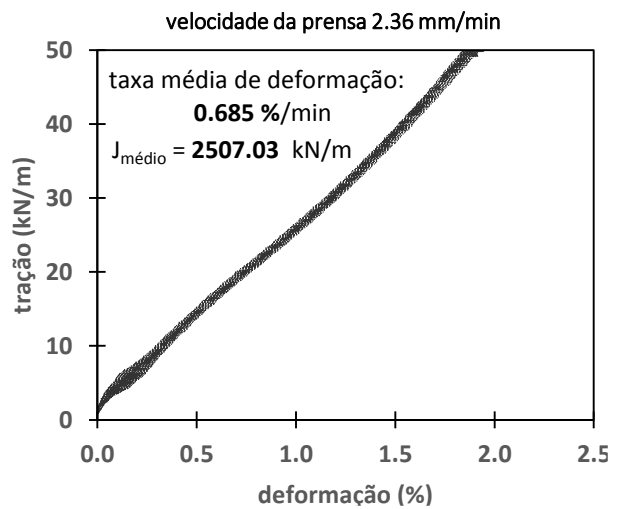


Figura 9. Ensaio com velocidade 2,36 mm/min.

Na Tabela 4, apresentam-se os valores de módulo de rigidez, deformação específica e taxa de deformação obtidos para cada ensaio com diferentes velocidades da prensa, e na Tabela 5 a variação estatística dos resultados.

Tabela 4. Resultado dos ensaios

Velocidade da prensa (mm/min)	Taxa de deformação (%/min)	J (kN/m)	ϵ_{50} kN/m* (%)
0,24	0,076	2474,04	1,93
0,79	0,254	2361,25	2,01
1,28	0,354	2481,83	1,93
2,36	0,685	2507,03	1,89

*deformação correspondente a tração de 50kN/m.

Tabela 5. Variação estatística dos resultados

Velocidade da prensa (mm/min)	Coeficiente de variação* (%)		
	módulo de rigidez	módulo de rigidez (médio)	taxa de deformação
0,24	± 0,5		± 2,1
0,79	± 0,6		± 1,3
1,28	± 1,0	±2,6	± 8,0
2,36	± 0,8		± 3,4

* razão entre desvio padrão e a média.

O gráfico da Figura 10 sintetiza a relação entre os valores de rigidez médios que foram determinados e a taxa de deformação dos

ensaios. Nesta figura incluem-se também resultados de ensaios adicionais, em amostras virgens de mesmas dimensões e efetuados sob iguais condições. Os valores determinados na condição virgem foram cerca de 15% inferiores aos demais resultados.

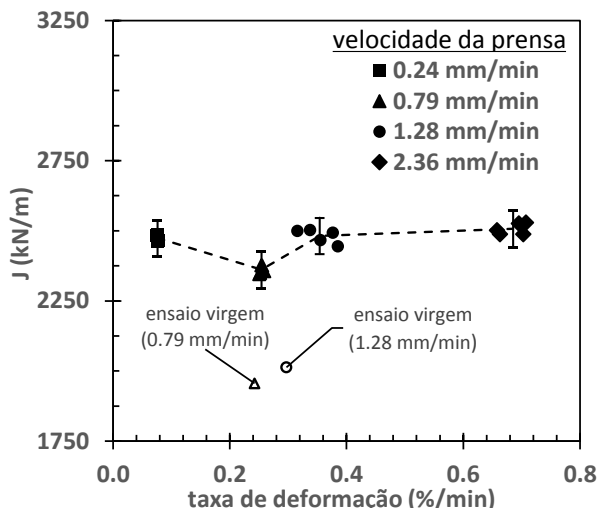


Figura 10. Módulo de rigidez versus taxa de deformação.

4 CONCLUSÕES

Ensaio efetuados em geogrelha PVA, sob condições de trabalho, após diferentes ciclos de carga e descarga, não apresentaram diferenças importantes no módulo de rigidez, sob variações de até 10 vezes nas taxas de deformação. O equipamento utilizado na realização dos ensaios não possibilita operar a taxas de deformação definidas por norma (20% por minuto), não tendo sido possível, portanto, a comparação de resultados nestas condições.

As curvas tensão-deformação apresentaram um comportamento relativamente mais rígido no trecho inicial. Verificou-se também que a dispersão dos valores medidos do módulo de rigidez do material se apresentou menor para menores taxas de deformação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao suporte do CNPQ e CAPES. Ao Laboratório de Geotecnia da COPPE. À Huesker, pelo suporte financeiro e apoio no desenvolvimento desta e outras pesquisas. Aos Engenheiros Sergio Iório, M.Sc. Hécio Gonçalves e Pós-Doc Hamed Mirmoradi pela contribuição no desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS

- Dieguez, C., Ehrlich, M., Eleutério, J.O.S., (2018) Physical Model of a Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment Systems (GRPS) under Work Stress Conditions, *10th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, Rio de Janeiro, Brasil.
- Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2005) Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced-soil segmental walls, *Can. Geotech. J.*, v.42 (4), p.1066–1085.
- Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M., Dieguez, C. (2016). Evaluation of the combined effect of toes resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v.44 (3), p. 287-294.
- NBR ISO 10319:2013, Geossintético – Ensaio de tração faixa larga, *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, Brasil.
- Shinoda, M., Bathurst, R.J. (2004) Lateral and axial deformation of PP, HDPE and PET geogrids under tensile load, *Geotextiles and Geomembranes*, v.22, p.205–222.