

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise do comportamento de placas submetidas a carregamento
excêntrico assentes em camadas de solo-cimento**

Helena Batista Leon

Porto Alegre
2023

HELENA BATISTA LEON

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PLACAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO EXCÊNTRICO
ASSENTES EM CAMADAS DE SOLO-CIMENTO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia.

Porto Alegre
2023

HELENA BATISTA LEON

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PLACAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTO EXCÊNTRICO
ASSENTES EM CAMADAS DE SOLO-CIMENTO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTORA EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de março de 2023

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

Prof. Lucas Festugato
Dr pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Antonio Thomé
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Sara Rios
Dra. pela Universidade do Porto - Portugal

Prof. Vitor Pereira Faro
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus maiores incentivadores:
meus pais, minha irmã e ao meu noivo Vinícius.

AGRADECIMENTOS

Houve um dia em que a conquista deste doutorado era a minha principal aspiração pessoal. O tempo passa, novas oportunidades se apresentam, prioridades mudam, mas o conhecimento adquirido com todas essas experiências permanecerá... e esse está sendo o meu combustível para estes últimos dias de trabalho. Ao longo dessa jornada contei com muitas pessoas queridas que, muitas vezes sem saber, me ajudaram a permanecer firme.

Começo agradecendo a UFRGS e a todos os professores do PPGEC pela oportunidade e o privilégio de poder aprender com vocês. Agradeço também a UPF e aos professores e funcionários dos CETEC por permitirem que este trabalho fosse desenvolvido no campo experimental e por me fornecerem todo o suporte que podiam, mesmo em meio a uma pandemia.

Agradeço aos meus orientadores, professores Nilo Consoli e Lucas Festugato, por aceitarem esse desafio comigo e por todo o apoio, incentivo e motivação ao longo do desenvolvimento desta tese.

Agradeço ao Leunir, que além de excelente laboratorista e churrasqueiro, se tornou um amigão por quem eu guardo um carinho enorme. Obrigada por tornar meus perrengues muito mais leves e por compartilhar teu conhecimento comigo.

Agradeço aos colegas e amigos que o campo me deu: Lais, Maria Mariana e Fernando, foi muito bom conviver com vocês em Passo Fundo. À Lais agradeço também por todas as dicas antes de começar minha empreitada. À Mari e ao Fernando agradeço pela companhia, pela troca de conhecimento e pelos perrengues compartilhados.

Agradeço ao Nivaldo e ao Matheus pela força na montagem e desmontagem dos ensaios, sem vocês eu não conseguiria. Valeu mesmo!

Agradeço os amigos que essa jornada de mestrado e doutorado me proporcionaram conquistar, em especial aos queridos: Mari Chrusciak, Mari Carretta, Mozara e Vini Godoy.

A minha família de berço, por terem me proporcionado oportunidades e incentivado que eu voasse longe, mas sempre se mantendo presente para todo apoio necessário. A minha nova família Miola, por estarem sempre dispostos a nos ajudar e por viverem todos os sonhos e conquistas conosco.

Um agradecimento especial ao meu noivo Vinícius que acompanhou, como ninguém, toda a jornada de desenvolvimento dessa tese. Obrigada por ser tão paciente, parceiro e compreensivo comigo, teu apoio foi fundamental para que eu chegasse até aqui.

Por fim, agradeço a Cleópatra pela companhia em quase todos os finais de semana e madrugadas de escrita desta tese no decorrer do último ano.

“É preciso um conhecimento considerável apenas para
perceber a extensão da sua própria ignorância.”

Thomas Sowell

RESUMO

LEON, H. B. **Análise do comportamento de placas submetidas a carregamento excêntrico assentes em camadas de solo-cimento.** 2023. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A construção em solos com baixa capacidade de suporte normalmente requer a adoção de fundações profundas. Uma alternativa para viabilizar o emprego de fundações superficiais nesses solos, é a utilização de camadas de reforço de solo cimentado. As camadas de reforço de solo cimentado vêm sendo continuamente estudadas e garantem significativas melhoras na capacidade de carga e redução nos recalques de fundações superficiais submetidas à carregamento centrado. No que diz respeito ao comportamento destas camadas quando submetidas à carregamento excêntrico ainda existe uma lacuna de conhecimento. Sabe-se que fundações superficiais são submetidas a cargas excêntricas sempre que a carga vertical é aplicada em alguma localização não coincidente com o centroide ou quando a fundação está sujeita a um momento fletor além da carga vertical. Isto posto, é de suma importância que os métodos de capacidade de carga levem em consideração a influência das excentricidades impostas na aplicação da carga. Este trabalho visa contribuir na ampliação do conhecimento acerca do comportamento de fundações superficiais assentes em camadas melhoradas sujeitas à carregamentos excêntricos. Foram executadas 19 camadas melhoradas de solo-cimento submetidas à ensaios de placa. As variáveis controláveis dos experimentos foram as dimensões das camadas melhoradas, a dosagem da mistura de solo-cimento e a excentricidade de aplicação da carga. Todos os ensaios foram realizados com carga controlada e permitiram a obtenção de curvas carga versus recalque. Os resultados permitem verificar que a capacidade de carga é diretamente proporcional a área efetiva da camada melhorada, que varia dependendo da excentricidade da carga e das dimensões da camada. Os mecanismos de ruptura também variam a depender da geometria da camada de reforço e evidencia-se uma forte influência do cisalhamento imposto pelo carregamento excêntrico. Foram observadas rupturas generalizadas das camadas de reforço, rupturas por puncionamento e rupturas mistas, com associação ao cisalhamento. Os valores de capacidade de carga obtidos nos ensaios de campo foram comparados com análises através de métodos tradicionais (Vésic e Hansen) que se mostraram eficazes na determinação da carga prevista de ruptura.

Palavras-chave: *solo-cimento, fundações superficiais, carregamento excêntrico.*

ABSTRACT

LEON, H. B. **Análise do comportamento de placas submetidas a carregamento excêntrico assentes em camadas de solo-cimento.** 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Construction on soils with low bearing capacity usually requires the adoption of deep foundations. In order to enable the use of superficial foundations in these soils, reinforced layers of soil-cement can be used. The reinforcement layers have been continuously studied and the authors guarantee significant improvements in the load bearing capacity and in the reduction of settlement when subjected to centered loading. With regard to eccentric loading in these layers, there is still a knowledge gap. It is known that superficial foundations are subjected to eccentric loads whenever the vertical load is applied in some location that does not coincide with the centroid, or when the foundation is subjected at a bending moment in addition to the vertical load. It is very important that the load bearing capacity methods consider the influence of the eccentricities imposed on the application of the load. This research aims to contribute to the knowledge widening about the foundations settled on improved layers subjected to eccentric loads. It was built 19 improved layers of soil-cement that were subjected to plate tests. The controllable variables of the experiments were the dimensions of the improved layers, the dosage of the soil-cement mixture, and the eccentricity of the load application. All tests were carried out with controlled load and allowed to obtain load versus settlement curves. The results allow to verify that the load capacity is directly proportional to the effective area of the improved layer, which varies depending on the eccentricity of the load and the dimensions of the layer. The failure mode also varies depending on the geometry of the reinforcement layer and a strong influence of shearing is imposed by the eccentric loading. It was observed generalized failures of the reinforcement layers, puncture failures and mixed failures, associated with shearing, during the tests. The bearing capacity values, obtained in the field tests, were compared with analytical solutions by using traditional methods (Vésic and Hansen) that proved to be effective in determining the expected failure load.

Key-words: *soil-cement, superficial foundations, reinforced layer, eccentric loading.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	25
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	25
1.2	OBJETIVOS	27
1.2.1	Objetivo geral	27
1.2.2	Objetivos específicos	27
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1	MELHORAMENTO E ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	29
2.1.1	Solos artificialmente cimentados.....	30
2.1.2	Comportamento dos solos cimentados	34
2.1.3	Dosagem de solo-cimento	47
2.2	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	53
2.2.1	Mecanismos de ruptura e generalidades	53
2.2.2	Fundações superficiais submetidas a carregamento excêntrico.....	62
2.2.3	Fundações superficiais assentes em solos estratificados	68
2.2.4	Fundações superficiais assentes em camadas cimentadas.....	75
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	94
3.1	DADOS DA PESQUISA DE CAMPO	94
3.2	MATERIAIS.....	98

3.2.1	Solo residual do campo experimental.....	98
3.2.2	Areia de Osório.....	103
3.2.3	Agente cimentante	106
3.3	MÉTODOS	107
3.3.1	Locação e execução das camadas cimentadas	107
3.3.2	Ensaio de placa.....	109
3.3.3	Exumação das camadas de campo e retirada de amostras.....	113
3.3.4	Ensaio triaxiais	114
3.3.5	Ensaio de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral	116
4	RESULTADOS	118
4.1	PROVAS DE CARGA.....	118
4.1.1	Influência da excentricidade (e)	119
4.1.2	Influência do diâmetro da camada de reforço (Dr)	130
4.1.3	Influência da espessura da camada de reforço (Hr)	133
4.1.4	Influência da resistência da camada de reforço (η/C_{iv})	136
4.1.5	Influência do carregamento excêntrico no comportamento carga x recalque em diferentes pontos	139
4.2	ENSAIOS TRIAXIAIS	187
4.3	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA NÃO CONFINADOS	195
5	ANÁLISES DOS RESULTADOS	207
5.1	MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS	207

5.2	PREMISSAS ADOTADAS PARA AVALIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES.....	214
5.3	VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO NO TOPO DA CAMADA DE REFORÇO	218
5.4	SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	222
6	CONCLUSÕES.....	226

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (PARK, 2010).....	34
Figura 2.2: Comparação entre valores observados e calculados (adaptado de SCHNAID et al., 2001).....	36
Figura 2.3: Demonstração da degradação da cimentação com o aumento da tensão efetiva média (MARQUES, 2016).....	37
Figura 2.4: Efeito do teor de cimento na resistência à compressão simples de diversos solos estabilizados com cimento Portland curados por 7 dias (adaptado de INGLES; METCALF, 1972).....	38
Figura 2.5: Estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014).....	40
Figura 2.6: Comportamento tensão-deformação para uma areia siltosa (a) 1% de cimento (b) $p'_i = 60$ kPa (adaptado de SCHNAID et al., 2001).....	42
Figura 2.7: Comportamento idealizado de solos cimentados: (a) trajetórias de tensão; (b) comportamento tensão-deformação (adaptado de COOP; ATKINSON, 1993).....	43
Figura 2.8: Comparação dos resultados de um ensaio triaxial realizados para baixas e altas tensões de confinamento: (a) comportamento tensão-deformação axial; (b) deformação volumétrica-deformação axial (adaptado de GENS; NOVA, 1993).....	44
Figura 2.9: Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis (adaptado de HAJIABDOLMAJID et al., 2002).....	45
Figura 2.10: Comparação entre as componentes de resistência de uma amostra de areia-cimento com cura sob tensão e de uma areia pura (MARQUES, 2016).....	46
Figura 2.11: Comparação entre ensaios de areia-cimento submetidos à cura atmosférica e sob tensão: (a) curvas tensão-deformação distorcional e (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional (MARQUES, 2016).....	47
Figura 2.12: Curva de dosagem para solo cimento (FOPPA, 2005).....	49
Figura 2.13: Normalização de q_u e q_t para solos granulares com cimentos e tempos de cura distintos (adaptado de CONSOLI et al, 2017).....	51
Figura 2.14: Validação do modelo de normalização (CONSOLI et al, 2017).....	52
Figura 2.15: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para $\eta/Civ = 30$	53
Figura 2.16: Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 apud VELLOSO; LOPES, 2011).....	55

Figura 2.17: Ruptura generalizada (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)	55
Figura 2.18: Ruptura por puncionamento (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).....	56
Figura 2.19: Modos de ruptura em função da profundidade e da compacidade (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)	57
Figura 2.20: Critério para determinação da carga última (VÉSIC, 1963, 1975).....	58
Figura 2.21: Critério para determinação da carga última (DE BEER, 1967 apud DAS, 2009)	59
Figura 2.22: Critério para determinação da carga última (NAVFAC, 1986 apud TRB, 2010)	60
Figura 2.23: Áreas efetivas de fundação (VELLOSO; LOPES, 2011).....	63
Figura 2.24: Dimensões efetivas normalizadas para sapatas circulares (HIGHTER; ANDERS, 1985).....	64
Figura 2.25: Área efetiva de uma fundação circular submetida a carregamento excêntrico (TAIEBAT; CARTER, 2002).....	65
Figura 2.26: Forma deformada do solo e fundação circular sob uma carga excêntrica (TAIEBAT; CARTER, 2002).....	65
Figura 2.27: Posição das superfícies de deslizamento nos ensaios (EASTWOOD, 1955).....	66
Figura 2.28: Direção de rotação das sapatas nos ensaios (EASTWOOD, 1955)	66
Figura 2.29: Distribuição de tensões verticais e vetores de deslocamento do solo com $\varphi' = 35^\circ$ e sobrecarga $q = 60$ kPa (SARGAZI; HOSSEININIA, 2017).....	67
Figura 2.30: Curvas tensão x recalque para fundação circular submetida a carregamento em diferentes excentricidades (e/D) (SARGAZI; HOSSEININIA, 2017)	68
Figura 2.31: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente à argila (adaptado de KENNY; ANDRAWES, 1997).....	69
Figura 2.32: Mecanismo de ruptura para areia densa sobre argila mole (Adaptado de MEYERHOF, 1974).....	71
Figura 2.33: Mecanismo de ruptura para areia fofa sobre argila rija (Adaptado de HANNA, 1982).....	73
Figura 2.34: Tensão normalizada versus recalque relativo para provas de carga em solo-cimento (SALES, 1998).....	77
Figura 2.35: Curvas tensão versus recalque relativo de uma camada cimentada de solo arenoso-cinza pesada-cal de carbureto sobre solo residual (CONSOLI et al., 2009b)	79
Figura 2.36: Mecanismo de ruptura observado nas provas de carga (a) $H/D = 0,25$ (b) $H/D = 1,00$ (CONSOLI et al., 2009b).....	80

Figura 2.37: Tensões de tração observadas na análise numérica (a) $H/D = 0,25$ (b) $H/D = 1,00$ (CONSOLI et al., 2009b).....	80
Figura 2.38: Tipos de ruptura (a) $H_r/B=0,25$ e $Tr/H_r=1,00$ (b) $H_r/B=1,00$ e $Tr/H_r=0,50$ (c) $H_r/B=0,50$ e $Tr/H_r=1,00$ (d) $H_r/B=1,00$ e $Tr/H_r=1,00$ (FOPPA et al., 2019)	81
Figura 2.39: Analogias do comportamento do reforço (a) Modelo de viga (b) Modelo de bloco (FOPPA et al., 2019)	82
Figura 2.40: Tipos de ruptura (a) $\eta/Civ = 17$ – Puncionamento (b) $\eta/Civ = 26$ – Ruptura do reforço (c) $\eta/Civ = 40$ – Ruptura do reforço (CABALLERO, 2019).....	84
Figura 2.41: Modelo de fundação circular apoiada em camada reforçada circular de solo-cimento (a) visão em planta (b) visão em corte (CONSOLI et al., 2020)	85
Figura 2.42: Analogias do comportamento do reforço (a) Modelo de placa (b) Modelo de bloco (CONSOLI et al., 2020)	85
Figura 2.43: Modelo de fundação circular apoiada em camada reforçada quadrada de solo-cimento (CONSOLI et al., 2019)	87
Figura 2.44: Curvas carga versus recalque de camadas quadradas de solo-cimento sobre solo residual (CONSOLI et al., 2019)	88
Figura 2.45: Camada melhorada de dimensões 45 x 45 x 30 cm removida do campo após ensaio (CONSOLI et al., 2019)	89
Figura 2.46: Camada melhorada de dimensões 90 x 90 x 30 cm após ensaio de campo (a) corte lateral (b) visualização das fissuras provenientes da base (CONSOLI et al., 2019).....	89
Figura 2.47: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento como parte da fundação e como camada tratada infinita (CONSOLI et al., 2019).....	90
Figura 2.48: Curvas carga versus recalque de camadas circulares de solo-cimento sobre solo residual (CONSOLI et al., 2020)	91
Figura 2.49: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento como parte da fundação e como camada tratada infinita (CONSOLI et al., 2020).....	92
Figura 2.50: Camada melhorada de diâmetro de 450mm e espessura de 300mm removida do campo após ensaio (CONSOLI et al., 2020)	92
Figura 2.51: Camada melhorada de diâmetro de 900mm e espessura de 300mm após ensaio de campo (a) vista superior (b) corte lateral com visualização das fissuras (CONSOLI et al., 2020).....	93
Figura 3.1: Campo experimental (a) placa de identificação (b) estrutura montada para realização dos ensaios	94
Figura 3.2: Localização das camadas executadas.....	95
Figura 3.3: Esquema da prova de carga em campo: (a) vista superior (b) seção transversal...	97

Figura 3.4: Esquema de aplicação de carga	97
Figura 3.5: Curva de distribuição granulométrica do solo residual de Passo Fundo (CARRETTA, 2018)	99
Figura 3.6: Perfil CPT do solo residual até uma profundidade de 8 metros (CONSOLI et al., 2020).....	100
Figura 3.7: Curvas tensão-deformação e variação volumétrica-deformação axial para as amostras de solo residual (CARRETTA, 2018).....	101
Figura 3.8: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação para as amostras de solo residual (CARRETTA, 2018).....	102
Figura 3.9: Provas de carga no solo residual natural, sem reforço (MOREIRA, 2020)	103
Figura 3.10: Provas de carga normalizadas no solo residual natural (MOREIRA, 2020).....	103
Figura 3.11: Curva de distribuição granulométrica da areia de Osório	105
Figura 3.12: Microscopia da areia de Osório	106
Figura 3.13: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).....	107
Figura 3.14: Procedimento de locação e moldagem das camadas cimentadas	109
Figura 3.15: Sistemas de (a) aplicação de carga (b) medição de deslocamentos (c) célula de carga e (d) aquisição de dados	111
Figura 3.16: Ensaio montado.....	112
Figura 3.17: Procedimento de exumação das camadas (a) camada rompida antes da exumação (b) exumação em andamento com a utilização de retroescavadeira (c) camada exumada e lavada (d) retirada do cilindro cortante na camada de solo subjacente à camada.....	113
Figura 3.18: Extração de amostras das camadas cimentadas (a) d=50mm (b) d=50mm (c) d=100mm (d) d=100mm.....	114
Figura 3.19: Ajuste das dimensões das amostras extraídas (a) serra manual (b) amostras prontas	114
Figura 3.20: Equipamento triaxial utilizado.....	115
Figura 3.21: Ensaio de (a) resistência à compressão simples e (b) tração por compressão diametral	117
Figura 4.1: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 375\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/Civ = 17$).....	120
Figura 4.2: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/Civ = 17$).....	120

Figura 4.3: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	121
Figura 4.4: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 525\text{mm}$ e $H_r = 450\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	121
Figura 4.5: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 600\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	122
Figura 4.6: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 600\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	122
Figura 4.7: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 750\text{mm}$ e $H_r = 450\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	123
Figura 4.8: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 900\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 17$).....	123
Figura 4.9: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 375\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 26$).....	124
Figura 4.10: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 26$).....	124
Figura 4.11: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 26$).....	125
Figura 4.12: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 600\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/C_{iv} = 26$).....	125
Figura 4.13: Situação observada após a ruptura das camadas (a) camada de $D_r = 600\text{mm}$ $H_r = 300\text{mm}$ e $e=D/8$ ($\eta/C_{iv} = 17$) (b) queda da instrumentação	126
Figura 4.14: Curva típica obtida em um ensaio que punciona a camada de reforço para dentro do solo residual	127
Figura 4.15: Curva típica obtida em um ensaio que rompe a camada de reforço	127
Figura 4.16: Provas de carga em camadas com $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/8$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)	130
Figura 4.17: Provas de carga em camadas com $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)	131
Figura 4.18: Provas de carga em camadas com $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)	131
Figura 4.19: Provas de carga em camadas com $H_r = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)	132
Figura 4.20: Provas de carga em camadas com $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 26$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)	132

Figura 4.21: Provas de carga em camadas com $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 26$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r).....	133
Figura 4.22: Provas de carga em camadas com $D_r = 600\text{mm}$, $e = D/8$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando a espessura da camada melhorada (H_r).....	134
Figura 4.23: Provas de carga em camadas com $D_r = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando a espessura da camada melhorada (H_r).....	134
Figura 4.24: Provas de carga em camadas com $D_r = 450\text{mm}$, $e = D/2$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando a espessura da camada melhorada (H_r).....	135
Figura 4.25: Provas de carga em camadas com $D_r = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/C_{iv} = 26$, variando a espessura da camada melhorada (H_r).....	135
Figura 4.26: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 600\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$	137
Figura 4.27: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 375\text{mm}$, $H_r = 150\text{mm}$	137
Figura 4.28: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 150\text{mm}$	138
Figura 4.29: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$	138
Figura 4.30: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$	139
Figura 4.31: Esquema de posicionamento dos medidores de deslocamento.....	140
Figura 4.32: Camada D_r375H_r150 e $= D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$	141
Figura 4.33: Camada D_r450H_r150 e $= D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$	142
Figura 4.34: Camada D_r450H_r150 e $= D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$	142
Figura 4.35: Camada D_r450H_r300 e $= D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$	143
Figura 4.36: Camada D_r450H_r300 e $= D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$	143
Figura 4.37: Camada D_r525H_r450 e $= D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$	144
Figura 4.38: Camada D_r600H_r150 e $= D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$	144
Figura 4.39: Camada D_r600H_r150 e $= D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$	145
Figura 4.40: Camada D_r600H_r300 e $= D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$	145
Figura 4.41: Camada D_r750H_r450 e $= D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$	146

Figura 4.42: Camada Dr750Hr450 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	146
Figura 4.43: Camada Dr900Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$	147
Figura 4.44: Camada Dr900Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	147
Figura 4.45: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	148
Figura 4.46: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	148
Figura 4.47: Camada Dr450Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	149
Figura 4.48: Camada Dr450Hr300 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 26$	149
Figura 4.49: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 26$	150
Figura 4.50: Camada Dr600Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	150
Figura 4.51: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	152
Figura 4.52: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	152
Figura 4.53: Camada Dr450Hr150 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 17$	153
Figura 4.54: Camada Dr450Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	153
Figura 4.55: Camada Dr450Hr300 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 17$	154
Figura 4.56: Camada Dr525Hr450 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	154
Figura 4.57: Camada Dr600Hr150 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$	155
Figura 4.58: Camada Dr600Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	155
Figura 4.59: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$	156
Figura 4.60: Camada Dr750Hr450 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$	156
Figura 4.61: Camada Dr750Hr450 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	157
Figura 4.62: Camada Dr900Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$	157
Figura 4.63: Camada Dr900Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$	158
Figura 4.64: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	158
Figura 4.65: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	159
Figura 4.66: Camada Dr450Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$	159
Figura 4.67: Camada Dr450Hr300 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 26$	160

Figura 4.68: Camada Dr600Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 26$	160
Figura 4.69: Camada Dr600Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	161
Figura 4.70: Exemplos de camadas nas quais houve giro da placa de aço	162
Figura 4.71: Ilustração da forma de ocorrência do giro da placa de aço	163
Figura 4.72: Representação esquemática do comportamento da placa de aço sobre as camadas cimentadas	164
Figura 4.73: Exemplos de camadas nas quais houve inclinação da placa de aço (a) Dr750Hr450 (17) $e=3,75$ (b) Dr600Hr300 (17) $e=3,75$	165
Figura 4.74: Camada Dr375Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	166
Figura 4.75: Camada Dr450Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	167
Figura 4.76: Camada Dr450Hr150 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 17$	167
Figura 4.77: Camada Dr450Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	168
Figura 4.78: Camada Dr450Hr300 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 17$	168
Figura 4.79: Camada Dr525Hr450 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	169
Figura 4.80: Camada Dr600Hr150 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	169
Figura 4.81: Camada Dr600Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	170
Figura 4.82: Camada Dr600Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	170
Figura 4.83: Camada Dr750Hr450 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	171
Figura 4.84: Camada Dr750Hr450 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	171
Figura 4.85: Camada Dr900Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	172
Figura 4.86: Camada Dr900Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	172
Figura 4.87: Camada Dr375Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	173
Figura 4.88: Camada Dr450Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	173
Figura 4.89: Camada Dr450Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	174
Figura 4.90: Camada Dr450Hr300 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 26$	174
Figura 4.91: Camada Dr600Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 26$	175
Figura 4.92: Camada Dr600Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	175

Figura 4.93: Exemplo de camada que não apresentou movimentação no extremo oposto ao carregamento – Dr900Hr300 (17) $e=7,5$	176
Figura 4.94: Camada Dr375Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	177
Figura 4.95: Camada Dr450Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	178
Figura 4.96: Camada Dr450Hr150 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 17$	178
Figura 4.97: Camada Dr450Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	179
Figura 4.98: Camada Dr450Hr300 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 17$	179
Figura 4.99: Camada Dr525Hr450 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	180
Figura 4.100: Camada Dr600Hr150 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	180
Figura 4.101: Camada Dr600Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	181
Figura 4.102: Camada Dr600Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	181
Figura 4.103: Camada Dr750Hr450 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	182
Figura 4.104: Camada Dr750Hr450 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	182
Figura 4.105: Camada Dr900Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$	183
Figura 4.106: Camada Dr900Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$	183
Figura 4.107: Camada Dr375Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	184
Figura 4.108: Camada Dr450Hr150 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	184
Figura 4.109: Camada Dr450Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	185
Figura 4.110: Camada Dr450Hr300 $e = D/2 \eta/C_{iv} = 26$	185
Figura 4.111: Camada Dr600Hr300 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 26$	186
Figura 4.112: Camada Dr600Hr300 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 26$	186
Figura 4.113: Ensaio CID para o $\eta/C_{iv} = 17$ (a) curvas tensão-deformação axial (b) curvas deformação volumétrica-deformação axial	188
Figura 4.114: Ensaio CID para o $\eta/C_{iv} = 26$ (a) curvas tensão-deformação axial (b) curvas deformação volumétrica-deformação axial	189
Figura 4.115: Amostra submetida ao ensaio triaxial (a) dentro da câmara e (b) superfície de ruptura apresentada.....	191
Figura 4.116: Trajetórias de tensões dos ensaios com $\eta/C_{iv} = 17$	191

Figura 4.117: Trajetórias de tensões dos ensaios com $\eta/C_{iv} = 26$	192
Figura 4.118: Envoltória de resistência para os ensaios com $\eta/C_{iv} = 17$	193
Figura 4.119: Envoltória de resistência para os ensaios com $\eta/C_{iv} = 26$	193
Figura 4.120: Variação da resistência à compressão simples (q_u) com o parâmetro η/C_{iv} para três períodos de cura Consoli et al. (2011b)	195
Figura 4.121: Gráfico de Análise de Médias para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$	199
Figura 4.122: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$	199
Figura 4.123: Gráfico de Análise de Médias para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$	200
Figura 4.124: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$	200
Figura 4.125: Gráfico de Análise de Médias para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$	201
Figura 4.126: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$	202
Figura 4.127: Gráfico de Análise de Médias para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$	202
Figura 4.128: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$	203
Figura 4.129: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u	204
Figura 4.130: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t	205
Figura 5.1: Ruptura por cisalhamento – fissura que surge do topo em direção à base (a) Dr375Hr150 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$ (b) Dr450Hr150 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$	208
Figura 5.2: Ruptura por puncionamento no solo residual – camada Dr450Hr300 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$ (a) após ruptura (b) após exumação – plano de cisalhamento que não atinge a base da camada	209
Figura 5.3: Ruptura por cisalhamento superficial que leva à desestabilização do sistema – camada Dr450Hr300 $e=D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$ (a) após ruptura (b) após exumação (c) plano de cisalhamento que não atinge a base da camada (d) base da camada sem fissuras	210
Figura 5.4: Ruptura por puncionamento no solo residual – camada Dr750Hr450 $e=D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$ (a) após ruptura (b) após exumação – camada intacta	211
Figura 5.5: Ruptura generalizada – camada Dr900Hr300 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$ (a) após ruptura (b) durante exumação	212
Figura 5.6: Ilustração do mecanismo de ruptura generalizada do reforço (THOMÉ, 1999) .	213
Figura 5.7: Distribuições aproximadas das pressões de contato (ARAÚJO, 2010)	214
Figura 5.8: Fundações rígidas e flexíveis (ARAÚJO, 2010) (a) sapatas (b) blocos	215
Figura 5.9: Relação entre as dimensões das camadas de reforço executadas	215

Figura 5.10: Reações do solo sob carregamento excêntrico (ARAÚJO, 2010) (a) $e \leq A/6$ (b) $e > A/6$ 216

Figura 5.11: Camadas que atingem a resistência ao cisalhamento e a placa de aço entra na camada (a) Dr600Hr150 (17) $e=7,5$ (b) Dr600Hr300 (17) $e=3,75$ (c) Dr600Hr300 (26) $e=3,75$ 222

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptado de INGLES; METCALF, 1972)	48
Tabela 2.2: Teores usuais de cimento em função da classificação AASHTO (adaptado de PCA, 1992).....	48
Tabela 2.3: Faixa de validade para aplicação do método proposto (THOMÉ, 1999)	78
Tabela 3.1: Rotina de ensaios de campo	96
Tabela 3.2: Propriedades do solo residual de Passo Fundo.....	99
Tabela 3.3: Índices físicos da areia de Osório	106
Tabela 4.1: Valores de carga de ruptura em campo e recalques correspondentes.....	128
Tabela 4.2: Comparação entre valores de carga de ruptura para carregamentos centrados e excêntricos	129
Tabela 4.3: Comportamento observado em cada camada	140
Tabela 4.4: Resultados médios de resistência não confinada e correlações.....	196
Tabela 4.5: ANOVA para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$	198
Tabela 4.6: ANOVA para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$	198
Tabela 4.7: ANOVA para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$	201
Tabela 4.8: ANOVA para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$	201
Tabela 4.9: ANOVA para q_u de todas as amostras	203
Tabela 4.10: ANOVA para q_t de todas as amostras	203
Tabela 4.11: Parâmetros médios para cada dosagem (η/C_{iv}) empregada.....	205
Tabela 5.1: Verificação da rigidez e da distribuição de cargas ao terreno.....	216
Tabela 5.2: Comparação entre a distribuição de tensões teórica e o comportamento observado em campo.....	217
Tabela 5.3: Verificação do cisalhamento	219
Tabela 5.4: Comparação entre a resistência ao cisalhamento e o comportamento observado em campo.....	220
Tabela 5.5: Estimativas de capacidade de carga para áreas efetivas retangulares e cargas obtidas em campo.....	224

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O solo, apesar de ser um material de construção de extrema abundância, muitas vezes não possui propriedades mecânicas adequadas para sua utilização em projetos de engenharia. Em solos com baixa capacidade de suporte, fundações profundas são usualmente empregadas a fim de transferir a carga das estruturas para solos mais resistentes em profundidades mais elevadas. A substituição do solo local por outro material de maior resistência, possibilitando, assim, a adoção de fundações superficiais, também é uma alternativa por vezes considerada. Porém, o uso generalizado de estaqueamentos ou substituições de solo pode levar a custos elevados e incompatíveis com o porte do empreendimento.

A razão supracitada configura-se como sendo uma encorajadora da utilização de técnicas de melhoramento de solos. A melhoria da capacidade de suporte através da adição de agentes cimentantes, denominada estabilização química, é capaz de propiciar o emprego de fundações superficiais, evitando a necessidade de execução de estacas ou substituição do solo local por material proveniente de outras regiões. Dessa forma, a técnica também contribui com a economia de recursos financeiros e naturais, evitando a extração de materiais granulares da natureza e diminuindo as distâncias de transporte.

A adoção de camadas superficiais de solo melhorado com a adição de agentes cimentantes vem sendo estudada e aperfeiçoada por diversos autores como Vendruscolo (1996), Sales (1998), Thomé (1999), Consoli et al. (2003, 2009b, 2019, 2020), Moreira (2020), entre outros. Nestes casos, os autores propuseram a adoção de fundações superficiais assentes sobre as camadas de reforço, conferindo ganhos significativos de capacidade de suporte e redução nos recalques em comparação com o solo natural.

Com a adoção de fundações superficiais sobre solos tratados, a capacidade de carga das fundações passa a ser calculada como solos estratificados, sendo a camada superior cimentada. Metodologias de cálculo de fundações sobre sistemas de dupla-camada podem ser facilmente encontradas na literatura, especialmente em se tratando de areia densa sobre areia fofa / argila mole ou vice-versa, casos comumente encontrados em depósitos naturais sedimentares. Os

estudos acerca da utilização de camadas melhoradas de solo-cimento vêm a complementar as metodologias clássicas com a inserção da consideração de uma camada superior cimentada.

Thomé (1999) foi o primeiro a desenvolver um método de cálculo de capacidade de carga para o caso em que a camada superior é cimentada. O autor se baseou em ensaios de placa em campo e análise numérica. Porém, o seu método considera uma camada superior contínua ou suficientemente maior a largura da fundação, ou seja, não leva em consideração a extensão lateral do reforço, analisando apenas sua espessura. Partindo dessa limitação, Foppa (2016) propôs uma nova metodologia, levando em consideração tanto a espessura como a extensão lateral da camada reforçada. Essa metodologia foi desenvolvida particularmente para o caso de fundação superficial contínua, sob carregamento vertical centrado, sustentado por uma camada de reforço em solo-cimento sobre solos arenosos. O autor se baseou em ensaios com dimensões reduzidas, realizados em laboratório, e em simulações numéricas. Já Caballero (2019) apresentou uma continuação dos estudos de Foppa (2016), porém, considerando camadas cimentadas circulares.

No que diz respeito a estudos em verdadeira grandeza, realizados em campos experimentais, alguns autores consideraram a adoção de aterros experimentais melhorados, com largura infinita (VENDRÚSCOLO, 1996; SALES, 1998; THOMÉ, 1999; CONSOLI et al. 2003, 2009b); enquanto outros, delimitaram a largura da fundação, sendo algumas em formato quadrado (CONSOLI et al. 2019) e outras circulares (CONSOLI et al. 2020). Todos os pesquisadores supracitados consideraram a aplicação de carga centrada em placas de aço circulares, não obstante, seja de conhecimento comum entre engenheiros estruturais e geotécnicos, que as cargas recebidas pelas fundações são em sua maioria compostas por forças e momentos.

Fundações superficiais são submetidas a cargas excêntricas sempre que a carga vertical é aplicada em alguma localização não coincidente com o centroide ou quando a fundação está sujeita a um momento fletor além da carga vertical. Isto posto, é de suma importância que os métodos de capacidade de carga levem em consideração a influência das excentricidades impostas na aplicação da carga.

Nesse sentido, este trabalho visa contribuir na ampliação do conhecimento acerca do comportamento de fundações superficiais assentes em camadas melhoradas sujeitas a carregamentos excêntricos. Para tanto, são utilizados ensaios de placa em campo, análise da

literatura e a comparação com soluções analíticas clássicas para melhor compreender o efeito da excentricidade na capacidade de carga e desenvolvimento de recalques das fundações.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento e a capacidade de carga de fundações superficiais submetidas a carregamentos excêntricos e assentes em camadas de reforço circulares de solo-cimento.

1.2.2 Objetivos específicos

A fim de viabilizar o objetivo principal, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- a) avaliar a influência da extensão lateral da camada de reforço de solo-cimento com relação à aplicação de cargas excêntricas no comportamento carga x recalque das provas de carga;
- b) avaliar a influência das diferentes excentricidades estudadas no comportamento carga x recalque das provas de carga;
- c) avaliar a influência de duas diferentes dosagens do solo-cimento utilizado nas camadas de reforço;
- d) avaliar a aplicabilidade de métodos clássicos de cálculo de capacidade de carga com a consideração de cargas excêntricas;
- e) avaliar os mecanismos de ruptura das camadas melhoradas com as diferentes dosagens, dimensões e excentricidades de aplicação da carga;
- f) definir os parâmetros de resistência de camadas estabilizadas executadas em campo através da sua e realização de ensaios de laboratório.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho estará dividido em cinco capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas.

- a) Capítulo 1– apresenta a introdução, ressaltando a relevância e justificativa de pesquisa, define os objetivos gerais e específicos a serem atingidos, além de expor a estrutura a partir da qual o trabalho está organizado;

- b) Capítulo 2 – contém a revisão de literatura acerca de aspectos relevantes do comportamento de solos artificialmente cimentados e do cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais;
- c) Capítulo 3 – apresenta os materiais utilizados e a descrição completa do programa experimental utilizado no desenvolvimento da pesquisa;
- d) Capítulo 4 – apresenta os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e de campo das camadas melhoradas de areia-cimento;
- e) Capítulo 5 – apresenta a discussão dos principais resultados e correlaciona estes com o comportamento observado em campo e com metodologia clássicas de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais;
- f) Capítulo 6 – expõe as conclusões e considerações finais deste estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MELHORAMENTO E ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Lambe e Whitman (1969) consideram o solo como o material de construção mais abundante no mundo e ressaltam que, muitas vezes, este é o único material disponível localmente. Desde a antiguidade, o emprego do solo em obras civis sempre foi essencial para o desenvolvimento das sociedades, justificando, assim, a necessidade de melhor compreender seu comportamento. Até os dias atuais, engenheiros continuam a estudar as propriedades e as melhores técnicas de utilização do solo, principalmente para sua utilização em obras de fundações, contenções, escavações subterrâneas, aterros, barragens e estradas.

Por ser um material muito variável e complexo, é muito comum que o solo de uma determinada localidade não preencha as exigências de projeto, por isso, a realização de obras em solos com características geotécnicas desfavoráveis, torna-se, na maioria das vezes, economicamente inviável. Dessa forma, muitas vezes é necessário fazer a escolha entre:

- a) aceitar o material existente e otimizar o projeto dentro das suas limitações;
- b) substituir o material existente por outro de melhor qualidade, ou
- c) melhorar as propriedades do solo existente, tornando-o capaz de atender as especificações do projeto.

A última escolha é definida como melhoramento ou estabilização de solos. Ingles e Metcalf (1972) a descrevem como sendo um método capaz de promover melhorias em uma ou mais propriedades de um solo, em geral, associadas à resistência, deformação, permeabilidade e durabilidade. Assim, o resultado da estabilização é um novo material geotécnico com propriedades próprias e capaz de responder de forma satisfatória às solicitações previstas (PRIETTO, 1996; CAPUTO et al., 2015).

2.1.1 Solos artificialmente cimentados

O Instituto Americano de Concreto (ACI, 2009) define solo-cimento como uma mistura compactada de solo com cimento e água em quantidades pré-determinadas. A NBR 12253, norma que rege a dosagem de solo-cimento para a utilização em camadas de pavimentos, considera solo-cimento como o “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem[...]” (ABNT, 2012a).

O cimento usualmente utilizado para estabilização de solos é o cimento do tipo Portland, composto pela combinação de óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, provenientes do calcário, da argila e do gesso. A presença de sílica (SiO_2) e da alumina (Al_2O_3) tem importância fundamental na obtenção de produtos com elevadas resistências (COUTINHO, 1973).

Porém, além do cimento Portland, outros aglomerantes são comumente utilizados a fim de garantir coesão aos solos, como a cal, as cinzas e o betume. Brita graduada tratada com cimento (BGTC), solo-cimento, solo-cal e macadame betuminoso são materiais bastante utilizados para a execução de pavimentos semirrígidos ou invertidos (BERNUCCI et al., 2008).

A introdução de produtos aglomerantes no solo possui variada denominação, a depender do autor consultado. Termos como estabilização, melhoramento, modificação e tratamento são frequentemente utilizados, porém a ACI (2009) distingue solo estabilizado de solo modificado. O primeiro é considerado capaz de satisfazer requisitos de resistência e/ou durabilidade, enquanto o solo modificado possui alguma de suas propriedades melhorada (redução da plasticidade, redução de expansão ou contração). Sendo assim, solos estabilizados são capazes de efetivamente resistir às solicitações impostas (cargas de uma estrutura, tráfego) e às forças do meio-ambiente (ciclos de molhagem e secagem, congelamento e degelo).

Solos cimentados possuem uma estrutura, devido ao vínculo criado entre as partículas, que possibilita um comportamento de resistência, deformabilidade e porosidade inatingível em seu estado desestruturado. Segundo Pinto (2006), a cimentação nos contatos entre os grãos de solos estruturados propicia que os deslocamentos, aos quais a estrutura é submetida, sejam inicialmente resistidos por estas ligações aglomerantes e posteriormente ocorra a mobilização do atrito. Modelos clássicos de mecânica dos solos desconsideram este comportamento e abordam apenas conceitos de porosidade inicial dos materiais e sua subsequente modificação através da história de tensões. Ponderações acerca de resistência e rigidez advindas da estrutura

são ignoradas nesses modelos, sendo considerados apenas como características gerais de mecânica das rochas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

A estabilização de solos com cimento Portland é o tipo mais difundido atualmente, e vem sendo utilizada nos Estados Unidos desde 1915, quando uma rua em Sarasota – FL foi construída utilizando-se uma mistura de conchas, areia e cimento. Em 2009, o país já contava com mais de 200.000 km pavimentados utilizando bases de solo-cimento (ACI, 2009).

Durante a Segunda Guerra Mundial, todos os países envolvidos utilizaram estabilização de solo-cimento, principalmente para construções de pistas de aeroportos e estradas. Após a guerra, alguns países europeus continuaram a utilização de solo-cimento, mas principalmente para estradas secundárias, ciclovias, calçadas ou camadas de base para rodovias (KÉZDI, 1979).

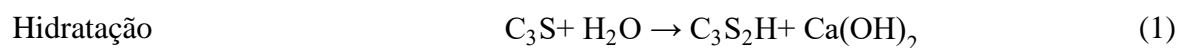
No Brasil, a primeira experiência de campo foi realizada no acesso ao aeroporto de Bauru, onde um trecho de 500 metros de extensão foi pavimentado utilizando-se o solo local e um teor volumétrico de 11% de cimento Portland. Em seguida, foi pavimentado o acesso ao aeroporto de Presidente Prudente, com 14 km de extensão e teor de cimento variando entre 12% e 14%. A partir dessas experiências iniciais, o solo-cimento passou a ser a base e a sub-base mais construídas no estado de São Paulo, representando mais do que 50% da extensão pavimentada no que se refere a essas camadas (SENÇO, 2001).

No entanto, o uso de solo-cimento não está restrito à pavimentação, pois é material amplamente utilizado na proteção e construção de taludes, reforço em aterros, contenção em escavações, prevenção de liquefação em areias, como blocos de alvenaria para construção civil, construção de túneis, em fundações para prevenir retração, dilatação e recalques ou como radier para estruturas leves, entre outros (INGLES; METCALF, 1972; ACI, 2009).

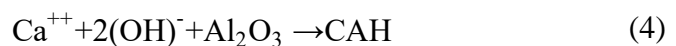
O Instituto Americano de Concreto (ACI, 2009) relata diversas utilizações de solo-cimento, dentre elas citam-se: a substituição de uma camada de aproximadamente 5,5 metros de areia com potencial de liquefação, abaixo de duas usinas nucleares em Koeberg – África do Sul; em 1980, em Tampa – FL, foi utilizado solo-cimento ao invés de estacas em um prédio comercial de 38 andares; e em um retaludamento na Califórnia, que permitiu a execução do talude com inclinação de 1,5:1 ao invés de 3:1 com o solo instável, gerando uma considerável economia em material.

A estabilização com cimento Portland é adequada para uma grande variedade de solos, desde materiais granulares até materiais siltosos e argilosos, pois os efeitos da cimentação são decorrentes não apenas da interação aglomerante e solo, mas também das propriedades do próprio cimento. Porém, Ingles e Metcalf (1972) ressaltam maior eficácia na estabilização de solos arenosos de boa graduação e com plasticidade de média a baixa, em razão da facilidade de mistura, dos baixos teores de aditivo requeridos e pelas maiores resistências obtidas. Enquanto solos com elevada plasticidade exigem, além de altas quantidades de cimento, enérgicos equipamentos misturadores.

As duas reações químicas básicas que propiciam uma estabilização com cimento são chamadas de reações de hidratação e pozolânicas. Com a adição de água, se dá início à hidratação, que envolve a combinação de cálcio, sílica e água (C_3S – silicato tricálcico e H_2O – água), resultando na formação de CSH (silicato hidratado de cálcio), conforme elucidado pela Equação 1, a qual gera cal hidratada ($Ca(OH)_2$ – hidróxido de cálcio) como excedente. O hidróxido de cálcio sofre hidrólise (Equação 2) e combina-se com sílica ou alumina, dependendo da disponibilidade, resultando na formação de CSH ou CAH (aluminato hidratado de cálcio), conforme Equações 3 e 4 (PARKER, 2008). As Equações 1 a 4 foram originalmente apresentadas por Moh (1965 apud NÚÑEZ, 1991), que estudou a natureza dos produtos de reações secundárias em um sistema solo-cimento.



Reações Secundárias



Em solos granulares, sem a presença de argila ou pozolanas, a cimentação ocorre através dos produtos gerados na hidratação e hidrólise do cimento, propiciando a cimentação dos grãos nos seus pontos de contato, sendo a cimentação mais eficiente quanto melhor a distribuição granulométrica do solo, quanto menor o índice de vazios e quanto maior o número de contatos entre partículas. Já em solos argilosos ou com presença de pozolanas, a ação cimentante principal se dá por reações secundárias, devido à presença de sílica e alumina.

CHANG e WOODS (1992) resumem o comportamento de areias cimentadas em três estágios, a depender o grau de cimentação. Quando fracamente cimentadas, o cimento cobre parcialmente a superfície de alguns grãos, promovendo alguma cimentação inicial. Em um estágio intermediário de cimentação, já existe uma significativa cimentação dos pontos de contato entre partículas e o cimento preenche parcialmente alguns vazios do solo. No último estágio, para areias altamente cimentadas, o cimento completa grande parte dos vazios do solo e, como grande parte das ligações químicas já foram desenvolvidas, o cimento adicional desempenha o papel de filler, sendo difícil a distinção entre as partículas de solo e os produtos cimentantes. A Figura 2.1 ilustra a microestrutura de uma areia mal graduada e com poucos finos com diferentes teores de cimento, na qual é possível observar as características descritas por CHANG e WOODS (1992). As imagens são provenientes do trabalho de Park (2010) que estudou a resistência à compressão simples de amostras de Baekma River Sand cimentadas, submetidas a ciclos de molhagem.

O cimento contribui para a melhoria de diversas propriedades do solo, aumentando a resistência, a capacidade de suporte, a durabilidade e a rigidez, controlando a expansão, diminuindo a plasticidade e modificando a curva granulométrica, conforme pode ser observado em diversos estudos disponíveis na literatura. Quanto à curva de compactação, Kézdi (1979) observou um aumento no peso específico máximo e na umidade ótima na estabilização de solos arenosos, porém ressalta que uma outra consequência da estabilização com cimento é que o solo se torna muito sensível aos efeitos da água, ou seja, os dois ramos da curva de compactação se aproximam muito em relação à curva do solo natural.

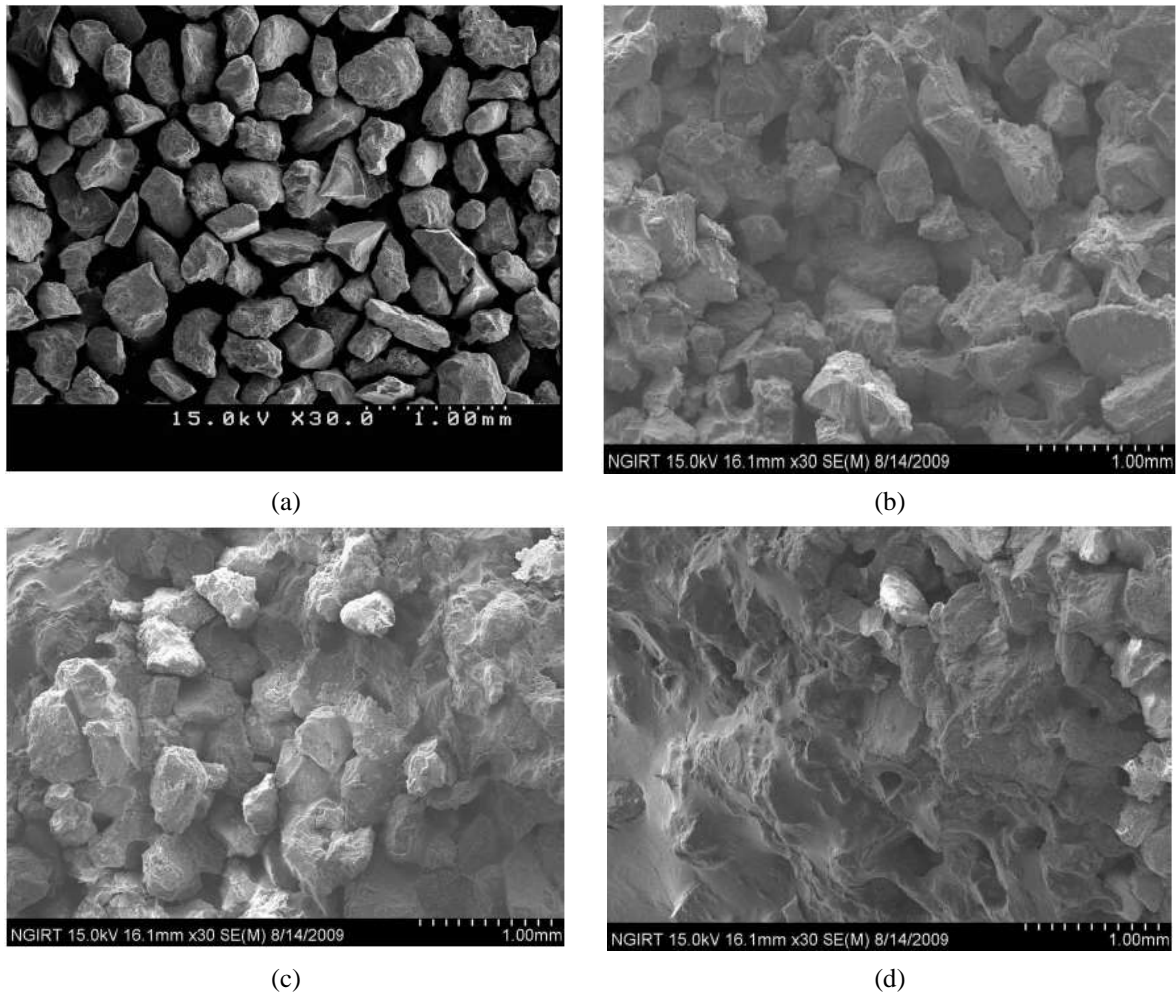


Figura 2.1: Microestrutura da Baekma River Sand (a) não cimentada, (b) fracamente cimentada – 4% de cimento, (c) medianamente cimentada – 8% de cimento e (d) fortemente cimentada – 16% de cimento (PARK, 2010)

2.1.2 Comportamento dos solos cimentados

Em geral, a resistência à compressão simples e a durabilidade frente a ciclos de molhagem e secagem são medidas adotadas para determinar a eficácia de uma estabilização com cimento. Inclusive as normas para a utilização de camadas de solo-cimento em trechos rodoviários especificam resistências à compressão simples superiores a 2.1 MPa para utilização em bases de pavimentos e uma perda de massa acumulada inferior a 11% para materiais granulares com baixa plasticidade (DNIT, 2010; ABNT, 2012a; USACE, 1994).

Em estudos realizados com areias natural e artificialmente cimentadas em carregamento estático, Clough et al. (1981) constataram que seu comportamento está fortemente relacionado

com a quantidade de agente cimentante, com a densidade da areia, com a tensão de confinamento, com a distribuição granulométrica e com o arranjo dos grãos. Os modos de ruptura também apresentaram variação com a tensão de confinamento, com o nível de cimentação e com a densidade da areia. Ainda, Gens e Nova (1993) apontam a importância da história geológica e de tensões e deformações, taxa de deformação, temperatura e direção principal de tensão. As trajetórias de tensões também incluem os fatores citados como determinantes para o comportamento de solos cimentados (BRESSANI; VAUGHAN, 1989; REDDY; SAXENA, 1992; BRESSANI et al., 1994).

A resistência de pico aumenta, a deformação necessária para mobilizar a resistência de pico diminui, o aumento de volume durante o cisalhamento fica concentrado em uma menor faixa de deformações e acontecem deformações menores à medida que o grau de cimentação aumenta (CLOUGH et al., 1981).

A introdução de um agente cimentante a um solo granular confere a esse material dois componentes de resistência, devido ao atrito entre as partículas, que parece não ser alterado devido à cimentação (CLOUGH et al., 1981) e a uma coesão advinda da cimentação das partículas do solo (AKINMUSURU, 1987).

Em concordância com a afirmação de que um solo cimentado possui uma resistência devido à cimentação e outra ao atrito natural entre as partículas, Schnaid et al. (2001) propuseram que a tensão de ruptura obtida em ensaios triaxiais convencionais pode ser obtida através da Equação 5 em função do ângulo de atrito da areia não cimentada, da tensão efetiva média inicial e da resistência à compressão simples, pois os mesmos autores afirmam que a resistência à compressão simples é uma medida do grau de cimentação do solo.

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} \cdot p'_i + q_u \quad (5)$$

A Equação 5 foi validada com diversos resultados experimentais encontrados na literatura, os quais apresentaram uma boa concordância entre os valores calculados e os experimentalmente obtidos, conforme pode ser observado na Figura 2.2.

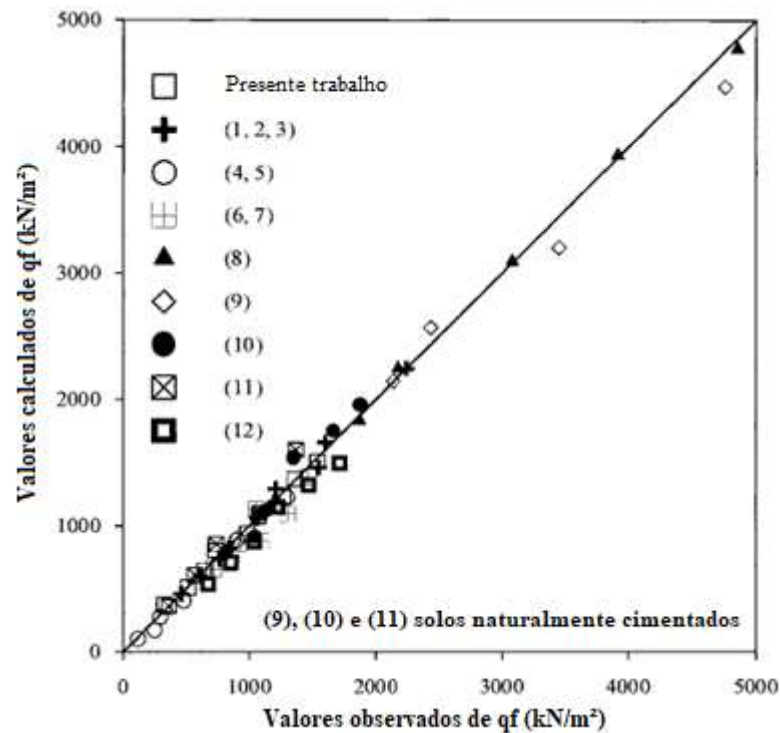


Figura 2.2: Comparação entre valores observados e calculados (adaptado de SCHNAID et al., 2001)

Os estudos relatados na Figura 2.2 foram todos realizadas com baixas tensões efetivas, no máximo $p'i=100$ kPa, e validados com resultados de ensaios triaxiais com até 784 kPa de tensão efetiva média inicial. Entretanto, para tensões efetivas médias maiores, é possível observar a degradação da cimentação e a referida equação estimaria valores de resistência maiores do que os realmente encontrados, conforme pode ser observado na Figura 2.3. Com o aumento da tensão efetiva média, a contribuição da parcela da cimentação se reduz até um ponto (tensão) em que somente a parcela friccional controla a resistência, fato não considerado na equação proposta por Schnaid et al. (2001).

Baseado nestas observações, Marques (2016) propôs um ajuste à Equação 5, introduzindo um termo K (Equação 6) que corresponderia a um fator de correção que leva em consideração a degradação das tensões desvio. O autor sugeriu três modelos de correção em função dos valores da RCS (q_u) e da tensão efetiva média inicial ($p'i$).

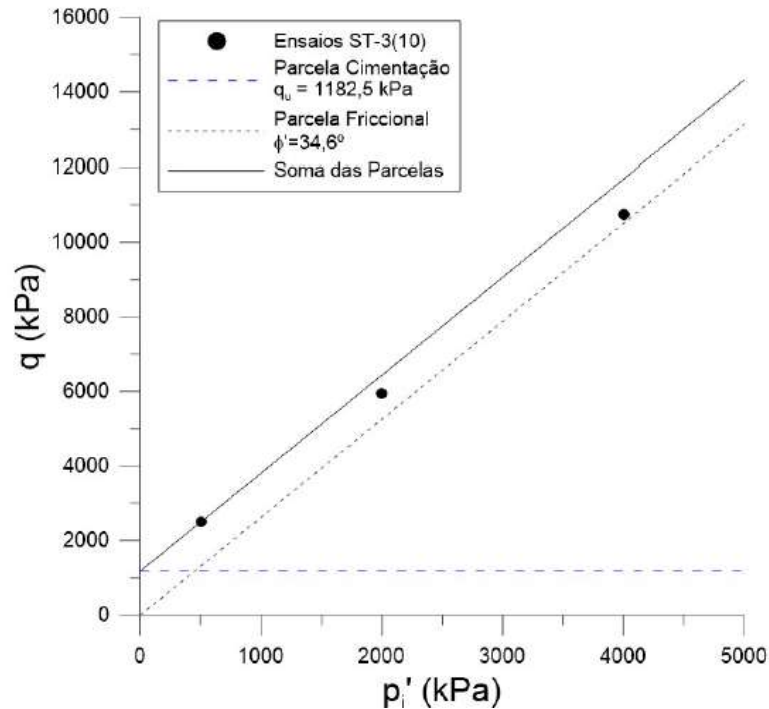


Figura 2.3: Demonstração da degradação da cimentação com o aumento da tensão efetiva média (MARQUES, 2016)

$$q_f = \frac{2 \cdot \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \cdot p'_i + q_u \cdot K \quad (6)$$

De acordo com Huang e Airey (1993), além dos efeitos relativos à resistência e à rigidez, uma maior taxa de cimentação permite ao solo atingir maiores valores de tensões principais antes da plastificação, ou seja, propicia o aumento da superfície de plastificação.

2.1.2.1 Resistência não confinada

A resistência à compressão simples aumenta com o incremento da quantidade de cimento, porém, a taxa desse acréscimo depende do tipo de solo estabilizado. Ingles e Metcalf (1972) apresentam a influência do teor de cimento na resistência à compressão simples de alguns solos estabilizados com cimento Portland, conforme pode ser observado na Figura 2.4.

No entanto, outros fatores como a densidade, a forma e a natureza superficial das partículas, além do tipo de solo e teor de agente cimentante, desempenham importante papel na resistência não confinada de misturas solo-cimento. Fato que se mostra extremamente coerente, uma vez que em um solo mais compactado o número de pontos de contato entre partículas é maior, aumentando a eficiência da cimentação. Uma mesma quantidade de cimento Portland,

adicionada no mesmo solo, em amostras com diferentes densidades produzirá corpos de prova com resistências distintas (CHANG; WOODS, 1992; HUANG; AIREY, 1993).

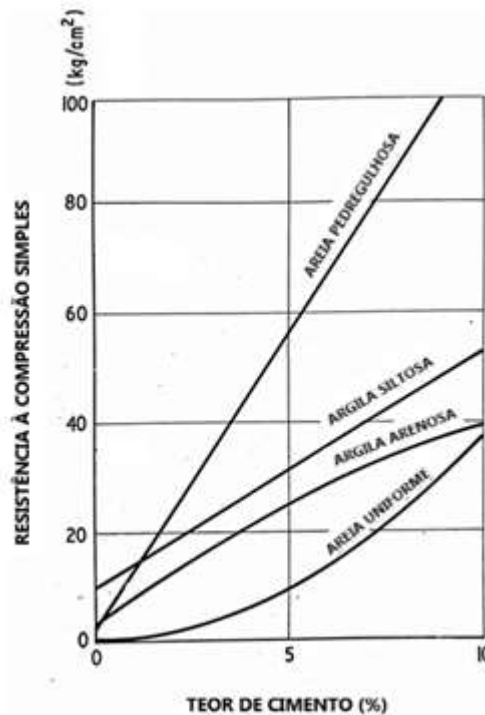


Figura 2.4: Efeito do teor de cimento na resistência à compressão simples de diversos solos estabilizados com cimento Portland curados por 7 dias (adaptado de INGLES; METCALF, 1972)

A cimentação das partículas também confere ao solo certa resistência à tração, impossível em condições normais, sem confinamento. Em geral, assume-se que a resistência à tração, nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco, atinge cerca de 10% da resistência à compressão simples (INGLES; METCALF, 1972). Clough et al. (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados e de 11% a 13% em solos artificialmente cimentados. Consoli et al. (2010) encontraram um valor de 15% para a razão entre as resistências de compressão e tração de uma areia artificialmente cimentada, no entanto, Consoli et al. (2014) indicam que estes valores podem variar de 9% a 18% a depender do tipo de solo e aglomerante utilizado.

Babic (1987), ao pesquisar um solo arenoso em três granulometrias diferentes (fina, média e grossa), concluiu que o tipo de cimento utilizado e a granulometria da amostra não afetavam a razão entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral. Contudo, constatou que a densidade de compactação influencia na relação, tendo obtido valores

de q_t/q_u de 15%, 13% e 11,5% para densidades de compactação de 90%, 95% e 98% respectivamente, do ensaio de Proctor com energia modificada. A média da relação q_t/q_u para todas as misturas estudadas foi de 12%.

A resistência à tração de amostras de areia artificialmente cimentadas com teores de cimento de 4%, 6% e 8% em relação à massa de solo seca foi investigada por ensaios de compressão diametral e de tração direta por Dass et al. (1993, 1994). Ficou comprovado, nos referidos estudos, que a resistência à tração aumenta e a deformação específica na ruptura diminui com o aumento do teor de cimento, independentemente do ensaio realizado. Foram observadas relações entre as resistências à tração e à compressão simples q_t/q_u variando de 10% a 12% e $q_{t-direta}/q_u$ variando de 9 a 16%.

2.1.2.2 Coesão e ângulo de atrito

O aumento de resistência com a adição de teores de cimento à matriz do solo é indiscutível, porém Clough et al. (1981) afirmam que a cimentação em areias possui o efeito principal de adicionar uma resistência à tração e uma coesão advinda da cimentação entre partículas, ambas inexistentes no material natural, em consequência, o material torna-se mais rígido, embora não ocorram mudanças significativas no ângulo de atrito interno. Já Lade e Overton (1989), além dos efeitos na coesão e resistência à tração, observaram um aumento no ângulo de atrito interno para baixas tensões de confinamento.

Akinmusuru (1987) considera que o parâmetro de resistência predominante é a coesão, tendo observado seu aumento com o acréscimo do teor de cimento e do tempo de cura. Quanto ao ângulo de atrito interno das areias cimentadas, o autor também afirma ser semelhante ao das areias sem cimentação.

Consoli et al. (2003), ao analisarem os parâmetros de resistência de uma areia fina tratada com 7% de cimento Portland, observaram um acréscimo nos valores de coesão de $c' = 0$ kPa para $c' = 170$ kPa e no ângulo de atrito de $\phi' = 37^\circ$ para 52° para tensões de confinamento baixas, variando de 20 kPa a 100 kPa.

Para areias não cimentadas espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade e aumente com o aumento do peso específico aparente seco, porém, segundo Saxena e Lastrico (1978), tais correlações não podem ser efetuadas para solos cimentados.

Leon (2018) mostrou que o valor do ângulo de atrito interno foi pouco influenciado pela cimentação de uma areia fina estabilizada com diferentes teores de cimento Portland, tendo sido constatados valores de ϕ' variando entre 27° e 32° , enquanto o ϕ' da areia de Osório sem cimentação está em torno de $31,5^\circ$, conforme estudos de Marques (2016). Já o intercepto coesivo aumentou com o acréscimo dos teores de cimento e com a maior compactação dos corpos de prova, demonstrando refletir a coesão verdadeira das amostras conforme defendido por Schnaid et al. (2001); o estudo da autora obteve valores de c' variando entre 45,13 kPa e 107,29 kPa.

Consoli (2014) propôs um método prático para a estimativa dos parâmetros de resistência c' e ϕ' de solos arenosos cimentados a partir da utilização de resultados de ensaios de resistência à compressão simples (σ_c) e a tração por compressão diametral (σ_t), conforme apresentado na Figura 2.5. e Equações 7 e 8.

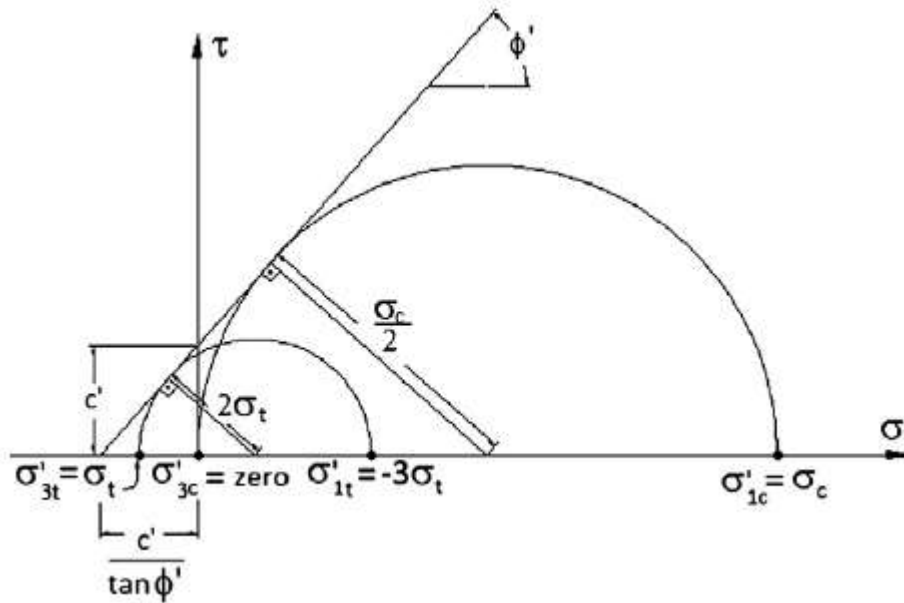


Figura 2.5: Estimativa da envoltória de ruptura para solos artificialmente cimentados (CONSOLI, 2014)

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \quad (7)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (8)$$

Estudos adicionais apresentados por Consoli (2014) comprovam que a relação σ_t/σ_c pode ser considerada um escalar para uma variedade de solos e agentes cimentantes. Com base em tal afirmação, o autor propõe que $\sigma_t/\sigma_c = \xi$, onde ξ é um escalar introduzido nas Equações 7 e 8. Dessa forma, obtém-se as Equações 9 e 10.

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \quad (9)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[\sin^{-1} \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]} \quad (10)$$

Pode-se concluir, a partir das Equações 9 e 10, que ξ é um escalar para um dado solo cimentado. Da mesma forma, o ângulo de atrito (ϕ') também é constante e independente da resistência à compressão simples (σ_c), da resistência à tração por compressão diametral (σ_t), assim como do teor de cimento e da porosidade da mistura, sendo função apenas da razão entre σ_t/σ_c . Por outro lado, o intercepto coesivo (c') da mistura é função da referida razão ξ e da resistência à compressão simples (σ_c).

2.1.2.3 Comportamento tensão-deformação

Em geral, os solos cimentados apresentam um comportamento rígido e aparentemente linear no início do cisalhamento até um ponto bem definido de plastificação, a partir do qual o solo sofre deformações plásticas até a ruptura, caracterizada pela fragilidade e formação de plano de cisalhamento. O comportamento frágil pode ser intensificado, com o acréscimo da quantidade de cimento, ou atenuado, apresentando um comportamento dúctil, quando ocorre o aumento da tensão efetiva inicial (SCHNAID et al., 2001).

Com o aumento da cimentação e da tensão de confinamento, conforme explicitado na Figura 2.6, a resistência e a rigidez inicial são aumentadas, ou seja, a deformação necessária para a mobilização da resistência de pico diminuiu. A Figura 2.6(a) apresenta a influência da tensão de confinamento em uma areia siltosa com 1% de cimento e tensões de confinamento que variam entre 20 e 100 kPa. Já a Figura 2.6(b) demonstra que o acréscimo do teor de cimento, além de influenciar no aumento de resistência e rigidez, implicou em um acréscimo na fragilidade das amostras e um maior *strain-softening*.

Schnaid et al. (2001) sugerem, a partir da análise da Figura 2.6(b), a existência de um estado último, em que a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial e que parece não ser afetado pela cimentação. Clough et al. (1981) também concluem que a resistência residual de areias cimentadas é próxima a de areias não cimentadas, embora algum grau de coesão residual tenha sido observado em todas as areias cimentadas investigadas pelos referidos autores.

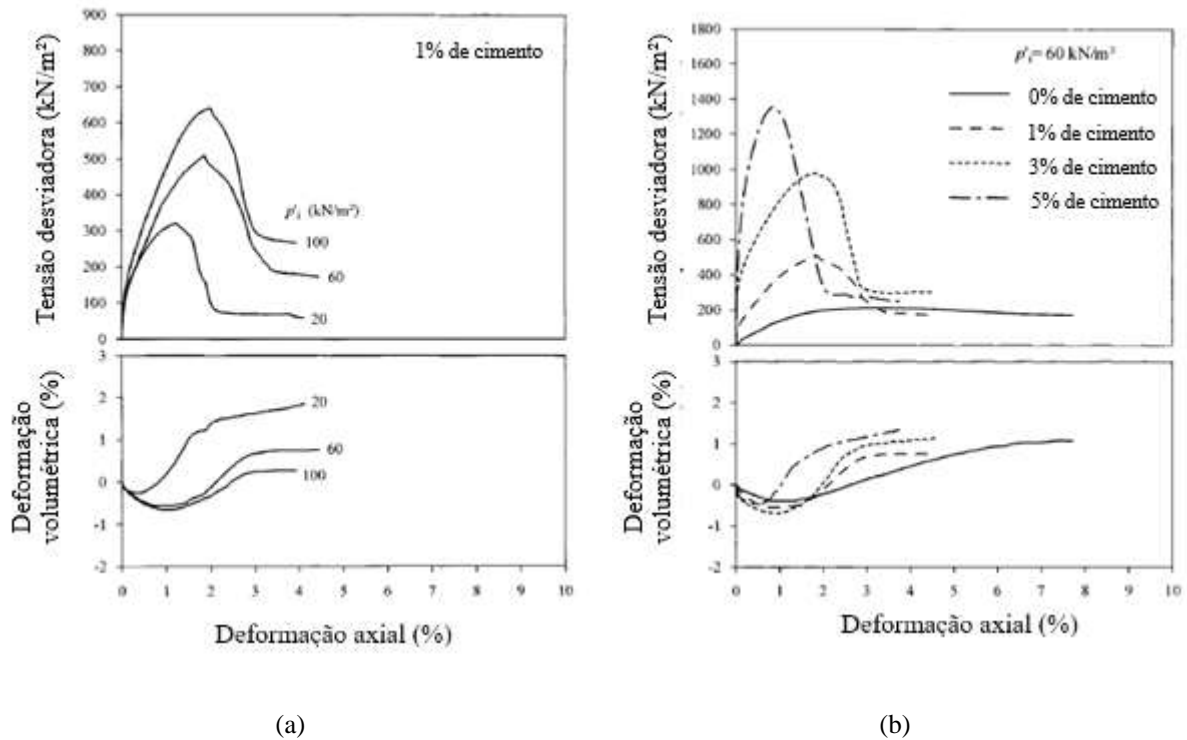


Figura 2.6: Comportamento tensão-deformação para uma areia siltosa
(a) 1% de cimento (b) $p'_i = 60 \text{ kPa}$ (adaptado de SCHNAID et al., 2001)

Coop e Atkinson (1993) descrevem que, durante o cisalhamento de solos cimentados, três formas de comportamento podem ser observadas (Figura 2.7) e elas dependem do estado inicial da amostra em relação à curva de plastificação das ligações cimentícias. Em baixas tensões de confinamento, quando a cimentação permanece intacta, ou seja, a resistência das ligações cimentícias é maior do que a tensão de confinamento, o comportamento do solo é elástico até um ponto de plastificação bem definido e fora da superfície limite para solos não cimentados, seguido de uma queda brusca de resistência em direção ao estado crítico (curva 3), apresentando um comportamento frágil e dilatante. Em pressões de confinamento intermediárias, embora as ligações cimentícias ainda permaneçam intactas no início do ensaio, a plastificação acontece durante cisalhamento, sendo a ruptura essencialmente friccional (curva 2). Neste estado

intermediário, pode-se observar um ponto de plastificação definido após um comportamento elástico inicial, mas sem pico significativo de resistência. Com altas pressões de confinamento, o comportamento é dúctil e compressivo, pois a cimentação entre partículas é quebrada durante a compressão isotrópica (curva 1), sendo assim, o comportamento tensão-deformação tende a seguir o mesmo que de solos não cimentados, sem um ponto definido de plastificação e resistência de pico. Todas as três curvas convergem, em grandes deformações, para a linha do estado crítico do solo não cimentado.

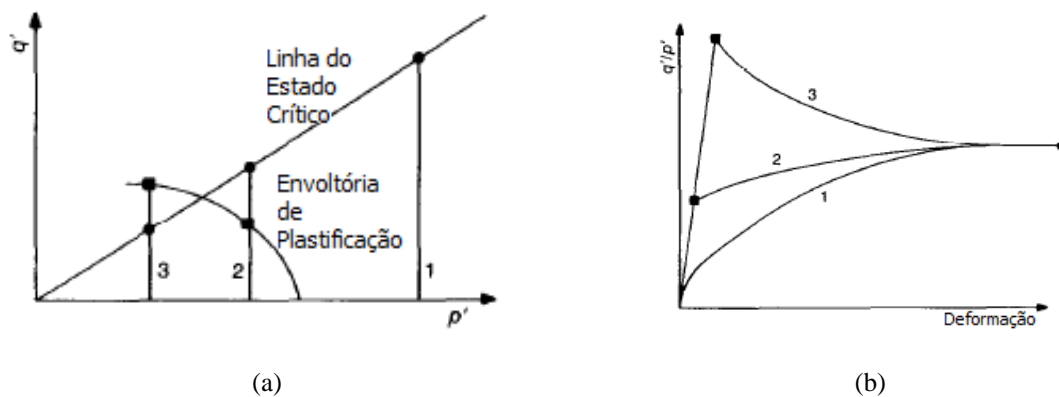


Figura 2.7: Comportamento idealizado de solos cimentados: (a) trajetórias de tensão; (b) comportamento tensão-deformação (adaptado de COOP; ATKINSON, 1993)

Cuccovillo e Coop (1999) observam que o único efeito da cimentação na curva 2 é a maior rigidez em relação à curva 1 no início do comportamento tensão-deformação e que um aumento na quantidade de cimento tem o efeito de expandir a curva de plastificação das ligações cimentícias. Porém, Clough et al. (1981) e Gens e Nova (1993) enfatizam que a rigidez inicial pode diminuir quando as tensões de confinamento são altas, ocorrendo transição de um comportamento dilatante e frágil para um comportamento compressível e dúctil, conforme ilustrado pela Figura 2.8.

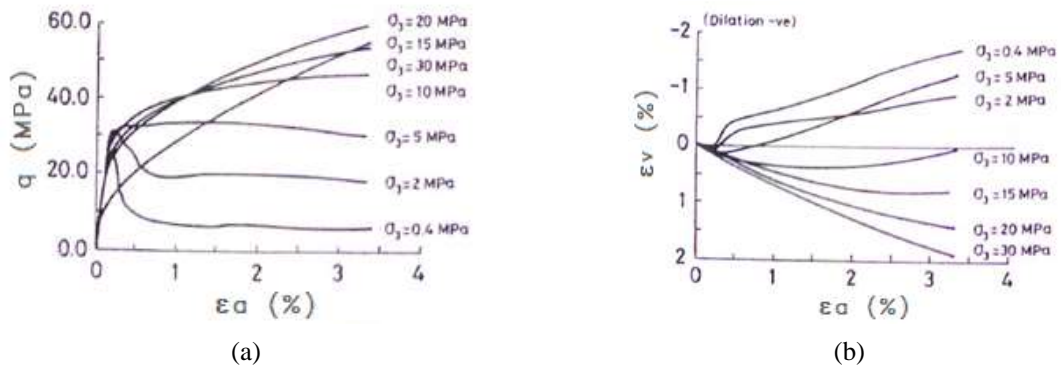


Figura 2.8: Comparação dos resultados de um ensaio triaxial realizados para baixas e altas tensões de confinamento: (a) comportamento tensão-deformação axial; (b) deformação volumétrica-deformação axial (adaptado de GENS; NOVA, 1993)

Hajiabdolmajid et al. (2002) apresentam um modelo que descreve o comportamento de rochas frágeis e as componentes de resistência desse material (Figura 2.9), permitindo uma analogia com o comportamento de solos cimentados. No início da curva tensão-deformação pode ser observado um comportamento linear (I) até o ponto correspondente ao início do aparecimento de microfissuras na amostra (II). Isto significa que a superfície de plastificação foi atingida e deu-se início à desestruturação da cimentação. A resistência que antes possuía apenas uma parcela coesiva, a partir desse ponto passa a mobilizar uma parcela friccional cada vez mais influente à medida que aumenta a degradação da cimentação. A amostra passa a sofrer deformações plásticas crescentes até a ruptura (III) e a influência da tensão de confinamento aumenta, devido ao acréscimo da parcela friccional. Após atingir o pico de resistência, a parcela coesiva começa a reduzir drasticamente (IV) até um valor residual e a resistência passa a ser controlada quase que exclusivamente pela parcela de atrito.

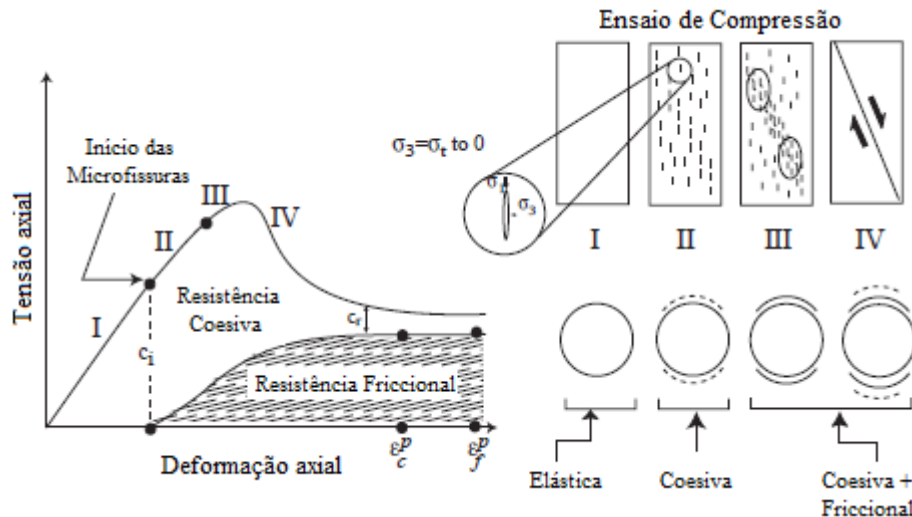


Figura 2.9: Mobilização das componentes de resistência do modelo de cisalhamento para rochas frágeis (adaptado de HAJIABDOLMAJID et al., 2002)

Marques (2016) realizou uma analogia com o modelo descrito por Hajiabdolmajid et al. (2002), ao comparar dois ensaios triaxiais com correspondentes índice de vazios, sendo uma amostra de areia natural e outra cimentada curada sob tensão. Observa-se na Figura 2.10 que o corpo de prova de areia-cimento apresenta o comportamento correspondente ao modelo de rochas frágeis, enquanto o corpo de prova de areia apresenta um comportamento típico de areia fofa, mobilizando apenas resistência de atrito. O comportamento do corpo de prova cimentado também é explicado por Coop e Atkinson (1993), correspondente à curva 3 da Figura 2.7, ocorrendo uma queda brusca de resistência coesiva após a quebra da cimentação e aproximando-se da resistência da amostra não cimentada. Sendo assim, a apresentação dos dois ensaios em um mesmo gráfico tensão-deformação permite assimilar a influência de cada componente de resistência dos solos cimentados e entender que, após a quebra da cimentação, a resistência residual da areia cimentada é próxima àquela da areia não cimentada.

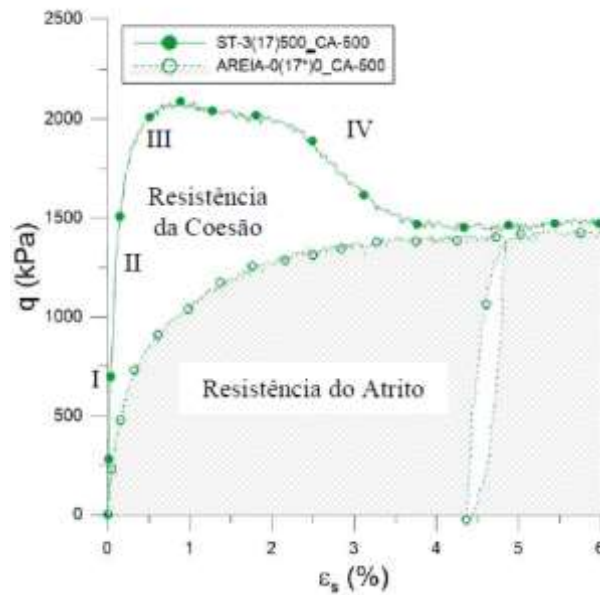


Figura 2.10: Comparação entre as componentes de resistência de uma amostra de areia-cimento com cura sob tensão e de uma areia pura (MARQUES, 2016)

Marques (2016) também mostra a influência da cura sob tensão através da comparação de curvas tensão-deformação e deformação volumétrica-deformação distorcional para amostras de areia cimentada com correspondentes densidades e teores de cimento, porém submetidas a tipos de cura distintos. O comportamento tensão-deformação é semelhante, embora os ensaios curados sob tensão tenham um comportamento mais rígido do que os ensaios submetidos à cura atmosférica (Figura 2.11 (a)). Quanto aos gráficos de $\epsilon_{vol} \times \epsilon_s$ (Figura 2.11 (b)), percebe-se que as amostras ST apresentam expansão, enquanto os ensaios ATM apenas comprimem. As amostras ST possuem esse comportamento mais rígido e dilatante devido à preservação da estrutura da amostra durante consolidação isotrópica, uma vez que foram curadas na mesma tensão efetiva média em que foram realizados os ensaios de cisalhamento, enquanto as amostras ATM têm parte da sua estrutura comprometida (maior para uma tensão efetiva maior) durante o ensaio de compressão isotrópica. Resultados semelhantes foram encontrados por Consoli et al. (2000) e Dalla Rosa et al. (2008).

