

GIAN FRANCO NAPA GARCÍA

**IMPLEMENTAÇÃO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO
CÍCLICO DE GEOSSINTÉTICOS**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos - SP

2011

Versão Corrigida

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

N195i Napa García, Gian Franco
Implementação de ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos / Gian Franco Napa García ; orientador Benedito de Souza Bueno. -- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Geossintéticos. 2. Geogrelha. 3. Arrancamento cíclico. 4. Resiliência de interface. 5. Resistência pós-ciclagem. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Bachiller GIAN FRANCO NAPA GARCIA.

Dissertação defendida e julgada em 30/03/2011 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Titular **BENEDITO DE SOUZA BUENO** – (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO




Prof. Titular **ORENCIO MONJE VILAR**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Dr. **PAULO CESAR LODI**
(Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho”/UNESP/campus de Ilha Solteira)

APROVADO



Prof. Titular **OSNI JOSÉ PEJON**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia



Prof. Associado **PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

À minha mãe, **Nancy**, o motor da minha vida. *Tus exigencias eran tus ganas de verme triunfar. Las palabras no me son suficientes para poder expresarte todo lo que siento por ti, y cuanto te agradezco. Te amo.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, em primeiro lugar, pela oportunidade de apreciar e aprender as coisas simples da vida, assim como pela família maravilhosa que me deu.

Ao Professor Benedito de Souza Bueno pela sua orientação, dedicação e amizade. Agradeço pela paciência e persistência, sem as quais este trabalho não teria sido realizado. Agradeço imensamente a fé e a confiança que depositou em mim para a realização desta pesquisa.

Aos professores Jorge G. Zornberg, Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha e Glauco Fabbri pelas contribuições importantes feitas para o crescimento deste trabalho.

Ao professor Paulo César Lodi pelo grande apoio brindado na reta final deste trabalho.

Aos amigos da turma de mestrado Luis Miguel, Liliana, Pablo César, Jenny, Vinicius, Thiago, Vivian, Mariana e Tiago pela convivência durante o mestrado.

Aos professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, que contribuíram decisivamente no meu crescimento nesta área de conhecimento.

Aos Técnicos, funcionários e futuros colegas do Laboratório de Geossintéticos Clever, Daniel, Walter, Rogério, Manuel, Marcão, Marcus e Jorge pelo apoio brindado durante etapas cruciais no período experimental desta pesquisa.

A todos os funcionários e amigos do Departamento de Geotecnia da EESC/USP, em especial a Maristela, Neiva e Álvaro pelo apoio constante.

Ao Professor Zenon Aguilar Bardales da Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) de Lima-Peru por ter contribuído decisivamente na minha formação durante o período de estágio no Laboratório de Geotecnia do CISMID.

Aos professores da Facultad de Ingeniería Civil da Universidad Nacional de Ingeniería UNI-FIC minha ‘Alma Mater’ que contribuíram na minha formação, em especial aos Professores Dennys Parra Murrugarra e Hugo Scaletti Farina pelos primeiros ensinamentos em dinâmica dos solos e das estruturas.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudo fornecida durante o período do mestrado e à FAPESP, Fundação de Amparo à

Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio à pesquisa concedida ao orientador deste trabalho.

À empresa ALLONDA, Geossintéticos Ambientais, pelo fornecimento de geogrelhas utilizadas nos ensaios.

Ao Brasil, gigante da América do Sul, pela imensurável contribuição em minha formação e pela oportunidade de realizar esta aspiração pessoal. Minha eterna gratidão.

À minha família pelo apoio incondicional e amor incansável: “*Muchas Gracias*”; e à minha segunda família, os grandes amigos que fiz nesta pequena, mas bela cidade.

"It is when you finish a job that you are in perfect conditions to start it..."

Autor Desconhecido

RESUMO

NAPA G., G. F. (2011). **Implementação de ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos**. São Carlos, 2011. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Os ensaios de arrancamento cíclicos são utilizados para avaliar o comportamento de sistemas de solo reforçado quando submetidos a carregamentos cíclicos, podendo ser aplicados na área de pavimentos reforçados com geossintéticos ou em comportamento sísmico de solos reforçados com geossintéticos. O comportamento de sistemas de solo reforçado submetidos a carregamentos cíclicos ainda não é bem compreendido. Em vista disso, equipamentos de arrancamento cíclicos de geossintéticos são desejáveis para o estudo deste comportamento. O equipamento de arrancamento de geossintéticos existente no laboratório de geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo foi modificado para a realização de ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos. Dois tipos de ensaios foram implementados para avaliar o comportamento cíclico de sistemas de solo reforçado com geogrelhas: o ensaio de módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha, G_i , e o ensaio de resistência pós-ciclagem. Foram realizados 20 ensaios, entre ensaios de arrancamento monotônico, cíclicos e de testes, de geogrelhas. Foram avaliados dois sistemas, um deles de inclusão longa, de 510 mm de comprimento e 310 mm de largura; e o outro de inclusão curta, de 240 mm de comprimento e 310 mm de largura. Os ensaios para a obtenção de G_i mostraram que para o sistema de inclusão longa, foi possível ajustar os valores obtidos através de vários modelos de calibração e no caso do sistema de inclusão curta, foi impossível realizar medidas de deslocamento devido à precisão dos LVDT. Os ensaios de resistência pós-ciclagem foram realizados em um sistema análogo ao sistema de inclusão curta do ensaio para obtenção de G_i . Os resultados dos ensaios de resistência pós-ciclagem mostraram-se consistentes com os valores esperados em termos de resistência e deslocamentos cíclicos. Os ensaios de resistência pós-ciclagem mostram que o sistema de solo reforçado avaliado é susceptível a atingir a condição de ruína quando submetidos a carregamentos cíclicos de amplitude alta, mesmo sendo estáveis para carregamentos monotônicos de serviço. No entanto, sob uma amplitude de ciclagem baixa, o sistema se comporta de maneira estável em termos de evolução de deslocamentos mesmo em condições cíclicas. As incertezas de

medição, as vibrações transmitidas, a ausência de representatividade do comprimento da inclusão, presença de ruídos elétricos, bem como as limitações do equipamento evidenciam a necessidade de melhoria dos procedimentos de ensaio recomendados para a obtenção de G_i , e melhorar a qualidade da avaliação do comportamento da resistência pós-ciclagem.

Palavras-chave: geossintéticos, geogrelha, arrancamento cíclico, resiliência de interface, resistência pós-ciclagem.

ABSTRACT

NAPA G., G. F. (2011). **Implementation of Cyclic Pull Out Tests of Geosynthetics**. São Carlos, 2011. MSc. Dissertation. Department of Geotechnical Engineering, School of Engineering, University of São Paulo.

Cyclic pull out tests have been used to evaluate the behavior of reinforced soil systems when subjected to cyclic loading. These tests are applied in areas such as geosynthetic reinforced pavements or geosynthetics reinforced soil systems when subjected to seismic loadings. Cyclic behavior of reinforced systems is not yet well understood. In this sense, cyclic test apparatus are desirable to study this behavior. Pull out test apparatus of the School of Engineering of São Carlos of the University of São Paulo was modified to perform cyclic pull out tests of geosynthetics. Two types of tests were conducted to evaluate cyclic behavior of geogrid reinforced systems: soil-geogrid interface resilient shear modulus test, G_i , and post-cycling resistance test. Twenty tests were carried out such as monotonic, cyclic and calibration tests of geogrids. Two systems were evaluated: the first called *long inclusion*, with 510 mm length and 310 mm width, and the second system called *short inclusion*, with 240 mm length and 310 mm width. Concerning the long inclusion system, G_i tests showed that it was possible to adjust the values obtained through various calibration models; the short inclusion system presented deficiency to measure displacements due to LVDT's accuracy. Post-cycling resistance tests were performed on a system similar to the short inclusion test. Post-cycling resistance tests showed good performance when compared to the literature values regarding to resistance and cyclic displacements. These tests showed that the reinforced system evaluated could suffer rupture when subjected to high amplitude cyclic loading, even when this system is stable for the same monotonic load levels. Besides that, the system behaved stably under a low amplitude cyclic loading in terms of cyclic displacements evolution, even under cyclic condition. Uncertainty in measures, transmitted vibrations, lack of inclusion length representativeness, electric noises, and equipment limitations need improvements in test procedures to evaluate G_i as well to enhance the evaluation quality of the post-cycling resistance.

Keywords: geosynthetics, geogrid, cyclic pullout, interface resilience, post-cycling resistance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Elementos componentes de uma geogrelha (TEIXEIRA, 2003).	4
Figura 2.2. Esquema do modelo reológico para geotêxteis proposto por Rigo e Perfetti (1982)	5
Figura 2.3 - Ordens de grandeza dos tempos de aplicação de carga e o número de ciclos envolvidas em problemas de engenharia (modificado de ISHIHARA, 1996).	7
Figura 2.4 - Variação do módulo de cisalhamento normalizado, com respeito da deformação cisalhante para areias (modificado de SEED; IDRIS, 1970)	9
Figura 2.5 - Esquema da câmara triaxial (modificado de NCHRP, 2004)	12
Figura 2.6 - Relação histerética tensão de cisalhamento – deformação angular em diferentes amplitudes de deformação angular (SEED <i>et al.</i> , 1986).	13
Figura 2.7 - Pulso típico da onda Haversine (NCHRP, 2004).....	14
Figura 2.8 - Equipamento de cisalhamento simples cíclico NGI. O solo é restringido por uma membrana de borracha reforçada com fios de metálicos. (modificado de AIREY; WOODS, 1987 apud KRAMER, 1996)	15
Figura 2.9 - Relação entre a força de arrancamento e o deslocamento de várias junções entre elementos transversais e longitudinais (OCHIAI <i>et al.</i> , 1996).....	18
Figura 2.10 - Mecanismo de transferência de carga em ensaios de arrancamento, a) resistência de atrito e passiva, b) resistência atrito e efeito de travamento mecânico (NERNHEIM; MEYER, 2006).....	19
Figura 2.11 - Mecanismo de confinamento lateral devido à inclusão da geogrelha (USACOE, 2003).....	21
Figura 2.12 - Mecanismo de melhoria da capacidade de carga devido à geogrelha (USACOE, 2003).....	22
Figura 2.13 - Efeito Membrana (USACOE, 2003).....	23
Figura 2.14 - Exemplos de estruturas reforçadas com geossintéticos submetidas a carregamentos cíclicos (MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004).....	23
Figura 2.15 - Esquema do equipamento de arrancamento cíclico (adaptado de RAJU; FANNIN, 1998).....	25
Figura 2.16 - Ensaio de carregamento cíclico “multiestagio” (MORACI; CARDILE, 2009). 26	
Figura 2.17 - Ilustração da resposta do sistema solo–geossintético em um ensaio de arrancamento cíclico (modificado de CUELHO; PERKINS, 2005).	28

Figura 2.18. Esquema do equipamento para ensaio de placa cíclico em laboratório (ANTUNES, 2008).	30
Figura 2.19. Modelo físico em centrifuga depois do ensaio (ZORNBERG; SITAR e MITCHELL, 1995).	31
Figura 3.1. Detalhe do material granular utilizado nos ensaios	33
Figura 3.2. Geogrelha Miragrid 24xT utilizada nos ensaios.	34
Figura 3.3. Equipamento modificado.	35
Figura 3.4. (a) Equipamento de grande porte de arrancamento de geossintéticos da EESC-USP (TEIXEIRA, 1999) e (b) modificação feita nesta pesquisa. Todas as medidas foram feitas em milímetros.	36
Figura 3.5. Relação entre força de arrancamento e deslocamento de varias junções entre elementos transversais e longitudinais (OCHIAI <i>et al.</i> , 1996).	37
Figura 3.6. Redutor de volume implementado na caixa de ensaios e a disposição das mangueiras plásticas.	37
Figura 3.7. Exemplo de uma disposição de LVDT's para um ensaio cíclico.	39
Figura 3.8. Sistema de aquisição de dados.	40
Figura 3.9. Aparelho de pluviação ou chuva de areia.	41
Figura 3.10. Curva de calibração da chuva de areia sem peneira, em relação às compacidades de laboratório.	42
Figura 3.11. Curva de calibração da chuva de areia com peneira.	42
Figura 3.12. Curvas de calibração da chuva de areia.	42
Figura 3.13. Disposição dos pontos de medição de deslocamento no sistema L.	45
Figura 3.14. Disposição primeira dos pontos de medição de deslocamento no sistema C.	45
Figura 3.15. Disposição segunda dos pontos de medição de deslocamento no sistema C.	45
Figura 3.16. Níveis de carga no protocolo de ensaios de módulo de resiliência de interface.	47
Figura 3.17. Resposta de um sistema solo-geossintético em um ensaio de módulo de resiliência de interface (modificado de CUELHO; PERKINS, 2005).	48
Figura 4.1. Curva granulométrica do material granular utilizado nos ensaios	51
Figura 4.2. Sistema L – Tensão de confinamento de 100 kPa	53
Figura 4.3. Sistema C – Tensão de confinamento de 100 kPa	53
Figura 4.4. Evidencia de escorregamento no sistema de garra na região central da geogrelha.	54
Figura 4.5. Evolução dos deslocamentos através do tempo no ensaio realizado no sistema L	56

Figura 4.6. Registro de força de arrancamento dos últimos 10 ciclos do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento.	56
Figura 4.7. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	57
Figura 4.8. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	57
Figura 4.9. Registro de deslocamentos dos últimos 10 ciclos do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento.	58
Figura 4.10. Variação do módulo G_i obtida do ensaio em kPa/m.	60
Figura 4.11. Evolução dos deslocamentos no segundo ensaio do sistema C para avaliar o G_i .	62
Figura 4.12. Evolução dos deslocamentos no terceiro ensaio do sistema C para avaliar o G_i .	63
Figura 4.13. Últimos 10 ciclos do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 50% de força de arrancamento	64
Figura 4.14. O ensaio denominado POS1 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico	66
Figura 4.15. Registro tempo-história do ensaio POS1	66
Figura 4.16. O ensaio denominado POS3 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico	67
Figura 4.17. Registro tempo-história do ensaio POS3	68
Figura 4.18. O ensaio denominado POS4 apresentou a ruína do sistema para 250 ciclos	69
Figura 4.19. Registro tempo-história do ensaio POS4, até um ciclo antes da ruína.....	69
Figura 4.20. Influência da ciclagem prévia de 80% na resistência pós-ciclagem do sistema avaliado.....	70
Figura 4.21. Influência da ciclagem prévia de 80% nos deslocamentos cíclicos no sistema avaliado.....	70
Figura 4.22. O ensaio denominado POS5 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico	71
Figura 4.23. Registro tempo-história do ensaio POS5	72
Figura 4.24. O ensaio denominado POS6 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico	73
Figura 4.25. Registro tempo-história do ensaio POS6	73

Figura 4.26. O ensaio denominado POS7 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico	74
Figura 4.27. Registro tempo-história do ensaio POS7.....	74
Figura 4.28. Influência da ciclagem prévia de 40% na resistência pós-ciclagem do sistema avaliado	75
Figura 4.29. Influência da ciclagem prévia de 40% nos deslocamentos cíclicos no sistema avaliado	76
Figura 4.30. Comparação entre os casos extremos POS4 e POS5 em relação ao ensaio monotônico.....	79
Figura A. 1. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	93
Figura A. 2. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	93
Figura A. 3. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	94
Figura A. 4. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	94
Figura A. 5. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	95
Figura A. 6. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	95
Figura A. 7. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.	96

Figura A. 8. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	96
Figura A. 9. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	97
Figura A. 10. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	97
Figura A. 11. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	98
Figura A. 12. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	98
Figura A. 13. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	99
Figura A. 14. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	99
Figura A. 15. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	100
Figura A. 16. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	100
Figura A. 17. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	101
Figura A. 18. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.....	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Equipamentos de arrancamento cíclico de geossintéticos no mundo.....	29
Tabela 4.1. Resumo dos ensaios realizados ao material granular.	52
Tabela 4.2. Características da geogrelha usada nos ensaios.....	52
Tabela 4.3. Valores de módulo de resiliência de interface obtidos para cada estágio de carregamento durante o ensaio em kPa/m.	59
Tabela 4.4. Deslocamento de resiliência em cada estágio de carregamento em milímetros. ...	59
Tabela 4.5. Deslocamento acumulado durante cada estágio de carregamento em milímetros.	59
Tabela 4.6. Resumo dos valores das constantes de calibração para os diferentes modelos avaliados	61
Tabela 4.7. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios feitos para avaliar a resistência pós-ciclagem.....	78

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SIMBOLOS

Abreviaturas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing Materials
CBR	California Bearing Ratio
CLP	Controlador Lógico Programável
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FPDDE	Software de interface CLP - PC
IHM	Interface Homem-Máquina
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
LVDT	Linear Variable Displacement Transducer
SGI	Swedish Geotechnical Institute
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
USACOE	United State of America Corp of Engineers
HDPE	Polietileno de alta densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PVC	Cloreto de polivinila
PC	Personal computer

USP Universidade de São Paulo

Letras Latinas

$A_{laçada}$	área interior à laçada de histerese em um ensaio cíclico de solo
A_p	área da placa do ensaio de carga direta com placa
c	coesão aparente
C_c	Coefficiente de curvatura do solo
C_e	coeficiente elástico uniforme de compressão (relação entre a tensão aplicada e a deformação recuperável)
C_u	Coefficiente de uniformidade do solo
D	razão de amortecimento interno
E	módulo de deformabilidade
$e_{máx}$	relação de vazios máxima
$e_{mín}$	relação de vazios mínima
f	coeficiente de interação solo-geogrelha
F	força de arrancamento
$F_{máx}$	força máxima de uma ciclagem
$F_{mín}$	força mínima de uma ciclagem
F_{mon}	força de arrancamento da inclusão
F_{cic}	força de arrancamento pós-ciclagem
G	módulo de cisalhamento
G_i	módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geossintético
G_I	módulo de cisalhamento da interface solo-geossintético

G_S	gravidade específica de sólidos
$J_{2\%}$	módulo de rigidez secante para 2% de deformação
$J_{5\%}$	módulo de rigidez secante para 5% de deformação
K_0	coeficiente de empuxo horizontal em repouso
k_1, k_2 e k_3	parâmetros do calibração do modelo de módulo de resiliência
K_2	variável adimensional para a estimativa do módulo de cisalhamento segundo Seed e Idriss (1970)
l	comprimento da inclusão
M_R	módulo de resiliência
p_a	pressão atmosférica (101,3 kPa)
P_a	pressão atmosférica dividida por um metro lineal (101,3 kN/m ³)
T	carga no ensaio de tração de faixa larga de geogrelhas
$T_{máx}$	carga máxima no ensaio de tração de faixa larga de geogrelhas
w	largura da inclusão

Letras gregas

Δ_b	Deslocamento total da inclusão
$\Delta_{máx a}$	Deslocamento máximo médio da inclusão num ciclo
$\Delta_{mín a}$	Deslocamento mínimo médio da inclusão num ciclo
$\Delta_{máx b}$	Deslocamento máximo da região posterior da inclusão num ciclo
$\Delta_{máx f}$	Deslocamento máximo da região frontal da inclusão num ciclo
$\Delta_{mín b}$	Deslocamento mínimo da região posterior da inclusão num ciclo
$\Delta_{mín f}$	Deslocamento mínimo da região frontal da inclusão num ciclo

ε	deformação específica
ϕ	Ângulo de atrito interno de solo
γ_C	deformação angular imposta em um ensaio cíclico de solo
ν	coeficiente de Poisson
θ	primeiro invariante de tensões
σ_1	tensão vertical principal
σ_3	tensão horizontal principal (pressão de câmara)
σ_i	tensão de confinamento na interface
τ	tensão cisalhante
τ_C	tensão medida em um ensaio cíclico de solo
τ_i	tensão de cisalhamento na interface
τ_{mon}	tensão de cisalhamento de arrancamento da inclusão
τ_{cic}	tensão de cisalhamento de arrancamento pós-ciclagem
$\tau_{m\acute{a}x}$	tensão de cisalhamento máxima de um ciclo
$\tau_{m\acute{i}n}$	tensão de cisalhamento mínima de um ciclo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivo	2
1.2	Organização do trabalho	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1	Introdução	3
2.2	Geossintético	3
2.2.1	Geotêxteis	3
2.2.2	Geogrelhas	4
2.2.3	Relações constitutivas do comportamento mecânico de geogrelhas	5
2.3	Tópicos de comportamento de solos sob carregamentos cíclicos	6
2.3.1	Degradação cíclica do solo	8
2.3.2	Modulo de resiliência do solo	10
2.3.3	Deformações plásticas ou permanentes	11
2.3.4	Ensaio para avaliar o comportamento cíclico do solo	11
2.3.4.1	Triaxial cíclico	12
2.3.4.2	Cisalhamento direto simples cíclico	14
2.3.4.3	Ensaio de placa cíclico ou estático repetitivo	15
2.4	Solos reforçados com geossintéticos	16
2.4.1	Mecanismo de transferência de carga em solos reforçados	17
2.4.2	Mecanismos de resistência em pavimentos reforçados com geossintéticos	19
2.4.2.1	Confinamento lateral	20
2.4.2.2	Acréscimo na capacidade de suporte	21
2.4.2.3	Efeito membrana	22
2.5	Solo Reforçado sob carregamentos cíclicos	23
2.5.1	Ensaio do comportamento cíclico do sistema solo–geossintético	24
2.5.1.1	Ensaio triaxial em solo reforçado	24
2.5.1.2	Ensaio de arrancamento cíclico de geossintéticos	24
2.5.1.3	Ensaio de placa cíclico em solo reforçado	30
2.5.1.4	Modelos físicos de solo reforçado	30
3	MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1	Materiais	33
3.2	Equipamento de arrancamento cíclico	34

3.2.1	Controle eletrônico de funções do atuador	38
3.3	Instrumentação	39
3.4	Aquisição de dados	40
3.5	Montagem prévia dos ensaios	40
3.5.1	Pluviação de areia ou chuva de areia	40
3.5.1.1	Calibração do aparelho de pluviação ou chuva de areia	41
3.6	Configurações dos ensaios	44
3.7	Procedimento de Ensaio	45
3.7.1	Módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha	46
3.7.2	Resistência pós-ciclagem	48
4	RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES	51
4.1	Ensaio aos materiais utilizados.....	51
4.2	Ensaio monotônicos	53
4.3	Ensaio cíclicos	54
4.3.1	Módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha	54
4.3.1.1	Sistema L.....	55
4.3.1.2	Sistema C	61
4.3.1.3	Comparação analítica dos sistemas L e C	64
4.3.2	Resistência pós-ciclagem	64
4.3.2.1	Amplitude 80%	65
4.3.2.2	Amplitude 40%	71
4.3.2.3	Comparação entre as amplitudes de ciclagem de 80% e 40%	76
5	CONCLUSÕES.....	83
5.1	Sugestões para pesquisas futuras	84
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	87

1 INTRODUÇÃO

A natureza das cargas às quais as estruturas de engenharia estão expostas tem diversas características e entre as mais críticas podem ser mencionadas as cargas dinâmicas e as cíclicas. Em relação a estes tipos de carregamento pode-se dizer que o conhecimento do comportamento deste tipo de estruturas ainda não tem sido adequadamente entendido; por exemplo, existem experiências no mundo sobre construção em zonas sísmicas que mostram comportamento muito diferenciado desde desempenhos excelentes em sismos extremos (BERTERO *et al.*, 1995; TATSUOKA; KOSEKI e TATEYAMA, 1997; TATSUOKA *et al.*, 1997) até rupturas parciais em sismos de intensidade moderada (LING; LESHCHINSKY, 2005; SANDRI, 1997). Outro caso pode ser verificado no desempenho de pavimentos onde atualmente os geossintéticos são utilizados intensamente como reforço de base sem ter uma noção exata do aporte estrutural deste tipo de material (PAVCO-AMANCO, 2006; USACOE, 2003). O estudo da interação cíclica solo-geossintético é importante para entender o comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos expostas a estes tipos de carregamento uma vez que um melhor entendimento do fenômeno conduz a projetos mais seguros e economicamente viáveis.

Neste contexto, esta pesquisa visa implementar um equipamento de arrancamento de grande porte para avaliar o comportamento dinâmico e cíclico de sistemas reforçados com geossintéticos. Para tanto, o equipamento da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, foi modificado substituindo-se o atuador mecânico existente por um atuador hidráulico eletronicamente controlado e implementado com funções de carga básicas. Além da implementação do atuador, outra modificação foi realizada e consiste na redução da caixa de ensaios através de um redutor de volume removível. O estudo do comportamento cíclico foi focado em dois campos de ação: aplicações em pavimentos reforçados com geossintéticos e aplicações no estudo da resposta cíclica de sistemas de solo reforçado com geossintéticos. O primeiro campo de estudo é abordado segundo a óptica da avaliação do módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geossintético, pontualmente na interface solo-geogrelha. No segundo campo de estudo, foram pensados dois tipos de ensaios, a saber: a) avaliação da resistência cíclica do sistema e, b) avaliação da influência de ciclagem prévia na resistência pós-ciclagem.

1.1 OBJETIVO

Avaliar o comportamento cíclico de sistemas de solo reforçado com geogrelhas a partir de ensaios de módulo de cisalhamento de resiliência de interface, G_i , solo-geogrelha e de ensaios de resistência pós-ciclagem.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação esta organizada de acordo com os pontos mostrados a seguir.

- O capítulo 2 apresenta uma revisão dos conceitos de comportamento cíclico dos geossintéticos, do solo e finalmente do sistema de solo reforçado, bem como os ensaios realizados na prática para avaliar esses comportamentos;
- O capítulo 3 descreve os materiais utilizados bem como os métodos empregados na realização do programa experimental;
- O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos e as discussões destes com base nos objetivos propostos;
- O capítulo 5 sumariza as conclusões e sugestões para trabalhos futuros e,
- O capítulo 6 apresenta as referências bibliográficas citadas ao longo da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Para fornecer de uma visão geral sobre o tema de comportamento cíclico de solos-reforçados com geossintético ao leitor deste documento, foi considerado adequado apresentar previamente um embasamento teórico em relação ao comportamento de cada uma das partes do sistema, geossintético e solo e, finalmente uma revisão do estado da arte em relação ao comportamento cíclico de sistemas de solo reforçado com geossintéticos.

Os geossintéticos mais utilizados para a função de reforço são as geogrelhas. Para tanto, quando necessário, os tópicos relacionados com o comportamento de geogrelhas ou de interação solo-geogrelha serão aprofundados para se ter uma base melhor para o entendimento dos fenômenos estudados e dos resultados obtidos do programa de ensaios.

2.2 GEOSSINTÉTICO

De acordo com a ASTM D4439-02 (2002), um geossintético é definido como:

Geossintético, s. “produto planar manufaturado a partir de um material polimérico utilizado conjuntamente ao solo, rocha, terra ou outros materiais relacionados com a engenharia geotécnica, como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema” (ASTM D4439-02, 2002, p.2. tradução nossa).

Os geossintéticos podem ser empregados como elementos de separação, elementos de reforço (taludes íngremes e aterros sobre solos moles), elementos filtrantes (em substituição a filtros / drenos de areia), em aterros hidráulicos, na base de aterros sanitários (com ou sem geração de chorume), como elemento impermeável a líquidos ou vapores, e no controle de processos de erosão, entre outras aplicações (MALDONADO, 2008).

2.2.1 GEOTÊXTEIS

Os Geotêxteis são produtos têxteis, flexíveis e porosos elaborados a partir de materiais sintéticos, cuja principal característica relaciona-se com a sua capacidade de drenagem. As fibras dos geotêxteis são produzidas por processo e fusão dos polímeros e posterior extrusão, conferindo-lhes uma forma alongada característica. Os geotêxteis podem ser classificados

como tecidos e não-tecidos, assim como pelo seu polímero constituinte (KOERNER, 2005; MALDONADO, 2008).

2.2.2 GEOGRELHAS

De acordo com a ASTM D4439-02 (2002), uma geogrelha é definida como:

Geogrelha, s. “um geossintético formado por uma rede regular de elementos completamente interligados com aberturas maiores que 6,35 mm (1/4 polegada) para permitir o intertravamento com o solo circundante, rocha, terra ou outro material em volta que funciona primariamente como reforço” (ASTM D4439-02, 2002, p.2. tradução nossa).

As geogrelhas são estruturas planas em forma de grelha, cujas aberturas promovem o travamento mecânico com o solo envolvente, como mostrado na Figura 2.1. Em geral as geogrelhas são muito mais resistentes e rígidas que os geotêxteis e, portanto, seu emprego é quase exclusivamente para reforço, embora sejam utilizadas também como elementos de separação. As principais características das geogrelhas são a alta resistência à tração, boa interação solo/geogrelha, alta resistência a danos de instalação, além de serem inertes e não contaminantes.

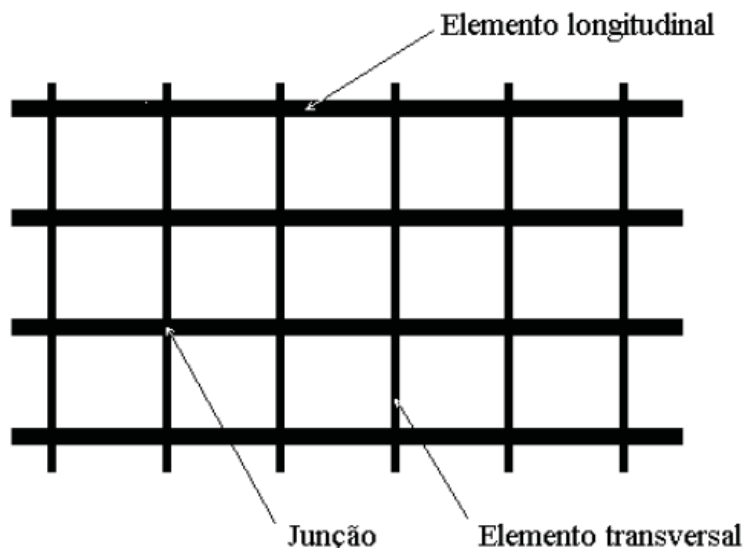


Figura 2.1. Elementos componentes de uma geogrelha (TEIXEIRA, 2003).

As principais aplicações das geogrelhas são em reforço de muros de arrimo, aterros, separação/reforço em rodovias não pavimentadas e ferrovias, muros de gabião, controle de

erosão e encontro de pontes, reforço de fundações, reforço de pavimento asfáltico, reforço de concreto, ou aplicadas em conjunto com geotêxteis ou geomembranas, formando os denominados geocompostos.

2.2.3 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE GEOGRELHAS

Os materiais geossintéticos exibem um comportamento visco-elasto-plástico anisotrópico. Rigo e Perfetti (1982) propuseram um modelo reológico para geotêxteis sob carregamentos monotônicos e cíclicos. O modelo consiste em molas, um amortecedor e uma catraca. As molas representam as deformações elásticas recuperáveis (E_1 , E_2 , e E_3), o amortecedor representa a componente viscosa dependente do tempo do deslocamento (η_3), e a catraca representa as deformações plásticas não recuperáveis. A Figura 2.2 mostra o modelo reológico proposto por Rigo e Perfetti (1982).

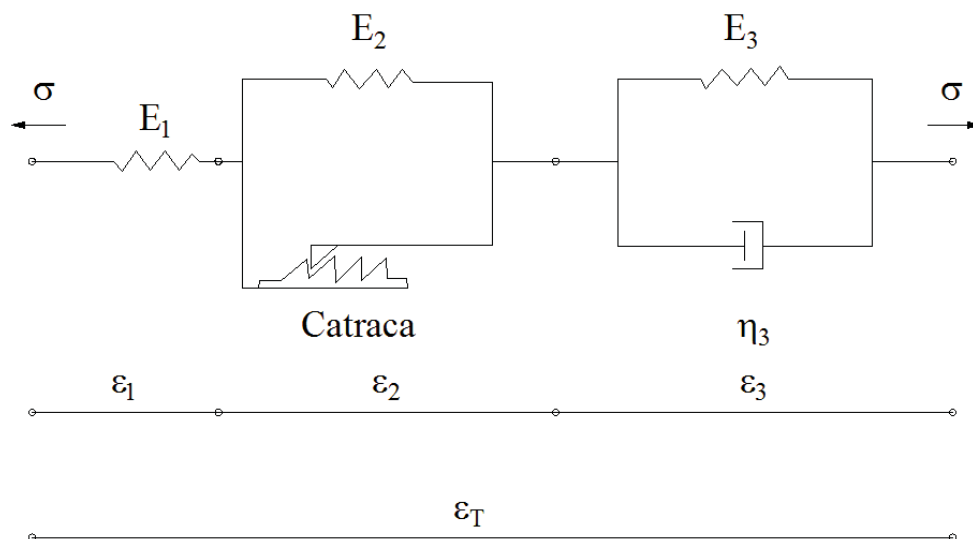


Figura 2.2. Esquema do modelo reológico para geotêxteis proposto por Rigo e Perfetti (1982)

Outro modelo constitutivo para geossintéticos foi proposto por Perkins (2000) considerando-os como materiais elásticos dependentes da direção, plásticos e frágeis de sofrerem “*creep*” (LENG, 2002).

Nicola e Filippo¹ (1997 apud LENG, 2002, p. 21) ensaiaram dos tipos de geogrelhas de HDPE (polietileno de alta densidade) e PET (Poliéster) sob carregamentos cíclicos. O módulo

¹ NICOLA, M.; FILIPPO, M. (1997), “Behavior of Geogrids under Cyclic Loads”, *Proceedings of Geosynthetics '97*, pp. 961-976.

secante de carregamento-descarregamento foi principalmente função da carga aplicada e secundariamente das frequências da ciclagem. O módulo aumentou com a frequência e decresceu com a carga de tração. Tal aumento ocorreu durante os primeiros 10 ciclos permanecendo constante principalmente quando a carga de tração, T , era menor do que o 40% da carga máxima de tração, T_{\max} , ($T \leq 40\%T_{\max}$) e decresceu quando $T > 40\%T_{\max}$.

2.3 TÓPICOS DE COMPORTAMENTO DE SOLOS SOB CARREGAMENTOS CÍCLICOS

O comportamento do solo sujeito a carregamentos dinâmicos é governado pelo que é conhecido como “*propriedades dinâmicas do solo*”. É importante reconhecer que as propriedades em si não são dinâmicas, desde que estas se aplicam a uma grande variedade de problemas não dinâmicos (KRAMER, 1996).

As propriedades principais quanto à análise do comportamento dinâmico do solo são o módulo de cisalhamento, G , e a razão de amortecimento interno, D , do solo.

O módulo de cisalhamento do solo, G , é uma medida da rigidez ao cisalhamento do solo e medida em uma laçada de histerese produzida em um ensaio cíclico de solo onde são impostas deformações angulares simétricas como, por exemplo, um ensaio triaxial cíclico ou de cisalhamento simples. O módulo G é comumente estimado através do cociente entre o intervalo, τ_C , de tensão medida entre o intervalo de deformação angular, γ_C , imposta durante o ensaio.

$$G = \frac{\tau_C}{\gamma_C} \quad (1.1)$$

A razão de amortecimento interno do solo, D , é uma medida da energia dissipada internamente pelo solo. Esta dissipação de energia é proporcional à área interior à laçada de histerese, $A_{laçada}$, produzida em um ensaio cíclico de solo onde são impostas deformações angulares simétricas.

$$D = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{laçada}}{G \cdot \gamma_C^2} \quad (1.2)$$

As propriedades dinâmicas do solo podem ser medidas por ensaios classificados de acordo com o local do ensaio, tanto por ensaios *in-situ*, como por ensaio em laboratório, e podemos classificá-los segundo a amplitude da deformação imposta ao solo sendo chamados de ensaios

de “pequena” e ensaios de “grande” deformação. Quando se fala em pequenas deformações consideram-se deformações da ordem de 10^{-6} e 10^{-5} , e as grandes deformações da ordem de grandeza superior a estas últimas.

Cada tipo de projeto de engenharia possui características como níveis de deformação, tempo de aplicação de carregamento, número de ciclos, etc. Ishihara (1996) apresenta (Figura 2.3) as ordens de grandeza dos tempos de aplicação dos carregamentos e o número de ciclos envolvidos nos projetos de engenharia geotécnica.

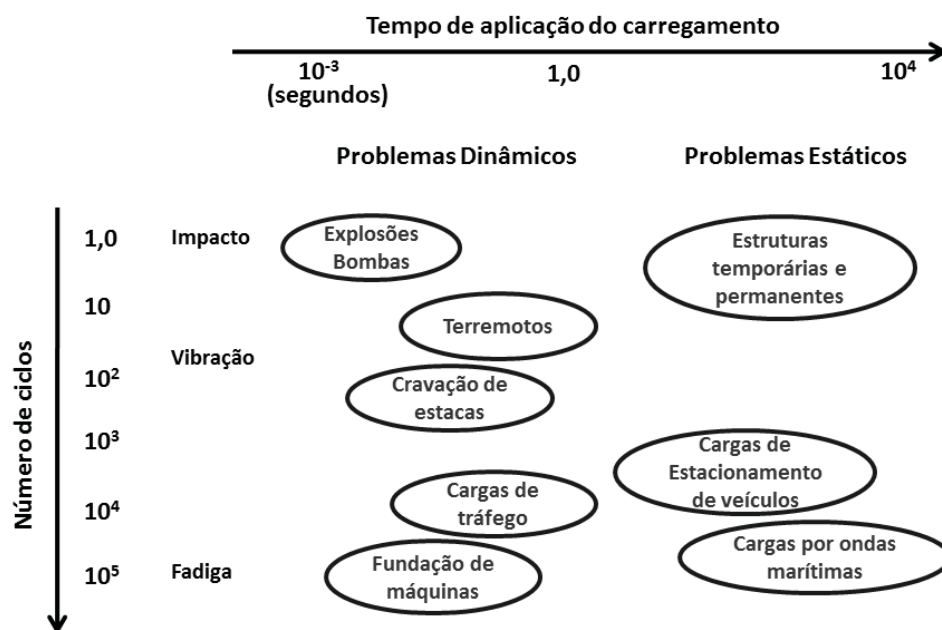


Figura 2.3 - Ordens de grandeza dos tempos de aplicação de carga e o número de ciclos envolvidas em problemas de engenharia (modificado de ISHIHARA, 1996).