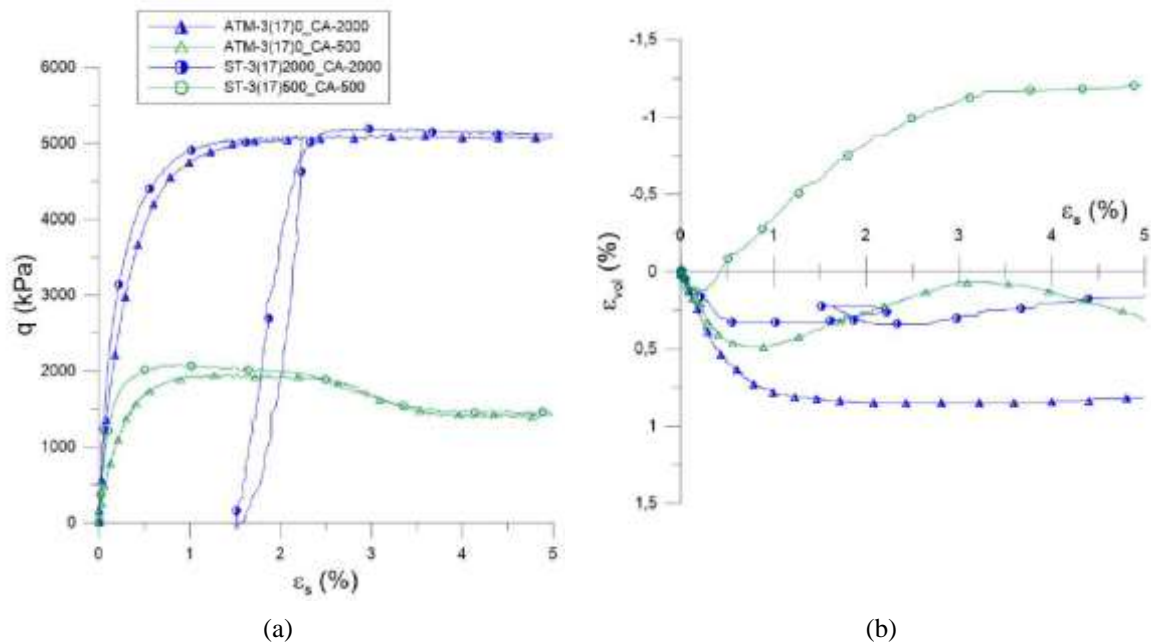


Figura 2.11: Comparação entre ensaios de areia-cimento submetidos à cura atmosférica e sob tensão: (a) curvas tensão-deformação distorcional e (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional (MARQUES, 2016)

2.1.3 Dosagem de solo-cimento

Usualmente, a determinação dos teores de cimento nas dosagens de solo-cimento consiste na adoção de um teor mínimo que satisfaça os requisitos de resistência e durabilidade, verificados através de ensaios de resistência à compressão simples e durabilidade (molhagem e secagem; e congelamento e degelo).

O procedimento especificado pela NBR 12253 (ABNT, 2012a) prevê a realização de ensaios de compactação com teores determinados de cimento e a realização de ensaios de resistência à compressão simples com pelo menos três teores de cimento a fim de selecionar aquele que atenda ao critério de resistência mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura.

A Tabela 2.1 apresenta uma previsão da quantidade de cimento para estabilização de solos de acordo com o tipo de solo conforme recomendação de Ingles e Metcalf (1972). Já a Tabela 2.2 apresenta as recomendações da PCA (1992) no *Soil-Cement Laboratory Handbook*.

Tabela 2.1: Previsão da quantidade de cimento em função do tipo de solo (adaptado de INGLES; METCALF, 1972)

Tipo de solo	Teor de cimento (%)
Pedra finamente britada	0,5 a 2
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 a 4
Areia bem graduada	2 a 4
Areia mal graduada	4 a 6
Argila-arenosa	4 a 6
Argila-siltosa	6 a 8
Argilas	8 a 15

Tabela 2.2: Teores usuais de cimento em função da classificação AASHTO (adaptado de PCA, 1992)

Tipo de solo	Teor de cimento (%)
A-1-a	3 a 5
A-1-b	5 a 8
A-2	5 a 9
A-3	7 a 11
A-4	7 a 12
A-5	8 a 13
A-6	9 a 15
A-7	10 a 16

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), ao analisarem as variáveis com maior influência na resistência mecânica de solos artificialmente cimentados, propuseram um método racional de dosagem, análogo ao fator água/cimento para o concreto, que relaciona os vazios existentes na amostra de solo-cimento e o teor volumétrico de agente cimentante.

O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) é equivalente à Equação 11 apresentada por Larnach (1960 apud FOPPA, 2005).

$$\frac{V_v \text{ (volume absoluto de vazios - ar + água)}}{V_{ci} \text{ (volume absoluto de cimento)}} = \frac{\frac{V_v}{V_{total}}}{\frac{V_{ci}}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad (11)$$

O método de dosagem proposto por Foppa (2005), conforme ilustra a Figura 2.12, consiste na obtenção da curva porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) versus resistência à compressão simples (q_u), denominada curva de dosagem. A partir da curva de dosagem, torna-se possível determinar qual a relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento satisfaz à

resistência requerida em projeto. Desta forma, o projetista pode definir, de maneira racional, a quantidade de cimento e a energia de compactação a ser utilizada a fim de atender à resistência pretendida ao menor custo possível. Ainda, o parâmetro η/C_{iv} pode ser utilizado no controle de compactação em campo, permitindo incrementar a quantidade de cimento de modo a compensar uma compactação deficiente.

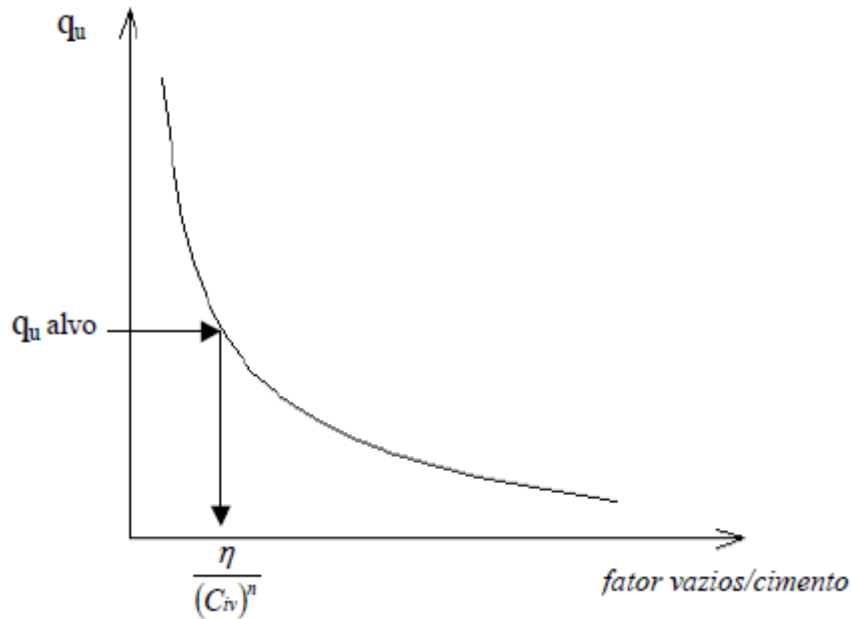


Figura 2.12: Curva de dosagem para solo cimento (FOPPA, 2005)

A equação que rege a curva de dosagem de cada solo segue o formato explicitado pela Equação 12, em que A, B e k são constantes de ajuste obtidas para cada material, considerando o máximo coeficiente de correlação (R^2).

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^k} \right)^B \quad (12)$$

O parâmetro (η/C_{iv}^k) permite compatibilizar os efeitos da porosidade e do teor volumétrico de cimento, possibilitando fazer compensações entre os valores de η e C_{iv} a fim de manter constante o valor de resistência ou alguma outra propriedade dos solos cimentados. A influência da constante k pode ser explicada da seguinte forma:

- a) se $k=1$: ambos os parâmetros exercem uma influência de mesma magnitude, ou seja, variações proporcionais nos parâmetros η e C_{iv} mantêm o valor da resistência à compressão simples constante;
- b) se $k>1$: a influência do teor volumétrico de cimento (C_{iv}) exerce maior influência na resistência à compressão simples do que a porosidade, de tal forma que um aumento na porosidade é capaz de ser compensado com um incremento proporcionalmente menor no teor de cimento;
- c) se $k<1$: a influência da porosidade (η) exerce maior atuação na resistência à compressão simples do que o teor volumétrico de cimento, de tal forma que um aumento na porosidade necessita de um incremento proporcionalmente maior no teor de cimento, a fim de compensar o aumento dos vazios devido à falta de compactação e manter a resistência constante.

Foi verificada a adequabilidade do parâmetro η/C_{iv} na estimativa das resistências à compressão e à tração de diferentes tipos de materiais granulares e agentes cimentantes. Marques (2016) e Consoli et al. (2017), visando a complementar a metodologia, propuseram um modelo de normalização de resultados de resistência não confinada para misturas de solos granulares com cimento. Para o desenvolvimento do modelo, os autores utilizaram dados de compressão e tração de areia de Osório com cimento CP V (MARQUES, 2016), compressão simples em areia de Osório com cimentos CP II e CP IV, com tempos de cura de 2, 7 e 28 dias (CONSOLI et al., 2013), compressão e tração de um solo arenoso basáltico cimentado com cimento CP V e 7 dias de cura (FLOSS, 2012), ensaios de compressão de uma mistura de solo arenoso granítico com cimento CP V, também com 7 dias de cura (FLOSS, 2012), e resultados de compressão e tração em uma areia que é considerada resíduo do polimento de Ágata misturada com cimento CP V (FLOSS, 2012).

Como forma de validação do modelo proposto, os autores utilizaram uma mistura de areia de Osório com cimento CP V e 14 dias de cura, resultados de compressão e tração de um material arenoso-pedregulhoso proveniente de Portugal, utilizando CP V e 7 dias de cura, além de trabalhos clássicos da bibliografia como: compressão e tração de uma mistura de areia carbonatada da Austrália tratada com *Gypsum Cement*, com um tempo de cura de 7 dias (HUANG; AIREY, 1998), e compressão simples de uma areia de Monterey (EUA) misturada com CP III e curada durante 14 dias (CLOUGH et al., 1981).

A Figura 2.13 apresenta os valores das resistências normalizadas de todas as misturas, juntamente com a equação proposta de normalização (Equação 13). Na Figura 2.14 pode ser observada a adequação do modelo na previsão da resistência à compressão simples de trabalhos clássicos da literatura.

$$\frac{q_u}{q_u (\nabla=20)} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t (\nabla=20)} = 20^{1,38} \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,38} = 62,4 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{-1,38} \quad (13)$$

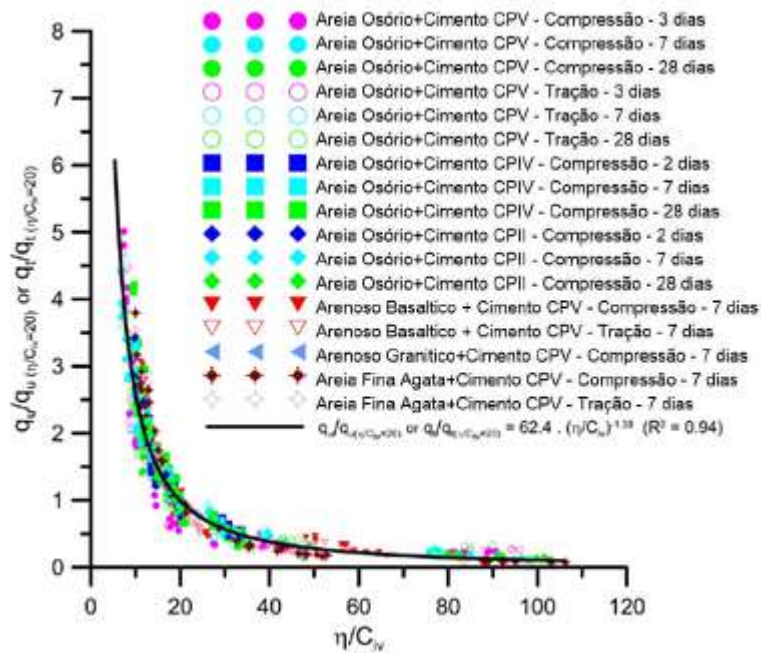


Figura 2.13: Normalização de q_u e q_t para solos granulares com cimentos e tempos de cura distintos (adaptado de CONSOLI et al, 2017)

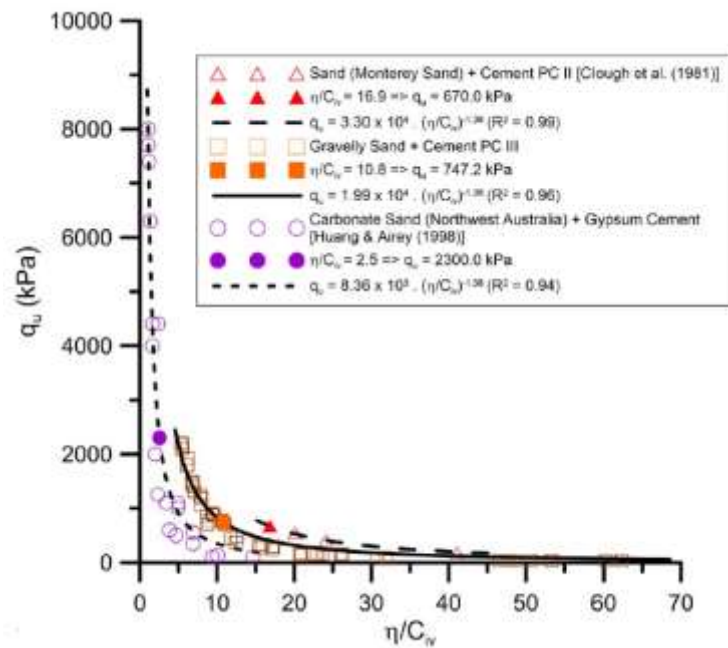


Figura 2.14: Validação do modelo de normalização (CONSOLI et al, 2017)

A influência da porosidade/teor volumétrico de cimento em outros parâmetros de misturas de solos cimentados também foi comprovada: resistência à tração por compressão diametral (CONSOLI et al. 2010, 2011a; FLOSS, 2012; MARQUES, 2016), tensão desvio em ensaios triaxiais drenados (CONSOLI et al., 2007; CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009a; LEON, 2018), módulo cisalhante inicial (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009a; FLOSS 2012; CONSOLI et al., 2012c), módulo de deformação volumétrica inicial e tensão de plastificação em compressão isotrópica (CONSOLI; FOPPA, 2014), envoltória de ruptura de solos arenosos (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009a; CONSOLI et al., 2012a; LEON, 2018), coesão e ângulo de atrito (CRUZ, 2008; CONSOLI et al., 2009a; MARQUES, 2016; LEON, 2018) e na avaliação da relação tensão-dilatância (CONSOLI et al., 2012b; MARQUES, 2016; LEON, 2018).

Leon (2018) apresenta que cada valor de η/C_{iv} delimita uma envoltória de resistência na qual estão contidos todos os ensaios realizados, independentemente de variações e/ou adaptações de dosagens – diferentes teores de cimentação e porosidade – e da trajetória de carregamento. Tal afirmação pode ser observada na Figura 2.15 que representa ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados em amostras com diferentes dosagens, porém η/C_{iv} constante. Os ensaios não drenados mostraram a tendência de “andar” sobre a envoltória, pois apresentam contínua

diminuição da poropressão nas amostras, incrementando seu valor de q , mesmo após atingirem a superfície de ruptura. A autora demonstra que a envoltória pode ser traçada com a utilização dos ensaios drenados, uma vez que o parâmetro η/C_{iv} é capaz de controlar a resistência apenas em ensaios com condições de tensão efetiva constante (não confinados ou triaxiais drenados), justamente pela dificuldade imposta na determinação da resistência máxima de ensaios não drenados, que apresentam contínua geração de poropressão negativa após atingirem a superfície de ruptura (semelhante ao comportamento de areias muito densas ou argilas pré-adensadas em ensaios triaxiais não drenados). Em alguns casos, inclusive, pode-se verificar que as amostras não drenadas ultrapassam um pouco a superfície delimitada pelos ensaios drenados.

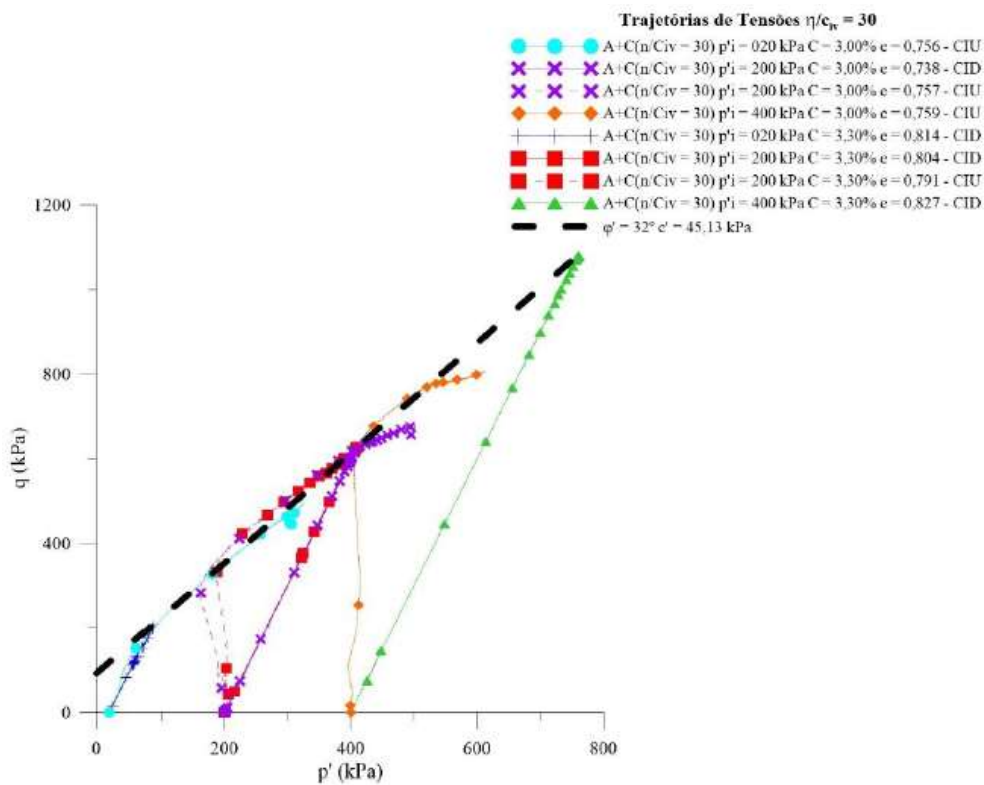


Figura 2.15: Trajetórias de tensões e envoltórias de resistência para $\eta/C_{iv} = 30$

2.2 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

2.2.1 Mecanismos de ruptura e generalidades

Em um contexto geral, as fundações são parte da estrutura das edificações responsável por receber todas as cargas delas advindas e transmiti-las ao solo. A NBR 6122 (ABNT, 2019a) as divide e conceitua como rasas/superficiais (diretas) ou profundas (indiretas). As fundações

superficiais, como o próprio nome indica, são aquelas assentadas em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação e, dessa forma, distribuem as tensões no solo através da sua base. Enquanto as fundações profundas estão apoiadas em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e, no mínimo, três metros, dessa forma, podem transmitir as cargas ao terreno tanto pela base (resistência de ponta) como pela superfície lateral (resistência do fuste). São exemplos de fundações superficiais: blocos, sapatas e sapatas corridas; e de fundações profundas: estacas e tubulões.

Velloso e Lopes (2011) descrevem o comportamento de sapata sob a ação de cargas verticais, dividindo em três fases, conforme proposto por Kédzi (1970). Em uma primeira fase (Fase I), com cargas verticais ainda pequenas são observados recalques aproximadamente proporcionais e reversíveis. Em um próximo estágio (Fase II) zonas plásticas surgem junto às bordas da fundação e os recalques tornam-se irreversíveis. Com o aumento do carregamento, as zonas plásticas também aumentam e, a partir de um ponto crítico, os recalques passam a ser contínuos, mesmo que a carga seja mantida constante. Finalmente, na última fase (Fase III) a velocidade dos recalques cresce continuamente até que ocorre a ruptura do solo. As três fases descritas estão ilustradas na Figura 2.16.

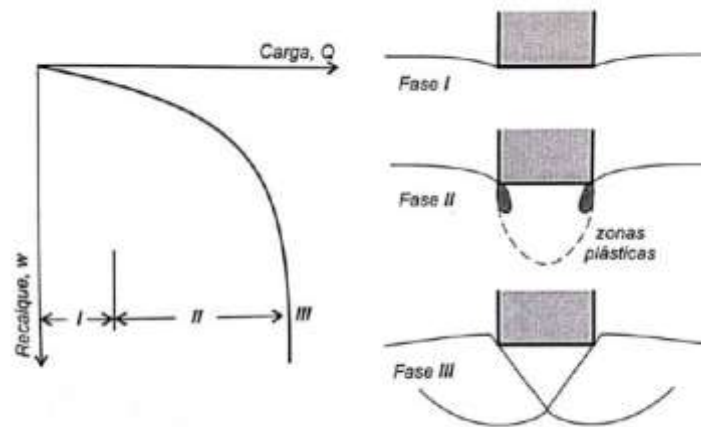


Figura 2.16: Comportamento de uma sapata sob carga vertical (KÉZDI, 1970 apud VELLOSO; LOPES, 2011)

A capacidade de carga de uma fundação está relacionada com seu mecanismo de ruptura. Os dois mecanismos clássicos são a ruptura generalizada e a ruptura por punção, extremos um ao outro. A forma intermediária de ruptura, denominada ruptura local, ocorre em solos de média compactidade ou consistência.

Cintra, Aoki e Albiero (2011) descrevem a ruptura generalizada como uma superfície contínua desde as bordas da sapata até a superfície do terreno, com ruptura súbita e catastrófica, levando ao tombamento da sapata e à elevação de parte da superfície do terreno adjacente. Indicam que esse comportamento é típico de solos mais resistentes e menos deformáveis com sapatas suficientemente rasas. A ilustração desse tipo de ruptura e da curva característica de carga x recalque pode ser observada na Figura 2.17. Pode-se perceber que a ruptura é atingida para pequenos valores de recalque.

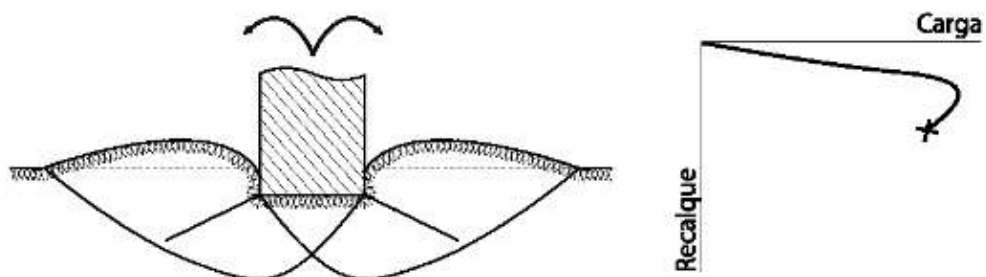


Figura 2.17: Ruptura generalizada (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Já na ruptura por puncionamento é difícil a observação da superfície de ruptura, uma vez que ocorre a penetração da sapata no solo abaixo dela, devido à compressão desse solo subjacente e do cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. Esse comportamento ocorre em solos menos resistentes e mais deformáveis. O tipo de ruptura e as curvas características de carga x recalque podem ser observados na Figura 2.18. Neste caso, a carga de ruptura é atingida para recalques mais elevados e incessantes (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011; VELLOSO; LOPES, 2011).

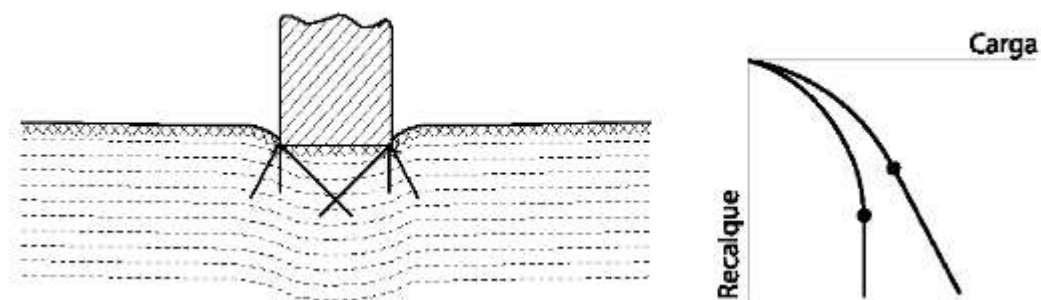


Figura 2.18: Ruptura por puncionamento (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

O modo de ruptura de uma fundação não é apenas função da rigidez do solo, pois também há o efeito do embutimento da sapata no maciço. Conforme preposições de Vésic (1963), ilustradas na Figura 2.19, uma fundação em areia densa pode romper por puncionamento se estiver assente em uma profundidade relativa elevada.

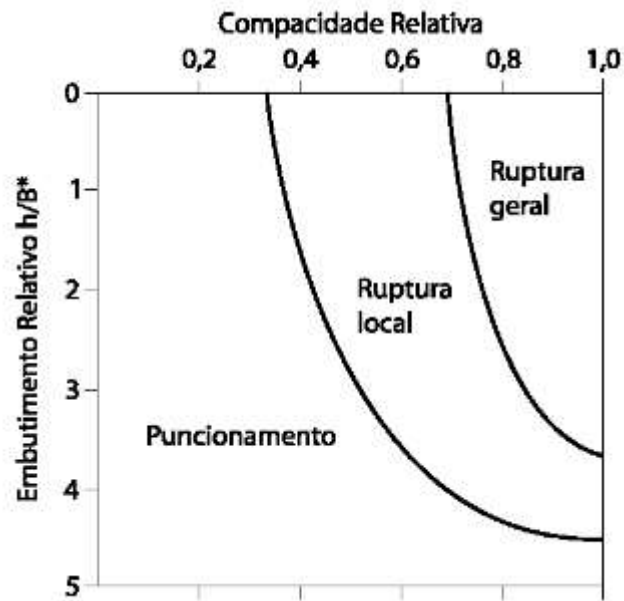


Figura 2.19: Modos de ruptura em função da profundidade e da compacidade (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Ao observar as curvas apresentadas, percebe-se que a capacidade de carga só fica claramente definida quando a ruptura é generalizada. Quando ocorrem rupturas localizadas ou por puncionamento, por não apresentarem um ponto de carga máxima na curva, é necessário estabelecer um critério para a determinação da capacidade de carga.

Existem vários critérios para estabelecer a capacidade de carga para os casos de ruptura localizada e por puncionamento. Vésic (1963) define a carga última no ponto do qual a inclinação da curva carga versus recalque se iguala a zero ou a um mínimo constante (Figura 2.20). Vésic (1975) sugere a adoção do valor de 10% da largura da fundação (B).

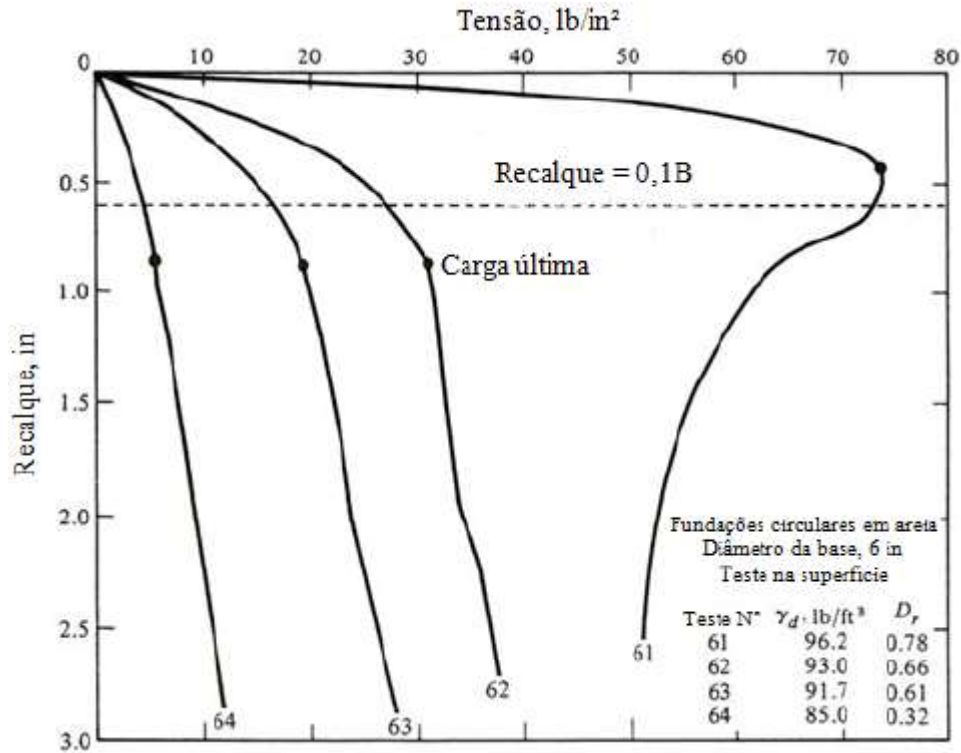


Figura 2.20: Critério para determinação da carga última (VÉSIC, 1963, 1975)

Outro método para estabelecer a capacidade de carga no caso de ruptura por punção foi proposto por De Beer (1967) apud Das (2009). O autor recomenda a adoção de um gráfico relacionando a carga q , normalizada pelo peso específico do solo (γ) e pela base da fundação (B), versus o recalque (S), normalizado pela base da fundação (B). A carga última é definida como o ponto de quebra do gráfico $\log(q/\gamma B)$ versus $\log(S/B)$, como apresentando na Figura 2.21.

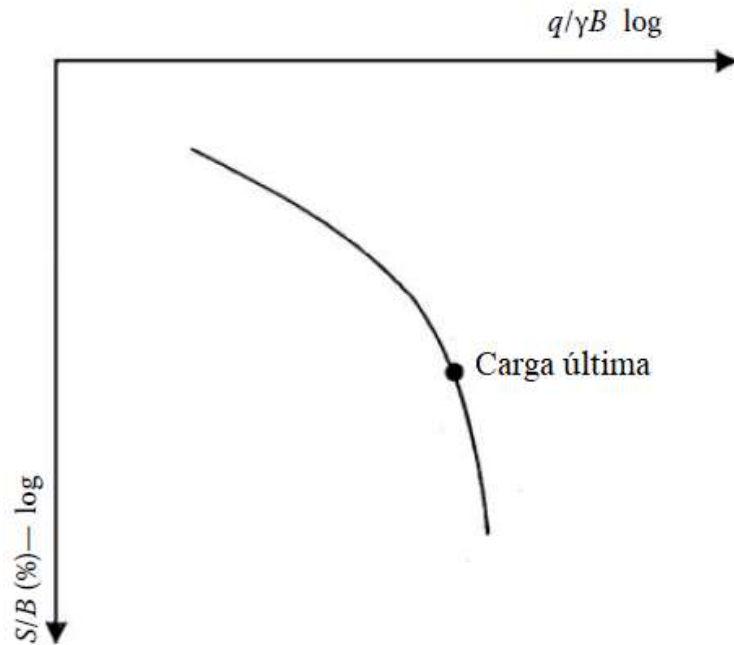


Figura 2.21: Critério para determinação da carga última (DE BEER, 1967 apud DAS, 2009)

Um terceiro método foi proposto pelo Comando de Engenharia Naval dos EUA (NAVFAC, 1986 apud TRB, 2010) que recomenda traçar duas linhas assíntotas sobre a curva tensão versus recalque (em escala normal ou logarítmica). A primeira linha correspondendo ao trecho inicial da curva e, a segunda, relativa à parte final. O trecho de intersecção destas duas assíntotas corresponde a uma faixa de valores de capacidade de carga, conforme mostra o gráfico da Figura 2.22. O manual considera razoável a adoção da média dos valores encontrados na intersecção como sendo a capacidade de carga (TRB, 2010).

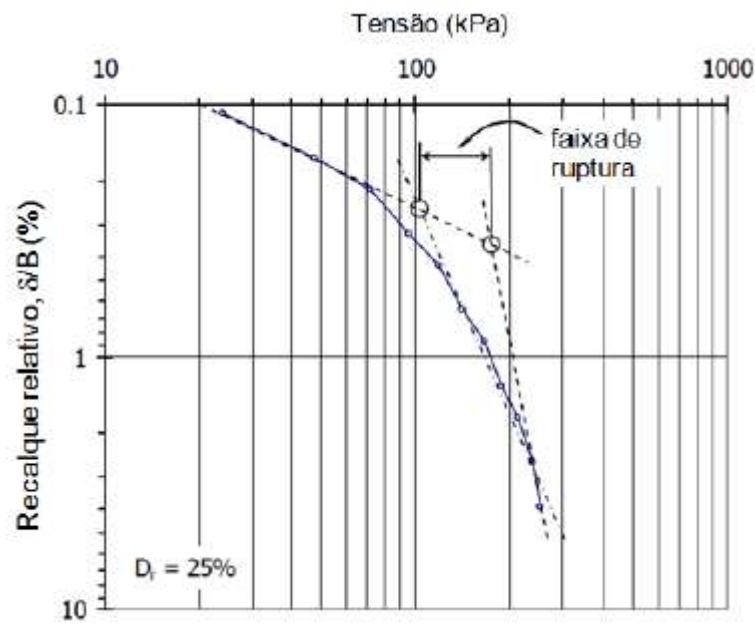


Figura 2.22: Critério para determinação da carga última (NAVFAC, 1986 apud TRB, 2010)

A norma brasileira de fundações NBR 6122 (ABNT, 2019a), de forma mais abrangente, estabelece que a carga de ruptura é aquela que se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometam sua segurança ou desempenho. Por este enfoque, a definição da carga de ruptura dependerá das características de cada projeto.

Amatya et al. (2009), a partir da aplicação dos métodos do recalque limite 10%B (VÉSIC, 1975), de De Beer (1967) e das retas assíntotas (NAVFAC, 1986 apud TRB, 2010) em 195 provas de carga, concluiu que o critério de VESIC (1975) foi o que apresentou os resultados mais próximos da média de todos os métodos avaliados.

Terzaghi (1943), a partir das equações de Prandtl (1920) e Reissner (1924) aplicadas a metais e utilizando o princípio da superposição, foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. As hipóteses básicas consideradas no equacionamento do problema foram:

- a) fundação contínua (estado plano de deformações) com base horizontal e superfície do terreno plana;
- b) carregamento vertical centrado;
- c) maciço de solo semi-infinito homogêneo;

- d) profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga $q=\gamma'D$.

Desta forma, Terzaghi chegou à seguinte expressão (Equação 14) para capacidade de carga Q_u :

$$Q_u = c'.N_c + q.N_q + \frac{1}{2}\gamma'.B.N_\gamma \quad (14)$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga;

B: largura da fundação;

c' : coesão efetiva;

γ' : peso específico efetivo do solo;

q: sobrecarga;

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga (função apenas de ϕ').

A partir da base dos estudos publicados por Terzaghi (1943), muitos pesquisadores aprimoraram o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais, modificando algumas hipóteses iniciais e também tratando algumas particularidades específicas, destacando-se trabalhos como: Skempton (1951), Meyerhof (1953), Vésic (1963, 1975) e Hansen (1961, 1970).

Na atualidade, a equação mais aceita para a previsão de carga é chamada de fórmula generalizada:

$$q_u = \frac{Q_u}{A'} = cN_c(s_c d_c i_c b_c g_c) + qN_q(s_q d_q i_q b_q g_q) + \frac{B'}{2}\gamma'N_\gamma(s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) \quad (15)$$

Onde:

s_c , s_q e s_γ : fatores de forma

d_c , d_q e d_γ : fatores de profundidade;

i_c , i_q e i_γ : fatores de inclinação da carga

b_c , b_q e b_γ : fatores de inclinação da base da fundação;

g_c , g_q e g_γ : fatores de inclinação do terreno;

A' : área efetiva de fundação.

Os fatores de capacidade de carga N_c e N_q , adotam-se os obtidos por Prandtl (1920) e Reissner (1924):

$$N_c = \cot \phi \cdot (N_q - 1) \quad (16)$$

$$N_q = e^{(\pi) \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (17)$$

Em relação ao fator N_γ , não se tem um consenso entre os pesquisadores. Como exemplo se dão algumas relações propostas:

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi') \quad (\text{MEYERHOF, 1953}) \quad (18)$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{HANSEN, 1961, 1970}) \quad (19)$$

$$N_\gamma = 2,0 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (\text{VÉSIC, 1963, 1975}) \quad (20)$$

Todos os outros fatores (forma, profundidade, inclinação da carga, inclinação da base da fundação e inclinação do terreno) podem ser obtidos em Velloso e Lopes (2011). Ainda, cabe ressaltar que a teoria supracitada foi desenvolvida para o caso de solos rígidos, ou seja, sujeitos à ruptura generalizada. Para o caso de areias fofas e argilas moles, cuja ruptura se dá por puncionamento, não há um tratamento teórico específico. Neste caso, costuma-se adotar a proposição de Terzaghi (1943) que indica a utilização de parâmetros de resistência reduzidos:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (21)$$

$$\phi^* = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \quad (22)$$

2.2.2 Fundações superficiais submetidas a carregamento excêntrico

Quando uma fundação está submetida a um carregamento excêntrico, ela tende a se inclinar na direção da excentricidade e , em geral, a área de contato da base da fundação tende a diminuir linearmente.

Meyerhof (1953) foi quem introduziu os conceitos de área efetiva da fundação (A') para o caso de carregamentos verticais excêntricos. A referida área é aquela em que as tensões de

compressão podem ser consideradas uniformes, sendo sua determinação realizada de maneira que a resultante das cargas atuantes passe pelo seu centro de gravidade. O autor propõe que a área equivalente seja determinada por simetria em relação ao ponto de passagem da resultante e que essa área seja transformada em um retângulo equivalente. O retângulo deve ter a mesma área A' e possuir os mesmos eixos principais de inércia, conforme ilustrado na Figura 2.23.

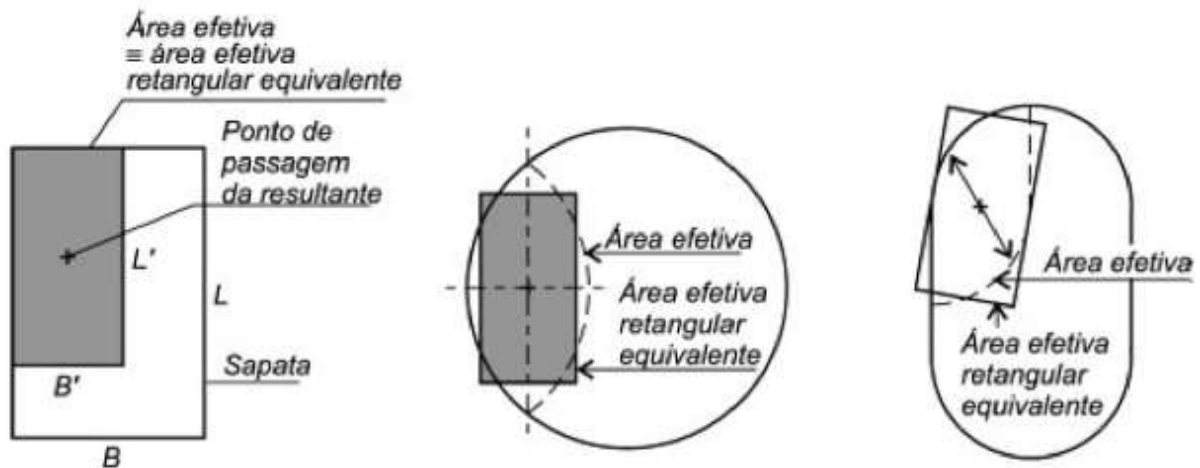


Figura 2.23: Áreas efetivas de fundação (VELLOSO; LOPES, 2011)

Baseados no conceito de área efetiva da fundação, como sendo uma área equivalente que pode ser carregada centralmente quando uma carga é aplicada em um local que não seja o centroide da sapata ou quando a fundação é submetida a uma carga e a um momento, Highter e Anders (1985) apresentaram soluções gráficas para a determinação da área efetiva de fundações circulares submetidas a carregamento excêntrico (Figura 2.24).

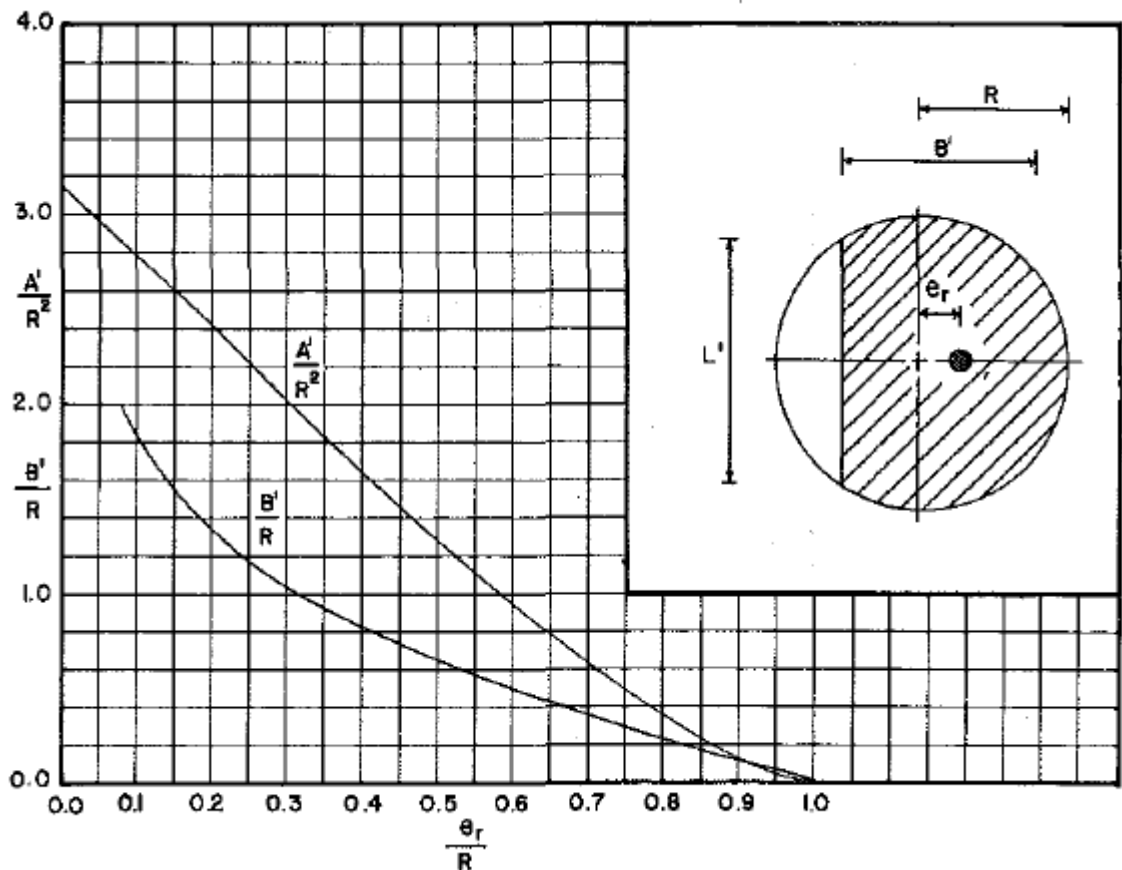


Figura 2.24: Dimensões efetivas normalizadas para sapatas circulares (HIGHTER; ANDERS, 1985)

Taiebat e Carter (2002), através de modelagens em elementos finitos, estudaram fundações circulares submetida a carregamento vertical excêntrico. Os autores consideraram as recomendações de Meyerhof (1953) e Vésic (1973) para a consideração da área efetiva da fundação que pode ser calculada conforme a Equação 23 em conformidade com a figura esquemática apresentada na Figura 2.25.

$$A' = \frac{D^2}{2} \cdot \left(\cos^{-1} \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right) \quad (23)$$

Onde:

A' : área efetiva;

D : diâmetro;

e : excentricidade.

Ainda, segundo os autores, uma aproximação para as medidas dos lados da área retangular equivalente ($A' = B'L'$) pode ser obtida através da Equação 24 como sendo a razão dos comprimentos de linha “b” e “l” apresentados na Figura 2.25. Uma imagem da malha deformada do solo sob a fundação circular, no plano do momento aplicado, fornecido pela análise de elementos finitos, é apresentado na Figura 2.26 (TAIEBAT; CARTER, 2002).

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}} \quad (24)$$

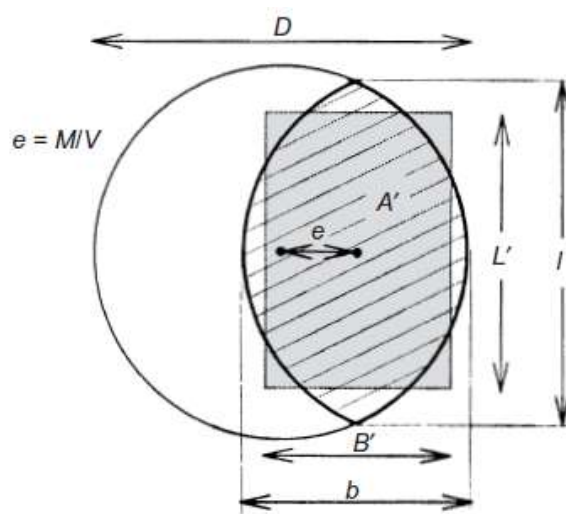


Figura 2.25: Área efetiva de uma fundação circular submetida a carregamento excêntrico (TAIEBAT; CARTER, 2002).

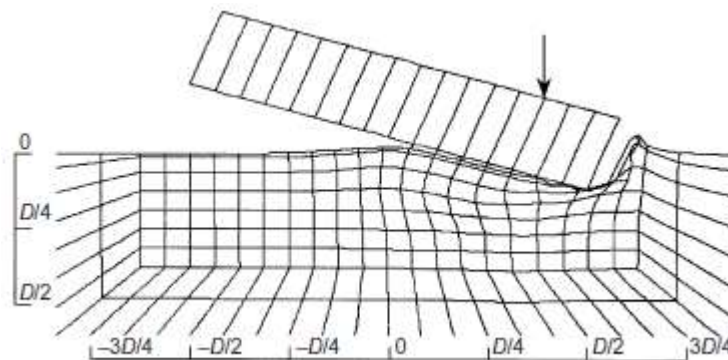


Figura 2.26: Forma deformada do solo e fundação circular sob uma carga excêntrica (TAIEBAT; CARTER, 2002).

Eastwood (1955) realizou experimentos similares aos realizados por Meyerhof (1953), também com sapatas corridas carregadas excêntrica e assentadas em solo arenoso. A principal diferença para os estudos de Meyerhof (1953) foi a escala um pouco maior dos modelos. O referido autor observou que no caso de carregamento excêntrico, a primeira superfície deslizante aparece invariavelmente do mesmo lado que a excentricidade. E, ainda, caso a fundação seja empurrada mais para dentro do solo, uma segunda superfície também aparece do mesmo lado da excentricidade, conforme pode ser observado na Figura 2.27. O autor confirma a teoria de que pode ser assumido que a fundação falha devido à rotação no entorno de algum centro, como ilustrado na Figura 2.28, e que o ângulo de rotação aumenta com o incremento da excentricidade. A capacidade de carga, por sua vez, reduz significativamente à medida que aumenta a excentricidade de aplicação da carga.

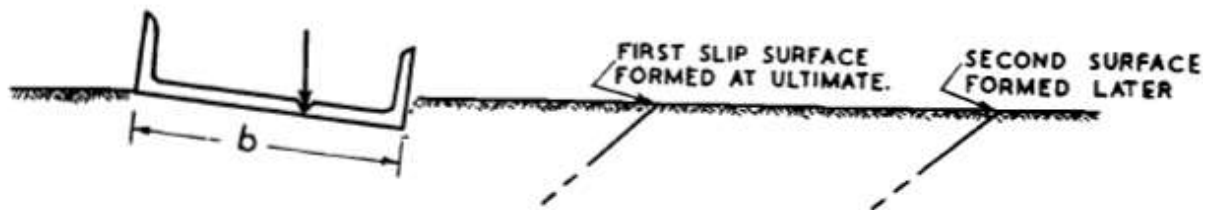


Figura 2.27: Posição das superfícies de deslizamento nos ensaios (EASTWOOD, 1955)



Figura 2.28: Direção de rotação das sapatas nos ensaios (EASTWOOD, 1955)

Badakhshan e Noorzad (2015) estudaram modelos reduzidos de fundações circulares assentes em uma areia com densidade relativa de 60% e submetidas a carregamento excêntrico. Os autores utilizaram uma fundação circular com raio de 6 cm e analisaram o comportamento quando o carregamento era centrado ou em outras 4 posições (0,75 cm; 1,5 cm; 2,25 cm; e 3 cm). Os autores observaram uma ruptura localizada quando o carregamento era centrado, permanecendo localizada nas excentricidades analisadas. O ângulo de rotação das fundações

aumenta linearmente com o aumento do recalque e também com o aumento da excentricidade de aplicação da carga. A capacidade de carga das fundações reduz à medida que a excentricidade aumenta e, ainda, a carga última acaba ocorrendo em recalques cada vez menores.

Sargazi e Hosseininia (2017) simularam numericamente o comportamento de fundações circulares excentricamente carregadas em 4 diferentes posições em relação ao diâmetro ($e/D=0$; 0,15; 0,30 e 0,45). Os autores consideraram o solo como puramente friccional com $\gamma_s = 20$ kN/m³ e ângulo de atrito interno (ϕ') variando entre 20° - 45°. A Figura 2.29 apresenta a distribuição das tensões verticais no solo com $\phi' = 35^\circ$ e carregado com $q = 60$ kPa com excentricidades do lado direito da fundação. Na mesma figura, a direção de movimentação do solo é representada através de vetores pretos, cujas elongações representam as magnitudes. Pode-se observar que quando o carregamento é centrado, as tensões verticais que surgem na base da fundação são menores do que nos casos de carregamento excêntrico, evidenciando que a excentricidade da carga causa uma concentração de tensões embaixo da fundação e, especialmente, nas suas bordas. Observando os vetores de deslocamento, os autores concluíram que a fundação com menor excentricidade ($e/D = 0,15$) ainda mantém contato com a superfície do solo, enquanto aquela com maior excentricidade ($e/D = 0,45$) rotaciona e o lado esquerdo acaba sendo elevado, perdendo, assim, o contato com o solo.

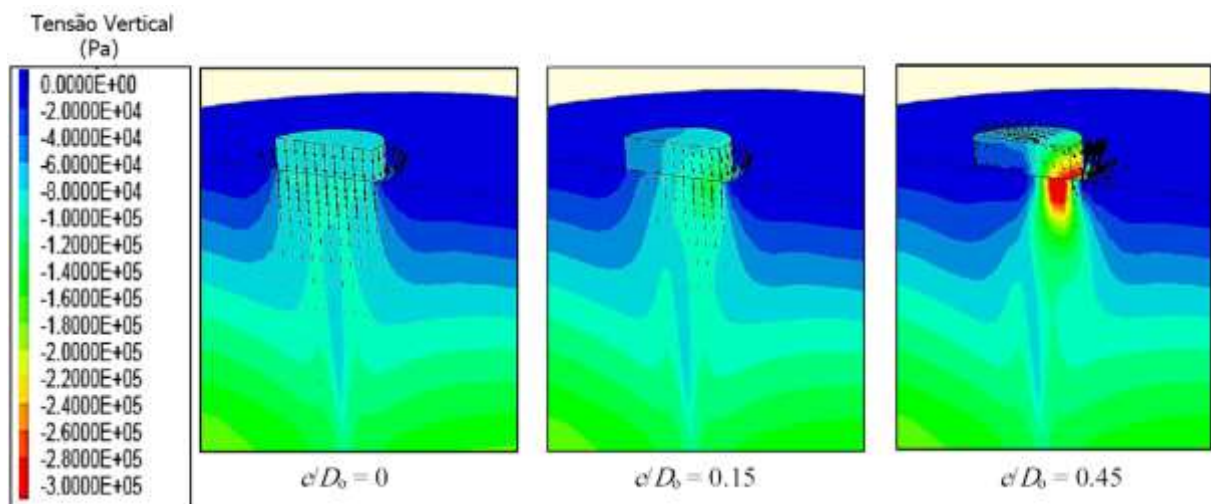


Figura 2.29: Distribuição de tensões verticais e vetores de deslocamento do solo com $\phi' = 35^\circ$ e sobrecarga $q = 60$ kPa (SARGAZI; HOSSEININIA, 2017)

As curvas de Tensão x Recalque dos estudos de Sargazi e Hosseininia (2017) podem ser observadas na Figura 2.30. Pode-se notar que a excentricidade tem grande influência na capacidade de carga das fundações analisadas, diminuindo consideravelmente à medida que a excentricidade aumenta. Além do mais, a excentricidade da carga faz com que a fundação atinja sua máxima carga de suporte em uma menor faixa de recalque.

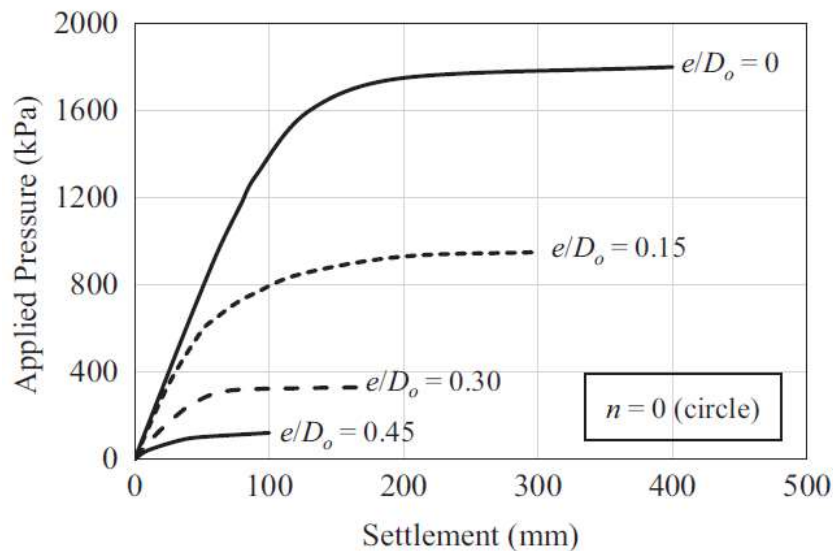


Figura 2.30: Curvas tensão x recalque para fundação circular submetida a carregamento em diferentes excentricidades (e/D) (SARGAZI; HOSSEININIA, 2017)

2.2.3 Fundações superficiais assentes em solos estratificados

É comum no cotidiano de obras de engenharia defrontar-se com maciços que se encontrem estratificados, especialmente quando se tratam de regiões de solos de origem sedimentar com a intercalação entre camadas de areia e argila.

A distribuição de tensões em sistemas de dupla-camada pode ser melhor compreendida ao analisar o comportamento de distribuição de tensões ao longo da profundidade. Nesse contexto, Poulos e Davis (1991) apresentam inúmeras soluções elásticas, dentre elas para a distribuição de tensões em sistemas de multicamadas. Para o caso de uma camada mais rígida sobrejacente a uma de menor rigidez, pode-se perceber que ocorre uma concentração de tensões na camada superior, fazendo com que uma tensão menor chegue ao topo da camada inferior.

De acordo com Burd e Frydman (1997), se uma fundação superficial for assente sobre um solo estratificado, cuja espessura da camada superior seja suficientemente maior que a largura da

fundação, a estimativa da capacidade de carga pode ser feita com boa precisão utilizando a teoria de capacidade de carga convencional, baseada somente nas propriedades da camada superior. Porém, se a espessura da camada superior for comparável com a largura da fundação, então a abordagem convencional provavelmente não fornecerá bons resultados.

Kenny e Andrawes (1997) creditam a Terzaghi (1948) a autoria do primeiro método de cálculo da capacidade de carga em fundações assentes em sistemas de dupla camada. O método considera a camada superior como sendo mais resistente que a inferior. Dessa forma, considera-se que a camada superior atua principalmente na distribuição da carga em uma área maior, reduzindo, assim, a intensidade da tensão. Neste caso, a ruptura ocorre quando a capacidade de carga da camada inferior é atingida. Terzaghi e Peck (1948) assumem que a carga se espalha em uma razão de 2:1 (vertical:horizontal) a partir das bordas da fundação, correspondendo a um ângulo de aproximadamente 27° com a vertical, conforme ilustrado na Figura 2.31.

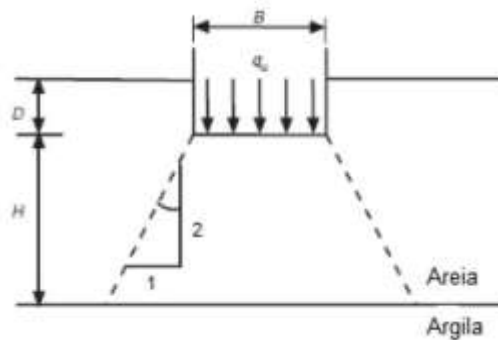


Figura 2.31: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente à argila (adaptado de KENNY; ANDRAWES, 1997)

Outros pesquisadores, como Jacobsen et al. (1977) propuseram novas razões de espalhamento da carga como $(2/\beta):1$ (vertical: horizontal). O valor de β foi calculado a partir de modelos reduzidos e era função da capacidade de carga de uma camada somente de areia e outra somente de argila. Porém, Burd e Frydman (1997) apontam para a dificuldade na utilização deste tipo de método, devido à incerteza na definição do ângulo de espalhamento da carga, o que pode alterar significativamente a capacidade de carga. Este método só seria apropriado se a resistência da camada superior fosse substancialmente maior que a da camada inferior, como no caso de uma camada de areia sobre uma camada de argila.

Button (1953) também foi um dos pioneiros na consideração da capacidade de carga para fundações apoiadas em solos estratificados. O autor considerou o caso de fundações superficiais

apoiadas sobre duas camadas de argila e teve como base o Método de Fellenius, o qual considera que a superfície de ruptura é circular, com início em umas das bordas da fundação. Contudo, estudos de Brown e Meyerhof (1969) mostraram que alguns casos são tratados de maneira não realista por Button (1953), como o de uma camada muito resistente em cima, que seria puncionada.

Diversos outros estudos analisaram o comportamento de fundações superficiais assentes em solos de dupla camada, dentre eles destacam-se as teorias de Brown e Meyerhof (1969), Meyerhof (1974), assim como de Hanna e Meyerhof (1980) no que diz respeito à capacidade de carga de fundações assentes sobre sistemas de camada granular resistente sobrejacente à camada mole; e de Vésic (1975) para fundações assentes em uma camada fraca sobrejacente a uma camada mais resistente.

Brown e Meyerhof (1969) concluíram que, quando se tem uma camada de maior resistência sobre uma camada de menor resistência, a ruptura ocorre formando planos verticais na camada resistente e toda a resistência da camada inferior é mobilizada. Já quando existe uma camada de menor resistência sobre uma de maior resistência, a ruptura ocorre por deslizamento do solo da camada superior entre a fundação e a camada inferior de maior resistência.

Meyerhof (1974) propôs um método analítico bastante difundido para o cálculo da capacidade de carga de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior granular e a inferior coesiva (areia sobre argila). Foram estudados os casos de areia densa sobre argila mole e areia fofa sobre argila rija. Segundo a teoria, se um estrato de areia densa de limitada profundidade está apoiado sobre uma espessa camada de argila, as fundações tendem a romper a camada de areia e adentrar na superfície de argila. Por outro lado, se a camada superior for constituída por areia fofa apoiada em uma camada de argila rija, a capacidade de carga da fundação será limitada ao estrato arenoso.

A capacidade de carga última para fundações assentes em uma camada de areia densa sobrepondo uma camada de argila mole pode ser expressa em termos de coeficientes de cisalhamento por puncionamento, enquanto que no caso de fundações apoiadas em uma areia fofa sobrejacente a uma camada de argila rija pode ser calculada em termos de coeficientes de capacidade de carga modificados ou de uma interação empírica proposta. A teoria e os resultados de ensaios apresentados por Meyerhof (1974) evidenciam que a influência da espessura da camada de areia abaixo da fundação depende principalmente da razão entre as

capacidades de carga da argila e da areia, do ângulo de atrito da areia e da forma e profundidade da fundação.

Quando a capacidade de carga da areia (camada superior) é muito maior do que o depósito de argila (camada inferior), a ruptura faz com que uma massa de areia com formato piramidal aproximadamente truncada seja empurrada para dentro da argila de modo que o ângulo de atrito (ϕ') da areia e a resistência não drenada (S_u) da argila sejam mobilizados nas zonas de ruptura. Este mecanismo pode ser observado na Figura 2.32. O autor propõe que as forças que atuam nas superfícies verticais na área podem ser obtidas através da teoria do empuxo passivo (P_p), na qual o coeficiente de empuxo passivo (k_p) é substituído por um coeficiente de puncionamento (k_s) que está relacionado com o k_p através da Equação 25. A capacidade de carga pode ser dada pela Equação 26 para sapatas corridas e pela Equação 27 para sapatas circulares (MEYERHOF, 1974).

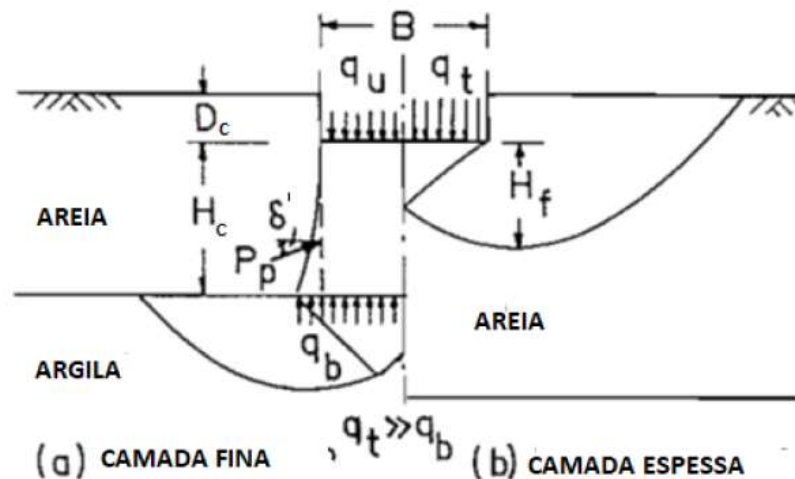


Figura 2.32: Mecanismo de ruptura para areia densa sobre argila mole (Adaptado de MEYERHOF, 1974)

$$K_s \tan \phi = K_p \tan \delta \quad (25)$$

$$q_u = cN_c + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \tan \frac{\phi}{B} + \gamma D \quad (26)$$

$$q_u = 1,2c \cdot N_c + 2\gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) s K_s \tan \frac{\phi}{B} + \gamma D \quad (27)$$

Onde:

K_s : coeficiente de punção;

K_p : coeficiente de empuxo passivo da areia;

ϕ' : ângulo de atrito interno da areia;

δ' : ângulo de inclinação do empuxo passivo;

q_u : capacidade de carga;

B : largura da fundação;

c : coesão da argila;

γ : peso específico da areia;

D : cota de assentamento da fundação;

H : distância da base da sapata até a superfície da camada de argila;

N_c : fator de capacidade de carga (função de ϕ');

s : fator de forma que governa a pressão passiva em uma parede cilíndrica.

Hanna e Meyerhof (1980) complementam o trabalho anterior de Meyerhof (1974) através da análise de resultados experimentais e construção de gráficos de projeto. Esses gráficos, juntamente com a teoria de punção apresentada no estudo anterior, podem ser utilizados para prever a capacidade de carga de sapatas apoiadas em uma densa camada de areia sobrejacente a um depósito de argila mole.

No que diz respeito ao caso de fundações apoiadas em uma areia fofa sobrejacente a uma camada de argila rija, Meyerhof (1974) propõe que o problema seja analisado de forma simplificada, supondo que a camada de areia repousa sobre uma base rija e que ela rompa lateralmente por compressão. O mecanismo pode ser ilustrado através da Figura 2.33. A capacidade de carga pode ser dada pela Equação 28 para sapatas corridas e pela Equação 29 para sapatas circulares (MEYERHOF, 1974; HANNA, 1982).

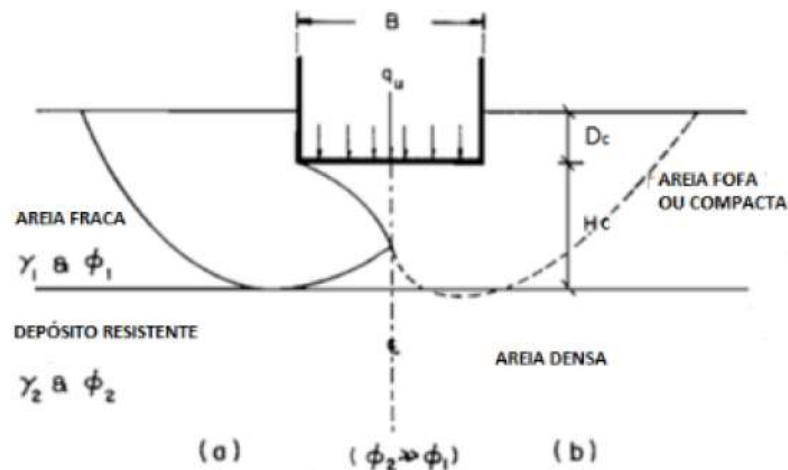


Figura 2.33: Mecanismo de ruptura para areia fofa sobre argila rijas
(Adaptado de HANNA, 1982)

$$q_u = \frac{B}{2} \gamma_1 N_{\gamma'} + \gamma_1 D N_{q'} \leq \frac{B}{2} \gamma_2 N_{\gamma_2} + \gamma_1 H N_{q_2} \quad (28)$$

$$q_u = \frac{B}{2} \gamma_1 s_{\gamma'} N_{\gamma'} + \gamma_1 D s_{q'} N_{q'} \leq \frac{B}{2} \gamma_2 s_{\gamma_2} N_{\gamma_2} + \gamma_1 H s_{q_2} N_{q_2} \quad (29)$$

Onde:

q_u : capacidade de carga;

B : largura da fundação;

γ_1 : peso específico da camada superior;

γ_2 : peso específico da camada inferior;

D : cota de assentamento da fundação;

H : distância da base da sapata até a superfície da camada inferior;

$N_{q'}$ e $N_{\gamma'}$: fatores de capacidade de carga modificados dependentes de ϕ' , da razão

H/B e da rugosidade da sapata;

s_q e s_{γ} : fatores de forma.

Hanna (1982) também complementa o trabalho de Meyerhof (1974) apresentando gráficos de projetos para ajudar no projeto da sapata para o caso de fundações em areia fofa sobre argila rijas. O mecanismo de ruptura considerado para a camada superior é o mesmo de uma sapata assentada sobre uma camada de areia profunda e homogênea. A influência da estratificação do

solo se dá apenas na diferença nos fatores de capacidade de carga, determinados no trabalho a partir de ensaios.

Vésic (1975) reafirma os modos de ruptura propostos anteriormente por Brown e Meyerhof (1969) nos quais camadas de menor resistência sobrepostas a estratos mais resistentes rompem através de escoamento lateral, enquanto camadas de maior resistência sobre estratos menos resistentes rompem por puncionamento, em uma superfície de ruptura vertical. O autor propõe que para ambos os casos pode ser utilizada a Equação 30, em termos de um coeficiente de capacidade de carga modificado (N_m) que depende da razão entre as resistências das duas camadas, a espessura relativa da camada superior (em relação à base da fundação) e também do formato da fundação. Os valores de N_m podem ser obtidos através de equações específicas para cada uma das duas situações, ábacos ou tabelas que podem ser interpolados.

$$q_0 = c_1 N_m + q \quad (30)$$

Onde:

q_0 : capacidade de carga;

c_1 : coesão da camada superior;

N_m : coeficiente de capacidade de carga modificado;

Para um caso generalizado, válido para qualquer retângulo apoiado em uma camada superior mais resistente (c_1 e ϕ_1) do que o estrato inferior (c_2 e ϕ_2), é proposta a Equação 31. Caso a camada superior seja de areia ($c_1 = 0$) e $25^\circ \leq \phi_1 \leq 50^\circ$ a expressão pode ser reduzida, conforme apresentado na Equação 33. Já a equação 34 é válida para fundações circulares onde $B=L=D$.

$$q_0 = \left[q_0'' + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{\left\{ 2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K (\tan \phi_1) \frac{H}{B} \right\}} - \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \quad (31)$$

$$K = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad (32)$$

$$q_0 = q_0'' e^{\left\{ 0,67 \left[1 + \frac{B}{L} \right] \frac{H}{B} \right\}} \quad (33)$$

$$q_0 = \left[q_0'' + \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \right] e^{\left\{ 4K (\tan \phi_1) \frac{H}{D} \right\}} - \frac{1}{K} c_1 \cot \phi_1 \quad (34)$$

Onde:

q_0 : capacidade de carga;

q_0'' : capacidade de carga da mesma fundação apoiada na camada inferior, obtida pela fórmula clássica de capacidade de carga para solos homogêneos;

c_1 : coesão da camada superior;

ϕ_1 : ângulo de atrito da camada superior;

B : largura da fundação;

L : comprimento da fundação;

D : diâmetro da fundação;

H : espessura da camada superior.

Kraft Jr. e Helfrich (1982) compararam 27 casos de sapatas, encontrados na literatura, assentadas em camada de areia sobre camada de argila utilizando os métodos de Hanna e Meyerhof (1980) e Jacobsen et al. (1977). Os autores concluíram que ambos os métodos provaram ser boas previsões dos resultados medidos e previstos. Já Kenny e Andrawes (1997) pontuam que a taxa de aumento de capacidade de carga com a profundidade da areia prevista através do método de Hanna e Meyerhof (1980) é maior que a obtida experimentalmente, evidenciando que, para maiores profundidades, o referido método superestimaria a capacidade de carga. Observam também, que no caso de argilas que apresentam um mecanismo de ruptura localizada, para que os resultados analíticos se aproximem dos experimentais, é realmente necessária a redução dos parâmetros de resistência.

No estudo de Kenny e Andrawes (1997) é proposta uma forma de normalizar os resultados experimentais, que consiste em plotar os dados no espaço recalque relativo (recalque dividido pelo diâmetro da fundação) versus razão de tensão aplicada (tensão dividida pela tensão de ruptura). Esse tipo de normalização origina uma curva única para fundações de diferentes larguras e camadas de areia de diferentes espessuras.

2.2.4 Fundações superficiais assentes em camadas cimentadas

Obras de melhoramento superficial do solo natural também podem ser consideradas como sistemas de dupla camada, visto que a camada superior pode ser relacionada com um estrato mais resistente sobrejacente ao solo natural de menor resistência. A execução dessas camadas cimentadas tem o objetivo de aumentar a capacidade de carga e reduzir os recalques das sapatas.

Minkov et al. (1981) realizaram experimentos de campo em um solo sedimentar colapsível *Loess* e em camadas estabilizadas do mesmo solo com 5% de cimento Portland. Foram realizadas provas de carga circulares e quadradas que variavam de dimensão entre 0,04m² até 4m². Os resultados demonstram que os recalques diminuíram de 3 a 6 vezes para as camadas melhoradas com espessura de 1,5m e de 5 a 11 vezes para as camadas de 2m de espessura em comparação com o solo natural. Os autores estabelecem que a camada melhorada modifica o modelo de comportamento mecânico do subsolo, redistribuindo as tensões e aumentando consideravelmente a capacidade de carga.

Vendruscolo (1996) e Sales (1998) analisaram o comportamento de provas de carga com placas circulares de 30 e 60 cm realizadas em camadas de solo residual melhorado com 5% de cimento Portland CP IV e espessuras de 15, 30 e 60cm de espessura. Os autores observaram a ruptura por puncionamento, com a formação de um volume troncocônico seccionado do restante da placa, fissuração intensa e deslocamento superficial do solo em todos os ensaios realizados. Através da observação de seus resultados, ilustrados na Figura 2.34 percebe-se que a carga de ruptura aumenta e a magnitude dos recalques diminuem com o aumento da espessura da camada tratada.

Ao avaliar a aplicabilidade de modelos analíticos existentes na previsão da capacidade de carga das fundações superficiais em solos estratificados, Sales (1998) observou que o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978), dentre os analisados, foi o que melhor se aproximou dos resultados experimentalmente obtidos. O método de Vésic (1975) apresentou bons resultados para relações $H/D < 1$, porém no que diz respeito às relações $H/D > 1$, a capacidade de carga prevista foi muito superior à medida.

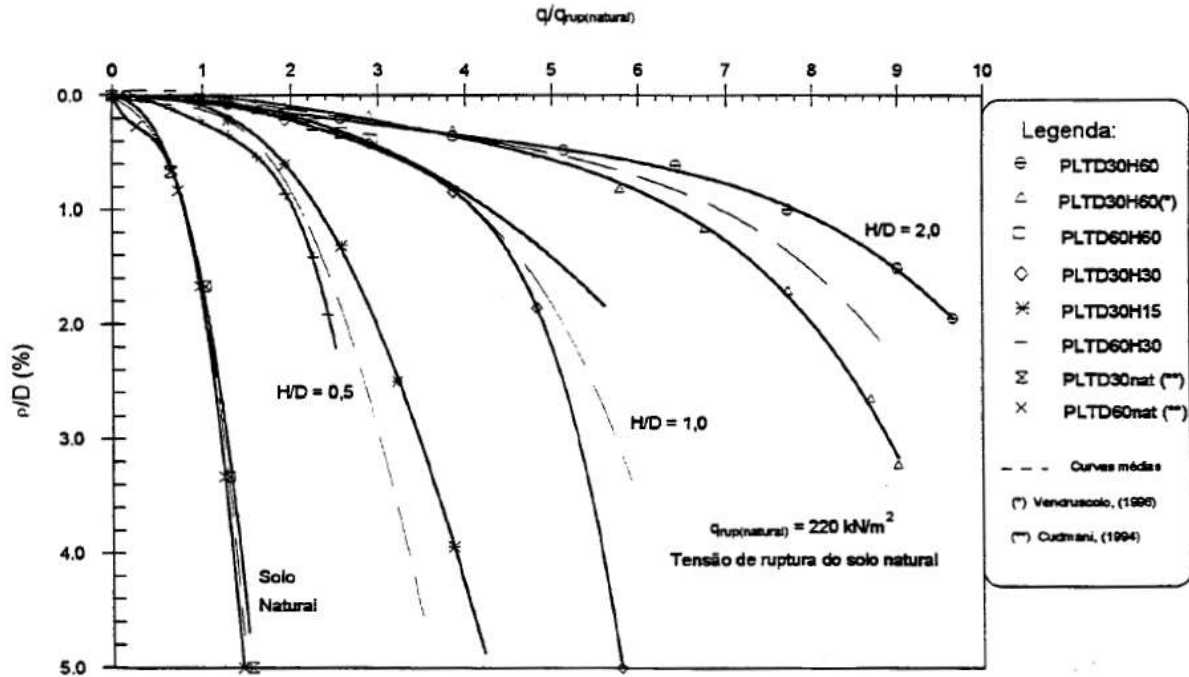


Figura 2.34: Tensão normalizada versus recalque relativo para provas de carga em solo-cimento (SALES, 1998)

Thomé (1999) também estudou o comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistemas de dupla camada quando a superior é cimentada. O autor realizou 6 provas de carga com placas de diferentes diâmetros (30, 45 e 60cm) em 3 aterros experimentais de diferentes espessuras (15, 30 e 60cm) de arenito Botucatu cimentado com a utilização de resíduos industriais (cinza pesada e cal de carbureto). Através de seu estudo experimental e de simulações numéricas, o autor verificou que a capacidade de carga a 2% do recalque relativo era função da relação H/D (espessura da camada tratada e diâmetro da placa), da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não-cimentado.

Com base nos resultados obtidos, Thomé (1999) propõe um método de cálculo semi-empírico, através do qual é possível obter o valor da capacidade de carga a 2% de recalque relativo de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. Como a capacidade de carga é função dos parâmetros do material cimentado e do não-cimentado, ele escreve a Equação 35 que permite o cálculo do fator de parâmetros (F) que leva em conta todas as variáveis envolvidas. Para cada relação H/D estudada, o autor propõe uma equação que relaciona o fator de parâmetros com a capacidade de carga, são elas as Equações 36, 37 e 38 para as relações H/D = 1, 0,5 e 0,25, respectivamente.

$$F = \ln\left(\frac{c'1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4\phi'2} + \ln\left(\frac{E2}{Pa}\right) \quad (35)$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 1,00: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10 \cdot e^{0,3235F} \quad (36)$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,50: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31 \cdot e^{0,3365F} \quad (37)$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,25: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,84 \cdot e^{0,33285F} \quad (38)$$

Onde:

$q_{u2\%}$: tensão de ruptura a 2% de recalque relativo;

F: fator de parâmetros;

Pa: pressão atmosférica;

$c'1$: coesão da camada cimentada;

$c'2$: coesão do solo natural;

$\phi'2$: ângulo de atrito do solo natural;

$E2$: módulo de elasticidade do solo natural.

Para comprovar a validade do método, o autor testou a previsão de capacidade de carga para 2% de recalque relativo para resultados de ensaios de placa em solos cimentados de diferentes autores da bibliografia. Constatou-se que há uma boa concordância entre resultados previstos e os observados na prática. Porém, o autor ressalta que a metodologia foi desenvolvida a partir de dados numéricos e experimentais e que só deve ser utilizada dentro da faixa de valores utilizados nas simulações, conforme apresentado na Tabela 2.3 (THOMÉ, 1999).

Tabela 2.3: Faixa de validade para aplicação do método proposto (THOMÉ, 1999)

MATERIAL CIMENTADO	MATERIAL NÃO CIMENTADO
$0,19 \leq c'1/Pa \leq 4,44$	$0,01 \leq c'2/Pa \leq 0,50$
$0,70 \leq \text{tg}\phi'1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \text{tg}\phi'2 \leq 0,70,$
$2.961,0 \leq E1/Pa \leq 14.810,0$	$98,0 \leq E2/Pa \leq 988,0$

Consoli et al. (2009b) apresentam a interpretação de ensaios de placa com 2 diâmetros distintos (30 e 60cm) em sistemas de dupla camada constituídos por uma camada superficial artificialmente cimentada e compactada com 3 espessuras diferentes (15, 30 e 60cm) sobre um solo residual compressível. Foi verificado o aumento da capacidade de carga e redução de recalques com o aumento da relação H/D conforme pode ser observado na Figura 2.35.

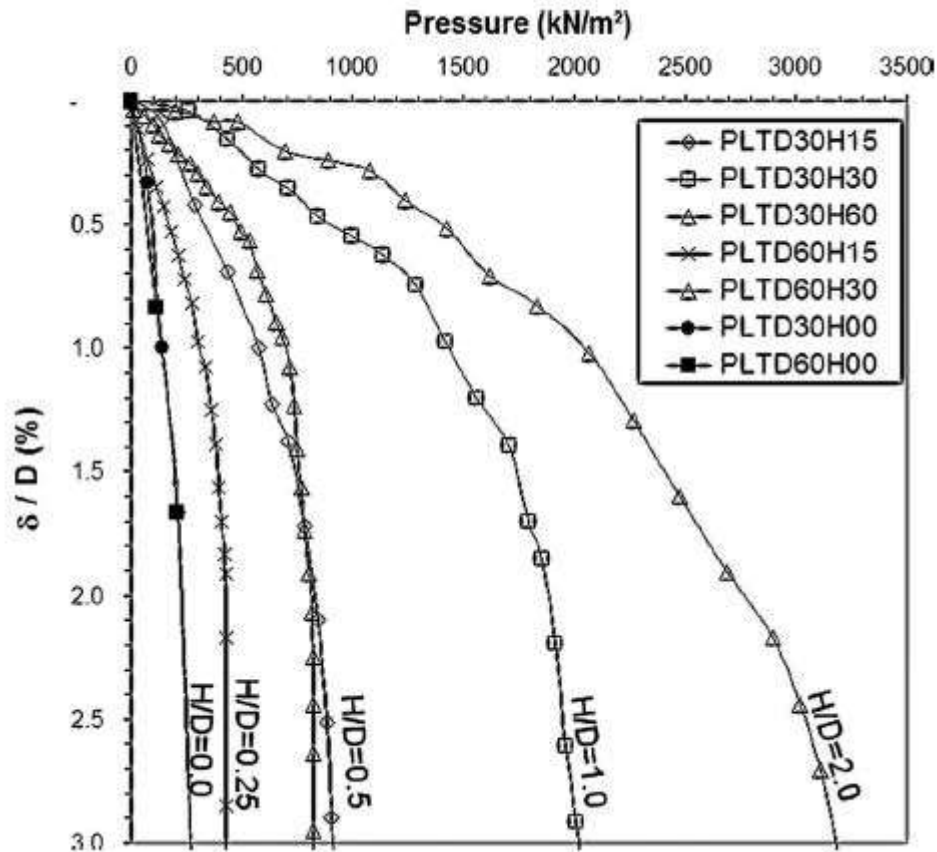


Figura 2.35: Curvas tensão versus recalque relativo de uma camada cimentada de solo arenoso-cinza pesada-cal de carbureto sobre solo residual (CONSOLI et al., 2009b)

Os autores verificaram que o modo de ruptura ocorre sempre por puncionamento. O processo de ruptura é iniciado a partir de fissuras na base da camada tratada ocasionadas por tensões de tração e, dependendo da relação H/D, essas fissuras aparecem em diferentes posições. A partir de aproximadamente 70% da carga de ruptura, os autores observaram o surgimento de fissuras no topo da camada cimentada e concêntricas à placa teste. Quando a carga de ruptura era atingida, maiores recalques eram desenvolvidos, resultando na penetração da placa na camada tratada (CONSOLI et al., 2009b).

A Figura 2.36 (a e b) permite a observação dos mecanismos de ruptura apreciados no campo em camadas com relação $H/D = 0,25$ e $1,00$, respectivamente. Já a Figura 2.37 (a e b) apresenta os resultados das tensões de tração observadas na modelagem numérica das camadas supracitadas. Quando a relação $H/D = 0,25$, as fissuras iniciam na borda da fundação e tendem a se movimentar em sentido ao centro da camada. Já para o ensaio com relação $H/D=1$ observou-se que as maiores tensões de tração ocorrem embaixo da camada cimentada bem no centro da placa, onde surgem as fissuras (CONSOLI et al., 2009).

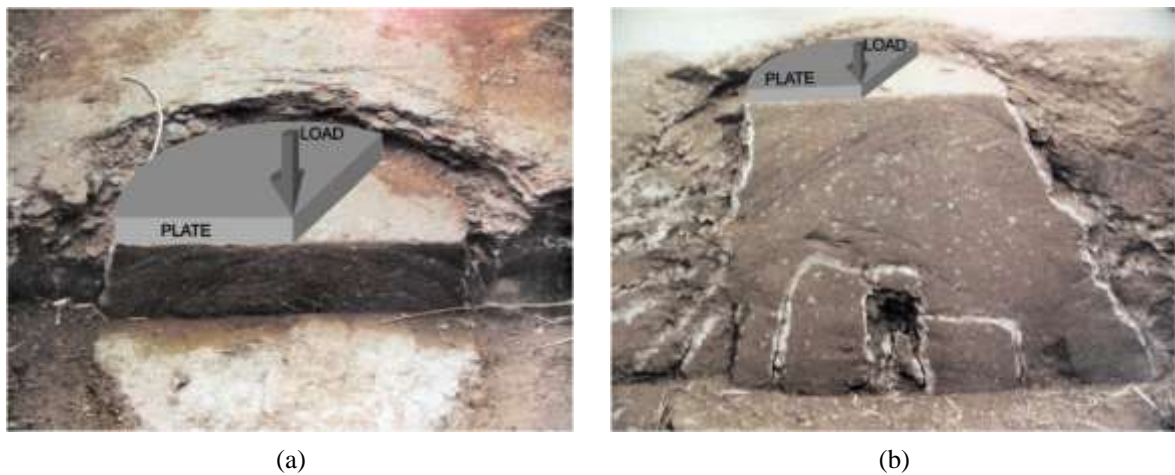


Figura 2.36: Mecanismo de ruptura observado nas provas de carga (a) $H/D = 0,25$ (b) $H/D = 1,00$ (CONSOLI et al., 2009b)

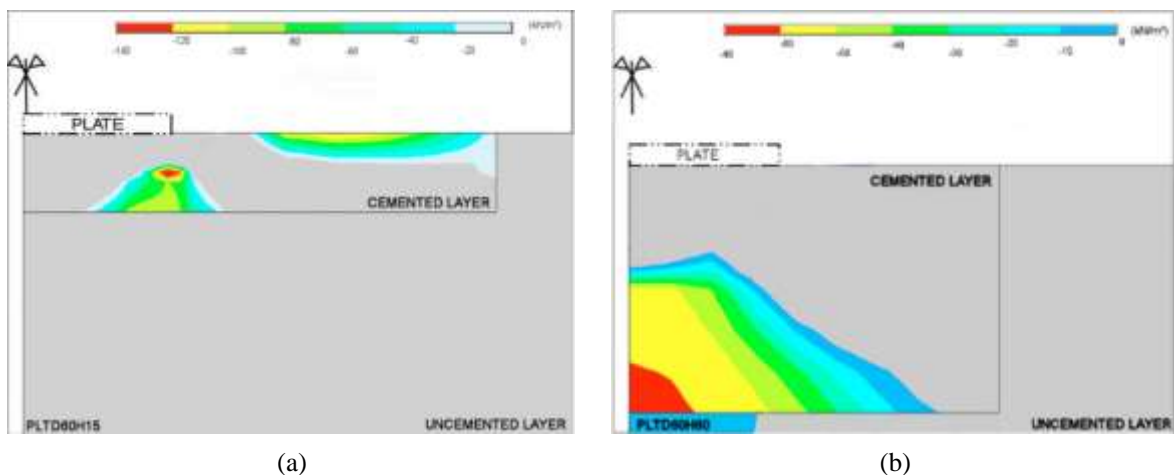


Figura 2.37: Tensões de tração observadas na análise numérica (a) $H/D = 0,25$ (b) $H/D = 1,00$ (CONSOLI et al., 2009b)

Foppa et al. (2019) apresentaram um novo método para o cálculo de capacidade de carga de sapatas corridas assentes sobre uma camada de reforço em solo-cimento, levando em consideração sua extensão lateral. Os autores realizaram ensaios em modelos reduzidos e

análises numéricas através do método dos elementos finitos. Em seus estudos, foram observados dois tipos distintos de ruptura: puncionamento e ruptura do reforço. No primeiro caso, a camada de reforço é puncionada para dentro do solo natural, sem apresentar fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural (Figura 2.38 a e b). No segundo, após um recalque inicial, a camada de reforço rompe com o aparecimento de uma fissura, que pode se localizar junto à borda ou no eixo da fundação, e se propaga de baixo para cima, à medida que aumentam os recalques (Figura 2.38 c e d).

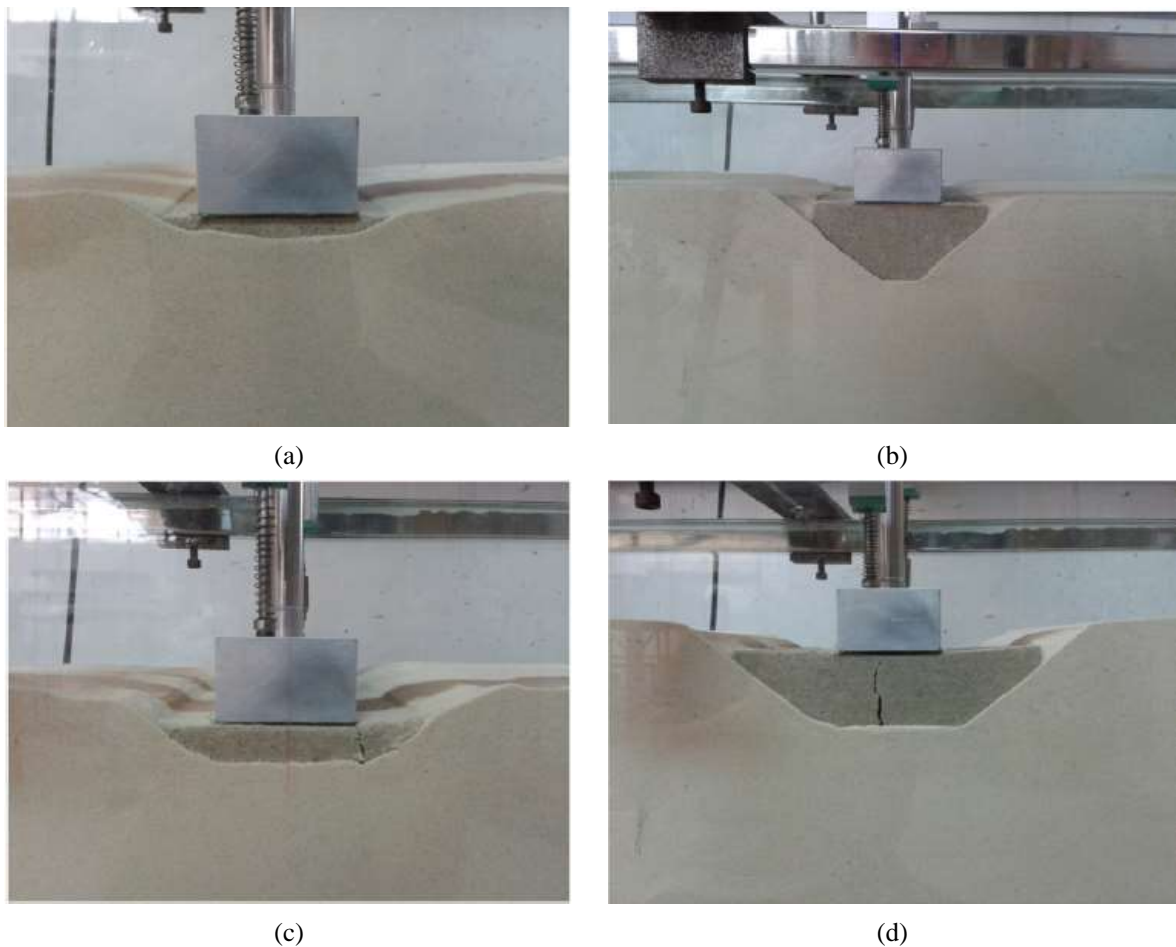


Figura 2.38: Tipos de ruptura (a) $H_r/B=0,25$ e $Tr/H_r=1,00$ (b) $H_r/B=1,00$ e $Tr/H_r=0,50$ (c) $H_r/B=0,50$ e $Tr/H_r=1,00$ (d) $H_r/B=1,00$ e $Tr/H_r=1,00$ (FOPPA et al., 2019)

Os autores verificaram que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação Tr/H_r , sendo Tr a distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço. A partir da observação de que a ruptura do reforço se dá através da formação de uma trinca de tração que inicia na sua base, os autores buscaram uma equação que permitisse prever o valor da tensão de tração atuante a partir

de determinado carregamento e geometria do reforço. Neste sentido, foi determinado que, dependendo da espessura da camada de reforço, seu comportamento poderia ser comparado com o de uma viga bi-apoiada (Figura 2.39a) ou um bloco de fundação (Figura 2.39b) (FOPPA et al, 2019).

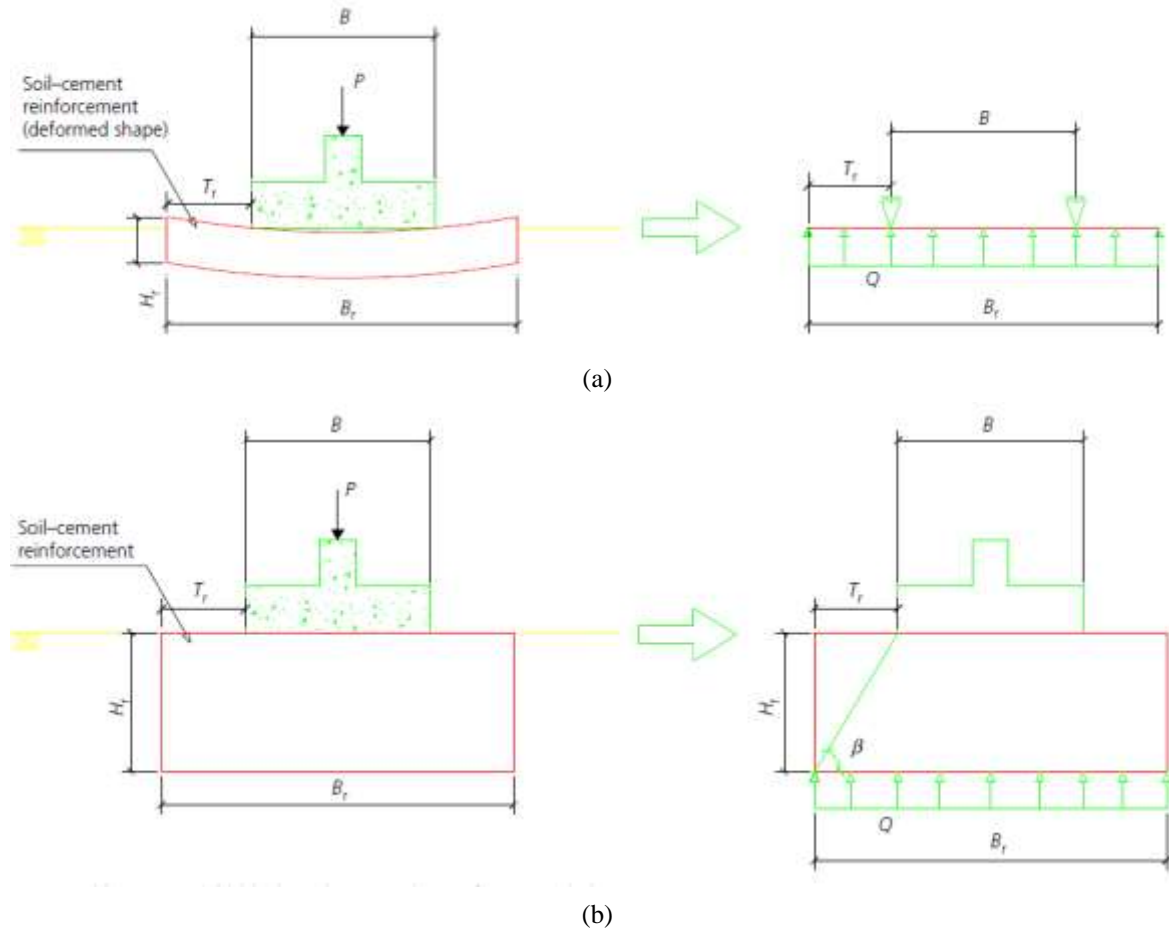


Figura 2.39: Analogias do comportamento do reforço (a) Modelo de viga (b) Modelo de bloco (FOPPA et al., 2019)

Considerando que a camada de reforço funciona como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme Q aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação, verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios, seus valores podem ser obtidos a partir das Equações 39 e 40, respectivamente. Os autores ressaltam que, para garantir que não haja ruptura no reforço, a tensão máxima de tração deverá ser limitada a resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS) (FOPPA et al, 2019).

Fazendo a analogia com blocos de fundação, verifica-se que a tensão de tração máxima ocorre no eixo dessas peças e pode ser obtida pela Equação 41. Essa tensão também deverá ser limitada à resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS) (FOPPA et al, 2019).

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q(T_r)^2}{2} \quad (39)$$

$$\sigma_{\text{tmáx}} = 3Q_{\text{ur}(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^2 \leq \frac{q_t}{\text{FS}} \quad (40)$$

$$\sigma_{\text{tmáx}} = \frac{Q_{\text{ur}(n)}}{\frac{\tan \beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{\text{FS}} \quad (41)$$

Onde:

$M_{\text{máx}}$: momento máximo no reforço;

Q : tensão uniforme aplicada pelo solo na base da fundação;

T_r : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda do reforço;

H_r : espessura do reforço;

$\sigma_{\text{tmáx}}$: tensão de tração máxima no reforço;

Q_{ur} : tensão que atua na base do reforço;

q_t : resistência à tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral;

β : ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal;

FS: fator de segurança.

Para comparar as tensões de tração obtidas a partir dos modelos analíticos de viga e bloco com as obtidas numericamente por Foppa et al. (2019), pode-se utilizar a Equação 42, de forma adimensionalizada, sendo as constantes c_1 e c_2 advindas do modelo numérico. Desta forma, através da equação de previsão obtida numericamente, Equação 43, pode-se verificar qual a relação T_r/H_r , limite para que não haja ruptura do reforço, bastando conhecer a resistência à tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço $Q_{\text{ur}(n)}$.

$$\frac{\sigma_{\text{tmáx}}}{Q_{\text{ur}(n)}} = c_1 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{c_2} \quad (42)$$

$$\frac{\sigma_{\text{tmáx}}}{Q_{\text{ur}(n)}} = 2,71 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,36} \quad (43)$$

Caballero (2019) deu prosseguimento aos estudos de Foppa et al. (2019) e apresenta uma metodologia de previsão da capacidade de carga de fundações superficiais circulares assentes em reforço de solo-cimento, levando em consideração sua extensão lateral. O autor também realizou ensaios em modelos reduzidos e análises numéricas. Assim como observado por Foppa et al. (2019), foram constatadas rupturas por puncionamento (Figura 2.40a) e por ruptura do reforço (Figura 2.40b e c).

(a) $\eta/\text{Civ} = 17$ (b) $\eta/\text{Civ} = 26$ (c) $\eta/\text{Civ} = 40$

Figura 2.40: Tipos de ruptura (a) $\eta/\text{Civ} = 17$ – Puncionamento (b) $\eta/\text{Civ} = 26$ – Ruptura do reforço (c) $\eta/\text{Civ} = 40$ – Ruptura do reforço (CABALLERO, 2019)

Através de suas análises, o autor verificou que a máxima tensão de tração na camada de reforço é função da reação do solo na base do reforço e da relação T_r/H_r , em que T_r é a distância da borda da fundação a borda do reforço e H_r é a espessura do reforço, conforme pode ser observado na Figura 2.41. Ficou constatado que, dependendo da espessura da camada de reforço, seu comportamento poderia ser comparado com o de uma placa circular (Figura 2.42a) ou um bloco de fundação (Figura 2.42b) assim como Foppa et al. (2019). Fundamentando-se nestas observações, foi elaborada uma nova metodologia de cálculo com a premissa de que a ruptura ocorre no solo e não na camada de reforço. Assim, foi possível calcular a capacidade de carga considerando que fundação e reforço atuam como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço (CABALLERO, 2019).

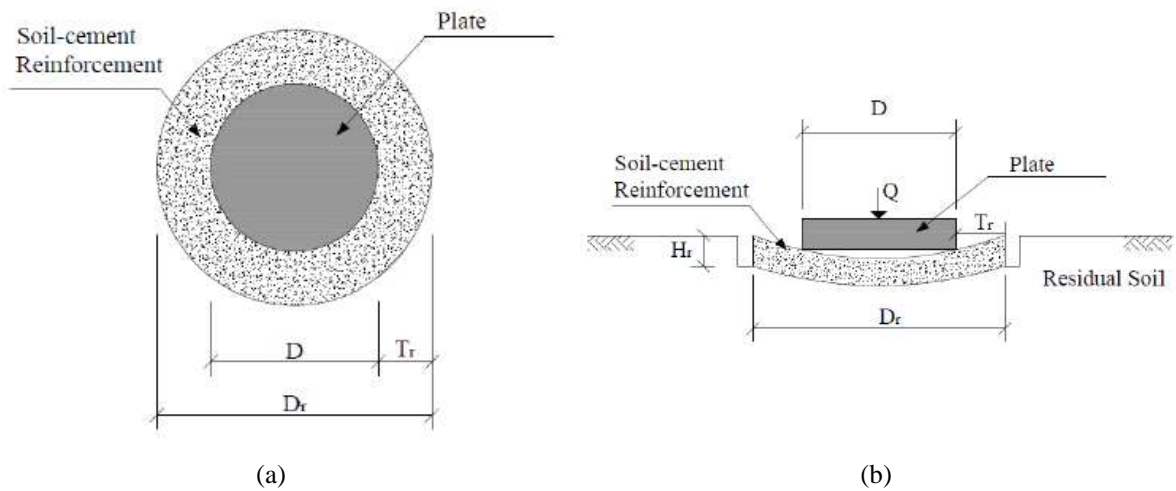


Figura 2.41: Modelo de fundação circular apoiada em camada reforçada circular de solo-cimento (a) visão em planta (b) visão em corte (CONSOLI et al., 2020)

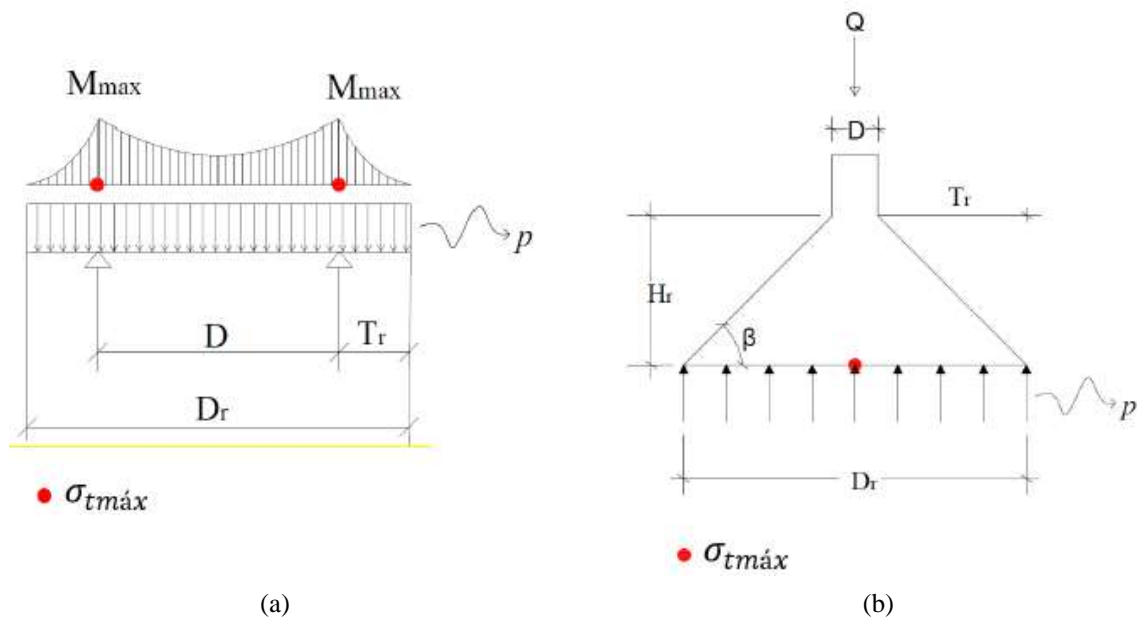


Figura 2.42: Analogias do comportamento do reforço (a) Modelo de placa (b) Modelo de bloco (CONSOLI et al., 2020)

Para as camadas com menor espessura (menores relações H_r/D) as máximas tensões de tração no reforço foram registradas perto das bordas da fundação, enquanto para as maiores espessuras (maiores relações H_r/D) as tensões de tração máxima ocorriam no eixo da fundação. Concomitantemente, Caballero (2019) analisou numericamente as tensões cisalhantes máximas no reforço e verificou que nenhuma delas supera a resistência cisalhante existente no momento de ruptura do sistema, ou seja, os resultados obtidos indicam que não há ruptura do material por

cisalhamento. A ruptura por tração ocorre primeiro e o surgimento das fissuras no reforço é devido à ultrapassagem da resistência à tração do reforço.

Ao fazer a analogia do reforço como sendo uma placa circular carregada com uma tensão Q uniformemente distribuída (reação do solo), verifica-se que os momentos fletores máximos e, conseqüentemente, as tensões de tração máximas, ocorrem junto aos apoios, que são justamente as bordas da fundação e, estes momentos e tensões podem ser calculados pelas Equações 44 e 45, respectivamente. Assim como Foppa et al. (2019), o autor também apresenta a comparação da tensão de tração máxima com a resistência à tração do reforço dividida por um fator de segurança (FS), a fim de que o reforço seja dimensionado com segurança e evitando a ruptura brusca do sistema (CABALLERO, 2019).

Já para a analogia com blocos de fundação, verifica-se que a tensão de tração máxima ocorre no eixo dessas peças e pode ser obtida pela Equação 41 já proposta anteriormente por Foppa et al. (2019). Para o presente estudo, $\beta = Hr/Tr$ e para o caso do modelo de placa, Tr está presente da forma $Dc = 2Tr + D$ (CABALLERO, 2019).

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q D^2}{64} \left[(1+3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1-\nu) - (3+\nu) - 4(1+\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \quad (44)$$

$$\sigma_{\text{tmáx}} = \frac{6 Q_{\text{ur}(n)} D^2}{64 H_r} \left[(1+3\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 + 2(1-\nu) - (3+\nu) - 4(1+\nu) \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \ln \left(\frac{D_c}{D} \right) \right] \leq \frac{q_t}{FS} \quad (45)$$

Onde:

$M_{\text{máx}}$: momento máximo no reforço;

Q : tensão uniforme aplicada pelo solo na base da fundação;

D : diâmetro da fundação;

D_c : diâmetro da camada de reforço;

ν : coeficiente de Poisson;

H_r : espessura do reforço;

$\sigma_{\text{tmáx}}$: tensão de tração máxima no reforço;

Q_{ur} : tensão que atua na base do reforço;

q_t : resistência a tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral;

FS : fator de segurança.

Aplicando a mesma relação adimensionalizada proposta por Foppa et al. (2019) (EQUAÇÃO 42), adaptando as constantes c_1 e c_2 advindas do modelo numérico, Caballero (2019) também consegue comparar as tensões de tração obtidas a partir dos modelos analíticos de placa circular e bloco com as obtidas numericamente. Através da Equação 46 pode-se verificar qual a relação T_r/H_r , limite para que não haja ruptura do reforço, bastando conhecer a resistência à tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço $Q_{ur(n)}$.

$$\frac{q_t}{Q_{ur(n)}} = 5,21 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \quad (46)$$

Consoli et al. (2019) realizaram ensaios de placa assentes em camadas cimentadas com areia-cimento sobre solo residual. Foi utilizada uma placa de diâmetro de 30 cm apoiada em camadas quadradas com profundidade de 30cm e áreas distintas (arestas de 45 cm, 60 cm e 90 cm). A Figura 2.43 apresenta o layout dos ensaios de campo. A Figura 2.44 apresenta as curvas de carga aplicada versus recalque, em que é possível observar uma maior capacidade de carga, para um determinado nível de recalque, quando uma maior área era tratada.

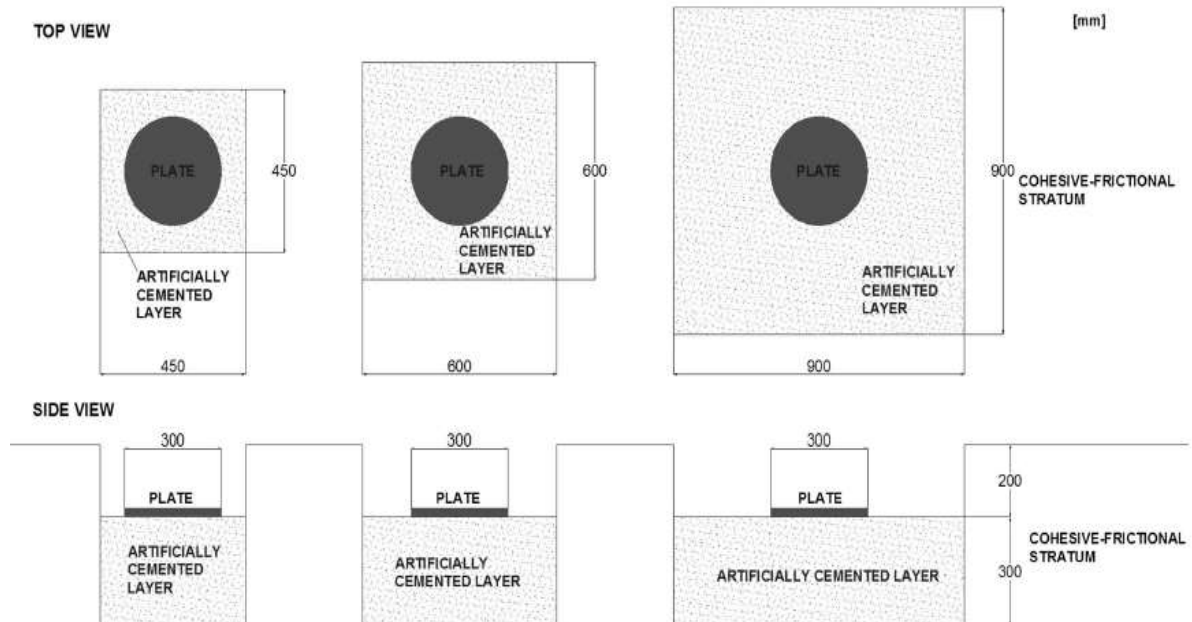


Figura 2.43: Modelo de fundação circular apoiada em camada reforçada quadrada de solo-cimento (CONSOLI et al., 2019)

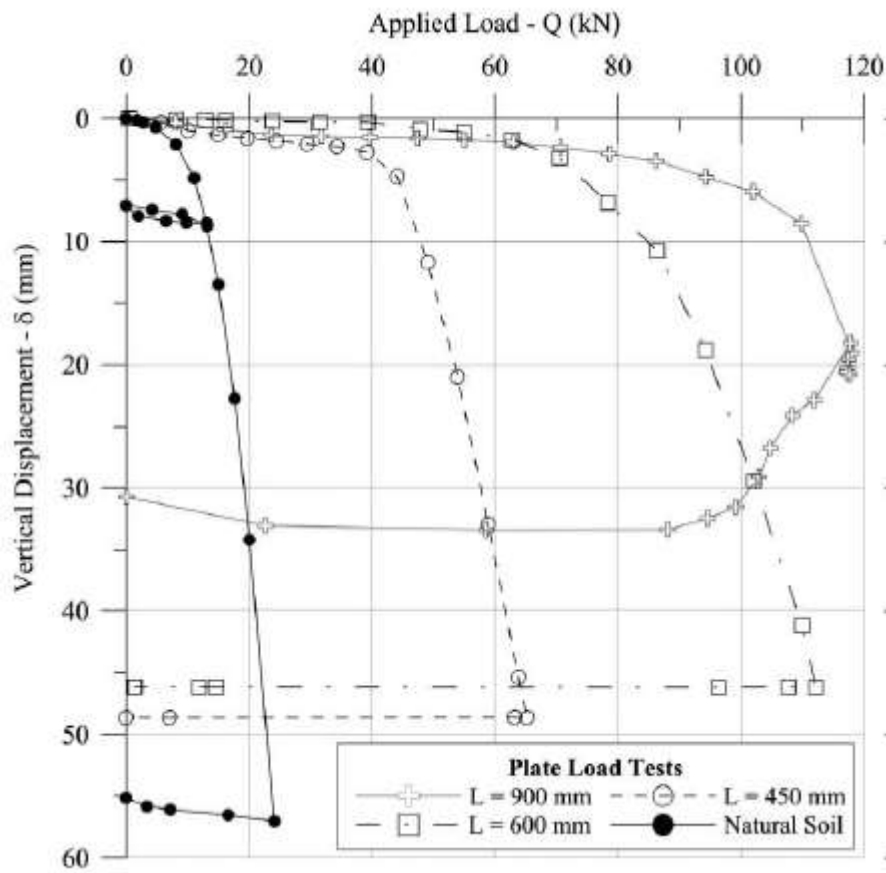


Figura 2.44: Curvas carga versus recalque de camadas quadradas de solo-cimento sobre solo residual (CONSOLI et al., 2019)

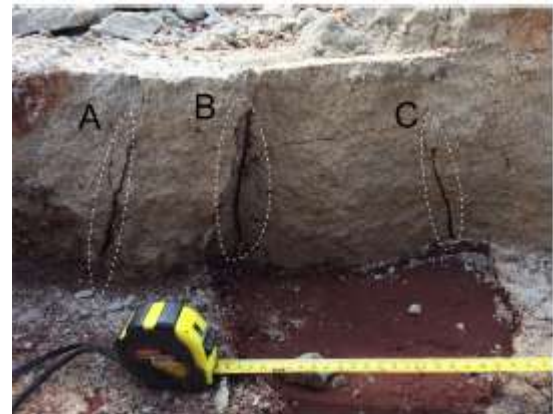
Quanto aos mecanismos de ruptura, conforme anteriormente observado nos estudos em modelos reduzidos efetuados por Foppa et al. (2019) e Caballero (2019), foram observadas rupturas por puncionamento e também por ruptura do reforço. As camadas de arestas 45 e 60 cm foram puncionadas para dentro do solo, atuando em conjunto (fundação + reforço). A Figura 2.45 apresenta a camada de exumada após o ensaio de campo sem apresentar fissuras visíveis. Por outro lado, o reforço de aresta 90 cm rompeu devido à excessiva tensão de tração desenvolvida na sua base, conforme pode ser verificado na Figura 2.46a. Os autores verificaram, em campo, aquilo que já havia sido previsto pelas simulações numéricas, que as fissuras iniciavam no fundo da camada de solo-cimento (Figura 2.46b).



Figura 2.45: Camada melhorada de dimensões 45 x 45 x 30 cm removida do campo após ensaio (CONSOLI et al., 2019)



(a)



(b)

Figura 2.46: Camada melhorada de dimensões 90 x 90 x 30 cm após ensaio de campo (a) corte lateral (b) visualização das fissuras provenientes da base (CONSOLI et al., 2019)

Através da Figura 2.47, Consoli et al. (2019) demonstram que a capacidade de carga das camadas que rompem por puncionamento (fundação e reforço agindo como elemento único) pode ser estimada através da metodologia proposta por Hansen (1961). Quando a ruptura ocorre no reforço (reforço considerado como uma camada infinita), o método proposto por Vésic (1975) se mostrou mais adequado.

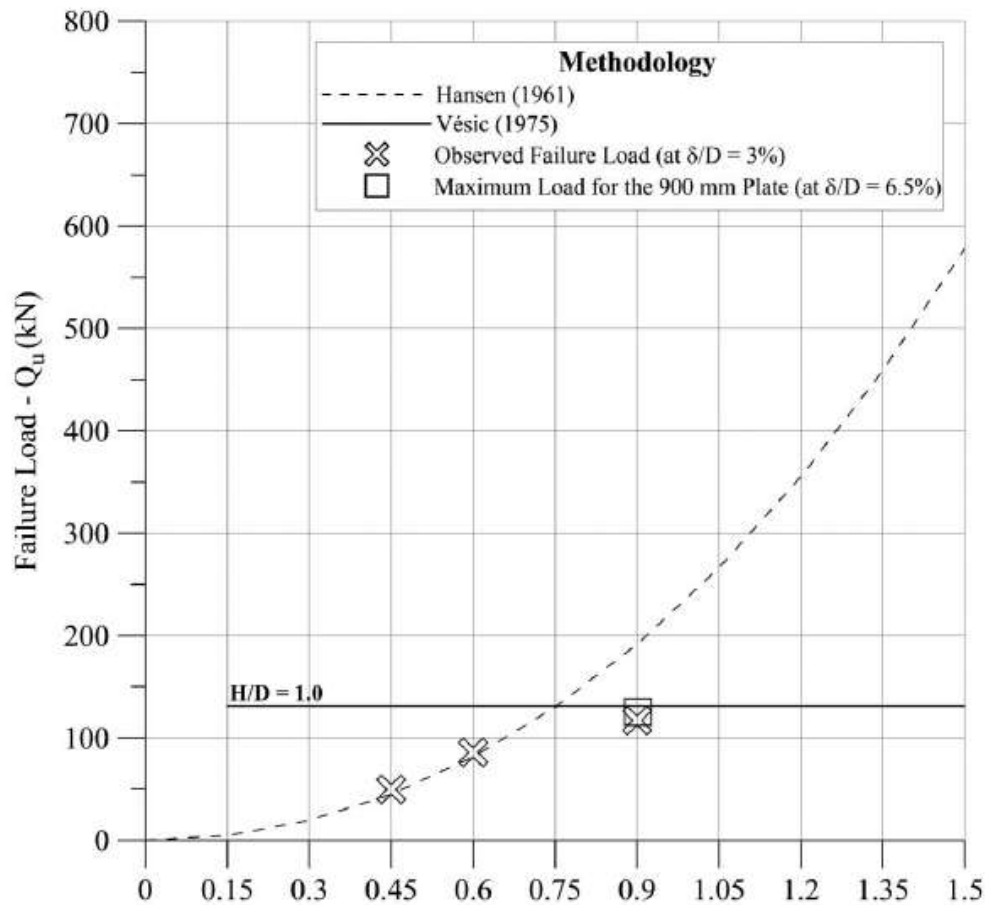


Figura 2.47: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento como parte da fundação e como camada tratada infinita (CONSOLI et al., 2019)

Consoli et al. (2020) realizaram diversas provas de carga em camadas melhoradas de solo-cimento de diferentes diâmetros e espessuras, apresentadas na Figura 2.48. As curvas apresentam os resultados de provas de carga realizadas no solo residual, utilizando placas de 300, 600 e 900mm de diâmetro e mais 6 provas de carga realizadas nas camadas melhoradas com diâmetros variando entre 375 e 1200 mm e espessuras variando entre 300 e 450 mm.

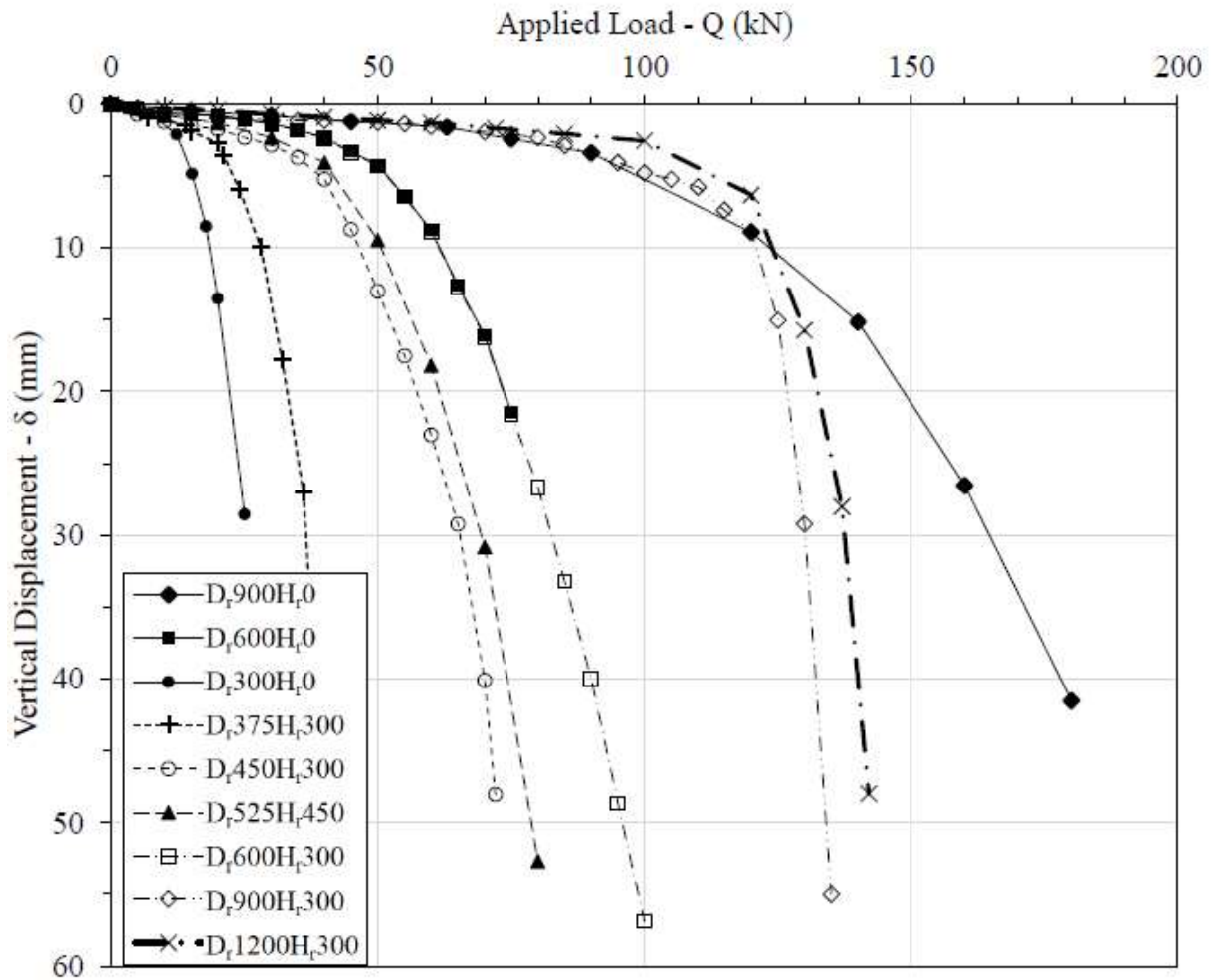


Figura 2.48: Curvas carga versus recalque de camadas circulares de solo-cimento sobre solo residual (CONSOLI et al., 2020)

A análise dos resultados obtidos pelos autores reforça a teoria supracitada quanto à utilização das metodologias de Hansen (1961) ou Vésic (1975) a depender do modo de ruptura ocorrido. Na Figura 2.49 fica evidenciada a adequação dos resultados experimentais com os previstos analiticamente. A Figura 2.50 apresenta uma camada que rompeu por punção exumada após o ensaio de campo, e pode-se observar que ela não apresenta fissuras visíveis. Ao contrário da Figura 2.51, que exibe uma camada de maior diâmetro que apresentou ruptura do reforço devido à excessiva tensão de tração desenvolvida e propagação de fissuras.

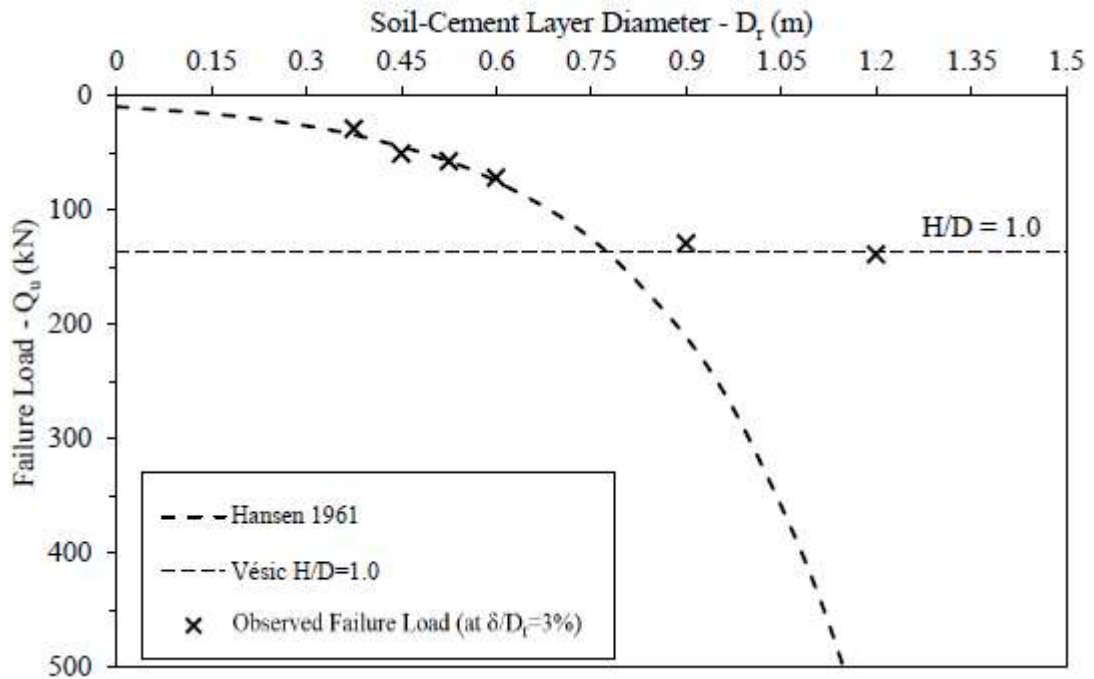


Figura 2.49: Previsão da capacidade de carga considerando a camada solo-cimento como parte da fundação e como camada tratada infinita (CONSOLI et al., 2020)



Figura 2.50: Camada melhorada de diâmetro de 450mm e espessura de 300mm removida do campo após ensaio (CONSOLI et al., 2020)



Figura 2.51: Camada melhorada de diâmetro de 900mm e espessura de 300mm após ensaio de campo (a) vista superior (b) corte lateral com visualização das fissuras (CONSOLI et al., 2020)

O modelo numérico para prever a máxima tensão de tração que age nas camadas melhoradas de solo-cimento foi desenvolvido através do método de elementos finitos simulando um carregamento vertical em uma fundação circular de aço apoiada em um solo residual. As análises foram realizadas para relações T_r/H_r de 0,125; 0,250; 1,00; 1,50 e 2,00. Assim, eles estimaram a relação entre a razão da tensão atuante sob a base do reforço e a resistência a tração do material de reforço versus a relação T_r/H_r , conforme Equação 47 (CONSOLI et al., 2020).

$$\frac{\sigma_{\text{tmáx}}}{p} = 5,15 \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,44} \quad (47)$$

Usando a Equação 47 proposta, Consoli et al. (2020) checaram as tensões de tração previstas para a base do reforço em comparação com os valores de resistência à tração por compressão diametral das amostras extraídas do campo. Foi observado que em 4 casos (D_r375H_r300 , D_r450H_r300 , D_r525H_r450 e D_r600H_r300), os resultados apresentaram que a $\sigma_{\text{tmáx}} \leq q_t$ sugerindo que a ruptura deveria ser ocasionada por puncionamento, o que realmente aconteceu. Para os outros 2 casos (D_r900H_r300 e D_r1200H_r300) os resultados apresentaram que a $\sigma_{\text{tmáx}} > q_t$ sugerindo que o modo de ruptura deveria ser por ruptura do reforço de solo-cimento, o que também foi constatado nos ensaios de campo. Dessa forma, os autores puderam concluir que, apesar da simplicidade do modelo por eles proposto, ele é capaz de prever o mecanismo observado no campo em ensaios em verdadeira grandeza.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo descreve os procedimentos experimentais realizados na pesquisa, os materiais utilizados, as características dos equipamentos e as normas seguidas para a realização de ensaios.

O programa experimental está dividido em ensaios de campo e de laboratório, realizados no campus da Universidade de Passo Fundo, em Passo Fundo. A etapa de campo compreendeu a realização de 19 ensaios de placa em camadas melhoradas de solo-cimento. A etapa de laboratório abrangeu a realização de ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e triaxiais com amostras extraídas do campo.

3.1 DADOS DA PESQUISA DE CAMPO

A pesquisa de campo foi realizada no campo experimental do Centro Tecnológico de Engenharia Civil, Ambiental e Arquitetura (CETEC) da Universidade de Passo Fundo. O campus está localizado junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, cidade de Passo Fundo, na região norte do Estado do Rio Grande do Sul. A Figura 3.1 ilustra o campo experimental e a estrutura utilizada para a realização dos ensaios.



Figura 3.1: Campo experimental (a) placa de identificação (b) estrutura montada para realização dos ensaios

O programa experimental consistiu na execução de 19 camadas melhoradas de solo-cimento (areia de Osório + CP V) no solo residual natural do campo experimental. As camadas estão localizadas aproximadamente nas coordenadas $28^{\circ}13'35.4''S$ $52^{\circ}23'10.4''O$ e podem ser observadas na Figura 3.2.



Figura 3.2: Localização das camadas executadas

As especificações de cada camada estão descritas na Tabela 3.1. Todas elas foram ensaiadas através de ensaios de placa, com aplicação de cargas excêntricas ao eixo da placa. O esquema de montagem dos ensaios está apresentado na Figura 3.3. O diâmetro da placa foi mantido constante (30 cm), enquanto as excentricidades variaram em $e1 = 3.75$, $e2 = 7.5$ e $e3 = 15$ cm, em relação ao centro da placa, conforme ilustrado na Figura 3.4. Em todos os ensaios a placa permanecia centralizada na camada, enquanto o macaco hidráulico, utilizado para aplicação da carga, era deslocado para a respectiva excentricidade. A aplicação da carga foi realizada de forma pontual através de uma rótula acoplada à parte inferior do macaco hidráulico.

Foram analisadas duas dosagens de diferentes resistências, através da variação do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) entre 17 e 26. As camadas moldadas tiveram variação das dimensões D_r , H_r e, conseqüentemente, T_r , conforme pode ser observado na Tabela 3.1. Todas as camadas permaneceram em cura, em condições naturais de campo, por pelo menos 28 dias. Previamente aos ensaios de placa, 1 ou 2 dias antes, era retirado o atrito

lateral da camada, através da escavação entre a borda da camada e o solo de fundação, com o objetivo de separar lateralmente a camada do substrato.

Tabela 3.1: Rotina de ensaios de campo

Camada	Código	D (cm)	Dr (cm)	Tr (cm)	Hr (cm)	e (cm)	η/C_{iv}
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	30	37,5	3,5	15	7,5	17
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	30	37,5	3,5	15	7,5	26
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	30	45	7,5	15	7,5	17
6	Dr450Hr150 (17) e=15	30	45	7,5	15	15	17
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	30	45	7,5	15	7,5	26
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	30	45	7,5	30	7,5	17
12	Dr450Hr300 (17) e=15	30	45	7,5	30	15	17
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	30	45	7,5	30	7,5	26
14	Dr450Hr300 (26) e=15	30	45	7,5	30	15	26
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	30	52,5	11,25	45	7,5	17
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	30	90	30	30	7,5	17
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	30	90	30	30	3,75	17
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	30	75	22,5	45	7,5	17
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	30	75	22,5	45	3,75	17
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	30	60	15	15	7,5	17
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	30	60	15	15	3,75	17
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	30	60	15	30	3,75	17
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	30	60	15	30	7,5	26
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	30	60	15	30	3,75	26

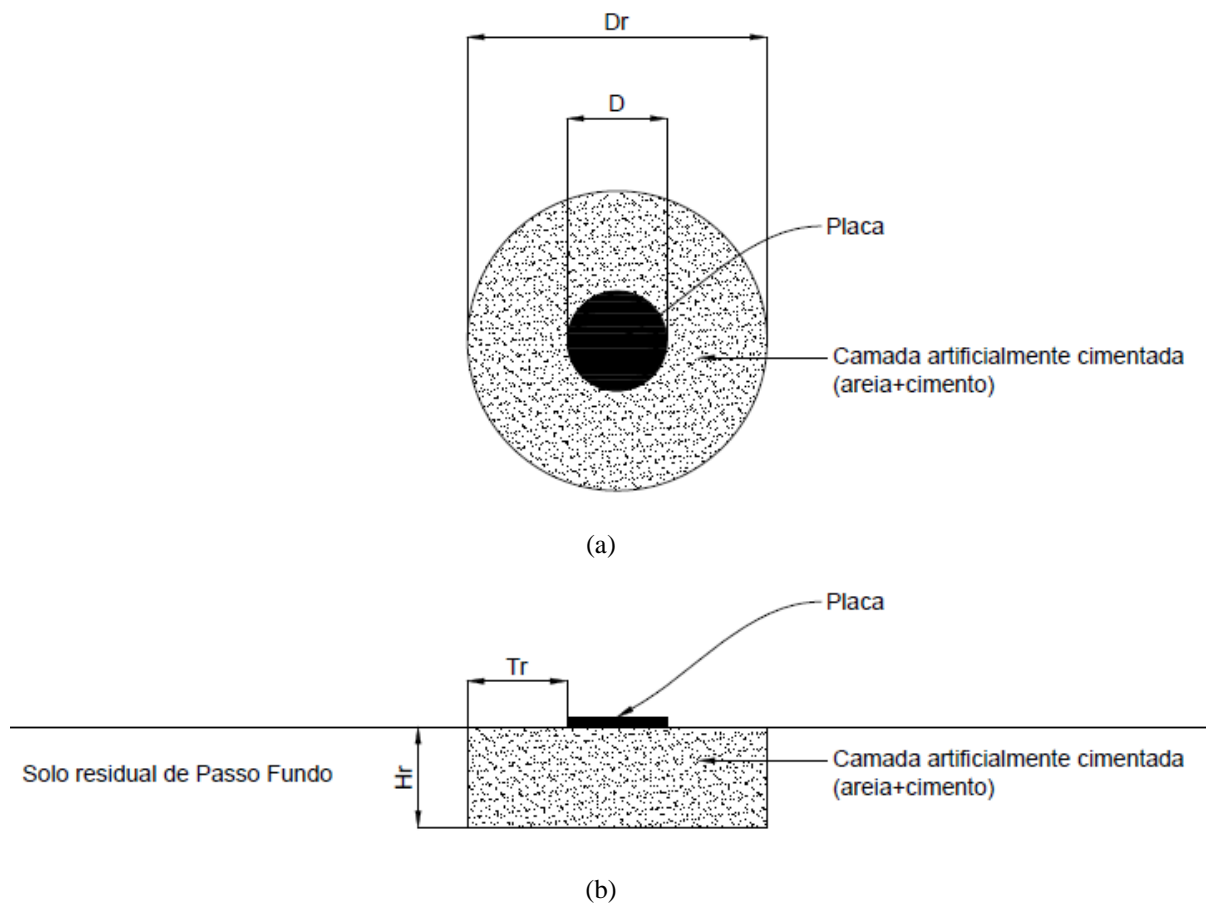


Figura 3.3: Esquema da prova de carga em campo: (a) vista superior
(b) seção transversal



Figura 3.4: Esquema de aplicação de carga

Onde:

D: diâmetro da placa de fundação

Dr: diâmetro total da camada de reforço

Hr: espessura da camada de reforço

Tr: distância horizontal entre a borda da fundação e a borda da camada de reforço

e1, e2 e e3: excentricidades de aplicação da carga

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Solo residual do campo experimental

O solo de fundação é definido por Faro (2014) como um solo residual homogêneo formado pela decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Tem como característica, conforme Streck et al. (2002), a forte ocorrência de intemperização, sendo o solo bem drenado e profundo, de perfil homogêneo dado pela transição gradual entre seus horizontes. Do ponto de vista pedológico, o solo é considerado como Latossolo Vermelho Escuro Distrófico, pertence à unidade de Passo Fundo, caracterizado como profundo (mais de 250cm), bem drenado, poroso, de coloração avermelhada e muito friável (DNPEA, 1973).

O solo apresenta uma granulometria fina e massa específica de $2,67 \text{ g/cm}^3$ (ABNT, 2016a). A curva de distribuição granulométrica, obtida através de peneiramento e sedimentação com defloculante (ABNT, 2016b) está apresentada na Figura 3.5 e as demais propriedades e as respectivas normas de referência podem ser observados na Tabela 3.2. Conforme propriedades descritas, o referido solo pode ser classificado como uma argila de baixa plasticidade CL pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (ASTM, 2017) e A-6 pelo Sistema Rodoviário de Classificação (ASTM, 2015a).

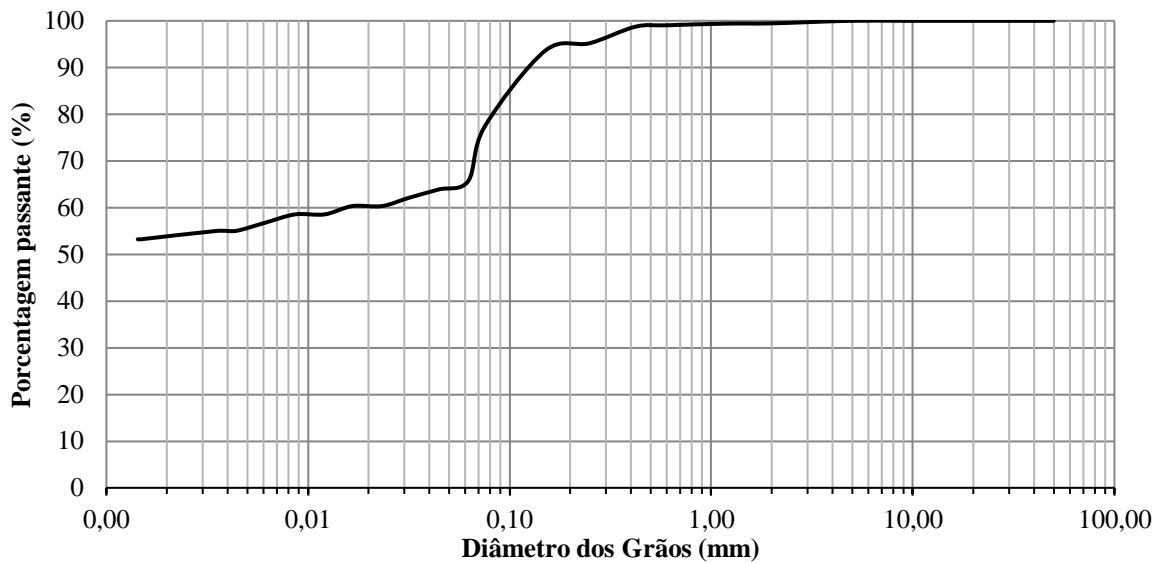


Figura 3.5: Curva de distribuição granulométrica do solo residual de Passo Fundo (CARRETTA, 2018)

Tabela 3.2: Propriedades do solo residual de Passo Fundo

Índices físicos	Solo residual de Passo Fundo	Fonte
Massa específica real dos grãos, G_s	2,67 g/cm ³	NBR 6458 (ABNT, 2016a)
Areia média (0.2mm < D < 0.6mm)	4,5%	NBR 6502 (ABNT, 1995)
Areia fina (0.06mm < D < 0.2mm)	30,5%	NBR 6502 (ABNT, 1995)
Silte (0.002mm < D < 0.06 mm)	11%	NBR 6502 (ABNT, 1995)
Argila (D < 0.002mm)	54%	NBR 6502 (ABNT, 1995)
Limite de liquidez	40%	NBR 6459 (ABNT, 2016c)
Limite de plasticidade	27%	NBR 7180 (ABNT, 2016d)
Índice de plasticidade	13%	-
Peso específico aparente seco, γ_d	11,6 kN/m ³	CARRETTA (2018)
Peso específico natural, γ	15,6 kN/m ³	CARRETTA (2018)
Índice de vazios, e	1,28	CARRETTA (2018)
Porosidade, η	55,1%	CARRETTA (2018)
Resistência à compressão simples, q_u	89,38 kPa	CARRETTA (2018)

Consoli et al. (2020) apresentam os resultados de um ensaio de penetração de cone (CPT) a fim de avaliar o perfil típico do referido solo em campo. A Figura 3.6 apresenta os resultados obtidos pelos autores até a profundidade de 8 metros e constata a homogeneidade do solo ao longo da profundidade analisada. Pode-se perceber uma fina camada superficial (aproximadamente 0,7m) com resistência de ponta (q_c) e atrito (f_s) mais elevados, 4000 kPa e 200 kPa, respectivamente; seguida de uma camada de aproximadamente 3,3m com q_c de cerca

de 1.000 kPa e f_s de cerca de 70 kPa; e, por fim, uma camada de q_c de cerca de 1.700 kPa e f_s de cerca de 120 kPa onde foi finalizado o ensaio. Os autores também apresentam ensaios de laboratório realizados em uma amostra retirada de uma profundidade de aproximadamente 1,2m, a partir da qual foi determinado um peso específico natural de 16,1 kN/m³, um índice de vazios de campo de 1,2 e a umidade natural de 34%.

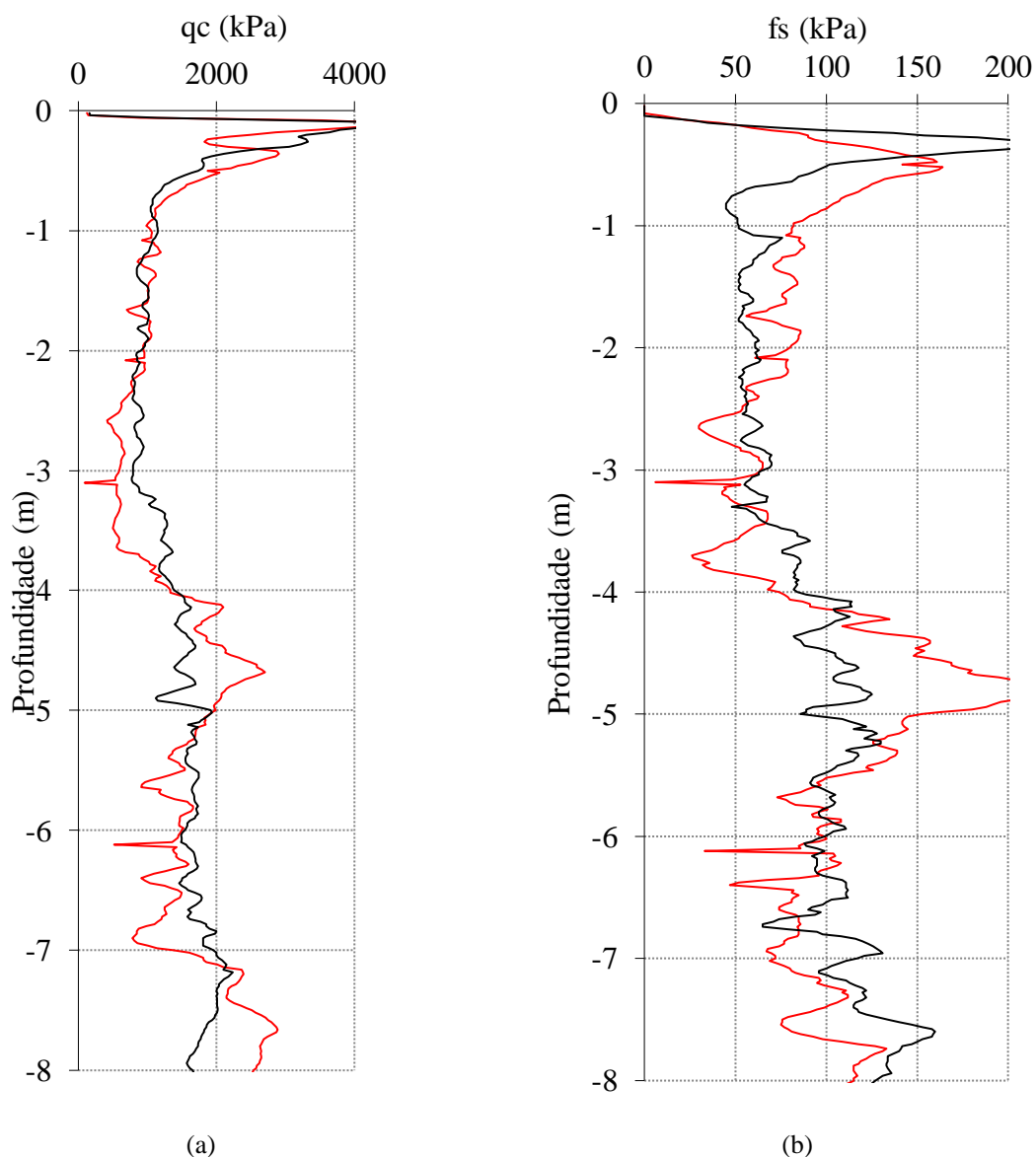
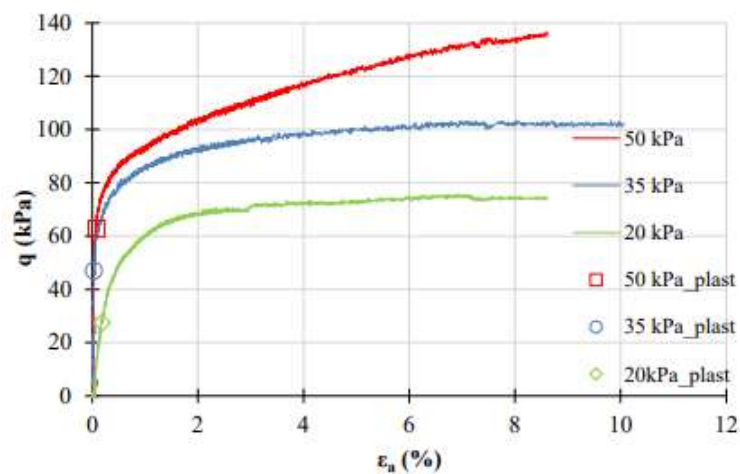


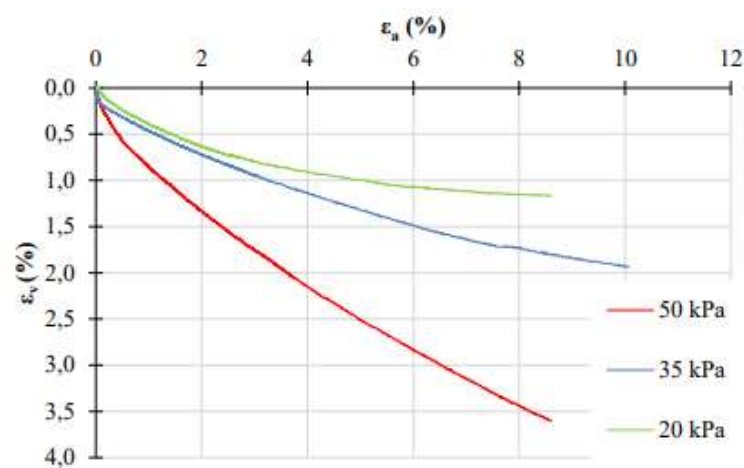
Figura 3.6: Perfil CPT do solo residual até uma profundidade de 8 metros (CONSOLI et al., 2020)

Carretta (2018) realizou ensaios triaxiais drenados em amostras do solo do campo experimental, retiradas a 3 metros de profundidade, nas tensões efetivas de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. O comportamento de tensão, deformação e variação volumétrica pode ser observado na Figura

3.7. Na Figura 3.8 são apresentadas as trajetórias de tensão no espaço p' x q . Os parâmetros de resistência de intercepto coesivo (c') e ângulo de atrito (φ') definidos foram $c' = 9,52$ kPa e $\varphi' = 30,5^\circ$, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 3.7: Curvas tensão-deformação e variação volumétrica-deformação axial para as amostras de solo residual (CARRETTA, 2018)

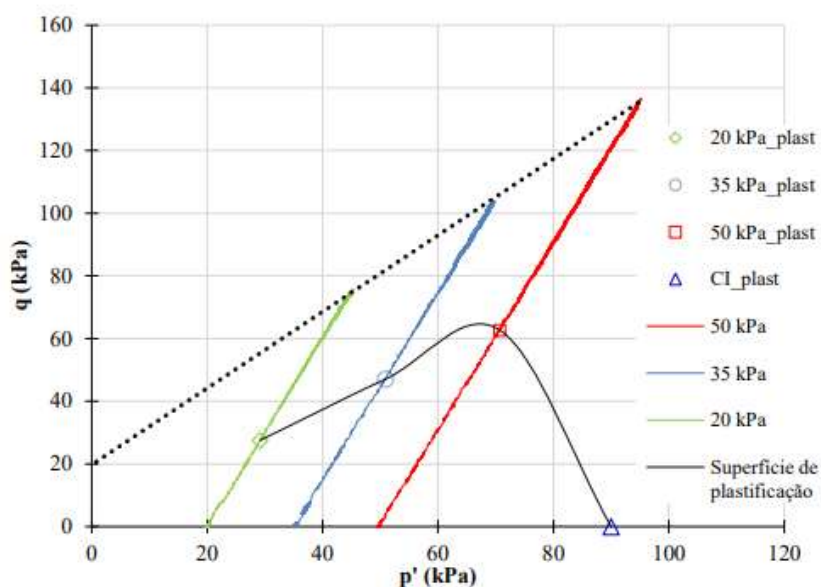


Figura 3.8: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação para as amostras de solo residual (CARRETTA, 2018)

Moreira (2020) apresenta resultados de provas de carga realizados diretamente sobre o solo residual do campo experimental, utilizando placas de aço de 30 cm, 60 cm e 90 cm de diâmetro. A partir das curvas apresentadas na Figura 3.9, foi possível estabelecer a capacidade de carga do solo natural sem reforço. A Figura 3.10 apresenta a normalização dos resultados para placas de diferentes diâmetros. Para a determinação da capacidade de carga, o autor utilizou o critério de Consoli et al. (2009b) e obteve um valor de 253,78 kPa.

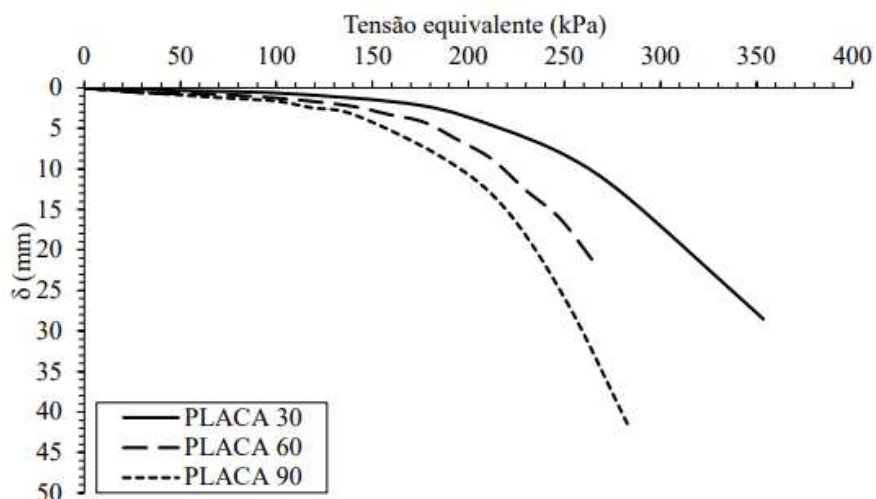


Figura 3.9: Provas de carga no solo residual natural, sem reforço (MOREIRA, 2020)

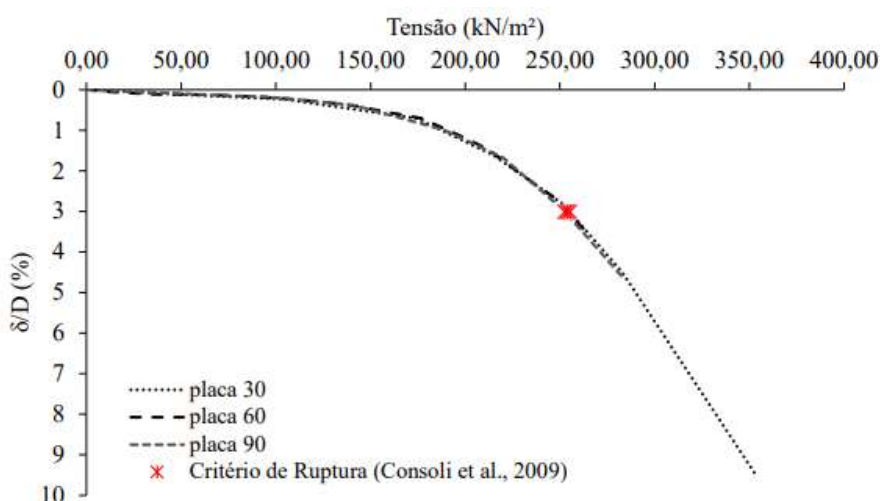


Figura 3.10: Provas de carga normalizadas no solo residual natural (MOREIRA, 2020)

3.2.2 Areia de Osório

O solo utilizado para moldagem das camadas melhoradas é uma areia fina proveniente do município de Osório – RS – Brasil. É classificada como uma areia quartzosa, clara, fina e bem selecionada, oriunda do sistema lagunar Barreira III, que se estende desde Torres até o Chuí. A utilização desse solo é justificada pela evidência de que as características gerais dos sedimentos da Barreira III permitem correlacioná-los aos depósitos arenosos marinhos descritos em outras

partes do litoral brasileiro e em muitas regiões costeiras do mundo (TOMAZELLI; VILLWOCK, 2000).

A areia de Osório é uma areia fina, uniforme, com massa específica de $2,65 \text{ g/cm}^3$ (ABNT, 2016a). A análise granulométrica foi realizada por peneiramento e sedimentação seguindo os preceitos da NBR 7181 (ABNT, 2016b) e a curva de distribuição granulométrica está apresentada na Figura 3.11. As demais propriedades e as respectivas normas de referência estão apresentadas na

Tabela 3.3. Conforme propriedades descritas, o solo pode ser considerado uma areia SP pelo Sistema Unificado de Classificação (ASTM, 2017) ou A-3 pelo Sistema Rodoviário de Classificação (ASTM, 2015a). A Figura 3.12 apresenta a microscopia ótica da areia de Osório, sendo possível a visualização de grãos arredondados, de rugosidade moderada e de tamanho uniforme, aproximadamente 100-150 μm , conforme escala indicativa.

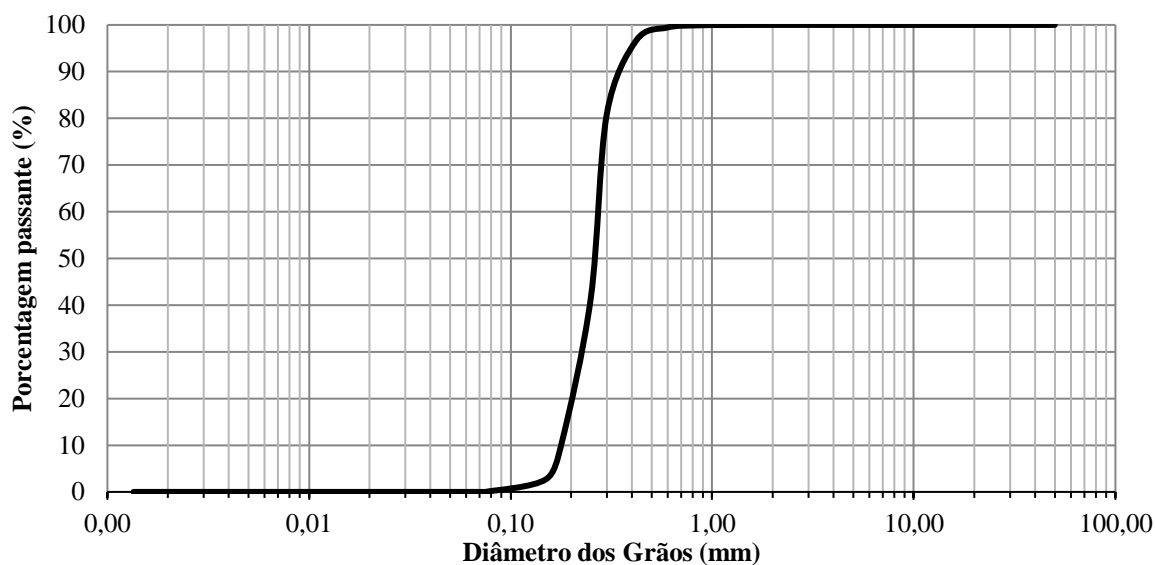


Figura 3.11: Curva de distribuição granulométrica da areia de Osório

Tabela 3.3: Índices físicos da areia de Osório

Índices físicos	Areia de Osório	Norma Técnica
Massa específica real dos grãos, G_s	2,65 g/cm ³	NBR 6458 (ABNT, 2016a)
Coefficiente de uniformidade, C_u	1,53	D 2487 (ASTM, 2017)
Coefficiente de curvatura, C_c	1,07	D 2487 (ASTM, 2017)
Diâmetro, D_{10}	0,18	D 2487 (ASTM, 2017)
Diâmetro, D_{30}	0,23	D 2487 (ASTM, 2017)
Diâmetro, D_{60}	0,275	D 2487 (ASTM, 2017)
Índice de vazios mínimo, e_{\min}	0,60	NBR 16843 (ABNT, 2020a)
Índice de vazios máximo, e_{\max}	0,90	NBR 16840 (ABNT, 2020b)

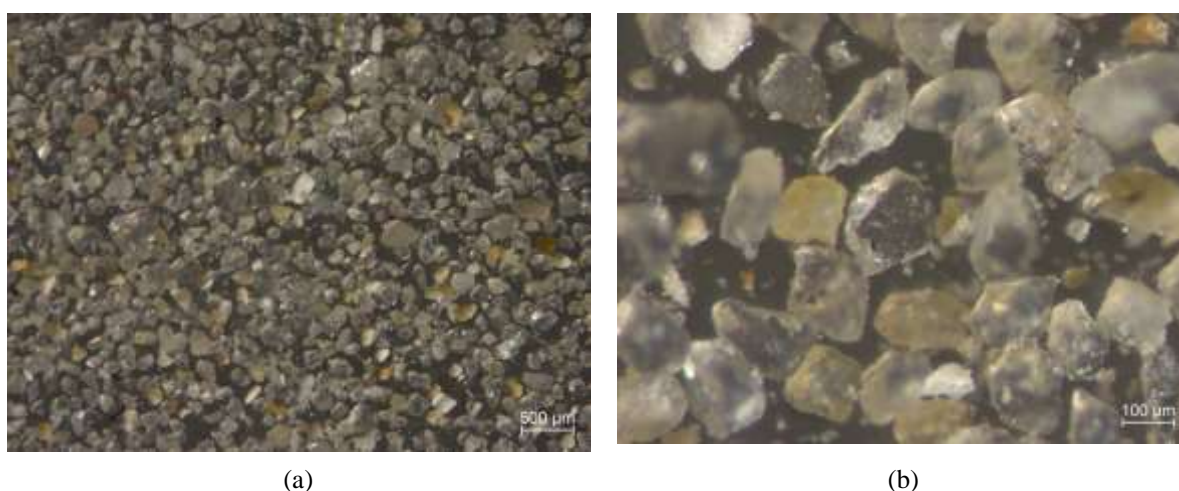


Figura 3.12: Microscopia da areia de Osório

3.2.3 Agente cimentante

Optou-se pela utilização do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI) normatizado pela NBR 16697 (ABNT, 2018), pelo fato de ele atingir elevadas resistências com poucos dias de cura e estabilizar esse ganho de resistência em aproximadamente 28 dias. A massa específica do CP V – ARI foi determinada conforme a NBR 16605 (ABNT, 2017) e corresponde a 3,15 g/cm³.

Segundo a ABCP (2002), a resistência à compressão simples de corpos de prova de CP V – ARI com 3 dias de cura é equivalente à resistência aos 28 dias de cura de corpos de prova moldados com CP IV e aos 7 dias de cura é equivalente aos 28 dias de cura do CP III, conforme pode ser observado na Figura 3.13.

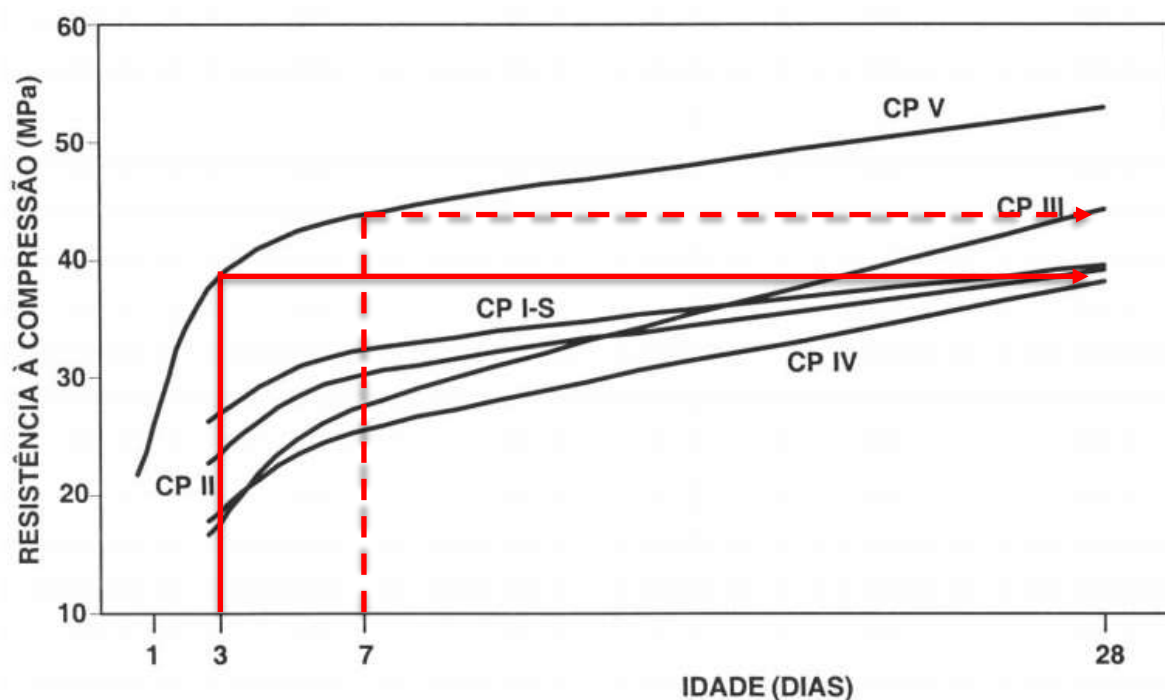


Figura 3.13: Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002)

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Locação e execução das camadas cimentadas

As camadas foram locadas no campo experimental em função da distância interna entre as fundações do sistema de reação utilizado, cerca de 3,5 metros, conforme pode ser observado na Figura 3.1(b). Dessa forma, buscou-se garantir que o bulbo de tensões gerado durante o ensaio de placa de uma camada não afetasse o solo subjacente da camada ao lado. A Figura 3.14(a) apresenta o campo experimental antes da locação das camadas e a Figura 3.14(b) demonstra uma camada demarcada.

A abertura das cavas foi realizada com uma perfuratriz hidráulica, com trados de diferentes diâmetros, adequados aos diâmetros das camadas a serem executadas. A Figura 3.14(c, d e e) permite a visualização dos equipamentos utilizados. Após a abertura mecanizada das cavas, elas foram regularizadas manualmente, de forma que ficassem com os diâmetros exatos, fundos nivelados e paredes verticais, conforme demonstrado na Figura 3.14(f e g). O cuidado na conferência de todas as dimensões é necessário uma vez que a cava serve como molde para a moldagem da camada.

A areia de Osório foi totalmente seca em estufa e peneirada. Os materiais secos (areia e cimento) foram previamente pesados, de acordo com a dosagem de cada camada, antes da sua execução, conforme pode ser observado na Figura 3.14(h). A água era pesada no momento de realização de cada mistura.

A mistura de todas as dosagens era realizada em betoneira. Inicialmente misturavam-se os materiais secos (areia e cimento) até a homogeneização e, em seguida, acrescentava-se a água (Figura 3.14(i)). A umidade de dosagem das misturas de solo-cimento era de 10%.

Cada camada cimentada foi compactada em etapas (2, 3 ou 4 subcamadas), dependendo da profundidade (Hr) de cada uma (Figura 3.14(j)). Foram retirados cilindros cortantes para conferência da umidade e do peso específico de cada subcamada (Figura 3.14(k, l e m)) e, na sequência, procedia-se com a escarificação para garantir a união com a subcamada sobrejacente (Figura 3.14(n)). A Figura 3.14(o) apresenta uma camada finalizada e a Figura 3.14(p) demonstra a conferência de nível da mesma. Ao final da moldagem, as camadas eram cobertas com lona e permaneciam em cura por pelo menos 28 dias.

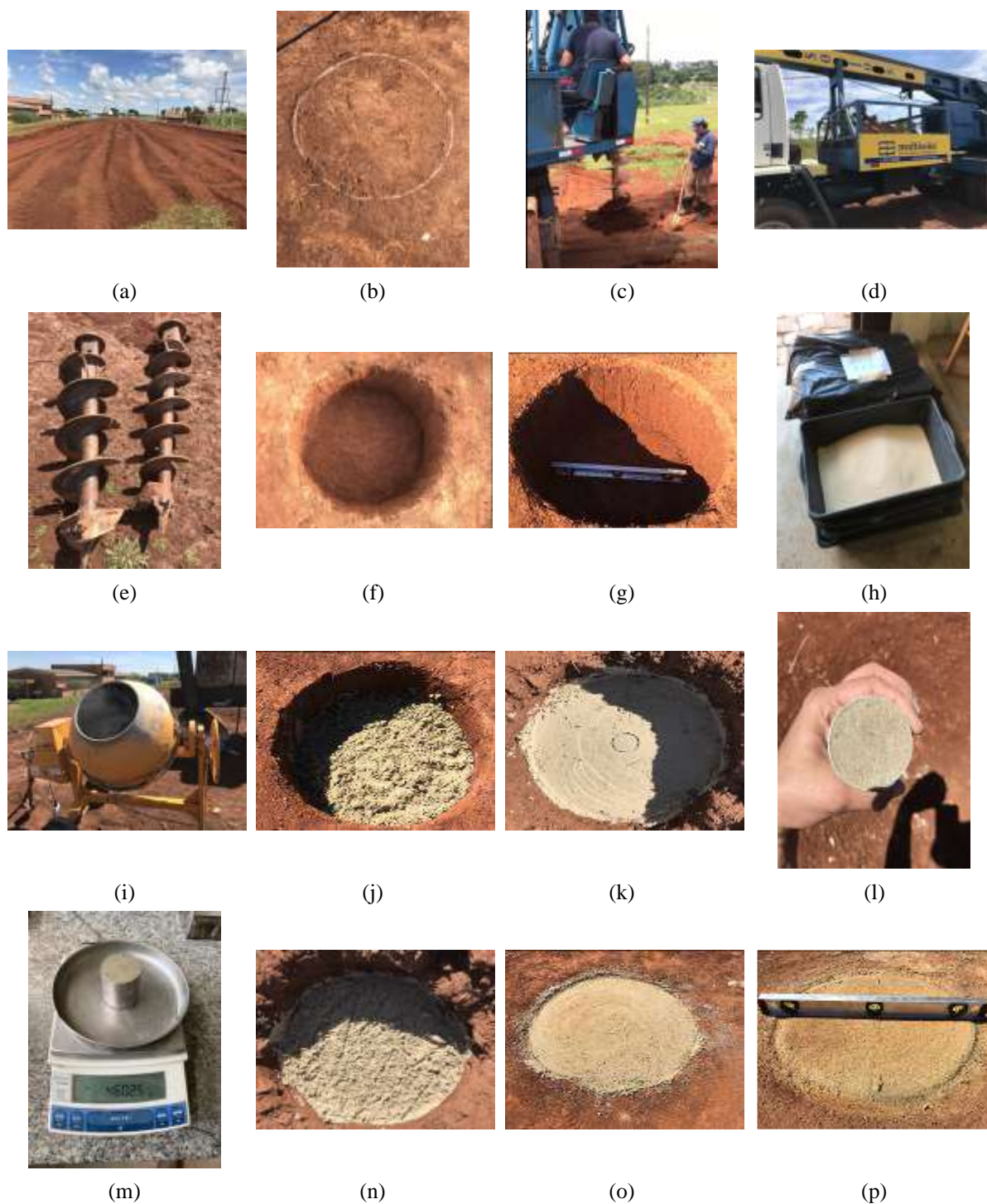


Figura 3.14: Procedimento de locação e moldagem das camadas cimentadas

3.3.2 Ensaio de placa

Para a execução das provas de carga em campo foi necessária a utilização de uma estrutura metálica de suporte e reação e sistemas para aplicação de carga (macaco hidráulico com comando a distância), medição de deslocamentos (régua resistiva e relógios comparadores),

célula de carga e aquisição de dados. A estrutura metálica, previamente apresenta na Figura 3.1(b), possui uma rigidez suficiente para a execução de ensaios com até 22000 kgf de reação vertical. O macaco hidráulico possui capacidade de aplicação de 50000 kgf e pode ser controlado à distância. A carga é aplicada nas posições pré-determinadas (excentricidades) em cima da placa através de uma esfera que permite a livre rotação do modelo e evita a transmissão de esforços transversais para a célula de carga. A placa de aço utilizada possui 30 cm de diâmetro (D) e 2,5 cm de espessura, e era posicionada de forma centralizada na camada cimentada.

O sistema de medição de deslocamentos é composto por réguas resistivas de 50 mm de curso total e resolução de 0,01 mm, fixados em uma estrutura de suporte ajustável. A célula de carga utilizada possui capacidade de até 20000kgf. As aquisições dos dados foram feitas através de uma placa microprocessada modelo PCI DAS 10608/16 e rotina desenvolvida em LabView no LEGG/UFRGS.

A Figura 3.15(a) apresenta o sistema de aplicação de carga através da rótula posicionada pontualmente na excentricidade de ensaio e a estrutura de suporte da instrumentação. Na Figura 3.15(b) podem ser observados alguns dos medidores de deslocamento utilizados. A Figura 3.15(c e d) apresenta a célula de carga e o sistema de aquisição de dados, respectivamente.



Figura 3.15: Sistemas de (a) aplicação de carga (b) medição de deslocamentos (c) célula de carga e (d) aquisição de dados

O processo de montagem do ensaio consiste na prévia retirada do atrito lateral das camadas, através da escavação entre a borda da camada e o solo de fundação, e movimentação da estrutura do pórtico para a posição das camadas a serem ensaiadas.

A placa circular é posicionada centralizada na camada cimentada e o macaco hidráulico é colocado, através da rótula, no local de ensaio (conforme excentricidade apresentada na Tabela

3.1.). Em cima do macaco hidráulico é posicionada a célula de carga e o sistema é fixado através da aplicação de um pré-carregamento. Após a fixação do sistema vertical de aplicação e medição de carga, a estrutura de suporte da instrumentação é posicionada e os medidores de deslocamento são fixados. Na Figura 3.16 pode ser observado o ensaio montado.