No meio profissional é comum confundir os termos de carga dinâmica e carga cíclica, sendo que a primeira é definida pelo tempo de aplicação da carga e, o segundo, pelo fato da trajetória do carregamento voltar ao estado inicial. Existem então carregamentos que podem ser dinâmicos e cíclicos ao mesmo tempo, daí a confusão generalizada no meio.

O solo quando submetido a carregamentos cíclicos, dependendo da amplitude das deformações, sofre uma degradação de suas propriedades dinâmicas. Para os fenômenos analisados neste trabalho (projetos de pavimentos, vibrações induzidas por sismos, etc.) as amplitudes das deformações usuais são consideradas como sendo “grandes”.

2.3.1 DEGRADAÇÃO CÍCLICA DO SOLO

Segundo Leng (2002) durante um ensaio de carregamento cíclico, o solo geralmente experimenta compactação inicial, fato que pode resultar em uma pequena melhoria nas propriedades mecânicas, seguido por uma degradação progressiva das mesmas.

Em caso da resposta dos solos sob carregamentos cíclicos que não envolvem deformações residuais, a resposta é determinada principalmente pelas características de G e D sob condições de carregamento razoavelmente simétricas. Neste caso, as análises de resposta do maciço são feitas com um método de análise linear equivalente, aonde os valores de G e D são compatíveis com o nível de deformações desenvolvidas no depósito de solo ou a estrutura de terra analisada (SEED *et al.*, 1986).

Diversos autores têm mostrado a dependência dos parâmetros dinâmicos do solo com as condições do sistema dinâmico em análise, dentre elas as condições que mais influem na resposta do solo são: o nível de deformação, a tensão de confinamento e a relação de vazios inicial. Assim, para propósitos práticos, Seed e Idriss (1970) propuseram uma equação (2.3) e (2.4) em função da tensão de confinamento, σ_3 , e uma variável adimensional (K_2) que reflete o comportamento do solo. Na equação (2.4) a tensão de confinamento é normalizada em relação à tensão atmosférica, p_a .

$$G = 1000 K_2 \sqrt{\sigma_3} \text{ em psf} \quad (2.3)$$

$$G = 21,7 K_2 p_a \sqrt{\frac{\sigma_3}{p_a}} \text{ em kPa} \quad (2.4)$$

Com base na equação anterior é natural analisar o fator K_2 e sua variação a qual irá refletir o comportamento do solo. Esta variação é analisada segundo ensaios dinâmicos de deformações pequenas e grandes, sendo que estes últimos irão ser explicados no capítulo 2.3.4. A Figura 2.4 mostra uma família de curvas de degradação típica em areia.

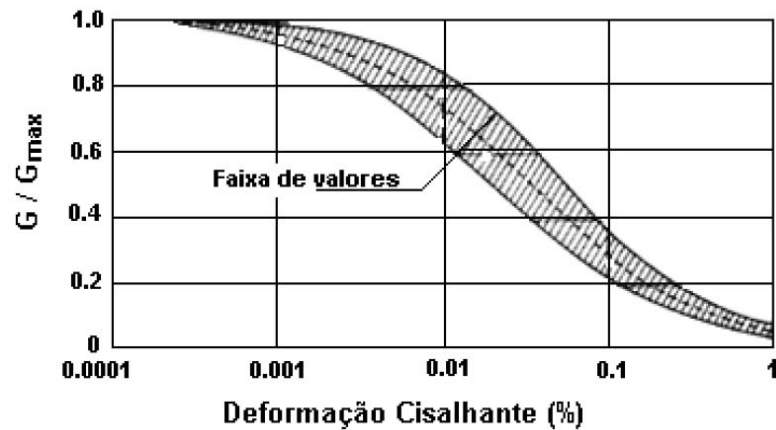


Figura 2.4 - Variação do módulo de cisalhamento normalizado, com respeito da deformação cisalhante para areias (modificado de SEED; IDRIS, 1970)

No caso de estruturas de pavimentos, a degradação da camada de base incrementa as tensões transmitidas ao subleito degradando também esta componente do pavimento. Para estruturas não pavimentadas, a degradação progressiva da camada de base ocorre segundo os seguintes mecanismos (GIROUD, AH-LINE e BONAPARTE² apud LENG 2002).

1. Espalhamento lateral do material da camada de base gerando deformações de tração e cisalhamento relacionadas com a flexão e as baixas tensões de confinamento na zona inferior da camada de base;
2. Contaminação da camada de base com finos se movendo de baixo para cima desde o subleito, especialmente quando o subleito é muito mole ($CBR < 3$);
3. Migração de partículas da camada de base no subleito;
4. Ruptura dos agregados da camada de base devido a carregamentos cíclicos.

² GIROUD, J.P., AH-LINE, C. e BONAPARTE, R. (1984), "Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids", *Polymer grid reinforcement*, Thomas Telford, 1985, *Proceedings of a conference held in London. UK 1984*, pp. 116-127.

2.3.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO SOLO

O módulo de resiliência, M_R , foi introduzido por Seed, Chan e Lee³ (1962 apud LENG 2002, p. 15) e definido como a tensão desvio dinâmica dividida pela deformação recuperável sob o carregamento de pulsos dinâmicos transientes. O módulo de resiliência tem sido utilizado para a caracterização do material de agregado de camadas de base de pavimentos (subleito, sub-base e base). O módulo de resiliência tem sido utilizado em análises mecânica de pavimentos.

As primeiras pesquisas estimaram relações lineares entre o CBR e o M_R , onde o módulo de resiliência não tinha relação com a tensão. Heukelom e Foster⁴ (1960 apud LENG 2002 p. 15) apresentaram a seguinte equação:

$$M_R = 10 \text{ CBR (MPa)} \quad (2.5)$$

Onde M_R : Módulo de resiliência

O módulo de resiliência foi relacionado à tensão de confinamento, σ_3 , e à tensão desvio, σ_d , em modelos de ampla aplicação prática. Existem 3 modelos básicos que utilizam respectivamente a tensão desvio (equação 2.6), a tensão de confinamento (equação 2.7) e as duas tensões (equação 2.8). Um quarto modelo é o modelo universal da AASHTO (equação 2.9) que é considerado como sendo o único modelo racional que usa o primeiro invariante de tensões, θ , e a tensão de cisalhamento, τ (KLINSKY, 2008).

$$M_R = k_1 (\sigma_d)^{k_2} \quad (2.6)$$

$$M_R = k_1 (\sigma_3)^{k_3} \quad (2.7)$$

$$M_R = k_1 (\sigma_d)^{k_2} (\sigma_3)^{k_3} \quad (2.8)$$

³ SEED, H. B.; CHAN, C. K. e LEE, C.E. (1962), *Resilient characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failure on asphalt pavements*, Proc. Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.I., Ann Arbor, Mich.

⁴ HEUKELOM, W.; FOSTER, C. R. (1960), "Dynamic Testing of Pavements", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 86, No. SMI.

$$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.9)$$

2.3.3 DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS OU PERMANENTES

As deformações plásticas ou permanentes têm sido estudadas principalmente no campo de pavimentos já que alguns autores consideram que o desenvolvimento de resistência de elementos de reforço é gerado principalmente devido a este tipo de deformação. O subleito e a base granular são essencialmente materiais elastoplásticos. Se a deformação permanente é acumulada de maneira concentrada na região de passagem dos pneus além de um limite admissível, esta condição é chamada trilha de roda. A deformação plástica da base granular e do subleito é uma consideração importante para a análise de estradas não pavimentadas e pavimentos flexíveis. Comparativamente com o comportamento resiliente, pesquisas pouco conclusivas foram feitas para as deformações permanentes. Alguns modelos empíricos de subleito e base granular têm sido propostos baseados em resultados de ensaios triaxiais (LENG, 2002).

O'Reilly, Brown e Overy⁵ (1989 apud LENG, 2002) demonstraram que um subleito de argila siltosa respondeu segundo um comportamento viscoso e foi possível aplicar tensões transientes além da superfície de fluência estática sem desenvolver deformações plásticas consideráveis imediatamente. Entretanto, sob carregamento cíclico, estas deformações podem se acumular, a magnitude destas depende da amplitude da tensão desvio cíclica.

2.3.4 ENSAIOS PARA AVALIAR O COMPORTAMENTO CÍCLICO DO SOLO

Como mostrado no item 2.3, as amplitudes das deformações dos fenômenos analisados na presente pesquisa são consideradas como sendo de “grande” ordem, razão pela qual são examinados apenas os ensaios que determinam as propriedades dinâmicas do solo para grandes deformações.

Esta descrição tenta abranger de maneira geral as aplicações destes ensaios, bem como explicar de forma simples o funcionamento deles.

⁵ O'REILLY, M.P., BROWN, S.F., and OVERY, R.F. (1989), “Viscous Effects Observed in Tests on an Anisotropically Normally Consolidated Silty Clay”, *Geotechnique*, Vol. 39, pp. 153-158.

2.3.4.1 Triaxial cíclico

O ensaio de compressão triaxial é o ensaio mais utilizado para se medir as propriedades dos solos sob carregamentos monotônicos; da mesma maneira o ensaio triaxial cíclico é o ensaio comumente utilizado para avaliar as propriedades dinâmicas do solo (KRAMER, 1996).

O ensaio triaxial cíclico é usualmente empregado na avaliação da resistência cíclica de areias ao respeito do fenômeno de liquefação de solos, pesquisa sobre as propriedades dinâmicas do solo e na determinação do módulo de resiliência do solo que é utilizado em projetos de pavimentos. A Figura 2.5 mostra um esquema típico de uma câmara triaxial.

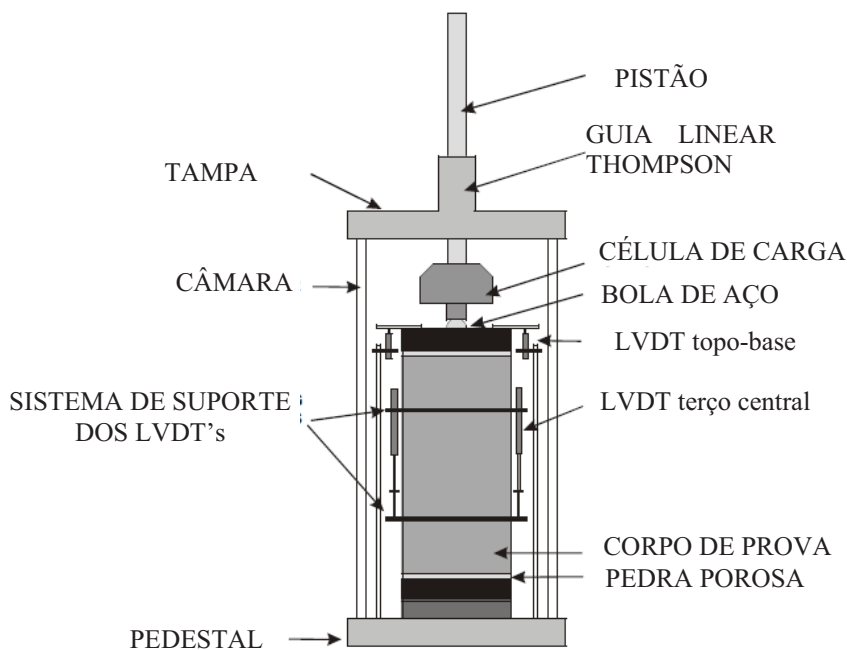


Figura 2.5 - Esquema da câmara triaxial (modificado de NCHRP, 2004)

O ensaio triaxial cíclico pode ser empregado de diferentes maneiras devido à possibilidade de controlar os estados de tensões no corpo de prova. Comumente o ensaio é realizado sobre um corpo de prova previamente adensado com tensões hidrostáticas e posteriormente submetido a um carregamento axial cíclico com a pressão de câmara mantida constante (GIACHETI, 1991; ISHIHARA, 1996; KRAMER, 1996).

Segundo Giacheti (1991) o ensaio triaxial cíclico pode ser utilizado para obter a curva de redução de G e de D , obtendo a curva de redução do módulo de deformabilidade (E) através da análise das curvas de histerese de cada ciclo e assumindo um coeficiente de Poisson, ν ,

adequado. Um grupo de laçadas de histerese típicas é mostrado na Figura 2.6 para diferentes níveis de deformação.

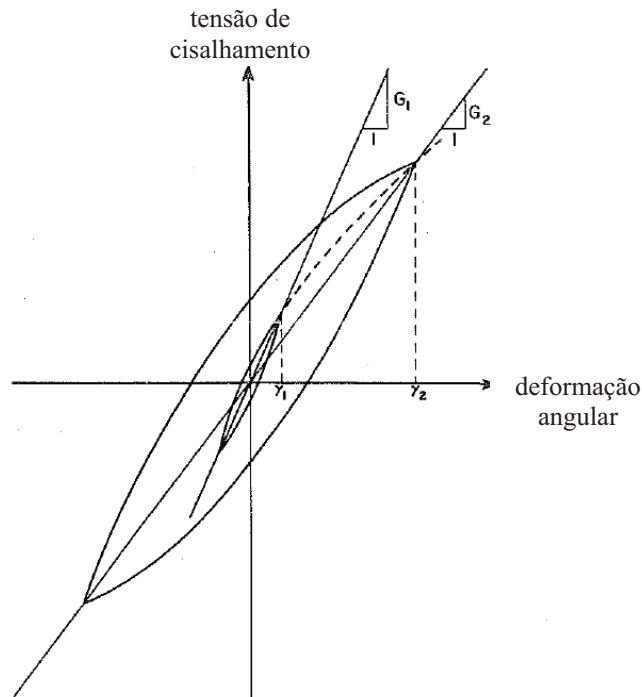


Figura 2.6 - Relação histerética tensão de cisalhamento – deformação angular em diferentes amplitudes de deformação angular (SEED *et al.*, 1986).

O método mais utilizado para se avaliar as propriedades dinâmicas foi estabelecido por Seed e Idriss (1970) e consiste em impor uma amplitude de deformação conhecida no solo durante um número de ciclos pré-estabelecido para depois repetir o estágio dobrando-se a deformação até atingir a deformação final pesquisada. A relação entre os parâmetros acima definidos é mostrada na seguinte equação

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.10)$$

Quanto à realização do ensaio de módulo de resiliência, o método encontra-se plenamente definido segundo a “*National Cooperative Highway Research Program*” (LIMAYMANTA; GUTIÉRREZ, 2003; NCHRP, 2004). O carregamento utilizado para este ensaio é conhecido como sendo uma função “*Haversine*”, a qual consta de ciclos de carga constituídos por um pulso sinusoidal de 0,1s de duração e um período de descanso de 0,9s. O formato do pulso “*Haversine*” é mostrado na Figura 2.7.

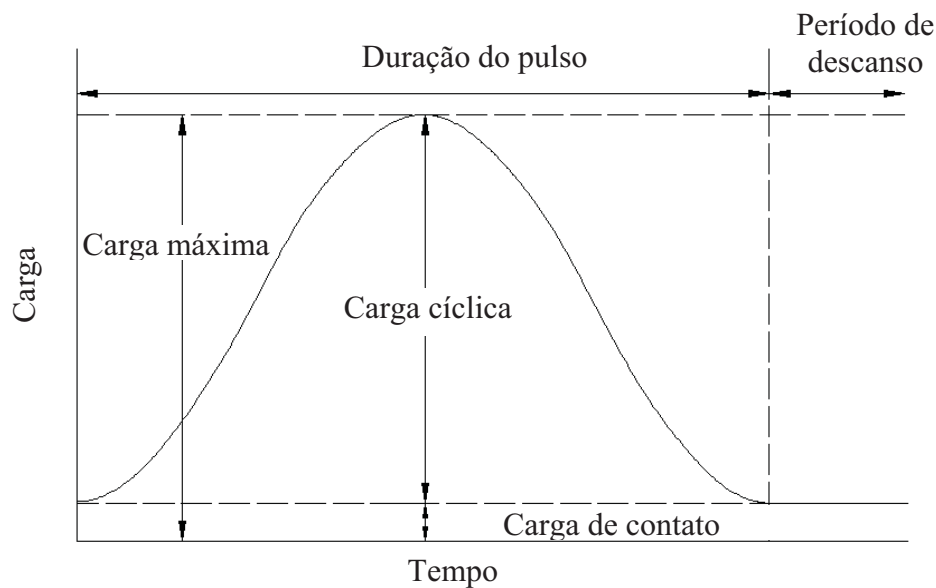


Figura 2.7 - Pulso típico da onda Haversine (NCHRP, 2004).

2.3.4.2 *Cisalhamento direto simples cíclico*

De acordo com Giacheti (1991) “este ensaio é considerado por diversos pesquisadores como a forma mais adequada de reproduzir em laboratório as solicitações impostas por um terremoto num maciço de solo”.

Este ensaio reproduz as condições de tensões induzidas por um sismo melhor do que o ensaio triaxial cíclico. É comumente utilizado para realizar ensaios de liquefação de solos (KRAMER, 1996).

O equipamento original de ensaio de cisalhamento direto simples foi desenvolvido pelo “Norwegian Geotechnical Institute” (NGI). Desde que um atuador cíclico seja conectado ao equipamento, o equipamento normal de cisalhamento simples direto pode ser utilizado para realizar ensaios em condições de carregamentos cíclicos ou dinâmicos (ISHIHARA, 1996). A Figura 2.8 apresenta um esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento simples do NGI.

Neste ensaio um corpo de prova cilíndrico é restringido contra a expansão lateral com o emprego de um anel rígido de borda (aparelho tipo Cambridge), uma membrana de borracha reforçada por fios metálicos (aparelho tipo NGI), ou uma série de anéis fixos (aparelho tipo SGI) e submetidos, após adensamento sob uma carga normal, a tensões cisalhantes. O adensamento é realizado através de um carregamento vertical realizado sobre o topo do corpo de prova. Com a restrição lateral é garantida uma condição de empuxo lateral em repouso (condição K_0). Uma vez adensado o corpo de prova, o carregamento (cíclico ou monotônico)

é feito mantendo o topo do corpo de prova fixo e realizando o carregamento horizontal sobre a base do corpo de prova (GIACHETI, 1991; ISHIHARA, 1996; KRAMER, 1996).

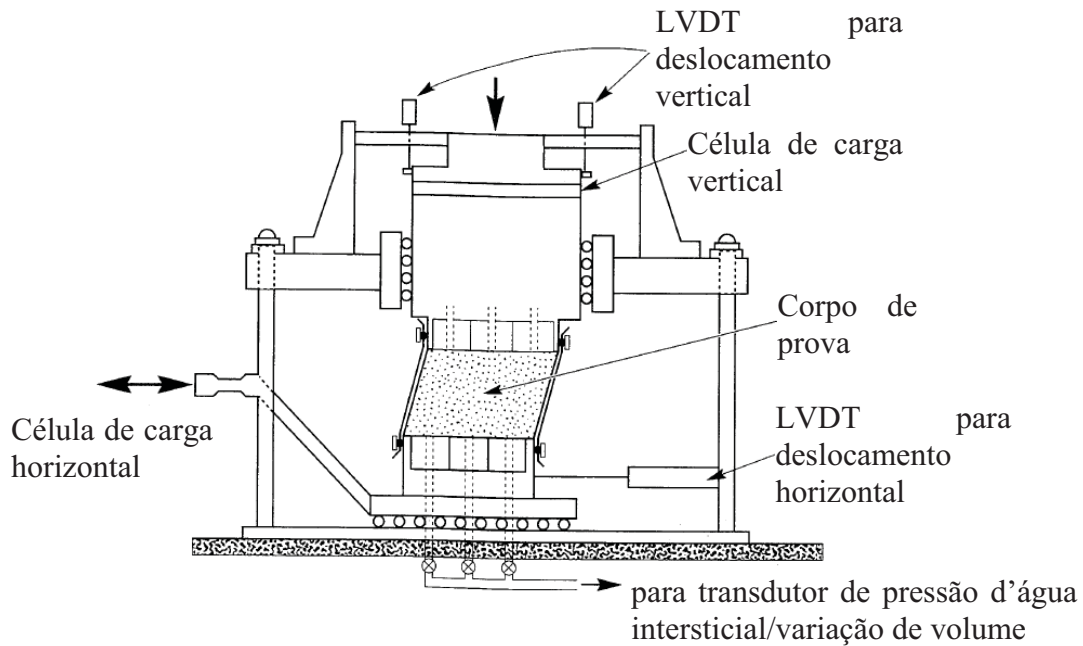


Figura 2.8 - Equipamento de cisalhamento simples cíclico NGI. O solo é restringido por uma membrana de borracha reforçada com fios de metálicos. (modificado de AIREY; WOODS, 1987 apud KRAMER, 1996)

O ensaio fornece como resultado, entre outros, a laçada de histerese para cada ciclo de sollicitação, podendo daí obter as curvas de degradação de G e D (GIACHETI, 1991).

2.3.4.3 Ensaio de placa cíclico ou estático repetitivo

O ensaio de placa cíclico é utilizado comumente para projetos de fundações de equipamentos que transmitem ou geram vibrações durante o seu funcionamento. O ensaio consiste na realização de carregamentos verticais sobre uma placa de dimensões padrão durante um número de ciclos conhecido, com estágios de diferente nível de carregamento. O ensaio é feito de tal maneira que a amplitude do carregamento cíclico é acrescentada sucessivamente, após um conjunto de ciclos de carga e descarga de amplitude definida. Assim, cada conjunto de ciclos pode transmitir pressões de 100, 200, 400, 800 kPa a mais, dependendo do nível de sollicitações do projeto (BARKAN, 1962; PRAKASH, 1981).

Segundo Barkan (1962) o resultado do ensaio pode ser utilizado para obter o módulo de cisalhamento do solo (G) através da seguinte equação:

$$G = \frac{1}{2,26} \sqrt{A_p} (1-\nu) C_e \quad (2.11)$$

Onde, A_p , é a área da placa do ensaio; e C_e , o coeficiente elástico uniforme de compressão (relação entre a tensão aplicada e a deformação recuperável).

O ensaio de placa cíclico encontra-se padronizado segundo a norma ASTM D1195-93 (1997).

2.4 SOLOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

A humanidade tem construído estruturas de contenção utilizando solo desde a antiguidade, em muros de defesa, diques e na construção de templos e monumentos religiosos (STAMATOPOULOS; KOTZIAS, 1985). Posteriormente entendeu-se, com a construção de estruturas de maior porte, que um dos fatores predominantes na estabilidade de um muro é o empuxo exercido pelo solo e que este poderia ser reduzido através de diversas maneiras tal como sistemas de drenagem, utilização de materiais leves, etc. (MALDONADO, 2008).

Desde épocas antigas o ser humano vem aplicando técnicas para melhorar e reforçar os solos, com registros de melhorias e reforços de solos desde a pré-história. A tecnologia moderna de solos reforçados foi desenvolvida inicialmente na França, por H. Vidal durante a década de 1960. Atualmente, os fundamentos do projeto e da construção de muros de solo reforçado estão razoavelmente bem estabelecidos e muitas obras foram construídas com sucesso no mundo nos últimos 50 anos (KOERNER, 2005; STAMATOPOULOS; KOTZIAS, 1985).

Atualmente, os materiais empregados na construção oferecem comportamentos diferenciados quando submetidos a alguns tipos de solicitação. Por exemplo, o concreto resiste muito bem à compressão, mas possui baixa resistência a esforços de tração o que faz necessário o emprego de um material de reforço para compensar essa deficiência. No caso do concreto o material empregado para fornecer esta resistência é o aço, o qual resiste muito bem aos esforços de tração. Em nosso campo de atuação, o principal material é o solo, que devido à natureza dele possui resistência baixa aos esforços de tração, razão pela qual precisa também ser reforçado para resistir a este tipo de solicitações.

Estruturas de solo reforçado são também referidas como estruturas de solo mecanicamente estabilizadas. O solo é tipicamente reforçado com materiais relativamente leves e flexíveis, como geossintéticos, ou inextensíveis como fitas metálicas, entre outros; e que apresentam alta resistência à tração (LESHCHINSKY⁶, 1995 apud MALDONADO, 2008, p. 30). O

⁶ LESHCHINSKY, D. (1995). *Design procedure for geosynthetic reinforced steep slopes. Technical Report REMR-GT-120, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.*

reforço aumenta a tensão de cisalhamento na massa de solo alterando o padrão de distribuição das tensões no maciço (CLAYTON; MILITITSKY e WOODS, 1993). Durante a construção de estruturas de solos reforçados, camadas de reforço são colocadas no interior do aterro. Solos permeáveis e não coesivos são predominantemente usados como aterro, pois possuem maiores resistências ao cisalhamento e permitem com maior facilidade a drenagem da água intersticial evitando assim a geração de excesso de pressão neutra.

Quando comparados com estruturas de contenção convencionais, os muros de solo reforçado oferecem vantagens significativas quanto ao funcionamento, construção e ainda no custo. De acordo com as novas filosofias de projeto sísmico, a estrutura de engenharia não deve limitar os deslocamentos de maneira rígida, ao contrário, deve permitir as deformações mostrando um comportamento dúctil; neste sentido as estruturas de solo reforçado são muito apropriadas para áreas de atividade sísmica. Os geossintéticos são também amplamente utilizados como reforço em estruturas de pavimentos onde ajudam a melhorar consideravelmente o desempenho destes assim como a reduzir custos e tempos de construção.

Para simplificar a explicação vamos focar o fenômeno de comportamento cíclico de sistemas reforçados com geossintéticos desde dois pontos de vista, como solo reforçado em geral e como pavimentos reforçados com geossintéticos já que os comportamentos diferem ligeiramente.

2.4.1 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM SOLOS REFORÇADOS

Para mantas ou tiras, a interação solo–inclusão é controlada pelo atrito entre o solo e o reforço. A interação entre solo e geogrelha é mais complexa e mais geral que a que ocorre em tiras ou mantas. Para geogrelhas, a resistência ao arrancamento possui duas componentes: a) resistência de interface e b) resistência passiva do solo aos elementos transversais. A resistência de interface, por sua vez, também possui duas componentes: a) resistência de interface devido ao desenvolvimento de atrito e b) resistência devido ao desenvolvimento de adesão ao longo da superfície do reforço (TEIXEIRA, 2003).

A interação do sistema solo–geogrelha em quanto ao comportamento cisalhante é usualmente avaliada através de ensaios de arrancamento (LENG, 2002).

Dyer (1985) concluiu com ajuda da fotoelasticidade, baseado em ensaios de arrancamento realizados em material granular composto por partículas de vidro moído, o seguinte:

1. Quando os elementos transversais estão próximos, acontece um desequilíbrio entre as parcelas do esforço resistidas por cada elemento, sendo mais solicitado aquele que está mais próximo ao ponto de aplicação do esforço;
2. Quando os elementos transversais encontram-se afastados o suficiente como para os bulbos de tensões não sofrerem interferência, independente do nível de carregamento, eles comportam-se como isolados e o esforço de resistência ao arrancamento fica igualmente repartido entre eles;
3. No caso de grelhas com um grande número de elementos transversais, na medida em que o elemento analisado ficar mais afastado do ponto de aplicação do esforço de arrancamento, a parcela resistida por este elemento é paulatinamente menor.

Quando o reforço é composto de material polimérico, assim como as geogrelhas, bem mais deformável que o aço, se observa que os elementos transversais não se deslocam de modo semelhante, havendo uma distribuição decrescente de deslocamentos desde o elemento mais próximo ao ponto de aplicação do esforço de arrancamento até o mais afastado (TEIXEIRA, 2003), como mostrado na Figura 2.9.

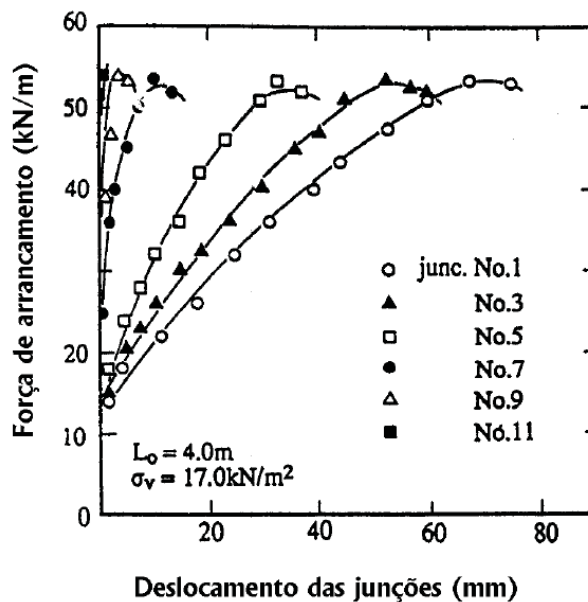


Figura 2.9 - Relação entre a força de arrancamento e o deslocamento de várias junções entre elementos transversais e longitudinais (OCHIAI *et al.*, 1996).

Devido aos carregamentos estarem distribuídos não uniformemente nos elementos transversais, o arrancamento de estes, irá ocorrer progressivamente desde o elemento mais

carregado, elemento mais próximo ao ponto de aplicação da carga, até o elemento mais afastado (AMORIM⁷, 1992 apud TEIXEIRA, 2003, p. 22).

Segundo Teixeira (2003) a magnitude da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface solo–reforço depende principalmente do tipo de reforço. No caso de geogrelha, a resistência ao arrancamento é inicialmente mobilizada pelo atrito e a adesão superficial, que precisam apenas de um pequeno deslocamento relativo para se desenvolverem totalmente. A resistência passiva é mobilizada posteriormente e ocorre para maiores deslocamentos (FARRAG; ACAR e JURAN, 1993), principalmente para geogrelhas que possuem elementos transversais com pequena rigidez à flexão. A Figura 2.10 mostra um esquema do mecanismo de transferência de carga em um ensaio de arrancamento.

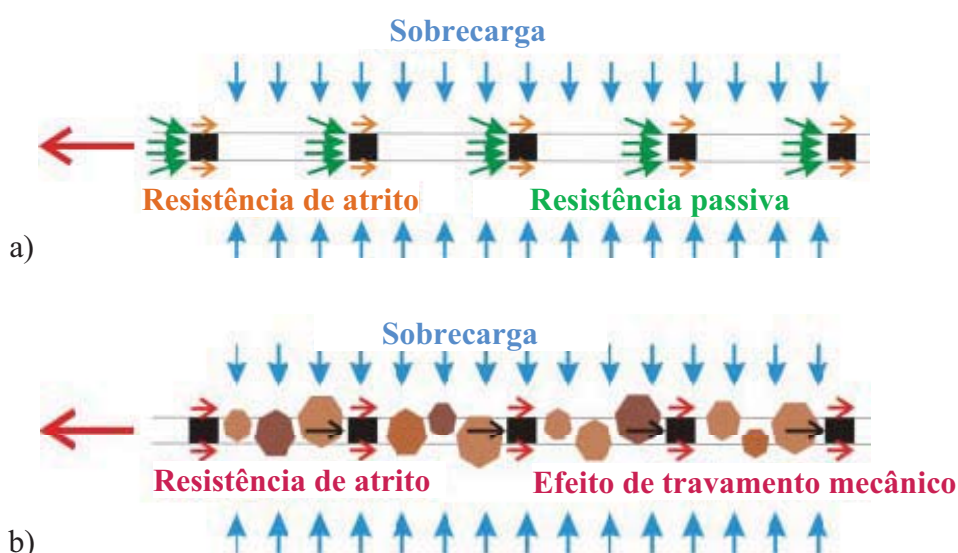


Figura 2.10 - Mecanismo de transferência de carga em ensaios de arrancamento, a) resistência de atrito e passiva, b) resistência atrito e efeito de travamento mecânico (NERNHEIM; MEYER, 2006).

2.4.2 MECANISMOS DE RESISTÊNCIA EM PAVIMENTOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Segundo Leng (2002), os geotêxteis e as geogrelha são os dois principais produtos geossintéticos usualmente utilizados para reforço basal de pavimentos. Os geotêxteis podem ser usados para separação, drenagem, infiltração, elementos anti-reflexão de trincas, ou como elementos de reforço basal. As geogrelhas são utilizadas principalmente como reforço. As geogrelhas rígidas com abertura de tamanho configuradas propriamente para um determinado

⁷ AMORIM Jr., W. M. (1992), "Mecanismos de Interação Solo e Geogrelha", *Geossintéticos'92, Brasília, pp.121-139.*

tamanho de material de aterro oferecem um alto módulo de tração e efeitos de confinamento lateral devido ao travamento mecânico das partículas nas aberturas das geogrelhas

Estudos prévios (GIROUD; NOIRAY⁸, 1981; GIROUD, AH-LINE e BONAPARTE⁹, 1984; PERKINS, ISMEIK¹⁰, 1997 apud LENG, 2002, p. 8; USACOE, 2003) sobre reforços com geossintéticos em rodovias tem identificado três mecanismos: confinamento lateral, acréscimo da capacidade de suporte, e efeito membrana. Estes três mecanismos foram originalmente baseados na observação e a análise sob carregamentos monotônicos e foram observados também por outros estudos sob condições de carregamento cíclico (FANNIN, 1986; HAAS; WALLS e CARROL, 1988).

2.4.2.1 Confinamento lateral

O confinamento lateral é induzido ao atrito da interface e ao travamento mecânico entre as partículas do agregado de base e o geossintético. As cargas de passagem repetidas induzem tensões de cisalhamento na parte inferior da camada de base e criam um efeito de espalhamento da camada de base sobre o subleito. Este espalhamento pode ser reduzido se o geossintético é posicionado corretamente na locação de máxima deformação lateral dentro da camada do subleito. A resistência ao cisalhamento na interface entre o agregado de base e o geossintético transfere tensões de cisalhamento da camada de base para o geossintético de reforço. Esta ação pode limitar as deformações de tração e de cisalhamento na camada de base. Devido a que o deslocamento lateral das partículas da camada de base induz deformação vertical (e trilha de roda em estradas não pavimentadas), o confinamento lateral pode limitar efetivamente a deformação plástica.

⁸ GIROUD, J.P.; NOIRAY, L. (1981), "Geotextile-reinforced Unpaved Road Design", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 107, pp. 1233-1254.*

⁹ GIROUD, J.P., AH-LINE, C. e BONAPARTE, R. (1984), "Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids", *Polymer grid reinforcement, Thomas Telford, 1985, Proceedings of a conference held in London. UK 1984, pp. 116-127.*

¹⁰ PERKINS, S. W.; ISMEIK, M. (1997), "A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-Reinforced Base Layers in Flexible Pavements: Part I", *Geosynthetics International, Vol. 4, No.6, pp. 549-604.*

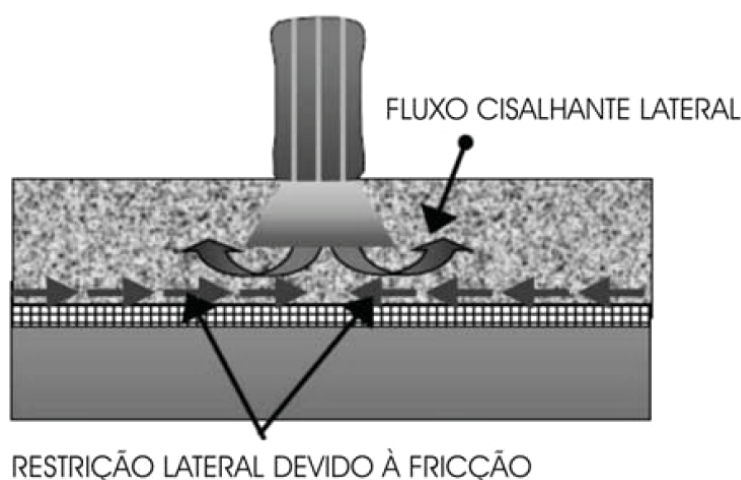


Figura 2.11 - Mecanismo de confinamento lateral devido à inclusão da geogrelha (USACOE, 2003).

Quando as partículas experimentam o travamento mecânico, as geogrelhas oferecem o efeito de confinamento na camada de base e, portanto, aumentam o módulo da camada de base. As geogrelhas podem também reduzir o escorregamento ou deslocamento do agregado, o qual resulta em uma menor deformação vertical da superfície do pavimento. Os geotêxteis proveem pouco benefício, se algum, com relação ao deslocamento lateral devido à relativamente baixa característica de atrito entre o agregado e o geossintético (USACOE, 2003). O mecanismo de confinamento lateral é ilustrado na Figura 2.11.

2.4.2.2 Acréscimo na capacidade de suporte

A função de aumento da capacidade de carga é atribuída ao fato de que o plano de ruptura é “forçado” a se desenvolver através de outro plano com uma configuração diferente, propiciando assim uma resistência total maior. O reforço com geossintético pode diminuir a tensão de cisalhamento transferida ao subleito e propiciar confinamento vertical no subleito fora da área carregada aonde o levantamento acontece, diminuindo assim as deformações de cisalhamento próximo da superfície do subleito e limitar os afundamentos em trilhas de roda e o levantamento do subleito. O modelo de ruptura de suporte do subleito pode cambiar de ruptura por puncionamento sem reforço para ruptura geral com o reforço ideal. Binquet e Lee¹¹ (1975 apud LENG, 2002, p. 9) perceberam inicialmente este fenômeno. A Figura 2.12 mostra o mecanismo de melhoria da capacidade de carga.

¹¹ BINQUET, J. A.; LEE, K. L. (1975), “Bearing Capacity Analysis on Reinforced Earth Slabs”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, pp. 1257-1276.*

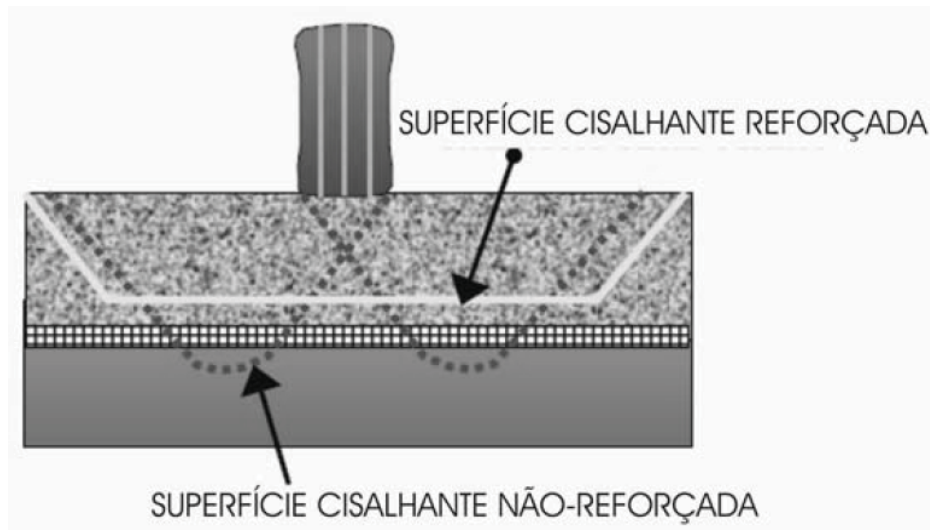


Figura 2.12 - Mecanismo de melhoria da capacidade de carga devido à geogrelha (USACOE, 2003).