Figura 3.16: Ensaio montado

A execução dos ensaios seguiu os procedimentos de carregamento lento preconizados na NBR 6489 (ABNT, 2019b). Em cada estágio de carregamento a carga é mantida constante até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min. Os deslocamentos são lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridas a 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, e assim sucessivamente, em intervalos de 1 h, contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização. A estabilização dos deslocamentos é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5 % do deslocamento existente no mesmo estágio, que significa a diferença entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual. O ensaio é finalizado quando ocorre a ruptura da camada cimentada e/ou até o deslocamento máximo de 50 mm.

3.3.3 Exumação das camadas de campo e retirada de amostras

Após a realização do ensaio de placa é realizada, sempre que possível, a exumação da camada melhorada para análise do tipo de ruptura e retirada de amostras para futuros ensaios. As camadas menores são possíveis de serem removidas manualmente, enquanto as maiores são removidas com o auxílio de uma retroescavadeira. Após a remoção da camada, quando as condições do campo permitiam, eram retirados testemunhos, através da utilização do cilindro cortante a fim de verificar a alteração no peso específico do solo subjacente à camada. O procedimento de exumação de uma camada é ilustrado na Figura 3.17.

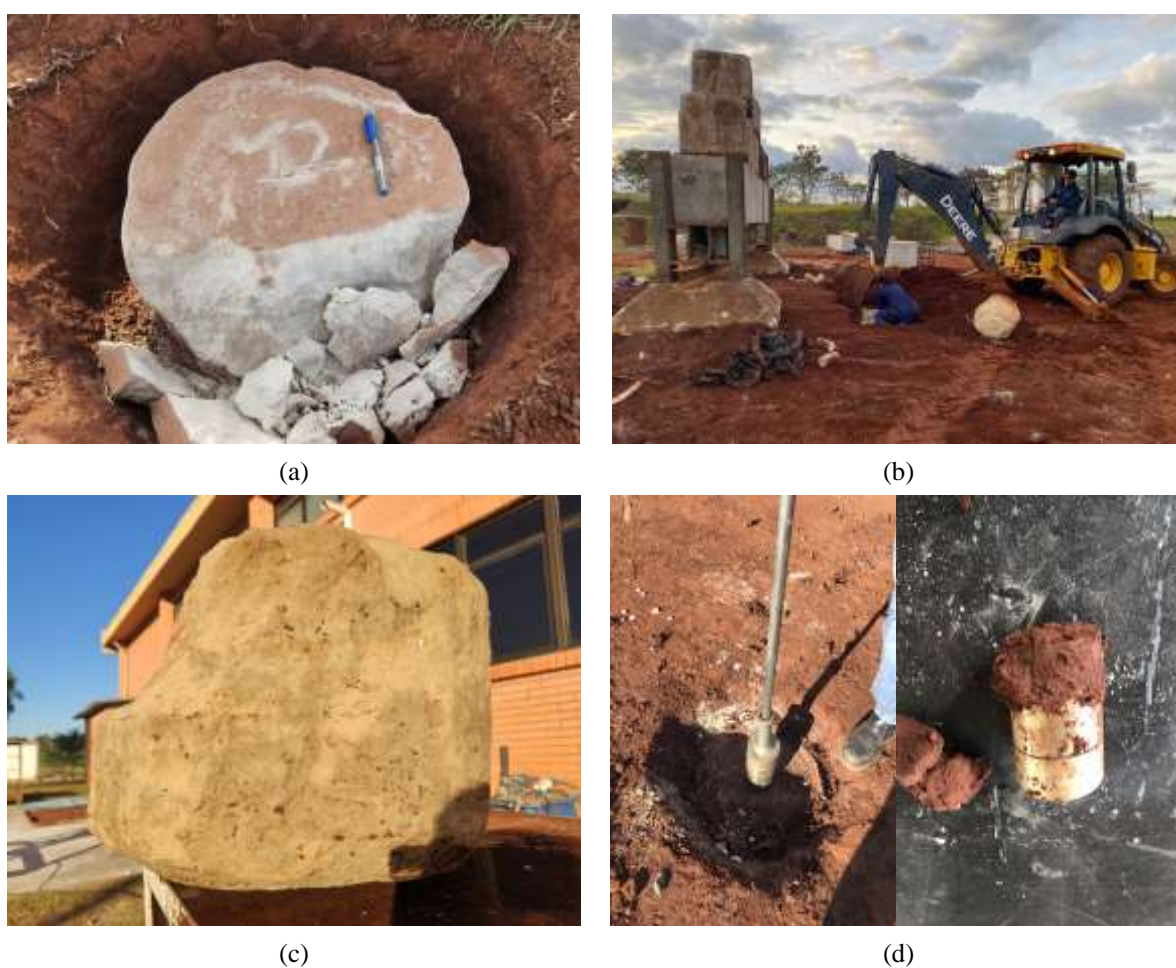


Figura 3.17: Procedimento de exumação das camadas (a) camada rompida antes da exumação (b) exumação em andamento com a utilização de retroescavadeira (c) camada exumada e lavada (d) retirada do cilindro cortante na camada de solo subjacente à camada

As camadas exumadas são conduzidas ao laboratório onde são retiradas as amostras para a realização de ensaios. Foram extraídas amostras de 50 e 100mm de diâmetro, com a utilização de extratores com diâmetros equivalentes, como ilustrado na Figura 3.18.



Figura 3.18: Extração de amostras das camadas cimentadas (a) $d=50\text{mm}$ (b) $d=50\text{mm}$ (c) $d=100\text{mm}$ (d) $d=100\text{mm}$

A altura dos corpos de prova é ajustada manualmente com a utilização de uma serra manual, conforme apresentado na Figura 3.19. Foram preparadas amostras com dimensões de 50 x 100 mm (diâmetro x altura) para a realização de ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e triaxial.



Figura 3.19: Ajuste das dimensões das amostras extraídas (a) serra manual (b) amostras prontas

3.3.4 Ensaios triaxiais

Todos os ensaios triaxiais foram realizados consolidados isotropicamente drenados (CID), em amostras com dimensões aproximadas de 50mm x 100cm de diâmetro e altura, respectivamente, e em conformidade com as recomendações da norma D7181 (ASTM, 2020). As considerações acerca da correção de área foram baseadas na referida norma e em La Rochelle et al. (1988).

O equipamento utilizado (Figura 3.20a) conta com duas interfaces ar/água para aplicação de pressão confinante e contrapressão, sendo as pressões medidas por dois transdutores de pressão e controladas por válvulas manuais (Figura 3.20b). As deformações axiais são medidas, interna e externamente, através de sensores de efeito Hall aderidos à membrana e de um transdutor de deslocamento linear fixado externamente à câmara. A variação de volume durante consolidação isotrópica é obtida através de um medidor externo do tipo *Imperial College*. O carregamento é aplicado com uma taxa de deformação constante e a medida de carga imposta pelo pistão é realizada externamente por uma célula de carga.

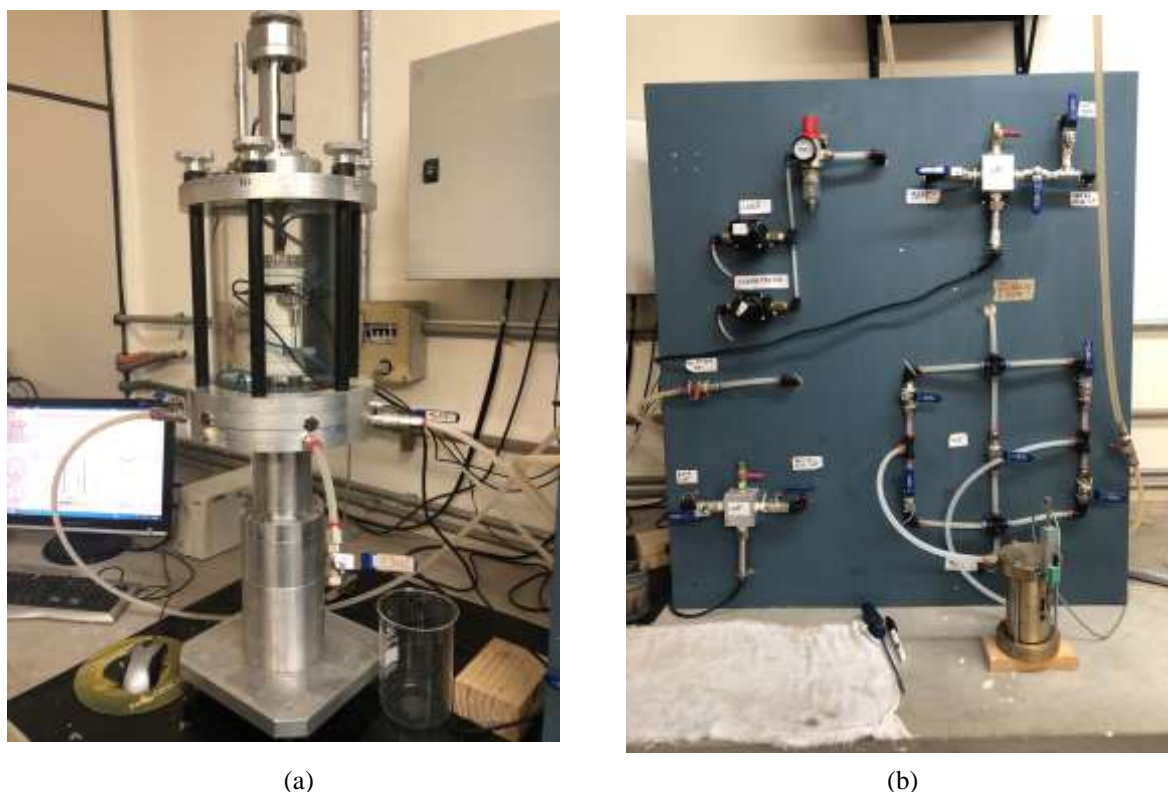


Figura 3.20: Equipamento triaxial utilizado

O processo de saturação da amostra acontece em duas etapas: percolação de água e aplicação de contrapressão. O processo de saturação objetiva assegurar maior dissolução das bolhas de ar na amostra e também nas linhas de drenagem (HEAD, 1998). Realiza-se o processo de percolação de água até que o volume de água passado na amostra seja equivalente ao dobro do volume de seus vazios, ambas realizadas com uma pressão efetiva de aproximadamente 20 kPa, a fim de impedir o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana. O último estágio compreende a aplicação de incrementos equivalentes de contrapressão e pressão confinante, mantendo constante a tensão efetiva, até atingir o valor máximo de contrapressão adotado. A saturação é garantida através do monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954), sendo

considerados saturados os ensaios com $B \geq 0,9$, equivalente a solos muito rígidos ou cimentados, conforme Head (1998).

A etapa de consolidação isotrópica compreende a aplicação de incrementos de tensão de confinamento em intervalos de tempo pré-determinados até o alcance da tensão efetiva média inicial do ensaio (20 kPa, 40 kPa ou 100 kPa). Durante consolidação, a drenagem do corpo de prova permanece aberta, permitindo a medição da variação volumétrica através do medidor externo do tipo *Imperial College* e dos sensores internos de deslocamento. As etapas de montagem do equipamento, percolação, saturação e consolidação são realizadas no primeiro dia do ensaio triaxial, restando para o dia seguinte o processo de cisalhamento. Para o cisalhamento drenado, a válvula da câmara triaxial permanece aberta permitindo a aferição da variação de volume pelo medidor externo.

3.3.5 Ensaio de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral seguiram os procedimentos preconizados pelas NBR 12025 (ABNT, 2012b) e NBR 7222 (ABNT, 2011), respectivamente. Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa automática com célula de carga com capacidade de 500 kgf. Os ensaios foram realizados com velocidade de deformação constante de 1,14 mm/min.

Ambos ensaios foram realizados em corpos de prova de 50 x 100 mm (diâmetro x altura), porém se diferenciam no posicionamento da amostra para aplicação da carga. Os ensaios de compressão são realizados com a amostra posicionada na vertical, enquanto nos ensaios de tração o corpo de prova é posicionado na horizontal. A priori dos ensaios, as amostras permaneceram 24h em imersão afim de reduzir os efeitos de sucção. A Figura 3.21 demonstra a execução de ambos ensaios.



(a)



(b)

Figura 3.21: Ensaio de (a) resistência à compressão simples e (b) tração por compressão diametral

4 RESULTADOS

Este capítulo aborda os resultados obtidos durante o desenvolvimento desta pesquisa. Em um primeiro momento, são abordados os resultados dos ensaios de provas de carga em campo, com uma análise básica de seus resultados e comparação com estudos realizados por Moreira (2020). Na sequência, serão apresentados os ensaios triaxiais e de resistência à compressão e à tração, realizados com amostras exumadas das camadas estabilizadas de campo que, juntamente com uma análise estatística de variância (ANOVA), permitiram a determinação dos parâmetros de resistência das dosagens de solo-cimento empregadas.

4.1 PROVAS DE CARGA

Os resultados dos ensaios de placa realizados nesta pesquisa estão apresentados nesta seção. Conforme apresentado na Tabela 3.1, foi organizada uma rotina de ensaios que contempla a análise de diferentes dimensões de camadas melhoradas de solo-cimento, com duas diferentes dosagens (η/C_{iv}), ensaiadas com carregamentos em três diferentes medidas de excentricidade.

A nomenclatura adotada foi adaptada daquela utilizada por Moreira (2020), a qual permite identificar as condições de contorno que envolvem os ensaios. A nomenclatura adotada foi, portanto, $D_r(?)H_r(?) e=D/? \eta/C_{iv}=?$, na qual, **D_r** refere-se ao diâmetro do reforço; **H_r** é a espessura do reforço; **e** é a excentricidade adotada em relação ao diâmetro (D) da placa de aço; e **η/C_{iv}** é a resistência da camada cimentada.

Os carregamentos excêntricos submetem os elementos estruturais a inclinações e, com isso, ocasionam recalques diferenciais no próprio elemento de fundação. Devido à variação desses deslocamentos, considerou-se para a análise do comportamento carga-recalque o deslocamento correspondente ao ponto de aplicação da carga.

Ainda como consequência dos carregamentos excêntricos, salienta-se que havia inclinação visível da placa de aço e, por vezes, também do sistema de reação. De modo a minimizar essa influência e aplicar a carga verticalmente no ponto de análise, foi utilizada uma rótula na base do macaco hidráulico, conforme supracitado e ilustrado na Figura 3.15. Entretanto, a presença da rótula ocasionava o tombamento da estrutura de aplicação de carga no momento da ruptura brusca da camada cimentada ou quando inclinações excessivas eram atingidas. Essa situação será mais bem descrita e ilustrada nos tópicos a seguir.

4.1.1 Influência da excentricidade (e)

As Figura 4.1 a Figura 4.12 apresentam as curvas carga (Q) versus recalque (δ) obtidas nos ensaios com a dosagem $\eta/C_{iv}=17$. As Figura 4.9 a Figura 4.12 apresentam as curvas carga (Q) versus recalque (δ) obtidas nos ensaios com a dosagem $\eta/C_{iv}=26$. Em todas as figuras mencionadas é possível realizar a comparação entre as curvas obtidas com carregamento excêntrico e centrado, proveniente da pesquisa de Moreira (2020). É importante ressaltar que a placa utilizada em todos os ensaios possuía diâmetro (D) de 30cm e que o recalque apresentado foi medido no mesmo alinhamento em que a carga foi aplicada, nas seguintes excentricidades: $D/8 = 3,75\text{cm}$, $D/4 = 7,5\text{cm}$ e $D/2 = 15\text{cm}$.

Os ensaios foram realizados até a completa ruptura do reforço ou tombamento da estrutura de aplicação da carga, independente dos recalques observados. A única exceção foi para as camadas Dr750Hr450 $e=D/4$ e $e=D/8$ que se mantiveram íntegras, mesmo após expressivos recalques, e tiveram o ensaio finalizado devido a limitação dos equipamentos de medida dos deslocamentos.

Em geral, ao analisar as curvas, observa-se uma rigidez inicial muito semelhante ao ensaio realizado com carregamento centrado, seguido de um ponto bem definido de carregamento máximo para as curvas de carregamento excêntrico.

Cintra, Aoki e Albiero (2011) indicam que solos mais resistentes e menos deformáveis, neste caso representado por uma camada de solo-cimento, tipicamente apresentam uma ruptura súbita, coerente com o comportamento evidenciado durante a maior parte dos ensaios de campo realizados nesta pesquisa. Além disso, a excentricidade do carregamento e a presença de uma rótula no ponto de aplicação da carga, favoreciam o comportamento de ruptura brusca e tombamento quando pequenas movimentações eram constatadas.

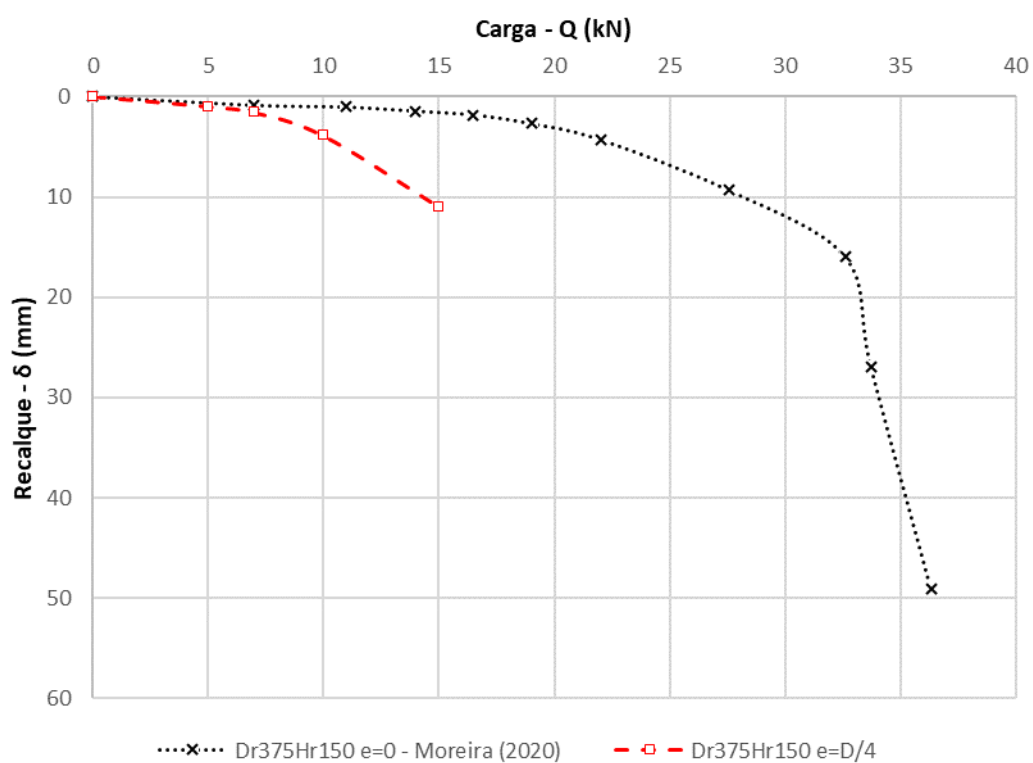


Figura 4.1: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 375\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

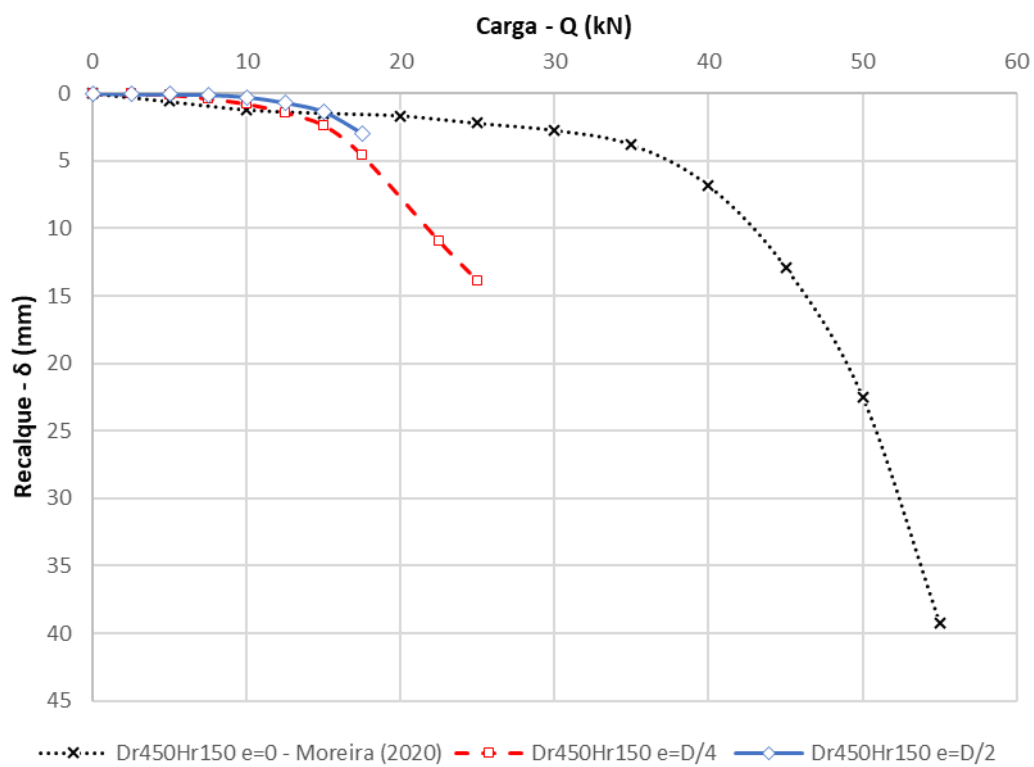


Figura 4.2: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 150\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

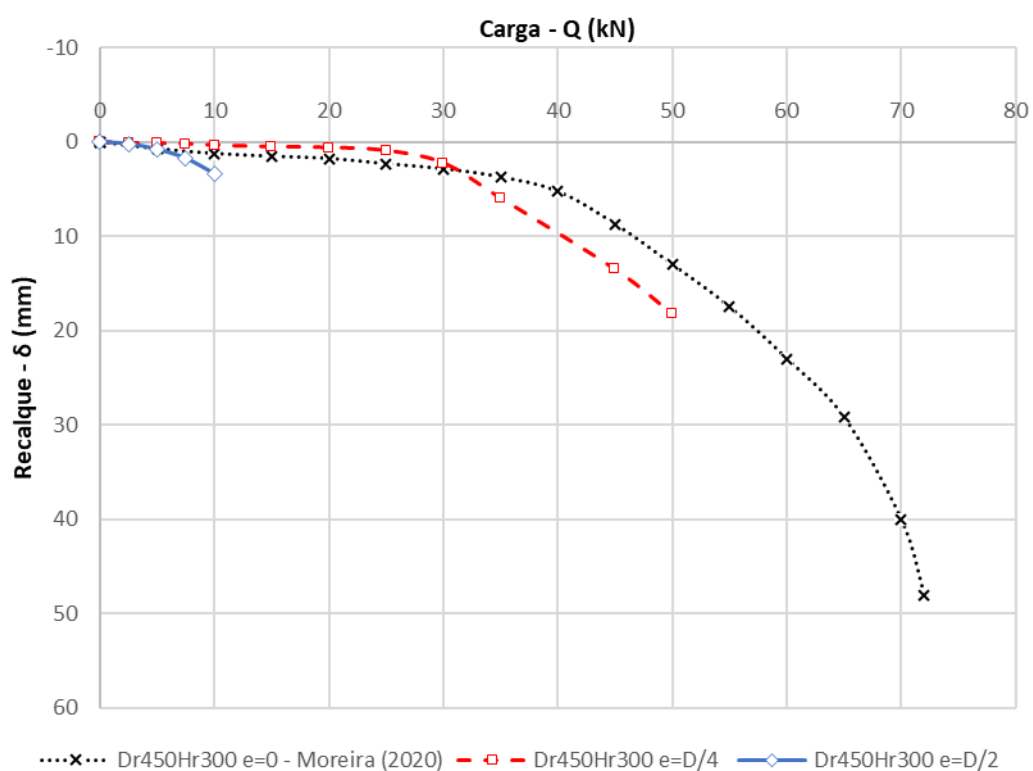


Figura 4.3: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/Civ = 17$)

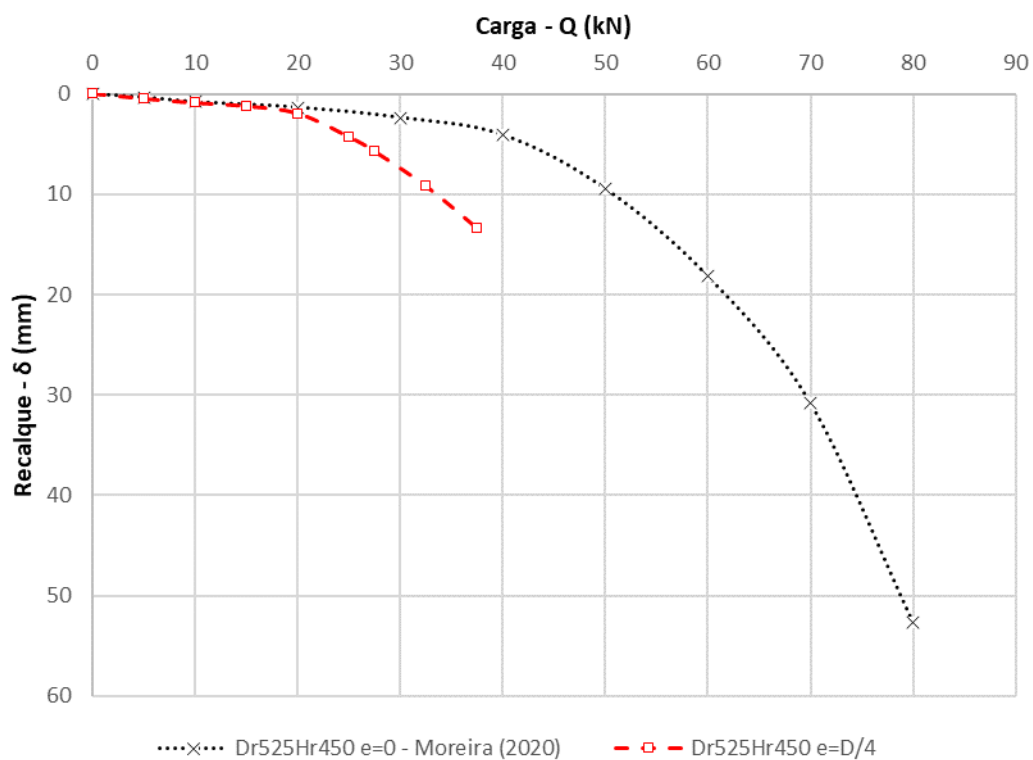


Figura 4.4: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 525\text{mm}$ e $H_r = 450\text{mm}$ ($\eta/Civ = 17$)

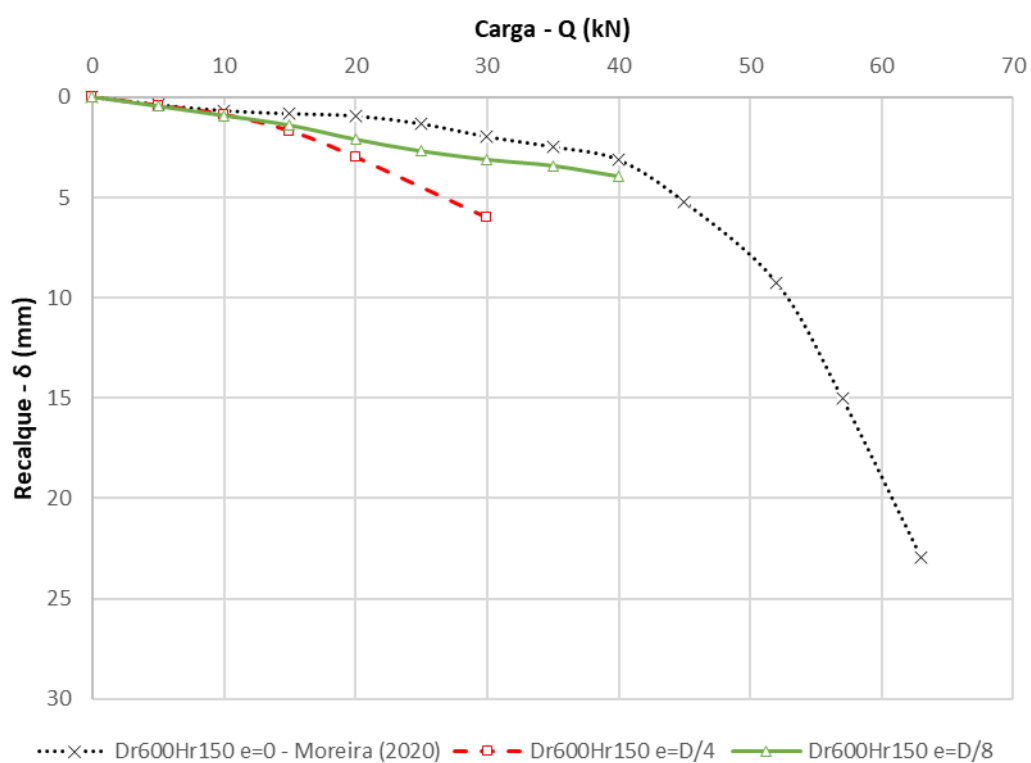


Figura 4.5: Provas de carga em camadas de dimensões $Dr = 600\text{mm}$ e $Hr = 150\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

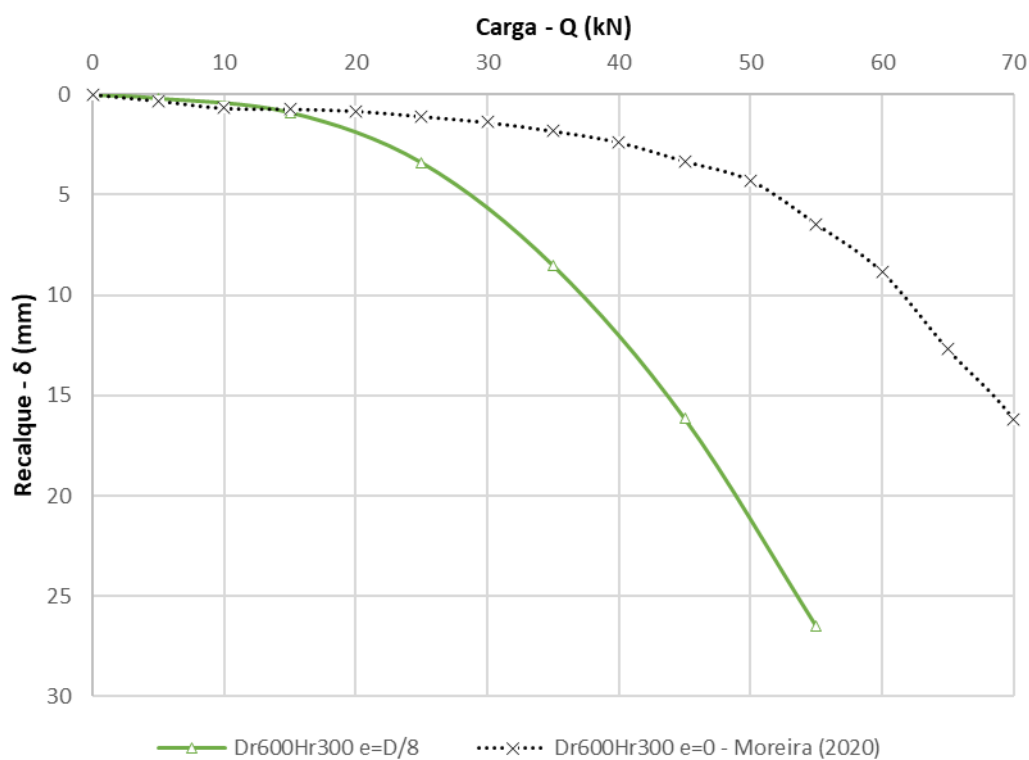


Figura 4.6: Provas de carga em camadas de dimensões $Dr = 600\text{mm}$ e $Hr = 300\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

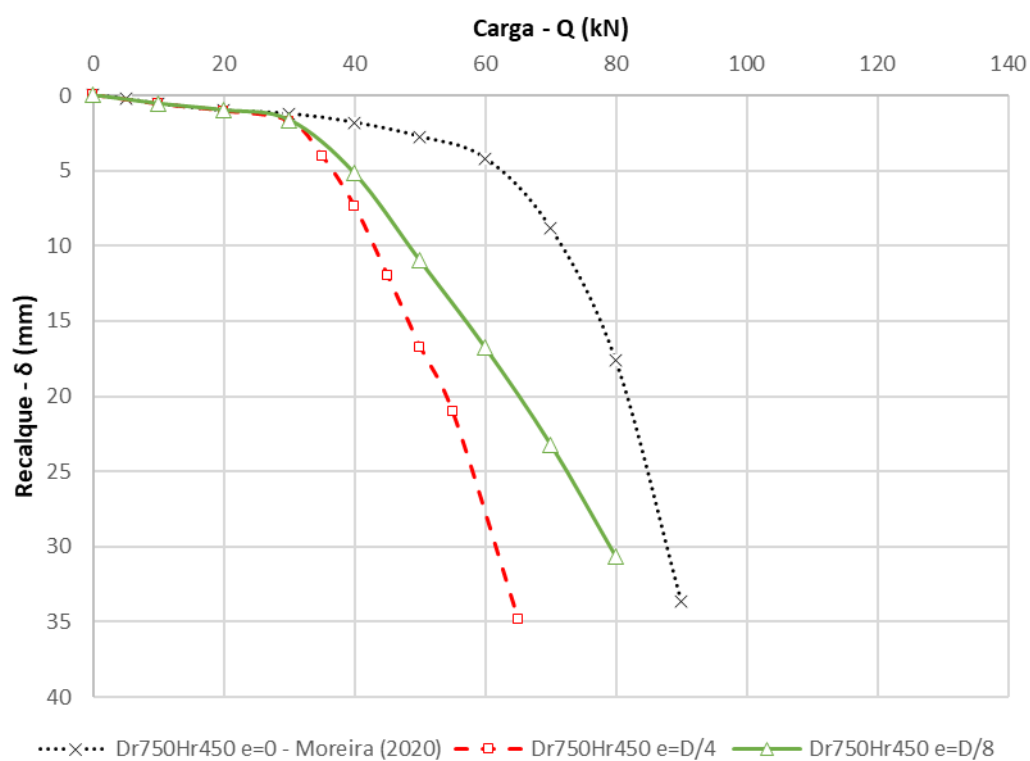


Figura 4.7: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 750\text{mm}$ e $H_r = 450\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

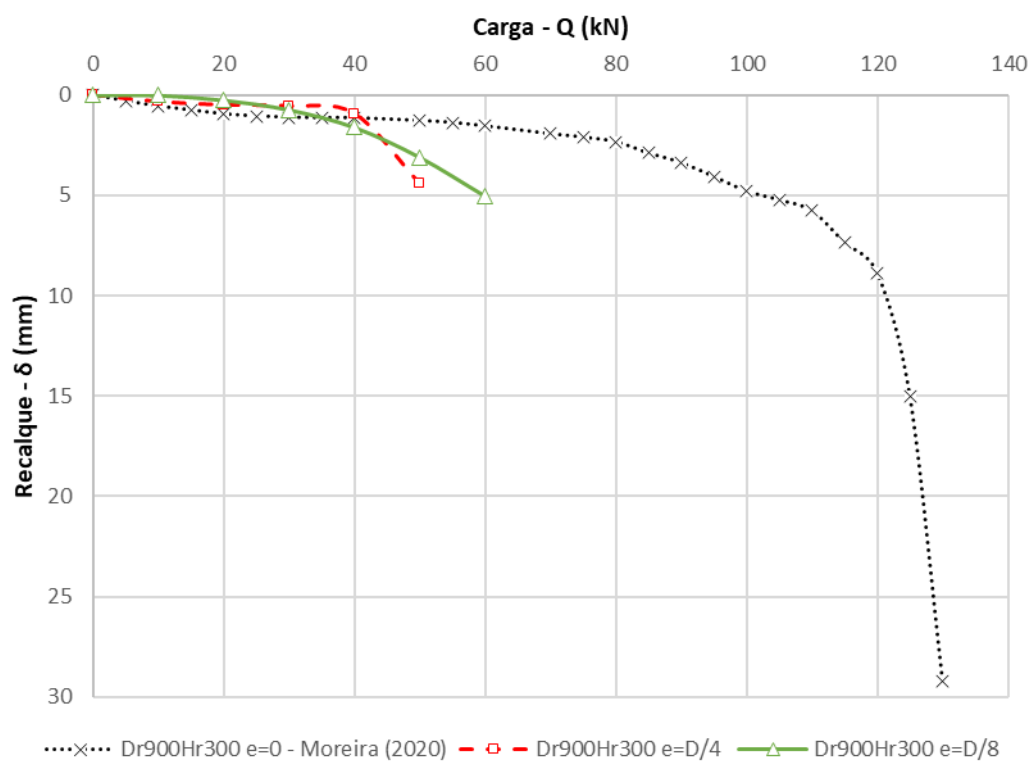


Figura 4.8: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 900\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 17$)

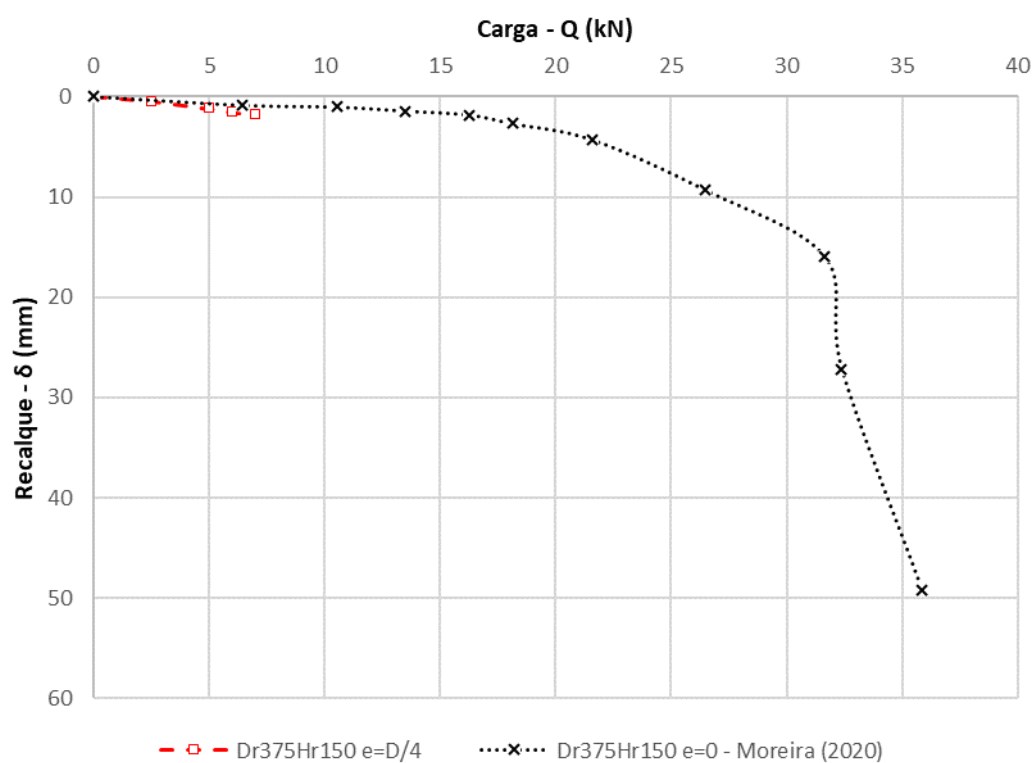


Figura 4.9: Provas de carga em camadas de dimensões $Dr = 375\text{mm}$ e $Hr = 150\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 26$)

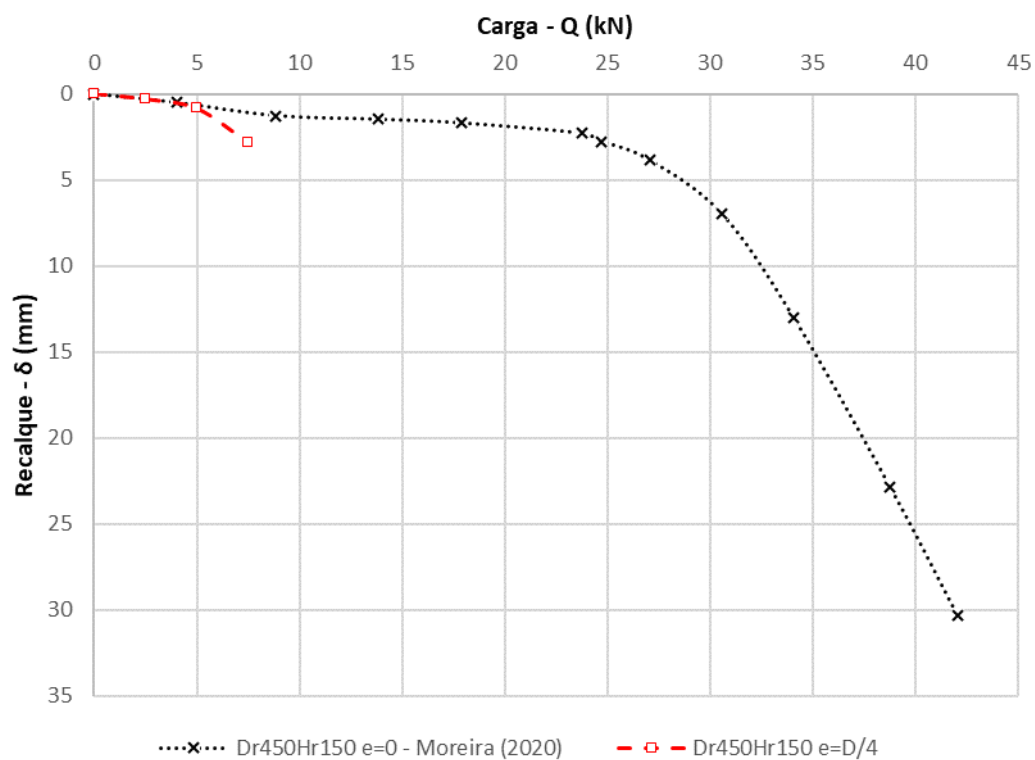


Figura 4.10: Provas de carga em camadas de dimensões $Dr = 450\text{mm}$ e $Hr = 150\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 26$)

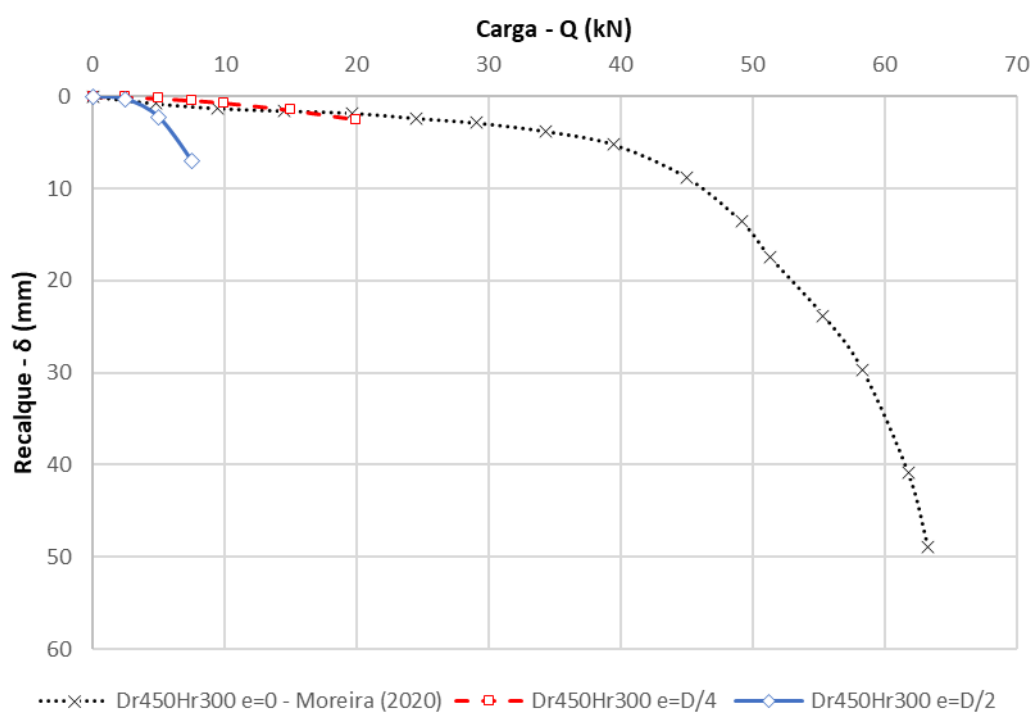


Figura 4.11: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 450\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 26$)

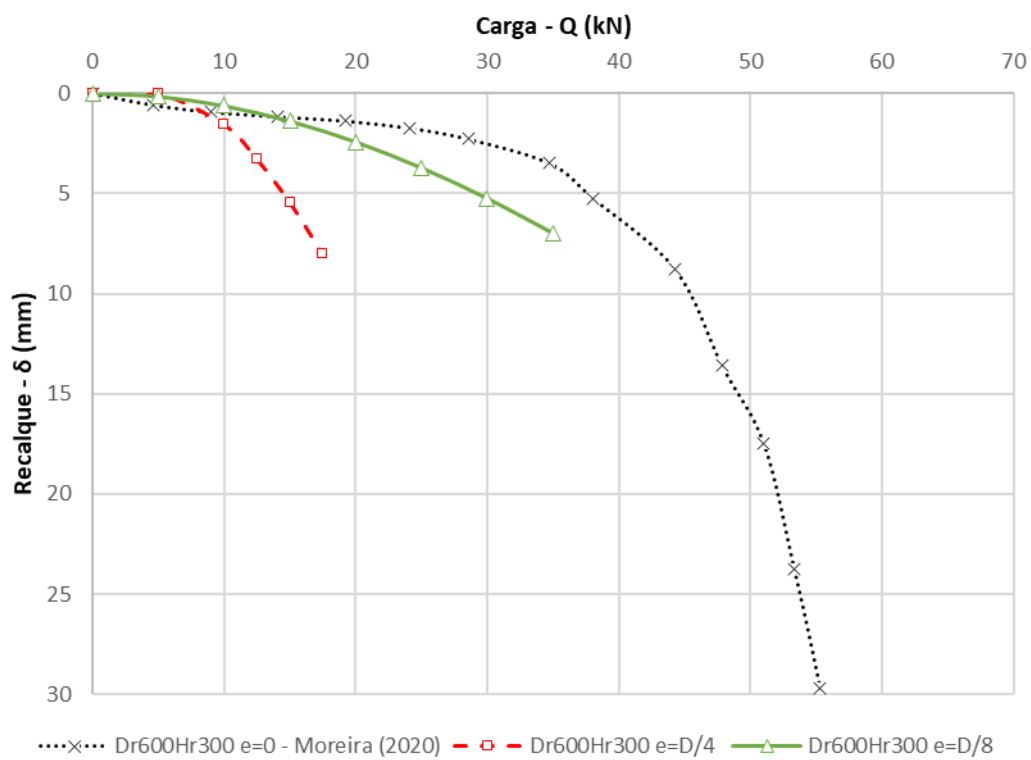


Figura 4.12: Provas de carga em camadas de dimensões $D_r = 600\text{mm}$ e $H_r = 300\text{mm}$ ($\eta/\text{Civ} = 26$)

Dos resultados apresentados nas Figura 4.1 a Figura 4.12 pode-se fazer as seguintes observações:

- a) ao comparar as três curvas apresentadas em cada figura, verifica-se nitidamente a influência da excentricidade de aplicação do carregamento na redução da capacidade de carga da camada melhorada. Embora as camadas sejam análogas em dimensões físicas, a excentricidade do carregamento provoca uma diminuição da área efetiva da fundação, que é a área que uniformemente absorve o carregamento;
- b) a carga de ruptura foi atingida, na maioria dos ensaios, com o valor máximo de carga suportado pela placa sendo bem definido. Cabe salientar que em todos os ensaios, após atingir o valor máximo, era impossível manter o nível de carregamento, seja devido a ruptura da camada de reforço ou ao tombamento da estrutura, conforme pode ser observado na Figura 4.13.



Figura 4.13: Situação observada após a ruptura das camadas (a) camada de $D_r = 600\text{mm}$ $H_r = 300\text{mm}$ e $e=D/8$ ($\eta/C_{iv} = 17$) (b) queda da instrumentação

Por não ser objetivo de estudo nesta tese o comportamento pós-pico, as curvas foram tomadas até atingir o valor máximo de carga. Entretanto, as figuras a seguir apresentam dois exemplos das curvas obtidas nos ensaios, antes e após o tratamento dos dados. A Figura 4.14 apresenta um exemplo de curva obtida nos ensaios em que a camada de reforço foi apenas puncionada para dentro do solo residual e, após o ensaio, permanecia íntegra. Já a Figura 4.15 representa a grande maioria dos ensaios realizados, atingindo um pico de carregamento com posterior perda de resistência (amolecimento). Para os ensaios que tombaram também foi considerada a carga

máxima atingida durante sua execução. Em ambas as figuras pode-se observar a variação (ruído) da célula de carga em torno da carga alvo de cada estágio de carregamento e, na curva em vermelho, os valores adotados após tratamento dos dados. Os mecanismos de ruptura dos ensaios serão discutidos em maiores detalhes a seguir.

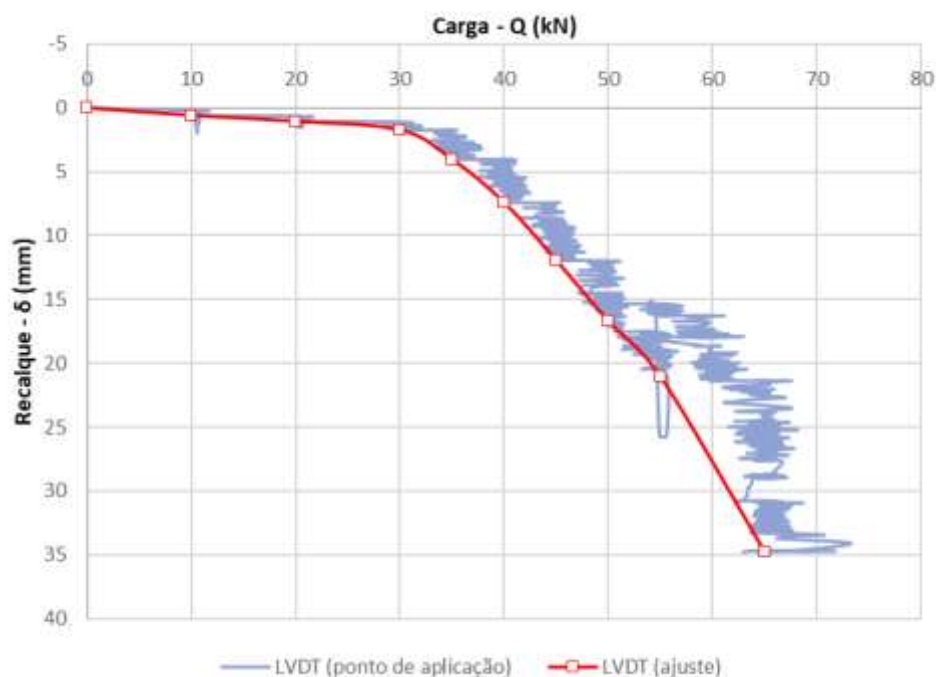


Figura 4.14: Curva típica obtida em um ensaio que punciona a camada de reforço para dentro do solo residual

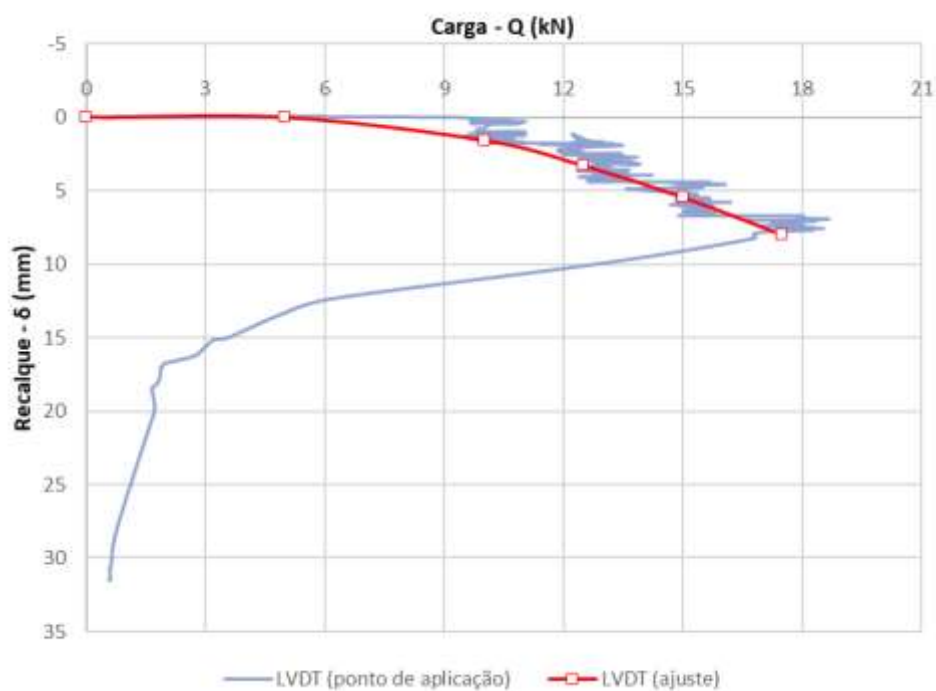


Figura 4.15: Curva típica obtida em um ensaio que rompe a camada de reforço

A capacidade de carga de uma fundação está relacionada com seu mecanismo de ruptura. Para os referidos ensaios, a capacidade de carga parece ser melhor representada pelo ponto máximo de carregamento de cada uma das curvas, visto que apresentavam um ponto bem definido de carga máxima em pequenos recalques associados, a partir da qual não era possível manter os níveis de carregamento. Entretanto, para fins comparativos, optou-se por apresentar a carga correspondente aos recalques relativos $\delta/Dr = 1\%$, 2% e 3% sempre que aplicável. Como pode ser verificado na Tabela 4.1, muitas camadas rompem com recalques relativos menores do que 1% . O recalque relativo (δ/Dr) abordado nesta análise refere-se a razão entre deslocamento medido no ponto de aplicação da carga e o diâmetro da camada cimentada ($Dr =$ diâmetro do reforço).

Tabela 4.1: Valores de carga de ruptura em campo e recalques correspondentes

Camada	Código	Q máxima (kN)	Recalques relativos em relação ao diâmetro da camada (Dr)			
			$\delta/Dr < 1\%$	$\delta/Dr = 1\%$	$\delta/Dr = 2\%$	$\delta/Dr = 3\%$
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	15,29		9,79	12,54	
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	7,00		6,26	6,70	
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	25,00		17,39	20,97	24,68
6	Dr450Hr150 (17) e=15	17,50	0,7%			
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	7,50	0,8%			
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	50,00		33,07	39,05	45,00
12	Dr450Hr300 (17) e=15	10,00	0,7%			
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	20,00	0,8%			
14	Dr450Hr300 (26) e=15	7,50		6,19		
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	37,50		26,65	33,64	
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	52,09	0,50%			
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	61,54	0,80%			
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	65,00		40,10	48,20	56,05
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	80,00		43,97	56,92	68,88
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	31,29		29,70		
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	41,88	0,66%			
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	58,69		31,22	40,30	46,43
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	18,67		15,52		
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	35,67	0,90%			

Na Tabela 4.2 está apresentada a comparação entre os resultados de provas de carga em camadas de solo-cimento submetidas a carregamento centrado, realizadas por Moreira (2020) e submetidas a carregamento excêntrico desta pesquisa. Entretanto, para possibilitar a

comparação com Moreira (2020) é adotado recalque relativo (δ/D) que se refere a razão entre o deslocamento medido no ponto de aplicação da carga e o diâmetro da placa de aço (D_r = diâmetro da placa). O referido autor adotou o critério de Consoli et al. (2009b) para determinação da carga de ruptura, ou seja, a carga correspondente a $\delta/D = 3\%$.

Tabela 4.2: Comparação entre valores de carga de ruptura para carregamentos centrados e excêntricos

Camada	Código	$\delta/D = 3\%$ $e = 0$ (Moreira, 2020)	Q máxima (kN)	Recalques relativos em relação ao diâmetro da placa de aço (D)		
				$\delta/D = 1\%$	$\delta/D = 2\%$	$\delta/D = 3\%$
1	Dr375Hr150 (17) $e=7,5$	29,03	15,29	8,82	11,48	13,60
3	Dr375Hr150 (26) $e=7,5$	27,97	7,00	6,17	6,53	6,88
5	Dr450Hr150 (17) $e=7,5$	45,32	25,00	15,71	18,60	20,97
6	Dr450Hr150 (17) $e=15$		17,50	-	-	-
7	Dr450Hr150 (26) $e=7,5$	34,30	7,50	-	-	-
11	Dr450Hr300 (17) $e=7,5$	50,56	50,00	31,05	35,09	39,05
12	Dr450Hr300 (17) $e=15$		10,00	-	-	-
13	Dr450Hr300 (26) $e=7,5$	48,81	20,00	-	-	-
14	Dr450Hr300 (26) $e=15$		7,50	5,39	6,99	
15	Dr525Hr450 (17) $e=7,5$	57,22	37,50	22,23	27,87	32,22
17	Dr900Hr300 (17) $e=7,5$	129,22	52,09	45,98	-	-
18	Dr900Hr300 (17) $e=3,75$		61,54	49,78	57,23	-
19	Dr750Hr450 (17) $e=7,5$	83,04	65,00	32,78	37,92	41,75
20	Dr750Hr450 (17) $e=3,75$		80,00	33,80	41,38	46,55
21	Dr600Hr150 (17) $e=7,5$	59,27	31,29	20,08	29,70	-
22	Dr600Hr150 (17) $e=3,75$		41,88	23,05	28,40	-
24	Dr600Hr300 (17) $e=3,75$	71,68	58,69	24,13	31,22	36,60
25	Dr600Hr300 (26) $e=7,5$	51,22	18,67	12,07	15,52	-
26	Dr600Hr300 (26) $e=3,75$		35,67	22,49	-	-

Acredita-se que as camadas que suportaram maiores recalques antes de atingir a carga máxima tenham seu mecanismo de ruptura controlado pelo puncionamento, mesmo que ao final do ensaio a camada de solo-cimento também resultasse rompida. A única exceção foi para as camadas Dr750Hr450 $e=D/4$ e $e=D/8$ que se mantiveram íntegras após o ensaio e apresentaram nítida ruptura por puncionamento. Os mecanismos de ruptura são abordados no tópico 5.1.

Ao analisar os resultados apresentados na Tabela 4.2, percebe-se a nítida influência do aumento da excentricidade de aplicação da carga na redução da capacidade de carga das camadas melhoradas. Entretanto, salienta-se que não se pode comparar diretamente todos os valores

apresentados neste compilado, devido à diferença do mecanismo de ruptura observada em ambas as teses. A comparação mais plausível seria entre os valores de capacidade de carga obtidos para o recalque relativo de 3%.

4.1.2 Influência do diâmetro da camada de reforço (D_r)

As Figura 4.16 a Figura 4.21 apresentam as curvas carga (Q) versus recalque (δ) obtidas agrupadas em função da espessura da camada de reforço (H_r/D), variando a largura (T_r/H_r). Em geral, ao analisar as curvas, observa-se um aumento da rigidez e da carga de ruptura correspondente ao aumento do diâmetro da camada de reforço (D_r).

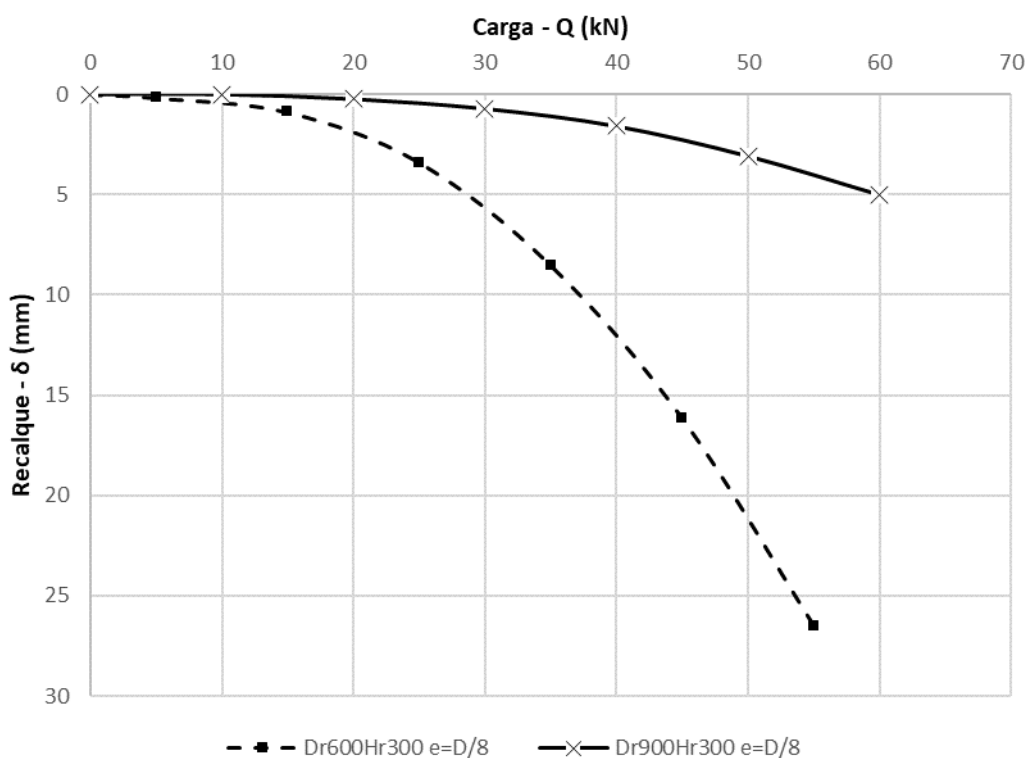


Figura 4.16: Provas de carga em camadas com $H_r = 300$ mm, $e = D/8$ e $\eta/C_{iv} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)

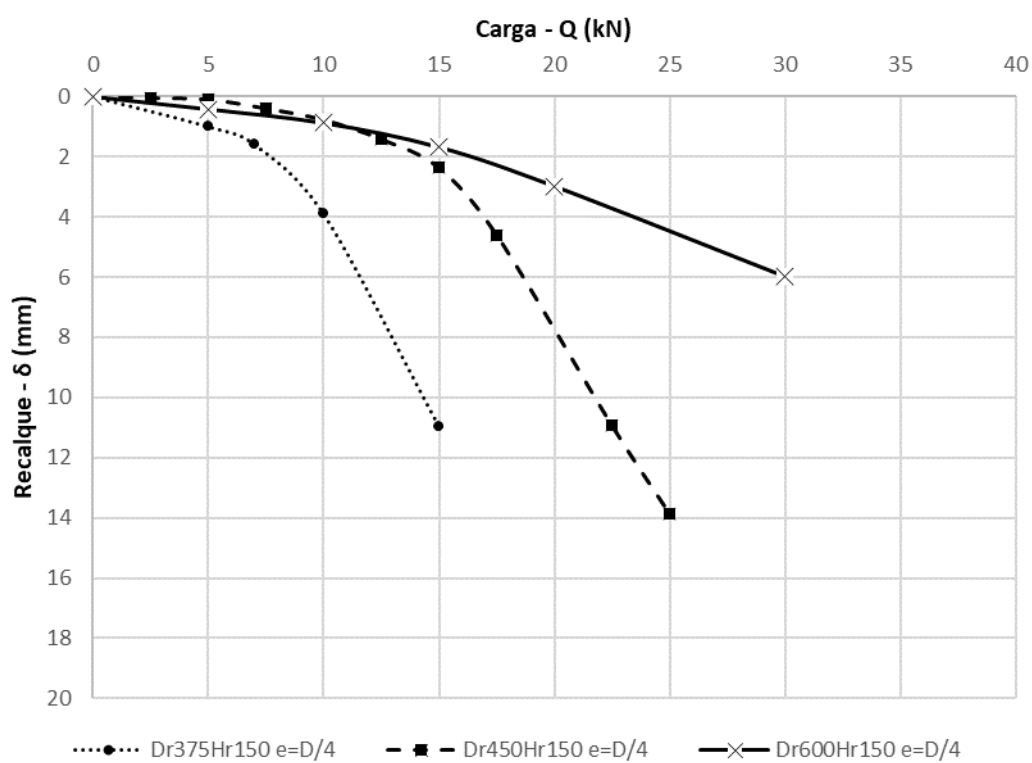


Figura 4.17: Provas de carga em camadas com $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/Civ = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)

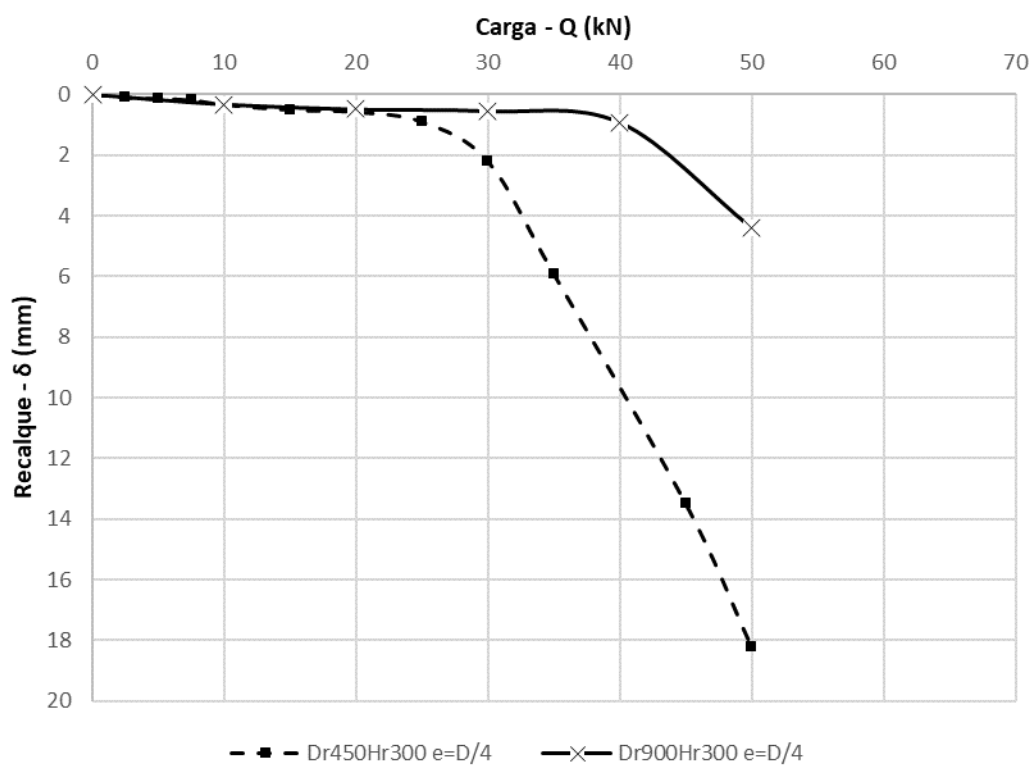


Figura 4.18: Provas de carga em camadas com $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/Civ = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)

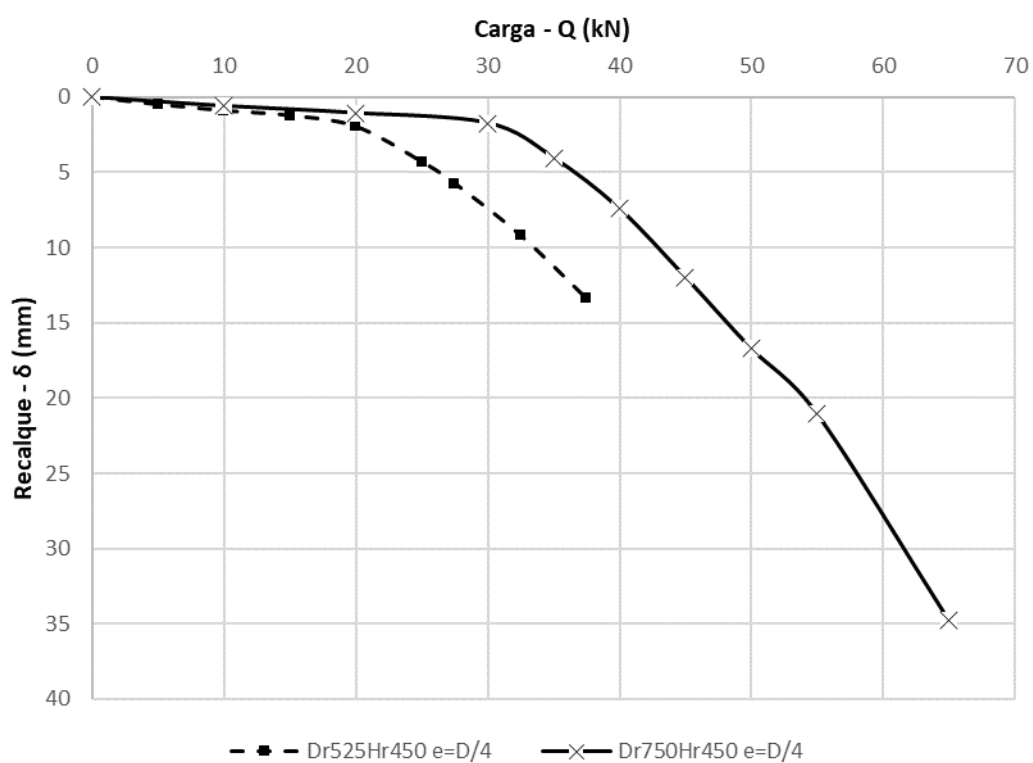


Figura 4.19: Provas de carga em camadas com $H_r = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/\text{Civ} = 17$, variando o diâmetro da camada melhorada (Dr)

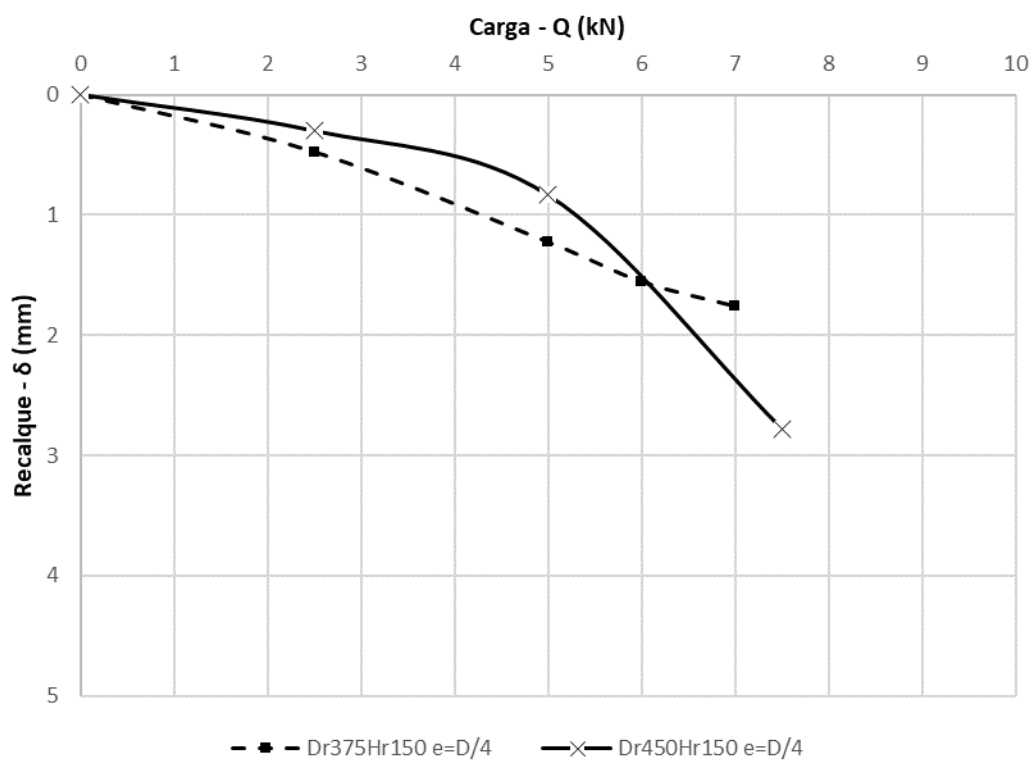


Figura 4.20: Provas de carga em camadas com $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/\text{Civ} = 26$, variando o diâmetro da camada melhorada (Dr)

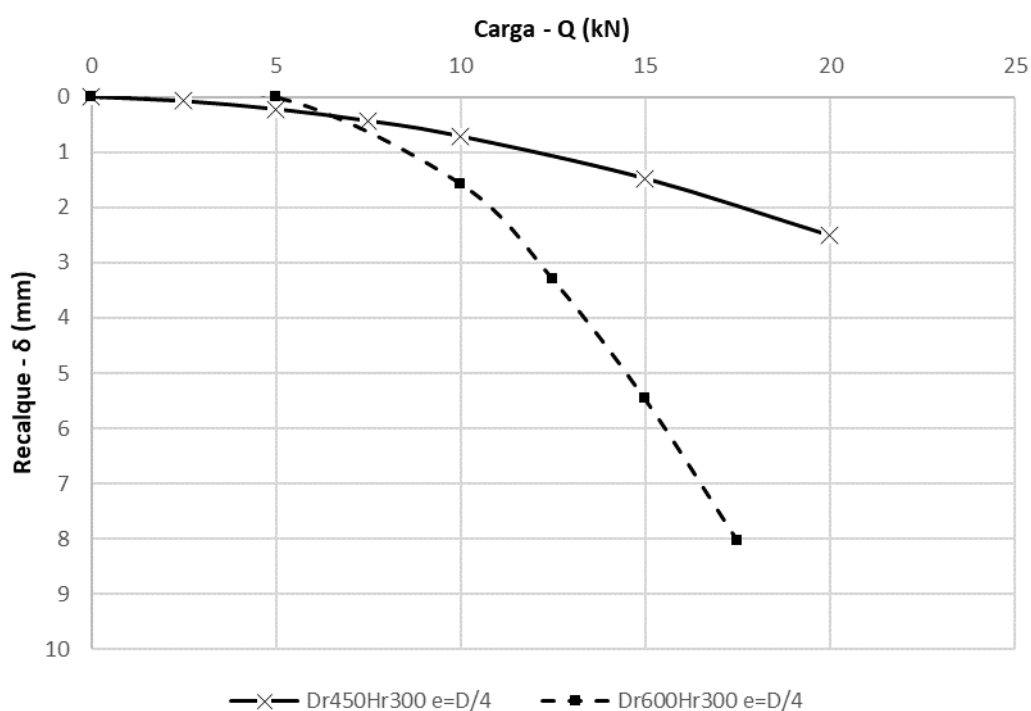


Figura 4.21: Provas de carga em camadas com $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/\text{Civ} = 26$, variando o diâmetro da camada melhorada (D_r)

4.1.3 Influência da espessura da camada de reforço (H_r)

As Figura 4.22 a Figura 4.25 apresentam as curvas carga (Q) versus recalque (δ) obtidas agrupadas em função da largura da camada de reforço (T_r/H_r), variando a espessura (H_r/D). Em geral, ao analisar as curvas, também se observa um aumento da rigidez e da carga de ruptura à medida que aumenta a espessura da camada de reforço (H_r).

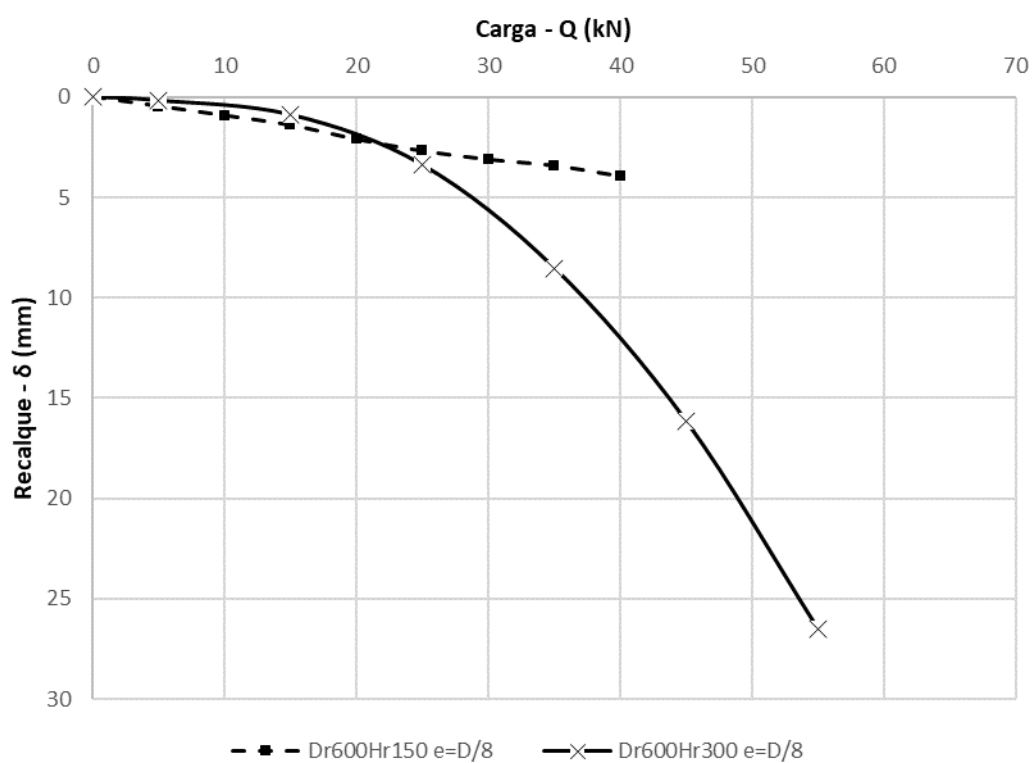


Figura 4.22: Provas de carga em camadas com $Dr = 600\text{mm}$, $e = D/8$ e $\eta/\text{Civ} = 17$, variando a espessura da camada melhorada (Hr)

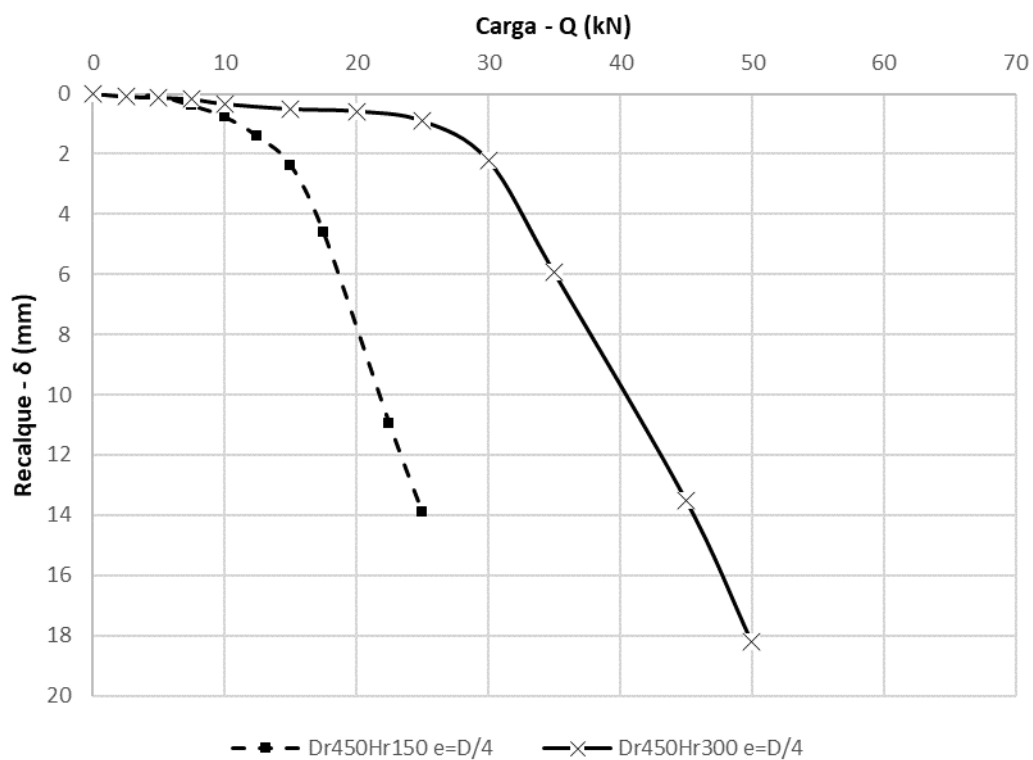


Figura 4.23: Provas de carga em camadas com $Dr = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/\text{Civ} = 17$, variando a espessura da camada melhorada (Hr)

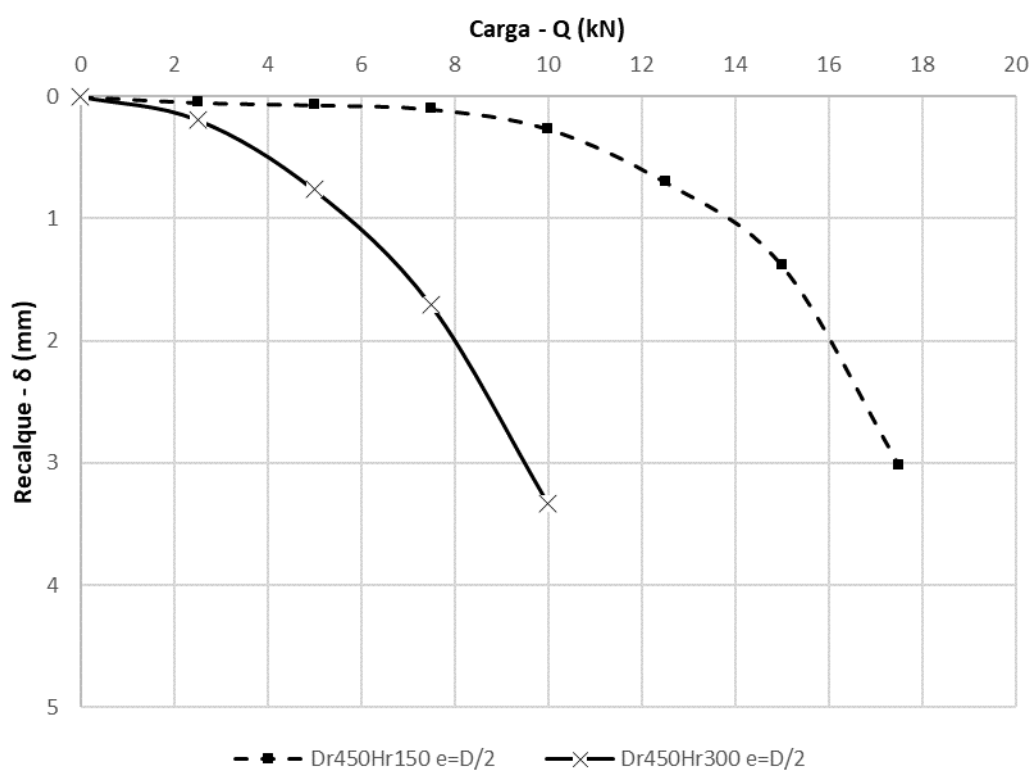


Figura 4.24: Provas de carga em camadas com $Dr = 450\text{mm}$, $e = D/2$ e $\eta/Civ = 17$, variando a espessura da camada melhorada (Hr)

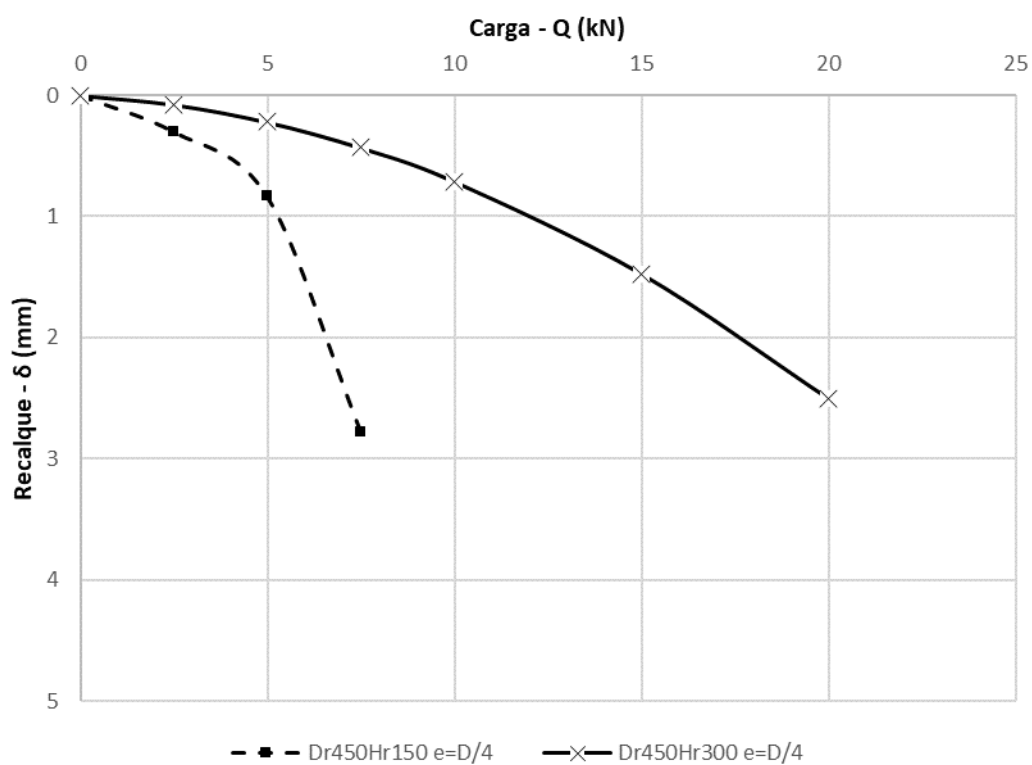


Figura 4.25: Provas de carga em camadas com $Dr = 450\text{mm}$, $e = D/4$ e $\eta/Civ = 26$, variando a espessura da camada melhorada (Hr)

4.1.4 Influência da resistência da camada de reforço (η/C_{iv})

As Figura 4.26 a Figura 4.30 apresentam curvas carga (Q) versus recalque (δ) de camadas com dimensões e excentricidades idênticas, variando apenas resistência do reforço (η/C_{iv}). Foram comparadas camadas com $\eta/C_{iv} = 17$ e 26.