2.4.2.3 Efeito membrana

De acordo com Viana (2003) os geossintéticos apresentam uma rigidez desprezível à flexão quando submetido a um carregamento normal ao seu plano; sob um carregamento dessa natureza o geossintético deforma-se assumindo um formato côncavo característico o que chamamos de “efeito membrana”. O efeito membrana é desenvolvido como resultado da deformação vertical a qual cria um formato côncavo na camada de geossintético tracionado. A componente vertical da força da membrana tracionada pode reduzir a tensão vertical atuante sobre o subleito. Certo valor de deslocamento é necessário para mobilizar o efeito membrana. Geralmente, uma deformação maior é requerida para mobilizar a resistência à tração do geossintético devido a sua redução de rigidez. Para considerar que este tipo de resistência é significativo, existe o consenso de que o valor do California Bearing Ratio, *CBR*, do subleito deve ser menor do que 3 (BAKERSDALE, BROWN e CHAN¹², 1989 *apud* LENG, 2002, p. 9). A Figura 2.13 mostra esquematicamente a geração do efeito membrana.

¹² BARKSDALE, R. D., BROWN, S. F., e CHAN, F. (1989), “Potential Benefits of Geosynthetics in Flexible Pavement Systems,” *National Cooperative Highway Research Program Report 315*, Transportation Research Board, Washington, D.C.

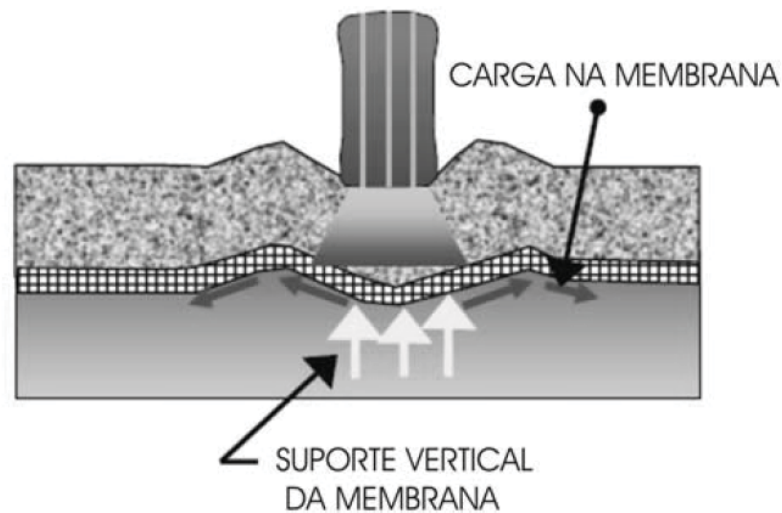


Figura 2.13 - Efeito Membrana (USACOE, 2003).

2.5 SOLO REFORÇADO SOB CARREGAMENTOS CÍCLICOS

O presente item é desenvolvido com o intuito de se ter um melhor entendimento das solicitações suportadas pelo sistema solo – geossintético.

Quando os geossintéticos são utilizados em estruturas como aterros rodoviários, sistemas geovala, ou simplesmente um aterro reforçado em uma zona sísmica, estes são submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos, seja por parte do tráfego como aqueles induzidos pelos movimentos sísmicos, fundações de equipamentos, entre outros. A Figura 2.14 mostra dois casos onde estruturas de solo reforçado são solicitadas por esforços cíclicos.

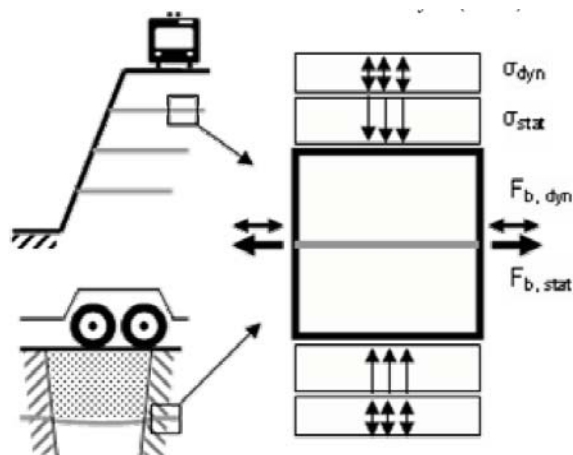


Figura 2.14 - Exemplos de estruturas reforçadas com geossintéticos submetidas a carregamentos cíclicos (MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004).

2.5.1 ENSAIOS DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DO SISTEMA SOLO–GEOSSINTÉTICO

2.5.1.1 *Ensaio triaxial em solo reforçado*

Eiksund, Hoff e Perkins¹³ (2004 apud HOLLEY, 2009, p. 4) realizaram ensaios de módulo de resiliência de grande dimensão em amostras de material granular de base de 300 mm de diâmetro e 600 m de altura, com geossintéticos posicionados na metade do corpo de prova. Quatro materiais foram utilizados durante os ensaios (uma geogrelha de polipropileno, PP, uma película tecida de PP, uma geogrelha tecida de PP revestida com cloreto de poli cloreto de vinila, PVC, e um geocomposto constituído de uma geogrelha de poliéster, PET, e um geotêxtil não tecido de PP). Os resultados de estes ensaios não mostraram uma diferença significativa entre os módulos de resiliência dos corpos de prova reforçados e sem reforço. Eles também concluíram que o reforço tem um efeito menor quando as tensões de confinamento são relativamente altas. O estudo mostrou que o reforço limitou as deformações laterais em uma distância de 0,15 m por cima e debaixo do reforço.

2.5.1.2 *Ensaio de arrancamento cíclico de geossintéticos*

Por muitos anos, o ensaio de arrancamento tem sido utilizado para analisar a interação solo–geossintético. O ensaio de arrancamento é considerado como o mais indicado para a obtenção dos parâmetros de interação solo–geossintético. Este método permite que a amostra de geossintético seja completamente confinada pelo solo, ao contrário do ensaio de cisalhamento direto (DYER, 1985; FANNIN, 1986; HOLLEY, 2009; LENG, 2002; PALMEIRA, 1987; RAJU, 1995; TEIXEIRA, 1999; TEIXEIRA, 2003).

A maioria dos ensaios de arrancamento tem sido realizada empregando carregamentos monotônicos ou estáticos. Estes tipos de ensaios representam uma carga em uma direção única, condição que representa razoavelmente bem o comportamento do geossintético num muro de arrimo submetido a carregamentos monotônicos. O ensaio de arrancamento monotônico de geossintéticos tem sido padronizado, e a norma ASTM D6706 (2001) tem sido desenvolvida para este fim. A Figura 2.15 mostra a disposição de um ensaio de arrancamento cíclico.

¹³ EIKSUND, G.; HOFF, I.; PERKINS, S. (2004), "Cyclic triaxial tests on reinforced base course material." *Proceedings of EUROGEO 3, Geosynthetic Conference, Munich, Germany, March 2004*

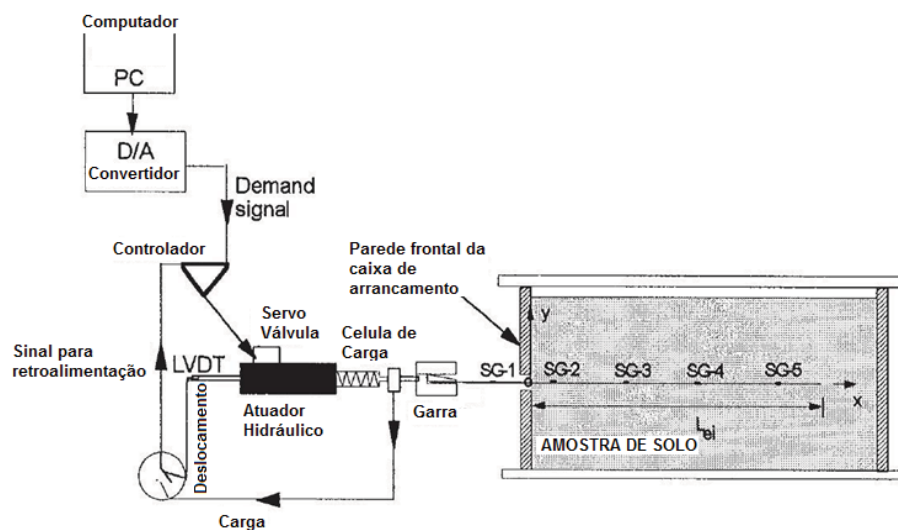


Figura 2.15 - Esquema do equipamento de arrancamento cíclico (adaptado de RAJU; FANNIN, 1998).

Dentro da pesquisa bibliográfica revisada pode se afirmar que os ensaios de arrancamento cíclicos tem sido focados principalmente em duas grandes áreas: comportamento sísmico solo-geossintético e comportamento de pavimentos reforçados com geossintéticos.

Para avaliar o comportamento cíclico de um sistema solo-geossintético usualmente é realizado antes de cada grupo de ensaios cíclicos um ensaio de arrancamento monotônico. Esse ensaio visa obter a resistência ao cisalhamento da interface do sistema seja esta a força de arrancamento da inclusão, F_{mon} , com unidades de kN/m ou a tensão de cisalhamento de arrancamento da inclusão, τ_{mon} , com unidades de kPa.

O ensaio de arrancamento cíclico tem sido utilizado na área de comportamento sísmico para analisar o comportamento da resistência dos sistemas solo-geossintético em condições de ciclagem e em relação a sua influência na resistência posterior do sistema (DUCKWORD, 2000; MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004; MORACI; CARDILE, 2009; RAJU; FANNIN, 1998; RAJU, 1995) e na área de pavimentos reforçados com geossintético para estudar o comportamento resiliente da interface solo- geossintético (CUELHO; PERKINS, 2005; HOLLEY, 2009; PERKINS *et al.*, 2004).

No caso de pesquisas relacionadas ao comportamento sísmico de sistemas de solo reforçado, uma grande variedade de funções de carregamento pode ser feita para se avaliar a resposta dos sistemas. Essas funções consistem basicamente em levar o sistema até uma solicitação específica através de um carregamento monotônico unidirecional de velocidade consistente com a velocidade de um ensaio de arrancamento monotônico padrão, para depois aplicar uma

ciclagem de amplitude constante ou variável. Uma ciclagem convencional possui características típicas como: os limites máximo e mínimo da ciclagem em termos percentuais de F_{mon} , ou as funções limite máximo e mínimo no caso de se ter ciclagem de amplitude variável, a frequência, e o número de ciclos.

Dentro do grupo dos ensaios de comportamento sísmico podem se identificar dois tipos; um deles onde o sistema é submetido a ciclagem até atingir a ruína do sistema, e nessa condição é identificado o número de ciclos que levou o sistema a esse estado (DUCKWORD, 2000; MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004; RAJU; FANNIN, 1998); e o outro em que posterior à aplicação uma ciclagem de número de ciclos pré-especificado é feito um novo carregamento até o arrancamento do geossintético para comparar a resistência após a aplicação da ciclagem em relação à resistência monotônica do sistema (MORACI; CARDILE, 2009; NERNHEIM; MEYER, 2006). Devido à falta de uniformidade dos termos encontrados na literatura para nomear a esta resistência posterior à aplicação da ciclagem, escolheu-se nomeá-la como Resistência Pós-ciclagem, seja ela a força de arrancamento pós-ciclagem, F_{cic} , com unidades de kN/m ou a tensão de cisalhamento de arrancamento pós-ciclagem, τ_{cic} , com unidades de kPa. Na Figura 2.16 mostra-se um carregamento típico de um ensaio de arrancamento cíclico para avaliar comportamento da resistência pós-ciclagem.

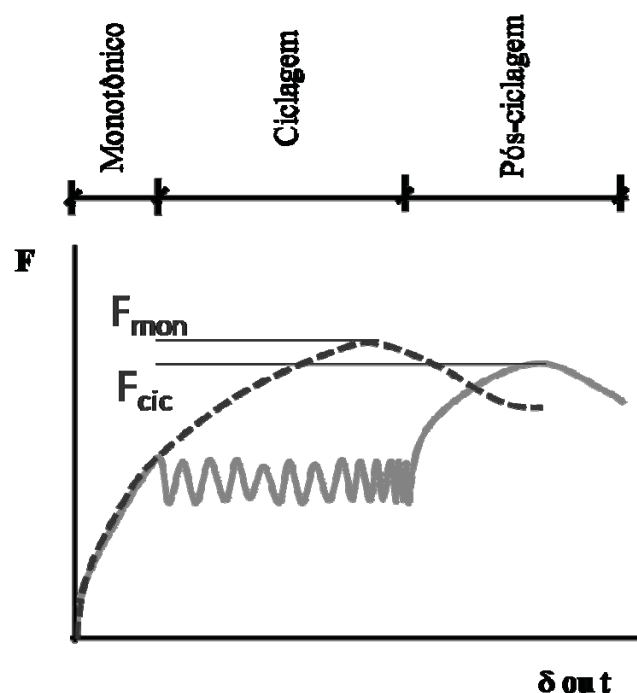


Figura 2.16 - Ensaio de carregamento cíclico “multiestagio” (MORACI; CARDILE, 2009).

As pesquisas realizadas no campo de pavimentos reforçados com geossintéticos que utilizaram o ensaio de arrancamento cíclico de geossintéticos foram fundamentalmente consequências da implementação de uma nova metodologia para o projeto mecanístico-empírico de pavimentos reforçados com geossintéticos desenvolvido pela FHWA no reporte DTFH61-01-X-00068 (PERKINS *et al.*, 2004).

As pesquisas realizadas nesta área foram principalmente feitas pelos trabalhos de Perkins *et al.* (2004), Cuelho e Perkins (2005) e Holley (2009) e tiveram como objetivo analisar a interação solo – geossintético desde o ponto de vista do comportamento resiliente do sistema, visando fornecer o valor de módulo de cisalhamento da interface entre a base do pavimento e o geossintético de reforço basal, G_I . O valor de G_I é obtido avaliando a equação calibrada de módulo de cisalhamento resiliente de interface solo-geossintético, G_i , obtido do ensaio de arrancamento cíclico de geossintéticos.

Para a obtenção do G_i foi estabelecida uma metodologia (PERKINS *et al.*, 2004) onde o sistema solo–geossintético é submetido, em ensaios de arrancamento cíclico, ao carregamento cíclico recomendado pela NCHRP (2004) e mostrado no item 2.3.4.1. O parâmetro G_i é calculado como se mostra nas equações a seguir

$$G_i = \frac{\tau_{m\acute{a}x} - \tau_{m\acute{i}n}}{\Delta_{m\acute{a}x\ a} - \Delta_{m\acute{i}n\ a}} \quad (2.12)$$

$$\tau = \frac{F}{2w(l - \Delta_b)} \quad (2.13)$$

$$\Delta_{m\acute{a}x\ a} = \frac{\Delta_{m\acute{a}x\ b} + \Delta_{m\acute{a}x\ f}}{2} \quad (2.14)$$

$$\Delta_{m\acute{i}n\ a} = \frac{\Delta_{m\acute{i}n\ b} + \Delta_{m\acute{i}n\ f}}{2} \quad (2.15)$$

Onde, $\tau_{m\acute{a}x}$, é a tensão de cisalhamento máxima de um ciclo; $\tau_{m\acute{i}n}$, é a tensão de cisalhamento mínima de um ciclo; F , a força de arrancamento; l , comprimento da inclusão; w , largura da inclusão; Δ_b , o deslocamento total da inclusão; $\Delta_{m\acute{a}x\ a}$, o deslocamento máximo médio da inclusão num ciclo; $\Delta_{m\acute{i}n\ a}$, o deslocamento mínimo médio da inclusão num ciclo; $\Delta_{m\acute{a}x\ b}$, o deslocamento máximo da região posterior da inclusão num ciclo; $\Delta_{m\acute{a}x\ f}$, o deslocamento

máximo da região frontal da inclusão num ciclo; $\Delta_{\min b}$, o deslocamento mínimo da região posterior da inclusão num ciclo; e $\Delta_{\min f}$, o deslocamento mínimo da região frontal da inclusão num ciclo.

A Figura 2.17 mostra a resposta do sistema solo–geossintético quando submetido ao carregamento padrão.

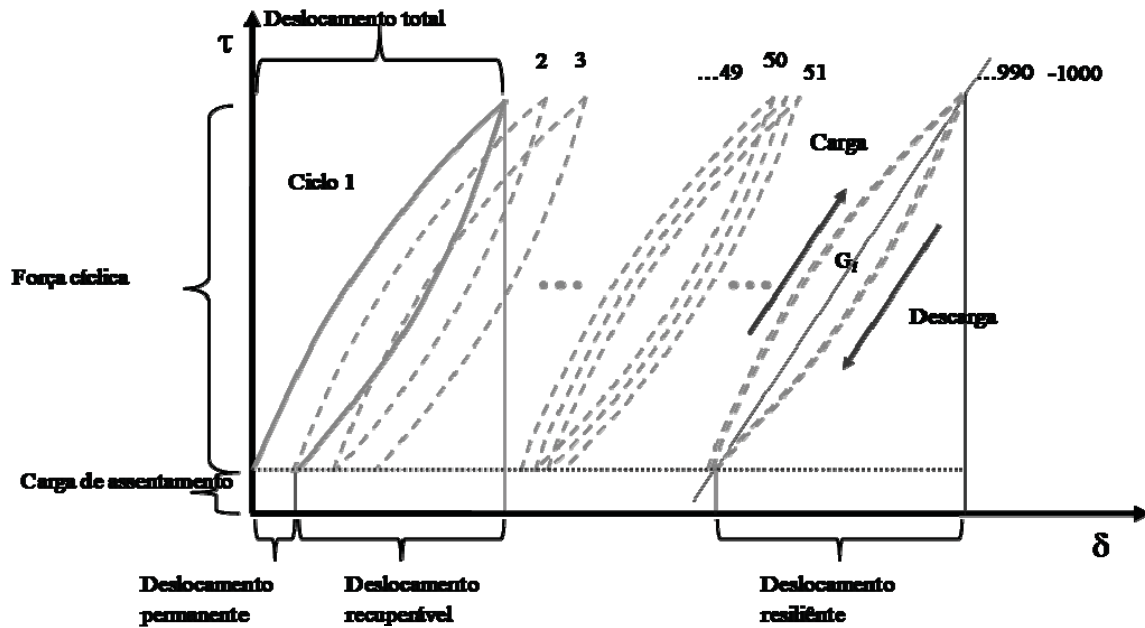


Figura 2.17 - Ilustração da resposta do sistema solo–geossintético em um ensaio de arrancamento cíclico (modificado de CUELHO; PERKINS, 2005).

A ciclagem é repetida para 25 pares de tensão de cisalhamento e de confinamento, e uma sequência de condicionamento; um modelo análogo ao recomendado pela AASHTO para módulo de resiliência de material granular é calibrado estatisticamente para os valores obtidos e são determinados os valores das constantes de ajuste k_1 , k_2 e k_3 .

$$G_i = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_i}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_i}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.16)$$

Onde, k_1 , k_2 e k_3 são constantes de calibração do modelo; P_a , é pressão atmosférica dividida por um metro lineal ($101,3\text{kN/m}^3$); p_a , é a pressão atmosférica; σ_i , é tensão de confinamento na interface; e τ_i , a tensão de cisalhamento na interface

A seguir apresenta-se na Tabela 2.1 uma relação dos equipamentos de arrancamento cíclico de geossintéticos no mundo, segundo a pesquisa realizada no presente trabalho:

Tabela 2.1. Equipamentos de arrancamento cíclico de geossintéticos no mundo

Centro de Pesquisa / Universidade	Dimensões do equipamento	Tipo de ensaio
Universidade de British Columbia DUCKWORD, 2000; RAJU, 1995	1300 x 640 x 600 Paredes, frontal e posterior de alumínio; paredes laterais revestidas de lamina de vidro; medidor de pressão na parede frontal; sistema de garra exterior à caixa	Taxa constante de deslocamento; ensaios cíclicos em diferentes amplitudes e frequências (0,1 a 0,01Hz)
Universidade Kyushu OCHIAI <i>et al.</i> , 1996	600 x 400 x 400 Paredes interiores lubrificadas por membranas de borracha engraxadas 600 x 200 x 300 Paredes lubrificadas	Taxa constante de deslocamento; ensaio cíclico. Carregamentos monotônicos e cargas de tração repetitivas (0,1 a 0,5 Hz)
Universidade Técnica de Clausthal MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004; NERNHEIM; MEYER, 2006	1500 x 600 x 600 Mangas metálicas nas paredes frontais; sistema de garras interior à caixa	Taxa constante de deslocamento; ensaios cíclicos de fadiga (até 4Hz)
Universidade Mediterrânea de Reggio Calabria MORACI; CARDILE, 2009; MORACI; RECALCATI, 2006	1700 x 600 x 680 Mangas na parede frontal, sistema de garra interior à caixa, paredes interiores lubrificadas através de películas de teflon.	Taxa constante de deslocamento; ensaios cíclicos multiestágio (0,1 e 0,05 Hz)
Universidade de Montana State CUELHO; PERKINS, 2005; HOLLEY, 2009	650 x 900 x 300 (900 x 1250 x 1100) Mangas metálicas na parede frontal. Caixa de madeira reforçada, blocos espaçadores de estirofoam e blocos de construção para reduzir o volume de solo.	Taxa constante de deslocamento; ensaios cíclicos de modulo de resiliência da interface

2.5.1.3 Ensaio de placa cíclico em solo reforçado

Diversos autores vêm utilizando o ensaio de placa cíclico em solo reforçado para avaliar a resposta tanto de fundações como para simular as cargas sofridas pelo pavimento durante sua vida útil (ANTUNES, 2008; DAS; SHIN, 1994; LENG, 2002).

No caso das aplicações em pavimentos, demonstrou-se uma clara melhoria do comportamento da estrutura reforçada em relação ao comportamento de uma estrutura não reforçada, fato que é mostrado com o maior número de ciclos necessários para atingir uma condição de deformação pré-estabelecida. Outro sinal de melhoria é a redistribuição das tensões refletida por uma maior amplitude da bacia de recalques na superfície do pavimento (ANTUNES, 2008; LENG, 2002).

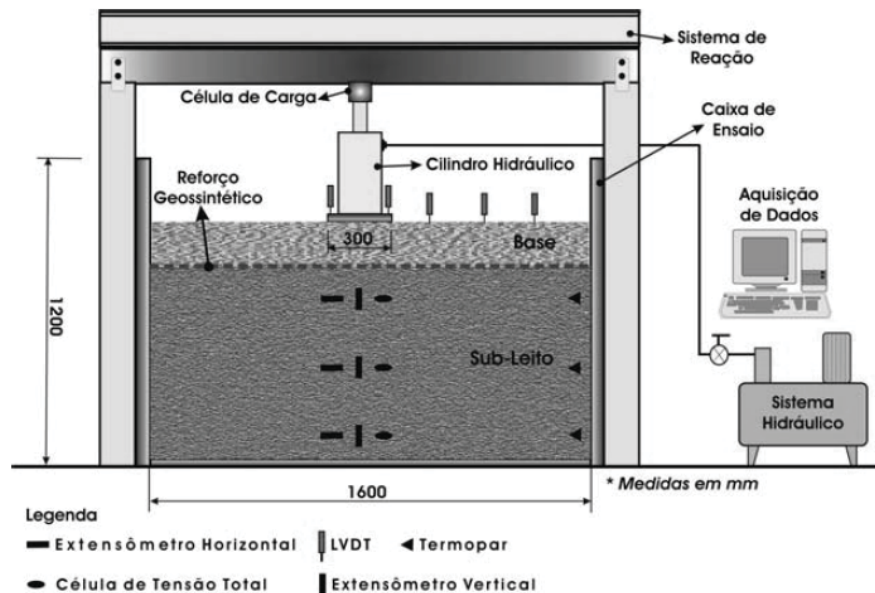


Figura 2.18. Esquema do equipamento para ensaio de placa cíclico em laboratório (ANTUNES, 2008).

2.5.1.4 Modelos físicos de solo reforçado

Numerosas pesquisas tem sido feitas em modelos físicos de solos reforçados (NOVA-ROESSIG; SITAR, 1996; NOVA-ROESSIG; SITAR, 1999; ZORNBERG; SITAR e MITCHELL, 1995) principalmente com o intuito de identificar superfícies de ruptura típicas neste tipo de sistemas. Estes estudos utilizaram métodos de ensaios para simular as condições de carregamentos cíclicos produto da ação de sismos através de técnicas tais como ensaios *Tilt Up*, modelos em mesas vibratórias 1-g, modelos em centrifugas dinâmicas e modelos de escala real.

Neste tipo de ensaios podem ser avaliados os comportamentos dos sistemas de solo reforçado com condições próximas da realidade, refletindo condições de construção, introduzindo funções de carga sinusoidais ou registros sísmicos.

No caso de trabalhar com cargas sinusoidais, Nova-Roessig e Sitar (1996) afirmam que a frequência predominante típica dos terremotos é de aproximadamente 3 Hz. Como consequência disto, estruturas esbeltas de período natural próximo a este valor deveriam apresentar grandes níveis de amplificação sísmica por se encontrar perto da condição de ressonância.

Os efeitos de amplificação sísmica são importantes devido a que estes determinam o nível de forças impostas nas interfaces solo-geossintético no caso de um solo reforçado.

Os estudos em modelos físicos identificam de maneira adequada a geometria dos planos de ruptura produzidos durante carregamentos cíclicos sempre que as condições de borda dos modelos sejam consistentes com condições de campo (NOVA-ROESSIG; SITAR, 1996; NOVA-ROESSIG; SITAR, 1999; ZORNBERG; SITAR e MITCHELL, 1995). A Figura 2.19 mostra um modelo físico depois de ter sido ensaiado.

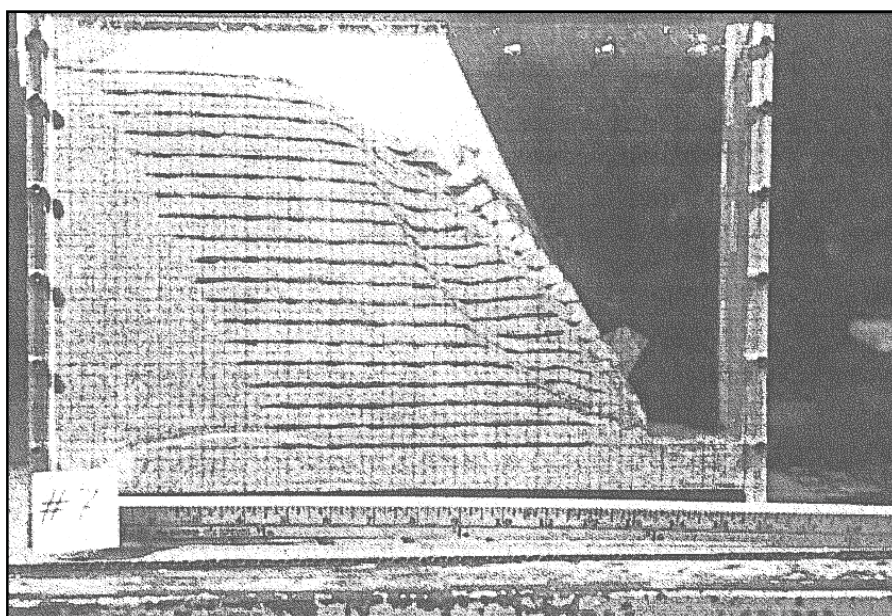


Figura 2.19. Modelo físico em centrífuga depois do ensaio (ZORNBERG; SITAR e MITCHELL, 1995)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve as propriedades dos materiais utilizados para a realização dos ensaios de arrancamento cíclico de geogrelhas. São descritos também os procedimentos realizados para os ensaios desta pesquisa, bem como a adaptação feita no equipamento de arrancamento de geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP).

3.1 MATERIAIS

Para esta pesquisa foi utilizado um material granular identificado como Areia mal graduada segundo a classificação SUCS. Este material foi adquirido da mineração JUNDU Ltda. e é identificado como Areia para a Construção Civil. A Figura 3.1 mostra o detalhe do material granular utilizado durante os ensaios realizados nesta pesquisa.

Previamente aos ensaios, o material granular foi secado ao ar livre até atingir um teor de umidade inferior a 1%. Consideramos que nesta condição o material encontra-se seco e com uma coesão aparente desprezível possibilitando assim a desconsideração deste último parâmetro nas análises. Posteriormente à secagem do material granular, este foi armazenado em duas bolsas de poliéster de grande capacidade para evitar o umedecimento do mesmo.



Figura 3.1. Detalhe do material granular utilizado nos ensaios

O geossintético utilizado foi uma geogrelha uniaxial Miragrid 24xT, composta de fios de poliéster de alta tenacidade e alto peso molecular tecidos e revestidos com PVC. A geogrelha tem uma abertura típica na direção longitudinal de 35,6 mm e na transversal de 12,7 mm. A

geogrelha foi ensaiada no Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP, e foi obtido que a resistência à tração de faixa larga média foi de 403 kN/m com um módulo de deformabilidade secante de 35,27 GPA e módulo de rigidez secante a 2% de deformação de 3721 kN/m e a 5% de 2332 kN/m. A geogrelha utilizada nos ensaios é mostrada na Figura 3.2.

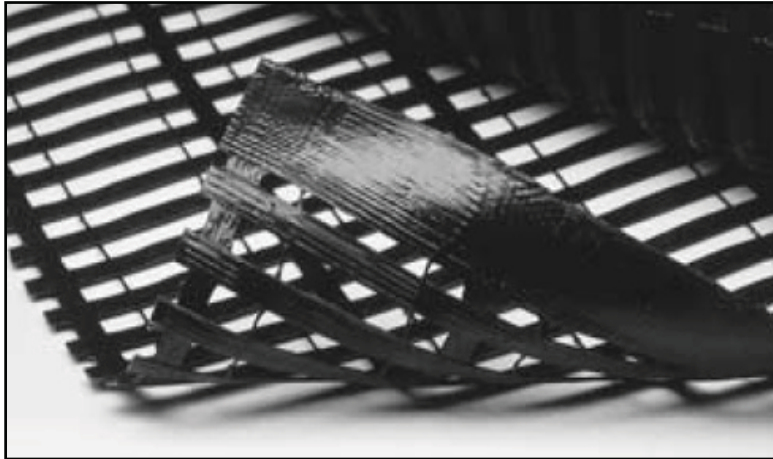


Figura 3.2. Geogrelha Miragrid 24xT utilizada nos ensaios.

3.2 EQUIPAMENTO DE ARRANCAMENTO CÍCLICO

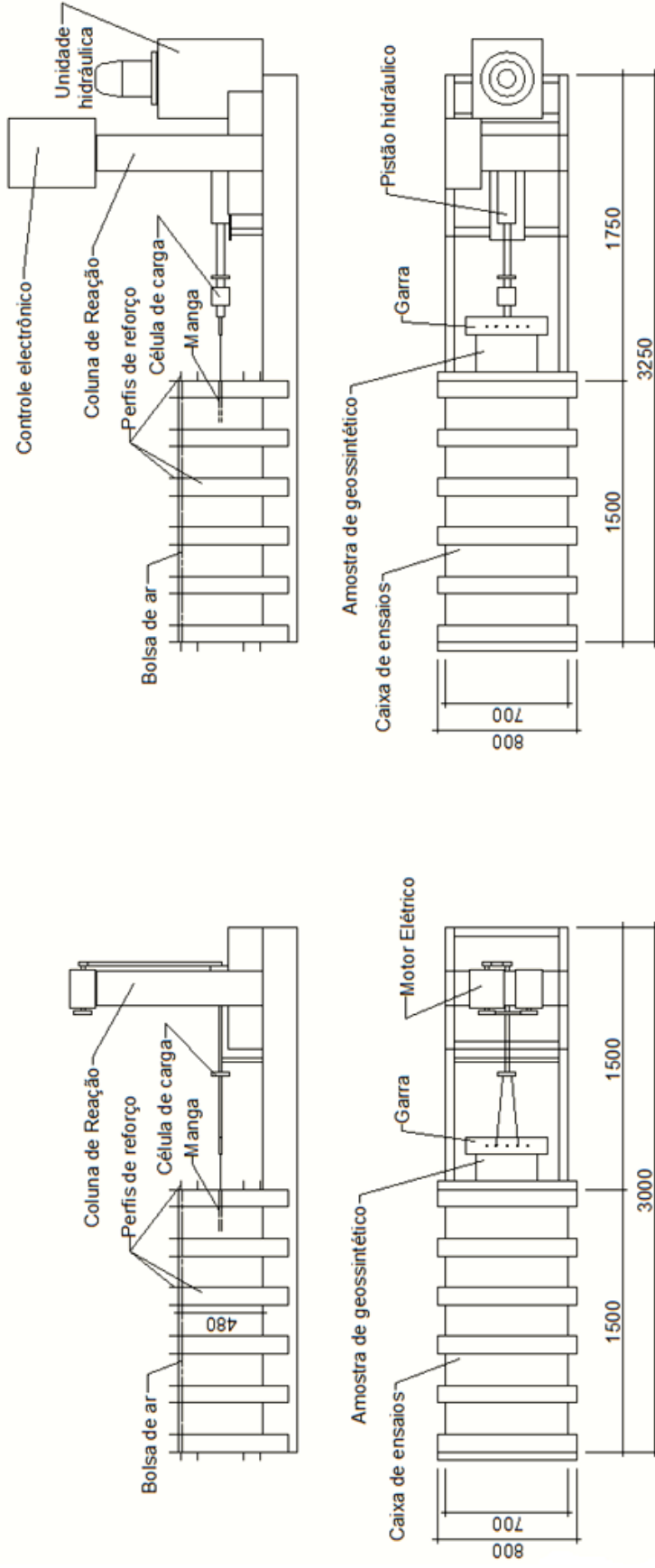
Teixeira (1999) desenvolveu um equipamento de grandes dimensões que realiza ensaios de arrancamento de geossintéticos na Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, Brasil, EESC-USP. Em linhas gerais, o equipamento é constituído por uma estrutura metálica desmontável composta de uma caixa de ensaios de seção transversal retangular de 480 x 700 x 1500 mm, um sistema de aplicação de força de arrancamento mecânico controlado eletronicamente, e sistema de aplicação de sobrecarga através de uma bolsa de ar.

O equipamento de grandes dimensões da EESC-USP foi modificado com a intenção de realizar ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos; para este fim o sistema de aplicação de carga mecânico-elétrico foi substituído por um sistema de aplicação de carga hidráulica controlado eletronicamente com 50 kN de capacidade máxima. O sistema de aplicação de carga é controlado por deslocamento devido à implementação de uma válvula de vazão constante. O controle da velocidade de deslocamento foi realizado através de instalação de um inversor de frequência para controlar a velocidade de giro do motor e conseqüentemente a vazão que passava pela válvula antes mencionada. A Figura 3.3 mostra o equipamento de arrancamento cíclico da EESC-USP. A Figura 3.4(a) e Figura 3.4(b) mostram

o equipamento de arrancamento desenvolvido por Teixeira (1999) e o equipamento já modificado nesta pesquisa.



Figura 3.3. Equipamento modificado.



(a)

(b)

Figura 3.4. (a) Equipamento de grande porte de arrancamento de geossintéticos da EESC-USP (TEIXEIRA, 1999) e (b) modificação feita nesta pesquisa. Todas as medidas foram feitas em milímetros.

Foi instalado um redutor de volume na caixa de ensaios já que o comprimento da amostra seria reduzido também. O redutor de volume consistiu em instalar uma tabua de madeira na região média do comprimento da caixa de ensaios de tal forma a deixar um comprimento efetivo de ensaios de 900 mm. A região posterior à tabua foi preenchida com areia na compacidade que ia ser usada nos ensaios; isto foi feito para eliminar diferenças de rigidez entre o possível material de enchimento e solo do sistema solo-geogrelha. Na parte frontal da tabua foram instalados escoramentos de madeira a fim de evitar o deslocamento da tabua quando a areia de ensaio fosse removida.

Esta diminuição do comprimento da inclusão foi considerada devido ao fato de que as deformações da interface se desenvolvem de maneira progressiva dependendo do ponto analisado começando pelos elementos da frente e, finalmente, pelos elementos posteriores (OCHIAI *et al.*, 1996), como mostrado na Figura 3.5. A diminuição do comprimento da inclusão em relação ao comprimento padrão foi feito como o intuito de focar a medição das deformações na região mais próxima ao ponto de aplicação da força. Finalmente, o redutor de volume implementado determina um novo comprimento da caixa de ensaios de 900 mm.

A Figura 3.6 mostra a redução de volume feita na caixa de arrancamento.

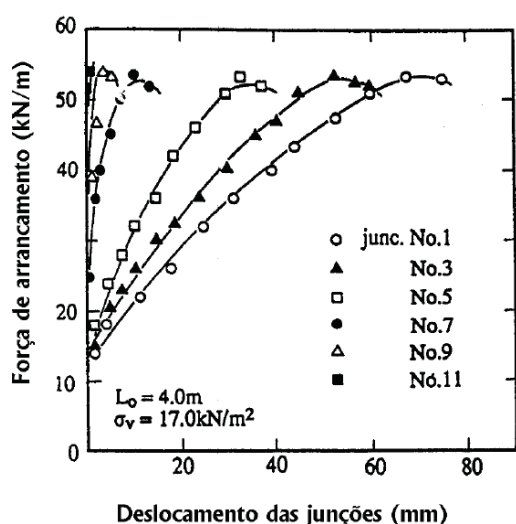


Figura 3.5. Relação entre força de arrancamento e deslocamento de varias junções entre elementos transversais e longitudinais (OCHIAI *et al.*, 1996).



Figura 3.6. Redutor de volume implementado na caixa de ensaios e a disposição das mangueiras plásticas.