É interessante observar que, para as camadas que apresentam uma maior proporção dupla entre sua espessura (Hr/D) e extensão lateral (Tr/Hr), ou seja, $Hr/D = 2 \times Tr/Hr$, houve sobreposição das curvas, evidenciando pouca influência da resistência do reforço nos primeiros estágios de carregamento. Nota-se que, com o avançar dos carregamentos, as camadas com menor resistência do reforço ($\eta/C_{iv} = 26$) rompem antes daquelas com maior resistência ($\eta/C_{iv} = 17$). Esse comportamento pode ser observado especificamente nas Figura 4.26 e Figura 4.27, nas quais a relação Hr/D é o dobro da relação Tr/Hr . Moreira (2020) observou esse mesmo comportamento para os casos em que a ruptura ocorria por punção da camada melhorada no solo residual. Mais adiante, no item 5.1 MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS

Já para as camadas em que a relação entre Hr/D e Tr/Hr era correspondente ($Hr/D = Tr/Hr$) ou muito maior ($Hr/D = 4 \times Tr/Hr$) esse comportamento de sobreposição não pode ser evidenciado. Desde o início dos carregamentos as curvas com $\eta/C_{iv} = 26$ apresentam menor rigidez e suportam menores carregamentos e deslocamentos. Esse comportamento pode ser observado especificamente nas Figura 4.28 ($Tr/Hr = 0,5$ e $Hr/D = 0,5$), Figura 4.29 ($Tr/Hr = 0,25$ e $Hr/D = 1,0$), Figura 4.30 ($Tr/Hr = 0,25$ e $Hr/D = 1,0$). Moreira (2020) observou esse mesmo comportamento para os casos em que ocorria a ruptura da camada de reforço.

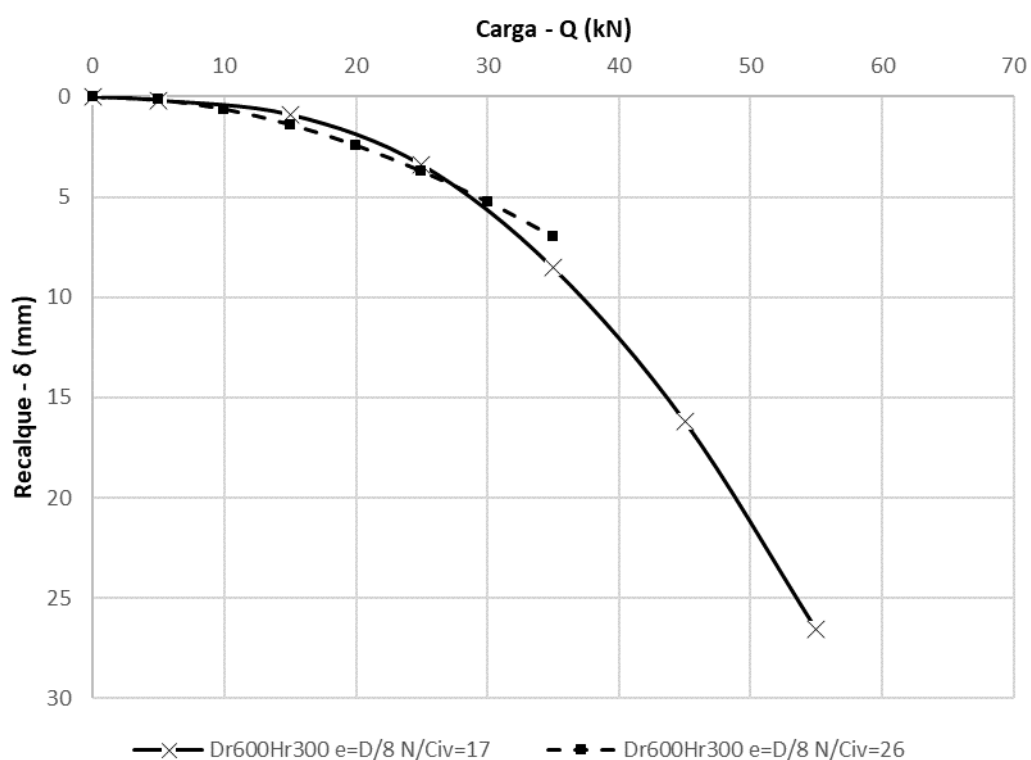


Figura 4.26: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 600\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/8$), variando a resistência do reforço (η/Civ)

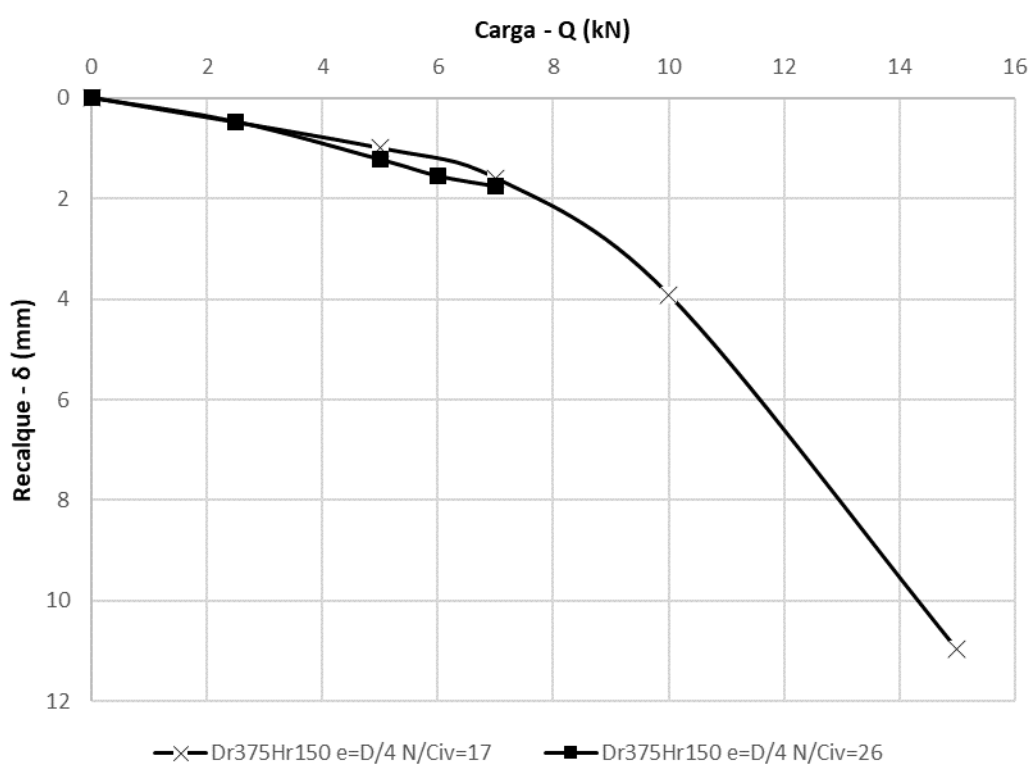


Figura 4.27: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 375\text{mm}$, $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$), variando a resistência do reforço (η/Civ)

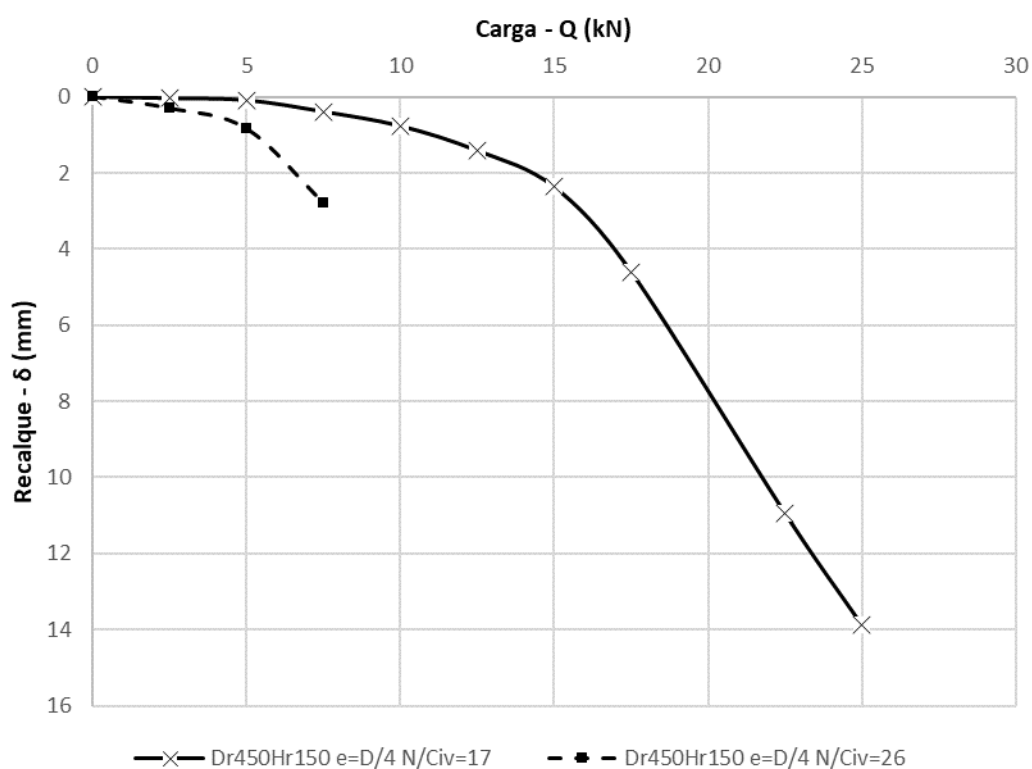


Figura 4.28: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 150\text{mm}$, $e = D/4$), variando a resistência do reforço (η/Civ)

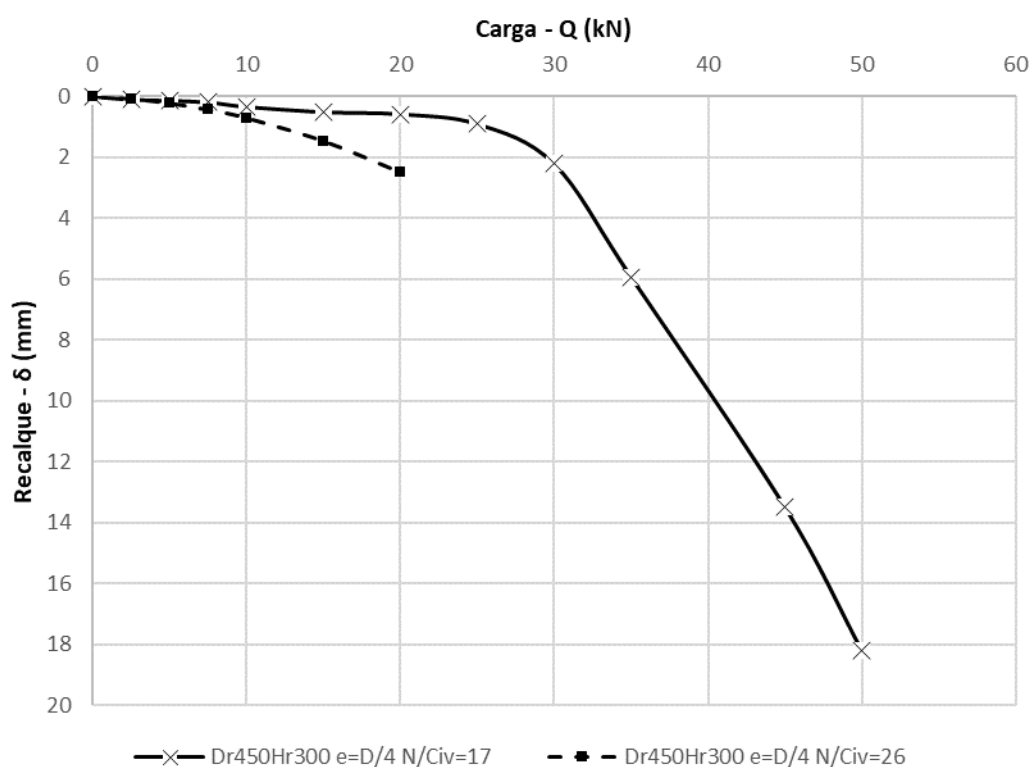


Figura 4.29: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$, $e = D/4$), variando a resistência do reforço (η/Civ)

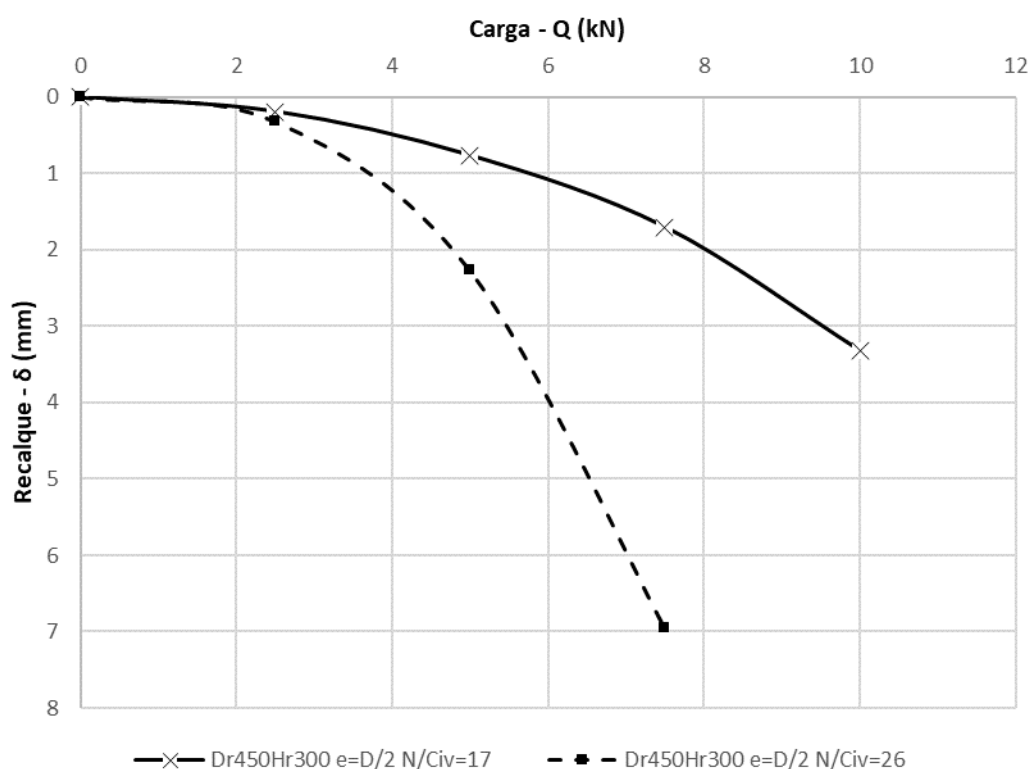


Figura 4.30: Comparação de provas de carga em camadas com dimensões e excentricidades idênticas ($D_r = 450\text{mm}$, $H_r = 300\text{mm}$ $e = D/2$), variando a resistência do reforço (η/Civ)

4.1.5 Influência do carregamento excêntrico no comportamento carga x recalque em diferentes pontos

A fim de avaliar o comportamento da placa de aço e de cada camada cimentada, foram posicionados, sempre que possível, medidores de deslocamento nos pontos indicados na Figura 4.31. Os medidores posicionados nos números 1, 3, 4 e 6 medem os deslocamentos da placa de aço, enquanto os medidores das posições 2, 5 e 7 monitoram os deslocamentos da camada cimentada.

De modo a possibilitar a medição dos deslocamentos correspondentes ao ponto de aplicação da carga, em todos os ensaios era fixada uma placa de apoio que permitia o posicionamento do medidor de deslocamentos no mesmo alinhamento do carregamento.

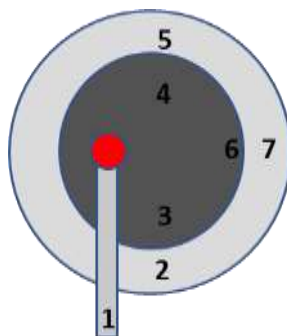


Figura 4.31: Esquema de posicionamento dos medidores de deslocamento utilizados

As Figura 4.32 a Figura 4.50 ilustram o comportamento apresentado por cada medidor de deslocamento instalado durante os ensaios. O ponto de aplicação da carga (1) é apresentado em destaque (em vermelho) e corresponde ao medidor que sempre apresenta maior deslocamento. Deslocamentos intermediários são observados pelos medidores instalados nos pontos centrais (2-5) da placa (linha preta contínua) e da camada (linha vermelha tracejada) que por vezes podem apresentar deslocamentos compatíveis ou divergentes entre si, indicando movimentação conjunta ou separação entre placa e camada. Por fim, os menores deslocamentos ou recalques negativos (elevações) podem ser observados nos medidores posicionados no extremo oposto de aplicação da carga (6-7) da placa (linha preta contínua) e da camada (linha vermelha tracejada).

A Tabela 4.3 resume o comportamento observado em cada camada ensaiada. Cada uma dessas observações pode ser observada nas imagens a seguir, entretanto, elas são mais bem discutidas no item 0.

Tabela 4.3: Comportamento observado em cada camada

Código	Placa (pontos 1 e 6)	Inclinação máxima medida (%)	Camada (ponto 7)	Central (pontos 2 a 5)	Placa cortou a superfície da camada?	Placa entrou na camada?
Dr375Hr150 (17) e=7,5	Gira		Sobe	Junto	Sim	Não
Dr375Hr150 (26) e=7,5	Gira		Sobe	Junto	Sim	Não
Dr450Hr150 (17) e=7,5	Gira		Sobe	Junto	Sim	Não
Dr450Hr150 (17) e=15	Gira		Sobe	Junto	Sim	Não
Dr450Hr150 (26) e=7,5	Gira		Não move	Junto	Sim	Não
Dr450Hr300 (17) e=7,5	Inclina	2,3*	Sobe	Separado	Sim	Sim
Dr450Hr300 (17) e=15	Gira		Não move	Separado	Sim	Não
Dr450Hr300 (26) e=7,5	Gira		Sobe	Separado	Sim	Não
Dr450Hr300 (26) e=15	Gira		Não move	Junto	Sim	Não
Dr525Hr450 (17) e=7,5	Inclina	4,7	Desce	Junto	Sim	Não

Código	Placa (pontos 1 e 6)	Inclinação máxima medida (%)	Camada (ponto 7)	Central (pontos 2 a 5)	Placa cortou a superfície da camada?	Placa entrou na camada?
Dr900Hr300 (17) e=7,5	Inclina	1,6	Não move	Separado	Sim	Sim
Dr900Hr300 (17) e=3,75	Inclina	0,6	Não move	Separado	Sim	Sim
Dr750Hr450 (17) e=7,5	Inclina	4,8*	Desce	Junto	Não	Não
Dr750Hr450 (17) e=3,75	Inclina	2,5*	Desce	Junto	Não	Não
Dr600Hr150 (17) e=7,5	Inclina	1,6	Sobe	Separado	Sim	Sim
Dr600Hr150 (17) e=3,75	Inclina	0,2	Desce	Separado	Sim	Sim
Dr600Hr300 (17) e=3,75	Inclina	2,7*	Desce	Junto	Sim	Sim
Dr600Hr300 (26) e=7,5	Gira		Não move	Separado	Sim	Não
Dr600Hr300 (26) e=3,75	Inclina	1,3	Desce	Junto	Sim	Sim

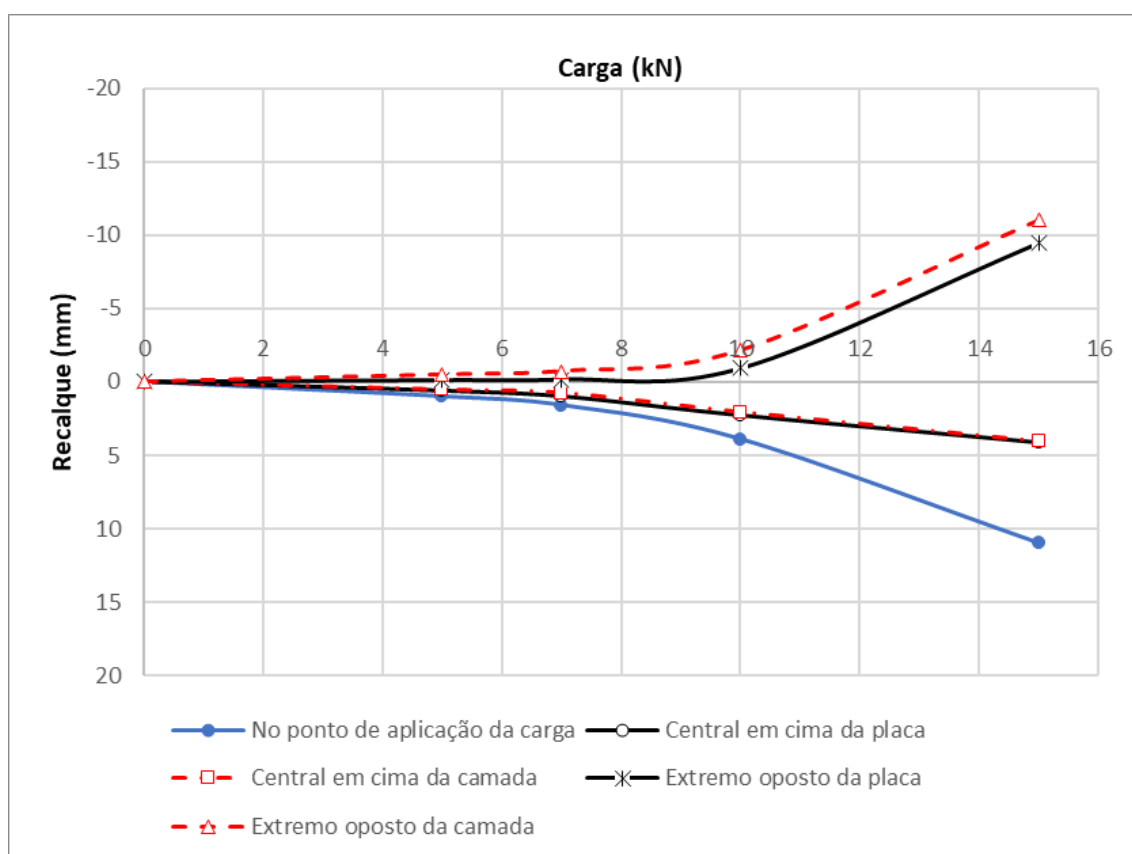


Figura 4.32: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

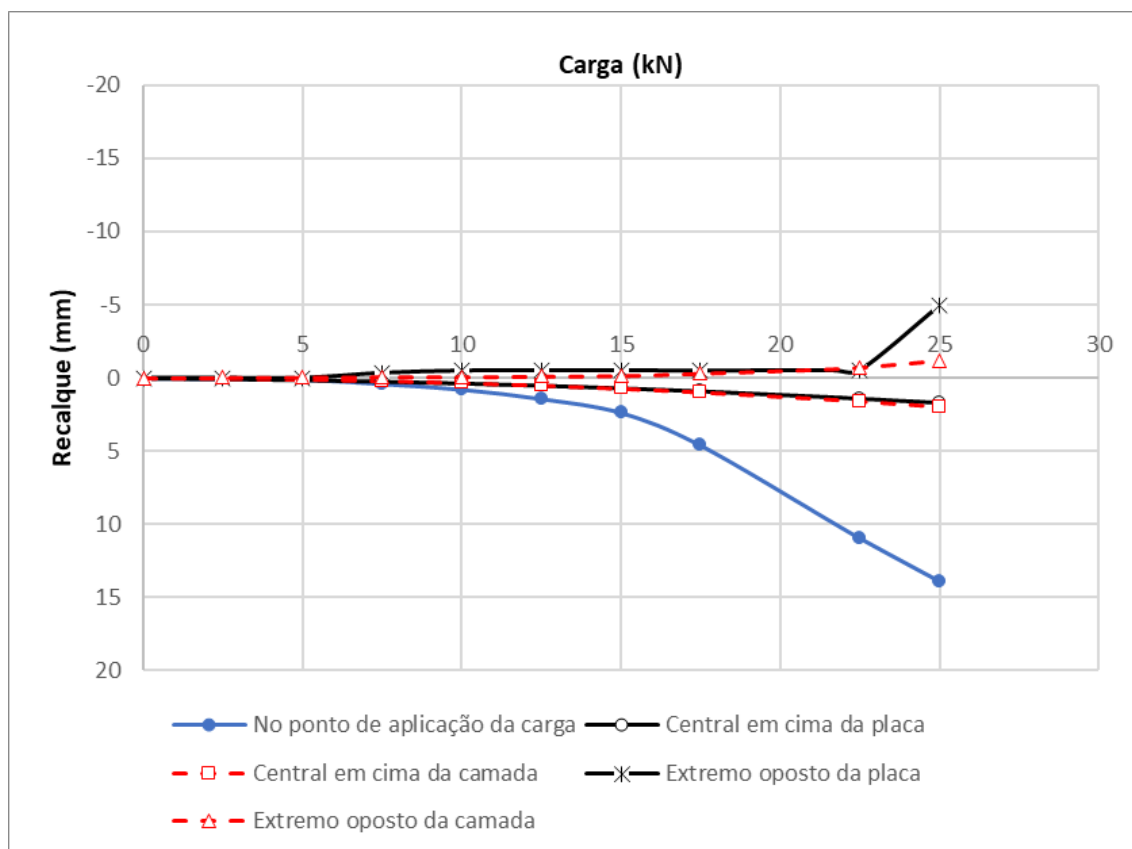


Figura 4.33: Camada Dr450Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

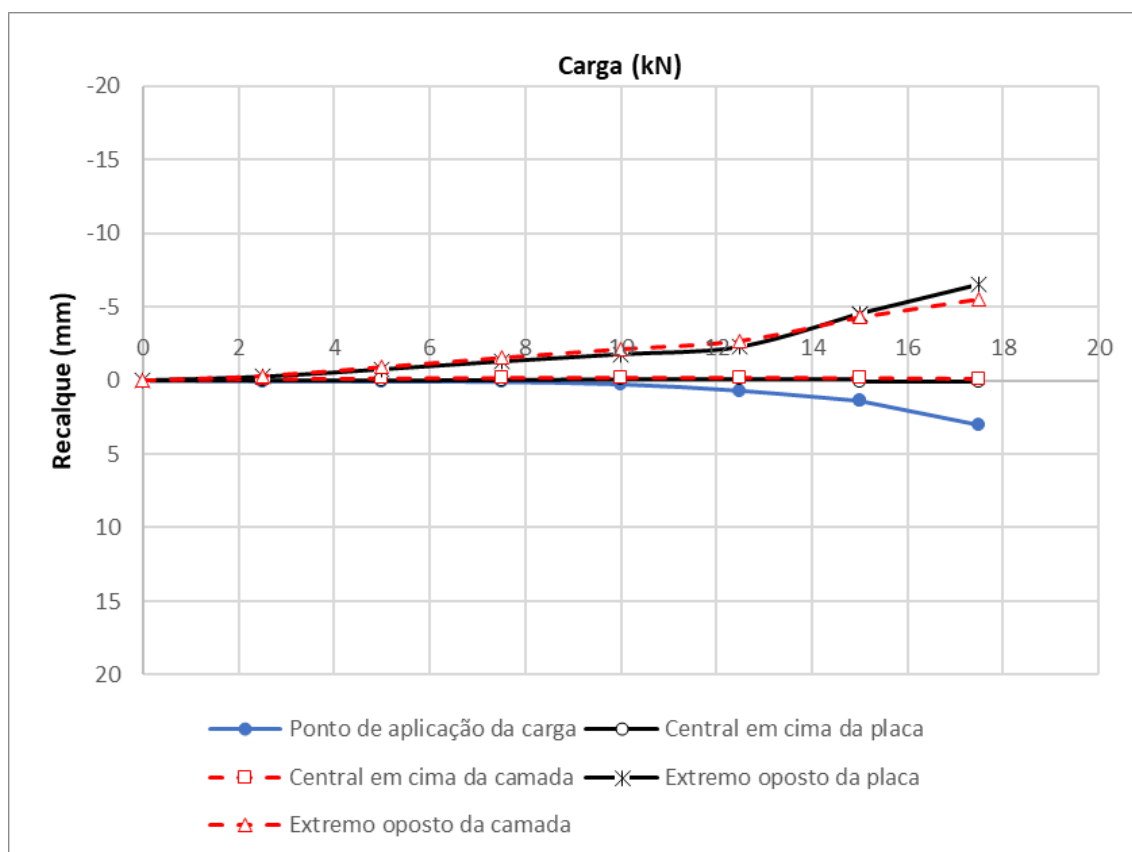


Figura 4.34: Camada Dr450Hr150 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

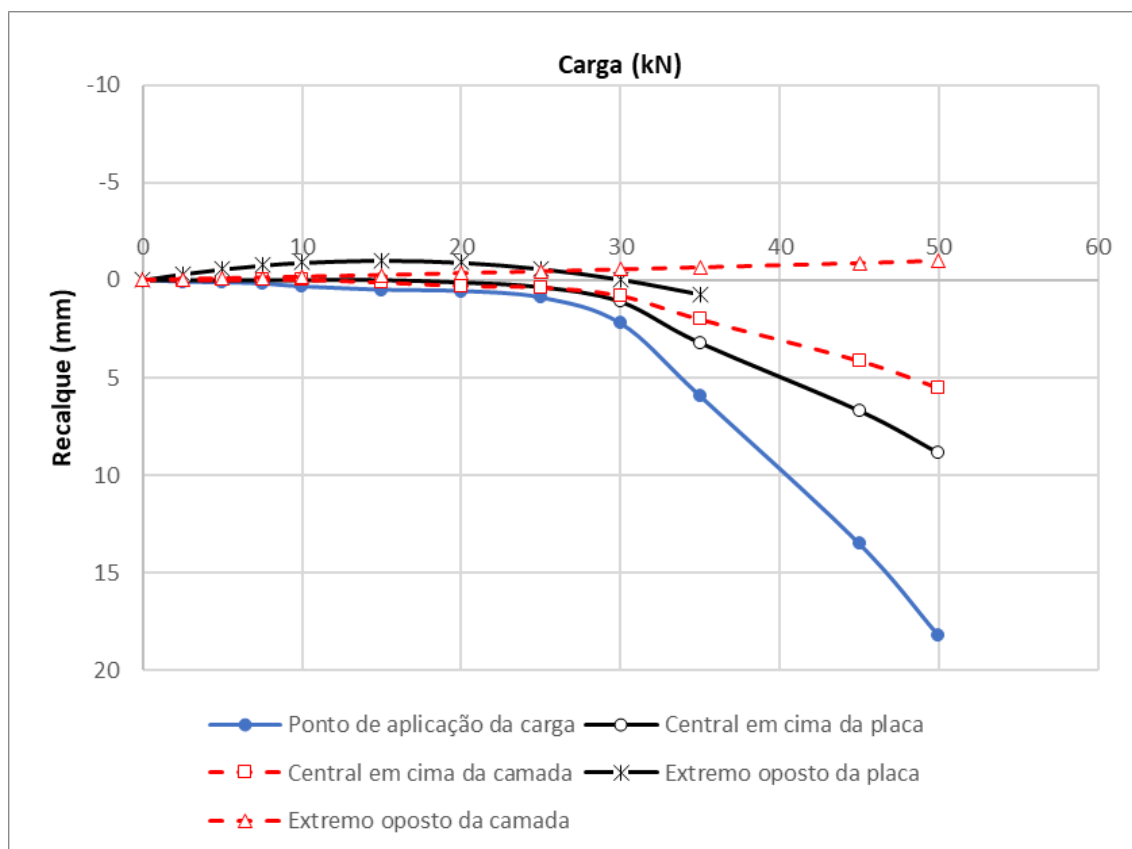


Figura 4.35: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

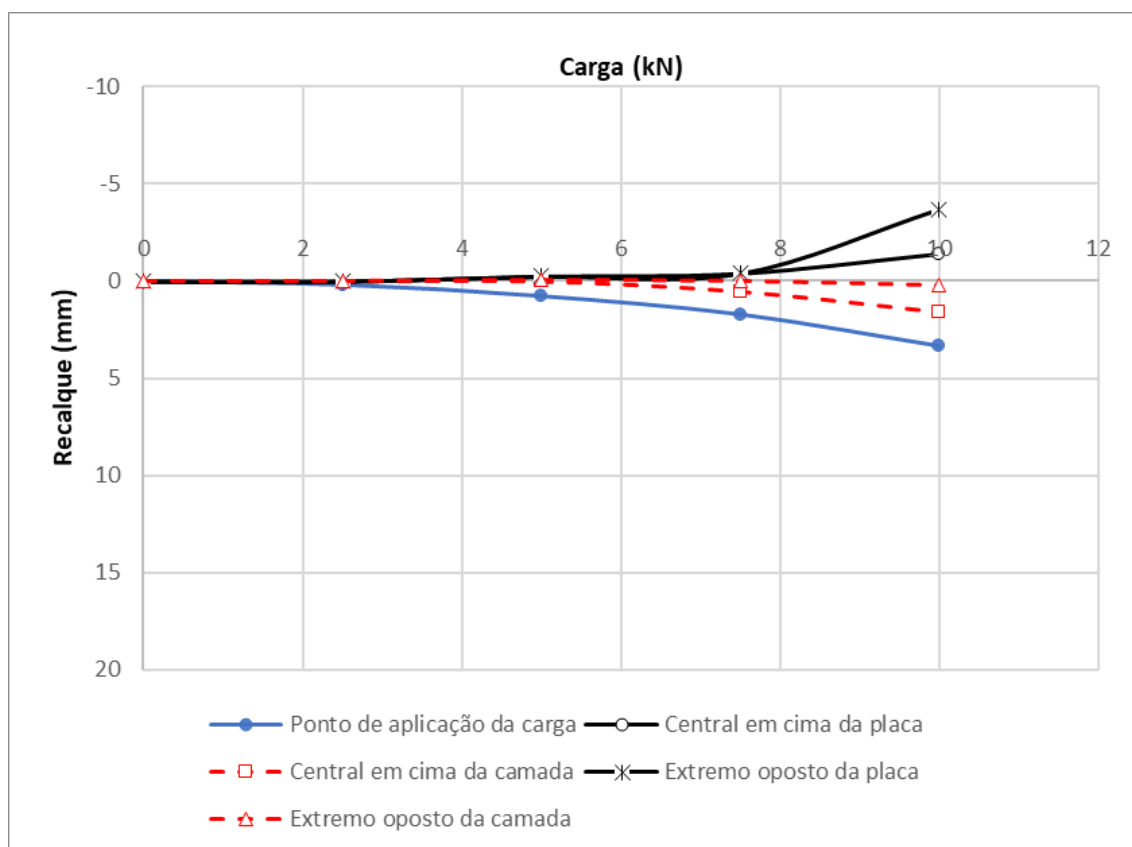


Figura 4.36: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

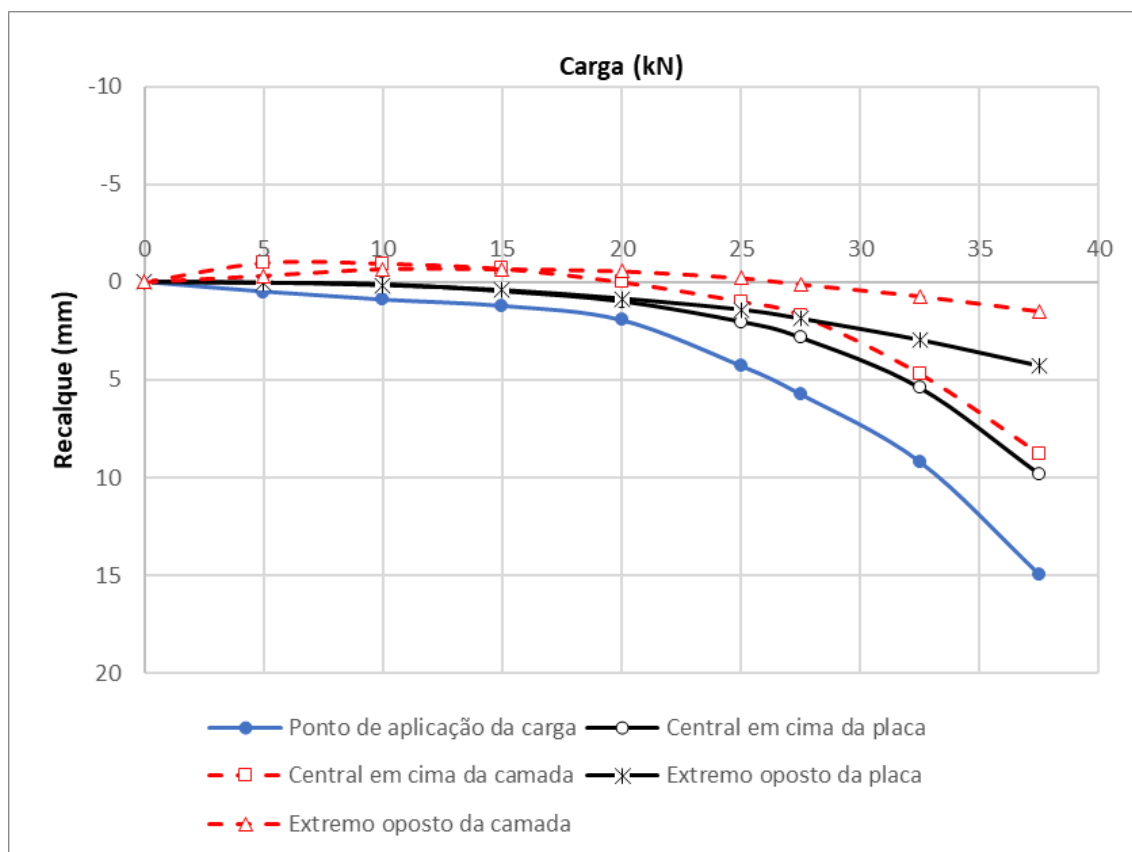


Figura 4.37: Camada Dr525Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

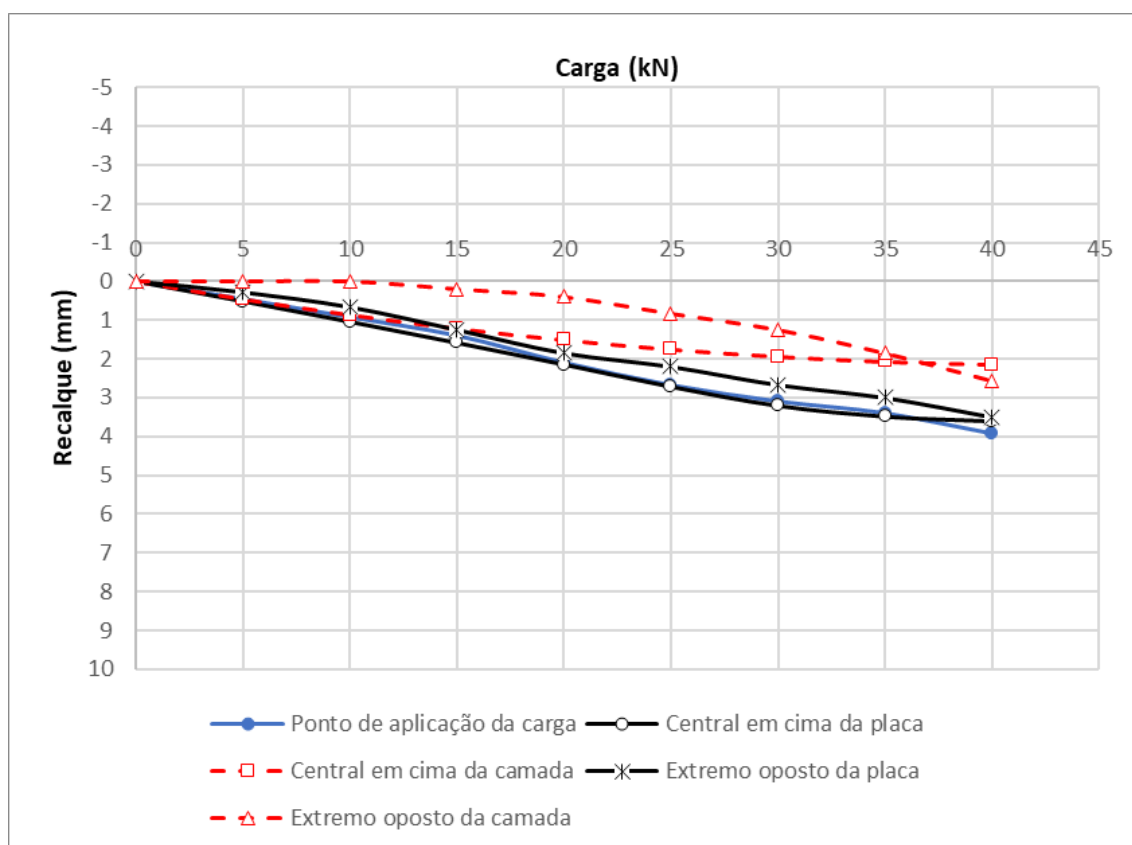


Figura 4.38: Camada Dr600Hr150 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

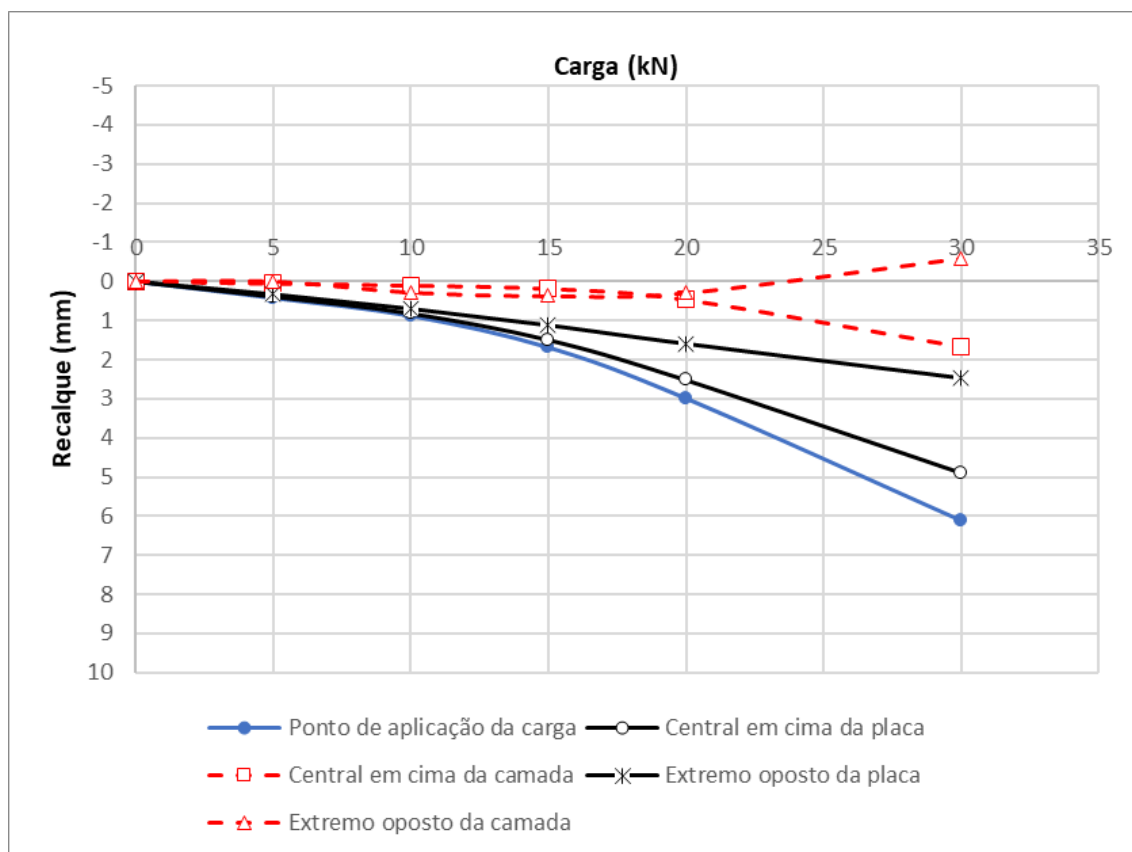


Figura 4.39: Camada Dr600Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

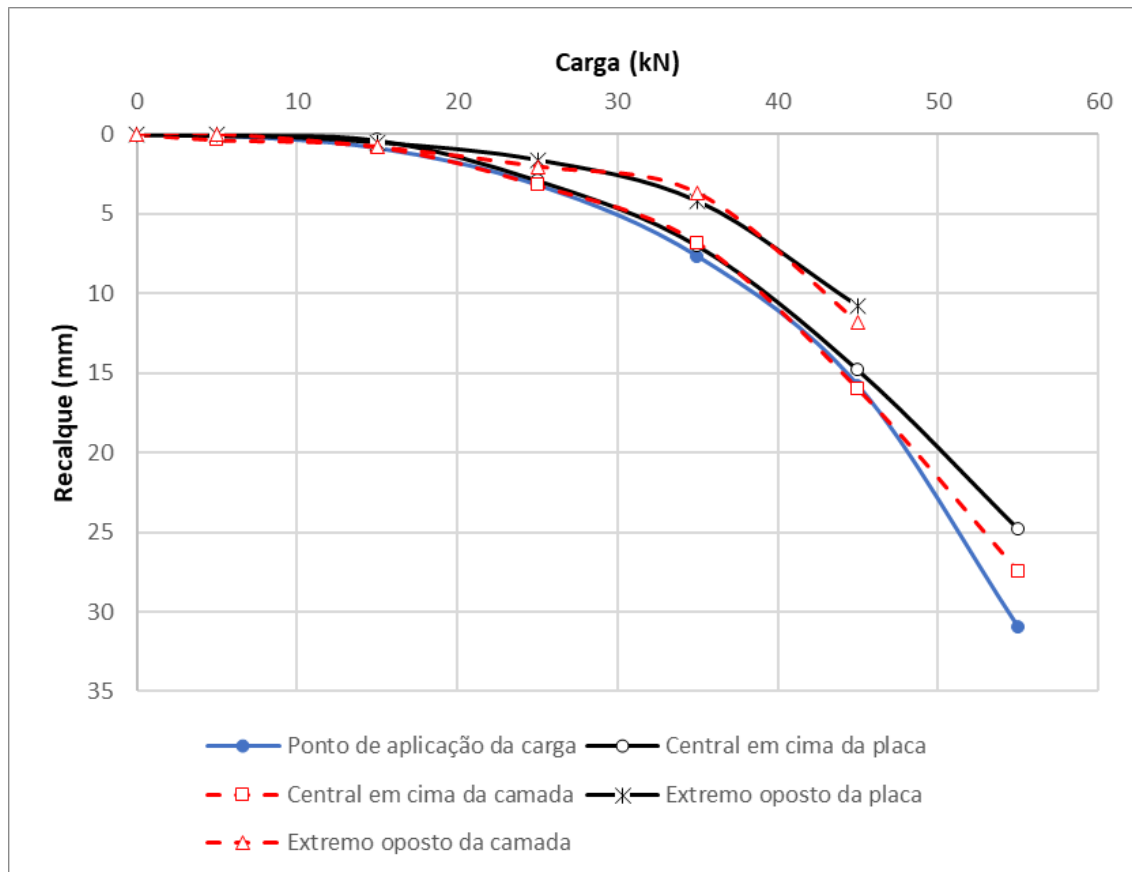


Figura 4.40: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

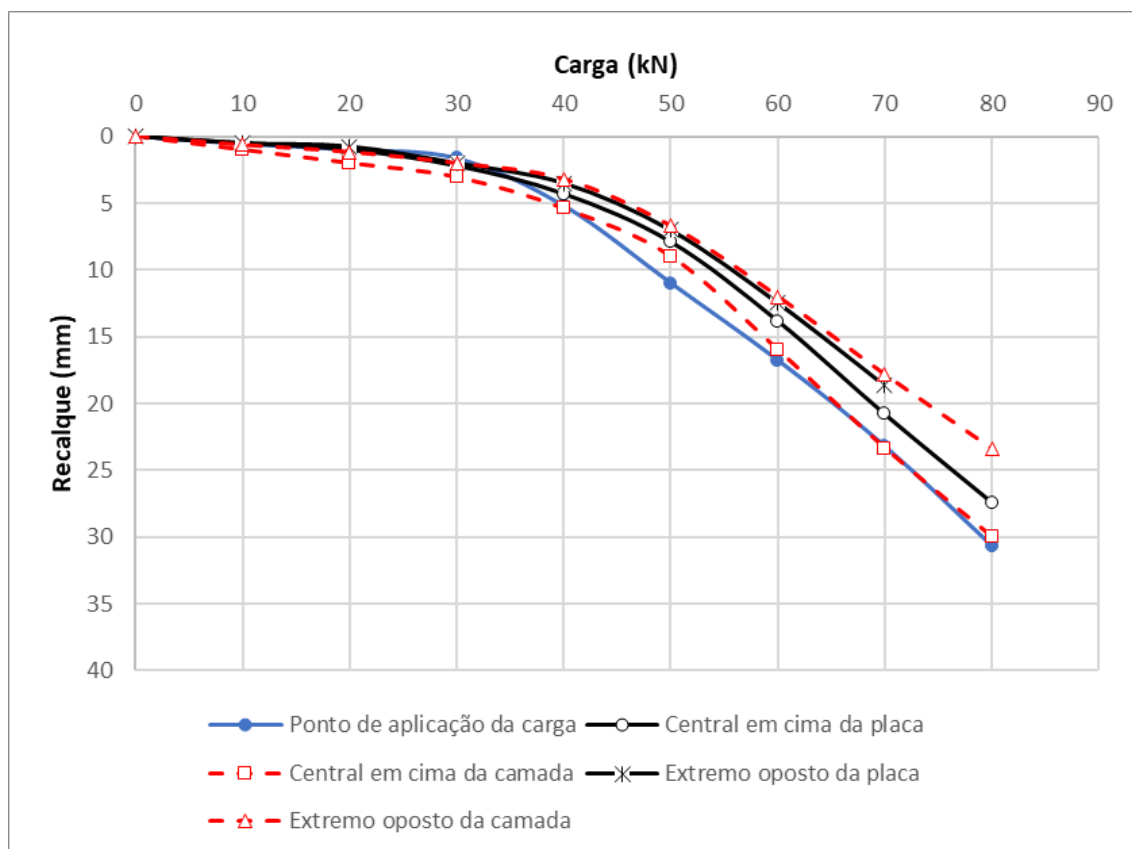


Figura 4.41: Camada Dr750Hr450 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

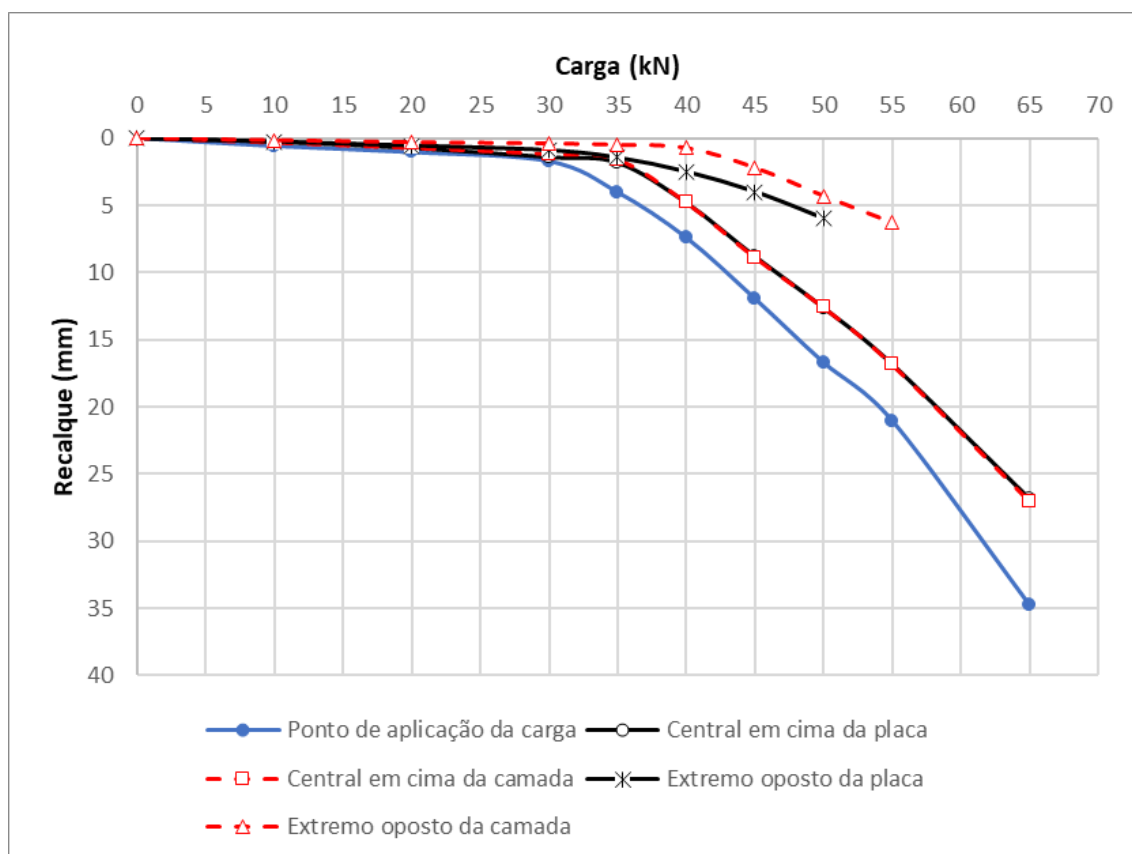


Figura 4.42: Camada Dr750Hr450 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

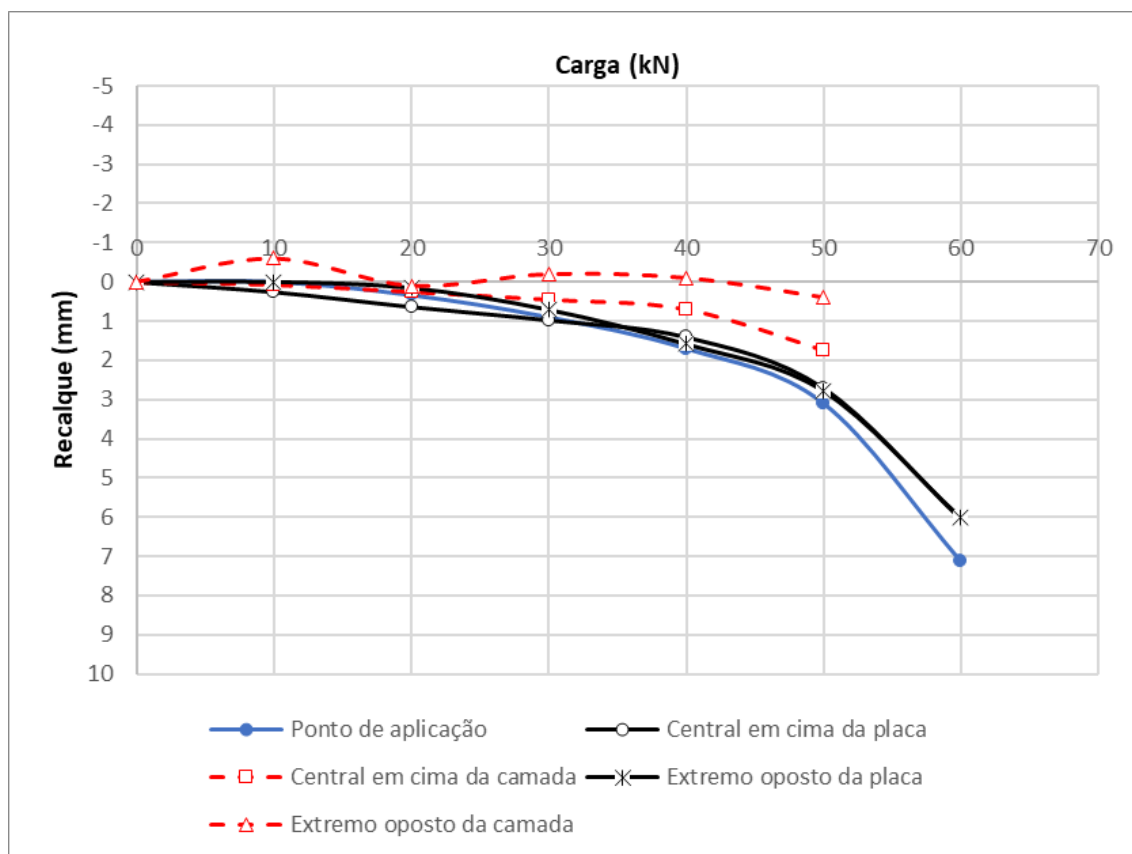


Figura 4.43: Camada Dr900Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

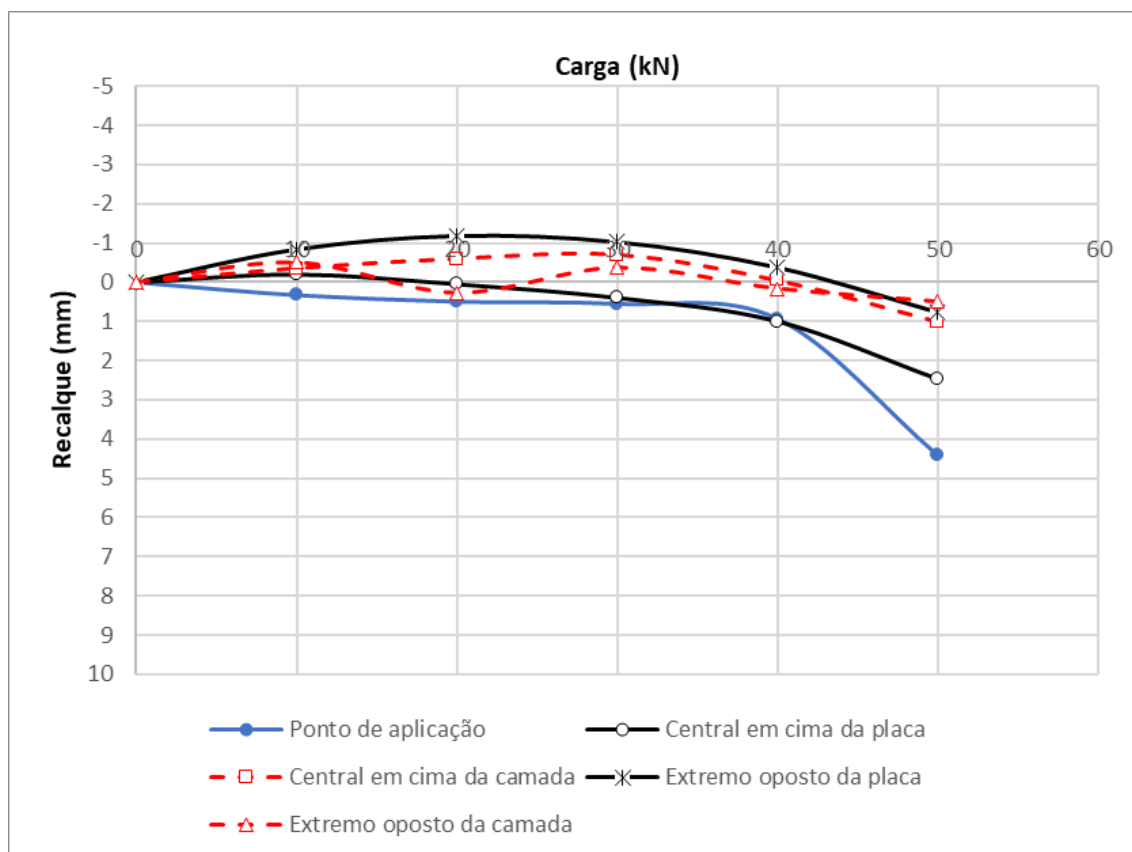


Figura 4.44: Camada Dr900Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

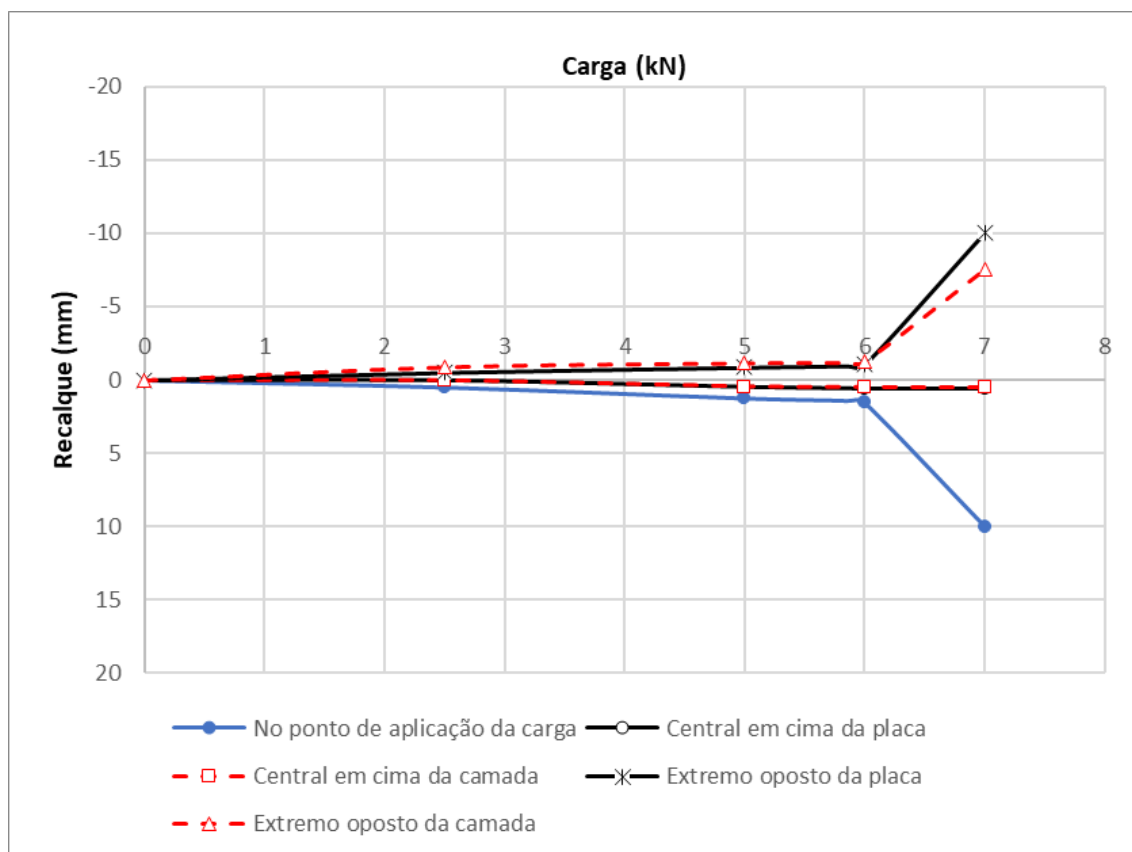


Figura 4.45: Camada Dr375Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

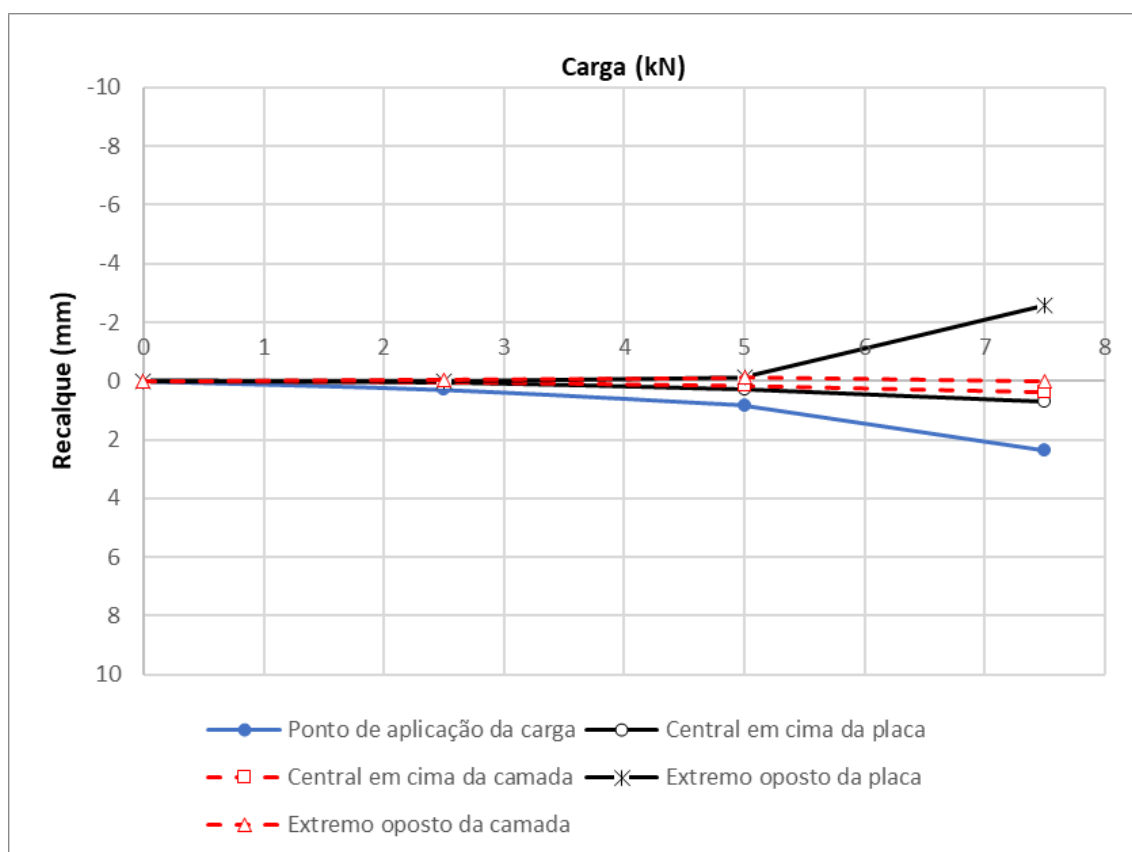


Figura 4.46: Camada Dr450Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

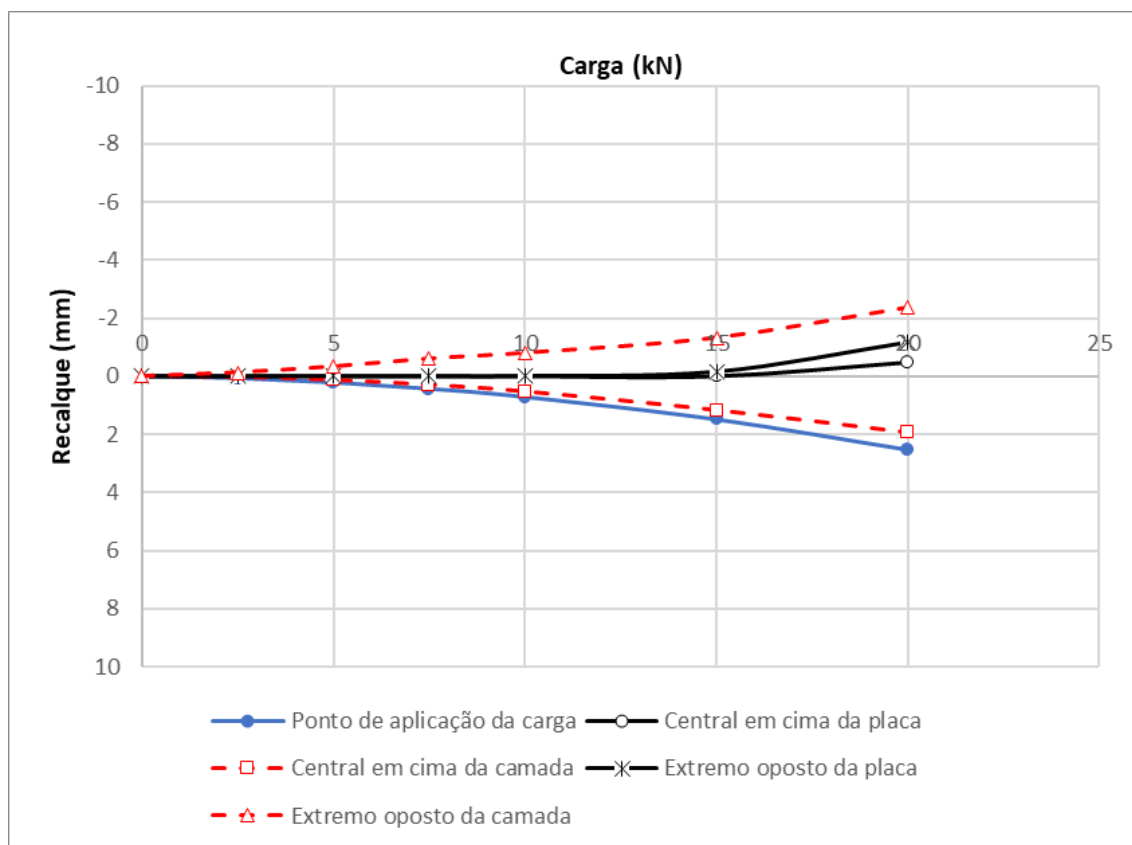


Figura 4.47: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

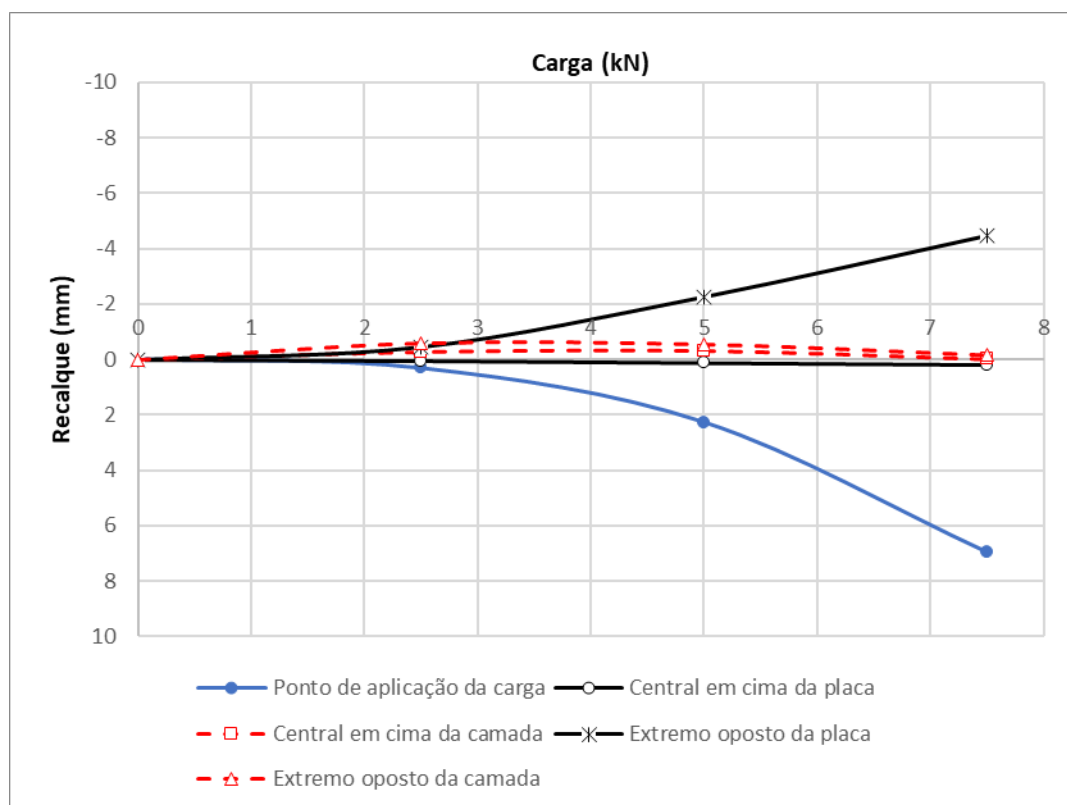


Figura 4.48: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 26$

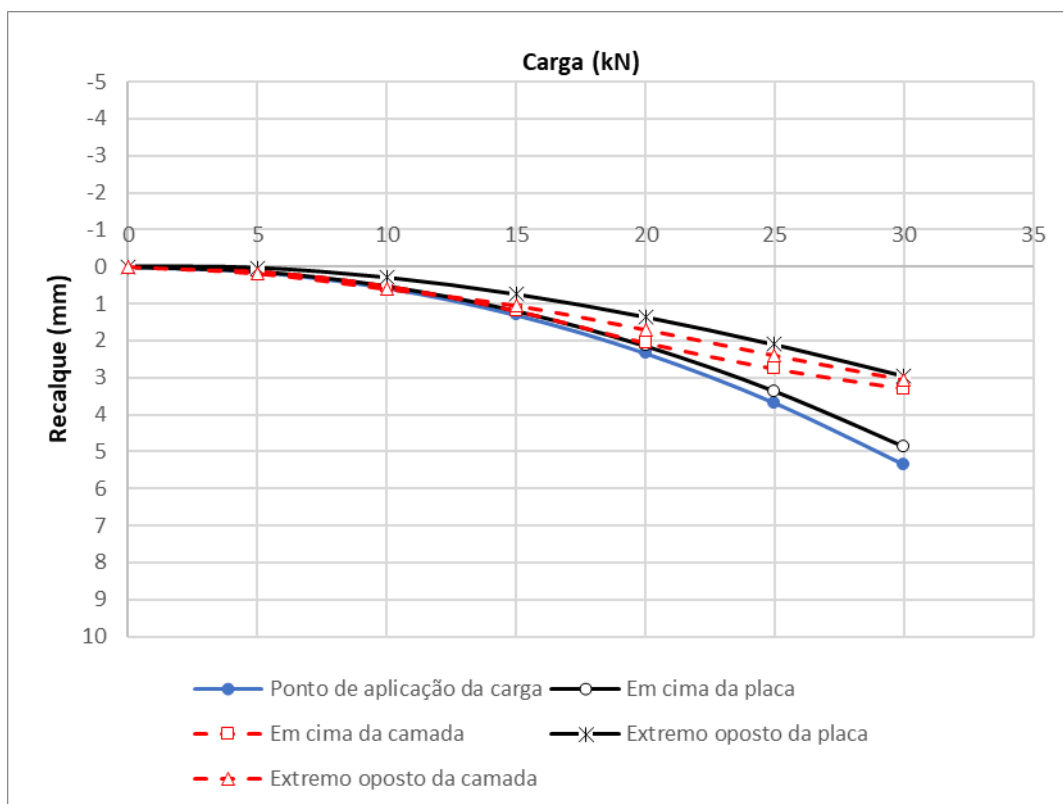


Figura 4.49: Camada Dr600Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 26$

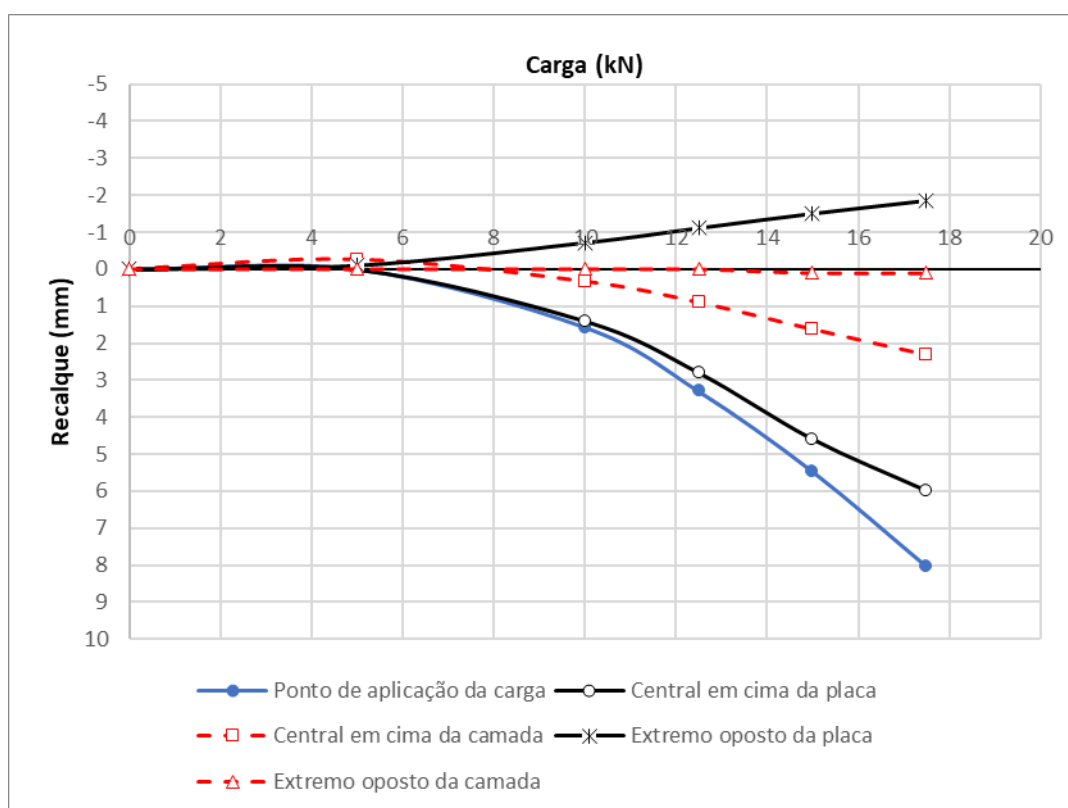


Figura 4.50: Camada Dr600Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

4.1.5.1 Inclinação da placa de aço

A inclinação ou giro da placa de aço, posicionada na superfície da camada cimentada, pode ser verificada através da observação do comportamento apresentado pelos medidores de deslocamento posicionados nos números 1 (ponto de aplicação da carga) e 6 (extremo oposto), conforme exposto na Tabela 4.3. Em alguns casos, devido ao deslocamento e giro da placa, era perdido o contato entre a placa e o medidor da posição 6 antes da finalização do ensaio de placa.

As curvas carga (Q) versus recalque (δ) que representam a inclinação da placa de aço são plotadas com base nos dados dos dois medidores posicionados nos extremos da placa de aço e estão apresentadas a seguir nas Figura 4.51 a Figura 4.69. Os medidores posicionados no ponto de aplicação da carga sempre apresentam recalques de maior magnitude, conforme esperado. Já os medidores posicionados na extremidade oposta apresentam recalques de menor magnitude ou, por vezes, elevações acima da cota original da superfície da camada cimentada, nestes casos caracteriza-se que a placa girou.

Ainda que algum medidor da posição 6 indique elevação, não é possível afirmar que houve separação entre a placa e a camada cimentada. Esta informação só poderá ser confirmada através da análise conjunta entre os medidores posicionados nos números 6 e 7, a serem discutidos no item 0.