3.2.1 CONTROLE ELETRÔNICO DE FUNÇÕES DO ATUADOR

O controle eletrônico do equipamento é realizado através de um Controlador Lógico Programável, CLP, implementado com funções básicas para controlar as características do carregamento através do sistema de Interface Homem-Máquina, IHM, mostradas a seguir:

- Controle das cargas limite da ciclagem, máximo e mínimo (em kg). A força pode ser especificada com uma precisão de 1 kg em um intervalo entre 1 kg e 5000 kg;
- Controle da velocidade de avanço do pistão (em mm/s). A velocidade pode ser ajustada a valores desde 1 mm/s até 53 mm/s com uma precisão de 1 mm/s;
- Controle do tempo do pulso (em s). O tempo do pulso pode ser ajustado com uma precisão de 0,1 s;
- Controle do tempo do período de relaxação ou descanso (em cs). O tempo do período de relaxação pode ser ajustado com uma precisão de 1 cs ou 0,01 s;
- Controle do número de ciclos. Em número inteiros. O número de ciclos pode ser especificado com uma precisão de 1 número inteiro;
- Controle das características da ciclagem. A ciclagem pode ser contínua (não ter períodos de relaxação) ou ter períodos de relaxação na posição de carga máxima, carga mínima ou nas duas posições;
- Controle de ajuste automático do tempo. Esta função ajusta automaticamente o tempo de período de pulso através do aumento da velocidade de deslocamento do pistão. O programa interno do CLP compara durante cada ciclo a duração temporal do pulso e ajusta automaticamente a velocidade de deslocamento do pistão para poder satisfazer o tempo especificado. Este controle foi implementado para tentar substituir o controle de deslocamentos da parte mecânica do sistema para um pseudo controle de tempo. Caso este comando não fosse ativado, a o ensaio seria controlado por deslocamentos.

A combinação destes controles básicos pode gerar uma ampla gama de funções para ensaios que fazem com que este equipamento seja altamente versátil.

Adicionalmente, as memórias locais do CLP podem ser modificadas com o emprego de uma interface CLP-PC. Dispõe-se atualmente de um software de interface chamado FPDDE que

faz a ligação com o software comercial Microsoft EXCEL e, por tanto, possibilita a programação através do VBA.

3.3 INSTRUMENTAÇÃO

A medição de deslocamentos na interface foi realizada através de um sistema de *telltales* (BENJAMIN; BUENO e ZORNBERG, 2007). O sistema *telltale* consiste na instalação de fios inextensíveis posicionados em locais específicos, preferentemente em junções das inclusões estudadas, para se avaliar as deformações internas da interface. O fio foi fixado à junção usando-se um adesivo epóxi (ARALDITE). Entende-se por fio inextensível, ao tecido metálico fibrilar revestido de nylon suficientemente rígido axialmente para não apresentar deformações consideráveis sob a ação gravitacional da massa de um contrapeso utilizado no ensaio e as forças envolvidas no ensaio. Para reduzir o atrito do fio inextensível com o meio, optou-se por passar os fios através de mangueiras plásticas suficientemente rígidas para não serem amassadas com as tensões normais impostas durante os ensaios. Os deslocamentos foram avaliados empregando-se sensores de deformação lineares LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) de 100 mm de curso máximo, com precisão de medida de 0,005 mm. A medida das deformações foi então realizada através dos LVDT que eram acionados pelo movimento dos contrapesos dos *telltales*. A Figura 3.7 mostra a disposição dos sistemas de medição de deslocamento para um dos ensaios realizados.

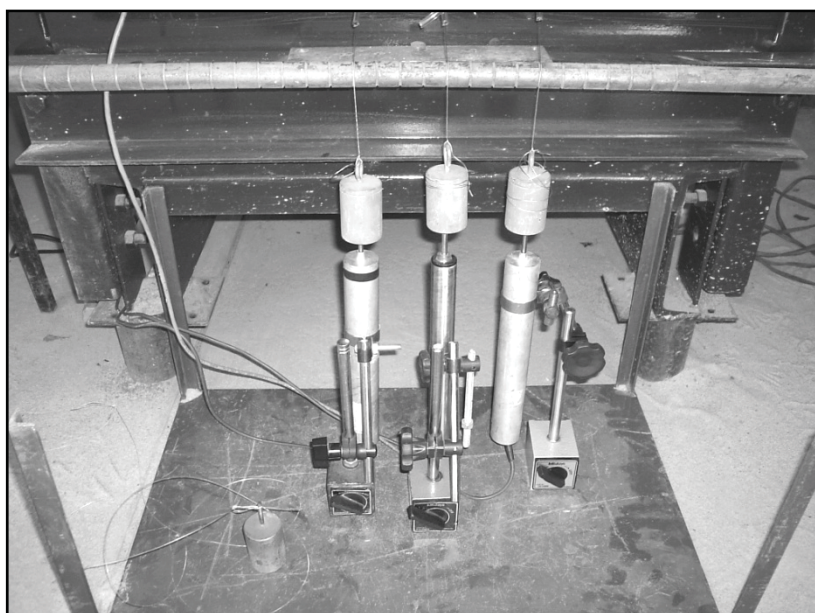


Figura 3.7. Exemplo de uma disposição de LVDT's para um ensaio cíclico.

3.4 AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição de dados foi feita através de um sistema de aquisição SYSTEM 5000 Modelo 5100A Scanner, fabricado pela VISHAY MEASUREMENT GROUP, INC, que permite acompanhar simultaneamente a variação de até 20 grandezas durante os testes, com frequências de aquisição de até 100 Hz. A Figura 3.8 mostra o sistema de aquisição utilizado nos ensaios.

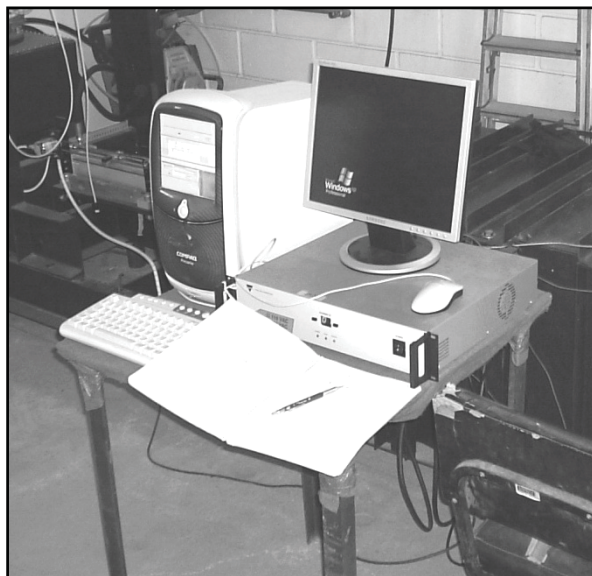


Figura 3.8. Sistema de aquisição de dados.

3.5 MONTAGEM PRÉVIA DOS ENSAIOS

Este item mostra a preparação prévia de cada ensaio. Supõe-se que em cada ensaio deve ser analisado um sistema com as mesmas características como compactidade do material granular, disposição da geogrelha e aplicação de sobrecarga ou tensão de confinamento, entre outras. Este processo deve garantir a repetitividade dos resultados dos ensaios.

A montagem dos ensaios foi feita utilizando-se um dispositivo de pluviação de areia ou chuva de areia descrito a seguir.

3.5.1 PLUVIAÇÃO DE AREIA OU CHUVA DE AREIA

Para obter uma distribuição uniforme do material granular na caixa de ensaio foi utilizado um sistema de pluviação de areia, mais conhecido como “chuva de areia”. Este sistema permite controlar a compactidade do material granular segundo a posição relativa do dispositivo em questão. O dispositivo de chuva de areia utilizado na presente pesquisa tem a particularidade

de possuir uma caixa de armazenamento de areia de altura fixa e uma peneira de altura variável na zona inferior da caixa de armazenamento. A possibilidade de modificar a altura da peneira confere ao dispositivo a capacidade de controlar a compactação, e de maneira particular obter maiores compacidades que as obtidas usando um dispositivo simples. A Figura 3.9 mostra o aparelho de pluviação ou chuva de areia.

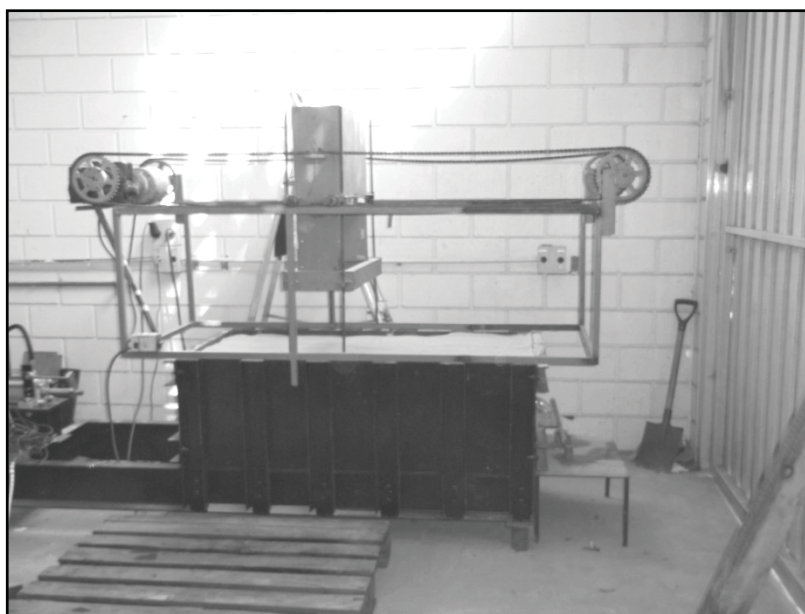


Figura 3.9. Aparelho de pluviação ou chuva de areia.

3.5.1.1 Calibração do aparelho de pluviação ou chuva de areia

Para calibrar o dispositivo de ‘chuva de areia’ foram realizados vários processos de enchimento da caixa de ensaio com alturas variáveis e medição da compactação obtida em moldes rígidos de acrílico de aproximadamente 95 mm de diâmetro e 50 mm de altura interna.

Previamente ao processo de calibração do aparelho de chuva de areia foram obtidos os valores de índice de vazios máximo e mínimo através de ensaios padrão de laboratório. Durante o processo de calibração do aparelho observou-se que era possível se obter compacidades relativas superiores às obtidas nos ensaios de laboratório, razão pela qual se optou por fazer dois processos de calibração: um deles com peneira na zona inferior e o outro sem peneira.

O processo de calibração sem peneira foi feito com o intuito de demonstrar que um processo de disposição em um aparelho normal conduz a compacidades máximas da ordem de 70% das compacidades obtidas em laboratório. Como a caixa de armazenamento de areia na parte superior do aparelho é de altura fixa, o processo de calibração consistiu em medir-se as

compacidades para diferentes alturas do fundo em relação à caixa de armazenamento fixa. A curva de calibração obtida com base neste processo é mostrada na Figura 3.10.

O processo de calibração com a peneira consistiu em realizar a disposição da areia repetidas vezes modificando-se a altura relativa da peneira em relação ao fundo. Este processo foi feito considerando-se que reflete a disposição da compactidade durante um procedimento de ensaio. A curva de calibração obtida na calibração com Peneira é mostrada na Figura 3.11. A Figura 3.12 mostra um comparativo entre as duas curvas.

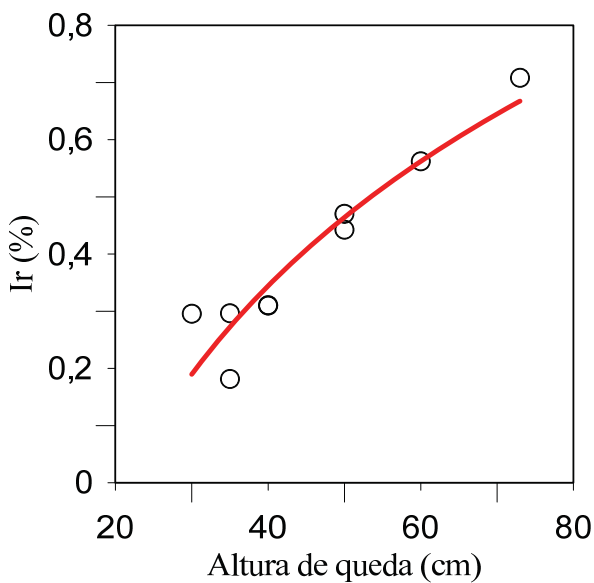


Figura 3.10. Curva de calibração da chuva de areia sem peneira, em relação às compacidades de laboratório.

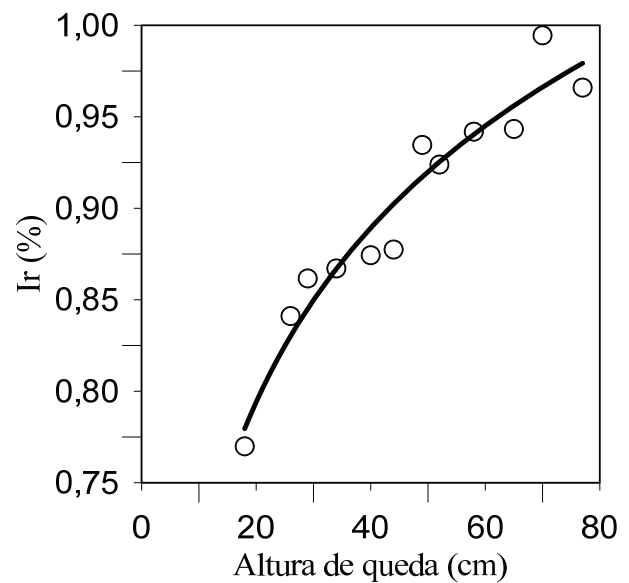


Figura 3.11. Curva de calibração da chuva de areia com peneira.

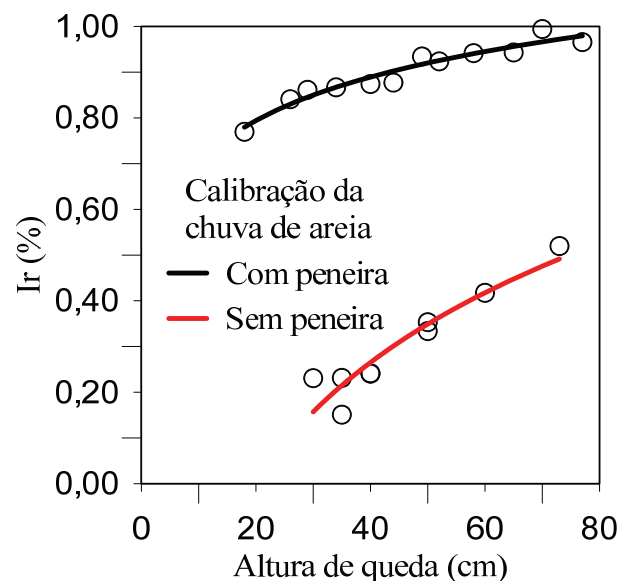


Figura 3.12. Curvas de calibração da chuva de areia.

A curva de calibração com peneira da Figura 3.11 serviu finalmente para realizar a disposição durante os ensaios.

O procedimento de montagem é descrito a seguir:

- A disposição do material granular dentro de caixa de ensaio foi feito através do dispositivo de chuva de areia contendo uma altura relativa variável entre a peneira e o nível de fundo de entre 300 e 400 mm. A Altura relativa da peneira em relação ao nível de fundo foi obtida levantando-se o nível desta em 100 mm cada vez que o material depositado conformava uma camada desta mesma espessura. Com este procedimento e avaliando-se a curva de calibração da chuva de areia, a compacidade relativa do material granular variou entre 85 e 89%; motivo pelo qual considerou-se uma compacidade média reconstituída de 87%;
- Uma vez que o material granular atingia uma altura apenas superior aos 240 mm em relação ao fundo da caixa, onde se localiza a manga de diminuição de efeitos de proximidade da parede frontal rígida, o processo era detido para instalar a geogrelha e a instrumentação respectiva após uma nivelção e uma ligeira escarificação no nível correspondente a inclusão;
- A seguir, o processo de disposição do material granular continuava segundo as especificações do primeiro passo até se atingir uma altura de 480 mm em relação ao fundo da caixa de ensaios;
- Depois de uma nivelção da superfície, a bolsa de ar era posicionada em cima da camada de areia e a tampa colocada na posição superior da caixa de ensaios. A tampa era fixada com parafusos;
- Os LVDT foram colocados na região posterior da caixa de ensaios e adequadamente posicionados para realizar as medições de deslocamento dos *telltals*;
- A mangueira de ar era conectada à bolsa de ar e a pressão levada até a condição do ensaio que iria ser realizado;
- O sistema de aquisição era posicionado, ligando-se os LVDT e a célula de carga;

- O IHM era programado com as funções específicas de cada ensaio a ser realizado. Opcionalmente, podia-se instalar um computador auxiliar para se obter os dados diretos do CLP e avaliar-se *online* o desenvolvimento do ensaio;
- O sistema de aquisição de dados e o sistema do equipamento eram acionados dando assim início ao ensaio.

3.6 CONFIGURAÇÕES DOS ENSAIOS

Na literatura científica revisada encontrou-se que existem diversas configurações de ensaios para avaliar o comportamento cíclico do solo reforçado, como diversos comprimentos e larguras de inclusões (CUELHO; PERKINS, 2005; DUCKWORD, 2000; HOLLEY, 2009; MEYER; NERNHEIM e KÖHLER, 2004; MORACI; CARDILE, 2009; RAJU, 1995).

Com o intuito de avaliar a influência do comprimento da inclusão no comportamento cíclicos, foram realizados ensaios de arrancamento monotônicos e cíclicos em sistemas constituídos de material granular descrito no item 3.1 com uma compactidade relativa média de 87% e um peso específico de 16,91 kN/m³. Foram realizados ensaios de arrancamento monotônicos e cíclicos em dois tipos de sistemas; um deles chamado de ensaio de inclusão longa, L, onde o comprimento da geogrelha inserida no solo era de 510 mm, e o outro identificado como ensaio de inclusão curta, C, onde o comprimento inserido da geogrelha era de 240 mm. Os sistemas L e C são mostrados em Figura 3.13 e Figura 3.14, e são apresentadas também as localizações dos pontos de medição de deslocamento empregando *telltapes*.

Depois de realizar os primeiros ensaios, percebeu-se que a garra permitia escorregamento da região central da geogrelha. Por causa do anterior, foi decidido concentrar os pontos de medição de deslocamento nas regiões laterais da geogrelha como mostrado na Figura 3.15.

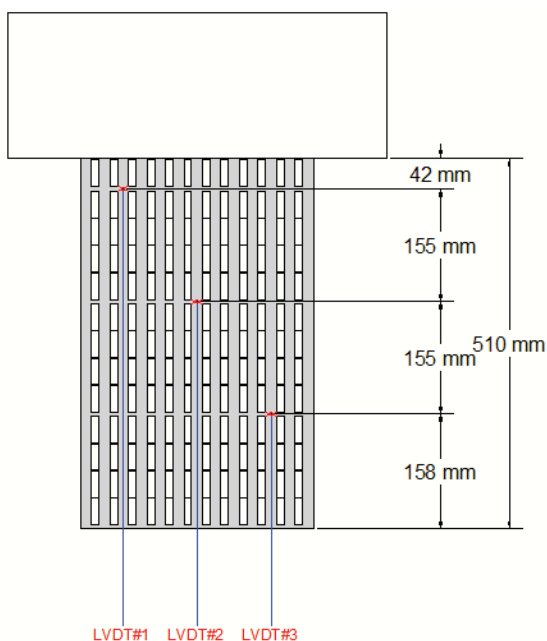


Figura 3.13. Disposição dos pontos de medição de deslocamento no sistema L.

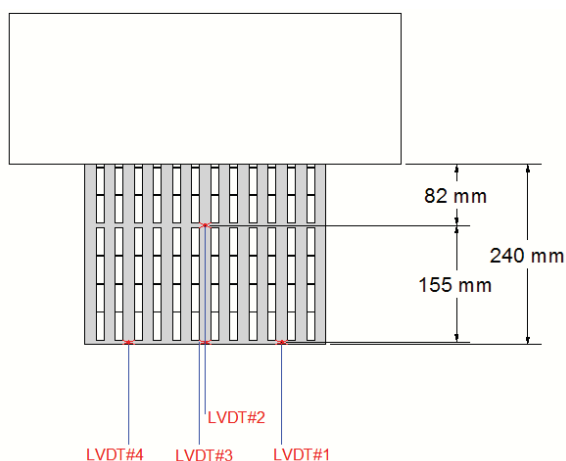


Figura 3.14. Disposição primeira dos pontos de medição de deslocamento no sistema C.

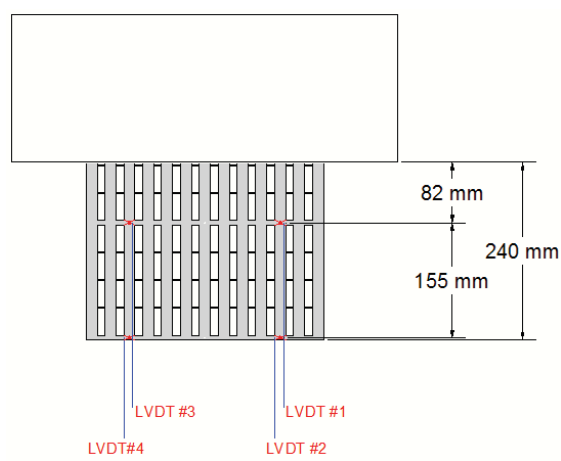


Figura 3.15. Disposição segunda dos pontos de medição de deslocamento no sistema C.

3.7 PROCEDIMENTO DE ENSAIOS

Os ensaios aqui apresentados tentam abranger as necessidades quanto ao entendimento do comportamento cíclico da interface solo-geossintético, embora não sejam todos os ensaios que podem ser realizados para se avaliar este tipo de comportamento.

Antes de se fazer uma serie de ensaios cíclicos é necessário realizar ensaios de arrancamento monotônico em sistemas análogos. Os resultados destes ensaios são apresentados no capítulo de resultados obtidos e análises.

Para esta pesquisa foram realizados dois tipos de ensaio tendo em consideração as limitações apresentadas pelo equipamento. Estes ensaios são:

- Módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha e,
- Resistência pós-ciclagem.

Embora tenha existido um caso onde a geogrelha destacou-se antes de ser avaliada a resistência pós-ciclagem e, sendo esta condição estudada por outro ensaio apresentado na revisão bibliográfica conhecido como ensaio de resistência cíclica, considera-se que este tipo de ensaio não foi factível de ser realizado por limitações no comprimento do pistão em relação à caixa de ensaios. Esta limitação foi gerada pela instalação de uma segunda célula de carga na linha do pistão para conseguir adquirir a força com uma presença menor de ruído elétrico.

Os ensaios realizados pelo equipamento aqui mostrado estão, geralmente, relacionados à resistência monotônica ao arrancamento de um sistema similar; razão pela qual com a intenção de simplificar a explicação, daqui para frente se considerará que antes de se realizar cada tipo de ensaio cíclico entende-se que um ensaio de arrancamento monotônico fora realizado tal como explicitado no capítulo de revisão bibliográfica no item correspondente a ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos.

3.7.1 MÓDULO DE CISALHAMENTO DE RESILIÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOGRELHA

Segundo as investigações realizadas por Perkins *et al.* (2004), Cuelho e Perkins (2005) e Holley (2009), o projeto mecânico - empírico de pavimentos reforçados com geossintéticos requer como um dos seus parâmetros de entrada principais o módulo de cisalhamento da interface solo-geossintético, G_I . Este módulo é obtido substituindo as condições de campo na equação do módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geossintético, G_i . O ensaio que melhor representa esta condição é o ensaio de arrancamento cíclico.

Analogamente à função para determinar o valor do módulo de resiliência para materiais granulares utilizados em pavimentos e mostrada em NCHRP (2004), o módulo G_i deve ser determinado impondo-se uma função de carga sinusoidal padronizada que simule a passagem de eixos veiculares. Esta onda é conhecida como “onda haversine” (vide Figura 6 do capítulo 2). Um ciclo da onda haversine é constituído de um pulso de duração de 0,1s e um período de descanso de 0,9s somando assim 1s em total para cada ciclo. Várias pesquisas têm sido

realizadas (CUELHO; PERKINS, 2005; HOLLEY, 2009; RAJU, 1995) sobre estes períodos e sua influência na resposta dos sistemas geotécnicos.

Para esta pesquisa, o ensaio para a obtenção do G_i necessitou de algumas modificações devido a limitações do equipamento, no entanto, as condições de ensaio são as mesmas encontradas em outras pesquisas (CUELHO; PERKINS, 2005; HOLLEY, 2009; PERKINS *et al.*, 2004). Estas modificações consistiram basicamente no tempo de duração do pulso e as dimensões da inclusão. O tempo do pulso foi fixado em 0,5 s devido a limitações no controle de frequências no equipamento, o tempo do período de relaxação foi estabelecido em 0,5 s completado assim 1 s. Os comprimentos das inclusões ensaiadas foram de 240 mm e 510 mm, a largura foi mantida constante em 310 mm.

O ensaio para a obtenção do G_i determina um conjunto de valores dependentes dos níveis de tensão de confinamento e tensão de cisalhamento impostas ao sistema em diferentes porcentagens da τ_{mon} . A Figura 3.16 mostra as porcentagens de força de arrancamento imposta ao sistema; para os primeiros dos ensaios foram feitos os carregamentos em 3 níveis de tensão de confinamento de 25, 50 e 100 kPa, e 3 níveis de força de arrancamento de 20, 40 e 60% da carga de ruptura correspondente a cada tensão de confinamento. A tensão de cisalhamento de ruptura foi estimada assumindo-se que a envoltória de resistência monotônica desprezava a coesão aparente; conseqüentemente esta foi calculada com um ângulo de atrito interno de 30°.

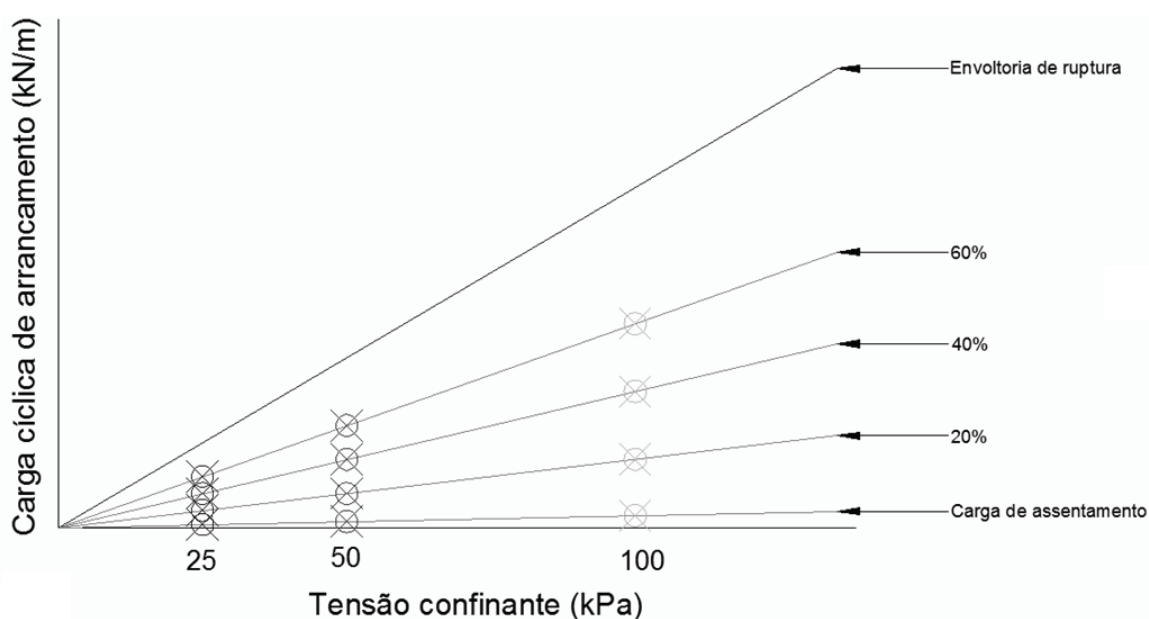


Figura 3.16. Níveis de carga no protocolo de ensaios de módulo de resiliência de interface.

Vale a pena salientar que a estimativa é feita em função de tensões e que o dado de entrada na IHM, em forças de arrancamento. A Figura 3.17 mostra a resposta típica de um sistema solo-geossintético em um grupo de ensaios de módulo de resiliência de interface

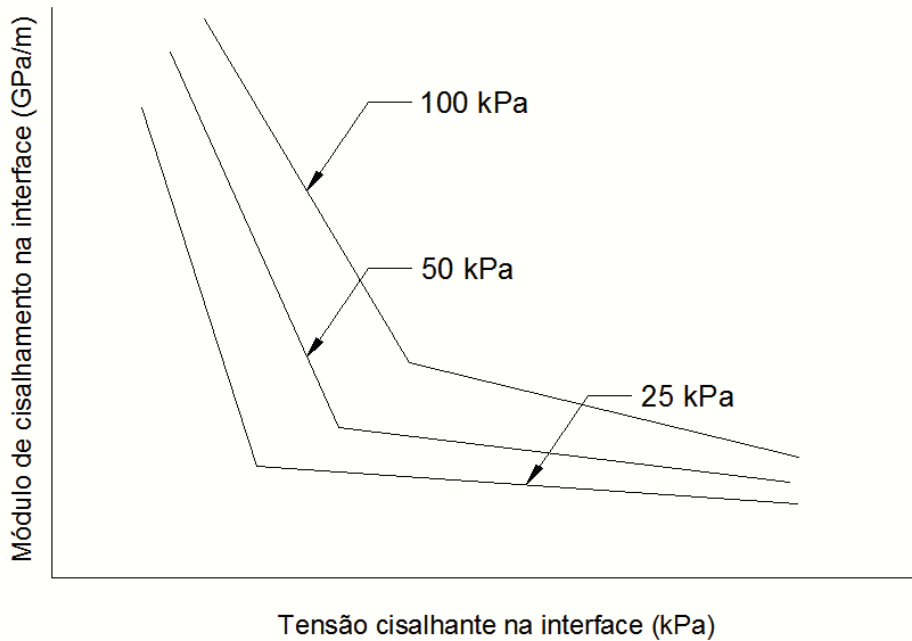


Figura 3.17. Resposta de um sistema solo-geossintético em um ensaio de módulo de resiliência de interface (modificado de CUELHO; PERKINS, 2005).

Após a realização dos primeiros 3 ensaios estabeleceu-se um segundo procedimento com 5 níveis de tensão de confinamento e 3 níveis de força de arrancamento para cada tensão de confinamento, além de uma carga de condicionamento de tensão de confinamento e força de arrancamento intermediárias. As tensões de confinamento trabalhadas foram de 15, 30, 50, 75 e 100 kPa e os níveis de força de arrancamento foram de 10, 30 e 50% da força de arrancamento monotônica. A ciclagem prévia de condicionamento foi feita para 50 kPa de tensão de confinamento e 30% da força de arrancamento monotônica para 50 kPa de tensão de confinamento.

3.7.2 RESISTÊNCIA PÓS-CICLAGEM

Este ensaio avalia a influência da ação da aplicação de ciclos de carga na resistência posterior a esta ciclagem. Como descrito no item de ensaios de arrancamento cíclico, depois de levar o sistema monotonicamente até uma força de arrancamento conhecida, é realizada uma ciclagem de características pré-determinadas pelo usuário com a particularidade de que é aplicado um número pré-determinado de ciclos ao sistema para posteriormente a esta ciclagem levar o sistema monotonicamente até a ruptura (arrancamento da inclusão) com a

respectiva medição da resistência última obtida nessa condição. Através da comparação dos valores de F_{mon} e F_{cic} pode-se verificar se a ciclagem aplicada diminuiu ou aumentou a resistência final ao arrancamento da inclusão.

Pode se perceber que existem muitas variáveis envolvidas no fenômeno de um ensaio de resistência pós-ciclagem, entre estas podemos identificar a inclusão, o solo ou material granular, a tensão confinante, a força máxima de arrancamento ou a força média (F_{max}/F_{mon}), a amplitude da ciclagem ($[F_{max}-F_{min}]/F_{mon}$), o número de ciclos prévios ao arrancamento final (n_{cic}), a frequência da ciclagem (f_{cic}) e a resistência pós-ciclagem (F_{cic}), entre outras.

A interpretação deste tipo de ensaio globalmente é complexa e existem muitas formas de se interpretar os resultados. É possível, por exemplo, fixar-se algumas variáveis e analisar três parâmetros em um gráfico de três eixos. No caso desta pesquisa, por limitações do equipamento e de cronograma, optou-se por fixar a frequência da ciclagem em $f_{cic}=2$ Hz e o valor da carga mínima da ciclagem em zero, além das considerações iniciais de analisar sempre a mesma inclusão e o material granular com compacidade constante para todos os ensaios. O fato de se considerar a carga mínima como sendo igual a zero faz com que as variáveis F_{max}/F_{mon} e $[F_{max}-F_{min}]/F_{mon}$ sejam numericamente iguais eliminando-se assim uma variável da análise restando finalmente 3 variáveis. A hipótese de se assumir que o valor mínimo da força de arrancamento da ciclagem seja zero não fica muito longe de uma condição real aonde a força mobilizada fica por volta de 10 a 15%. Estes valores podem ser comprovados facilmente quando da aplicação de fatores de redução globais da ordem de entre 1,7 em estradas não pavimentadas e 8,6 para capacidade de carga como mostrados por Koerner (2005) em aplicações de solo reforçado com geogrelhas. Além desses fatores de redução, encontra-se o fato construtivo de se uniformizar os comprimentos das geogrelhas em campo, fato que gera uma diminuição adicional das forças mobilizadas na interface solo-geogrelha.

Produto do raciocínio anterior, foram definidos então dois tipos de gráfico para a análise dos resultados do ensaio. No primeiro tipo de análise são consideradas as três grandezas e no segundo tipo apenas duas grandezas fixando-se $F_{máx}/F_{mon}$. No caso desta pesquisa optou-se pelo segundo tipo de análise fixando-se o valor de $F_{máx}/F_{mon}$ em 80% e 40% avaliando-se vários número de ciclos múltiplos inteiros de 50 ciclos. Esse valor de ciclos é consistente com valores de ciclos em acelerogramas equivalentes de projeto considerando-se acelerações de

$0,65a_{\max}$ valor este, que é consistente por sua vez com análises clássicas de geotecnia sísmica como, por exemplo, em análises de liquefação de areias (ALVA H.; MENESES L., 1987).

As análises anteriores são feitas em relação à resistência. Uma análise simples pode ser realizada por meio da avaliação de deslocamentos acumulados durante a ciclagem. Chamamos estes deslocamentos acumulados durante a ciclagem de deslocamentos cíclicos. Estes foram avaliados em função do número de ciclos aplicados na ciclagem.

4 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados obtidos assim como as respectivas análises a partir dos ensaios realizados.

4.1 ENSAIOS AOS MATERIAIS UTILIZADOS

Para esta pesquisa foi utilizado um material granular identificado como Areia mal graduada (SP) segundo a classificação SUCS, com 61% de areia média, 39% de areia grossa, $C_U=1,71$ e $C_C=0,84$, $G_s=2,67$, $e_{max}=0,75$ e $e_{min}=0,52$. Adicionalmente foram realizados ensaios de cisalhamento direto e se obtiveram valores de ângulo de atrito interno do material granular, ϕ , entre 33,1 e 37,5° para compacidades entre 17 e 70%. A Figura 4.1 mostra a curva granulométrica do material granular utilizado nos ensaios.

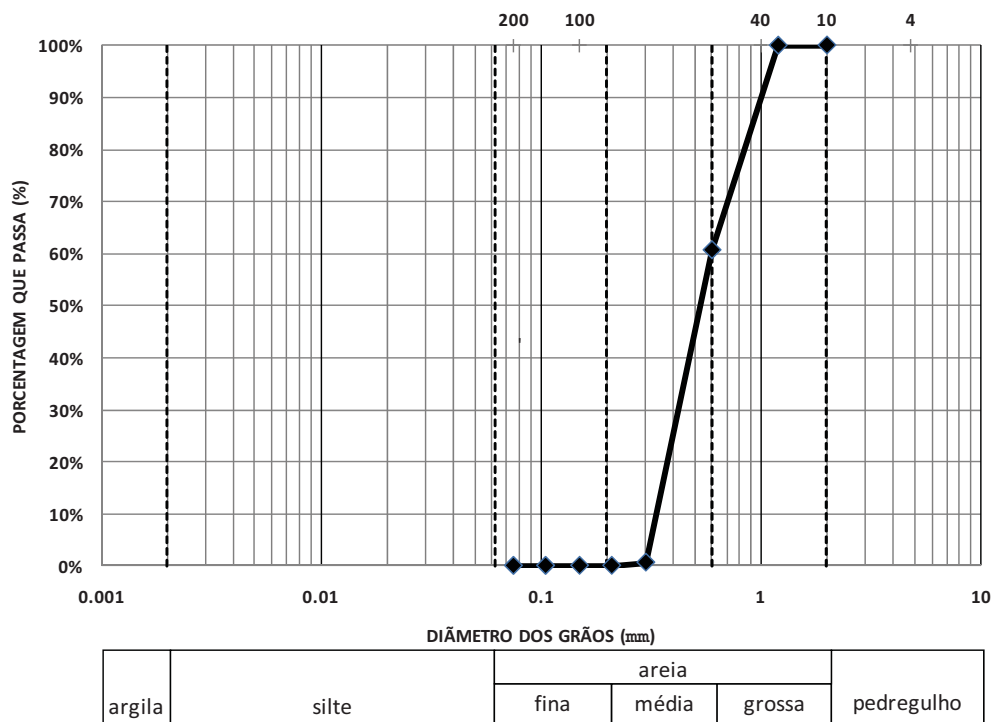


Figura 4.1. Curva granulométrica do material granular utilizado nos ensaios

A Tabela 4.1 mostra o resumo dos ensaios realizados no material granular utilizado para os ensaios.

Tabela 4.1. Resumo dos ensaios realizados ao material granular.

Ensaio	Norma	Valor
Descrição		Areia Mal Graduada
SUCS	NBR7181/84	SP
AASHTO	NBR7181/84	A-3
C_U	NBR7181/84	1,71
C_C	NBR7181/84	0,84
G_S	NBR6508/84	2,67
$e_{máx}$	MB-3388/91	0,75
$e_{mín}$	MB-3388/91	0,52
ϕ	ASTM D 3080-04	33,1 - 37,5

Os resultados dos ensaios realizados no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos para caracterizar a geogrelha são mostrados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Características da geogrelha usada nos ensaios.

Denominação		24XT	
Polímero (revestimento)		PET (PVC)	
Resistência à tração T_F	kN/m	403	ASTM D 6637
Deformação na ruptura	%	13	
Resistência à tração (a 5% de deformação)	kN/m	117	
Módulo de deformabilidade secante	kPa	35,3	
Módulo secante $J_{2\%}$	kN/m/m	3721	
Módulo secante $J_{5\%}$	kN/m/m	2332	
Espaçamento entre elementos resistentes S	mm	155	
Largura do elemento longitudinal W_T	mm	15	
Espessura do elemento longitudinal B_T	mm	1,18	
Largura da junção W_R	mm	10.4	
Espessura da junção B_R	mm	0	

4.2 ENSAIOS MONOTÔNICOS

Foram realizados cinco ensaios de arrancamento monotônico em total nos dois tipos de sistemas obtendo-se que para o sistema L a força de arrancamento F_{mon} foi de 54,95 kN/m, coesão aparente de $c=14,4$ kPa e ângulo de atrito aparente solo-geogrelha de $\phi=23,5^\circ$. Para os ensaios cíclicos a coesão aparente foi desprezada, trabalhando apenas com um ângulo de atrito, para isso somente foi considerado ensaio de 100 kPa de tensão de confinamento. A condição aqui descrita conduz a um ângulo de atrito interno solo-geogrelha de $\phi=30,1^\circ$ e um coeficiente de interação solo-geogrelha de $f=0,69$. O sistema C apresentou um força unitária máxima de arrancamento de 17.3 kN/m, um ângulo de atrito aparente solo-geogrelha de 20° e um coeficiente de interação solo-geogrelha de $f=0.47$.

O ensaio de arrancamento monotônico ao sistema de inclusão curta foi feito para comprovar a representatividade dos comprimentos das inclusões. Esperava-se que a resistência ao arrancamento da inclusão curta fosse diretamente proporcional à resistência ao arrancamento da inclusão longa em relação aos comprimentos, mas verificou-se que esta situação não fora verificado. A diferença entre os valores do coeficiente de interação solo-geogrelha, f , evidencia que nos dois sistemas a resistência mecânica comportou-se de maneira diferente, presumivelmente por efeitos de escala ou o posicionamento dos elementos transversais da geogrelha, estes últimos aportam uma grande porcentagem da resistência ao arrancamento de uma geogrelha. A Figura 4.2 e Figura 4.3 mostram os resultados dos ensaios de arrancamento monotônicos realizados nos sistemas L e C.

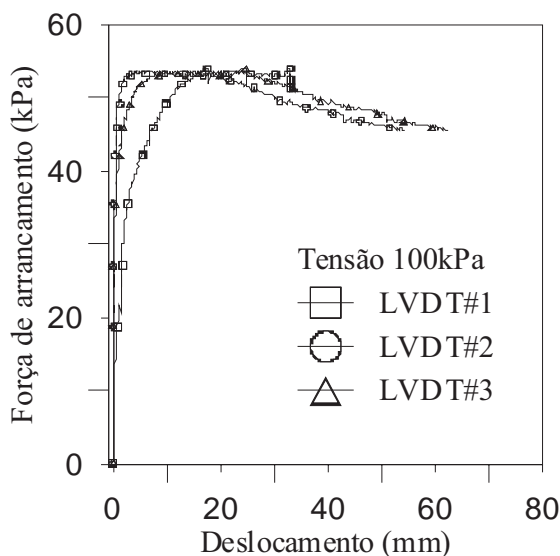


Figura 4.2. Sistema L – Tensão de confinamento de 100 kPa

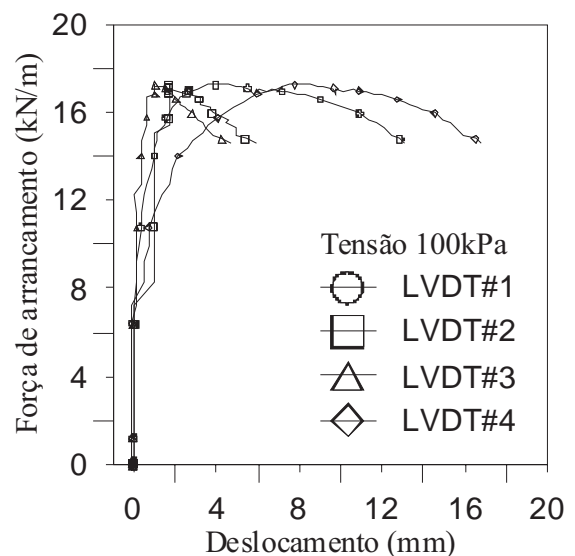


Figura 4.3. Sistema C – Tensão de confinamento de 100 kPa

Em todos os ensaios, monotônicos e cíclicos, foi observado que a região central da geogrelha apresentava deslocamentos menores aos esperados segundo a localização dos pontos de medição, razão pela qual se concluiu que o sistema de garra do equipamento apresenta um escorregamento na região central. Este fato foi evidenciado também durante a exumação das geogrelhas que apresentavam um formato curvo com maiores deslocamentos nas regiões laterais da inclusão, como mostrado na Figura 4.4. Como consequência do anterior, as análises foram feitas desconsiderando-se as medições da região central da geogrelha e daqui em diante vamos nos referir apenas aos deslocamentos e deformações das regiões laterais da geogrelha.



Figura 4.4. Evidência de escorregamento no sistema de garra na região central da geogrelha.

4.3 ENSAIOS CÍCLICOS

Como descrito no capítulo de materiais e métodos, nesta pesquisa foram feitos principalmente dois tipos de ensaio: o módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha e a resistência pós-ciclagem.

A seguir, são apresentados os resultados obtidos dessas sequências de ensaios.

4.3.1 MÓDULO DE CISALHAMENTO DE RESILIÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOGRELHA

Foram realizados quatro ensaios de módulo de cisalhamento de resiliência de cisalhamento de interface solo-geogrelha, dentre os quais um deles no sistema L e três no sistema C. Com o

intuito de simplificar as análises para o leitor, optou-se por apresentar os resultados de cada sistema de maneira independente e as comparações em um item posterior.

4.3.1.1 Sistema L

O ensaio realizado para o sistema L foi feito considerando tensões de confinamento de 25, 50 e 100 kPa e tensões de cisalhamento em porcentagens de 20, 40 e 60% da tensão de ruptura aproximadamente. Como consequência do anterior, foram realizados nove (9) estágios de ciclagem ou par de tensões, mais um estágio de condicionamento que não foi registrado no sistema de aquisição. O tempo de aplicação do pulso foi de 0,5 s de duração e um período de descanso de 0,5 s completando assim um 1 s.

Dos resultados medidos, observa-se que a tendência dos deslocamentos em cada estágio é de se estabilizarem com exceção dos estágios de 60% de força de arrancamento. Percebe-se além do anterior que os deslocamentos nos estágios de 60% de força de arrancamento para cada nível de tensão de confinamento apresentaram um crescimento muito maior visualmente do que os deslocamentos acumulados nos dois estágios anteriores de 20 e 40% de força de arrancamento para cada tensão de confinamento. Este fato pode ser devido a um comportamento instável do sistema para essa porcentagem de força de arrancamento. Todas estas características podem ser observadas na Figura 4.5.

Teoricamente, a condição de resiliência do solo é atingida para um número grande de ciclos. De maneira prática, considera-se que os últimos 10 ciclos de uma ciclagem de 1000 ciclos satisfaz a condição acima mencionada (LIMAYMANTA; GUTIÉRREZ, 2003). Dessa forma, foram analisados apenas os últimos 10 ciclos de cada estágio de ciclagem.

O processo de análise consistiu em isolar os dados dos 10 últimos ciclos de cada estágio e analisá-los individualmente. Um exemplo destes 10 ciclos isolados é mostrado na Figura 4.6. A análise consistiu em localizar temporalmente o ciclo de carga em um gráfico de força de arrancamento versus tempo como mostrado na Figura 4.7(a) e Figura 4.8(a) para depois desenhar em outro gráfico o mesmo ciclo somente que agora em termos de tensão de cisalhamento versus deslocamento constituindo assim uma laçada de histerese. O valor do módulo G_i foi então aproximado manualmente desenhando-se uma linha reta que representa o módulo de cisalhamento médio da laçada. Exemplos de análises individuais da laçada de histerese são mostrados na Figura 4.7(b) e Figura 4.8(b).

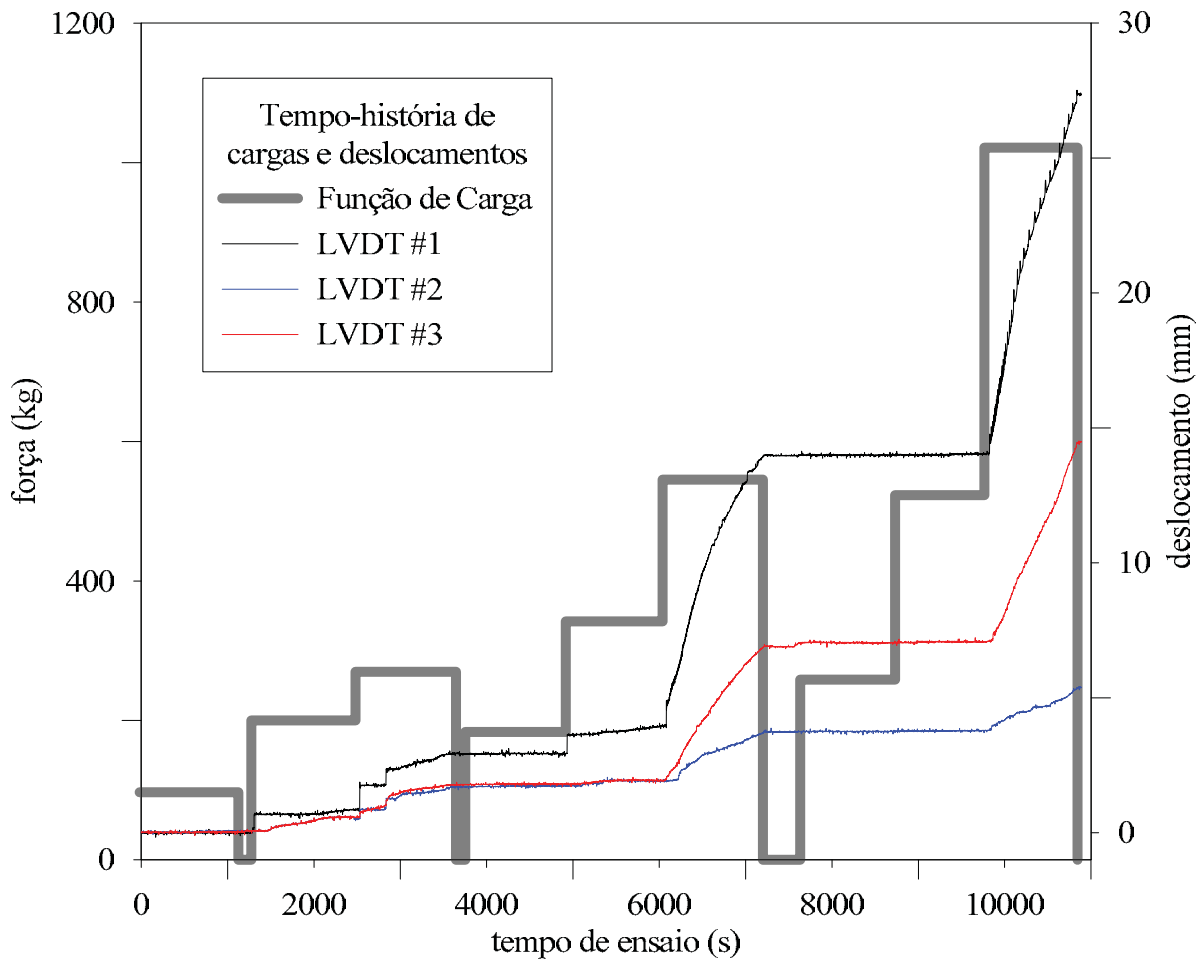


Figura 4.5. Evolução dos deslocamentos através do tempo no ensaio realizado no sistema L

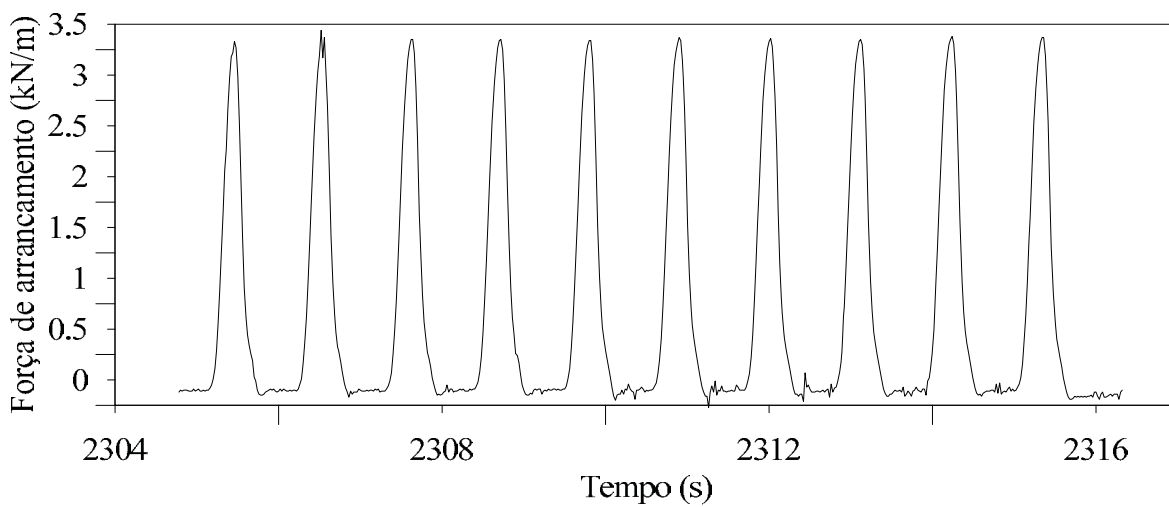


Figura 4.6. Registro de força de arrancamento dos últimos 10 ciclos do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento.

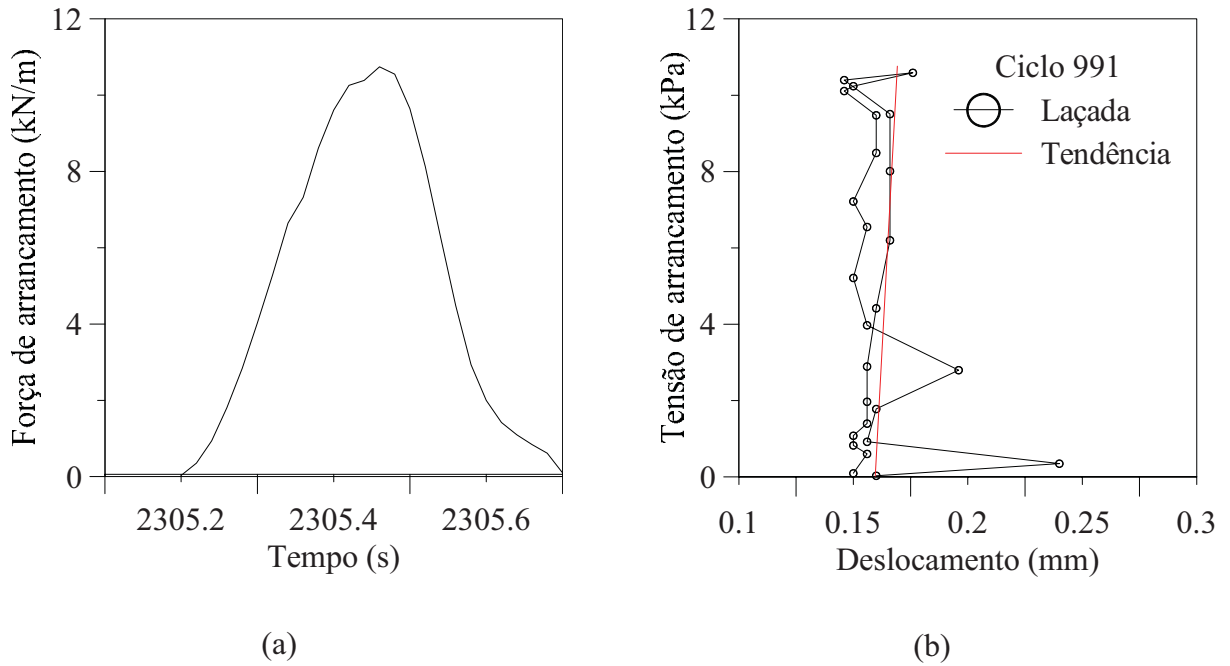


Figura 4.7. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

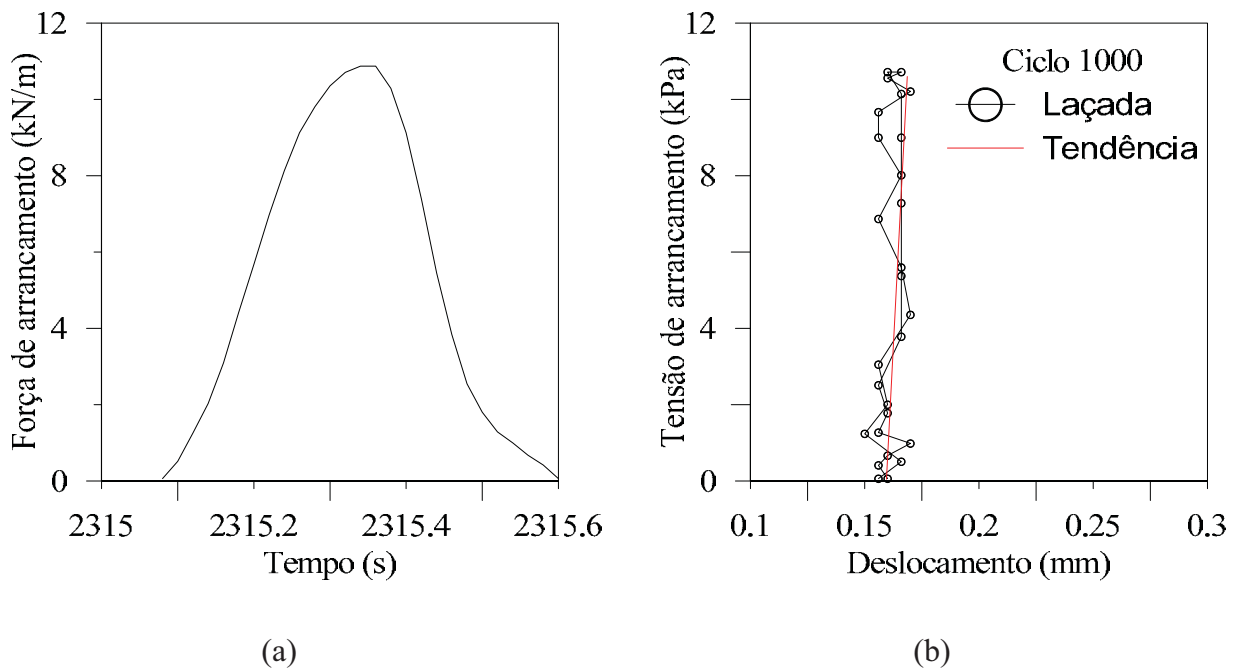


Figura 4.8. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

A Figura 4.9 mostra as laçadas de histerese dos últimos 10 ciclos de um estágio de ciclagem. Observa-se a presença de poluição no registro em relação aos deslocamentos, esta poluição pode ser devida à presença de ruídos elétricos, como também à transmissão de vibrações por parte do atuador hidráulico até as bases dos LVDT localizados na região posterior da caixa de ensaios ou as vibrações transmitidas através das vigas de apoio da caixa de ensaios até a caixa em si. Percebe-se também que não existe clareza na precisão das medidas dos deslocamentos, apresentando por vezes desvios maiores do que as ordens de grandeza dos deslocamentos de resiliência.

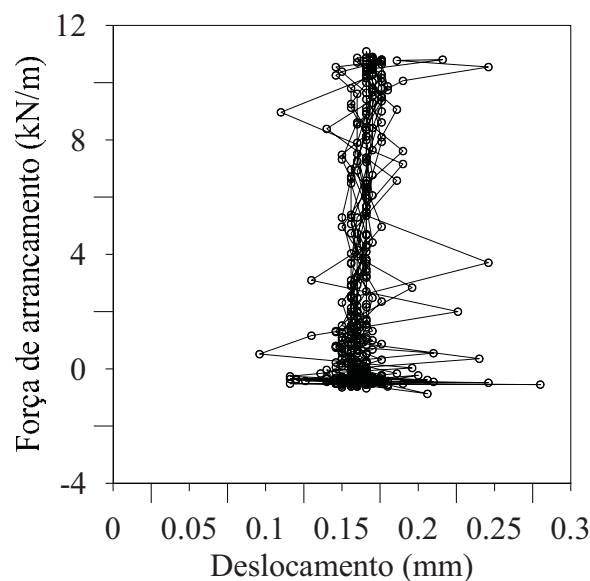


Figura 4.9. Registro de deslocamentos dos últimos 10 ciclos do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento.

Para alguns pares de tensões houve um grau de dificuldade maior para se estimar os módulos G_i devido à presença de ruídos nos sinais registrados tanto na medição de força como na medição de deslocamentos; estes ruídos provinham de fontes elétricas e outras de fontes mecânicas como vibrações transmitidas pelo atuador. Os cálculos de cada par de tensões são mostrados no Anexo correspondente.

Os valores em geral foram estimados utilizando-se os deslocamentos registrados pelo LVDT #3. Isto foi definido depois de analisar que segundo as análises apresentadas no capítulo de revisão bibliográfica, o valor médio de deslocamentos proposto por Perkins *et al* (2004) representa fisicamente apenas o valor de deslocamento que teria um ponto localizado na região intermediária aos pontos utilizados para realizar as medições. Portanto, se os cálculos de módulo G_i forem feitos com a leitura registrada apenas pelo LVDT #3, este valor teria uma

representatividade de até aproximadamente 316 mm. Este valor é estimado da geometria do esquema da instrumentação considerando-se que a variação das deformações ao longo do comprimento é linear. Este valor foi estimado como sendo duas vezes a distância entre o ponto de medição do LVDT #3 e a borda posterior da geogrelha.

Os resultados dos ensaios realizados estão sumarizados e apresentados na Tabela 4.2, Tabela 4.4 e Tabela 4.5. Observa-se que os deslocamentos em condição de resiliência são da ordem de 1E-04 mm até 5.4E-2 mm, e aumentam a medida que a tensão de cisalhamento aumenta também. Os deslocamentos acumulados em cada estágio são crescentes com o nível de carga, sendo dito comportamento considerado como consistente com o comportamento de um sistema solo-geogrelha, com exceção do deslocamento acumulado no estágio de 100 kPa de tensão confinante e 20% de tensão de cisalhamento.

Tabela 4.3. Valores de módulo de resiliência de interface obtidos para cada estágio de carregamento durante o ensaio em kPa/m.

τ_i	σ_i		
%	25 kPa	50 kPa	100 kPa
20%	3.24E+07	1.82E+06	5.16E+06
40%	2.26E+06	1.14E+06	1.03E+06
60%	8.21E+05	8.33E+05	6.16E+05

Tabela 4.4. Deslocamento de resiliência em cada estágio de carregamento em milímetros.

τ_i	σ_i		
%	25 kPa	50 kPa	100 kPa
20%	0.0001	0.0038	0.0016
40%	0.0030	0.0091	0.0157
60%	0.0107	0.0210	0.0540

Tabela 4.5. Deslocamento acumulado durante cada estágio de carregamento em milímetros.

τ_i	σ_i		
%	25 kPa	50 kPa	100 kPa
20%	0.0300	0.0206	0.1453
40%	0.5220	0.1389	0.0302
60%	1.2102	4.9811	7.5258

A Figura 4.10 mostra o comportamento típico do parâmetro módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha obtido do ensaio analisado. Observa-se que se obteve apenas um valor para tensões de cisalhamento baixas. O valor do módulo G_i para tensões de cisalhamento baixas tende a ter um valor muito maior do que para tensões altas devido ao comportamento típico do material. Diante disso, o formato das curvas obtidas é adotado como coerente.

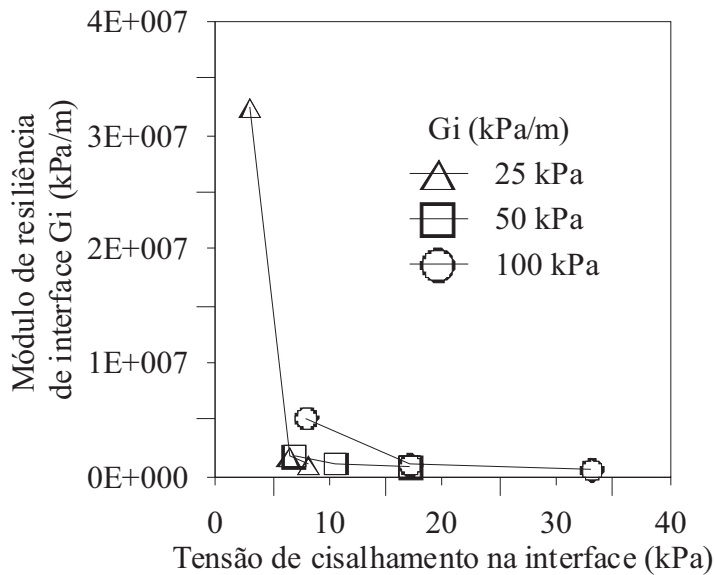


Figura 4.10. Variação do módulo G_i obtida do ensaio em kPa/m.

Vale à pena salientar que foi testada a possibilidade de aumentar o nível da tensão de cisalhamento até 80% da tensão de ruptura, mas o sistema entrou em ruína para uma contagem de 165 ciclos, valor muito inferior aos 1000 ciclos analisados normalmente. Entende-se como ruína do sistema ao destacamento da geogrelha do solo devido à degradação sofrida por este, a qual foi presumivelmente causada pela ciclagem acumulada aplicada já ao sistema (mais de 10000 ciclos até aquele momento). A degradação da resistência de um sistema solo-geossintético é abordada no item correspondente a resistência pós-ciclagem.

Foram feitos ajustes dos valores das constantes de calibração com base nos valores obtidos experimentalmente nos modelos comentados no capítulo de materiais e métodos. Estas constantes são mostradas na Tabela 4.6. Observa-se que com base no valor de r^2 o modelo que melhor representou o ensaio foi o modelo empírico misto. Os modelos de cisalhamento e AASHTO também apresentaram um bom ajuste. O modelo de confinamento apresentou a menor qualidade de ajuste.

Tabela 4.6. Resumo dos valores das constantes de calibração para os diferentes modelos avaliados

Modelo	Confinamento	Cisalhamento	Misto	AASHTO
k_1	2.85E+05	4.78E+08	5.00E+05	1.00E+06
k_2	-	-2.9383	-5.4540	-0.4885
k_3	0.3285	-	2.8485	-74.7935
r^2	0.0601	0.9751	0.9796	0.9760

4.3.1.2 Sistema C

Foram realizados três ensaios segundo esta configuração; sendo que no primeiro ensaio, a geogrelha foi destacada no terceiro estágio presumivelmente por imperfeições no processo de montagem do ensaio, fato que conduziu o sistema à ruptura. Portanto, o ensaio foi descartado.

O segundo ensaio foi realizado e as análises mostraram uma tendência anômala das deformações a diminuir, fato que resultaria impossível fisicamente. Acredita-se que as bases dos LVDT não foram corretamente fixadas e, portanto aconteciam deslocamentos destes dispositivos maiores do que as ordens de grandezas medidas. Como consequência o ensaio foi desconsiderado.

Na Figura 4.11 pode ser observado que em todos os pontos de medição a tendência a diminuir foi bem marcada até o segundo estágio de carga; já para os seguintes 3 estágios de carga essa tendência se mostrou apenas para os LVDT #2 e LVDT #3 os quais correspondem à região central da geogrelha.

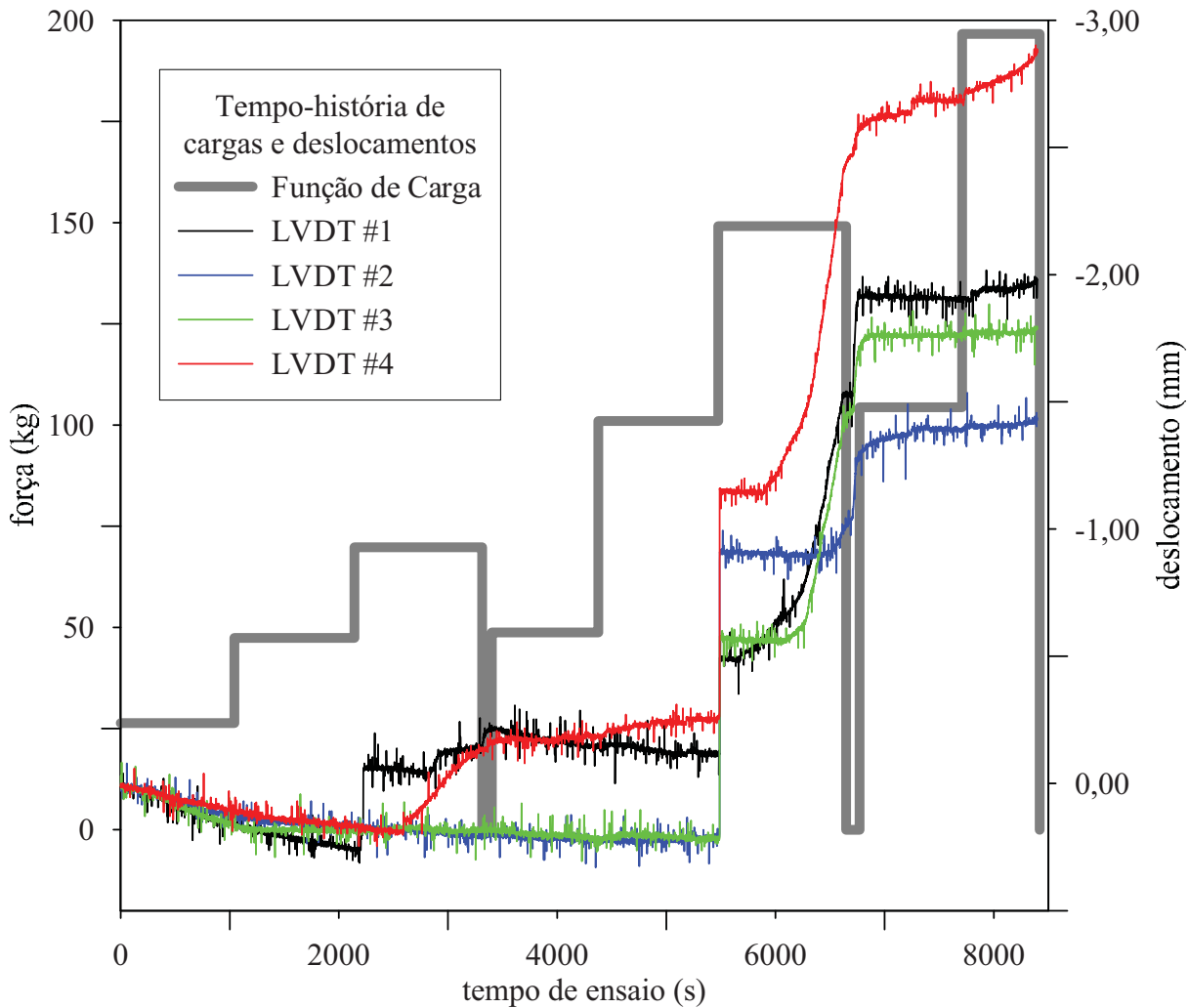


Figura 4.11. Evolução dos deslocamentos no segundo ensaio do sistema C para avaliar o G_i

Considerou-se a realização de um terceiro ensaio com o intuito de se obter um conjunto de valores adequados para realizar uma comparação em relação ao sistema L. No relativo às ciclagens, o nível máximo de força de arrancamento considerado para este ensaio foi de 50% de F_{mon} já que no ensaio do sistema L fora observado que para uma carga de 60% o sistema não atingia a condição de resiliência para 1000 ciclos e, ao contrario, mostrava uma tendência a se instabilizar.

A Figura 4.12 mostra que em geral o sistema C comportou-se de maneira adequada em termos de carga e deslocamentos. Percebe-se na função de carga que os valores mínimos da ciclagem apresentam uma defasagem em relação à linha zero, isto é devido à presença de ruídos elétricos. Estes ruídos elétricos dependem da velocidade de giro do motor, razão pela qual a remoção deles do registro fora complicada. Assim, decidiu-se não remover os ruídos elétricos do registro e trabalhar com valores relativos.

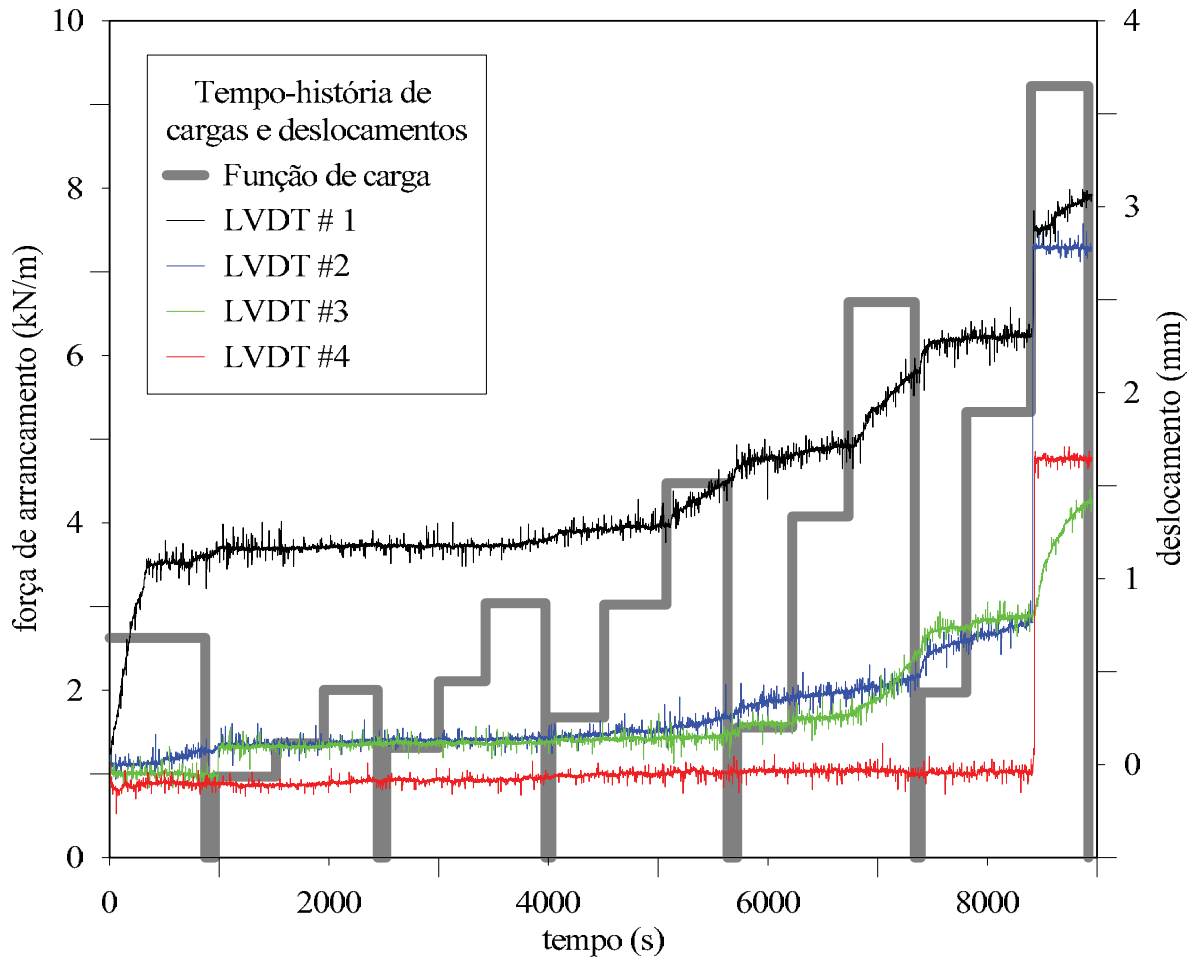


Figura 4.12. Evolução dos deslocamentos no terceiro ensaio do sistema C para avaliar o G_i

Os deslocamentos apresentados pelo sistema apresentaram uma assimetria não esperada. Segundo o esquema de medição de deslocamentos, as leituras dos LVDT #1 e LVDT #3 deviam ser similares, bem como as leituras dos LVDT #2 e LVDT #4. Considerando as grandezas dos deslocamentos, considera-se que as medidas foram bem feitas.

Analisando-se os 10 últimos ciclos de cada estágio de ciclagem se conclui que a precisão dos LVDT não é suficiente para medir estes deslocamentos. Por exemplo, a Figura 4.13 mostra os últimos 10 ciclos do último estágio de ciclagem, supõe-se que neste estágio iriam se apresentar os maiores deslocamentos de resiliência em todos os estágios. Observa-se que a qualidade do registro impede a realização de medidas de deslocamento e, portanto, medidas de G_i . Em vista disso, o terceiro ensaio também teve que ser desconsiderado.

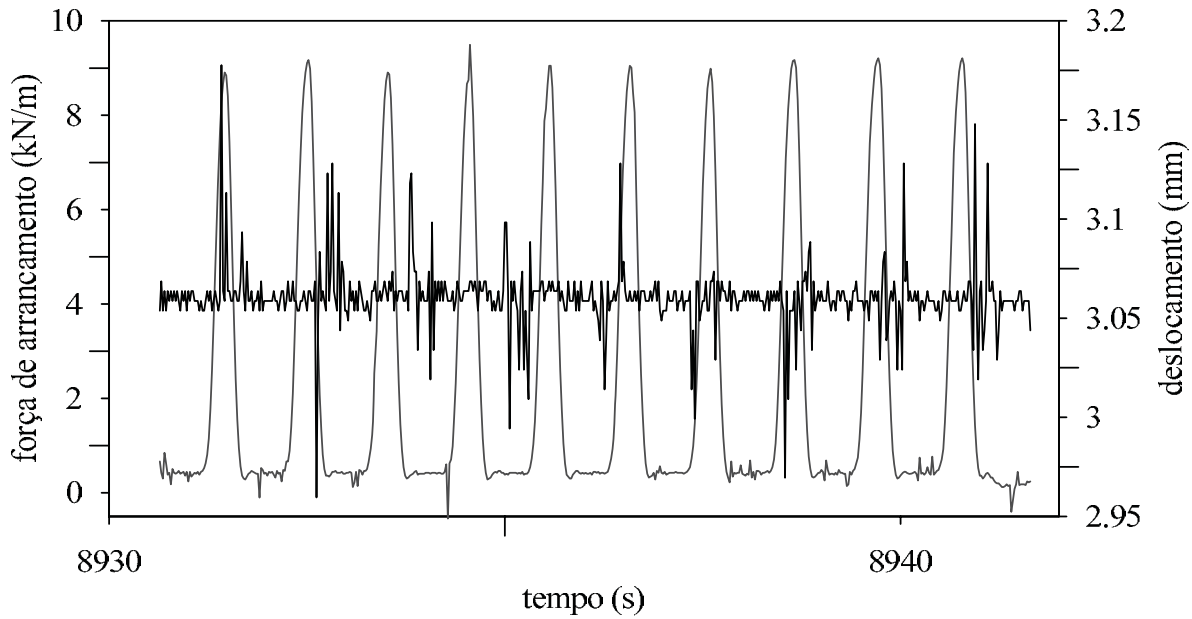


Figura 4.13. Últimos 10 ciclos do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 50% de força de arrancamento

4.3.1.3 Comparação analítica dos sistemas L e C

Devido aos comprimentos dos sistemas L e C serem diferentes, era completamente normal esperar deslocamento acumulados de ordens compatíveis com os comprimentos das inclusões avaliadas. Considerava-se que uma analogia possível de ser feita era a comparação das deformações específicas, fato que não foi realizado devido ao fato do sistema C apresentar deslocamentos inferiores ao limiar de medição dos LVDT.