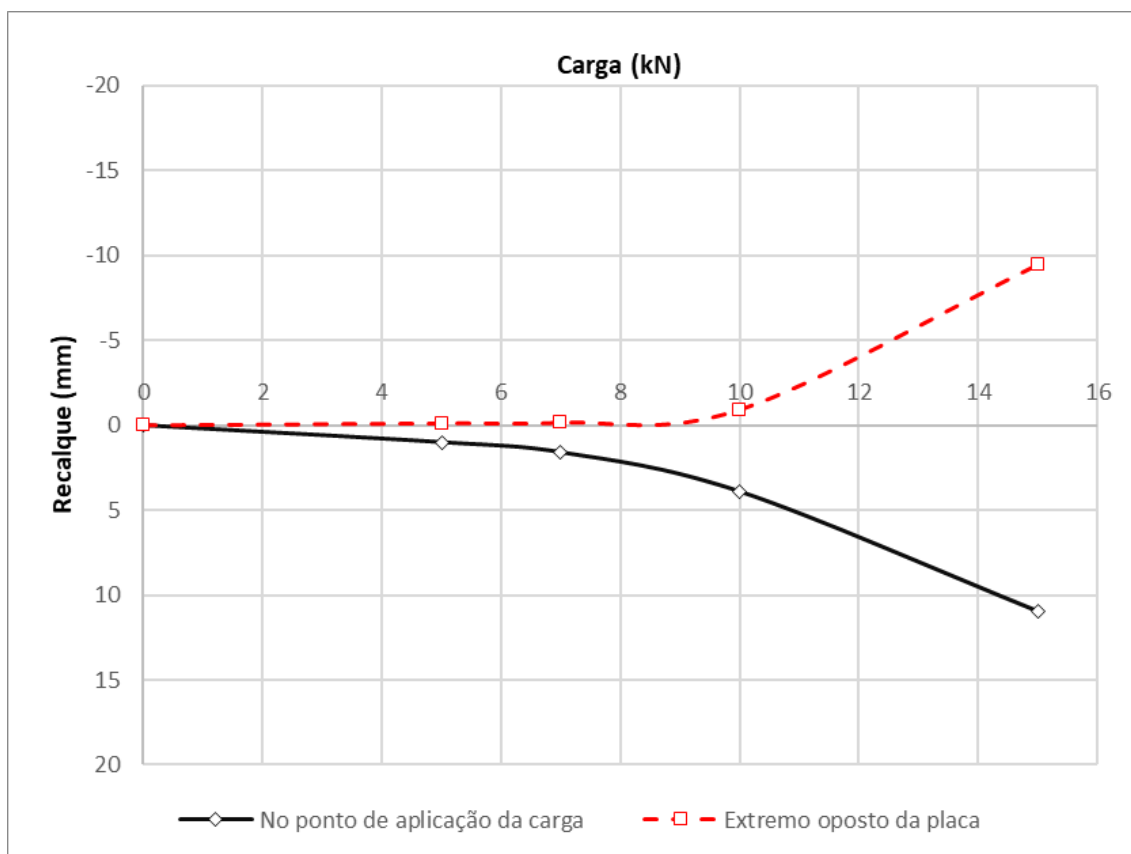


Figura 4.51: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

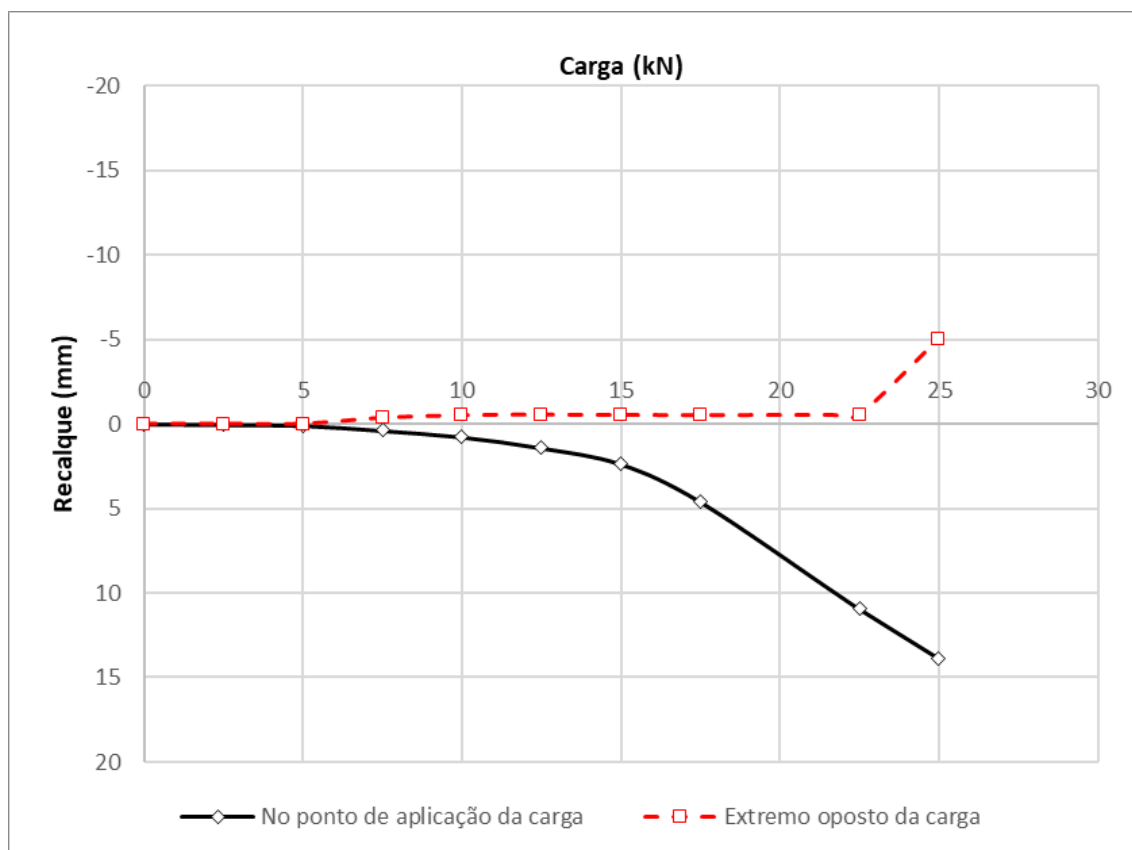


Figura 4.52: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

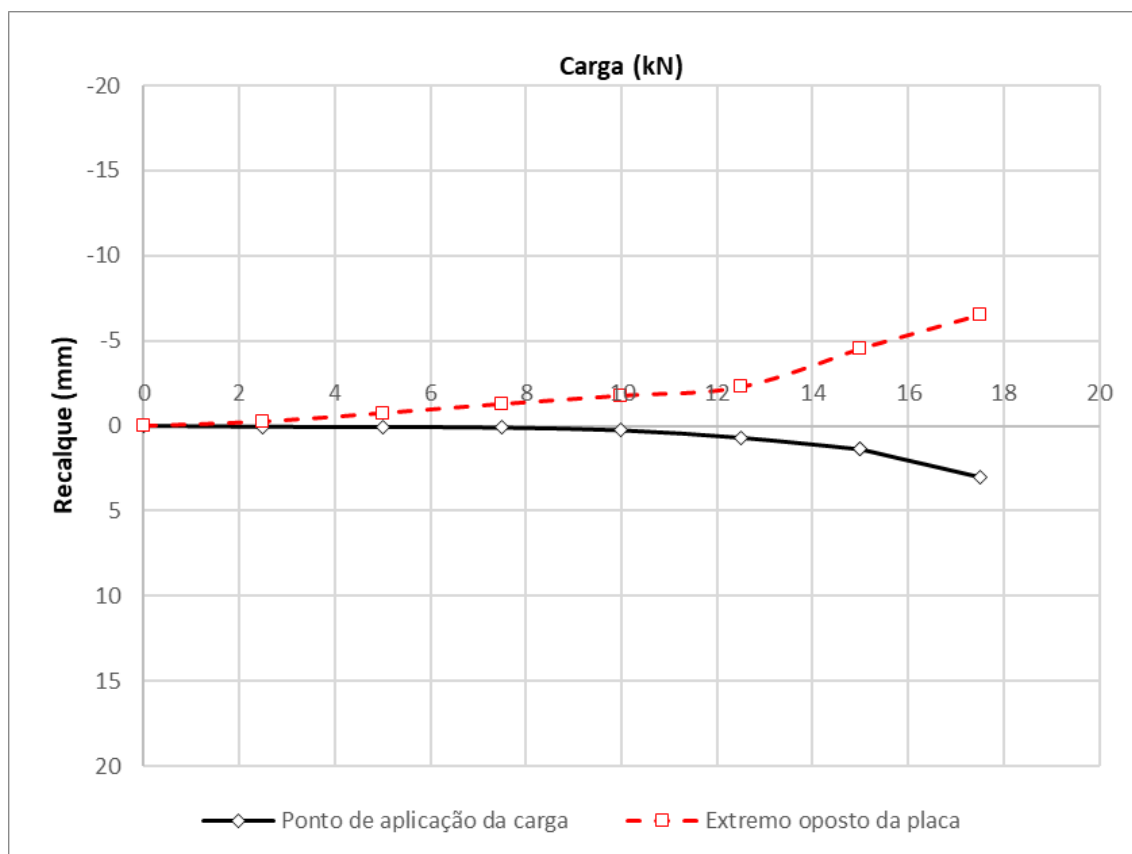


Figura 4.53: Camada Dr450Hr150 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

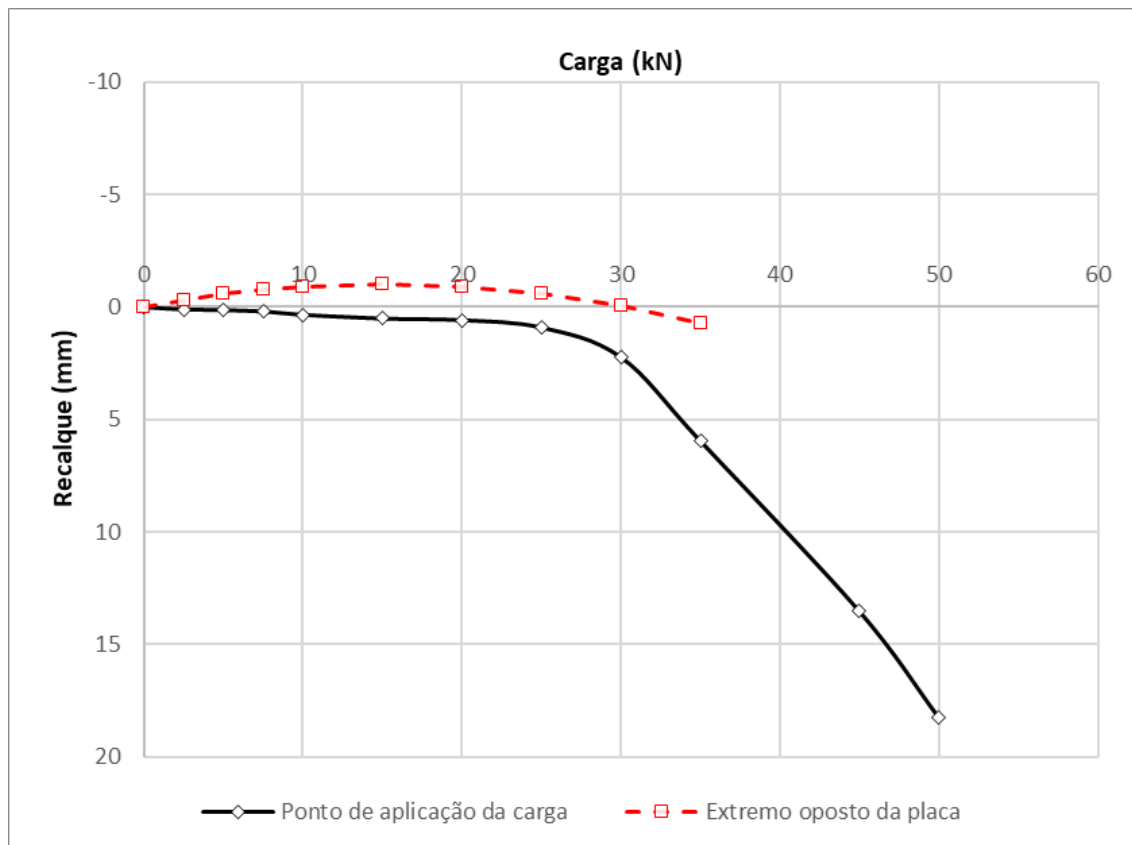


Figura 4.54: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

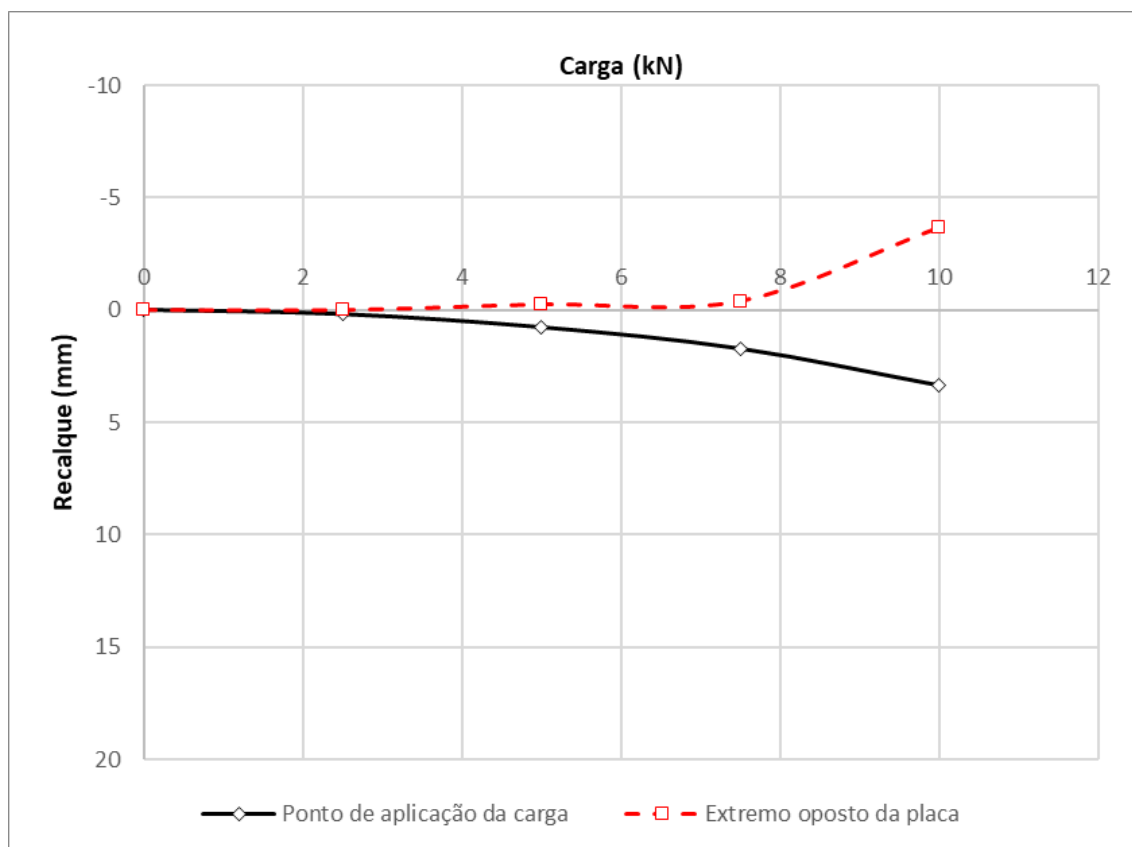


Figura 4.55: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

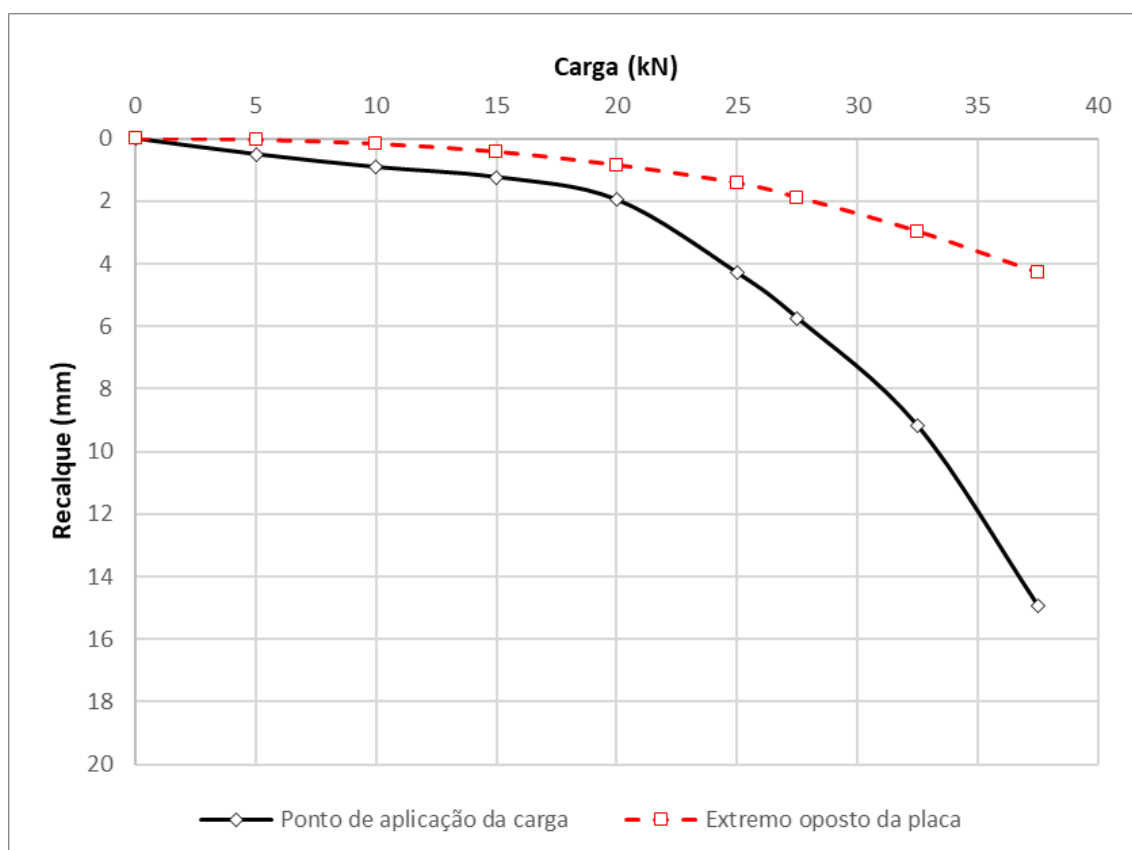


Figura 4.56: Camada Dr525Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

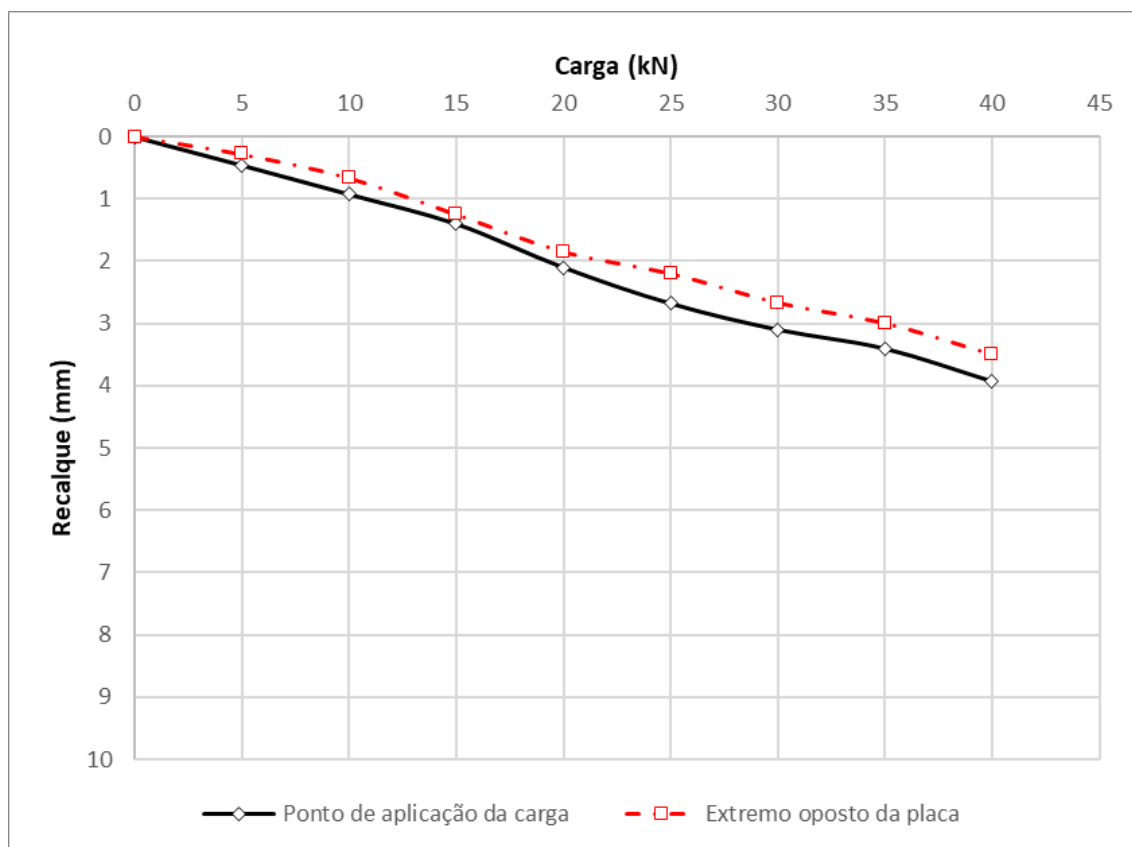


Figura 4.57: Camada Dr600Hr150 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

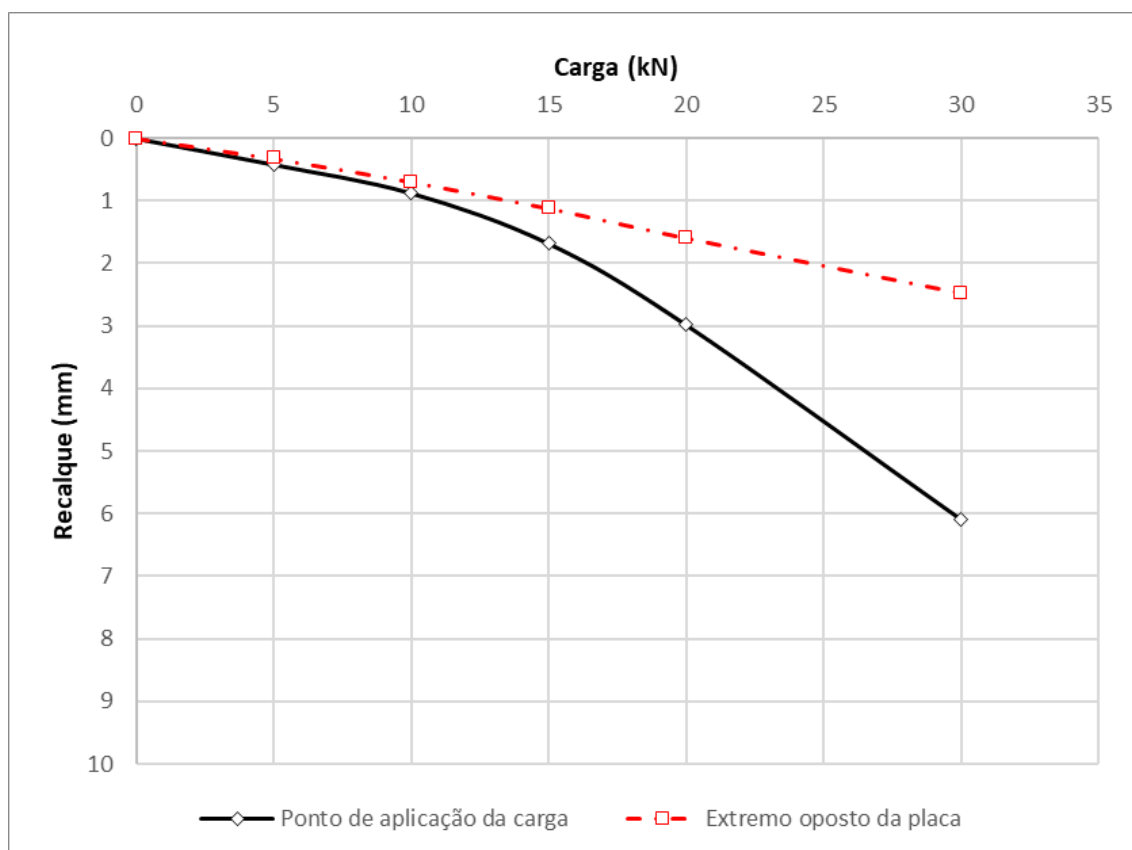


Figura 4.58: Camada Dr600Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

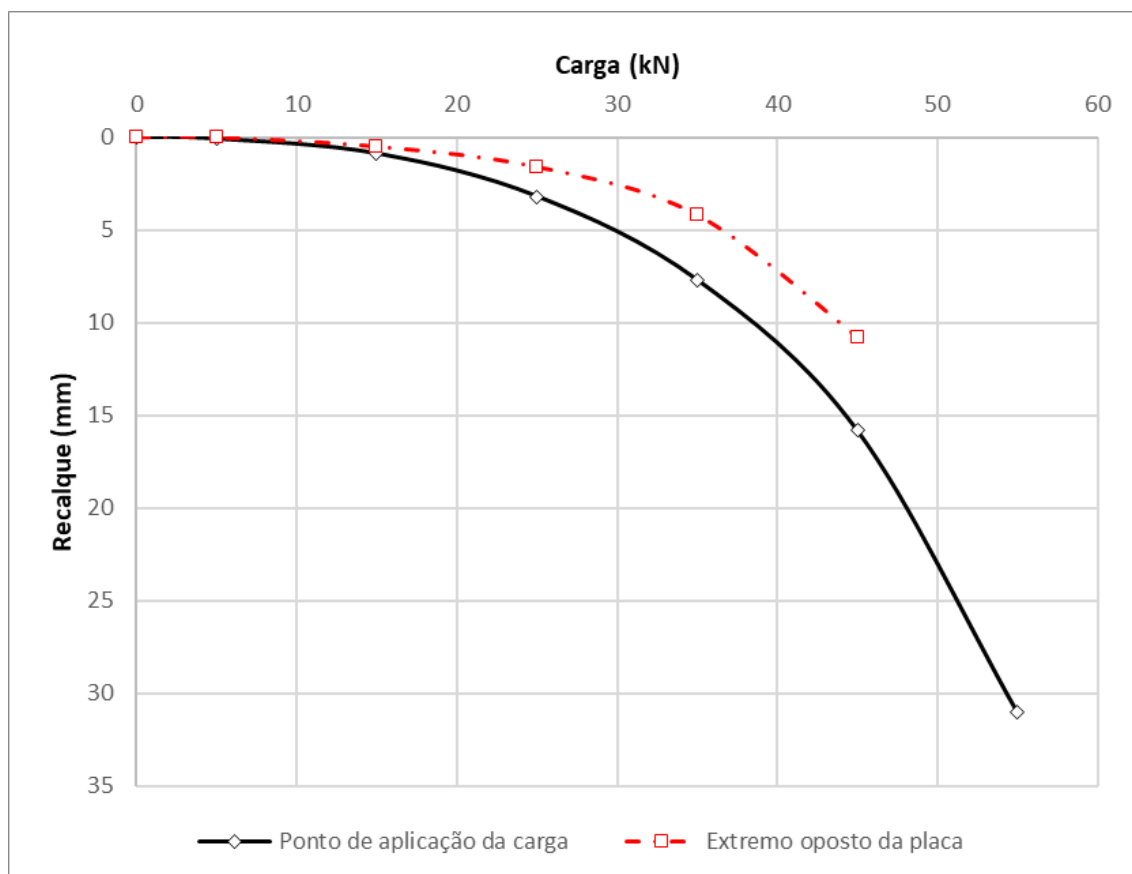


Figura 4.59: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

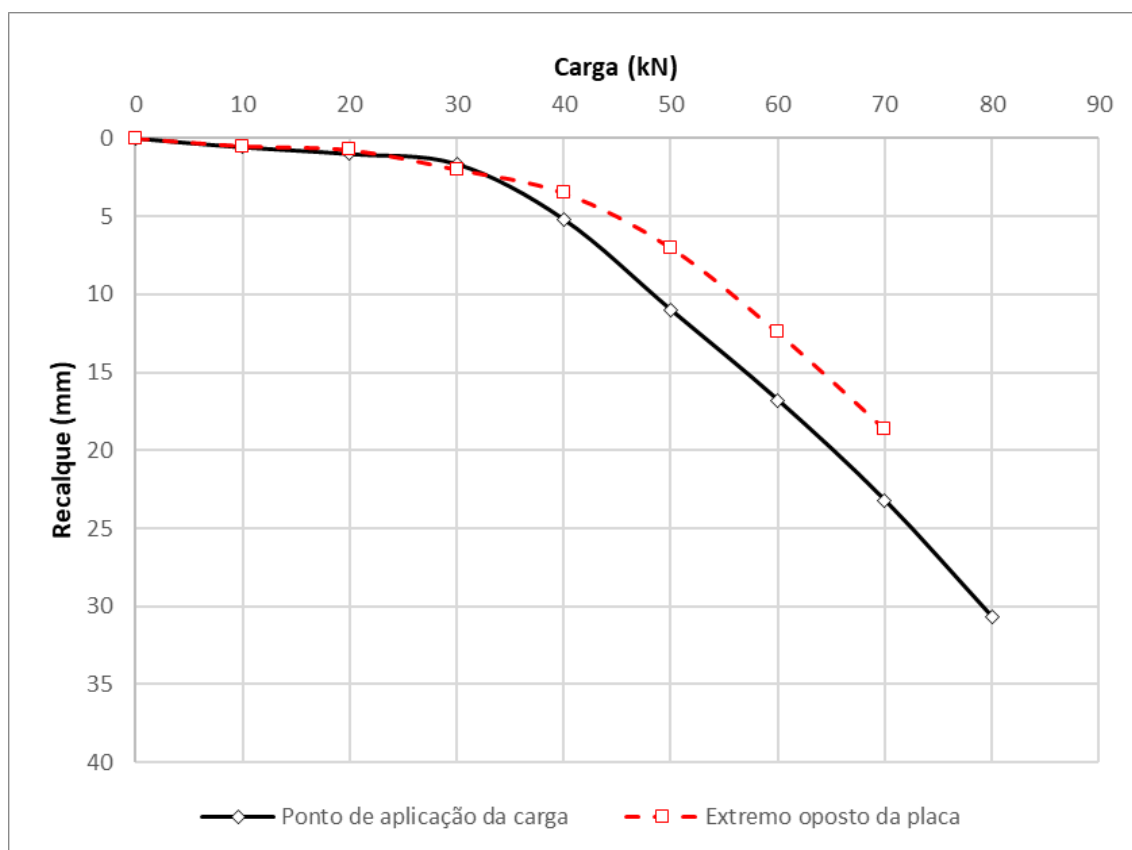


Figura 4.60: Camada Dr750Hr450 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

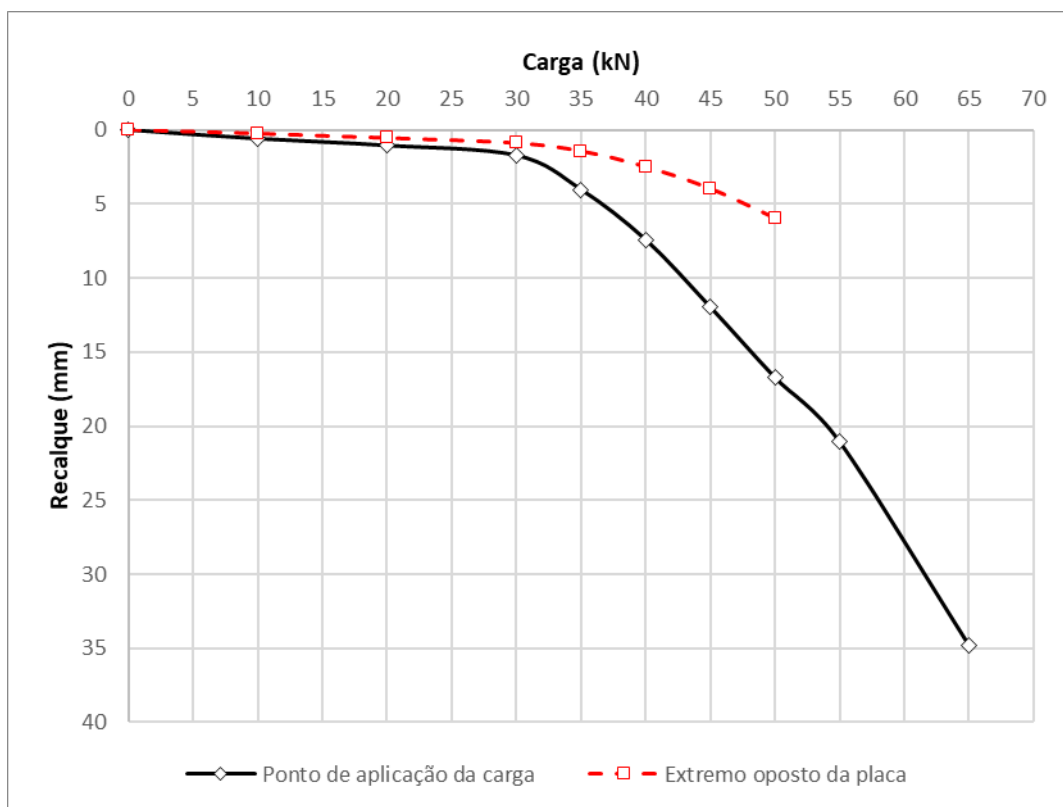


Figura 4.61: Camada Dr750Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

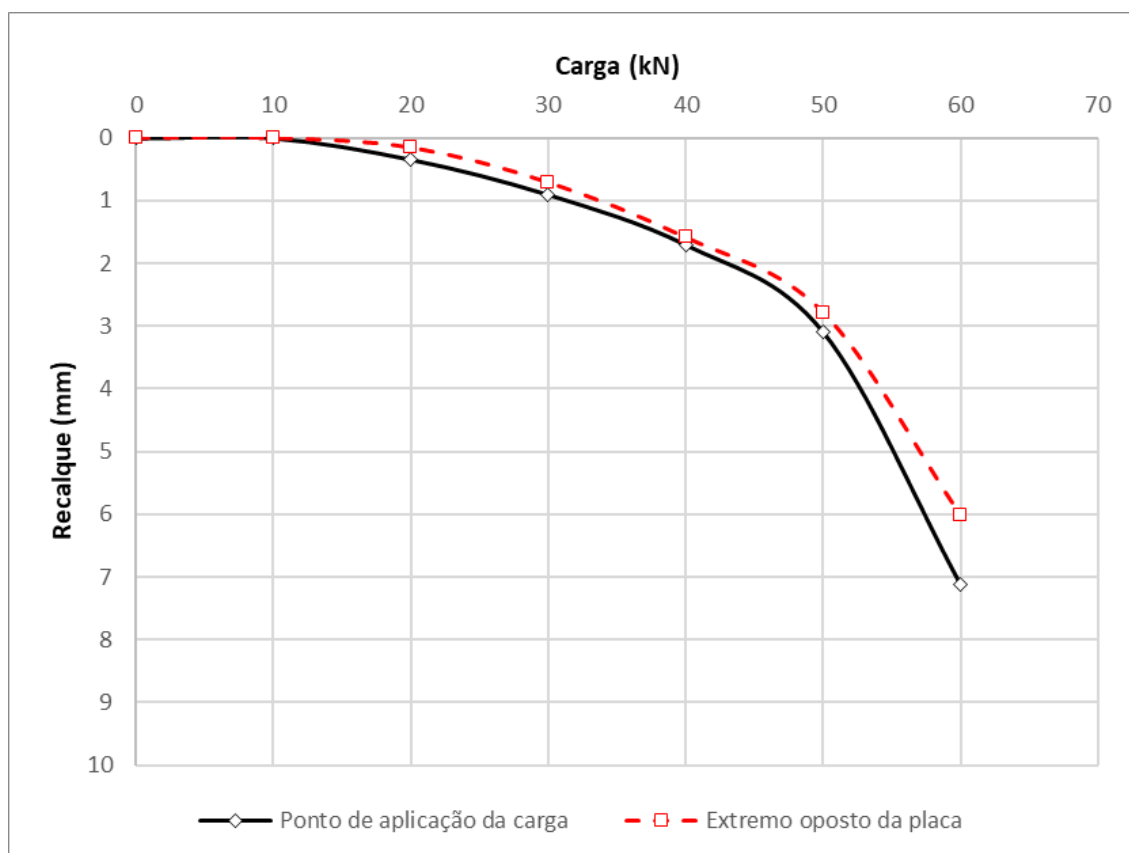


Figura 4.62: Camada Dr900Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

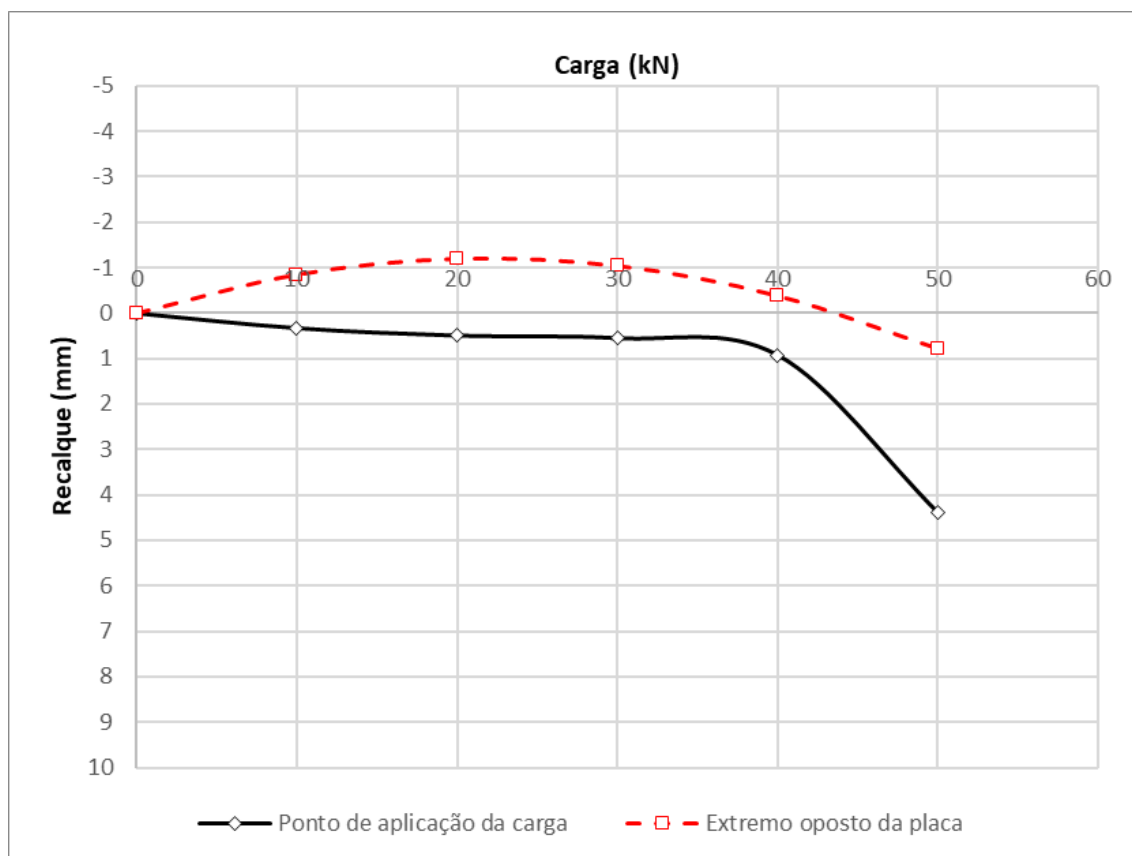


Figura 4.63: Camada Dr900Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

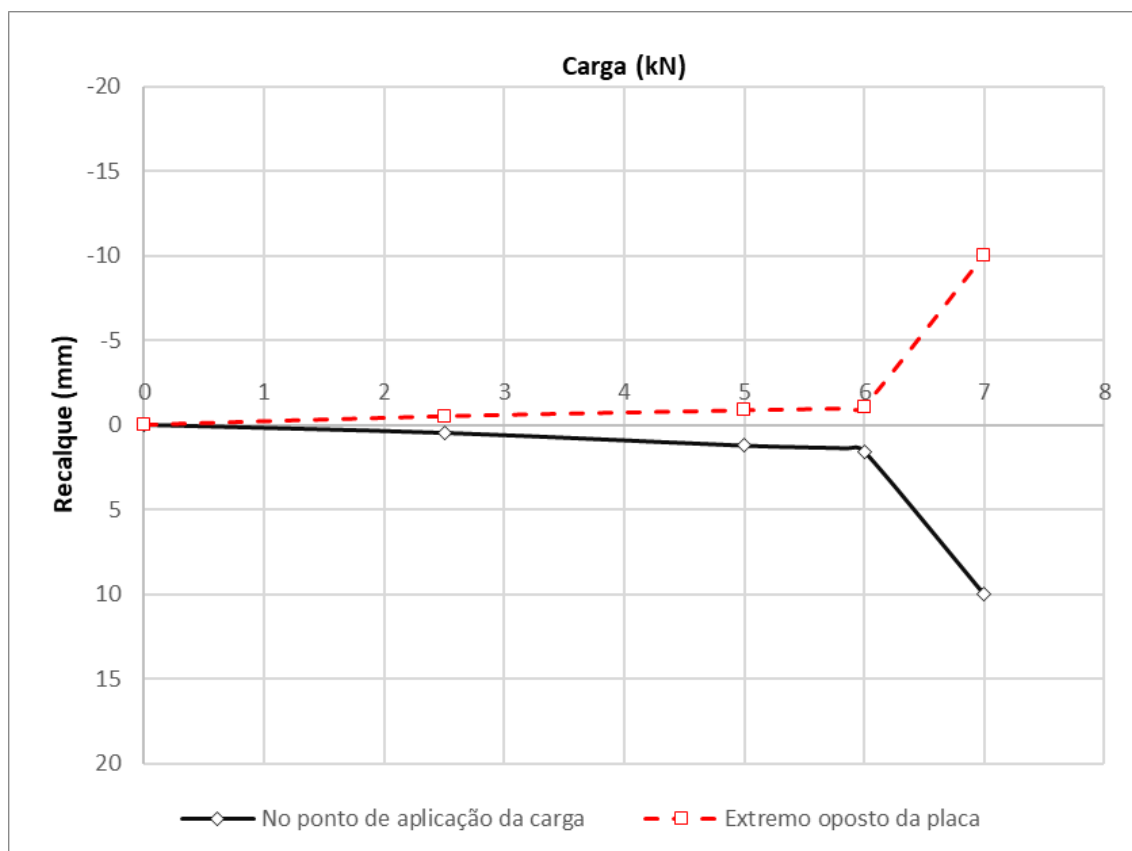


Figura 4.64: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

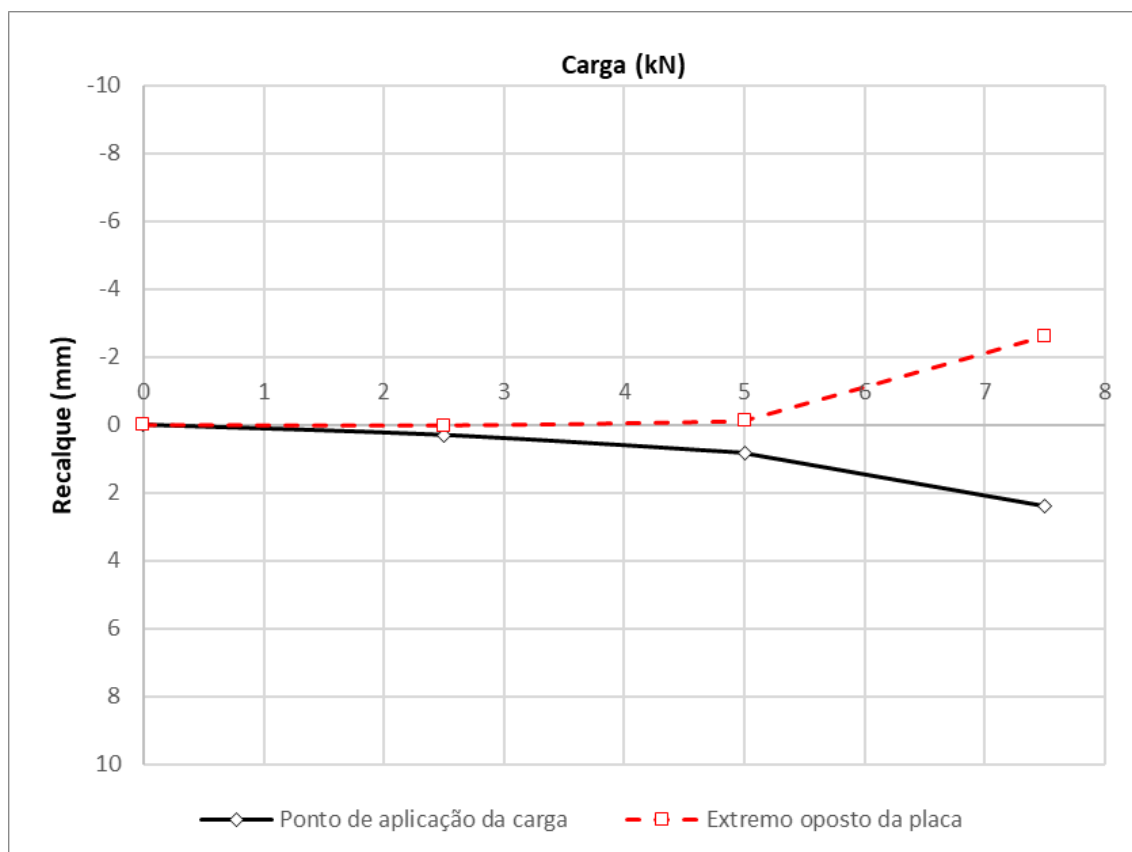


Figura 4.65: Camada Dr450Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

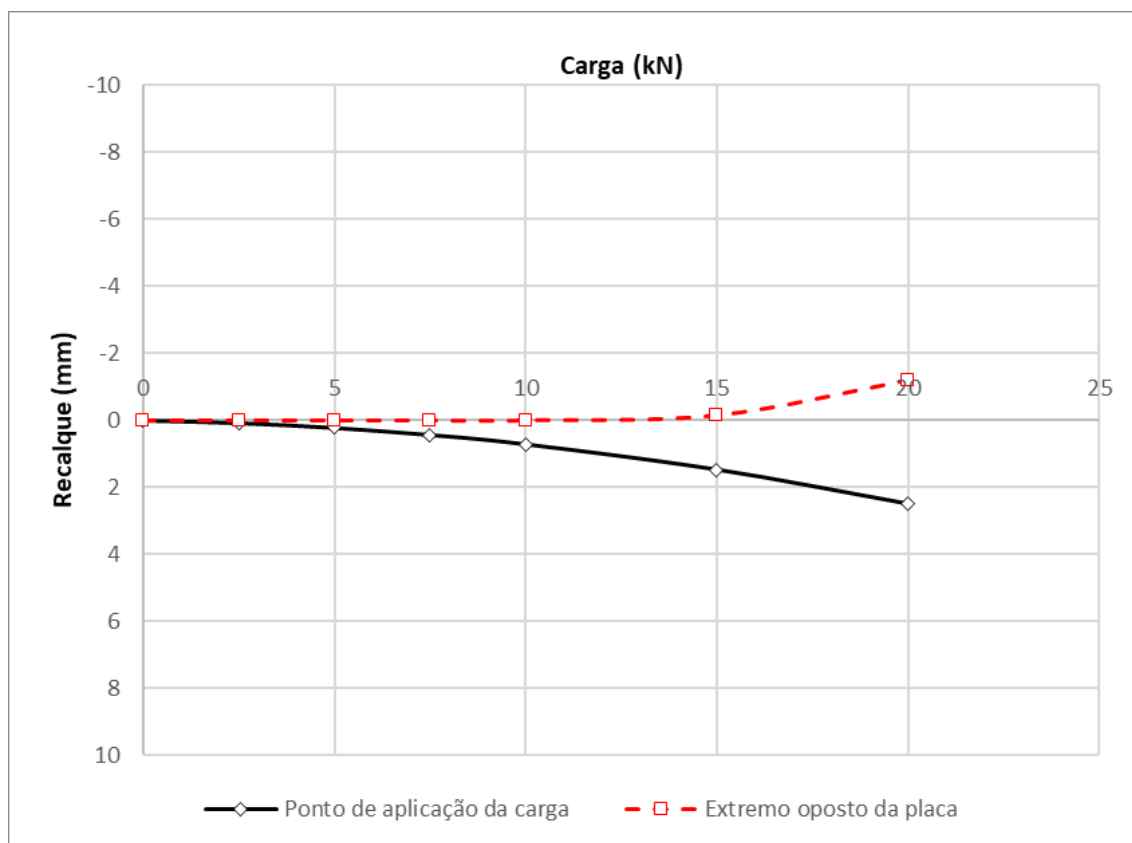


Figura 4.66: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

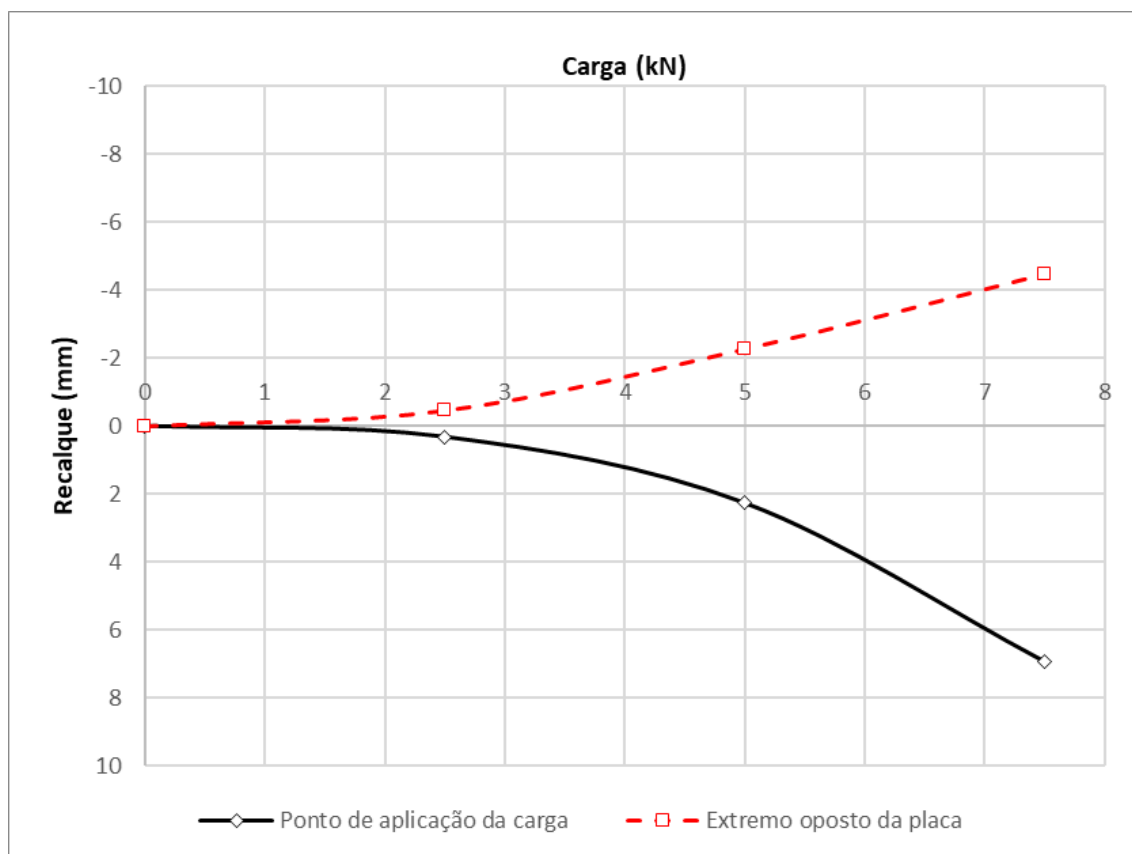


Figura 4.67: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{IV} = 26$

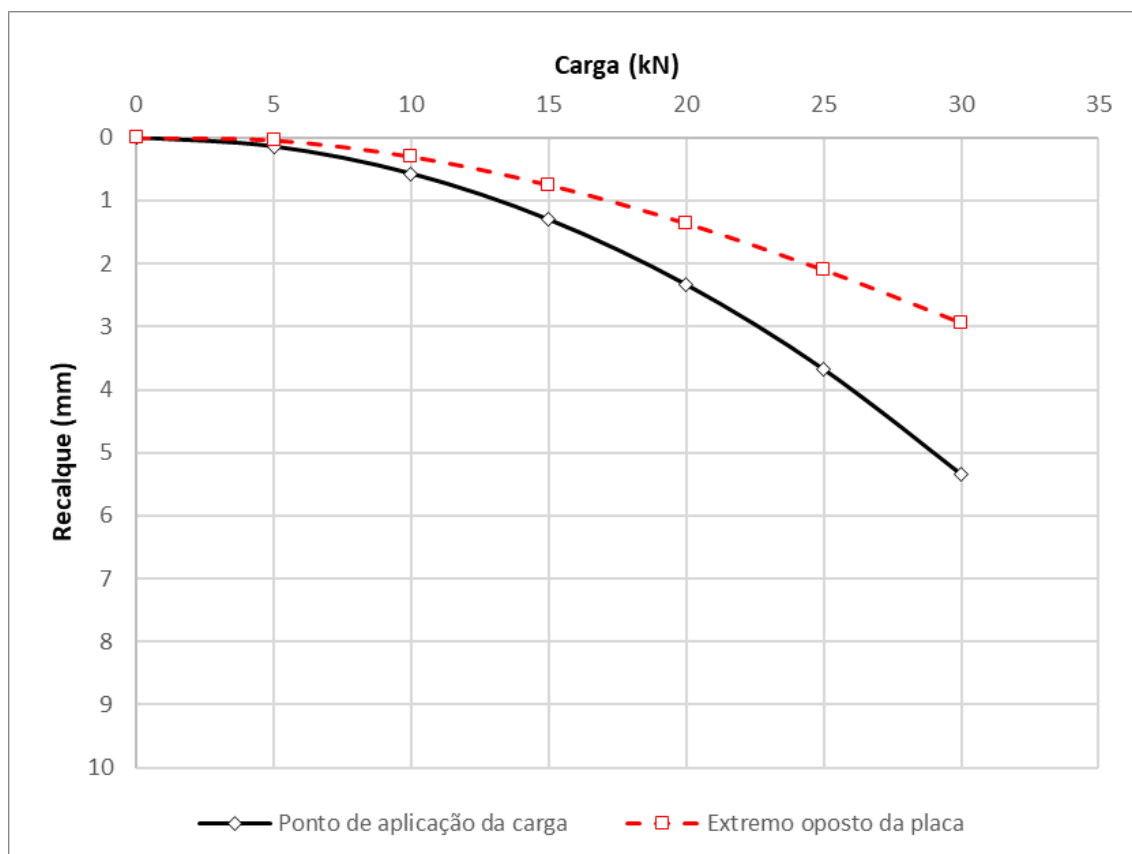


Figura 4.68: Camada Dr600Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{IV} = 26$

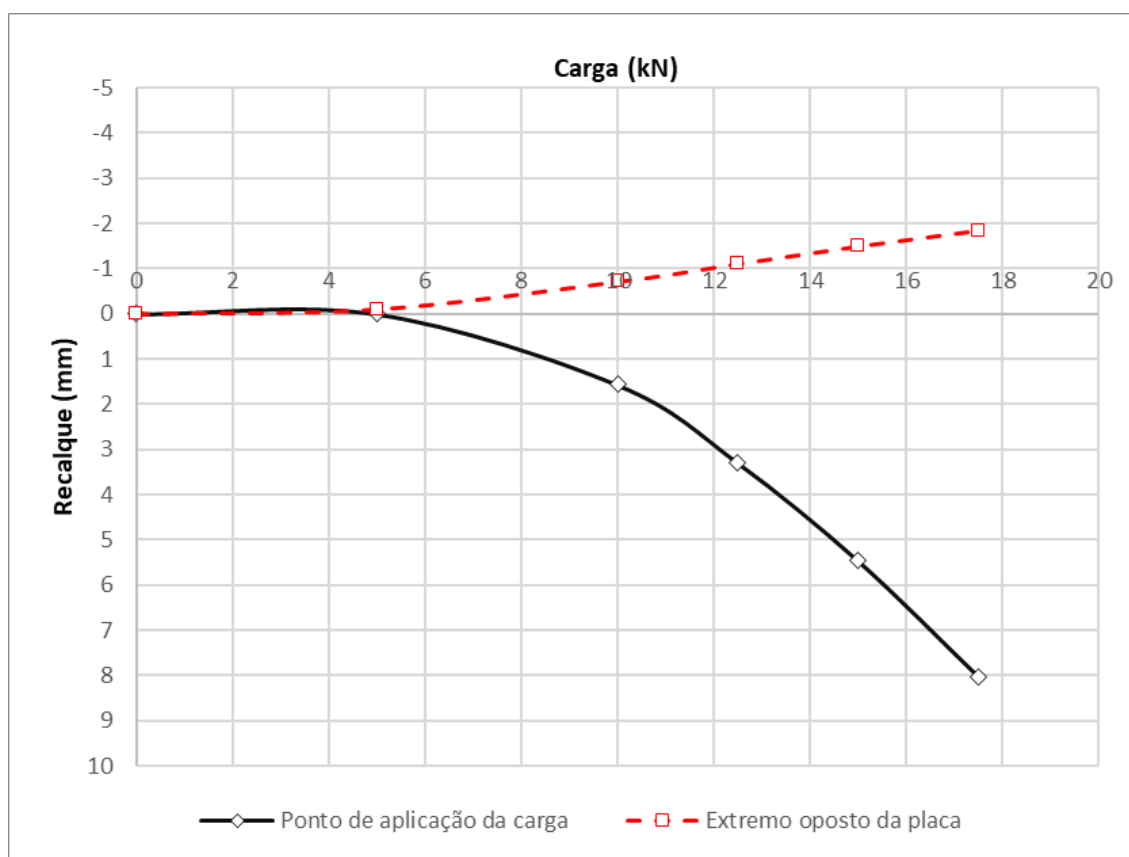


Figura 4.69: Camada Dr600Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

Conforme compilado na Tabela 4.3 e ilustrado nos gráficos acima, a tendência de giro foi observada nas placas ensaiadas com maiores excentricidades de aplicação da carga ($e = D/4$ e $D/2$) e em camadas com menores dimensões ($Hr/D \leq 1,0$ e $Tr/Hr \leq 0,50$). A Figura 4.70 ilustra a aparência pós ruptura das camadas nas quais foi observado o giro da placa. Pode ser observado que as camadas apresentam ruptura do reforço em uma superfície praticamente vertical e localizada abaixo do ponto de aplicação da carga e borda da placa. Não é observado o funcionamento da placa para dentro da camada cimentada e, muitas vezes, nem a marca da placa sobre a camada.

Dr375Hr150 (17) $e=7,5$ Dr450Hr150 (26) $e=7,5$ Dr450Hr300 (26) $e=7,5$ Dr450Hr300 (26) $e=15$

Figura 4.70: Exemplos de camadas nas quais houve giro da placa de aço

O giro é iniciado devido à grande excentricidade e falta de aderência entre a placa e a camada (Figura 4.71a) ou também devido ao surgimento de uma fissura ocasionada pela concentração de tensões no ponto de aplicação da carga e borda da placa (Figura 4.71b). Na Figura 4.71(c) verifica-se a inclinação da placa acima da cota original da camada, causando uma separação entre os pontos centrais (da camada e da placa) e os extremos opostos de aplicação da carga (da camada e da placa). À medida que a fissura aumenta, ocorre o descalçamento da parte frontal da camada, permitindo o livre giro da placa. Por vezes, com a grande inclinação da placa e devido a existência de uma rótula na base de aplicação da carga, todo o sistema desmoronava, como ilustrado na Figura 4.71(d).



Figura 4.71: Ilustração da forma de ocorrência do giro da placa de aço

Conforme aumentam as dimensões das camadas de reforço, a tendência de giro dá lugar à inclinação da placa de aço. Essa mudança de comportamento está descrita na Tabela 4.3 e ilustrada na Figura 4.72. As curvas carga (Q) versus recalque (δ) para este caso apresentam apenas recalques positivos, com maior magnitude apresentada pelo medidor posicionado no local de aplicação da carga (posição 1) e menor magnitude no extremo oposto da placa de aço (posição 6). A razão entre a diferença de leituras dos medidores (1 e 6) e a distância entre eles permite calcular a inclinação sofrida pela placa.

Sobre a inclinação calculada, é preciso destacar que se refere ao último ponto em que há contato dos dois medidores com a placa e, pode não representar fielmente o momento de ruptura. Dessa forma, as inclinações apresentadas na Tabela 4.3 servem apenas para dar uma noção de magnitude.

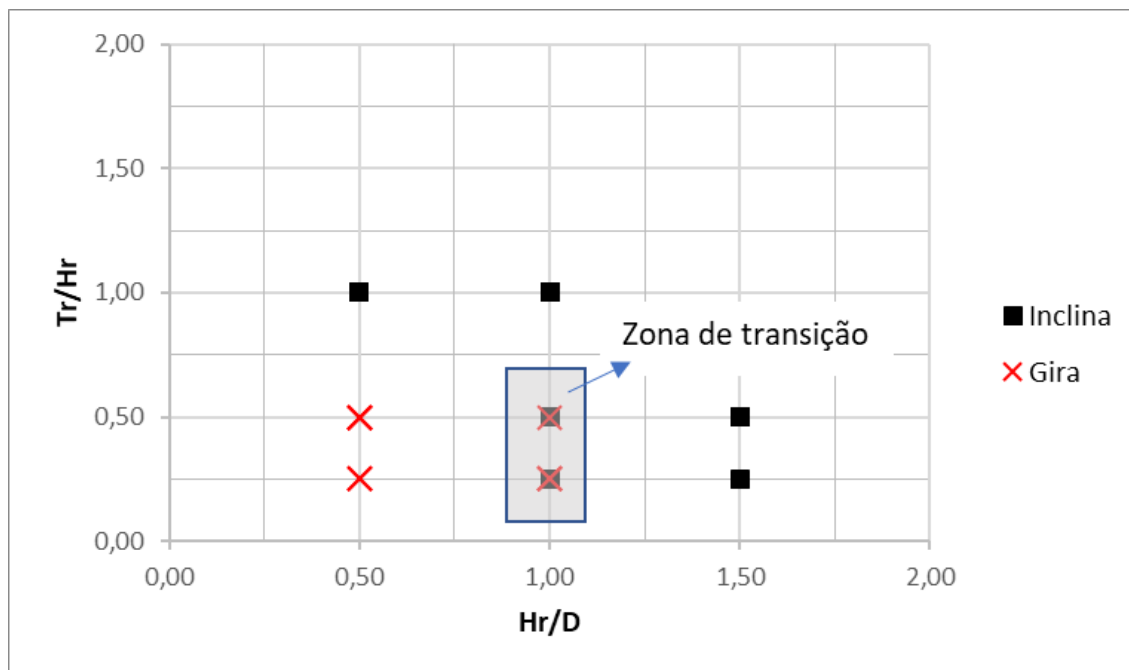


Figura 4.72: Representação esquemática do comportamento da placa de aço sobre as camadas cimentadas

Em destaque na Figura 4.72 está a região de $Hr/D = 1$ e $Tr/Hr \leq 0,5$ que apresenta ambos os comportamentos. Nestes casos observa-se a influência combinada da excentricidade (e) e da resistência do reforço (η/C_{iv}).

As placas carregadas em excentricidades maiores ($e = D/2$) apresentaram giro sobre a camada de reforço (Figura 4.55 e Figura 4.67), enquanto as placas carregadas em excentricidades menores ($e = D/8$) inclinaram (Figura 4.40 e Figura 4.49), independente da resistência do reforço.

Já para excentricidade intermediária ($e = D/4$), verifica-se que o reforço com menor resistência ($\eta/C_{iv} = 26$) está mais susceptível ao desenvolvimento e abertura de fissura no ponto de aplicação da carga / borda da placa, favorecendo o giro da placa de aço sobre a camada. Esta situação pode ser evidenciada nas curvas das Figura 4.54 e Figura 4.66.

Nos casos de inclinação da placa de aço, duas situações podem ser observadas: o puncionamento da placa para dentro da camada cimentada ou o a atuação conjunta da placa + camada, puncionando o solo de fundação. Como o solo de fundação apresenta rigidez significativamente menor do que a camada cimentada, conseqüentemente permitindo maiores deformações, são observadas maiores inclinações da placa de aço quando a ruptura se dá no solo, nestes ensaios tendo chegado na ordem de 5%. Já nos casos em que ocorre a ruptura da

camada de reforço (com a placa de aço sendo puncionada para dentro da camada cimentada), as inclinações evidenciadas foram menores do que 2,5%.

A Figura 4.73 ilustra os dois casos supracitados. Na Figura 4.73(a) a camada de reforço permanece íntegra e apresenta inclinação equivalente à da placa que repousava sobre ela. Já na Figura 4.73(b), percebe-se que a placa de aço deixou suas marcas e foi puncionada de forma inclinada para dentro da camada de reforço. É importante destacar que essa definição de como e onde ocorre a ruptura só pode ser definida através da análise global do comportamento de todos os medidores de deslocamento.



Figura 4.73: Exemplos de camadas nas quais houve inclinação da placa de aço (a) Dr750Hr450 (17) $e=3,75$ (b) Dr600Hr300 (17) $e=3,75$

4.1.5.2 Deslocamento dos pontos opostos ao carregamento

Através da observação do comportamento dos medidores posicionados nos extremos opostos da placa (posição 6) e da camada de reforço (posição 7), é possível confirmar se houve ou não separação entre elas. As curvas carga (Q) versus recalque (δ) dos dois medidores posicionados nos extremos opostos da placa e da camada estão apresentadas nas Figura 4.74 a Figura 4.92. O medidor posicionado extremidade oposta da placa, conforme já discutido no item 4.1.5.1 apresenta deslocamento para acima quando há a tendência de giro e para baixo quando ocorre inclinação da placa no sentido do carregamento.

O medidor posicionado na extremidade oposta da camada por vezes acompanha a mesma tendência de seu correspondente sobre a placa, indicando que placa e camada permanecem unidas e trabalhando em conjunto, ou ainda podem apresentar comportamento distinto. Na Tabela 4.3 também está resumido o comportamento evidenciado individualmente pelo medidor

localizado no extremo oposto da camada, que pode apresentar movimentação para cima, para baixo ou manter-se estável com deslocamentos insignificantes em torno de zero.

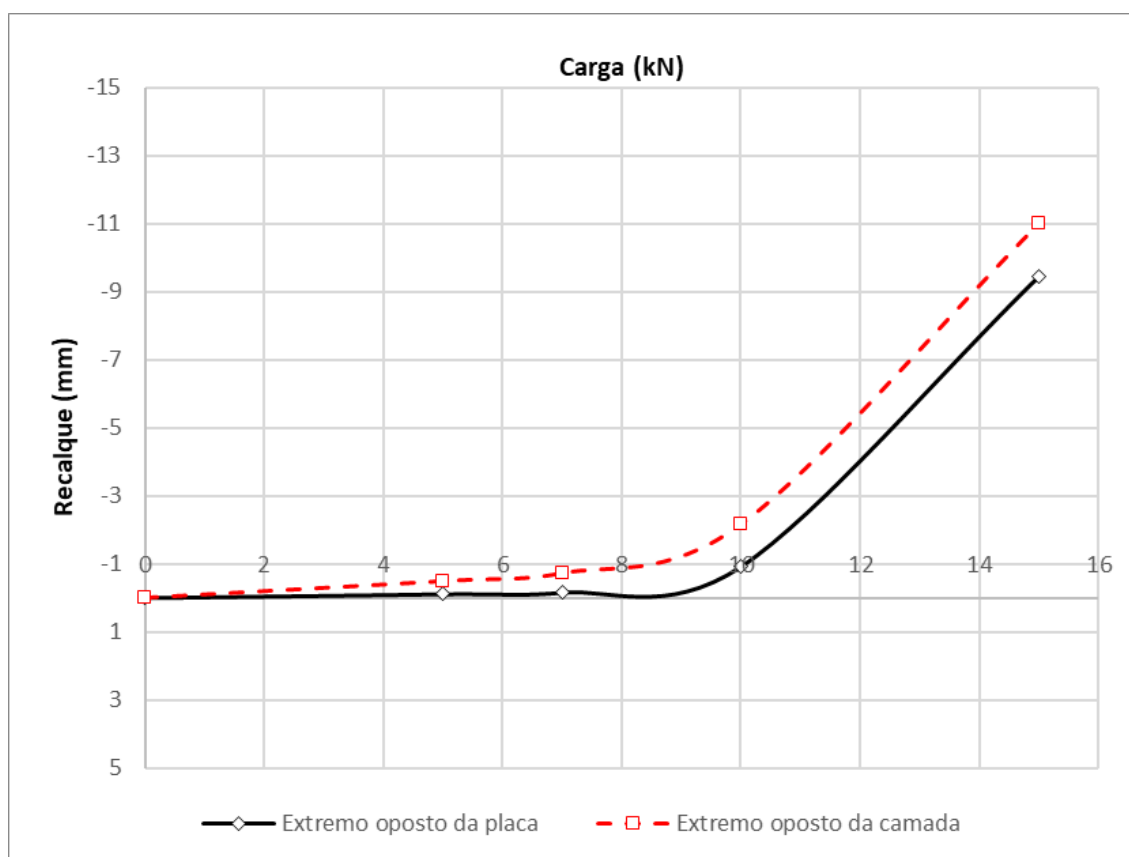


Figura 4.74: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

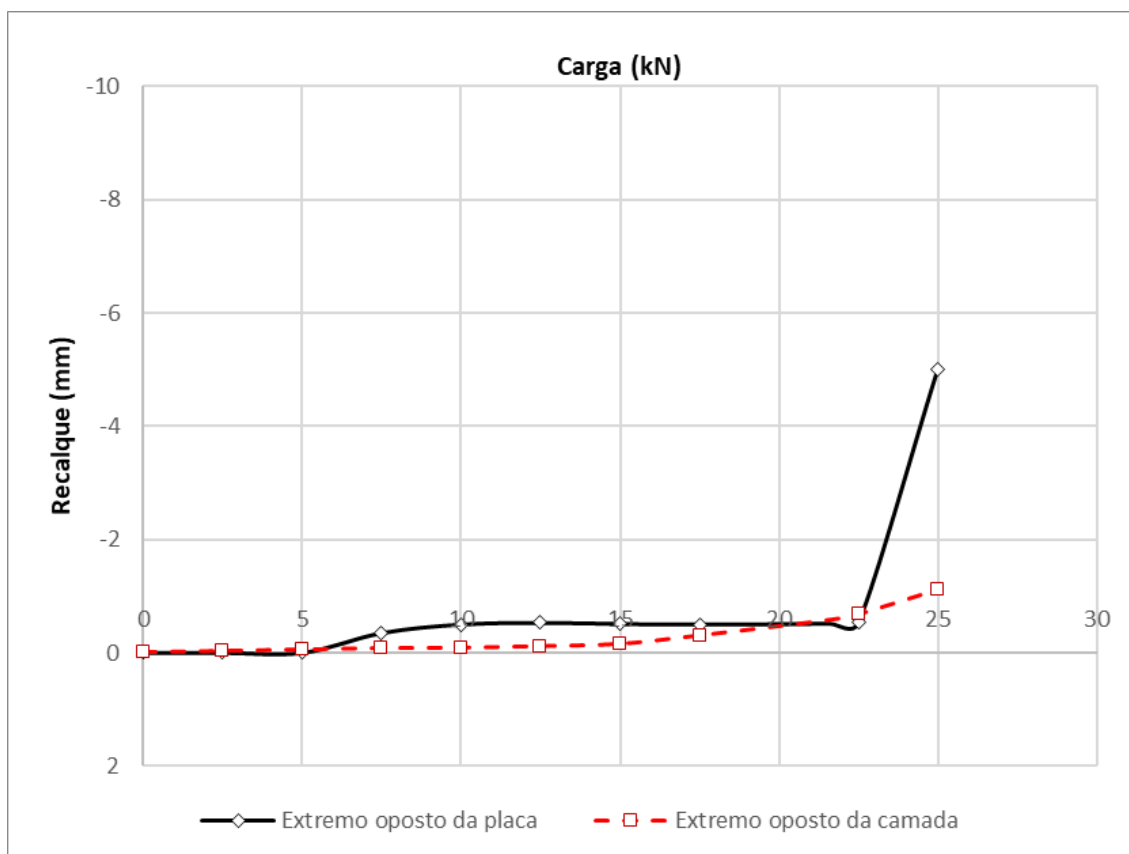


Figura 4.75: Camada Dr450Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

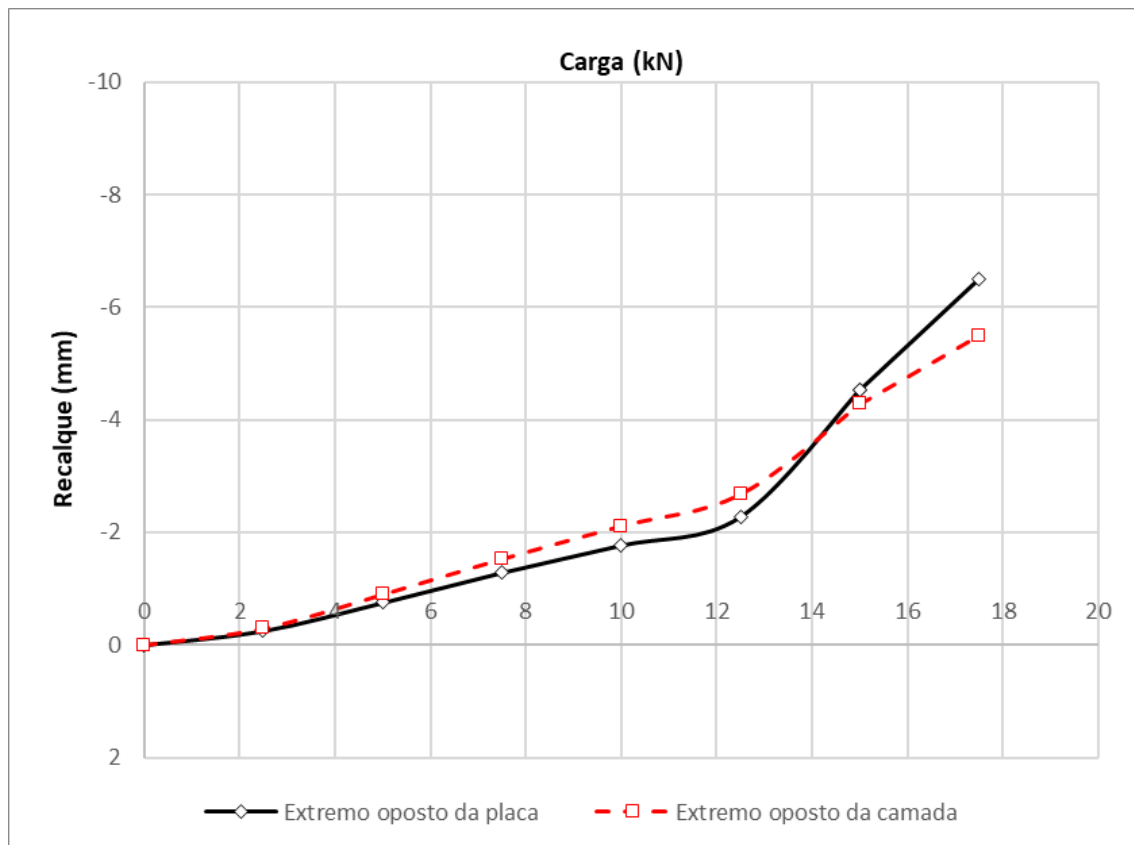


Figura 4.76: Camada Dr450Hr150 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

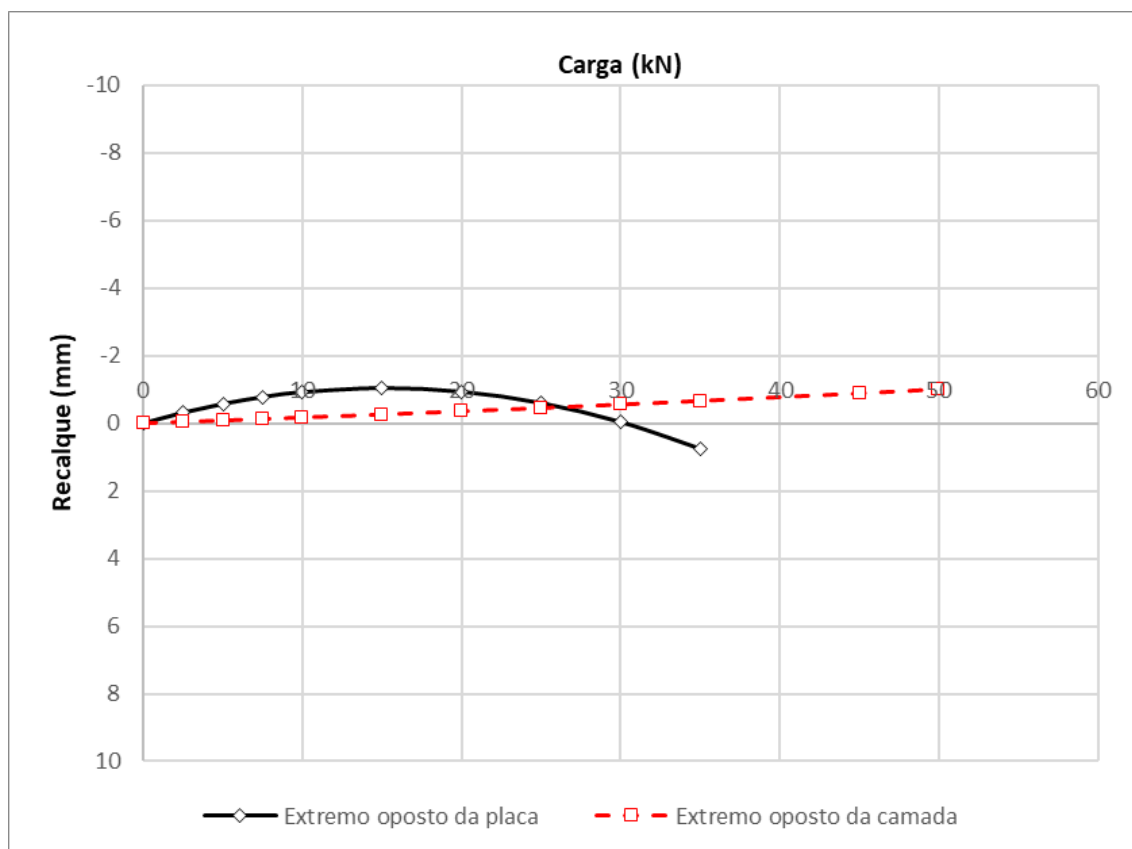


Figura 4.77: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

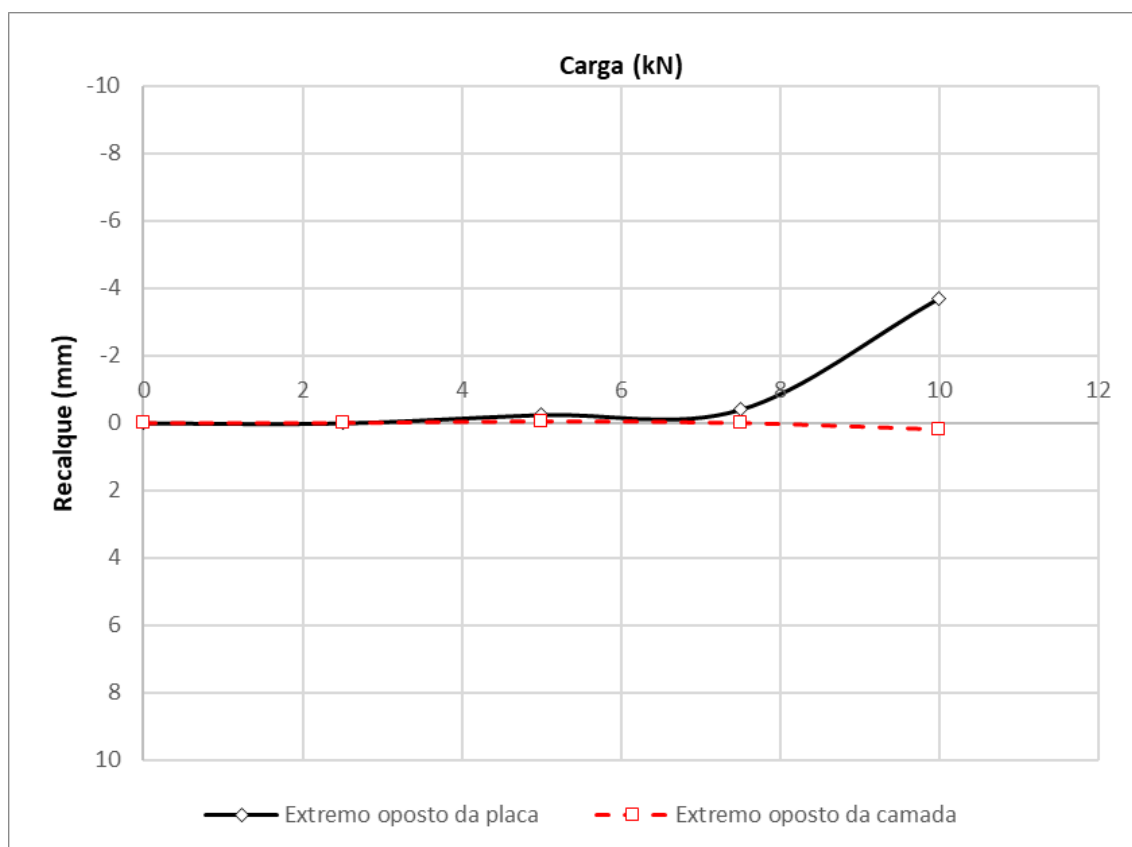


Figura 4.78: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

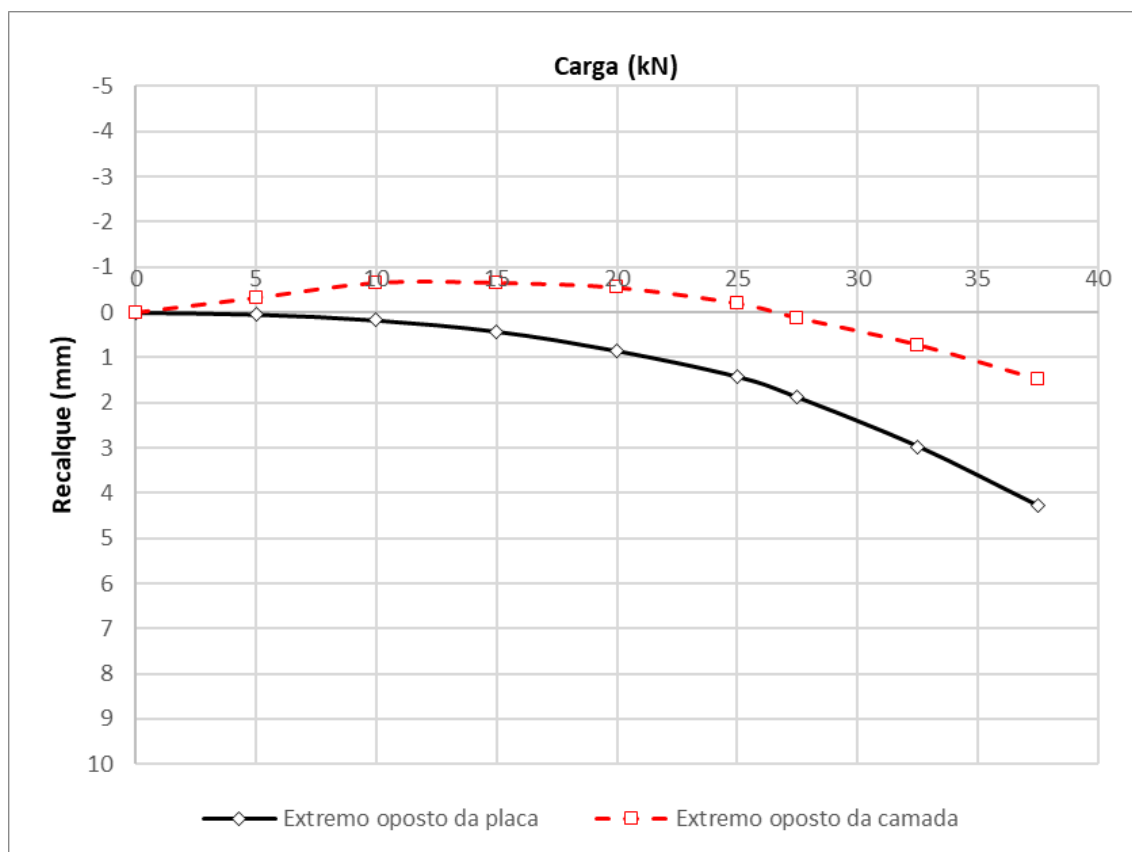


Figura 4.79: Camada Dr525Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

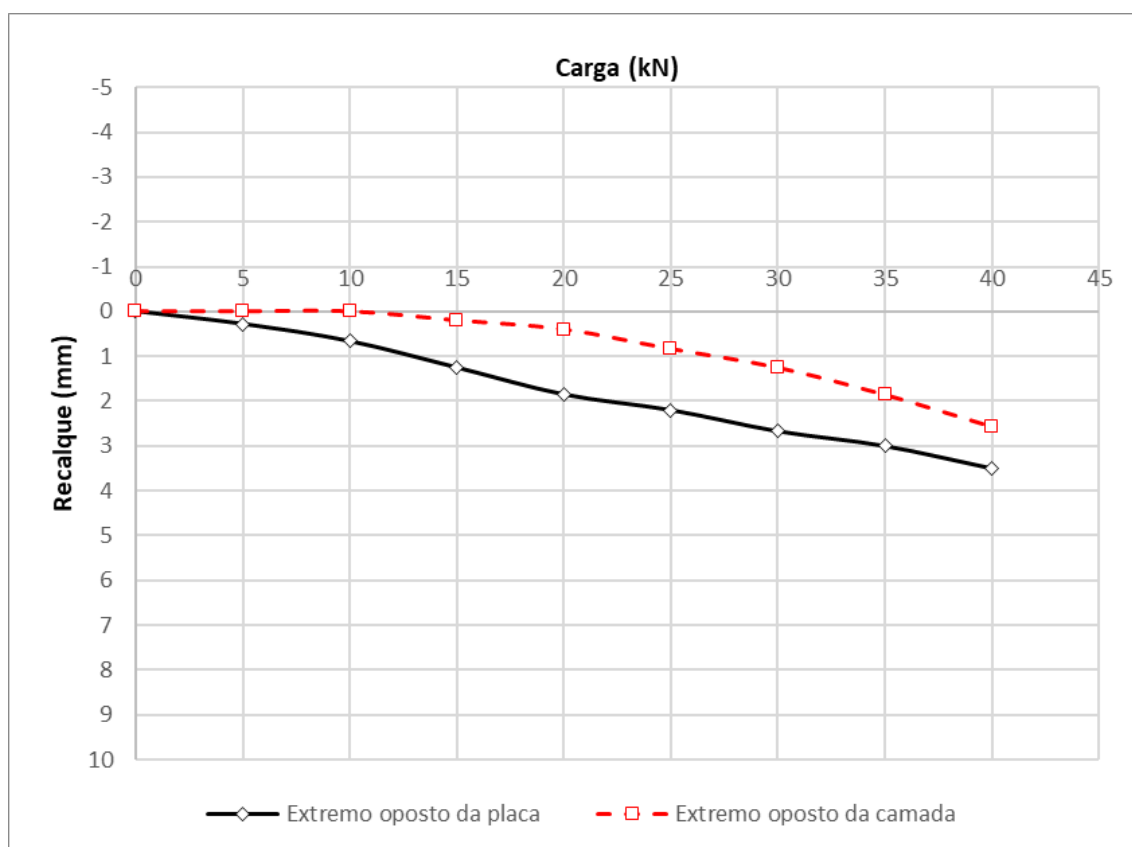


Figura 4.80: Camada Dr600Hr150 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