Com base nas respostas mostradas pelos sistemas L e C, considera-se que para as condições do equipamento os ensaios de módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha deveriam ser realizados para comprimentos da inclusão iguais ou superiores ao comprimento de 510 mm do sistema L.

4.3.2 RESISTÊNCIA PÓS-CICLAGEM

Foram realizados sete ensaios em total para avaliar este comportamento, quatro deles com uma amplitude de ciclagem $F_{\text{máx}}/F_{\text{mon}}$ de 80% e três com amplitude de 40%. Os ensaios foram feitos com um comprimento incluso da geogrelha de 240 mm, como as mesmas características do sistema C do ensaio para obtenção do G_i . Todos os ensaios foram feitos com tensão de confinamento de 100 kPa. As análises foram feitas normalizando-se os valores de resistência pós-ciclagem em função da resistência monotônica. Este coeficiente é chamado de razão de

resistência, F_{cic}/F_{mon} . O valor da resistência monotônica é um caso especial aonde a ciclagem prévia tem sido de zero ciclos com uma razão de resistência igual à unidade.

Com o intuito de se simplificar as análises apresentam-se os resultados de cada sistema de maneira independente e as comparações são feitas em um item posterior.

4.3.2.1 Amplitude 80%

Os ensaios foram feitos com número prévio de ciclos de 50 e 100, e amplitude $F_{m\acute{a}x}/F_{mon}$ de 80%. O primeiro ensaio foi o correspondente a 50 ciclos e o seguinte ensaio no planejamento era o ensaio de 500 ciclos, mas este apresentou uma condição de ruína para um número de ciclos muito menor do que o esperado, o sistema apresentou a ruptura para seis ciclos. Supõe-se que este fato aconteceu por imperfeições no controle máximo do carregamento ou por erros no processo de montagem do ensaio. A seguir foram feitos os ensaios de 100 e 500 ciclos, com a particularidade de que este último apresentou ruína para 250 ciclos.

O primeiro ensaio que sofreu uma ciclagem prévia de 50 ciclos foi nomeado de POS1 e exibiu uma resistência pós-ciclagem de 22,9 kN/m, determinando assim um acréscimo da resistência de 32% aproximadamente em relação à resistência monotônica. Os deslocamentos cíclicos medidos no sistema foram de 11,98 mm no LVDT #1 e 9,1 mm no LVDT #4. O deslocamento cíclico médio foi de 10,05 mm. A Figura 4.14 mostra uma comparação entre o ensaio cíclico POS1 e o ensaio de arrancamento monotônico no sistema análogo, o ensaio POS1 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

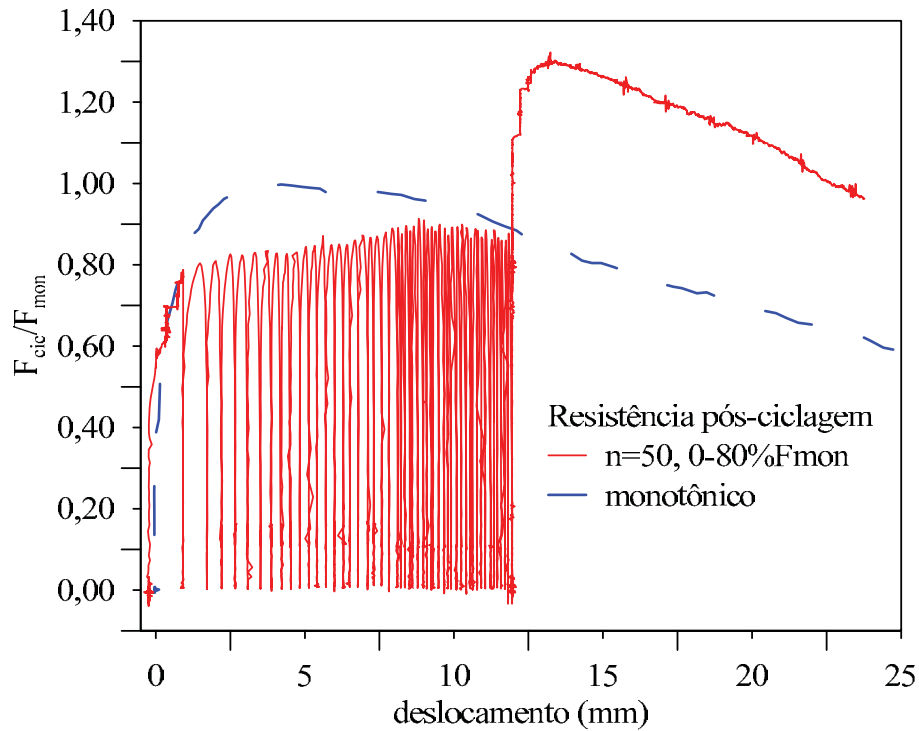


Figura 4.14. O ensaio denominado POS1 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico

A Figura 4.15 apresenta o registro tempo-história do ensaio POS1. Observa-se uma tendência dos deslocamentos a aumentar indefinidamente.

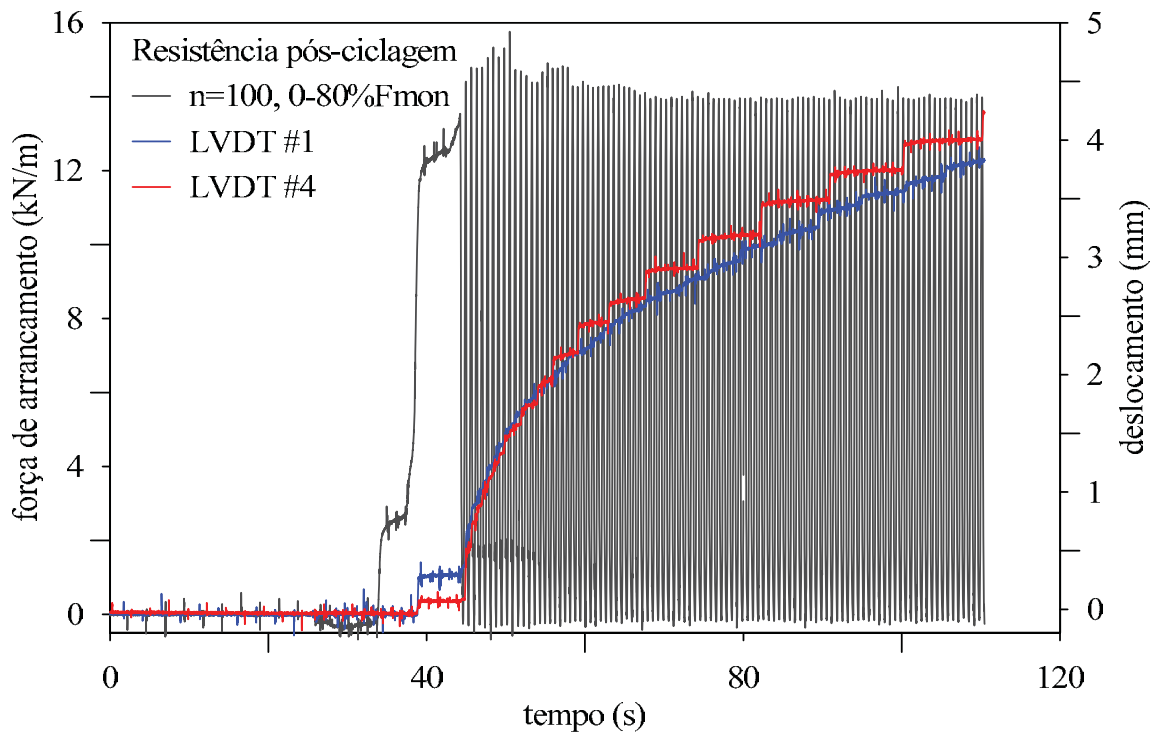


Figura 4.15. Registro tempo-história do ensaio POS1

O ensaio POS2 apresentou a ruína para seis (6) ciclos apenas, fato que é atribuído a erros no processo de montagem do ensaio.

O seguinte ensaio, POS3, foi planejado para suportar uma ciclagem prévia de 100 ciclos, este ensaio foi feito sem problemas e apresentou uma resistência pós-ciclagem de 26,1 kN/m, o que constitui um acréscimo de aproximadamente 51% em relação à resistência monotônica. Os deslocamentos cíclicos medidos no sistema foram de 3,83 mm no LVDT #1 e 4,01 mm no LVDT #4. O deslocamento cíclico médio foi de 3,92 mm. A Figura 4.16 mostra uma comparação entre o ensaio cíclico POS3 e o ensaio de arrancamento monotônico no sistema análogo, o ensaio POS3 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

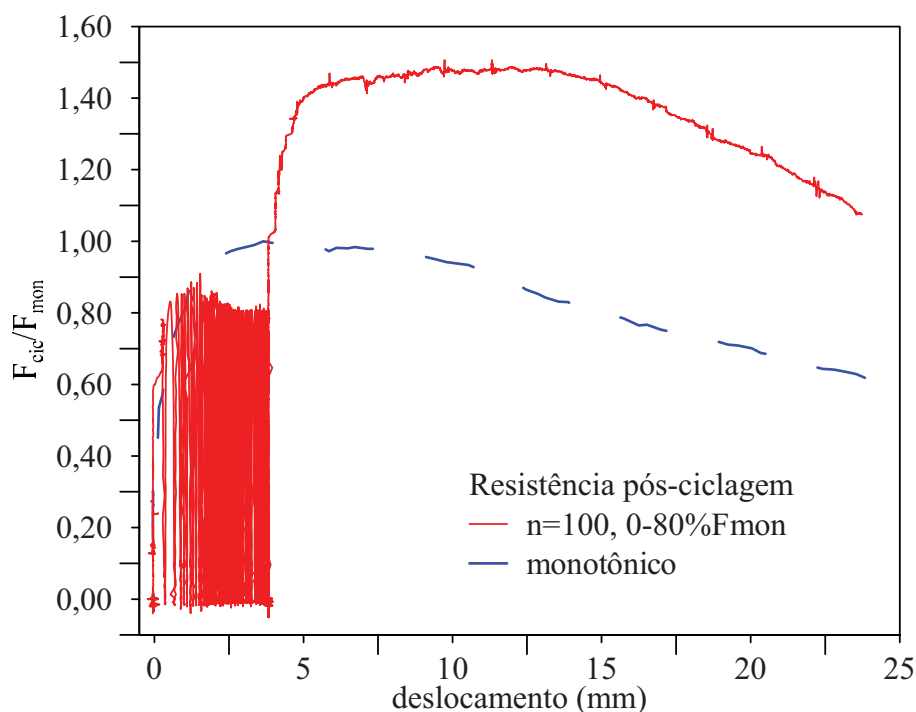


Figura 4.16. O ensaio denominado POS3 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico

A Figura 4.17 apresenta o registro tempo-história do ensaio POS3. Observa-se uma tendência crescente dos deslocamentos, mas com uma diminuição progressiva da taxa de deslocamento.

O último ensaio para esta amplitude foi denominado POS4 e foi pensado para suportar uma ciclagem prévia de 500 ciclos, mas o ensaio apresentou a ruína para uma ciclagem de 250 ciclos. Considera-se que esta ruína é coerente devido a que todas as previsões foram levadas em consideração durante o processo de montagem do ensaio. Evidentemente as imperfeições do controle da carga máxima por parte de equipamento resultam impossíveis de serem removidas para a presente pesquisa; portanto, o ensaio foi considerado como válido segundo

as condições atuais do ensaio. O deslocamento cíclico até um ciclo antes da ruína do sistema foi de 27,0 mm no LVDT #1 e 28,78 mm no LVDT #4. O deslocamento cíclico médio nessa condição foi de 27,89 mm. O ensaio correspondente à condição de ruína do sistema durante a ciclagem para uma contagem de 250 ciclos (POS4) é mostrado na Figura 4.18 o ensaio POS4 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

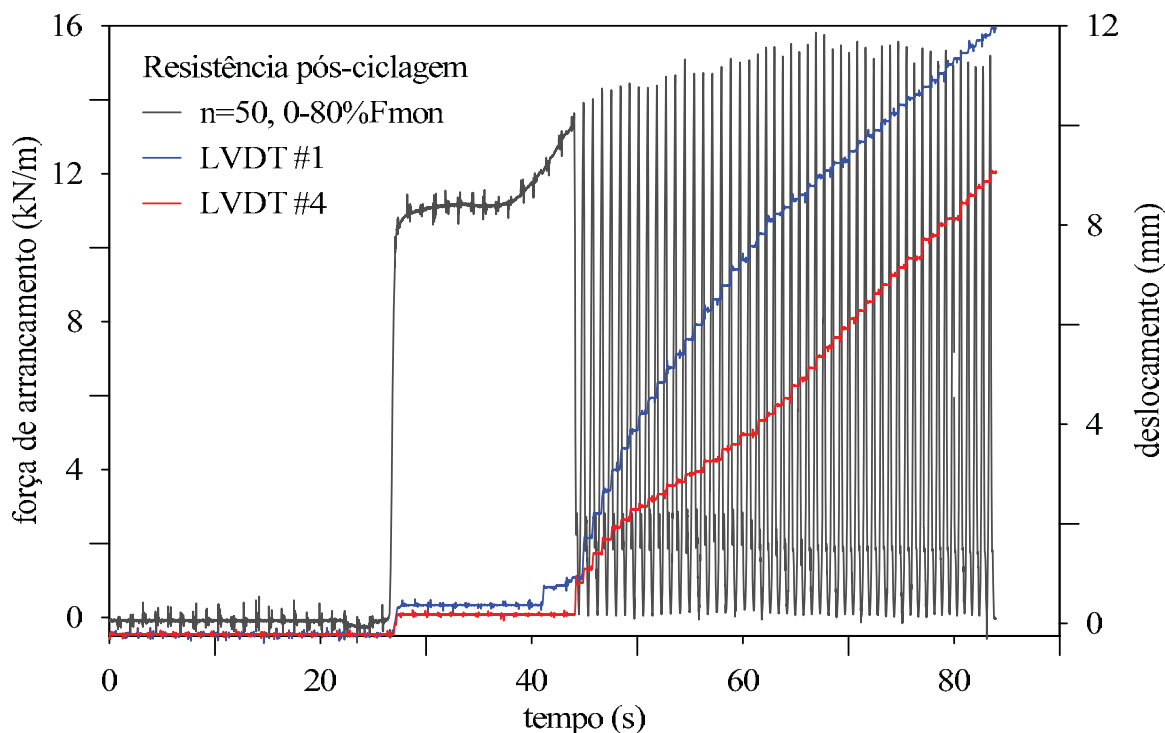


Figura 4.17. Registro tempo-história do ensaio POS3

A Figura 4.19 apresenta o registro tempo-história do ensaio POS4. A função de carga viu-se interrompida perto do tempo 70 s, até esse momento os deslocamentos evoluíam de maneira crescente, mas com taxa decrescente. Após a parada da função de carga, os deslocamentos começam uma evolução marcadamente crescente e instável que conclui com uma progressão rápida dos deslocamentos até a ruína final do sistema.

A Figura 4.20 mostra a influência da ciclagem prévia na resistência pós-ciclagem do sistema ensaiado. Pode ser observado na curva obtida que o sistema apresenta uma aparente melhoria para um número relativamente baixo de ciclos, n , da ordem de entre um (1) e cento e oitenta (180) ciclos aonde a razão de resistência é maior do que a unidade.

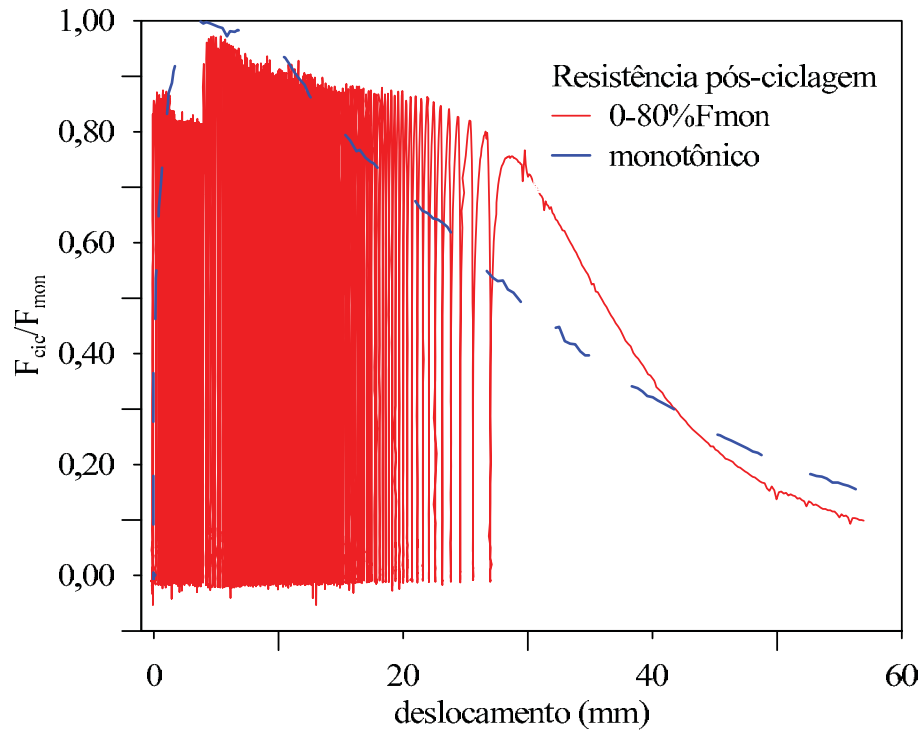


Figura 4.18. O ensaio denominado POS4 apresentou a ruína do sistema para 250 ciclos

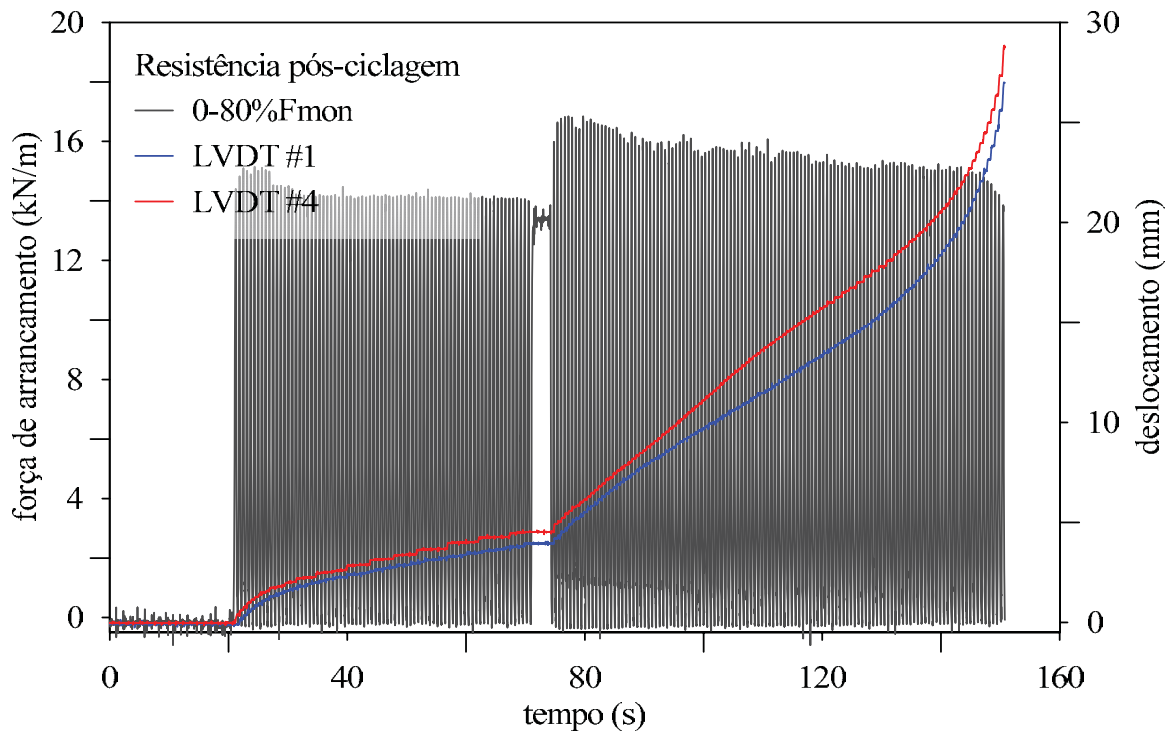


Figura 4.19. Registro tempo-história do ensaio POS4, até um ciclo antes da ruína

A Figura 4.21 mostra a variação dos deslocamentos cíclicos dependente do número de ciclos aplicados em cada ensaio. Observa-se que para uma de ciclagem prévia de 100 ciclos o sistema apresenta um deslocamento inferior ao deslocamento cíclico registrado para a

ciclagem de 50 ciclos, fato que não condiz com o comportamento esperado de ser proporcional ao número de ciclos prévios.

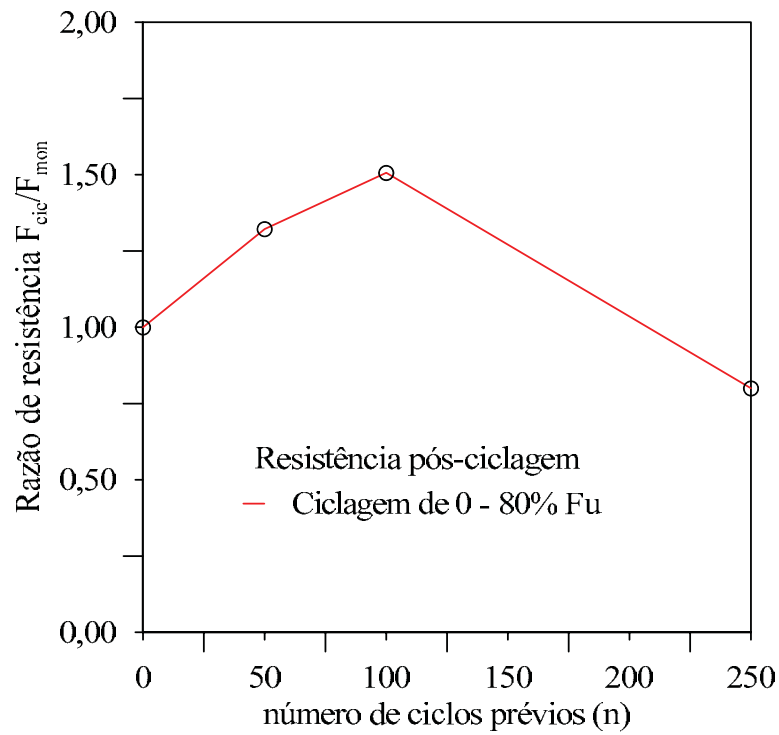


Figura 4.20. Influência da ciclagem prévia de 80% na resistência pós-ciclagem do sistema avaliado

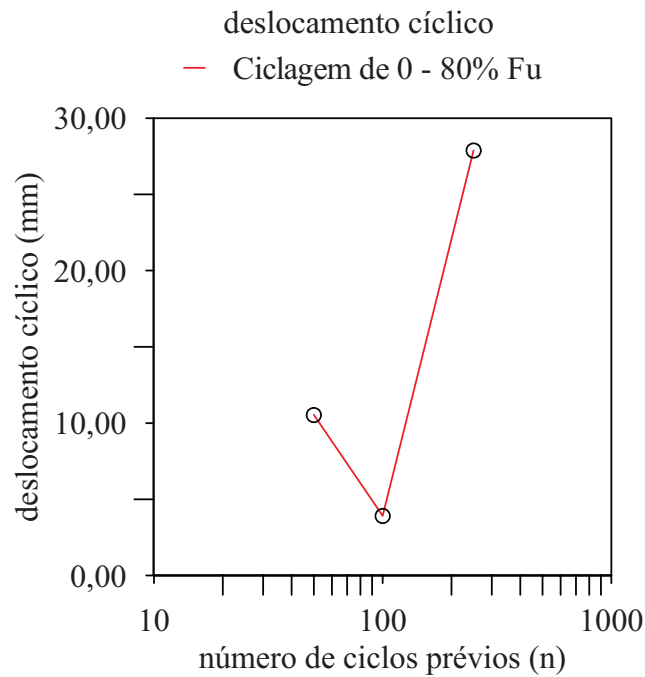


Figura 4.21. Influência da ciclagem prévia de 80% nos deslocamentos cíclicos no sistema avaliado

4.3.2.2 Amplitude 40%

Os ensaios foram feitos com número prévio de ciclos de 50, 500 e 5000, e amplitude $F_{\text{máx}}/F_{\text{mon}}$ de 40%. O primeiro ensaio desta sequência foi pensado para atingir a condição de ruína do sistema, e devido a que amplitude do carregamento era apenas de 40% considerou-se correto levar o sistema até uma ciclagem de 5000 ciclos já que a lógica indica que esta ruína iria acontecer para um número de ciclo consideravelmente maior do que no na sequência anterior. Contrariamente às suposições iniciais o sistema não atingiu a condição de ruína, mas esta condição serve para a análise. Os seguintes ensaios para 50 e 500 ciclos foram finalizados sem problemas.

O ensaio POS5 de 5000 ciclos prévios mostrou um comportamento estável acumulando um deslocamento de apenas 3,4 mm para o LVDT #1 e de 1,08 mm para o LVDT #4. O deslocamento cíclico médio foi de 2,24 mm. A resistência pós-ciclagem do sistema atingiu um valor de 28,2 kN/m determinando assim um acréscimo da resistência de aproximadamente 63% em relação à resistência monotônica. A Figura 4.22 mostra uma comparação entre o ensaio cíclico POS5 e o ensaio de arrancamento monotônico no sistema análogo, o ensaio POS5 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

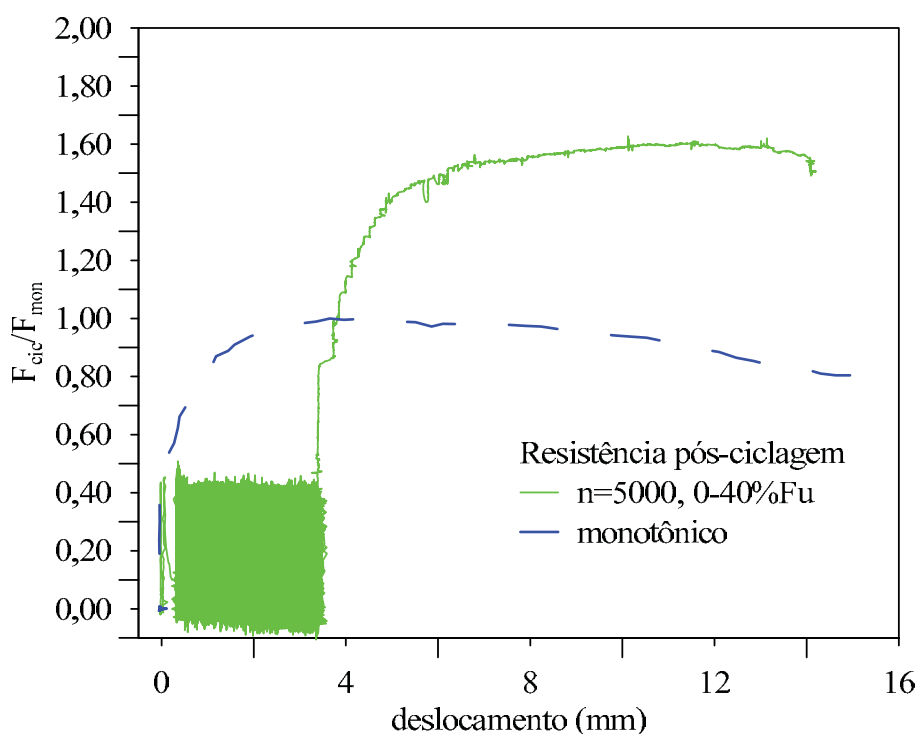


Figura 4.22. O ensaio denominado POS5 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico

A Figura 4.23 mostra o registro tempo-história do ensaio POS5. Observa-se uma tendência dos deslocamentos a crescerem, mas com uma diminuição progressiva da taxa de deslocamentos. Este fato pode evidenciar uma estabilização dos deslocamentos.

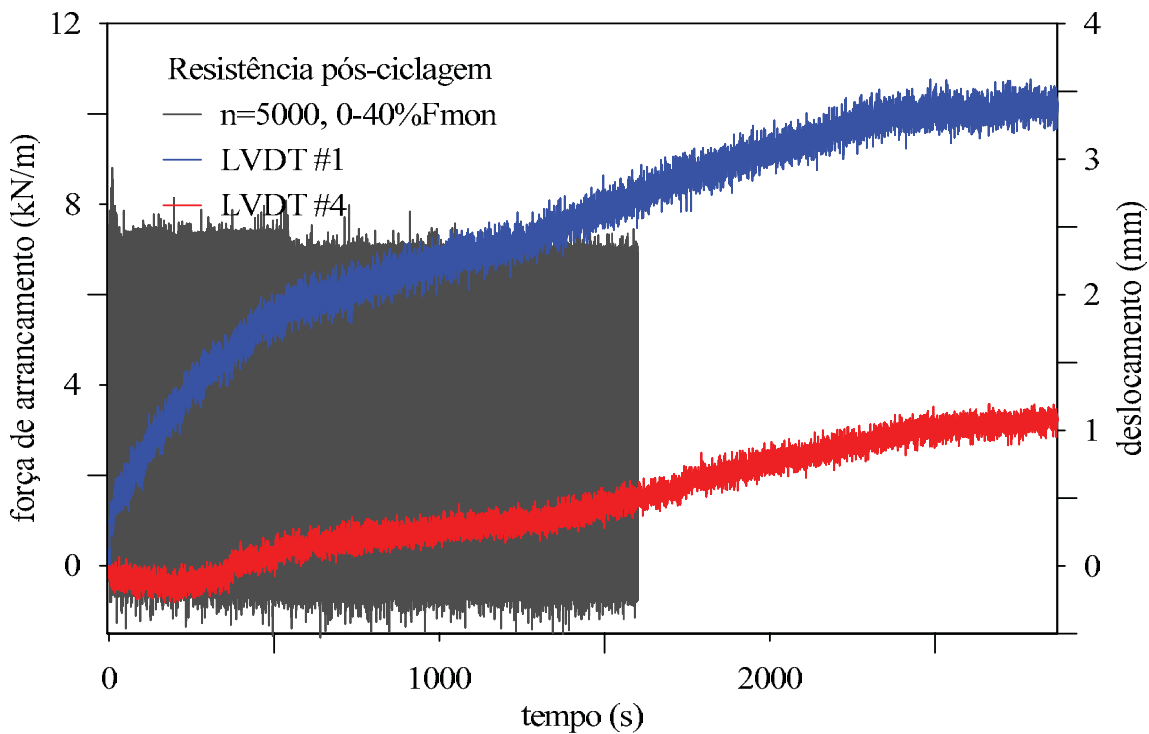


Figura 4.23. Registro tempo-história do ensaio POS5

O ensaio POS6 de 50 ciclos prévios mostrou um comportamento estável acumulando um deslocamento de apenas 0,15 mm para o LVDT #1 e de 0,53 mm para o LVDT #4. O deslocamento cíclico médio foi de 0,34 mm. A resistência pós-ciclagem do sistema atingiu um valor de 27,0 kN/m determinando assim um acréscimo da resistência de aproximadamente 56% em relação à resistência monotônica. A Figura 4.24 mostra uma comparação entre o ensaio cíclico POS6 e o ensaio de arrancamento monotônico no sistema análogo, o ensaio POS6 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

A Figura 4.25 mostra o registro tempo-história do ensaio POS6. Observa-se uma tendência dos deslocamentos a crescerem, mas apresentando deslocamentos de magnitude baixa.

O ensaio POS7 de 500 ciclos prévios mostrou um comportamento estável acumulando um deslocamento de apenas 1,24 mm para o LVDT #1 e de 1,14 mm para o LVDT #4. O deslocamento cíclico médio foi de 1,19 mm. A resistência pós-ciclagem do sistema atingiu um valor de 30,8 kN/m determinando assim um acréscimo da resistência de aproximadamente 78% em relação à resistência monotônica. A Figura 4.26 mostra uma comparação entre o

ensaio cíclico POS7 e o ensaio de arrancamento monotônico no sistema análogo, o ensaio POS7 foi desenhado em função dos valores de deslocamento do LVDT #1.

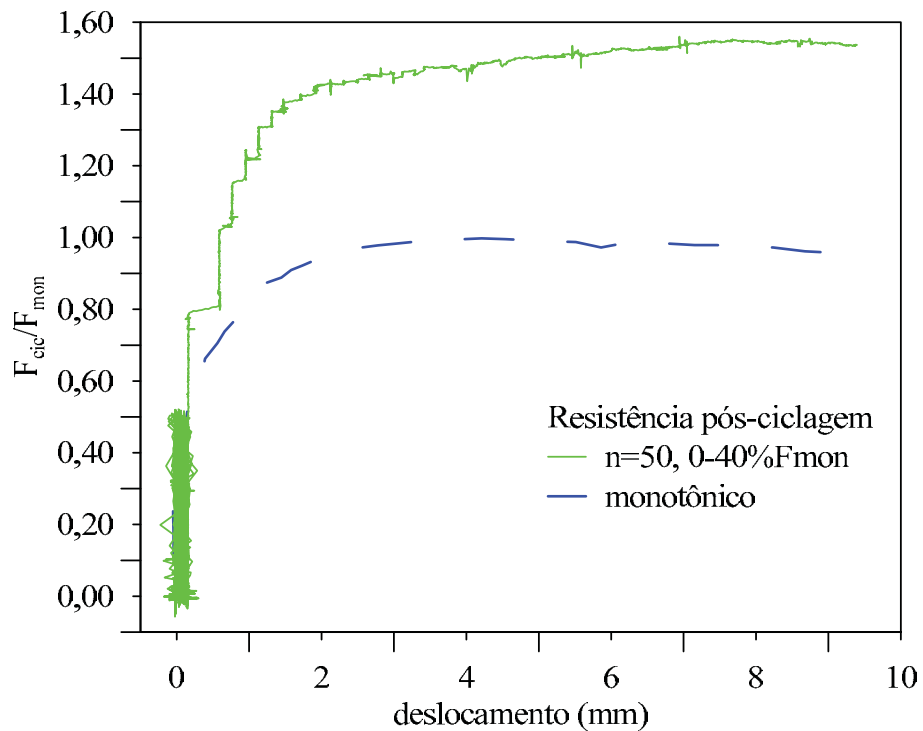


Figura 4.24. O ensaio denominado POS6 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico

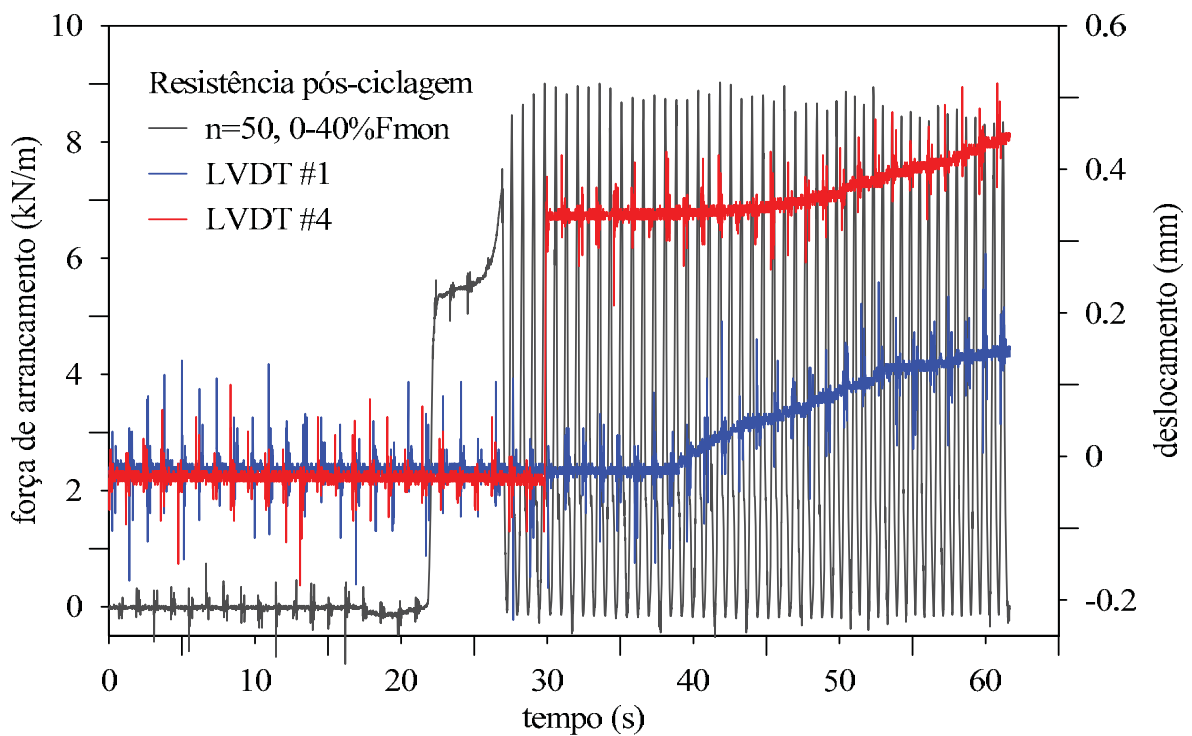


Figura 4.25. Registro tempo-história do ensaio POS6

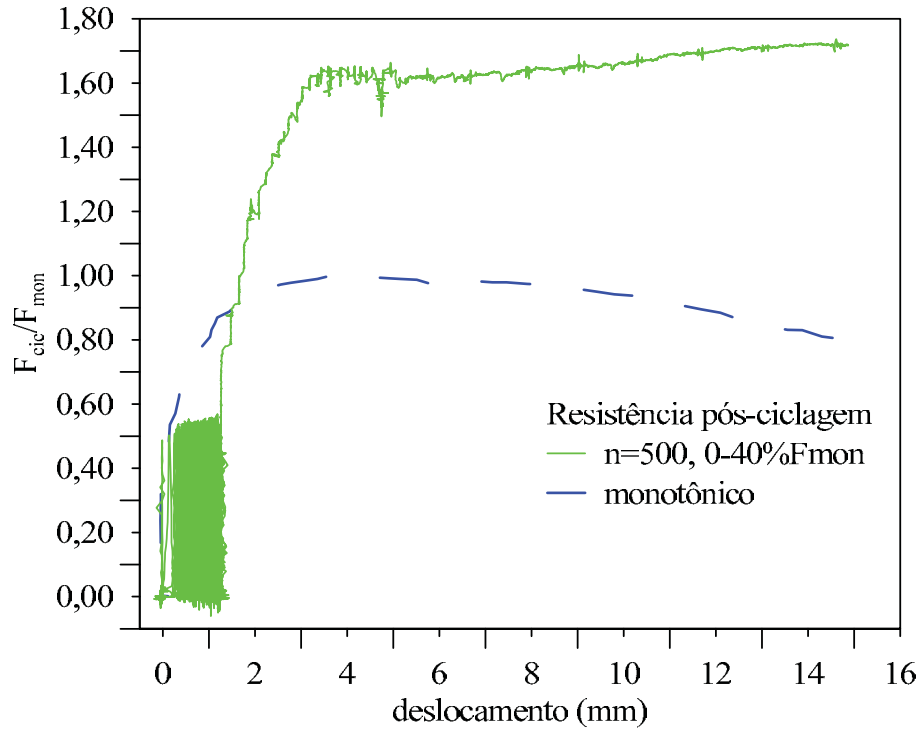


Figura 4.26. O ensaio denominado POS7 em relação ao ensaio de arrancamento monotônico

A Figura 4.27 mostra o registro tempo-história do ensaio POS7. Observa-se uma tendência dos deslocamentos a crescerem, mas com uma diminuição progressiva da taxa de deslocamentos. Este fato pode evidenciar uma estabilização dos deslocamentos.