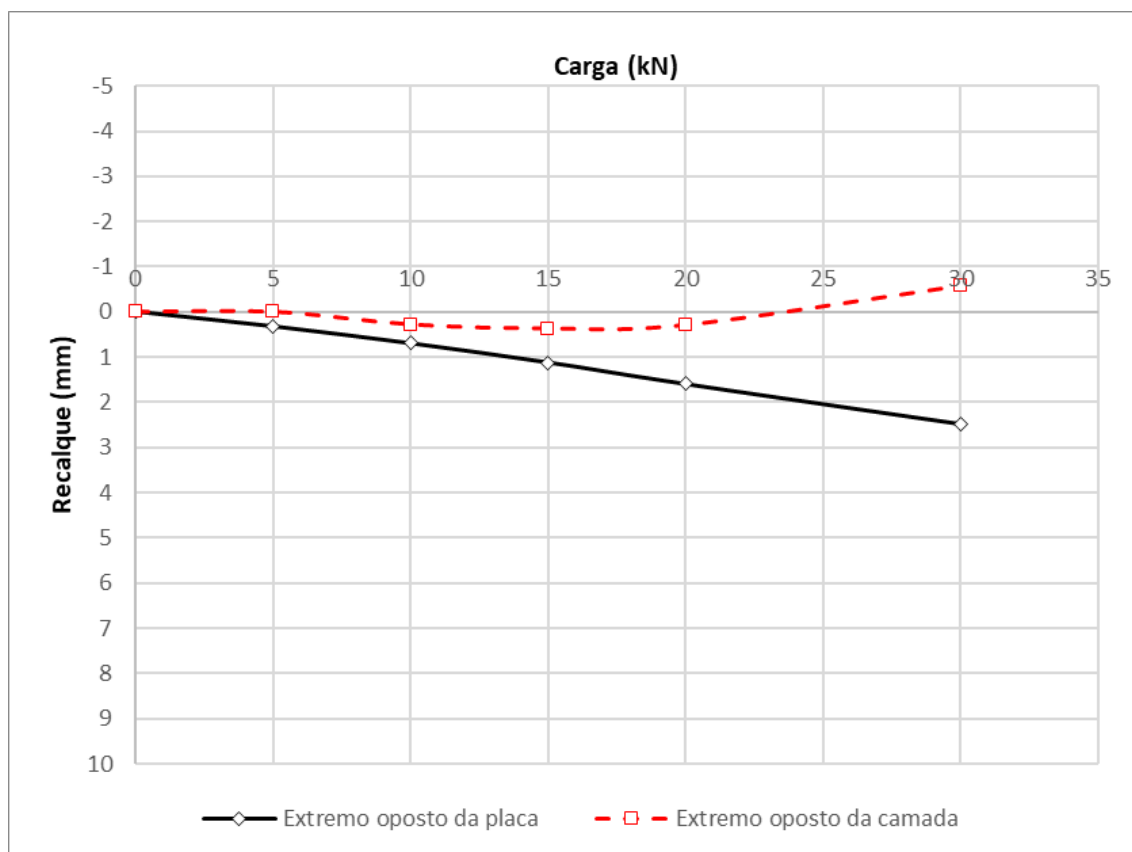


Figura 4.81: Camada Dr600Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

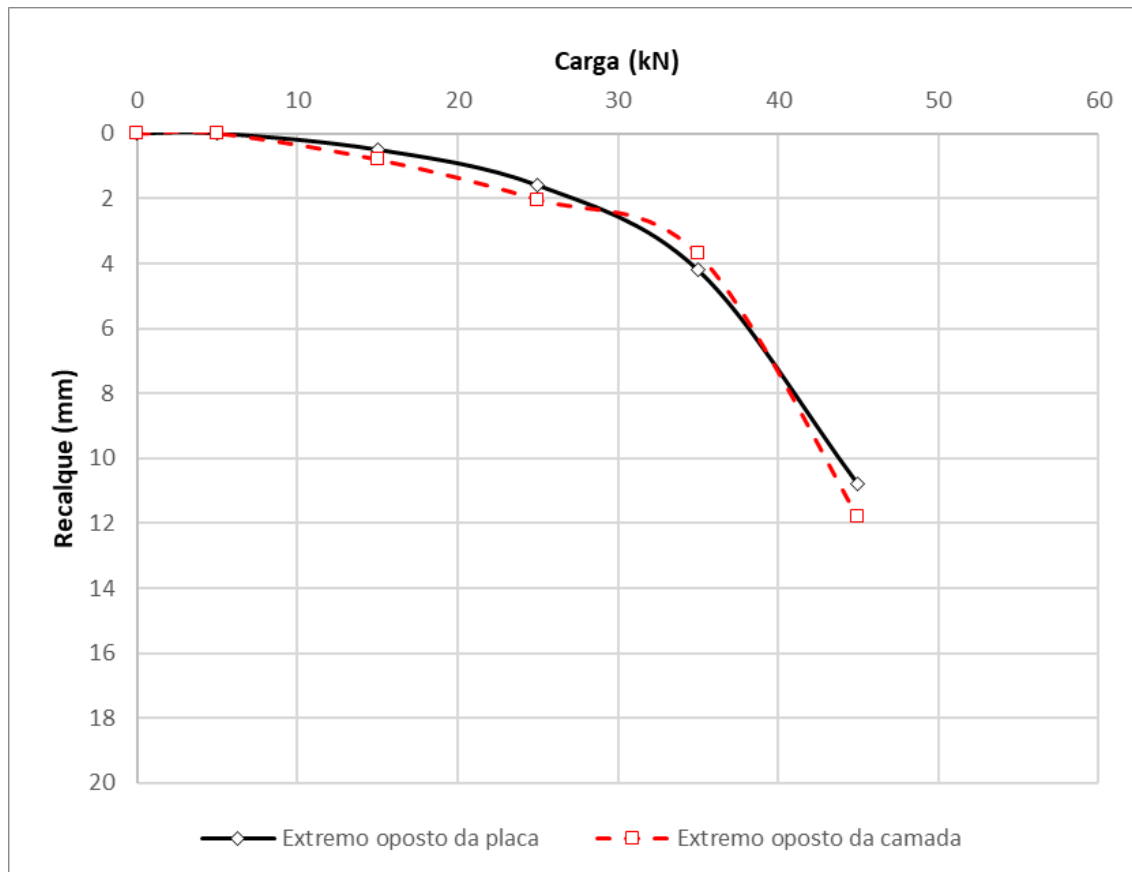


Figura 4.82: Camada Dr600Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

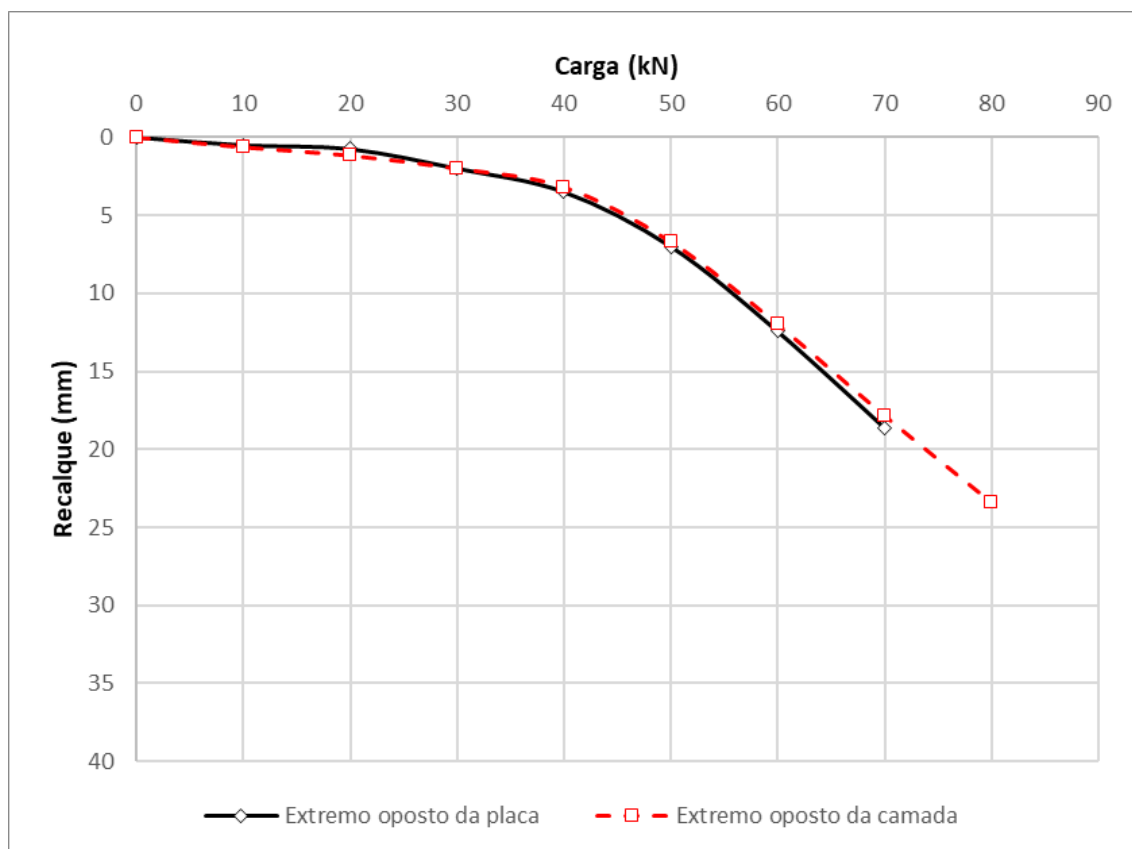


Figura 4.83: Camada Dr750Hr450 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

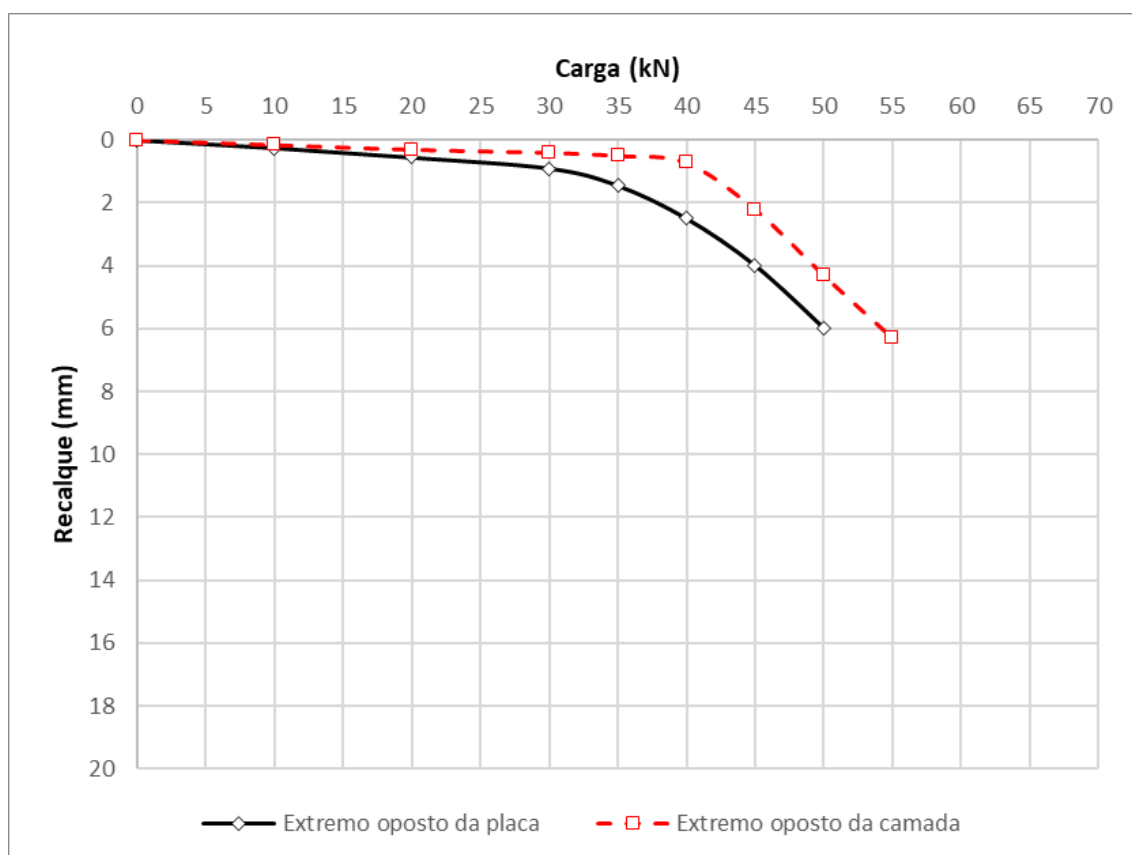


Figura 4.84: Camada Dr750Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

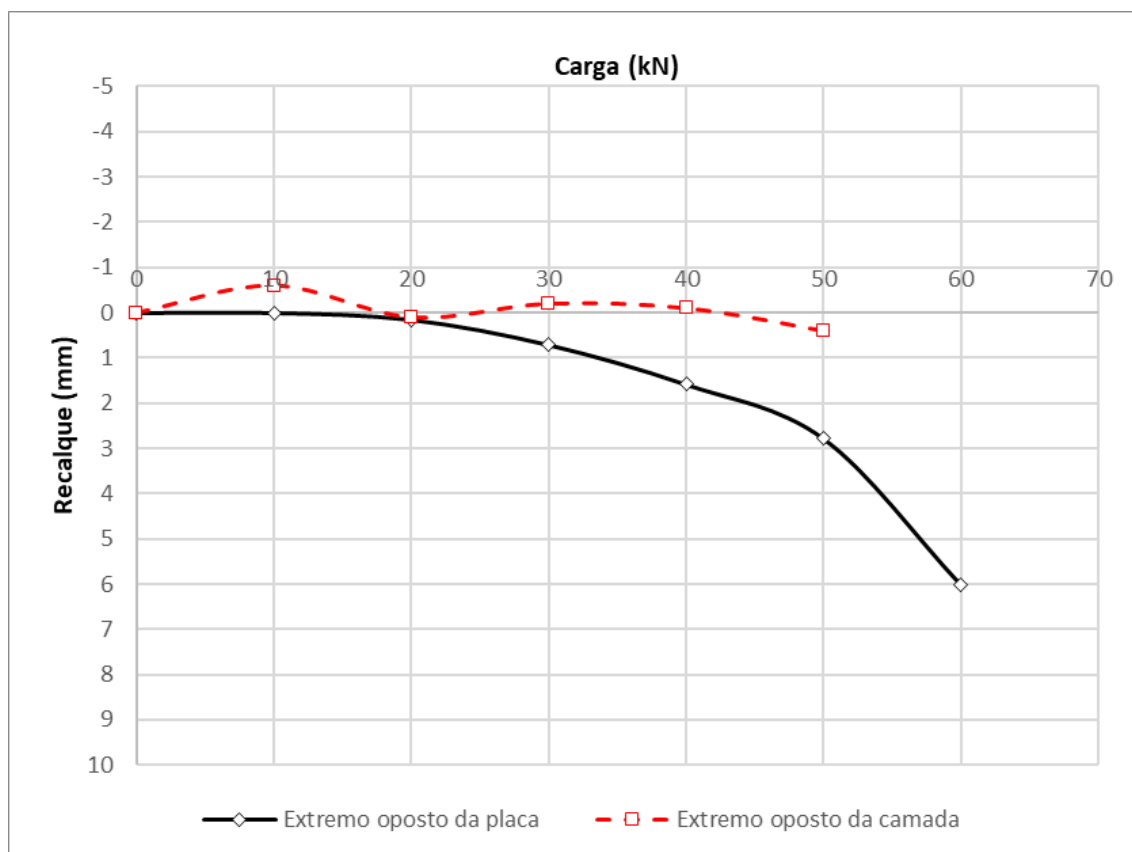


Figura 4.85: Camada Dr900Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

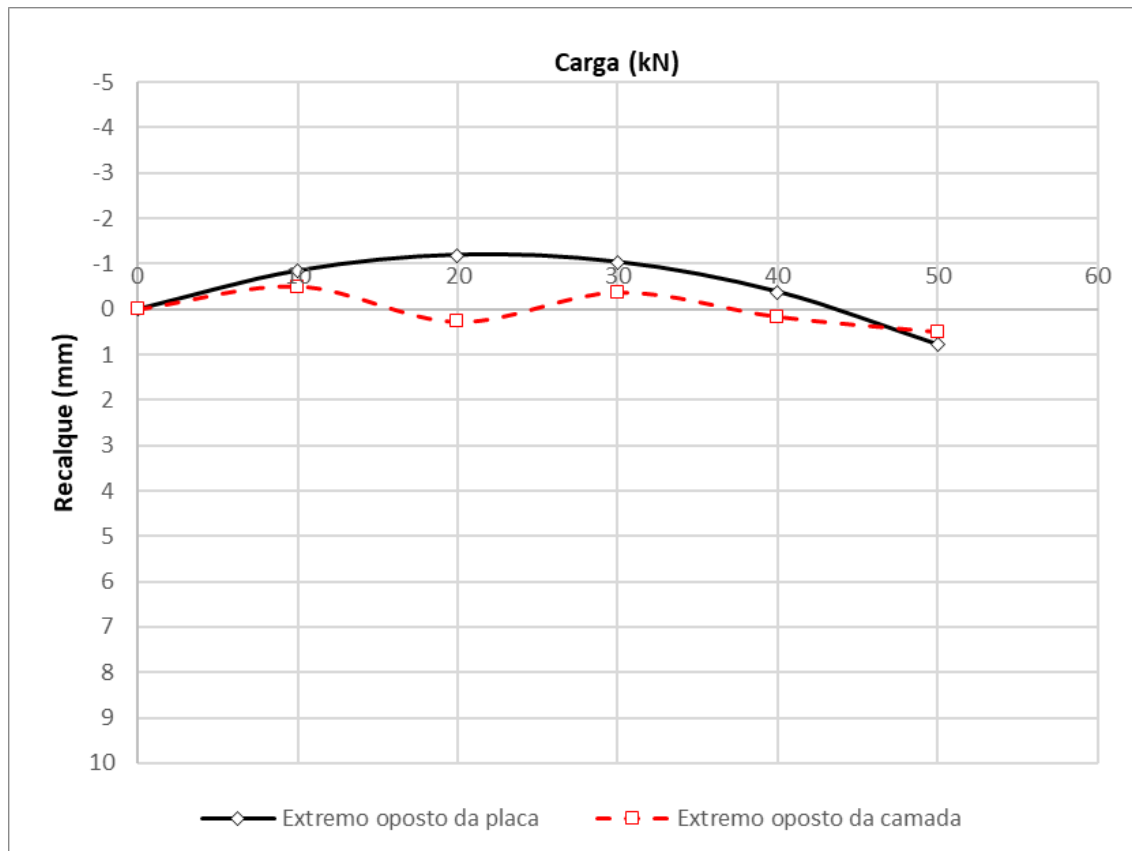


Figura 4.86: Camada Dr900Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

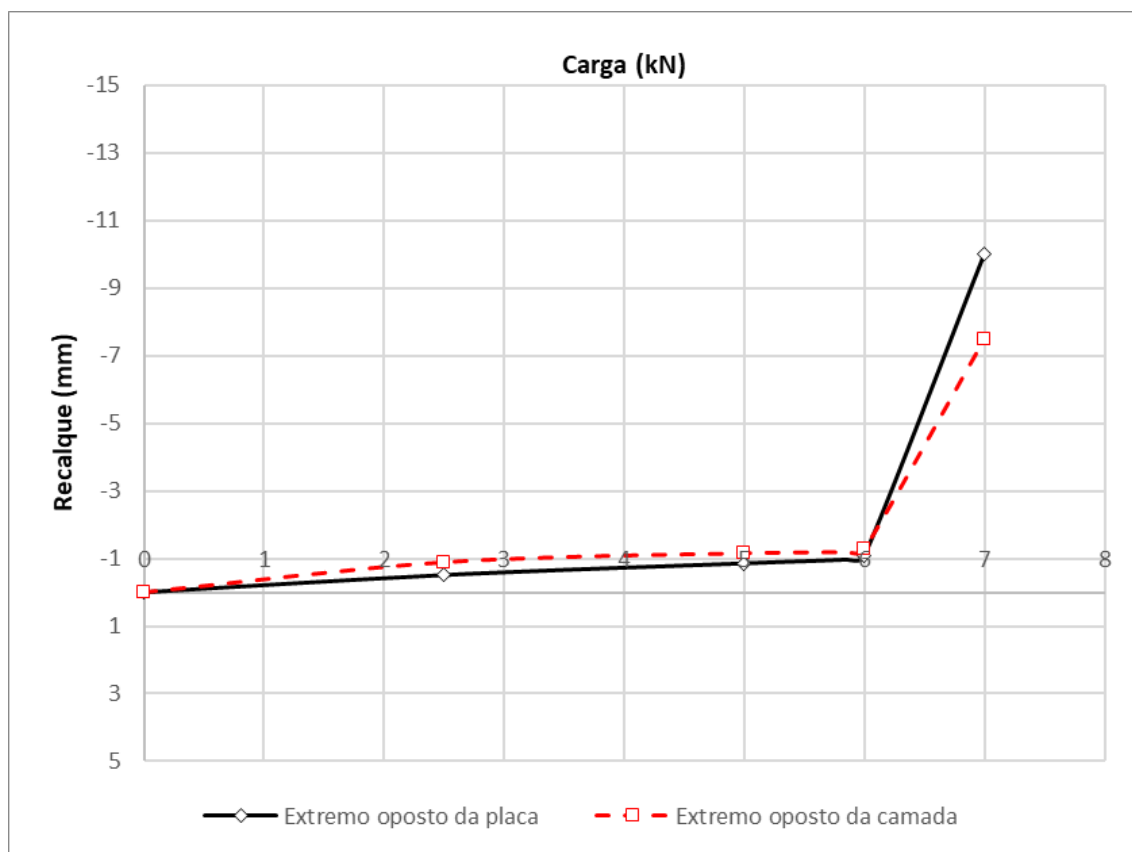


Figura 4.87: Camada Dr375Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

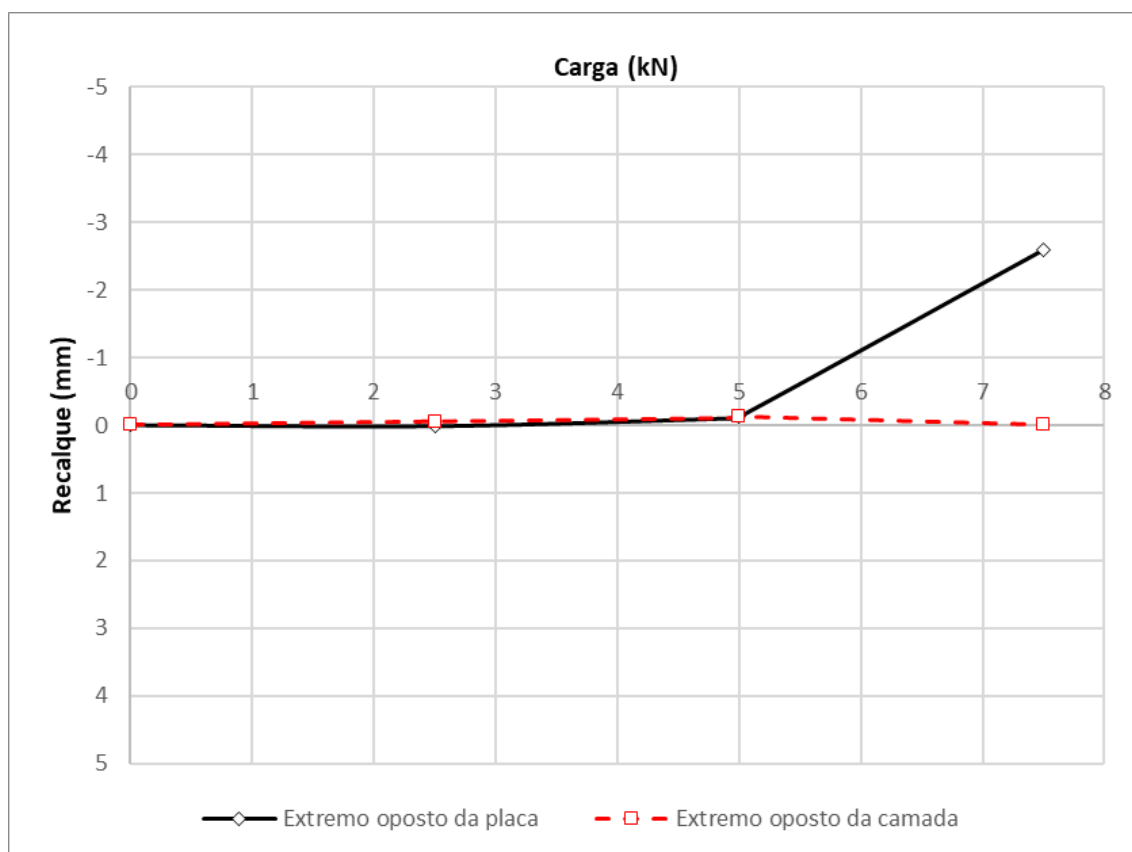


Figura 4.88: Camada Dr450Hr150 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

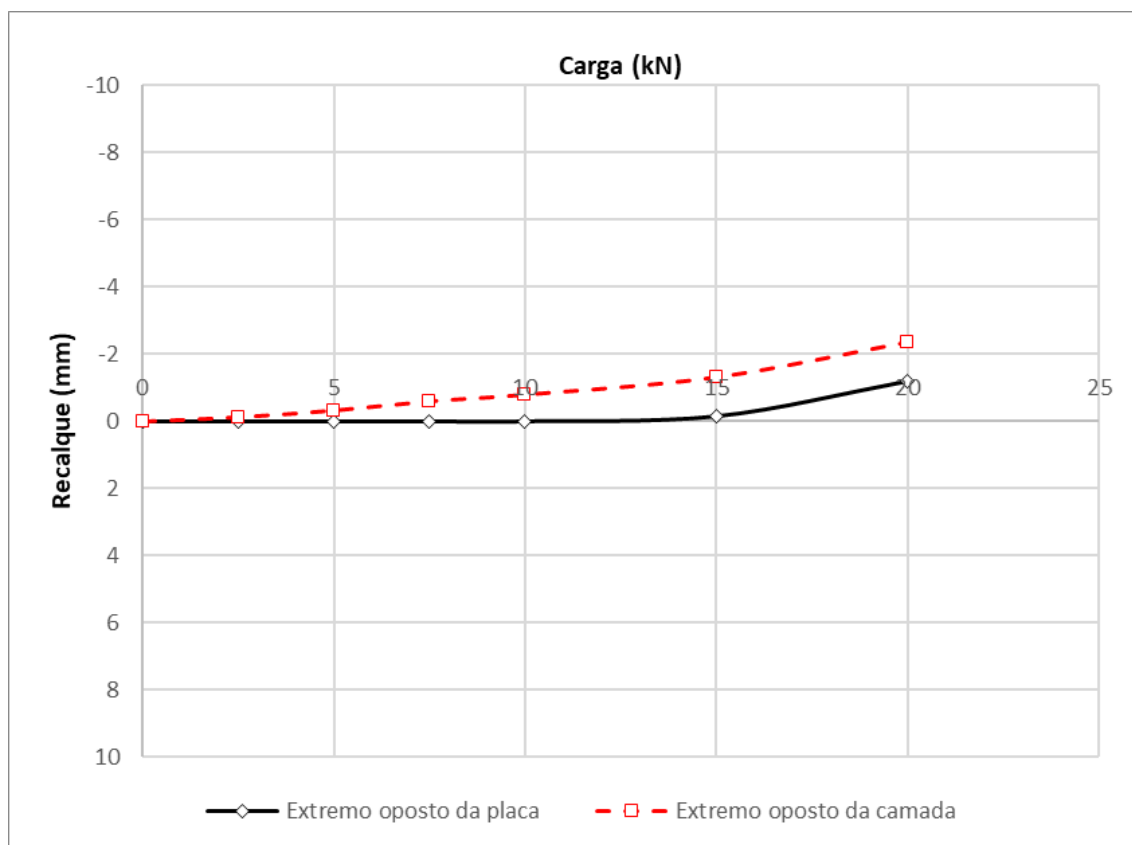


Figura 4.89: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

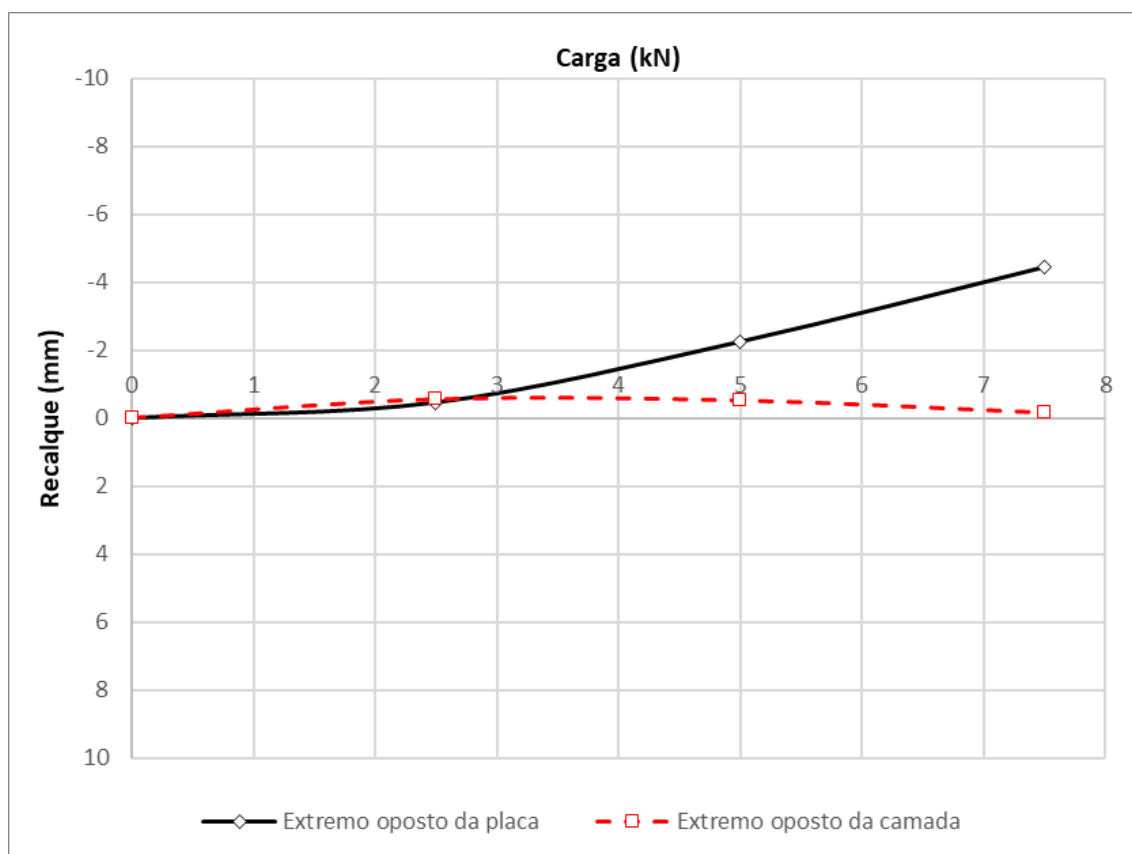


Figura 4.90: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 26$

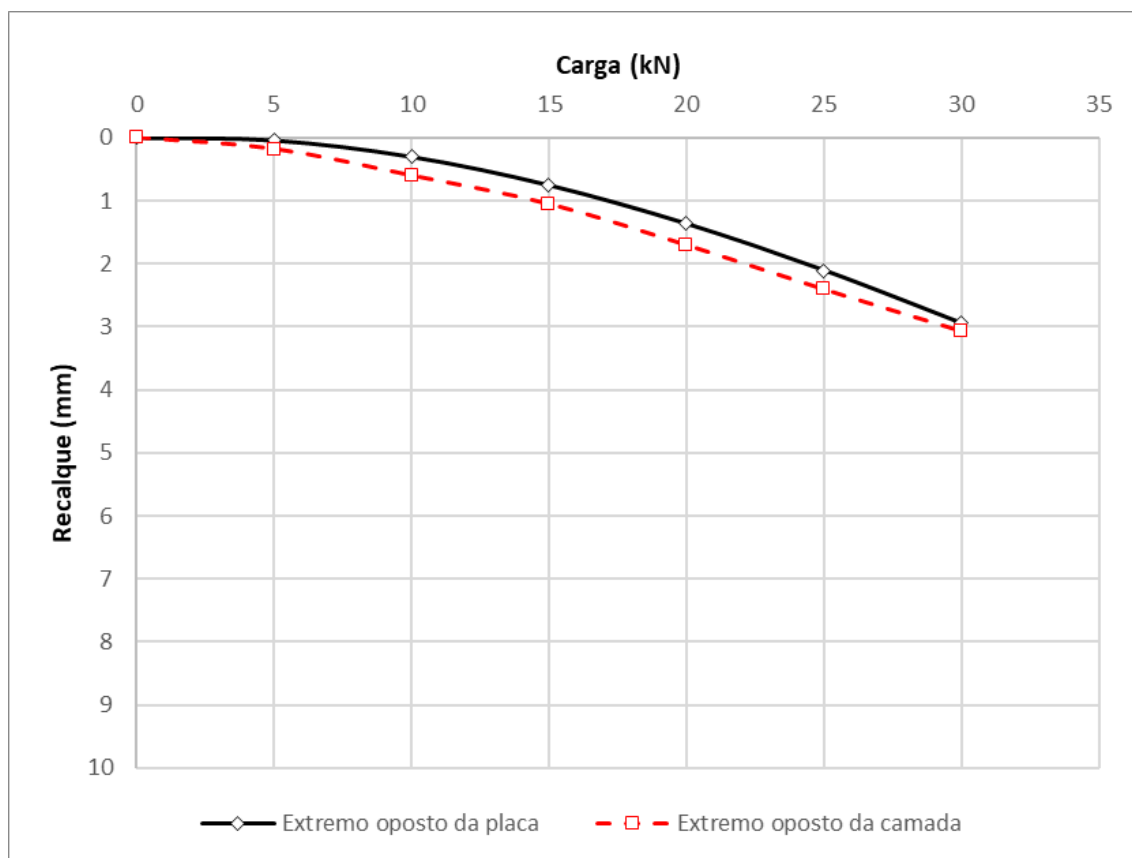


Figura 4.91: Camada Dr600Hr300 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 26$

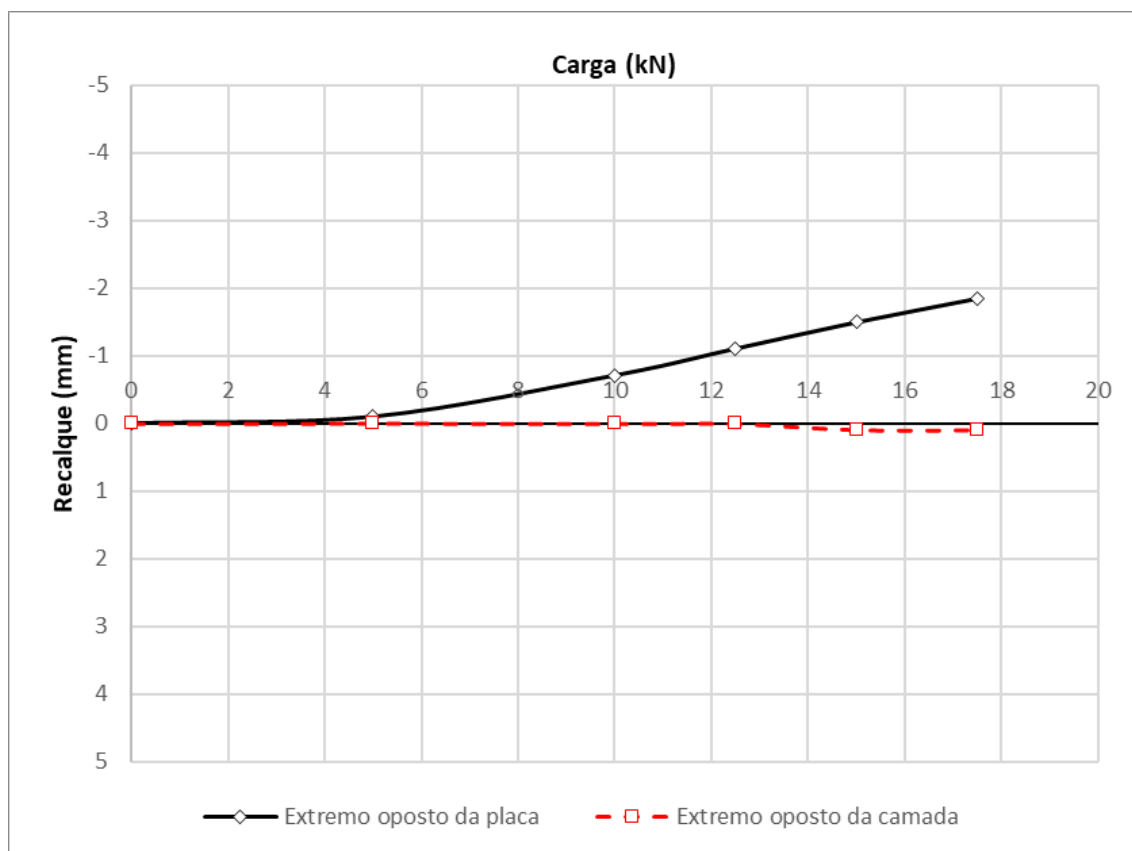


Figura 4.92: Camada Dr600Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

Sempre que constatado deslocamento para baixo do medidor posicionado na extremidade oposta da camada pode-se garantir que a camada está completamente apoiada no solo subjacente e que, pelo menos uma parte das tensões está sendo distribuída da base da camada de reforço para o solo (atuação conjunta placa + camada). Quando o deslocamento deste medidor é para cima fica evidenciado que pelo menos uma parte da camada de reforço perdeu o contato com solo de fundação, reduzindo a área de distribuição das tensões.

Um comportamento que merece destaque é quando o extremo oposto da camada de reforço não apresenta movimentação. Isso pode acontecer em duas situações: (1) quando ocorre o giro da placa de aço sobre a camada de reforço – pelas razões já discutidas em 4.1.5.1 – ou (2) devido à grande extensão lateral em relação ao diâmetro da placa. Na segunda ocasião, é como se a camada de reforço fosse “infinitamente” maior do que a placa de aço, de modo que o bulbo de tensões permanecesse completamente dentro desta camada, sem transmitir para o solo subjacente.

A Figura 4.98 ilustra a aparência pós ruptura de uma camada na qual não foi observado movimentação expressiva do medidor localizado na posição 7. Esse comportamento foi observado nas duas camadas com dimensões $D_r = 900$ mm e $H_r = 300$ mm, ensaiadas nas excentricidades $e = 3,75$ cm (Figura 4.85) e $e = 7,5$ cm (Figura 4.86).



(a) (b)
Figura 4.93: Exemplo de camada que não apresentou movimentação no extremo oposto ao carregamento – $D_r=900H_r300$ (17) $e=7,5$

4.1.5.3 Recalque observado nos pontos centrais da placa e da camada

A análise dos deslocamentos evidenciados nos pontos centrais da camada (medidores 2 e 5) e da placa (3 e 4) são úteis juntamente com os demais, para entender o tipo de movimentação (giro ou inclinação), se houve separação entre a placa e a camada (caso a camada permaneça constante e a placa apresente recalque negativo), se a placa foi puncionada para dentro da camada de reforço (se o recalque da placa apresentar magnitude maior do que o da camada) ou, até mesmo, se elas apresentaram deslocamentos compatíveis entre si (indicando que permaneceram em contato até esse ponto). Na Tabela 4.3 foram compiladas essas observações de quando esses medidores trabalharam de maneira conjunta, ou seja, sem movimentação expressiva entre o medidor posicionado em cima da placa e o posicionado em cima da camada, ou separada, podendo indicar giro da placa ou puncionamento da placa para dentro da camada.

As curvas carga (Q) versus recalque (δ) que representam o comportamento evidenciado pelos medidores posicionados no centro placa de aço e da camada de reforço estão apresentadas nas Figura 4.94 a Figura 4.112. Os medidores posicionados no ponto central sempre apresentam recalques de magnitude intermediária, por vezes situando-se em torno de zero.

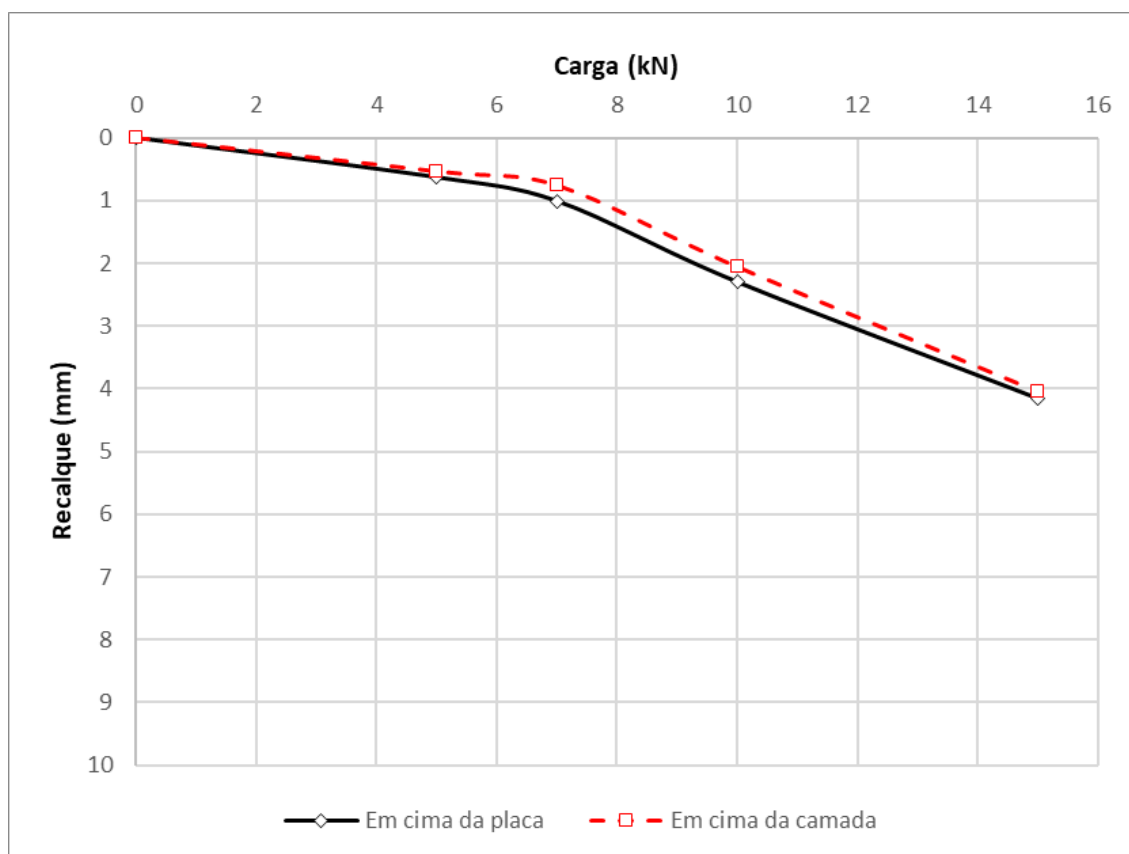


Figura 4.94: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

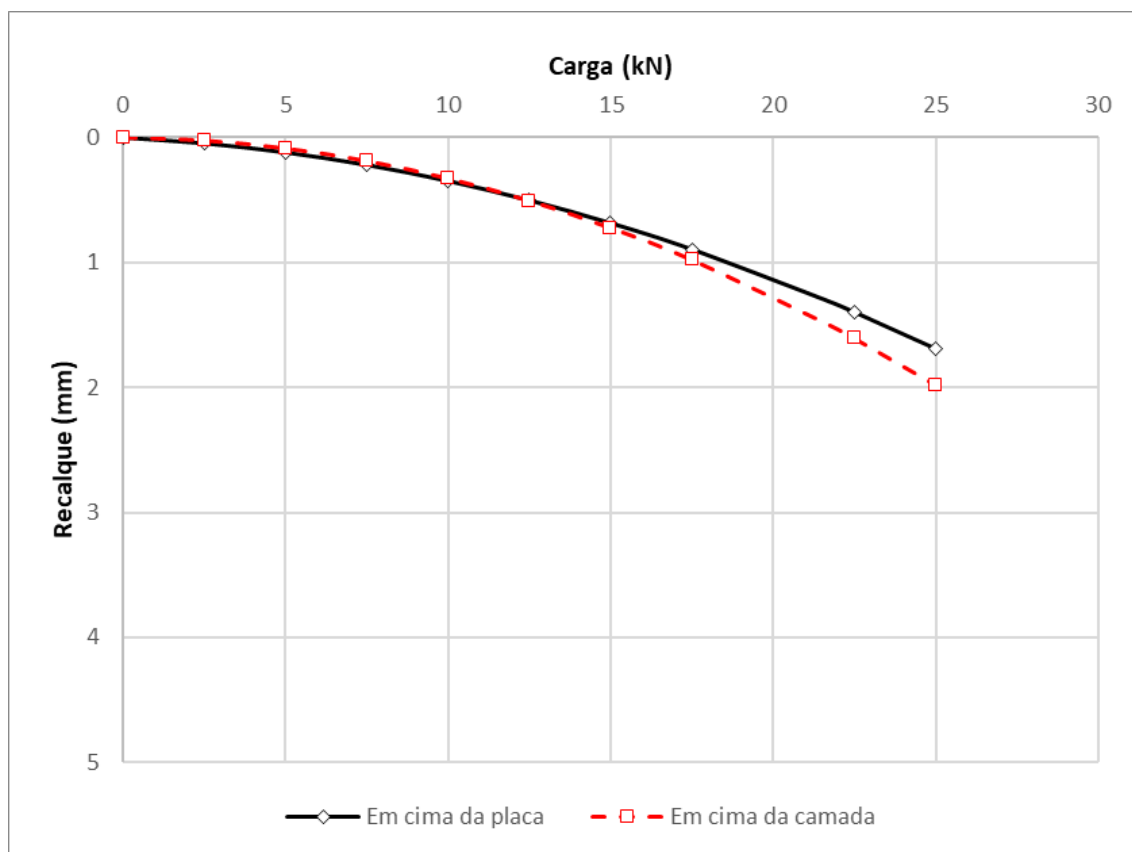


Figura 4.95: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

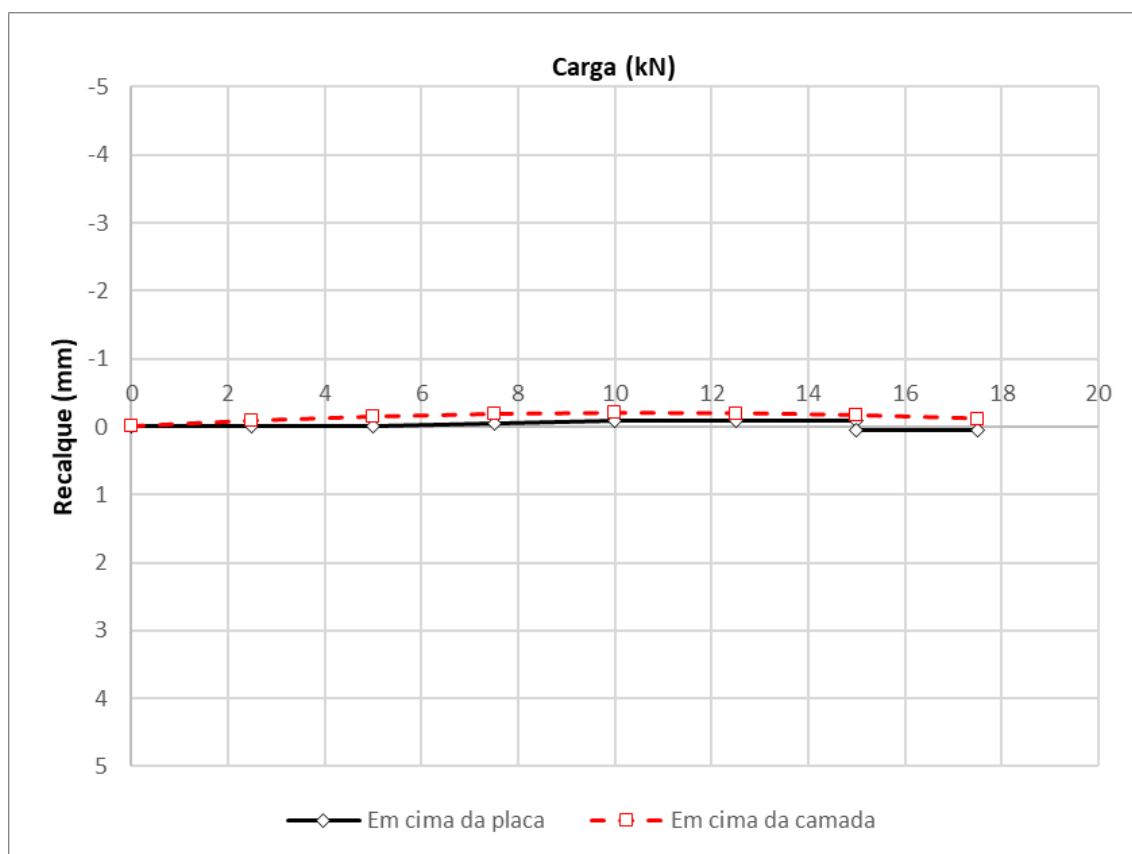


Figura 4.96: Camada Dr450Hr150 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 17$

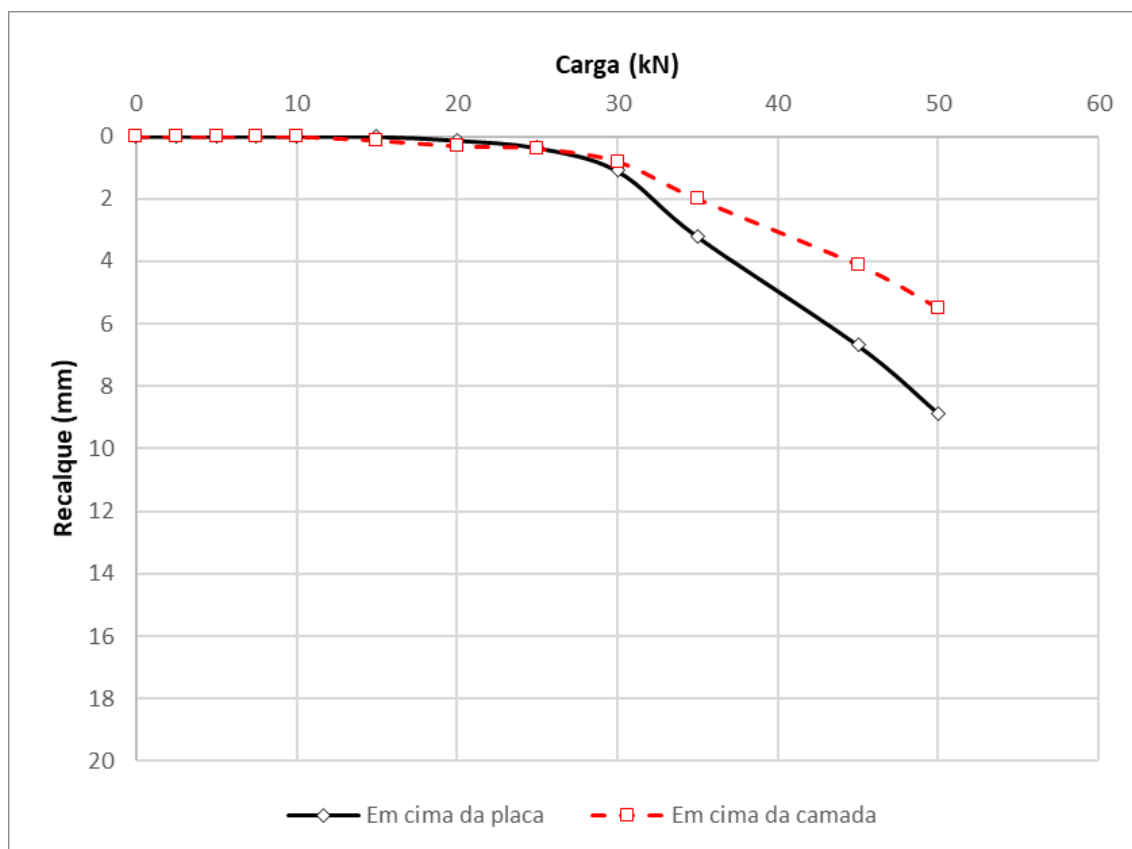


Figura 4.97: Camada Dr450Hr300 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

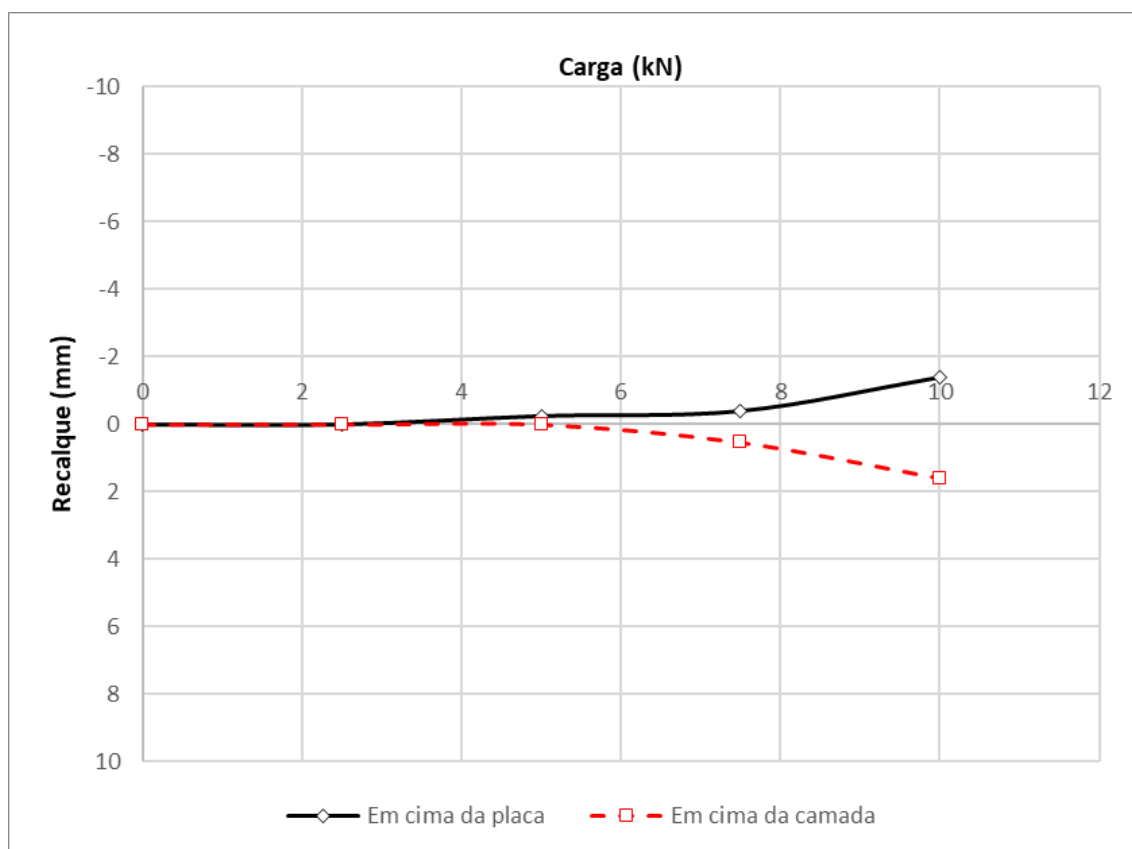


Figura 4.98: Camada Dr450Hr300 $e = D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$

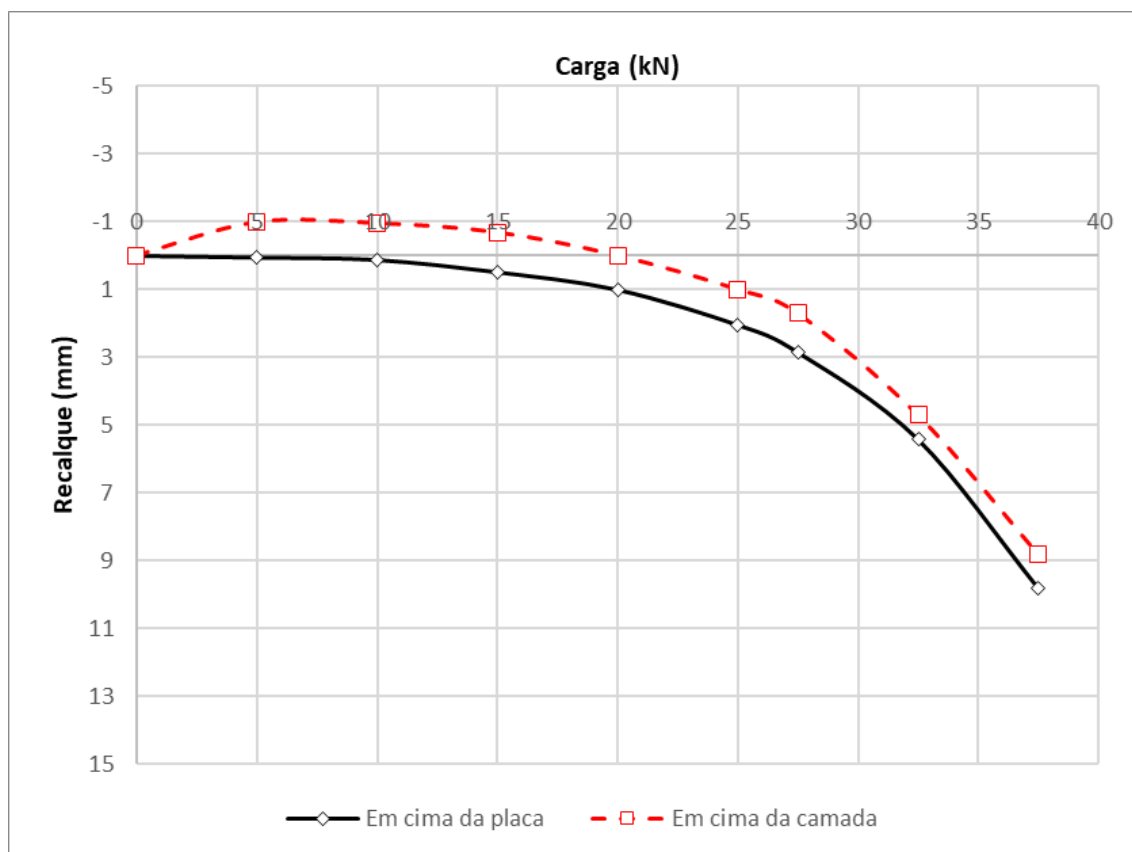


Figura 4.99: Camada Dr525Hr450 $e = D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$

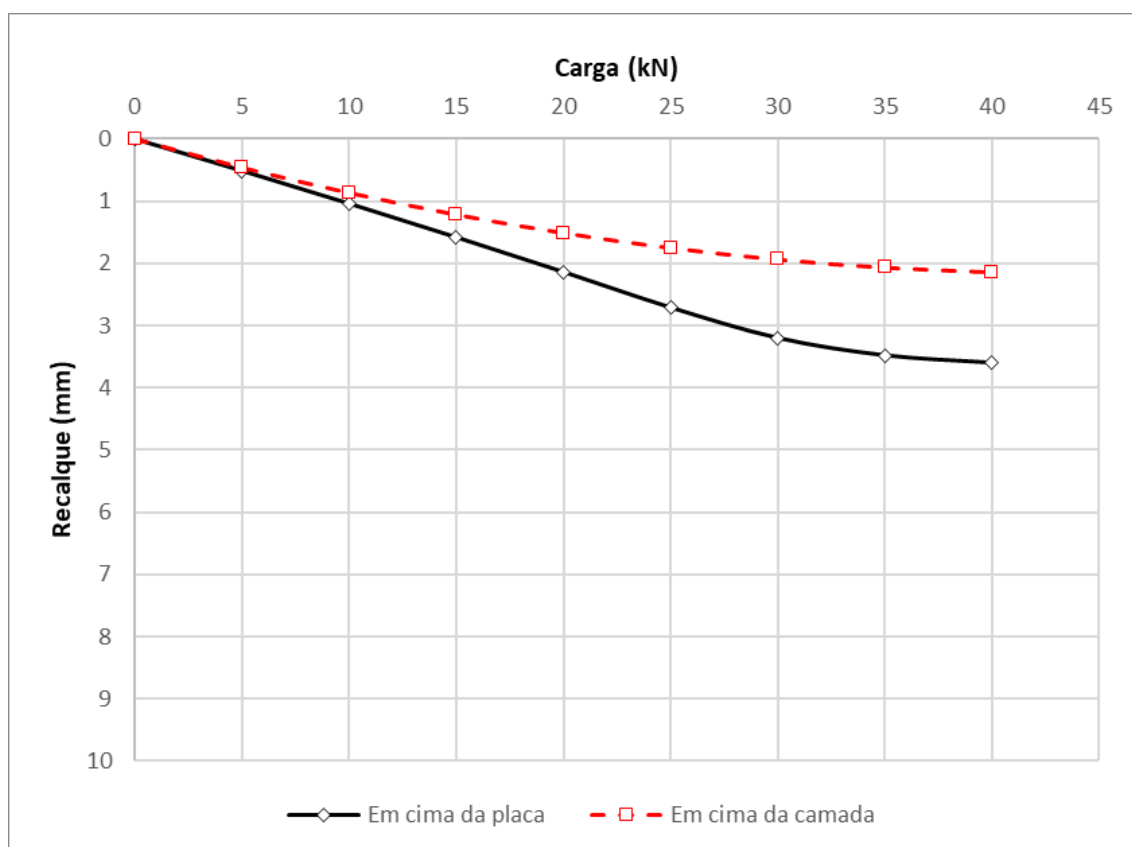


Figura 4.100: Camada Dr600Hr150 $e = D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$

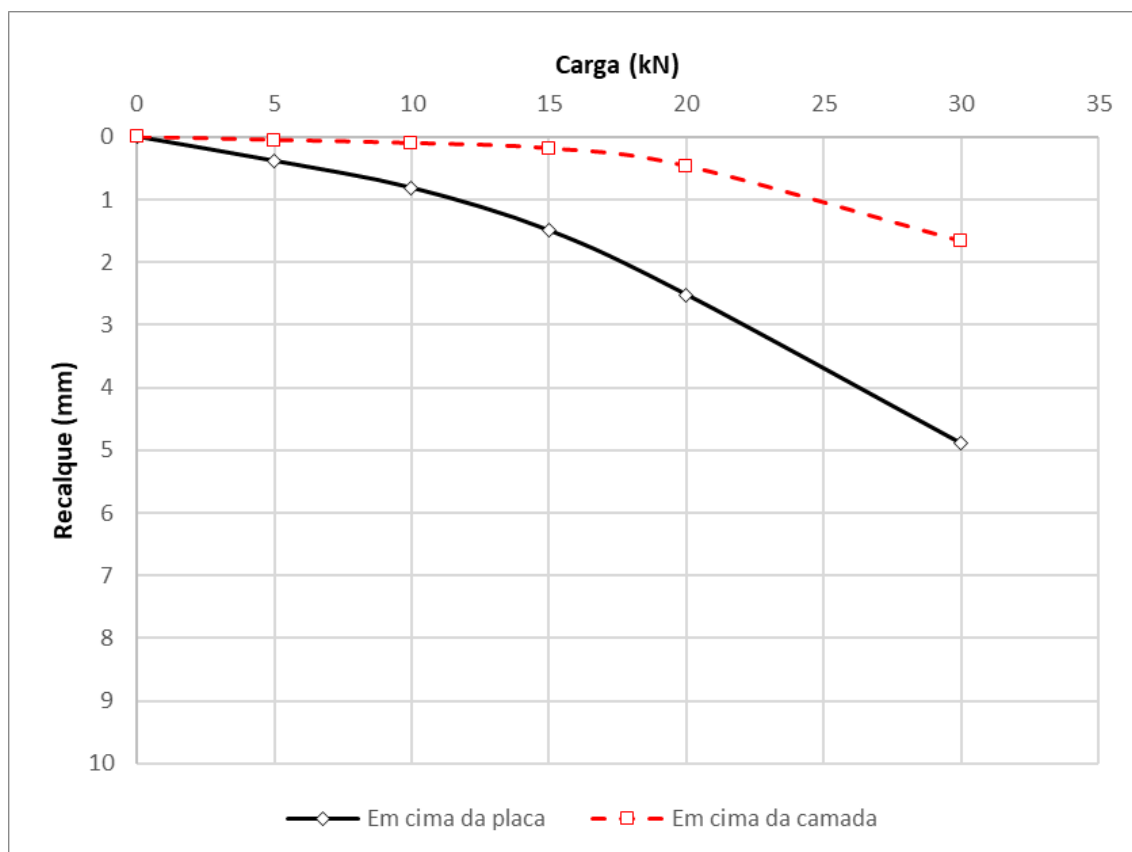


Figura 4.101: Camada Dr600Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

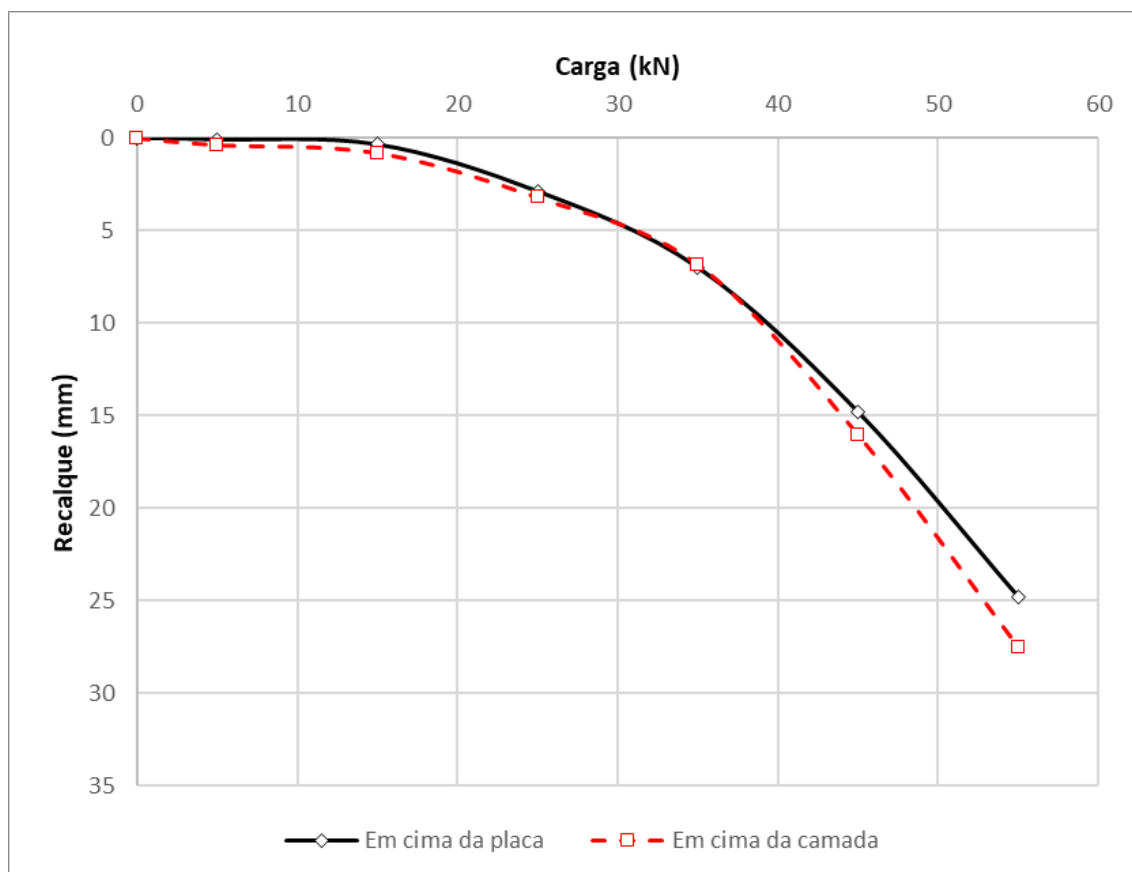


Figura 4.102: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

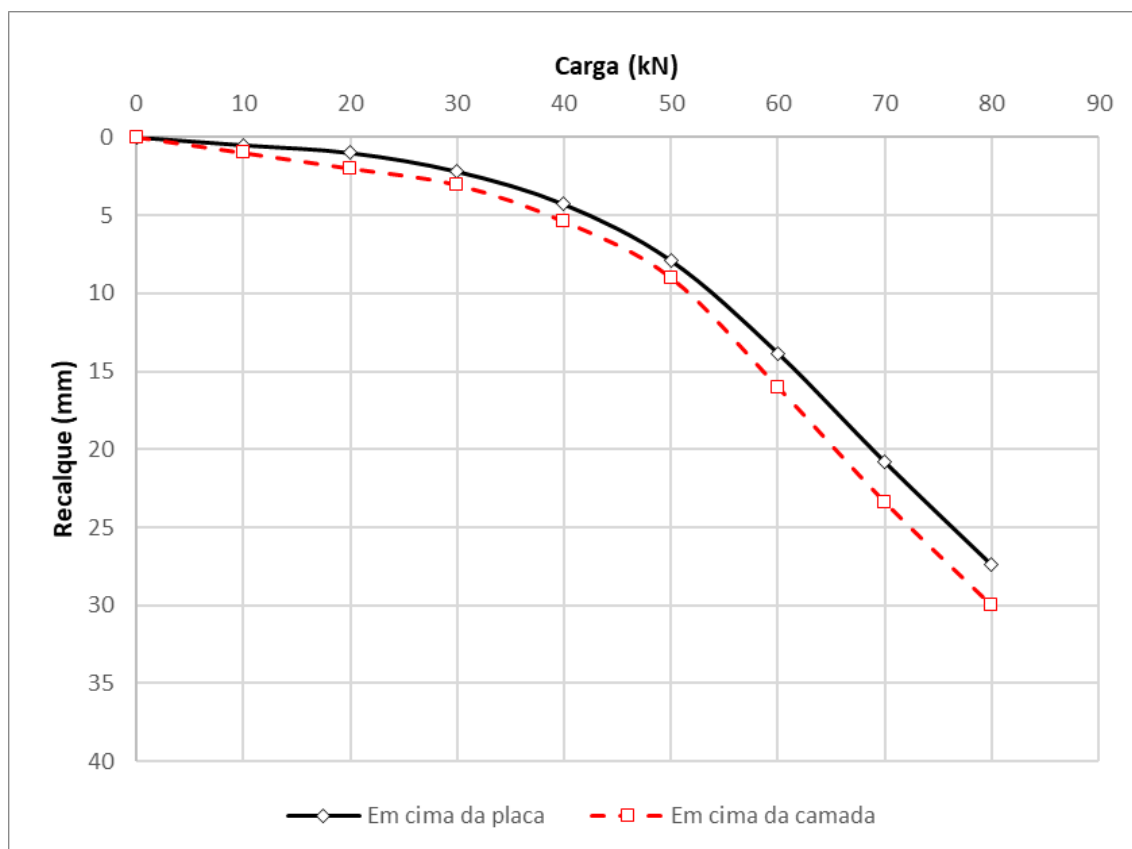


Figura 4.103: Camada Dr750Hr450 $e = D/8 \eta/C_{iv} = 17$

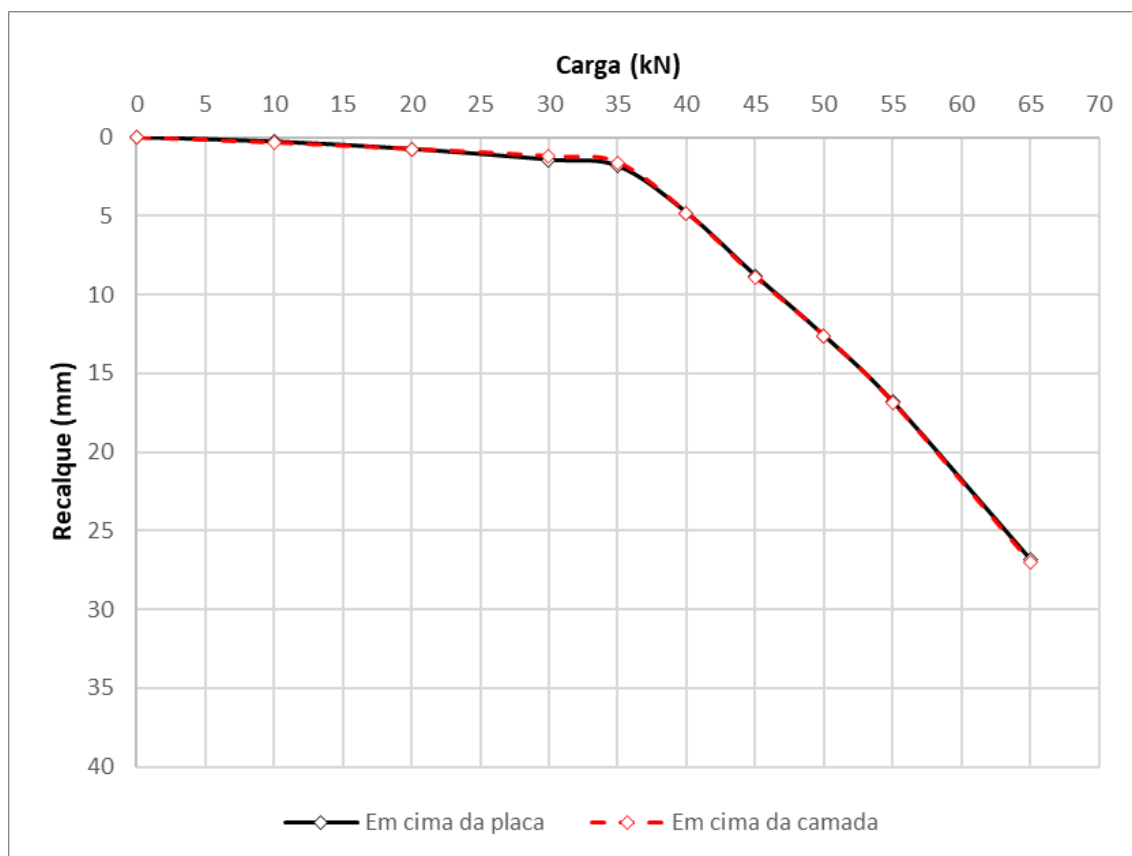


Figura 4.104: Camada Dr750Hr450 $e = D/4 \eta/C_{iv} = 17$

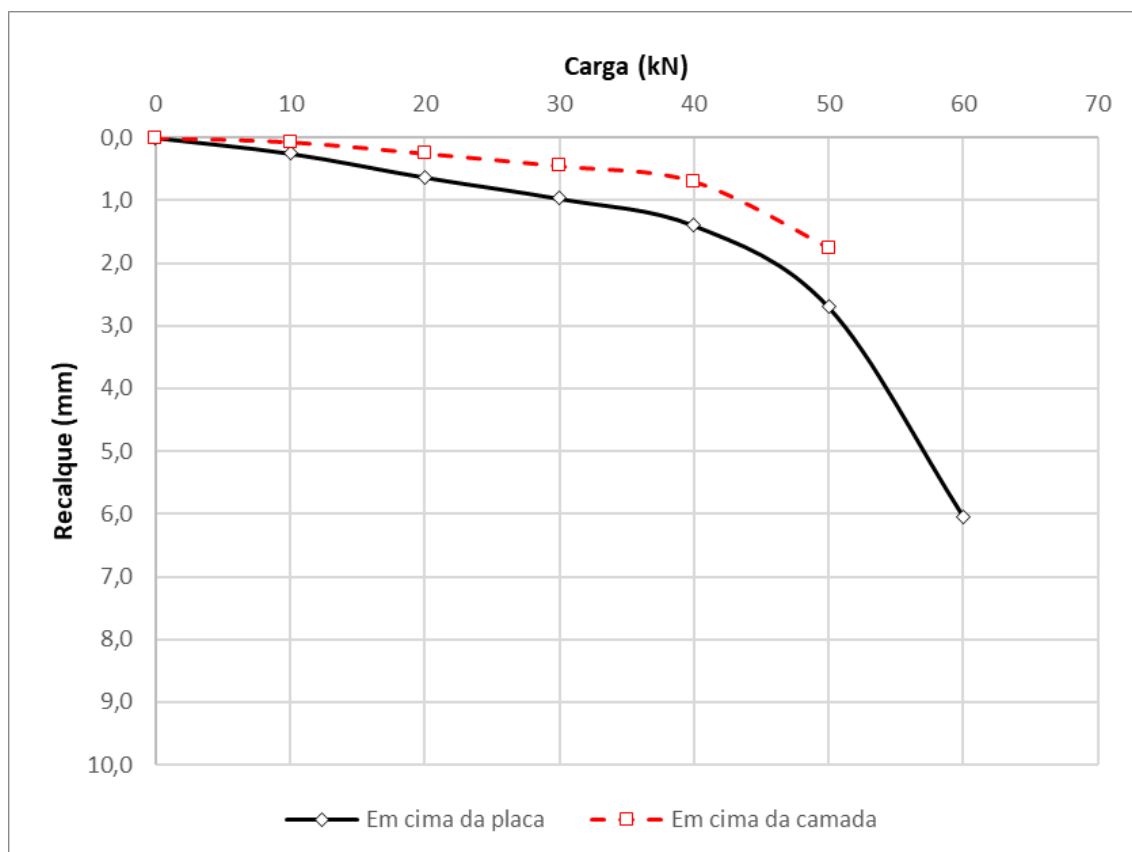


Figura 4.105: Camada Dr900Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 17$

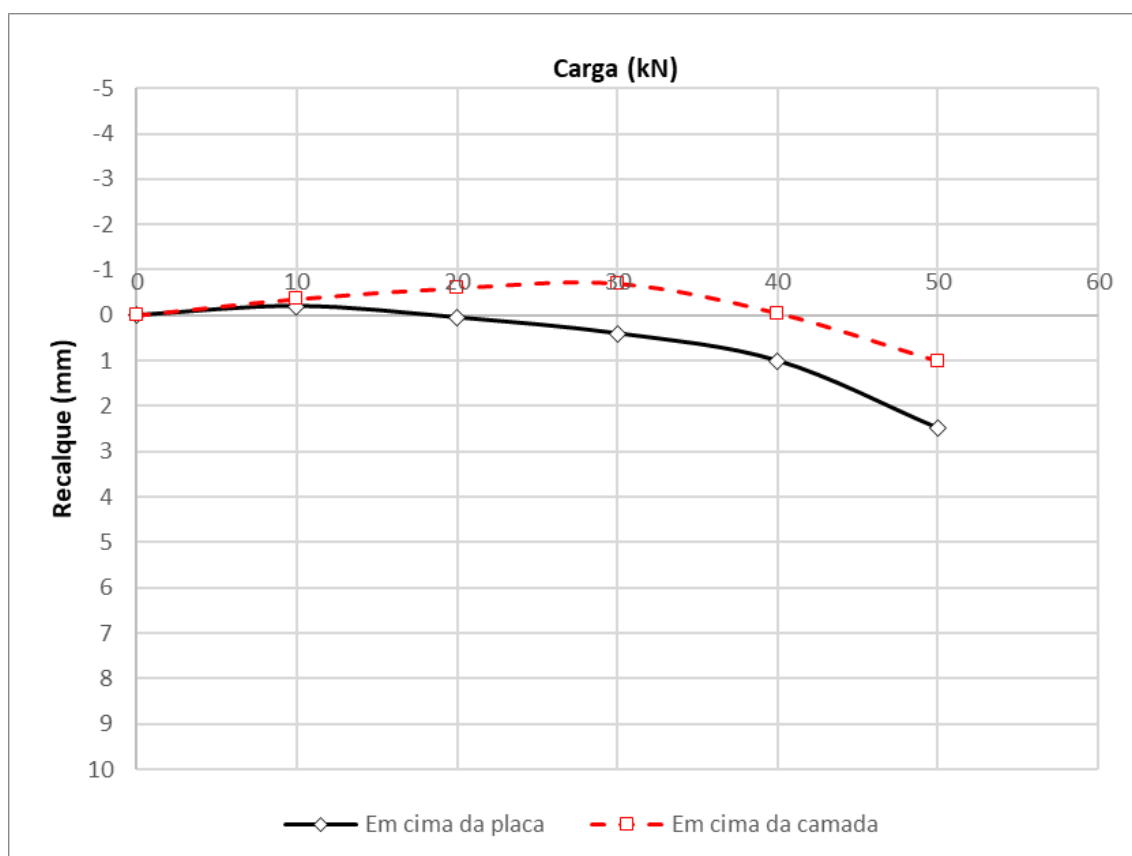


Figura 4.106: Camada Dr900Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 17$

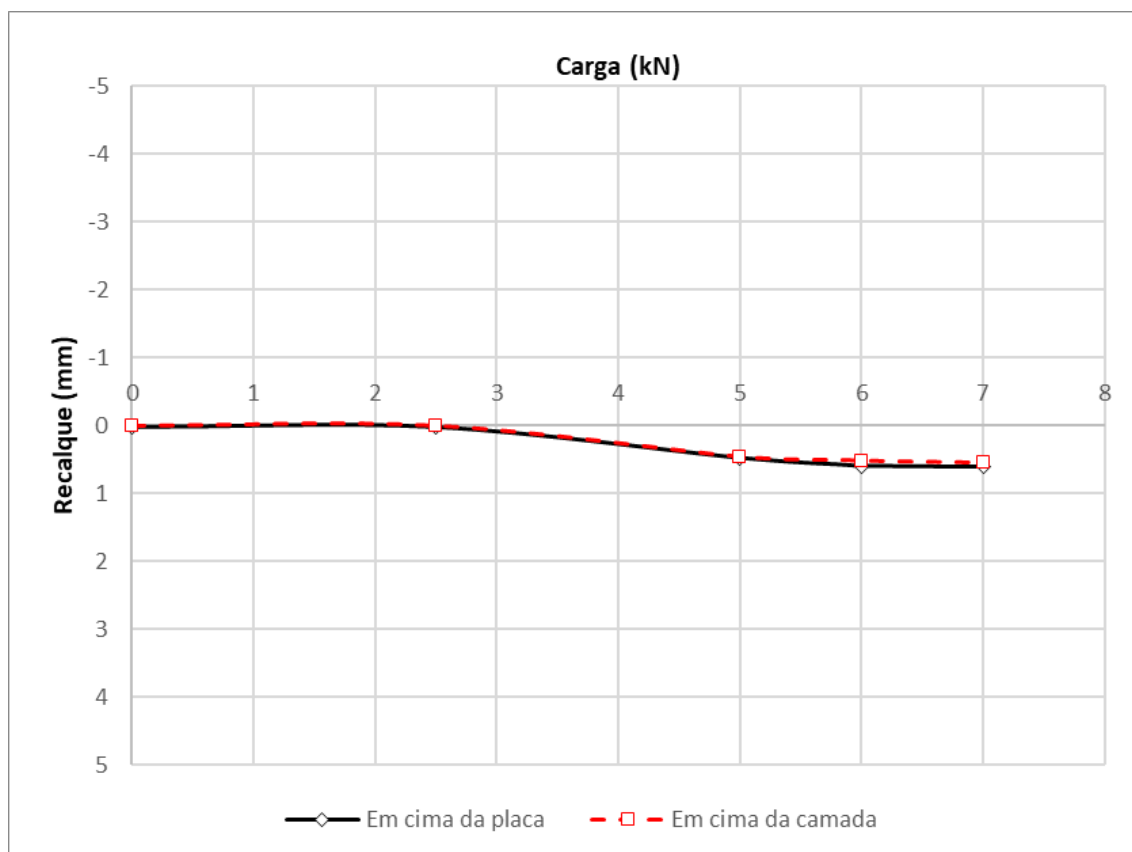


Figura 4.107: Camada Dr375Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

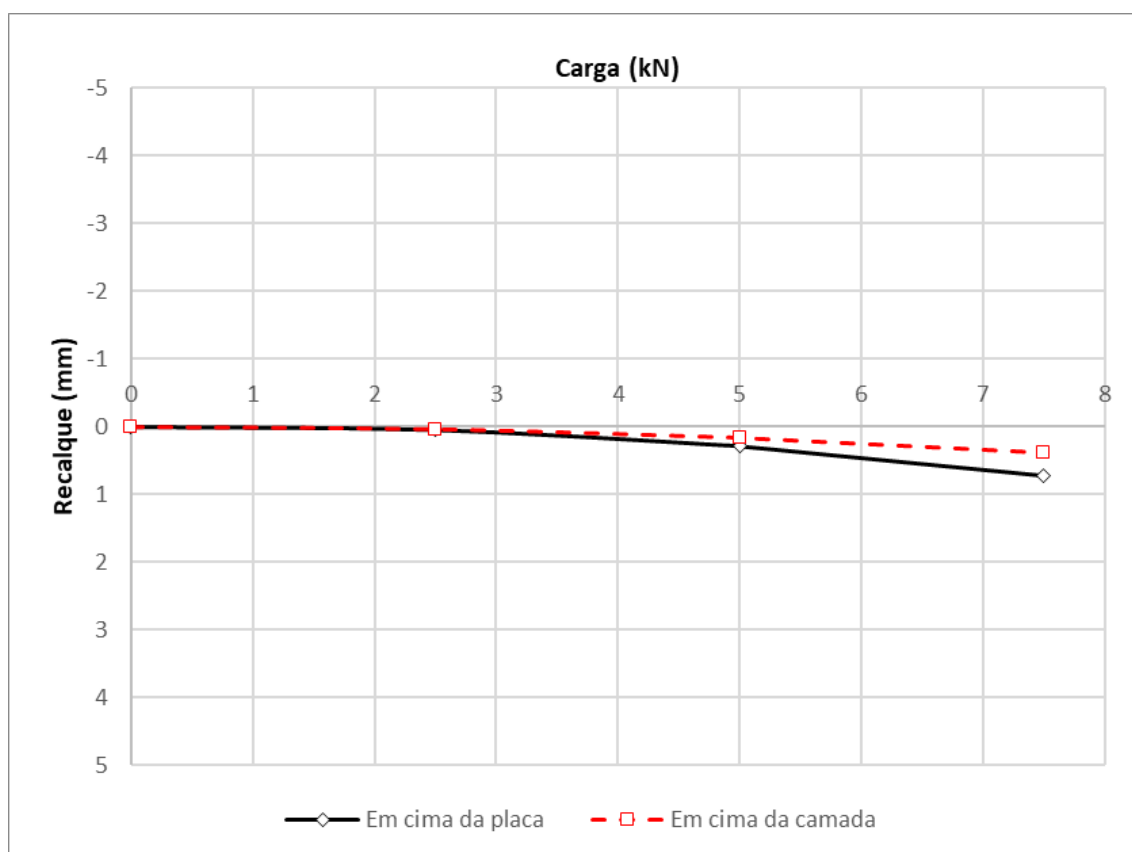


Figura 4.108: Camada Dr450Hr150 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