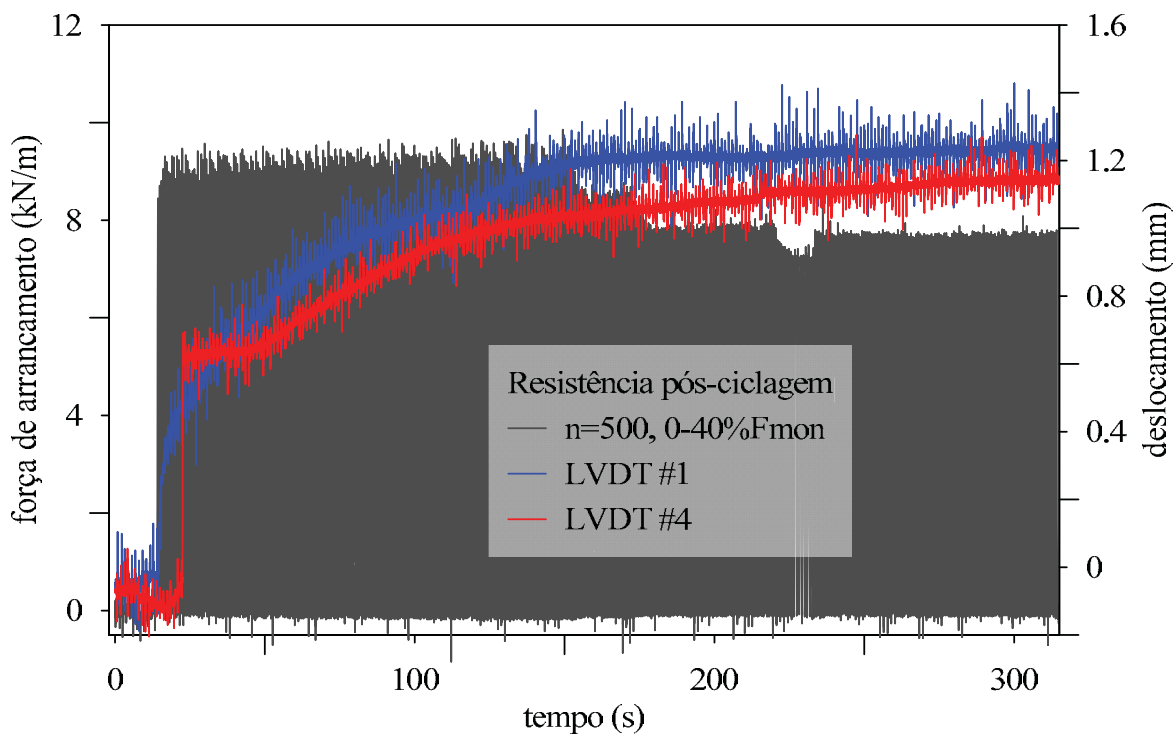


Figura 4.27. Registro tempo-história do ensaio POS7

A Figura 4.28 mostra a influência da ciclagem prévia na resistência pós-ciclagem do sistema ensaiado como uma amplitude de 40%. Na curva obtida pode-se observar que o sistema apresenta uma melhoria em termos de resistência em todos os casos, mas mostra também uma tendência a degradar a partir do ponto de quinhentos (500) ciclos em diante. No programa de ensaios realizado, não foi atingida uma condição aonde o sistema apresente uma resistência inferior à resistência monotônica.

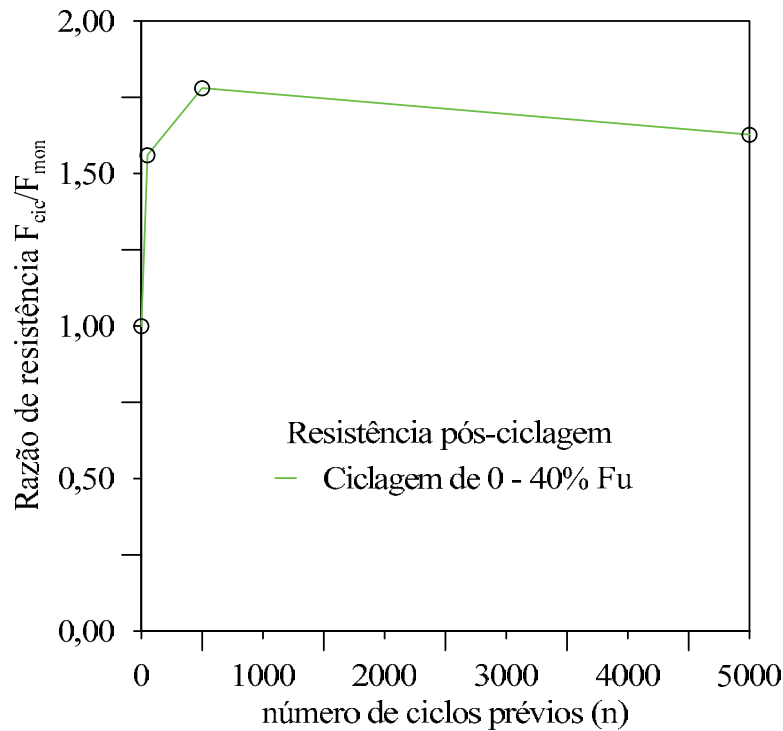


Figura 4.28. Influência da ciclagem prévia de 40% na resistência pós-ciclagem do sistema avaliado

A Figura 4.29 (a) e Figura 4.29(b) mostram a variação dos deslocamentos cíclicos dependente do número de ciclos aplicados em cada ensaio. Observa-se que os deslocamentos cíclicos correspondentes apresentam uma tendência crescente clara em função ao número de ciclos aplicados, comportamento esperado para esta variável. A Figura 4.29 (a) e Figura 4.29(b) mostram duas possíveis tendências, no primeiro gráfico aparentemente os deslocamentos se alinham e no segundo gráfico os deslocamentos poderiam estar evoluindo até uma condição de resiliência para um número maior de ciclos. O número de ciclos ensaiados não fornece valores suficientes para uma conclusão mais precisa de algum tipo de comportamento.

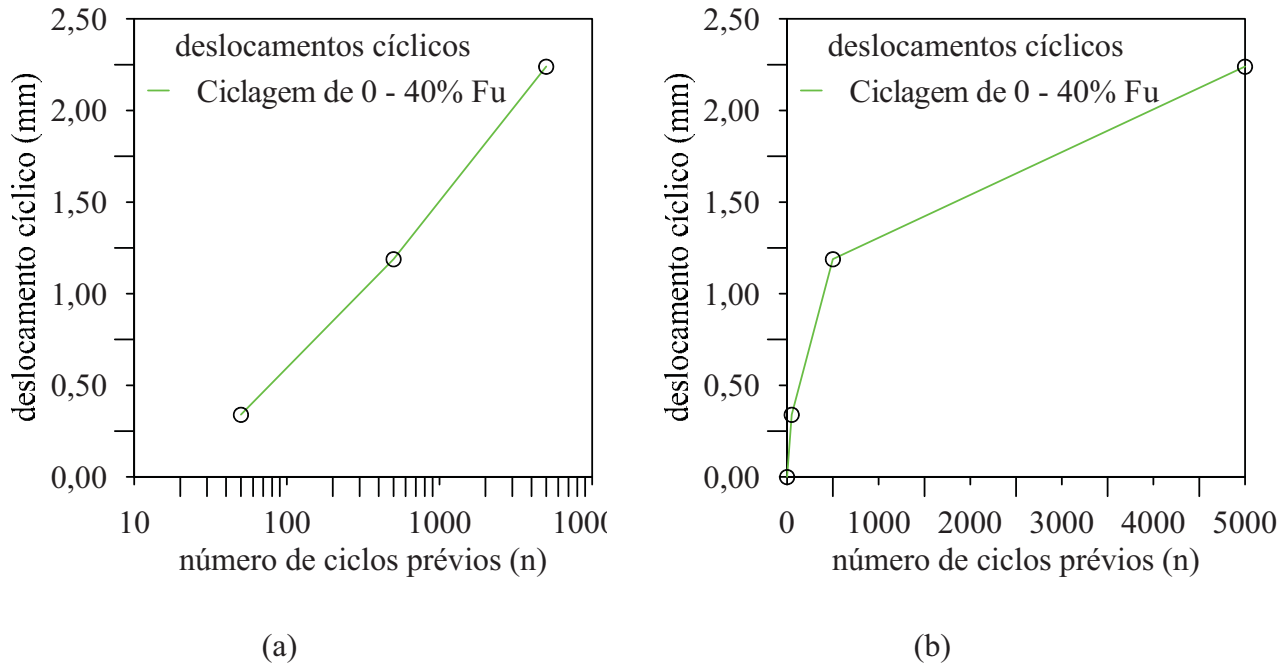


Figura 4.29. Influência da ciclagem prévia de 40% nos deslocamentos cíclicos no sistema avaliado

4.3.2.3 Comparação entre as amplitudes de ciclagem de 80% e 40%

No capítulo de materiais e métodos, mostrou-se que os níveis de força de arrancamento aos quais é submetido um sistema de solo reforçado oscilam entre 10 e 60% de F_{mon} , tudo isto em condições estáticas. Uma vez que uma excitação dinâmica age na estrutura evidentemente existe um acréscimo das forças atuantes nas interfaces solo-geogrelha. Estas forças dinâmicas e cíclicas dependem de muitos fatores, e estas são difíceis de estimar uma vez que estão envolvidos fenômenos locais e regionais como intensidade do terremoto, amplificação sísmica, distância à fonte e condições construtivas, entre outros. Por exemplo, se a ciclagem impuser uma amplitude da ordem 30% F_{mon} , a carga máxima da ciclagem poderia chegar a valores, dependendo do tipo de obra, da ordem de entre 40% e 90% de F_{mon} . Por este motivo, os sistemas foram avaliados sob estas condições. Devido à grande variabilidade das forças envolvidas escolheu-se trabalhar com os valores extremos de amplitude da ciclagem de 80% e 40% de F_{mon} .

A Tabela 4.7 mostra uma relação dos ensaios feitos para a avaliação do comportamento da resistência pós-ciclagem em relação ao número de ciclos prévios aplicados e em função dos níveis de ciclagem de 80% e 40% de F_{mon} .

Em linha gerais pode-se se dizer que o comportamento de ambos os sistemas ocorreu de maneira esperada. Supunha-se que um sistema com um nível de carga cíclica de 80% F_{mon}

apresente um comportamento instável. Este valor foi considerado pelo autor como uma carga onde o sistema poderia apresentar um comportamento instável devido a experiências com o ensaio para a obtenção do G_i . A dúvida radicava no número de ciclos para o qual o sistema ia se instabilizar.

Se as condições do sistema submetido à ciclagem de 80% de amplitude fossem as de um projeto real, os carregamento cíclicos dessa intensidade conduziriam à ruína do projeto de solo reforçado como foi demonstrado nos ensaios. Este fato não condiz com os resultados obtidos na pesquisa de Duckword (2000) onde os sistemas não apresentaram rupturas catastróficas. Este fato pode ser ocasionado por diversos fatores como as compacidades dos sistemas, frequência dos carregamentos ou até por características particulares dos equipamentos de ensaio.

Tabela 4.7. Resumo dos resultados obtidos nos ensaios feitos para avaliar a resistência pós-ciclagem

Ensaio	Observação	número de ciclos (n)	Amplitude	deslocamento cíclico (mm)			Fu _{cic}	Fu _{cic} /Fu	%variação
				LVDT #1	LVDT #4	médio			
pos1		50	80%	11.98	9.10	10.5	22.9	1.32	32%
pos2	ruptura de sistema	6	80%	-	-	-	14.5	0.84	-16%
pos3		100	80%	3.83	4.01	3.92	26.1	1.51	51%
pos4	ruptura de sistema	250	80%	27.00	28.78	27.89	13.9	0.80	-20%
pos5		5000	40%	3.40	1.08	2.24	28.2	1.63	63%
pos6		50	40%	0.15	0.53	0.34	27.0	1.56	56%
pos7		500	40%	1.24	1.14	1.19	30.8	1.78	78%

Segundo os resultados obtidos de nossos ensaios e considerando que um terremoto de intensidade média a alta impõe 50 ciclos em média, poderíamos concluir que 5 terremotos daquela intensidade levariam o sistema à ruína. Logicamente o fenômeno é muito mais complexo do que isso, no entanto, o exemplo é apropriado para que se possam entender os resultados.

Em contrapartida, uma carga cíclica de 40% F_{mon} apresenta um valor completamente estável, condição que era prevista da experiência dos ensaios de obtenção do G_i . O número máximo de ciclos avaliados para esta condição foi de 5000 ciclos, e considerando que um terremoto de intensidade média a alta impõe 50 ciclos em média, poderíamos concluir que 100 terremotos daquela intensidade levariam o sistema à ruína. Neste caso é importante salientar que um terremoto que impõe uma carga adicional de 30 a 40% é muito mais frequente do que um que impõe uma carga maior.

A Figura 4.30 apresenta uma comparação entre as condições extremas avaliadas de ciclagens de amplitudes de 80% e condição de ruína, e a de 40% e 5000 ciclos aplicados que apresenta uma condição completamente estável.

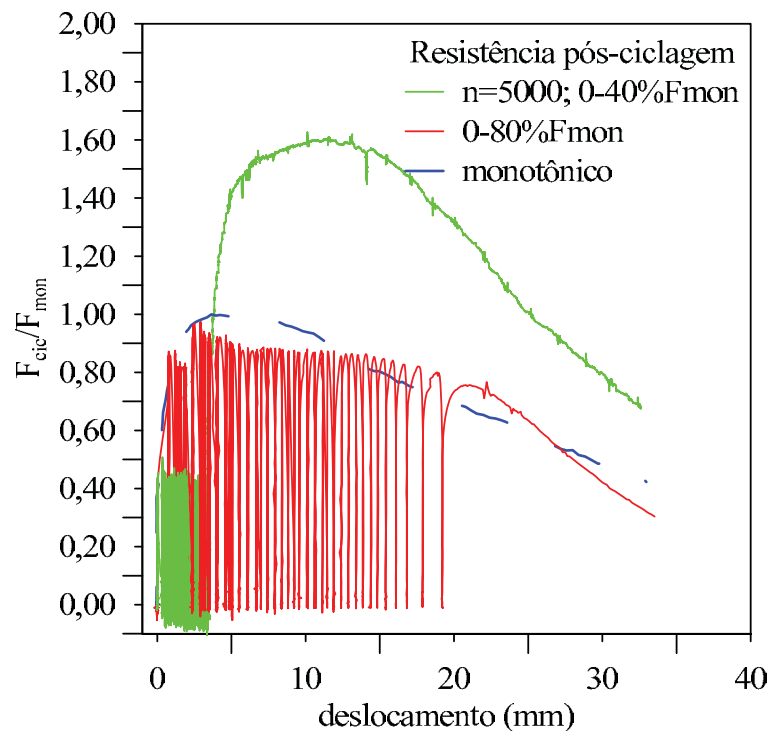


Figura 4.30. Comparação entre os casos extremos POS4 e POS5 em relação ao ensaio monotônico

Entendemos que esta pesquisa ajuda a compreender o comportamento resistente dos projetos de solo reforçado; mas os fenômenos que impõem este tipo de carregamento são de uma

grande complexidade e devem ser objeto de outras pesquisas para que se possam projetar estruturas de solo-reforçado com a devida confiabilidade.

Vale a pena frisar que as condições dos ensaios realizados para esta pesquisa como são a compacidade de 87% e ausência de umidade são dificilmente conseguidas em um projeto real, motivo pelo qual se considera que pesquisas adicionais são necessárias ainda com a intenção de se procurar reproduzir as condições reais de campo e abranger os comportamentos dos materiais utilizados tipicamente em projetos de engenharia.

Com tudo, considera-se que esta pesquisa é um primeiro passo que abre um amplo espectro de possibilidades de pesquisa no campo de interação cíclica de sistemas de solo reforçado.

É importante reconhecer que o equipamento de ensaios de arrancamento cíclico utilizado encontra-se ainda em etapa de desenvolvimento. Em vista disto, a seguir são especificadas as limitações encontradas no funcionamento do equipamento ao longo do programa de ensaios.

- O controle no valor máximo da função de carga encontra-se limitado devido a forças inerciais na etapa de avanço do pistão. Esta força inercial é mais forte quando a velocidade de deslocamento no avanço é maior. Este fato se reflete em um excesso de carga além do limite especificado no IHM. O excesso de carga aqui referido depende, então, da velocidade do pistão;
- O controle no valor mínimo da função de carga é difícil de ser realizado devido à presença presumível de um fenômeno de golpe de aríete no momento em que o pistão muda de direção. Este fenômeno se reflete em uma liberação súbita da força acumulada na inclusão levando-a até, inclusive, a uma condição de força zero;
- O controle de frequências é realizado através do controle das velocidades de avanço e de recuo do pistão. Uma vez que a válvula instalada no equipamento é de vazão constante, o controle da velocidade é realizado através da redução da velocidade do motor com o emprego de um inversor de frequência. Estas velocidades são ajustadas automaticamente, no entanto, este fato pode demorar a ocorrer. Esta condição pode ser resultado de erros na programação ou a precisão dos valores discretos das velocidades do pistão;
- A presença de ruídos elétricos/magnéticos influencia grandemente nas medidas de força e deslocamento. A presença de ruídos elétricos condicionou a instalação de uma célula de carga adicional, fato que impediu a realização do ensaio de resistência cíclica uma vez que o equipamento precisa ser completamente automatizado por motivos de segurança;

- As vibrações transmitidas pelo atuador ao resto da estrutura influenciam também nas medições realizadas;
- A resolução dos sensores de medição de deslocamento não foi adequada, tendo-se em vista que não foi possível medir-se os deslocamentos cíclicos para a inclusão curta de 240 mm de comprimento.
- O sistema de garra atual permite escorregamento do geossintético nos ensaios. Este fato impede uma análise precisa da evolução dos deslocamentos ao longo da inclusão;
- Devido ao controle de velocidade do pistão ser feito através da redução de giro do motor, o aquecimento do sistema hidráulico passou a ser um problema importante devido ao fato de que alguns tipos de ensaios podem levar um tempo considerável de duração. O aquecimento do sistema permite um aquecimento do óleo do sistema e, por tanto, uma perda de viscosidade que pode modificar a precisão no funcionamento do equipamento, seja no controle de carga ou de deslocamentos;
- A disposição espacial dos equipamentos envolvidos no processo de ensaio foi de amplas distâncias, este fato dificulta o controle simultâneo dos aparelhos de controle do ensaio.

5 CONCLUSÕES

Esta pesquisa avaliou o comportamento cíclico de sistemas de solo reforçado com geossintéticos, em particular, geogrelhas, assim como as modificações feitas no equipamento de arrancamento da Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP. Para tanto, foram realizados vários ensaios em sistemas de solo reforçado com geogrelhas. Estes ensaios foram pensados para abranger, quanto possível, o entendimento do comportamento destes sistemas quando submetidos a carregamentos sísmicos ou quando formam parte de um sistema de pavimento reforçado com geossintéticos. Desta forma, pode-se dividir o estudo em dois campos de ação: aplicação em pavimentos reforçados com geossintéticos e aplicação no estudo da resposta cíclica de sistemas de solo reforçado com geossintéticos.

O programa experimental permitiu deduzir conclusões importantes em cada um dos campos de ação avaliados.

Em relação ao comportamento de interação solo-geogrelha aplicado em pavimentos reforçados conclui-se que:

- O ensaio de inclusão longa, de 510 mm de comprimento, permitiu realizar a estimativa dos valores do módulo G_i , bem como o ajuste dos modelos de calibração;
- Em geral, os modelos de calibração apresentaram ajustes razoavelmente adequados com valores do coeficiente de correlação, em sua maioria, superiores a 0,97;
- Tal como acontece no caso dos modelos de calibração para ensaios de módulo de resiliência em material granular de base de pavimentos, o modelo empírico misto apresentou o melhor ajuste;
- Os ensaios que utilizaram inclusão curta, de 240 mm de comprimento, não apresentaram resultados adequados face aos deslocamentos de ordem de grandeza inferior à precisão dos dispositivos de medição de deslocamento e também às deficiências na realização dos ensaios, e;
- Segundo as características atuais do equipamento, o comprimento adequado da inclusão ensaiada deve ser maior do que 240 mm para que se possam registrar valores de deslocamentos dentro da ordem de precisão dos LVDTs utilizados no sistema de medição de deslocamento.

As principais conclusões em relação ao comportamento de interação solo-geogrelha de sistemas de solo reforçado submetido a carregamento cíclico são:

- O sistema de solo reforçado ensaiado apresentou a ruína para 250 ciclos de 80% de amplitude. Este fato demonstra que um sistema de solo reforçado pode atingir a condição de ruptura durante o seu funcionamento;
- A evolução dos deslocamentos durante os ensaios de 80% de amplitude apresentou tendência de instabilização em todos os casos;
- A influência da ciclagem na evolução dos deslocamentos não foi medida com precisão devido à presença de um comportamento anômalo para a ciclagem de 100 ciclos para 80% de amplitude;
- O sistema de solo reforçado apresentou um comportamento completamente estável quando submetido a uma ciclagem com 40% de amplitude. Para um número máximo de 5000 ciclos observou-se que não ocorreu ruptura do sistema
- Os deslocamentos registrados nos ensaios com 40% de amplitude mostraram uma evolução estável e de intensidade baixa, acumulando um valor máximo de 3,40 mm em um dos LVDTs;
- A variação dos deslocamentos cíclicos em função do número de ciclos aplicados mostra um comportamento crescente com o número de ciclos e, quando desenhados em escala adequada, apresenta uma tendência linear embora este fato não possa ser comprovado por falta de uma base de dados mais extensa e,
- O programa de ensaios realizados nesta pesquisa mostra que existem comportamentos estáveis e instáveis de sistemas de solos reforçados quando submetidos a carregamentos cíclicos. Este fato indica a necessidade de aprofundar o entendimento deste fenômeno para estimar limiares de instabilidade para sistemas de solo reforçado quando submetidos a carregamentos cíclicos;

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Instalar células de carga com capacidade próxima à carga máxima esperada no ensaio. É comum na prática de alguns laboratórios que a carga máxima do ensaio represente aproximadamente os dois terços ($2/3$) da capacidade máxima de leitura da célula de carga;
- Medir os deslocamentos com LVDT de capacidade máxima próxima aos deslocamentos acumulados máximos esperados. Pode ser considerada uma regra análoga à descrita no item anterior;

- A sequência de carga deve possuir tantos pares de tensão quanto for possível para melhorar a qualidade estatística dos coeficientes de ajuste dos modelos de calibração do módulo G_i ;
- Avaliar a possibilidade de trabalhar com comprimentos maiores da inclusão devido à vantagem de se poder instalar mais pontos de medição e de se ter uma idéia melhor da distribuição das deformações;
- Realizar ensaios de resistência cíclica em sistemas de solo reforçado;
- Determinar curvas de degradação cíclica de rigidez e aumento de amortecimento do sistema solo-geossintético através de ensaios análogos aos realizados por Seed e Idriss (1970);
- Implementação de válvula servo-controlada ou proporcional de pressão para melhorar o controle das cargas em geral;
- Reduzir o tempo de ajuste de frequências durante o ensaio, para o ajuste se realizar a cada ciclo;
- Isolar magneticamente os elementos emissores de ruído elétrico em relação aos sensores de medição;
- Isolar o atuador em relação à caixa de ensaio, para não transmitir vibrações ao resto da estrutura. O atuador deve ter uma fundação independente e adequadamente isolada em termos de vibrações em relação à estrutura da caixa de ensaios e às bases dos sistemas de medição de deslocamentos ou deformações;
- Adquirir sensores de deslocamento de alta precisão e aplicar filtros consistentes;
- A garra de ensaio pode ser projetada para ficar dentro do solo, de tal forma que o comprimento da inclusão seja constante em qualquer instante do ensaio ou apresentar deformações apenas pelas cargas internas do sistema. A garra não deve permitir escorregamento de nenhum tipo no geossintético;
- Implementar um sistema de refrigeração. Caso a modificação da válvula proporcional tenha sido realizada, esta sugestão pode ser desconsiderada e,
- Distribuir de maneira mais eficiente os equipamentos durante o ensaio. Em caso de se possuir dispositivos controladores digitais, esta sugestão pode ser desconsiderada.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA H., J.E.; MENESES L., J.F. (1987). **Número de ondas equivalentes de las ondas sísmicas Peruanas**, V Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú.

ANTUNES, L.D.S.E. (2008). **Reforço de pavimentos rodoviários com geossintéticos**, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 179 pp.

ASTM (1997). **D 1195 – 93: Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements.**

ASTM (2001). **D 6706 – 01: Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil.**

ASTM (2002). **D 4439 – 02: Standard terminology for geosynthetics.**

BARKAN, D.D. (1962). **Dynamics of bases and foundations**. McGraw-Hill book Company, 434 pp.

BENJAMIN, C.V.S.; BUENO, B.S.; ZORNBERG, J.G. (2007). **Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls**. Geosynthetics International, v.14, n.2, p.100-118.

BERTERO, V.V. et al. (1995). **Seismological and Engineering aspects of the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake**. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-95/10, California, USA.

CLAYTON, C.R.I.; MILITITSKY, J.; WOODS, R.I. (1993). **Earth Pressure and Earth-Retaining Structures**. Blackie Academic and Professional, Glasgow, 398 pp.

CUELHO, E.V.; PERKINS, S.W. (2005). **Resilient interface shear modulus from short-strip, cyclic pullout tests**. In: M.A. Gabr, J.J. Bowders, D. Elton and J.G. Zornberg (Editors). ASCE, Austin, Texas, USA, pp. 21-21.

DAS, B.M.; SHIN, E.C. (1994). **Strip foundation on geogrid-reinforced clay: Behavior under cyclic loading**. Geotextiles and Geomembranes, v.13, n.10, p.657-667.

DUCKWORD, S.M. (2000). **Geogrid-soil interaction coefficients for seismic design**, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, British Columbia, Canada, 123 pp.

DYER (1985). **Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement**, University of Oxford, 222 pp.

FANNIN, R.J. (1986). **Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay - A study on model and full scale**, Magdalen College, University of Oxford, Triniyi Term, 222 pp.

FARRAG, K.; ACAR, Y.B.; JURAN, I. (1993). **Pull-out resistance of geogrid reinforcements**. Geotextiles and Geomembranes, v.12, n.2, p.133-159.

GIACHETI, H.L. (1991). **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo**, EESC, EESC - USP, São Carlos, 232 pp.

HAAS, R.; WALLS, J.; CARROL, R.G. (1988). **Geogrid reinforcement of granular bases in flexible pavements**. Transportation Research Record, v.1188, n.1, p.19-27.

HOLLEY, T. (2009). **Development of a Test Protocol for Cyclic Pullout of Geosynthetics in Roadway Base Reinforcement**, Civil Engineering, Montana State University, Bozeman, Montana, 99 pp.

ISHIHARA, K. (1996). **Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics**. Oxford Science Publications, New York, 385 pp.

KLINSKY, L.M.G. (2008). **Proposta de reaproveitamento de areia de fundição em sub-bases e bases de pavimentos flexíveis, através de sua incorporação a solo argilosos**, Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 215 pp.

KOERNER, R.M. (2005). **Designing with geosynthetics**, 5th Edition. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 796 pp.

KRAMER, S.L. (1996). **Geotechnical Earthquake Engineering**, Upper Saddle River, NJ, USA, 673 pp.

LENG, J. (2002). **Characteristics and Behaviour of Geogrid-Reinforced Aggregate under Cyclic Load**. PhD., Department of Civil Engineering, North Carolina University, North Carolina, 164 pp.

LIMAYMANTA, F.; GUTIÉRREZ, W. (2003). **Ensayo de modulo resiliente**. In: ICG (Editor), XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL. ICG, IQUITOS, PERU, pp. 1 - 11.

LING, H.I.; LESHCHINSKY, D. (2005). **Failure Analysis of Modular-Block Reinforced-Soil Walls during Earthquakes**. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.19, n.2, p.7.

MALDONADO, E. (2008). **Análise dinâmica de um aterro reforçado com geossintéticos**, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 134 pp.

MEYER, N.; NERNHEIM, A.; KÖHLER, U. (2004). **Geosynthetic-soil interaction under cyclic loading**. Proceedings of the Third European Geosynthetics Conference EuroGeo 3, p.635 - 639.

MORACI, N.; CARDILE, G. (2009). **Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil**. Geotextiles and Geomembranes, v.27, n.6, p.475-487.

MORACI, N.; RECALCATI, P. (2006). **Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil**. Geotextiles and Geomembranes, v.24, n.4, p.220-242.

NCHRP (2004). **Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design**. NCHRP Research Results Digest, No 285, Washington, DC.

NERNHEIM, A.; MEYER, N. (2006). **Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Boden unter statischen und zyklischen Beanspruchungen**. Bautechnik, v.83, n.4, p.261-270.

NOVA-ROESSIG, L.; SITAR, N. (1996). **A review of Seismic Design Methods for Reinforced soil walls and slopes**. University of California at Berkeley, Geotechnical Report No. UCB/GT/95-06, California, USA.

NOVA-ROESSIG, L.M.; SITAR, N. (1999). **Centrifuge Studies of the Seismic Performance of Reinforced Soil Structures**. University of California at Berkeley, Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/99-13, California, USA.

OCHIAI, H. et al. (1996). **The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil**. Geotextiles and Geomembranes, v.14, n.1, p.19-42.

PALMEIRA, E.M. (1987). **The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests**, University of Oxford, 237 pp.

PAVCO-AMANCO, S.A. (2006). **Manual de Diseño con Geosintéticos**, Séptima Edición. Departamento de Ingeniería - Geosintéticos, Bogota D.C. - Colombia.

PERKINS, S.W. (2000). **Constitutive modeling of geosynthetics**. Geotextiles and Geomembranes, v.18, n.5, p.273-292.

PERKINS, S.W. et al. (2004). **Development of Design Methods for Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements**. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA Report Reference Number DTFH61-01-X-00068, Washington D.C., USA.

PRAKASH, S. (1981). **Soil dynamics**. McGraw-Hill Inc., New York, 426 pp.

RAJU, D.M.; FANNIN, R.J. (1998). **Load-strain-displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout**. Canadian Geotechnical Journal, v.35, n.2, p.183-193.

RAJU, M. (1995). **Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetics**, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, British Columbia, 295 pp.

RIGO, J.M.; PERFETTI, J. (1982). **Fatigue study of geotextiles**, Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, U. S. A.

SANDRI, D. (1997). **A performance summary of reinforced soil structures in the greater Los Angeles area after the Northridge earthquake**. Geotextiles and Geomembranes, v.15, n.4-6, p.235-253.

SEED, H.B.; IDRIS, I.M. (1970). **Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses**. University of California, Berkeley, Report No. EERC 70 - 10, California.

SEED, H.B. et al. (1986). **Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils**. Journal of Geotechnical Engineering, v.112, n.11, p.1016-1032.

STAMATOPOULOS, A.C.; KOTZIAS, P.C. (1985). **Soil improvement by preloading**. Wiley, New York, 261 pp.

TATSUOKA, F.; KOSEKI, J.; TATEYAMA, M. (1997). **Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake**. Earth Reinforcement, v.2, p.973-1008.

TATSUOKA, F. et al. (1997). **Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures: 1996-1996 Mercer Lecture**. Geosynthetics International, v.4, n.2, p.81-136.

TEIXEIRA, S.H.C. (1999). **Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos**, Geotecnia, USP, São Carlos, 157 pp.

TEIXEIRA, S.H.C. (2003). **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**, Geotecnia, USP, São Carlos, 236 pp.

USACOE (2003). **Use of Geogrids in Pavement Construction**. Department of Army, ETL 1110-1-189, Washington D.C., USA.

VIANA, P.M.F. (2003). **Geovalva: Um novo processo construtivo para dutos enterrados**, EESC, USP, São Carlos, 265 pp.

ZORNBERG, J.G.; SITAR, N.; MITCHELL, J.K. (1995). **Performance of Geotextile-Reinforced soil slopes at failure: a Centrifuge study**. University of California at Berkeley, Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/95-01, California, USA.

APÊNDICE A – ESTIMATIVAS DE MÓDULO DE CISLHAMENTO DE RESILIÊNCIA DE INTERFACE SOLO-GEOGRELHA

Neste apêndice são mostradas as estimativas realizadas para analisar os resultados do ensaio de módulo de cisalhamento de resiliência de interface solo-geogrelha na inclusão longa.

$$\sigma_i=25\text{kPa}; \tau_i=20\%$$

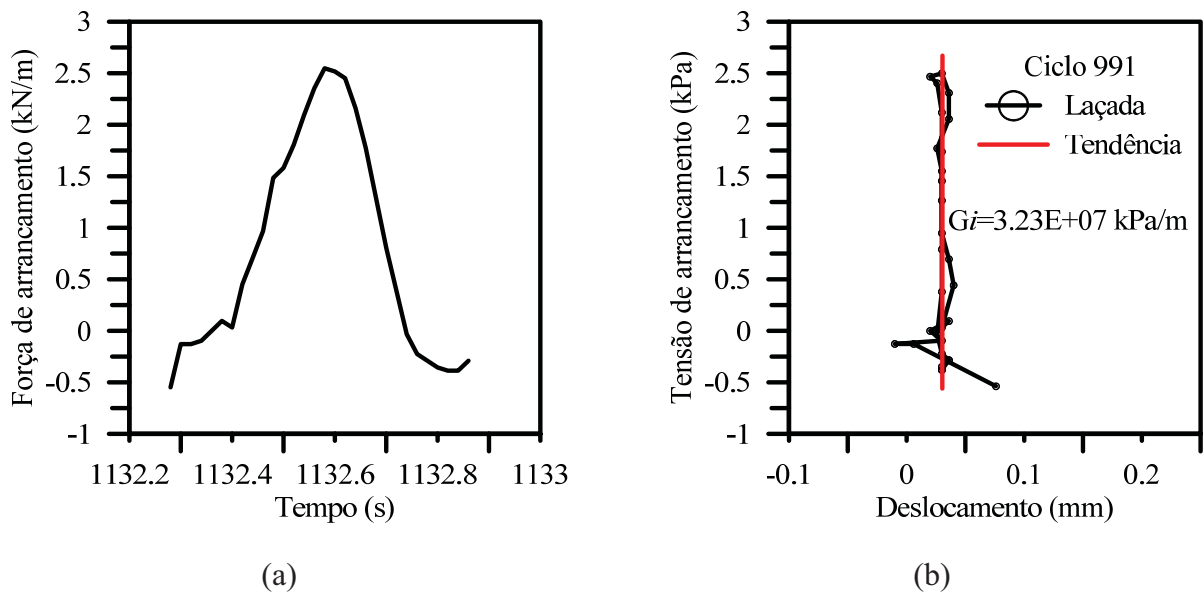


Figura A. 1. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

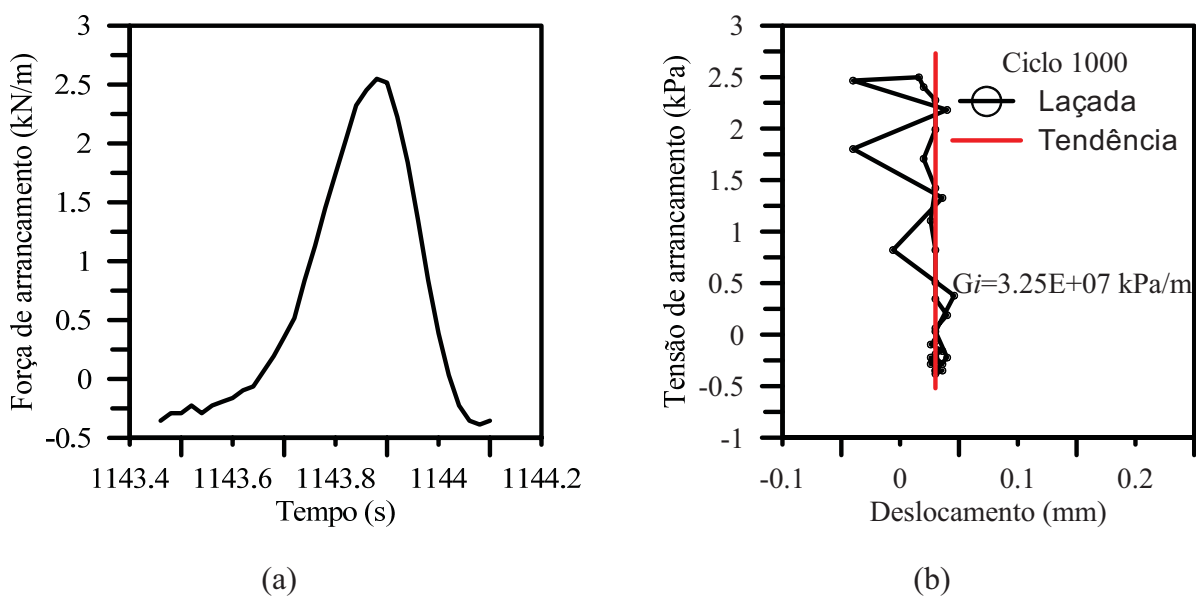


Figura A. 2. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=25\text{kPa}; \tau_i=40\%$$

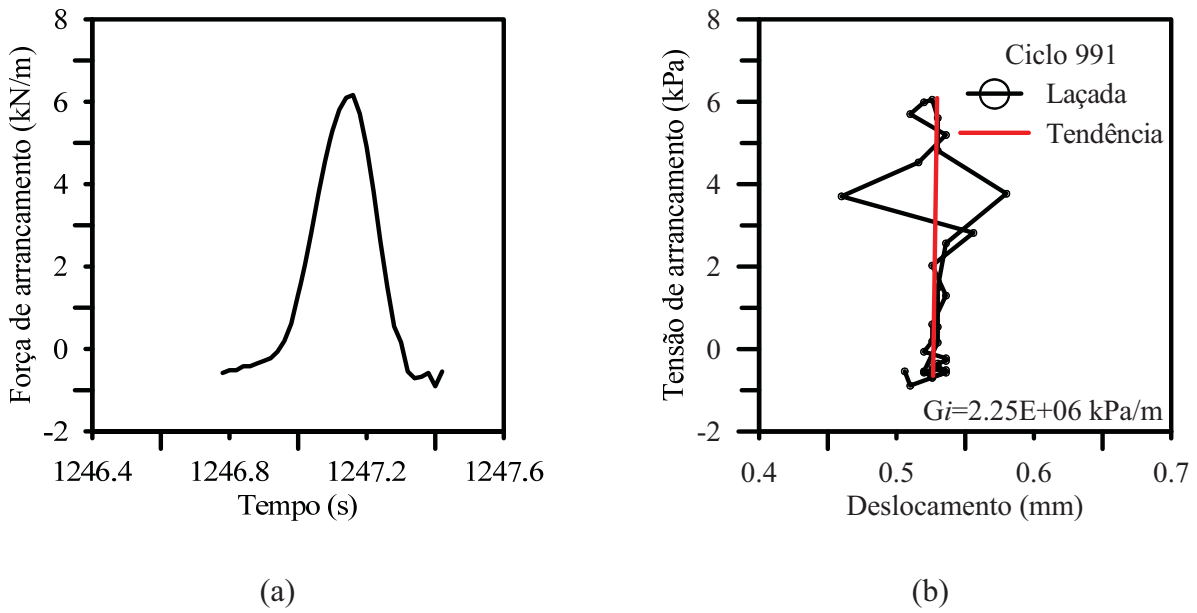


Figura A. 3. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

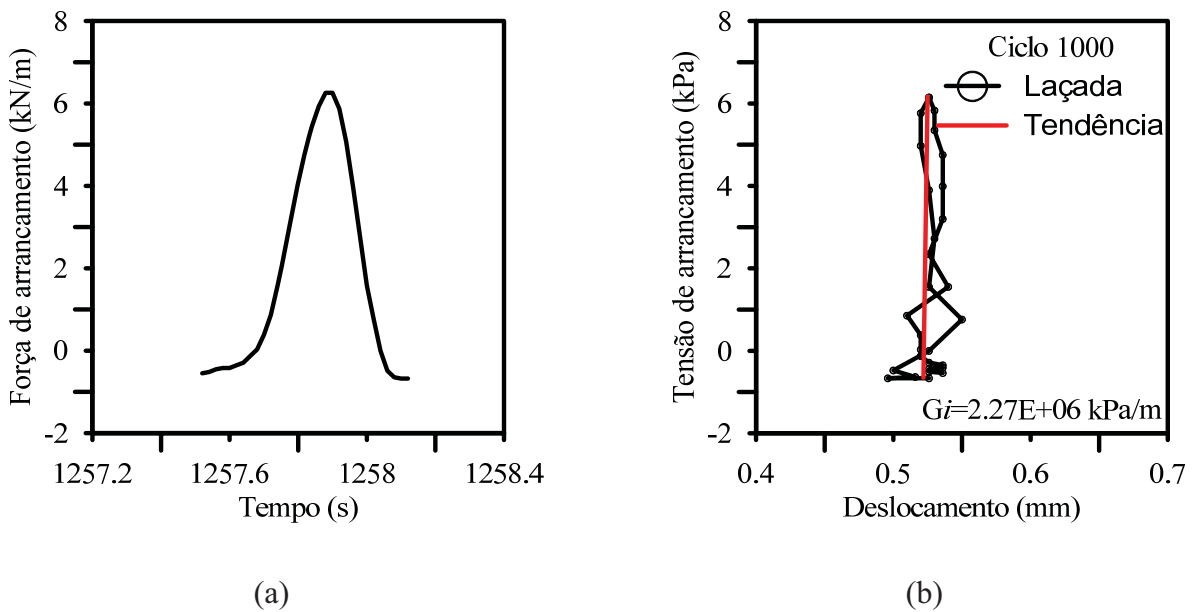


Figura A. 4. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=25\text{kPa}; \tau_i=60\%$$

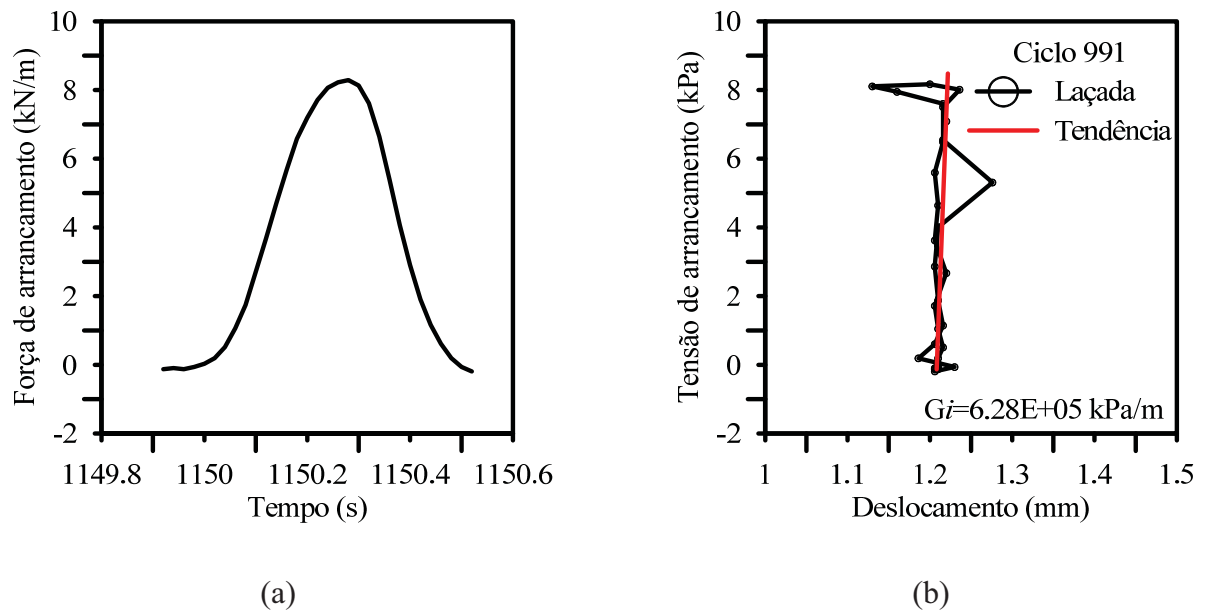


Figura A. 5. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

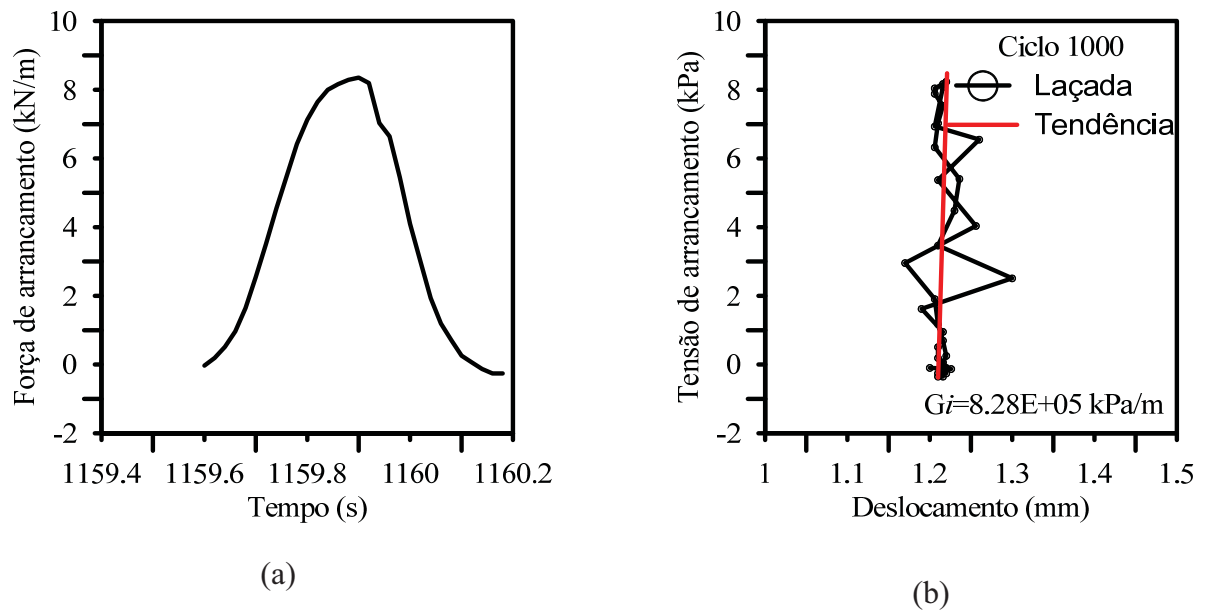


Figura A. 6. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 25 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=50\text{kPa}; \tau_i=20\%$$

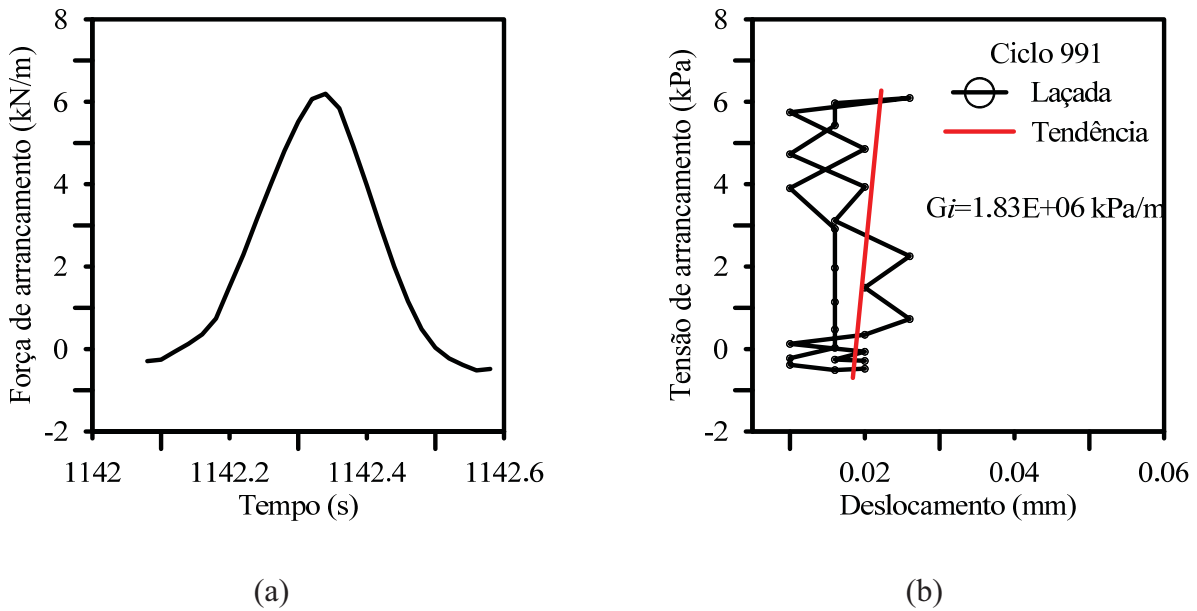


Figura A. 7. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

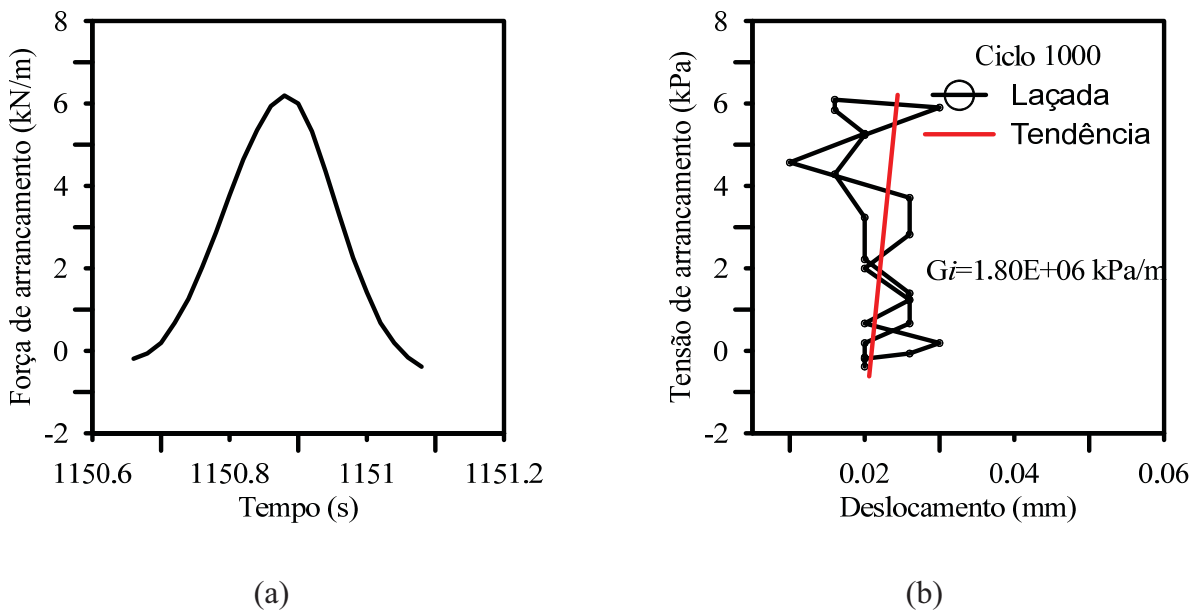


Figura A. 8. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=50\text{kPa}; \tau_i=40\%$$

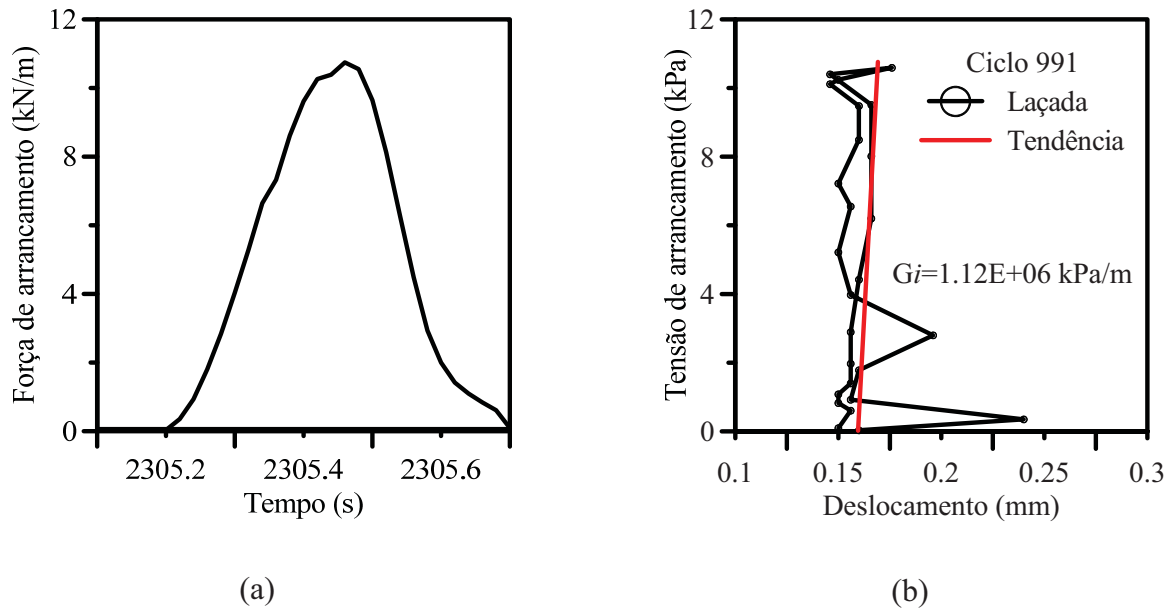


Figura A. 9. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

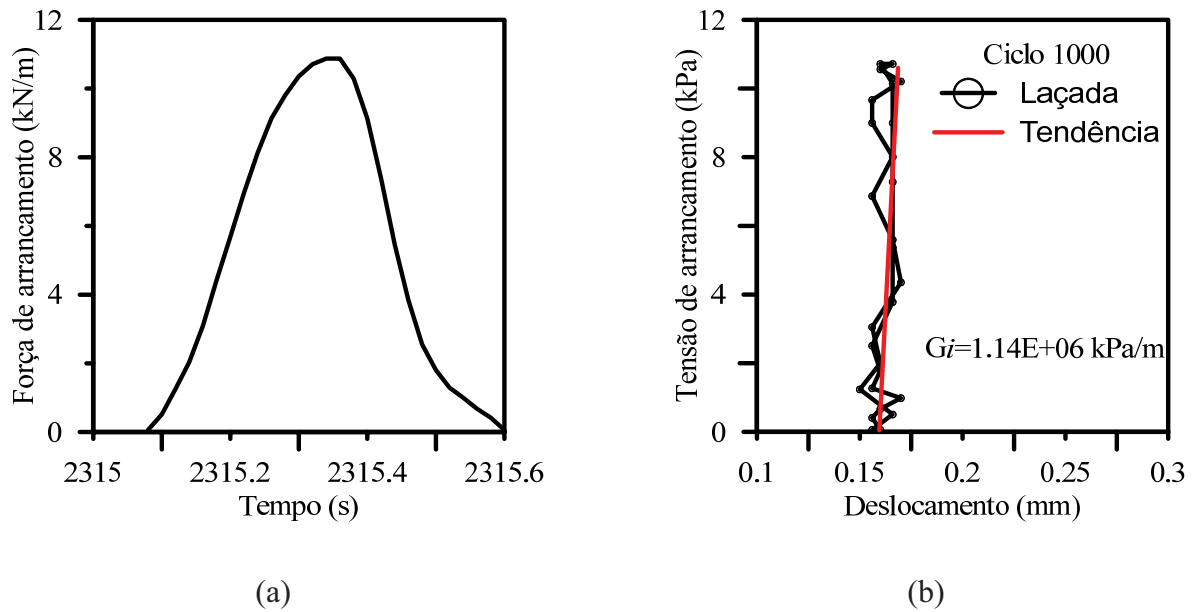


Figura A. 10. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=50\text{kPa}; \tau_i=60\%$$

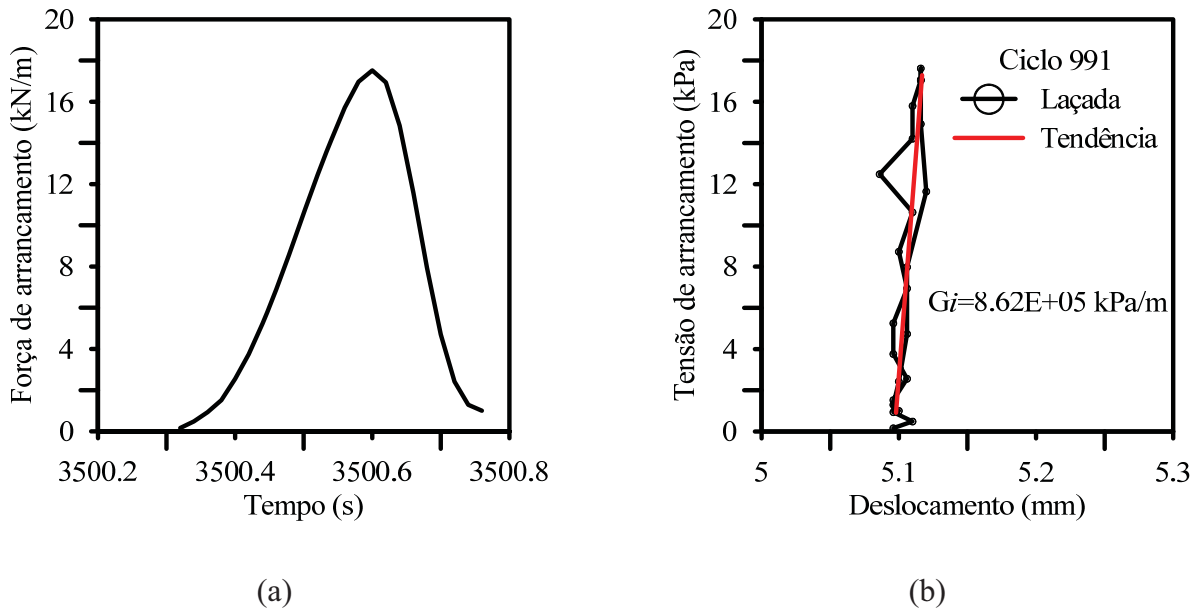


Figura A. 11. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

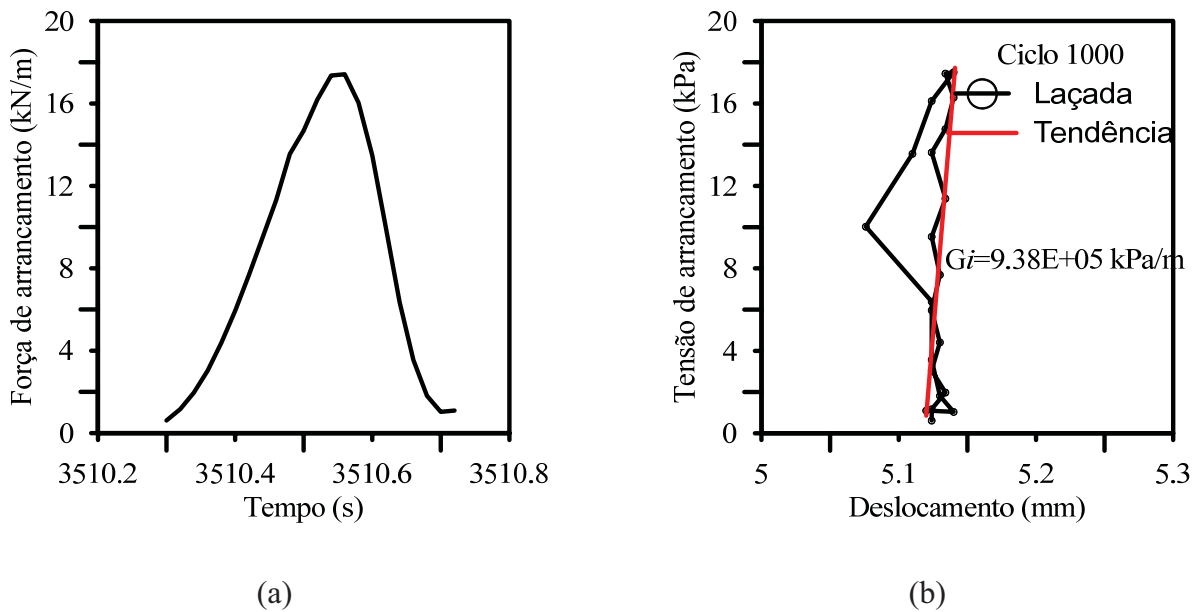


Figura A. 12. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 50 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=100\text{kPa}; \tau_i=20\%$$

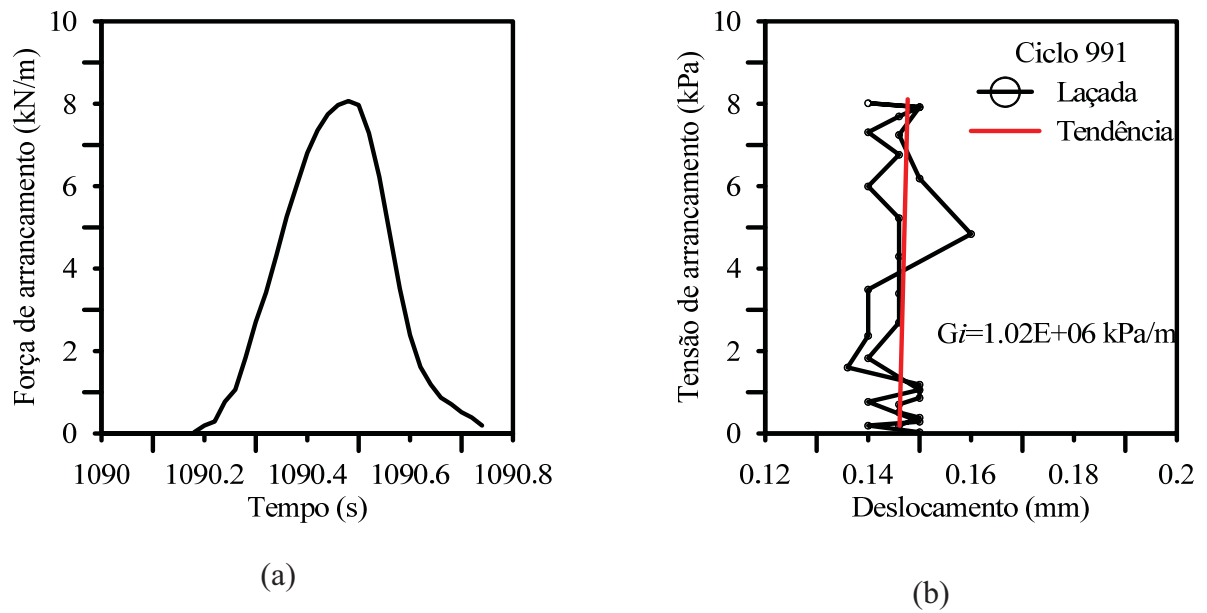


Figura A. 13. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

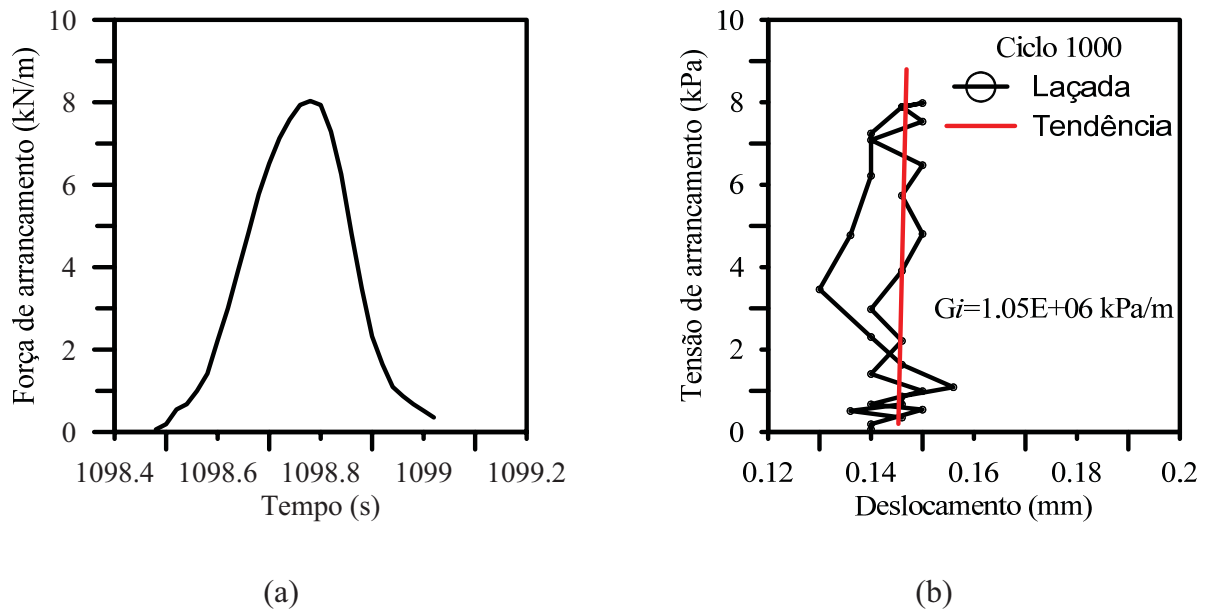
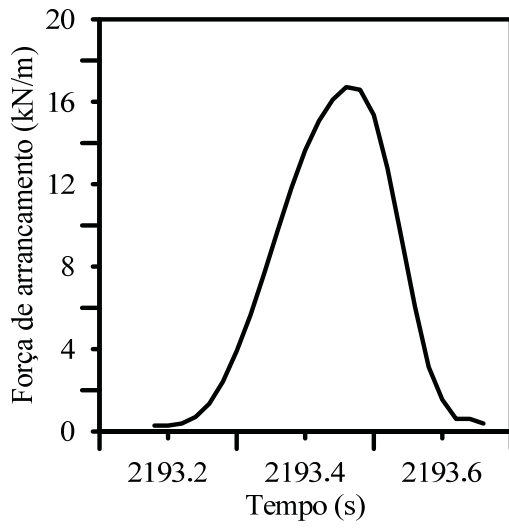
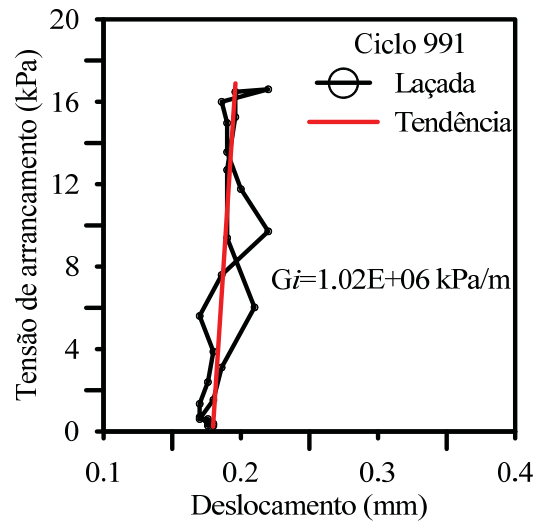


Figura A. 14. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 20% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=100\text{kPa}; \tau_i=40\%$$

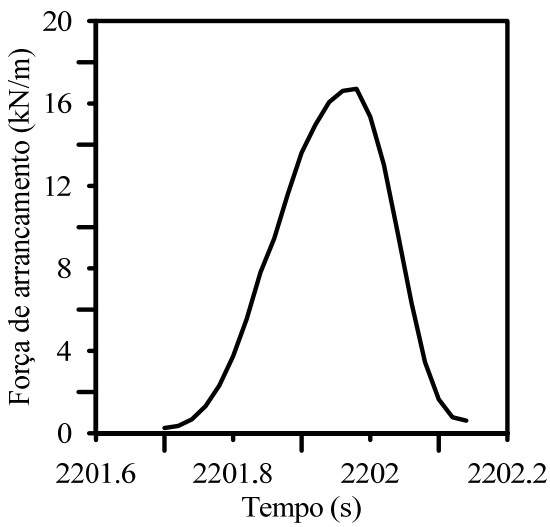


(a)

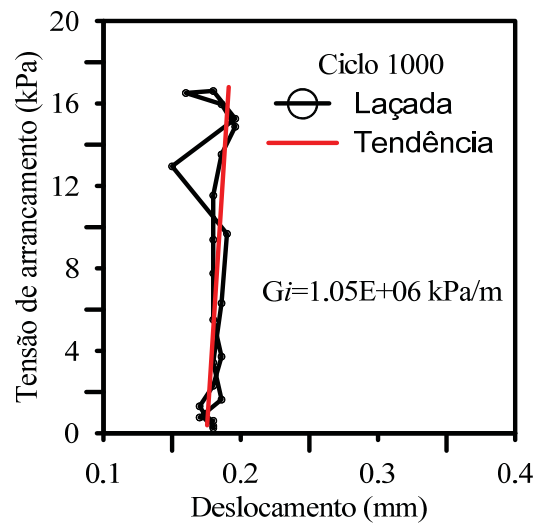


(b)

Figura A. 15. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.



(a)



(b)

Figura A. 16. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 40% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

$$\sigma_i=100\text{kPa}; \tau_i=60\%$$

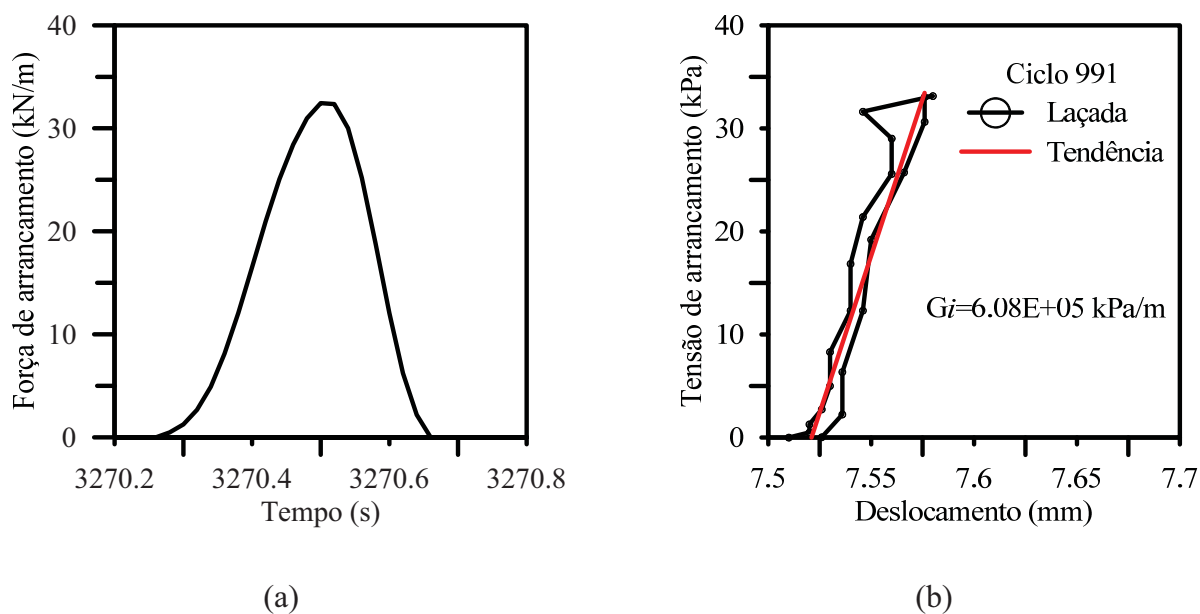


Figura A. 17. Análise individual do ciclo 991 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

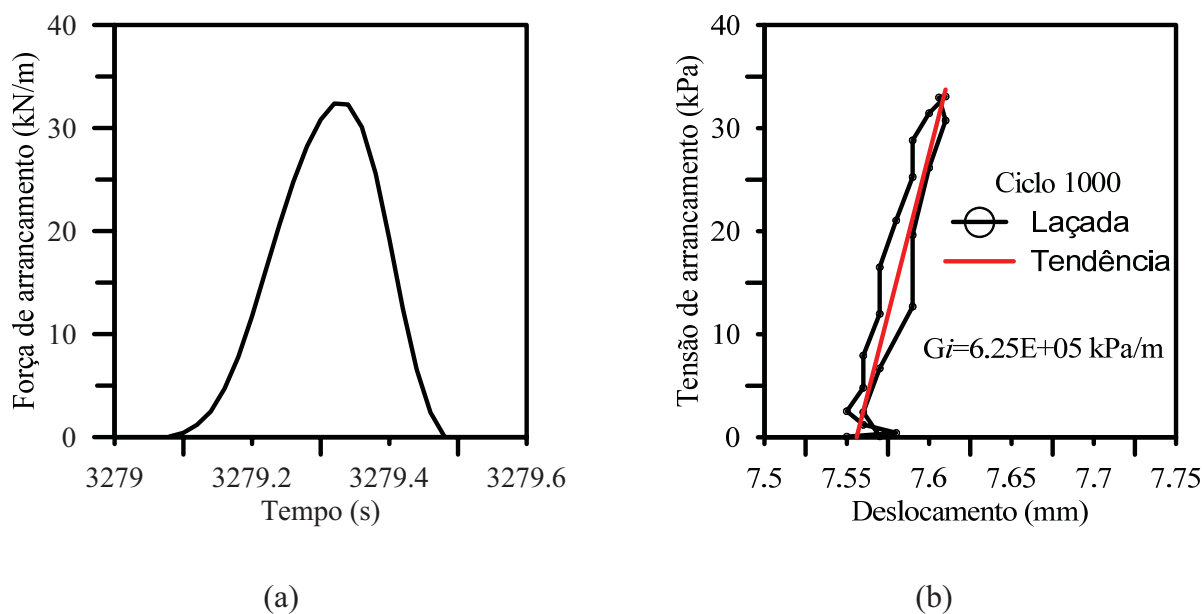


Figura A. 18. Análise individual do ciclo 1000 do estágio de 100 kPa de tensão de confinamento e 60% de carga de arrancamento. (a) Localização do ciclo no tempo; (b) Estimativa do módulo de resiliência.