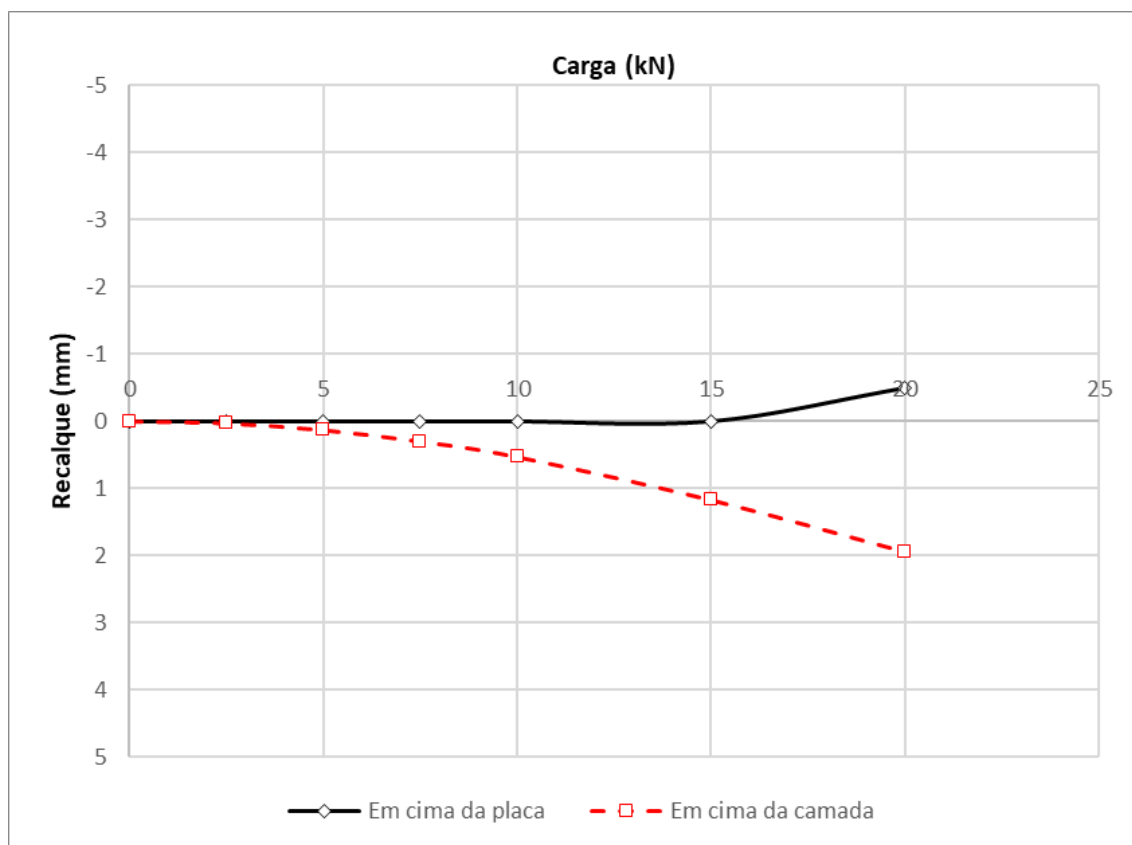


Figura 4.109: Camada Dr450Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

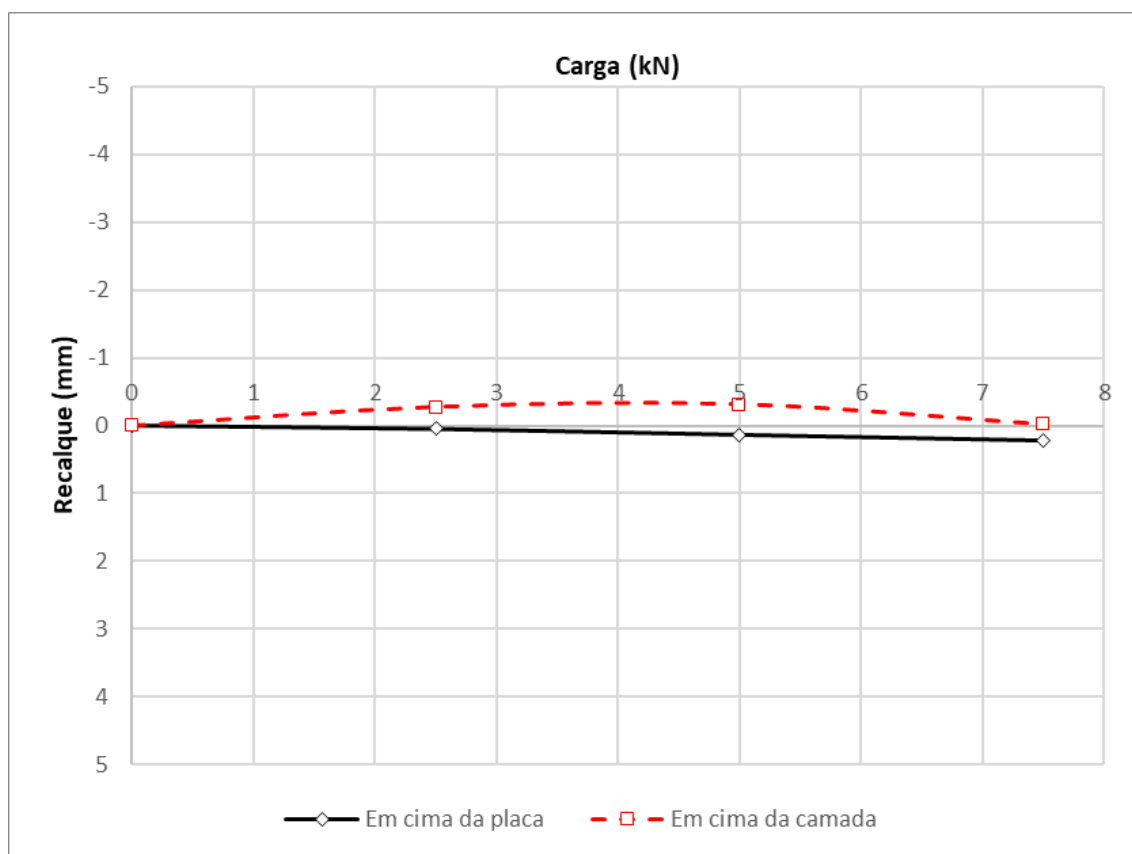


Figura 4.110: Camada Dr450Hr300 e = D/2 $\eta/C_{iv} = 26$

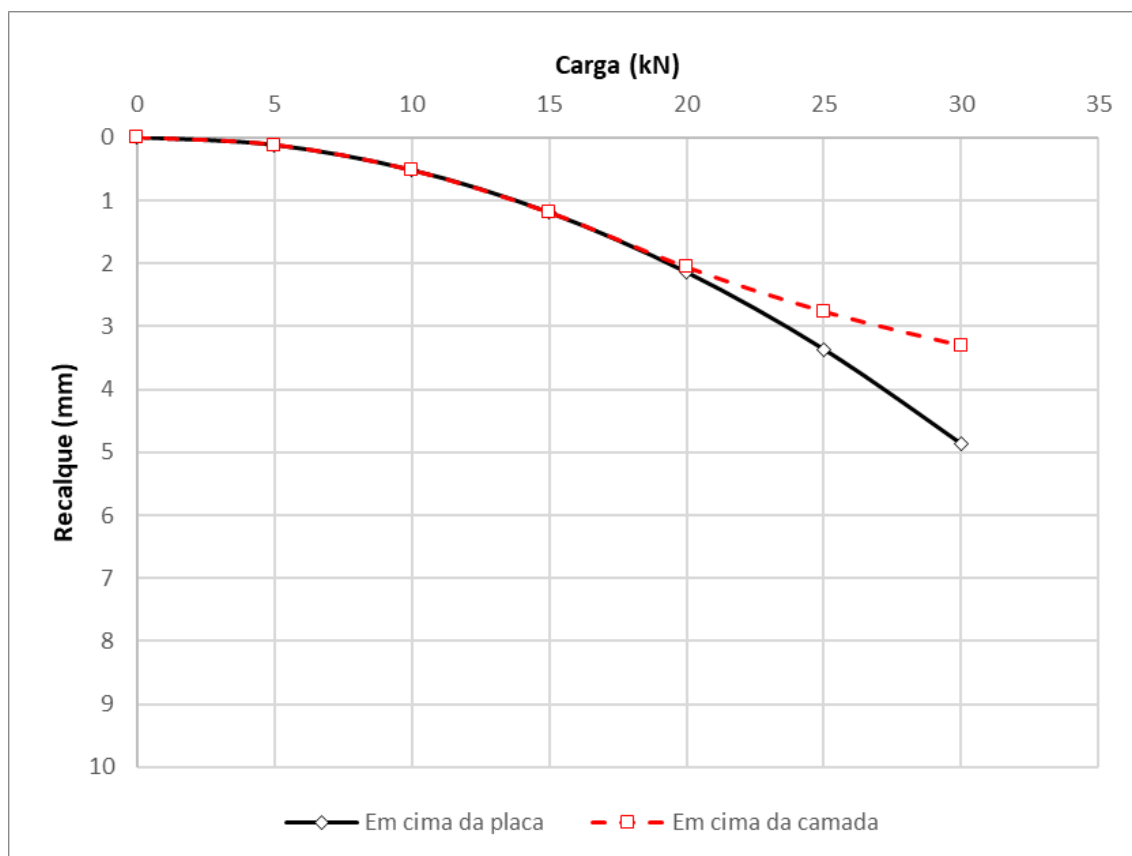


Figura 4.111: Camada Dr600Hr300 e = D/8 $\eta/C_{iv} = 26$

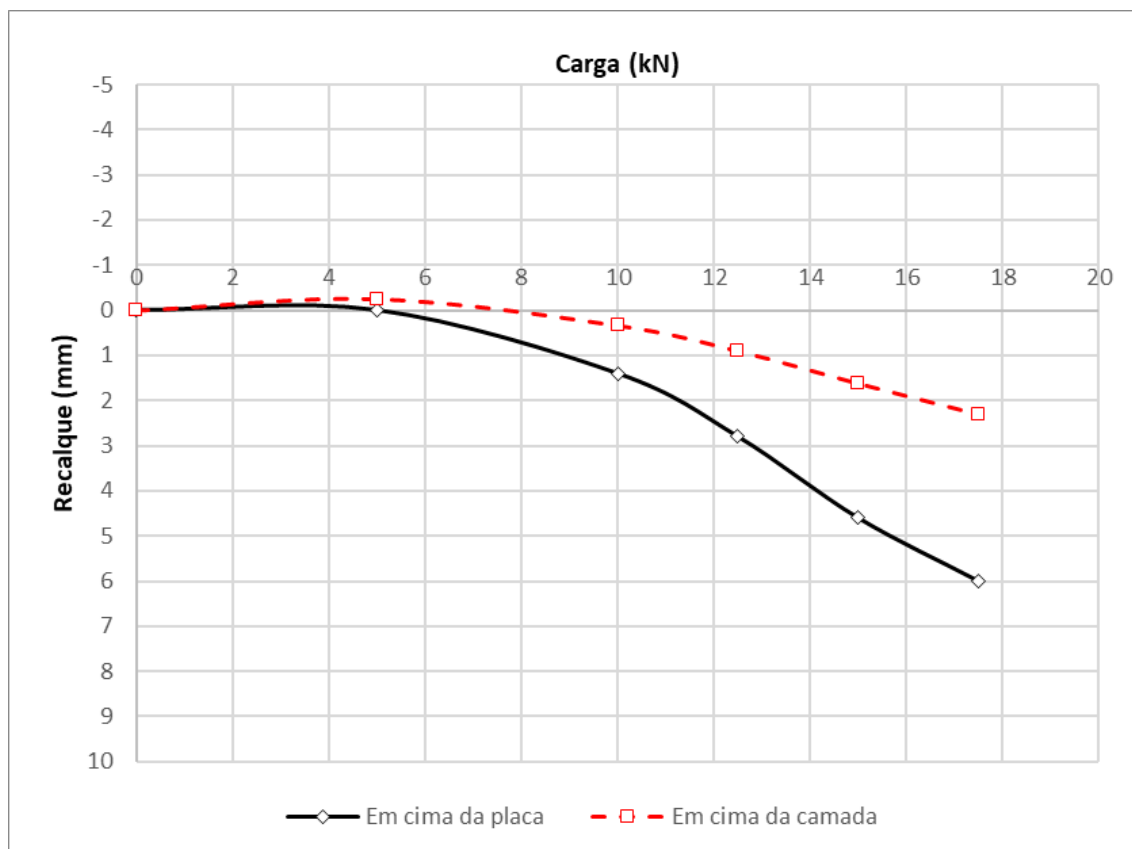


Figura 4.112: Camada Dr600Hr300 e = D/4 $\eta/C_{iv} = 26$

4.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

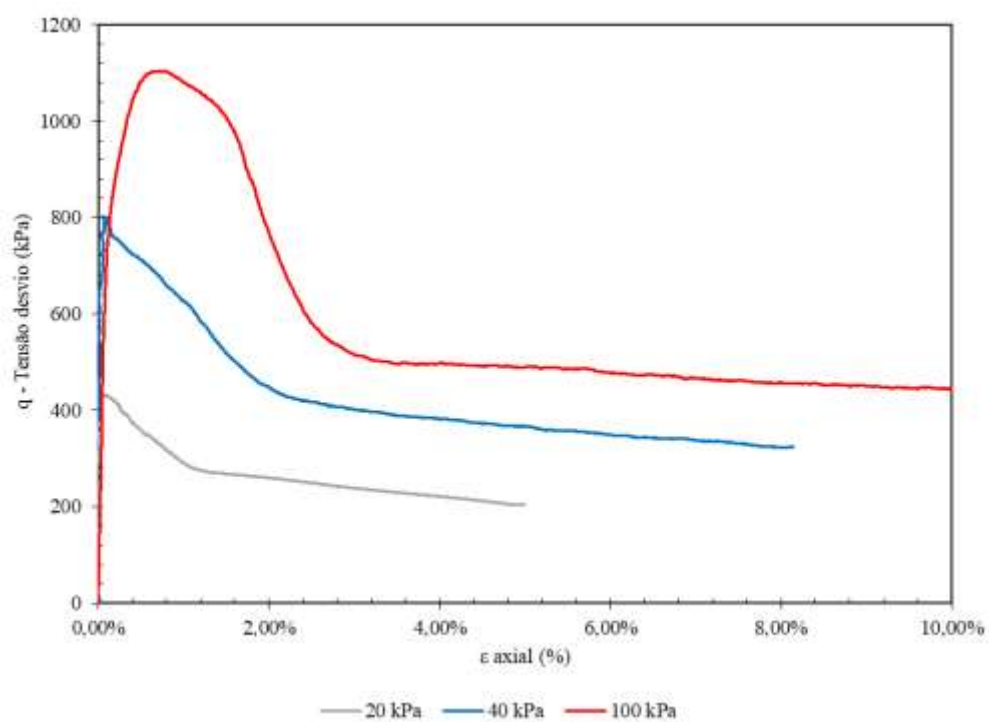
Esta seção apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa com o objetivo de determinar parâmetros reais a serem utilizados nas simulações analíticas. São apresentadas observações referentes ao comportamento tensão-deformação, variação volumétrica e trajetórias de tensões.

Os corpos de provas ensaiados possuem dimensões aproximadas de 50mm de diâmetro e 100mm de altura, obtidos a partir da exumação das camadas executadas em campo. Foram ensaiados seis (6) corpos de prova, permitindo a obtenção de duas envoltórias, uma para cada η/C_{iv} empregado em campo.

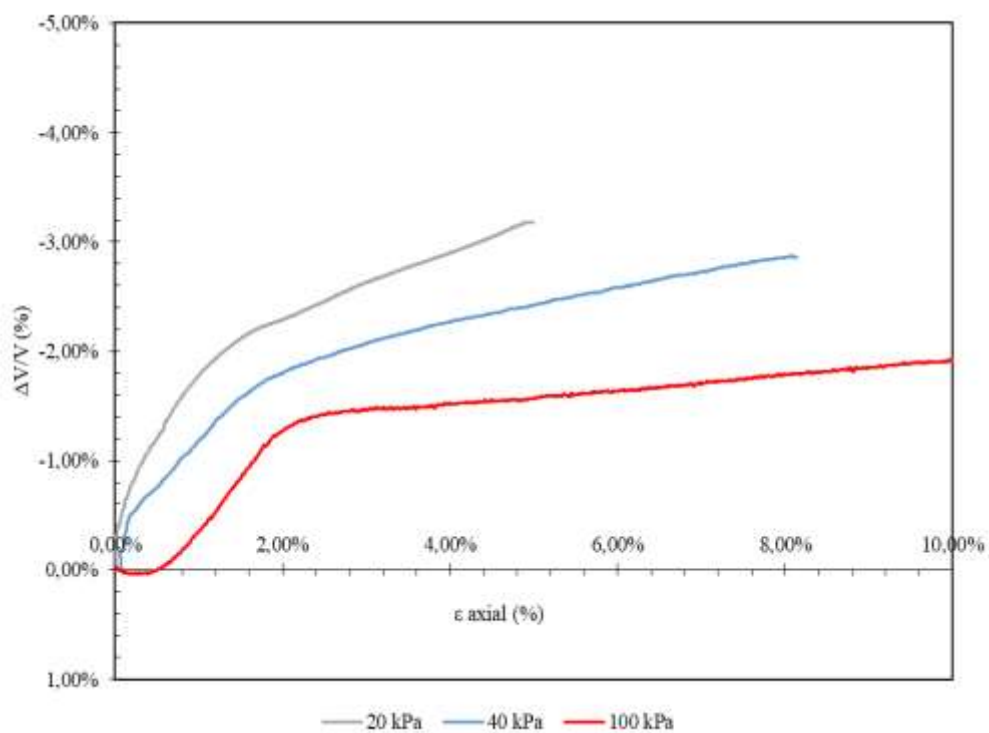
As amostras foram submetidas a ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID) com tensões de confinamento de efetivas de 20, 40 e 100 kPa. A escolha do tipo de ensaio CID reflete o comportamento esperado dos materiais, pois a camada de reforço e o solo de fundação são considerados drenantes. Da mesma forma, as tensões de confinamento ocorreram em função dos ensaios de campo (ensaios de placa) serem próximos à superfície, simulando fundações superficiais, ou seja, baixas tensões de confinamento, além de preservar a estrutura do solo cimentado.

Salienta-se que, embora tenham sido escolhidas camadas que apresentaram melhor integridade após exumação, não é possível garantir a perfeita uniformidade de parâmetros para todas as camadas executadas no campo. Por isso, os resultados aqui apresentados são uma estimativa dos parâmetros que está sendo extrapolada para todas as camadas, visto que as dosagens e os materiais foram os mesmos.

As figuras a seguir demonstram os resultados de tensão (q') versus deformação axial (ϵ_a) e deformação volumétrica (ϵ_v) versus deformação axial (ϵ_a) dos ensaios triaxiais realizados para as amostras exumadas com $\eta/C_{iv} = 17$ (Figura 4.113) e $\eta/C_{iv} = 26$ (Figura 4.114).

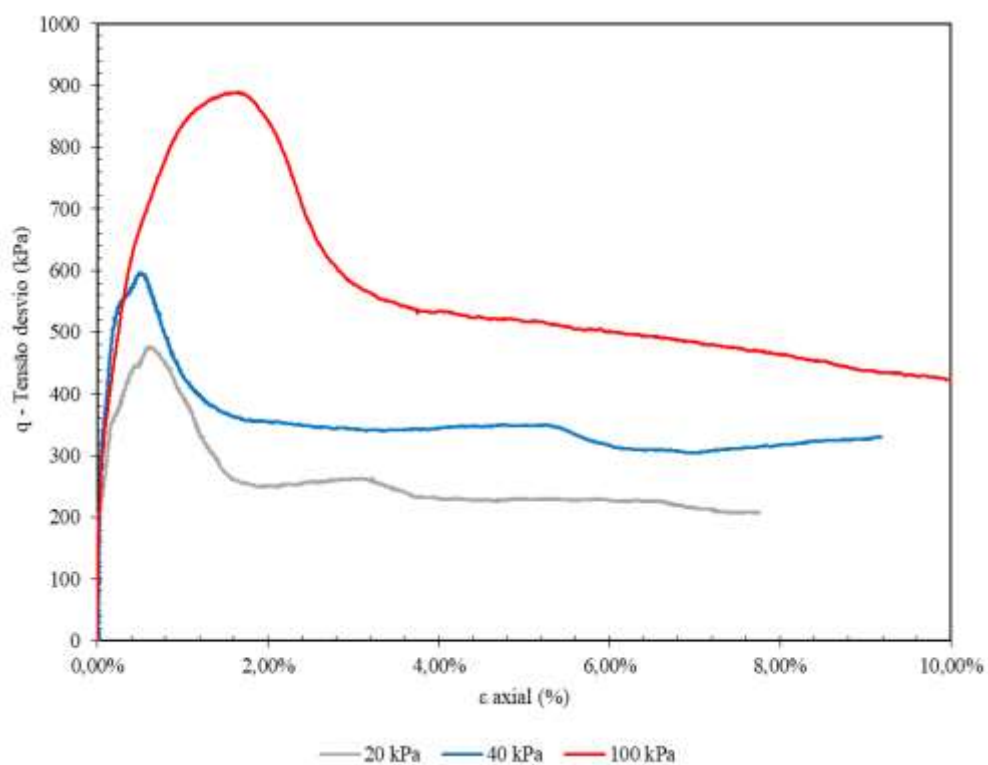


(a)

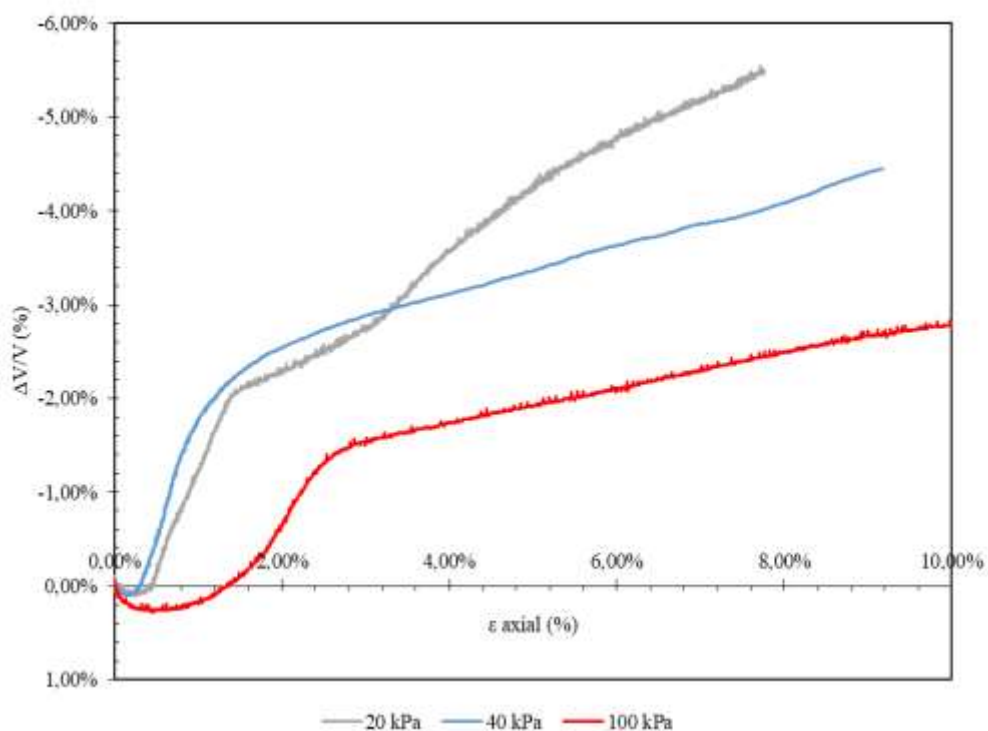


(b)

Figura 4.113: Ensaios CID para o $\eta/Civ = 17$ (a) curvas tensão-deformação axial (b) curvas deformação volumétrica-deformação axial



(a)



(b)

Figura 4.114: Ensaios CID para o $\eta/Civ = 26$ (a) curvas tensão-deformação axial (b) curvas deformação volumétrica-deformação axial

A resposta tensão-deformação mostra um comportamento de rigidez elevada, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, seguido por deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil. O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último em que a tensão desvio e a deformação volumétrica se tornam estáveis com a deformação axial.

A variação de volume nos ensaios apresentou uma pequena tendência contrativa no início do cisalhamento, seguida de uma pronunciada tendência expansiva. Em ambos conjuntos de ensaios verifica-se que quanto maior o confinamento maior a compressão inicial. A tendência expansiva aumenta com a diminuição do η/Civ e da pressão efetiva ($p'i$) no início do cisalhamento.

Pode-se verificar, em relação à variação do η/Civ , que os ensaios seguem a tendência apresentada por Cruz (2008), Consoli et al. (2009a, 2012a, 2012b), Marques (2016) e Leon (2018), entre outros pesquisadores, sendo alcançada uma maior resistência quanto menor a razão η/Civ e quanto maior a tensão de confinamento.

Para os dois conjuntos de ensaios realizados, foi observado um aumento da rigidez inicial na curva tensão-deformação quando o confinamento foi aumentado de 20 kPa para 40 kPa, enquanto os ensaios consolidados até uma $p'i = 100$ kPa apresentam-se menos rígidos. O referido comportamento pode ser decorrente da quebra da cimentação durante compressão isotrópica, conforme explicado por Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999) e apresentado no item 2.1.2.3

Todos os ensaios apresentaram a formação de uma superfície de cisalhamento, típica da ruptura de materiais cimentados. Imagens representativas do modo de ruptura dessas amostras são apresentadas na Figura 4.115.



Figura 4.115: Amostra submetida ao ensaio triaxial (a) dentro da câmara e (b) superfície de ruptura apresentada

As trajetórias de tensões, no espaço p' versus q , estão apresentadas nas Figura 4.116 e Figura 4.117. As envoltórias foram definidas utilizando três ensaios drenados para cada η/Civ (17 e 26).

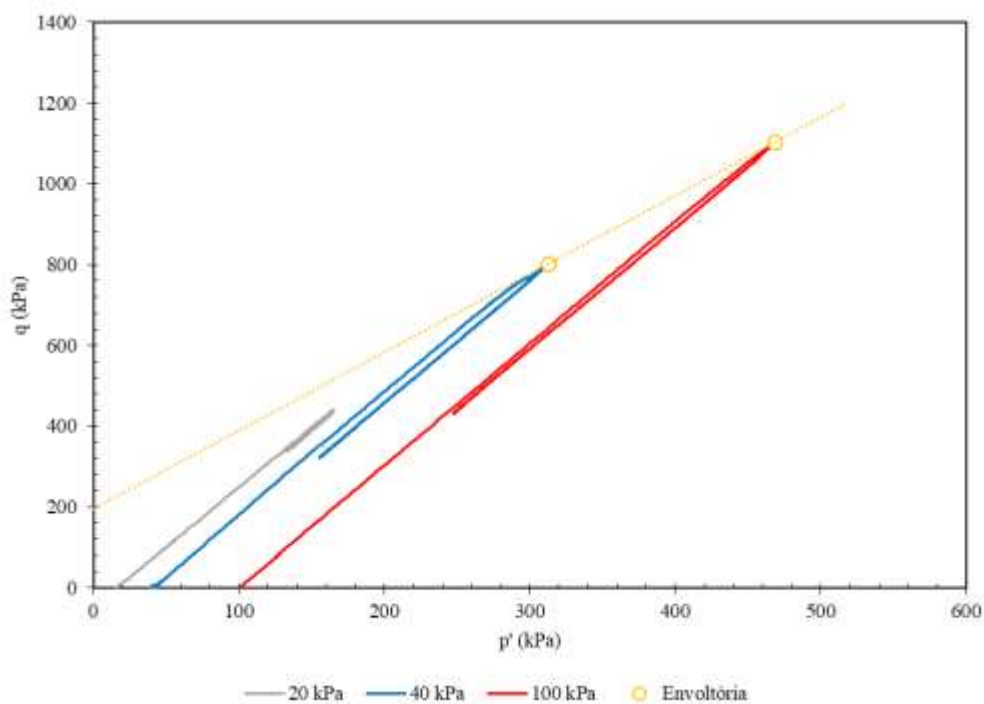


Figura 4.116: Trajetórias de tensões dos ensaios com $\eta/Civ = 17$

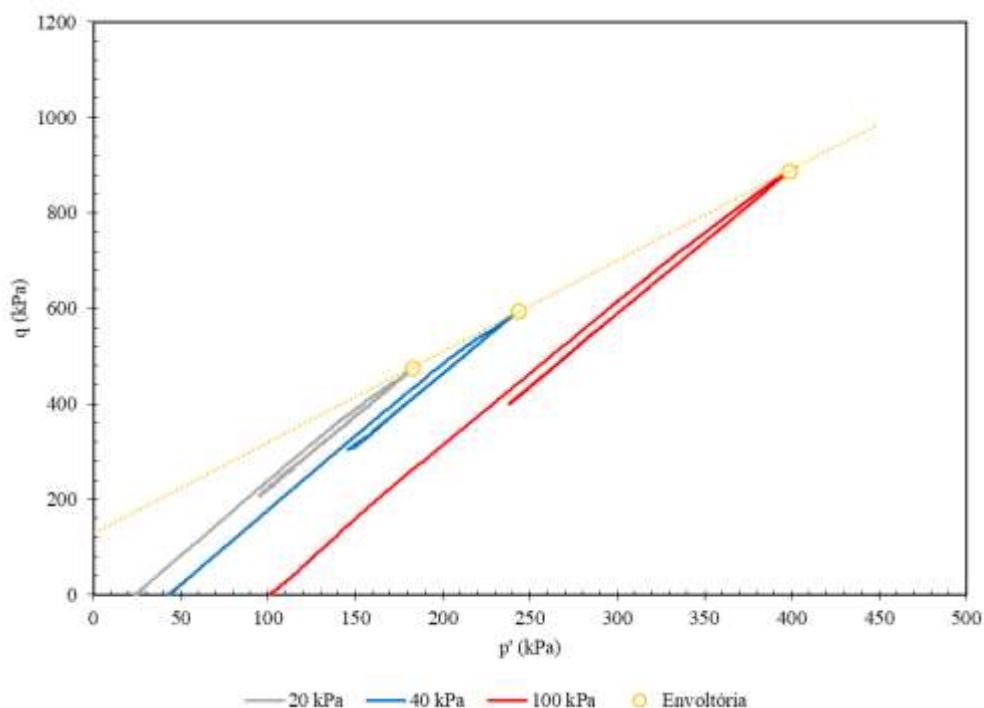


Figura 4.117: Trajetórias de tensões dos ensaios com $\eta/Civ = 26$

A partir das trajetórias de tensões no espaço s' versus t , apresentadas a seguir, é possível obter os parâmetros de resistência das dosagens através do ajuste das envoltórias de resistência. As equações das retas das envoltórias indicam os valores de a' (intersecção da reta com o eixo vertical) e α' (inclinação da reta), a partir dos quais é possível calcular os valores do intercepto coesivo (c') e do ângulo de atrito (ϕ') de pico, ou seja, os valores máximos de resistência.

Na Figura 4.118 estão apresentadas as trajetórias de tensões, no espaço s' versus t , para a dosagem com $\eta/Civ = 17$. A partir da envoltória de resistência obtiveram-se valores de ângulo de atrito de pico (ϕ') de 47° e intercepto coesivo (c') de 109,11 kPa.

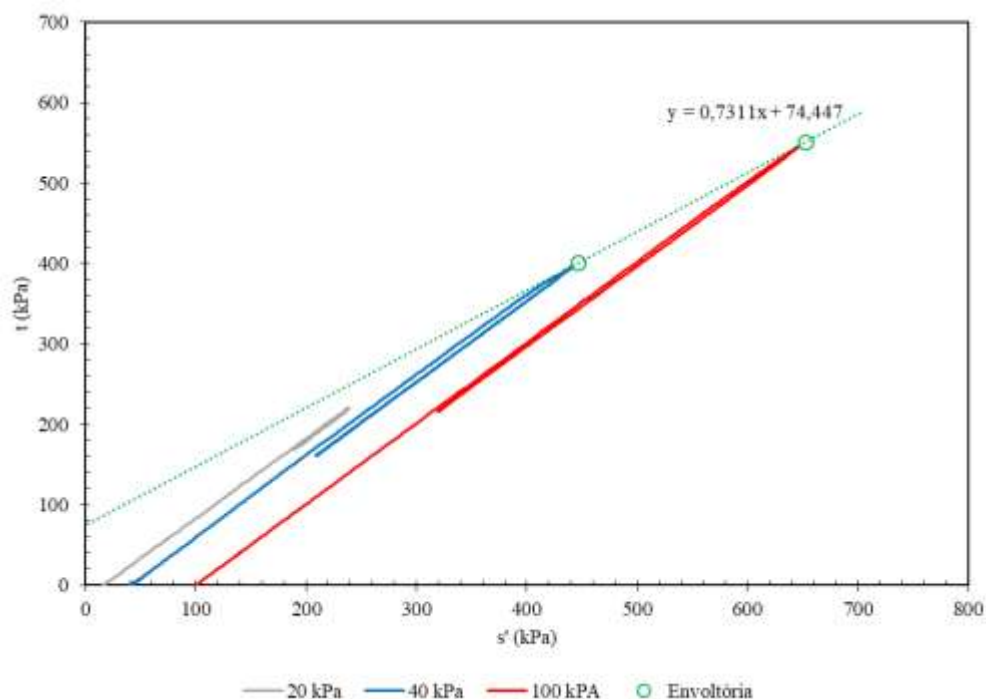


Figura 4.118: Envoltória de resistência para os ensaios com $\eta/Civ = 17$

Na Figura 4.119 estão apresentadas as trajetórias de tensões, no espaço s' versus t , para a dosagem com $\eta/Civ = 26$. A partir da envoltória de resistência obtiveram-se valores de ângulo de atrito de pico (ϕ') de $46,43^\circ$ e intercepto coesivo (c') de $70,31$ kPa.

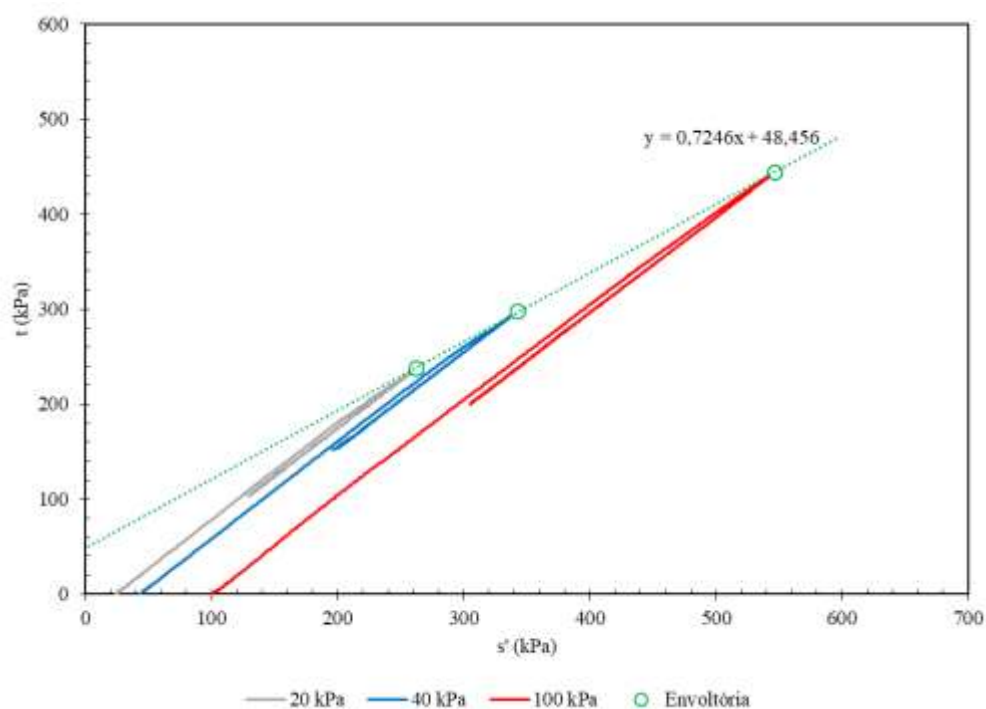


Figura 4.119: Envoltória de resistência para os ensaios com $\eta/Civ = 26$

Evidencia-se que o ângulo de atrito interno não sofreu uma grande influência do η/C_{iv} nas envoltórias em estudo, mantendo-se praticamente constante em ambas dosagens $\phi' = 46,43^\circ$ ($\eta/C_{iv} = 26$) e $\phi' = 47^\circ$ ($\eta/C_{iv} = 17$). Já o intercepto coesivo aumentou com a diminuição do η/C_{iv} , conforme comportamento esperado, já que reflete a coesão verdadeira das amostras, sendo, portanto, uma medida efetiva do grau de cimentação (SCHNAID et al., 2001). Os valores de c' passaram de 70,31 kPa ($\eta/C_{iv} = 26$) para 109,11 kPa ($\eta/C_{iv} = 17$). Para fins comparativos, Leon (2018) obteve valores de $c' = 107,29$ kPa para $\eta/C_{iv} = 17$ em amostras moldadas em laboratório de areia de Osório cimentadas com Cimento Portland CP-V e curadas durante 7 dias.

Clough et al. (1981) e Akinmusuru (1987), conforme abordado no item 2.1.2.2, também afirmam que o ângulo de atrito interno parece não ser alterado pela cimentação, sendo essa responsável apenas pelo acréscimo de resistência devido ao incremento da coesão advinda da cimentação entre partículas.

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA NÃO CONFINADOS

Os resultados dos ensaios de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral aqui apresentados referem-se à ruptura das amostras extraídas das camadas exumadas de campo, conforme procedimentos descritos em 3.3.3 e 3.3.5. É importante ressaltar que não foi possível extrair amostras de todas as camadas, especialmente daquelas com menor diâmetro e menor espessura pois, após a realização do ensaio de placa, apresentavam-se completamente rompidas ou com muitas fissuras.

O comportamento em laboratório de misturas de solo-cimento utilizando Areia de Osório e Cimento Portland CP-V já foi amplamente estudado e relatado na bibliografia. Dessa forma, é possível utilizar curvas de dosagem previamente obtidas, com dosagens de laboratório, para estimar as resistências não confinadas das dosagens empregadas nesse estudo. A Figura 4.120 apresenta a variação da resistência à compressão simples em função do η/C_{iv} para diferentes tempos de cura. Consoli et al. (2011b) avaliaram amostras com diferentes porosidades (variando entre valores altos e baixos), teores de cimento CP-V (1%, 3%, 5%, 7% e 9%) e tempos de cura (3, 7 e 28 dias). A curva de dosagem obtida para 28 dias será utilizada para fins comparativos neste estudo, conforme Equação 48.

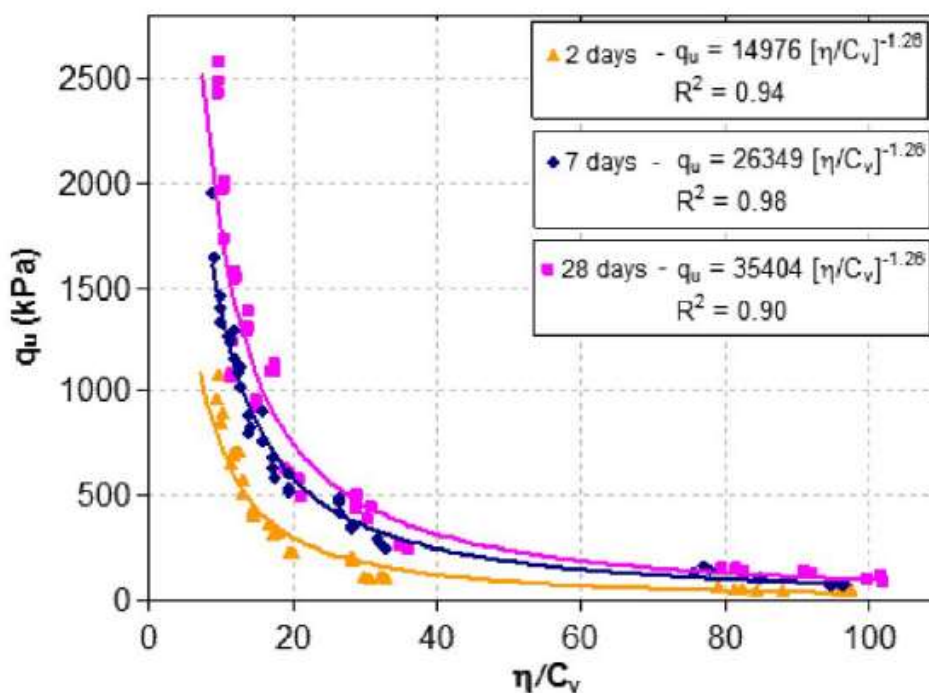


Figura 4.120: Variação da resistência à compressão simples (q_u) com o parâmetro η/C_{iv} para três períodos de cura Consoli et al. (2011b)

$$q_u = 35404 \left(\frac{\eta}{C_{iv}} \right)^{1,26} \quad (48)$$

Substituindo os valores de $\eta/C_{iv} = 17$ e 26 na Equação 48, obtêm-se os valores esperados das dosagens empregadas nesse estudo, ou seja, $q_u = 996,98$ kPa ($\eta/C_{iv} = 17$) e $q_u = 583,69$ kPa ($\eta/C_{iv} = 26$). Tais valores são úteis para uma estimativa de fator campo/laboratório deste estudo.

Foram analisados os dados de 258 corpos de prova provenientes das camadas de campo, sendo 134 à compressão e 124 à tração por compressão diametral de diferentes camadas e com a variação empregada de η/C_{iv} (17 e 26). A Tabela 4.4 apresenta a média dos valores encontrados para as amostras de cada camada e as correlações realizadas.

Tabela 4.4: Resultados médios de resistência não confinada e correlações

Dados das camadas de campo				Consoli et al. (2011b)			Consoli (2014)	
	Código	q_u (campo)	q_t (campo)	q_t/q_u (campo)	q_u (campo/lab)	q_t (campo/lab)	ϕ	c'
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	Não foram retidas amostras						
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	Não foram retidas amostras						
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	Não foram retidas amostras						
6	Dr450Hr150 (17) e=15	Não foram retidas amostras						
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	Não foram retidas amostras						
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	866,3	127,54	0,15	0,87	0,85	35,64	222,42
12	Dr450Hr300 (17) e=15	845,5	128,08	0,15	0,85	0,86	34,43	222,77
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	528,6	79,54	0,15	0,91	0,91	34,72	138,42
14	Dr450Hr300 (26) e=15	503,4	73,64	0,15	0,86	0,84	35,90	128,51
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	847,9	110,2	0,13	0,85	0,74	40,45	195,67
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	Não foram retidas amostras						
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	Não foram retidas amostras						
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	843,3	116,7	0,14	0,85	0,78	38,12	205,10
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	831,2	130,55	0,16	0,83	0,87	32,82	226,50
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	Não foram retidas amostras						
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	Não foram retidas amostras						
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	Não foram retidas amostras						
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	504,2	70,77	0,14	0,86	0,81	37,57	124,13
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	558,4	77,95	0,14	0,96	0,89	37,78	136,83

Ao observar a relação entre as resistências à tração e à compressão (q_t/q_u) verifica-se que se situam em torno do valor de $q_t/q_u = 0,15$ para as amostras extraídas de campo. Os ensaios confirmam que inclusive as amostras exumadas de campo mantêm a relação única entre as resistências à tração/compressão já modeladas e testadas em laboratório. Diambra et al. (2018)

confirmou, em modelo matemático, que para uma dada areia cimentada, a relação q_t/q_u é única e independente do tempo de cura.

Utilizando os dados provenientes do estudo de Consoli et al. (2011b), foi possível estimar o fator campo/laboratório deste estudo. Ao observar as respectivas colunas na Tabela 4.4, nota-se que a relação se manteve entre 0,74 e 0,96, considerada uma boa relação e evidenciando a importância de se manter o máximo controle dos processos durante execução em campo, assim como realizado em laboratório.

Na Tabela 4.4 também estão apresentados os ângulos de atrito (ϕ') e coesões (c') estimados através da metodologia proposta por Consoli (2014) e explanada no item 2.1.2.2, Equações 7 e 8. Os valores calculados na tabela são apenas comparativos e visam a demonstrar a aplicabilidade da correlação. Neste estudo, estão sendo utilizados os parâmetros geotécnicos obtidos diretamente através dos ensaios triaxiais apresentados no item 4.2.

Devido à variabilidade inerente da execução de serviços de campo, embora tenham sido tomadas medidas para garantir a uniformidade e repetibilidade das dosagens e moldagens, sem uma análise estatística dos resultados não é possível garantir que todas as camadas com a mesma dosagem apresentem uma uniformidade de parâmetros de resistência. Os procedimentos empregados para execução das camadas no campo estão descritos em 3.3.1.

A análise estatística tem por finalidade avaliar se as resistências (q_u e q_t) diferem entre as amostras exumadas nas diferentes camadas e, também, se há influência do parâmetro η/C_{iv} (17 e 26). Para isso foram realizadas Análises de Variância (ANOVA), nas quais as variáveis de resposta correspondiam aos valores de q_u e q_t , enquanto as demais variáveis de controle foram a identificação da camada e o η/C_{iv} .

A ANOVA foi executada a um nível de significância de 95%, o que indica que os fatores controláveis que apresentem valores de “ p ” menores do que 0,05 são estatisticamente significativos. A hipótese nula afirma que todas as médias populacionais (médias de nível de fator) são iguais, enquanto a hipótese alternativa afirma que pelo menos uma é diferente.

Neste sentido, inicialmente foram realizadas quatro ANOVAs testando q_u e q_t como variáveis resposta, mantendo fixo o η/C_{iv} , a fim de avaliar se a hipótese nula (de que todas as camadas com o mesmo η/C_{iv} apresentariam a mesma resistência) seria confirmada. As Tabela 4.5 a Tabela 4.8 apresentam as análises realizadas para q_u e q_t com ambos η/C_{iv} (17 e 26).

Tabela 4.5: ANOVA para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$

Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
Camada	4	6973	1743	0,05	0,995
Erro	84	2883954	34329		
Total	88	2890628			

Tabela 4.6: ANOVA para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$

Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
Camada	4	5060	1264,9	1,63	0,176
Erro	76	59096	777,6		
Total	80	64155			

A partir das análises apresentadas nas Tabela 4.5 e Tabela 4.6, não foi possível constatar diferença significativa entre as médias das resistências das camadas 7, 8, 11, 14 e 15. O mesmo pode ser observado nos gráficos de Análise de Médias, apresentados nas Figura 4.121 e Figura 4.123. Esse tipo de gráfico exibe a média de cada variável analisada (camada), a média geral e os limites de decisão. Se um ponto cair fora dos limites de decisão, existe evidência de que a média dessa variável é significativamente diferente da média geral.

As Figura 4.122 e Figura 4.124 apresentam os gráficos de Intervalo Padrão, um resumo da distribuição das amostras, com sua tendência central e variabilidade. Esse tipo de gráfico é especialmente útil para comparar diferentes variáveis. Por exemplo, embora a média das resistências das camadas pareçam diferentes, a diferença provavelmente não é significativa porque todas as barras de intervalo se sobrepõem facilmente.

Em termos gerais, pode-se considerar que a resistência média das camadas moldadas com $\eta/C_{iv} = 17$ manteve-se igual, permitindo, de certa forma, a extrapolação dos resultados e constatando a repetibilidade e padronização dos procedimentos utilizados para todas as camadas.

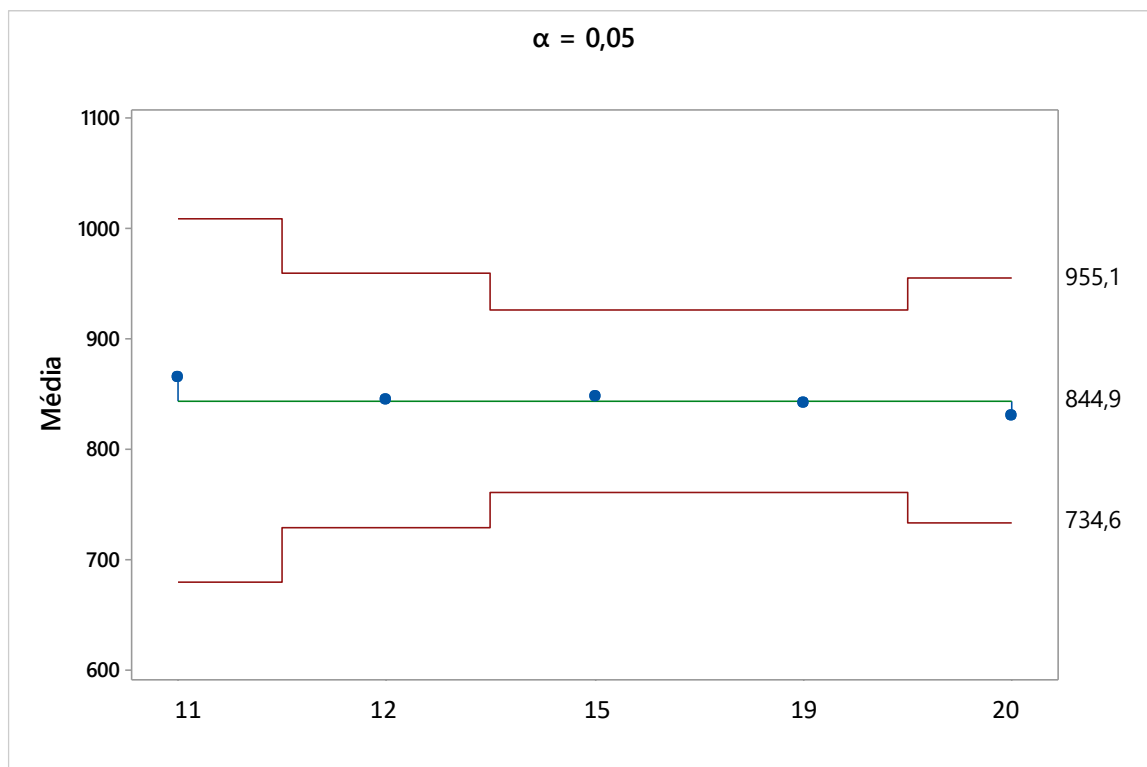


Figura 4.121: Gráfico de Análise de Médias para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$

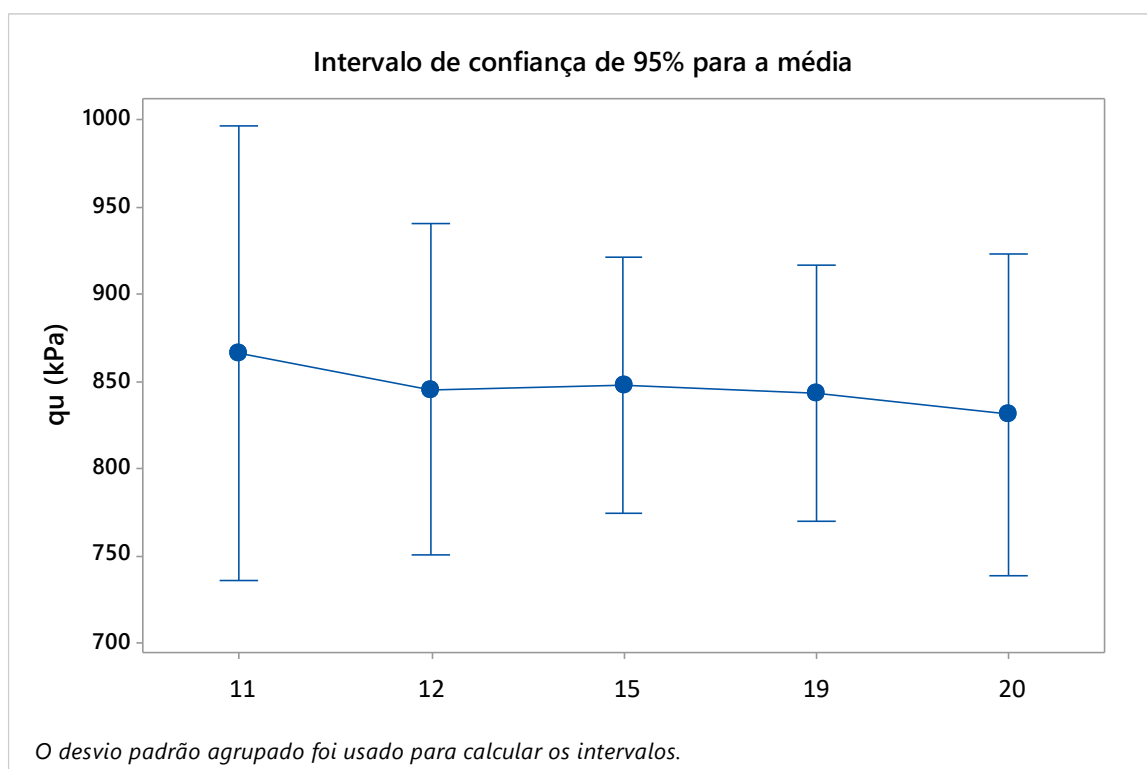


Figura 4.122: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u e $\eta/C_{iv} = 17$

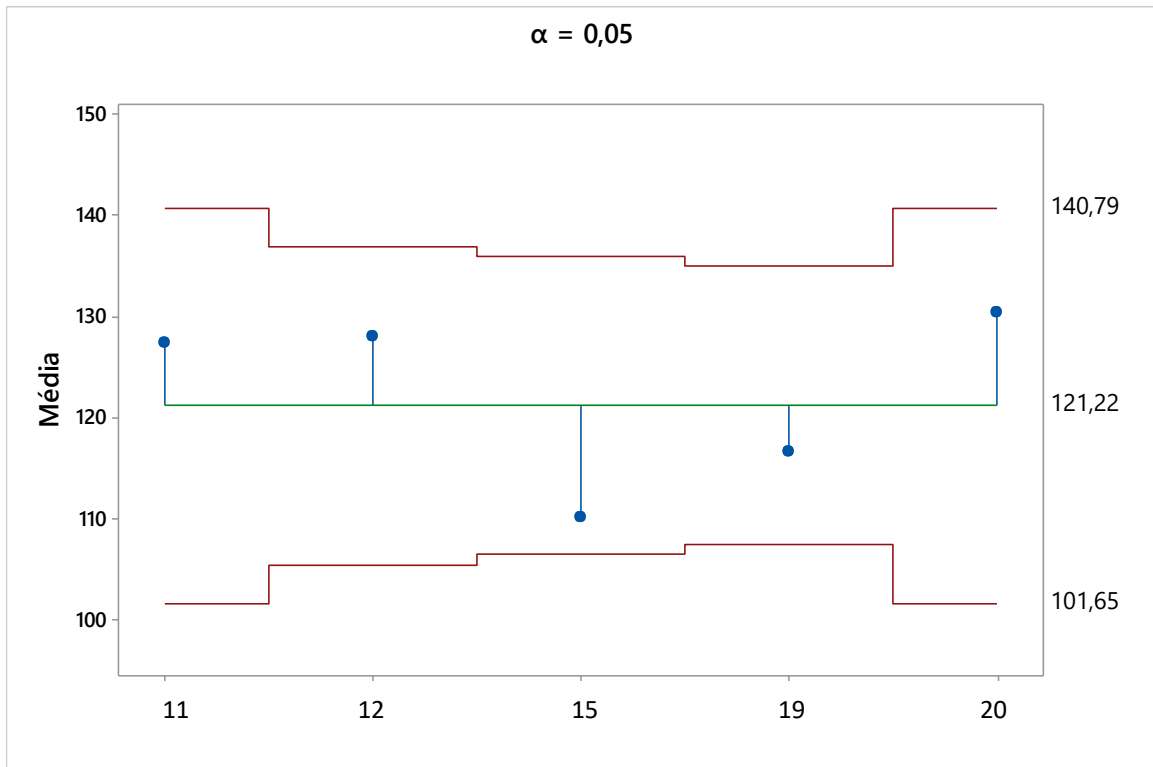


Figura 4.123: Gráfico de Análise de Médias para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$

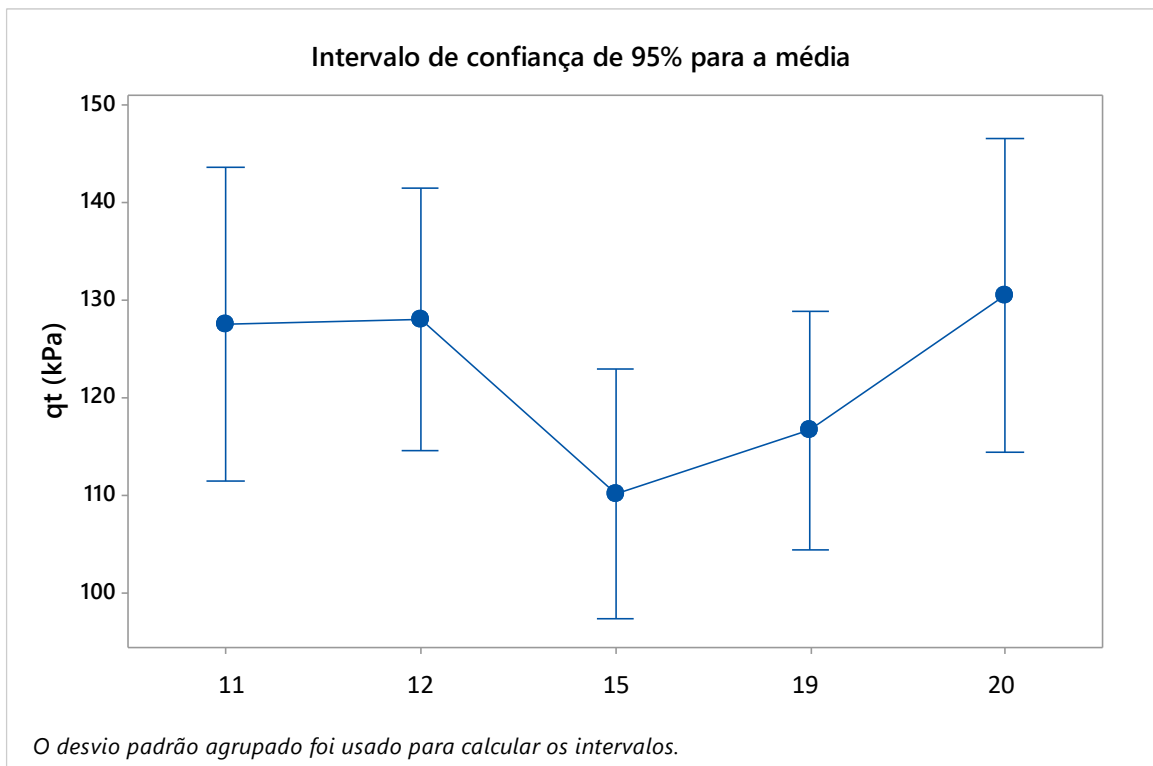


Figura 4.124: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t e $\eta/C_{iv} = 17$

Tabela 4.7: ANOVA para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$

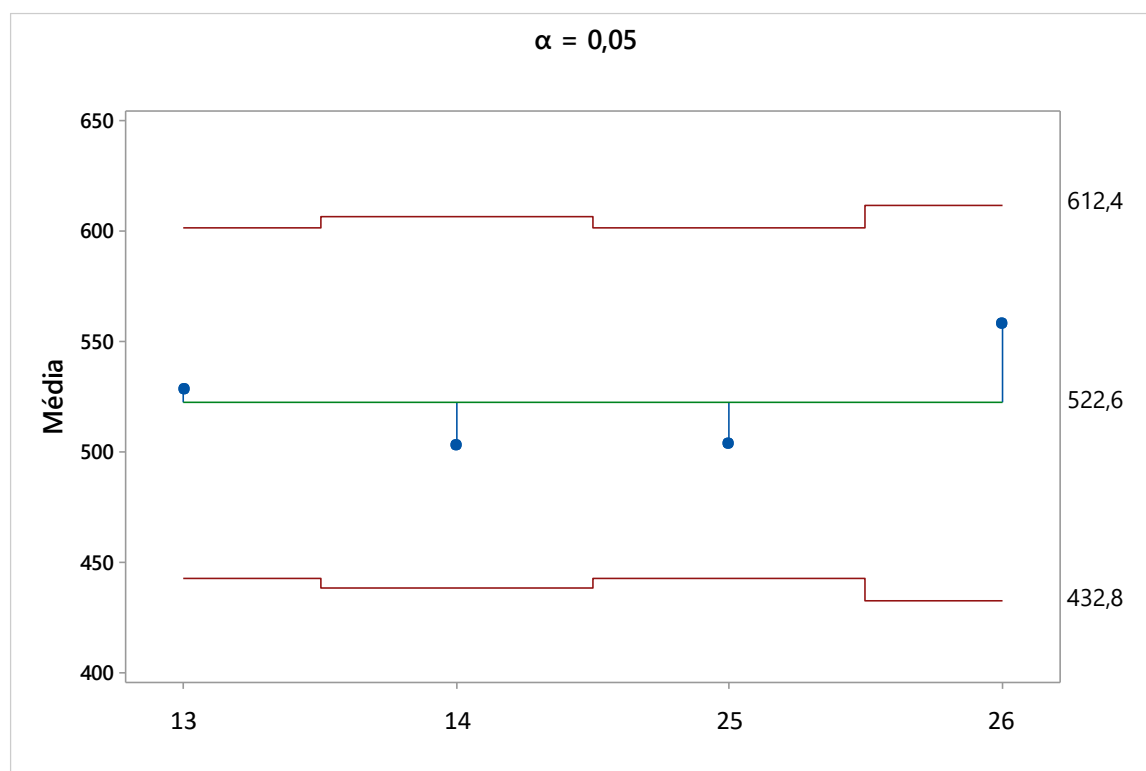
Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
Camada	3	21385	7128	0,47	0,707
Erro	41	626358	15277		
Total	44	647743			

Tabela 4.8: ANOVA para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$

Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
Camada	3	548,4	182,8	0,74	0,533
Erro	39	9591,1	245,9		
Total	42	10139,5			

Da mesma forma, a partir das análises apresentadas nas Tabela 4.7 e Tabela 4.8, não foi possível constatar diferença significativa entre as médias das resistências das camadas 9, 10, 19 e 20. O mesmo pode ser observado nos gráficos de Análise de Médias (Figura 4.125 e Figura 4.127) e nos gráficos de Intervalo Padrão (Figura 4.126 e Figura 4.128).

A partir das análises apresentadas, considera-se que a resistência média das camadas moldadas com $\eta/C_{iv} = 26$ também se manteve igual, evidenciando mais uma vez a repetibilidade e padronização dos procedimentos utilizados para todas as camadas.

Figura 4.125: Gráfico de Análise de Médias para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$

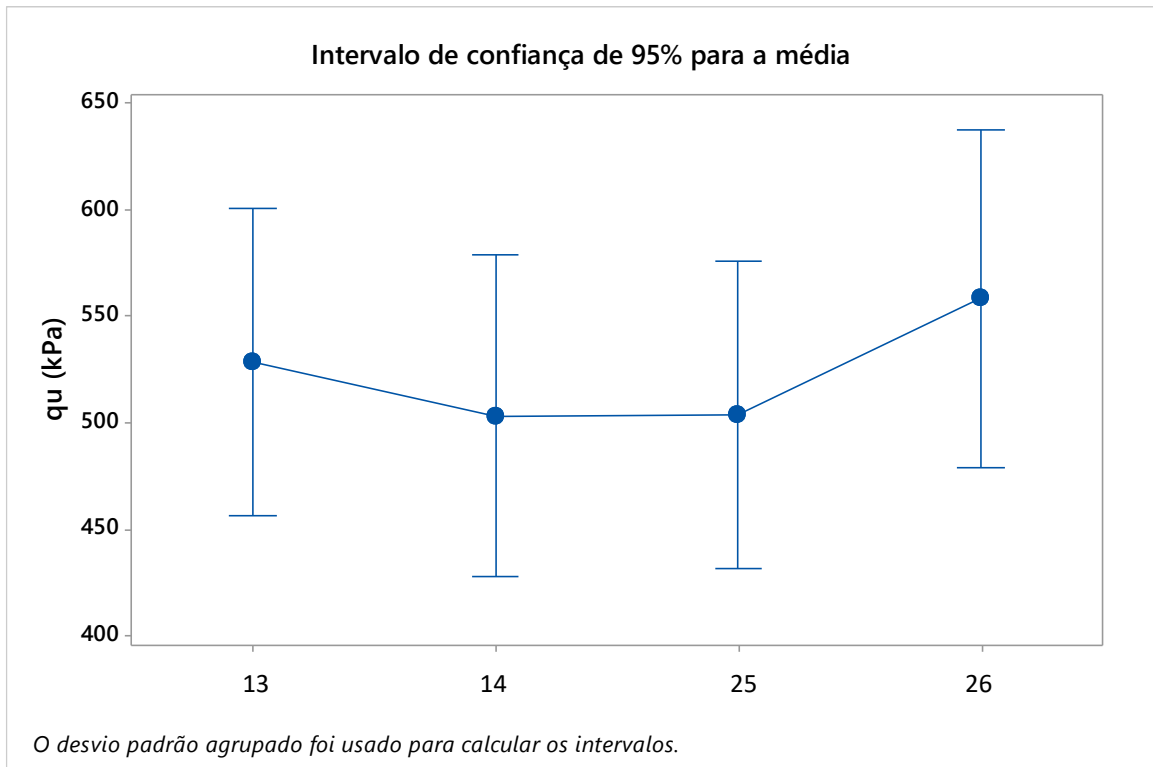


Figura 4.126: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u e $\eta/C_{iv} = 26$

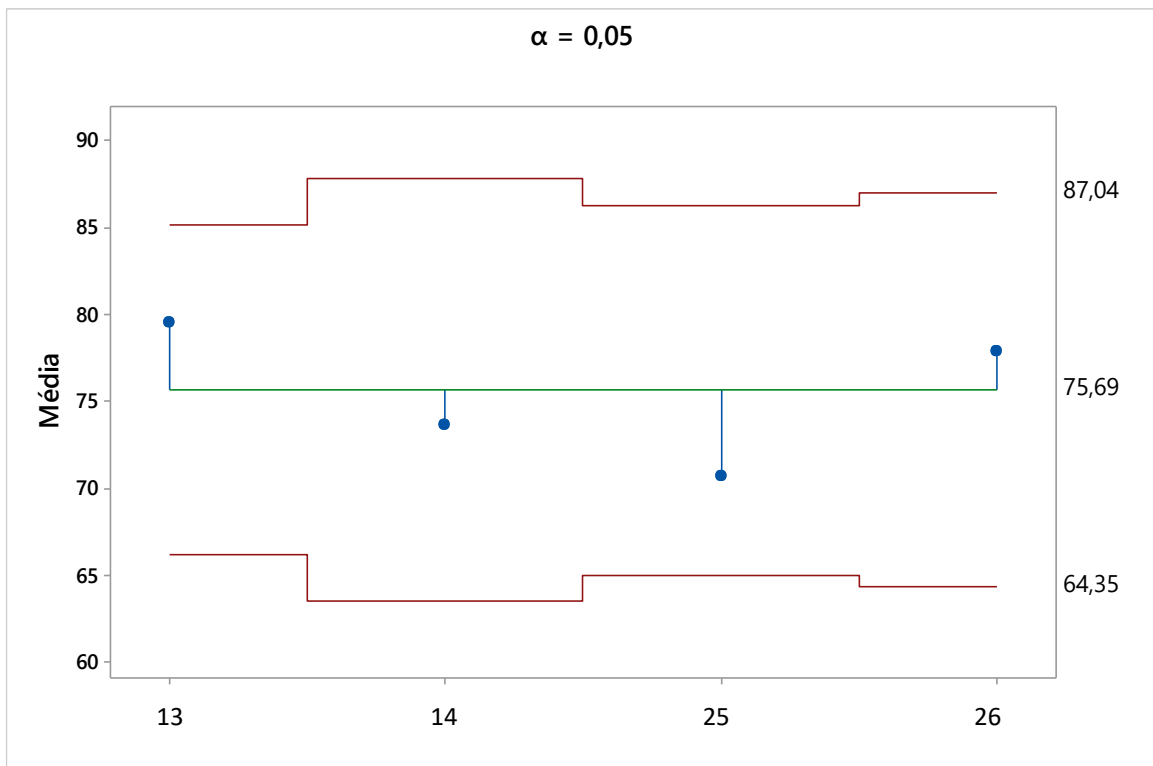


Figura 4.127: Gráfico de Análise de Médias para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$

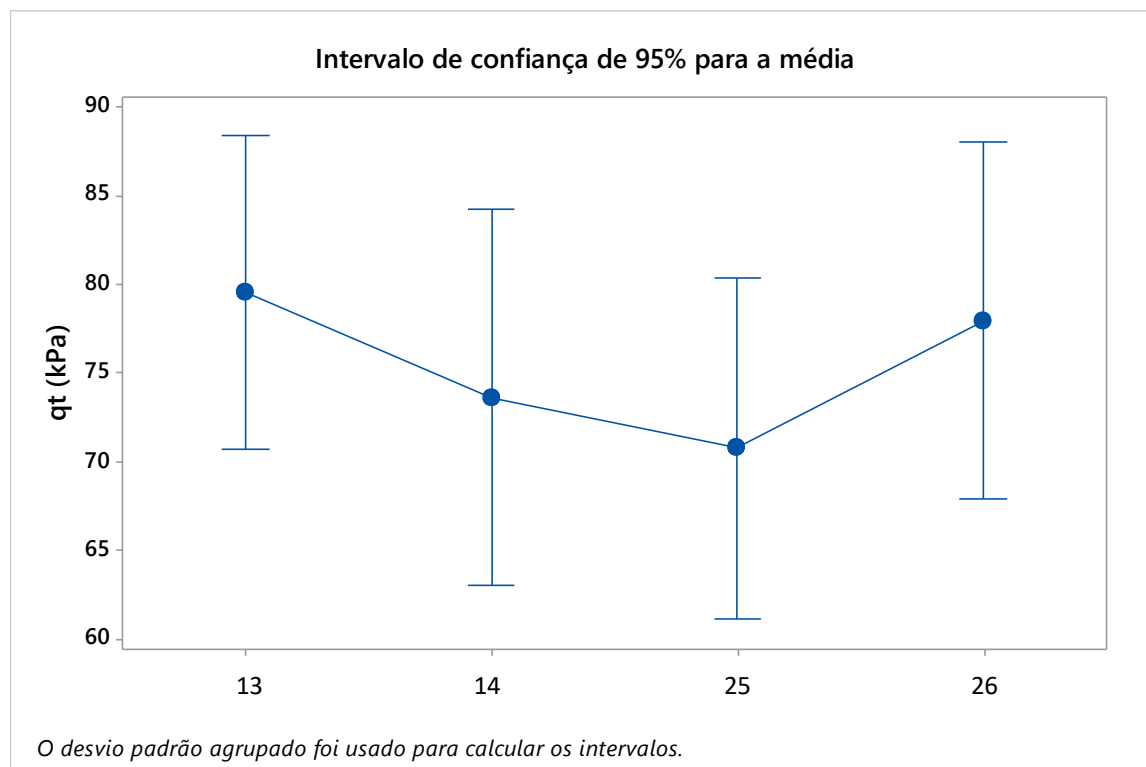


Figura 4.128: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t e $\eta/C_{iv} = 26$

Após constatada a uniformidade das camadas de mesma dosagem (η/C_{iv}), foi avaliada a influência da variação do η/C_{iv} na resistência das amostras. Para isso, foram realizadas mais duas ANOVAs, testando q_u e q_t como variáveis de resposta, variando os dois níveis do η/C_{iv} (17 e 26), a fim de avaliar se a hipótese nula (de que ambos valores de η/C_{iv} apresentariam a mesma resistência) seria confirmada. As Tabela 4.9 e Tabela 4.10 apresentam as análises realizadas.

Tabela 4.9: ANOVA para q_u de todas as amostras

Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
η/C_{iv}	1	3104889	3104889	115,83	0,000
Erro	132	3538371	26806		
Total	133	6643259			

Tabela 4.10: ANOVA para q_t de todas as amostras

Fonte de variação	Graus de liberdade	Somas quadráticas	Médias quadráticas	Valor F	Valor P
Camada	1	58221	58220,6	95,60	0,000
Erro	122	74295	609,0		
Total	123	132515			

Ambas análises permitem constatar que o parâmetro η/C_{iv} é significativo na resistência q_u e q_t das amostras com um nível de confiabilidade de 95%. As Figura 4.129 e Figura 4.130 apresentam os gráficos de Intervalo Padrão, que permitem observar a significativa diferença entre as médias de resistência de cada dosagem e, também, que não há sobreposição entre as barras dos diferentes níveis.

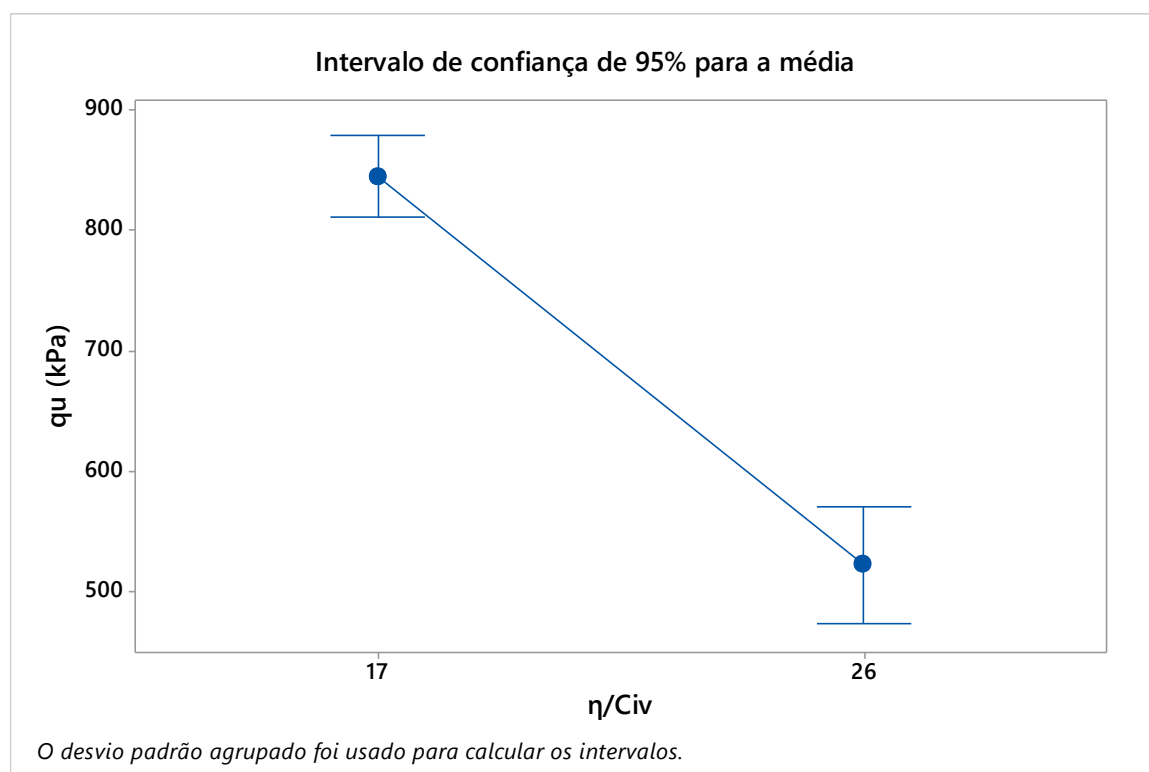


Figura 4.129: Gráfico de Intervalo Padrão para q_u

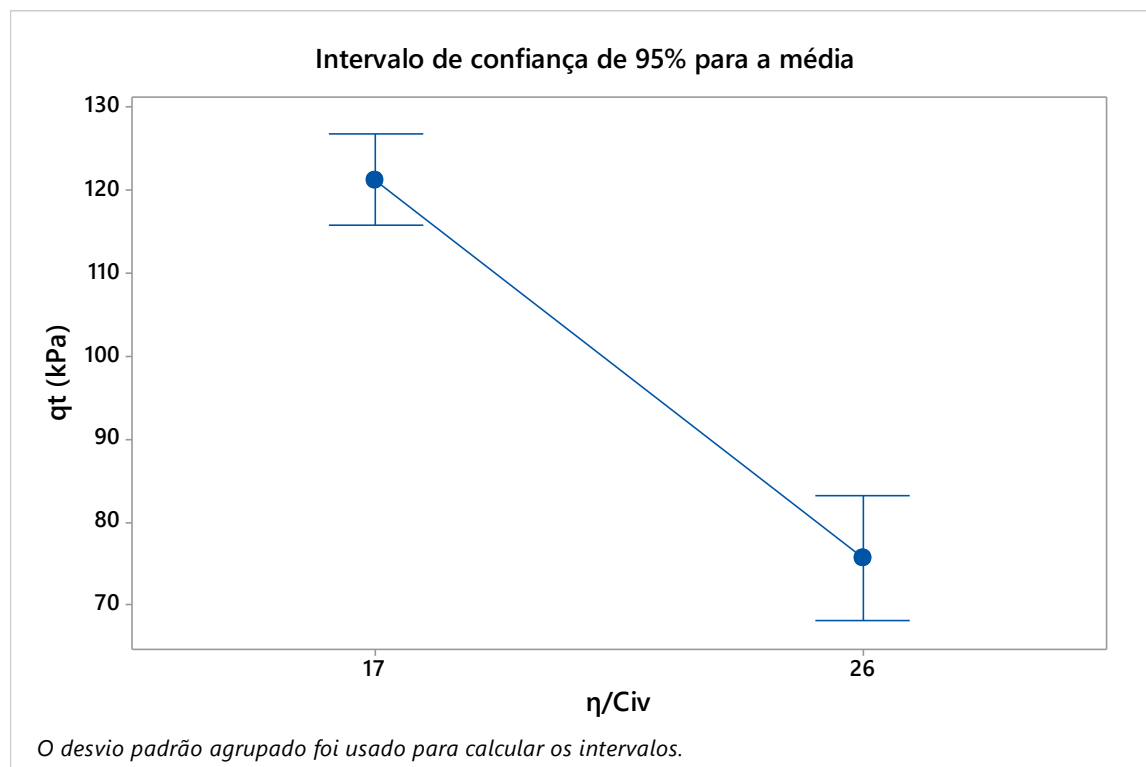


Figura 4.130: Gráfico de Intervalo Padrão para q_t

Como a diferença entre as resistências das camadas de mesmo η/C_{iv} não se mostrou significativa, optou-se por agrupar os resultados das camadas com a mesma dosagem e trabalhar com os valores médios. As médias das resistências q_u e q_t para cada η/C_{iv} estão apresentadas na Tabela 4.11. Ainda, são apresentadas as correlações para estimativa de φ' e c' , calculadas através de Consoli (2014). As últimas colunas apresentam os parâmetros geotécnicos obtidos através dos ensaios triaxiais, possibilitando a comparação.

Tabela 4.11: Parâmetros médios para cada dosagem (η/C_{iv}) empregada

Dados das camadas de campo			Médias		Consoli (2014)		Triaxial (CID)	
η/C_{iv}	Camada	Código	q_u (campo)	q_t (campo)	φ (estimado)	c' (estimado)	φ	c' (kPa)
17	7	Dr450Hr300 (17) e=7,5	844,9	121,22	36,70	212,02	47	109,11
	8	Dr450Hr300 (17) e=15						
	11	Dr525Hr450 (17) e=7,5						
	14	Dr750Hr450 (17) e=7,5						
	15	Dr750Hr450 (17) e=3,75						
26	9	Dr450Hr300 (26) e=7,5	522,6	75,69	36,31	132,24	46,43	70,31
	10	Dr450Hr300 (26) e=15						
	19	Dr600Hr300 (26) e=7,5						
	20	Dr600Hr300 (26) e=3,75						

Percebe-se, ao comparar os valores estimados através da correlação proposta por Consoli (2014) com aqueles obtidos através das envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais, que os valores do ângulo de atrito (ϕ') foram subestimados, enquanto os valores do intercepto coesivo (c') foram superestimados através da metodologia.

5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

5.1 MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS

A identificação do mecanismo de ruptura frente à aplicação de cargas verticais excêntricas em camadas de solo-cimento é um dos principais objetivos deste trabalho. O comportamento de provas de carga em tamanho real em aterros contínuos cimentados (VENDRÚSCOLO, 1996; SALES, 1998; THOMÉ, 1999), camadas quadradas (ROSSI, 2019) e camadas circulares (MOREIRA, 2020; MESAVILLA, 2020; SECCO, 2020), com a aplicação de carga vertical e centrada já foi bem caracterizado e, inclusive, modelado. Entretanto, a influência da excentricidade ainda não havia sido avaliada.

Este trabalho procura avaliar excentricidades variadas, desde aquelas que permaneciam dentro do terço médio ($\leq D/6$) da fundação, até excentricidades coincidentes com a borda da placa de ensaio. Esta última, embora pareça irreal em termos práticos, é importante para delimitar condições de contorno e avaliar situações extremas.

Conforme abordado no item 2.2.1, as formas clássicas de ruptura de fundações superficiais são: ruptura generalizada, ruptura por puncionamento e ruptura localizada. Apropriando-se desses conceitos e trazendo-os à realidade de camadas cimentadas assentes em solo residual, pode-se assumir que rupturas generalizadas possuem maior tendência de ocorrer na camada cimentada, enquanto rupturas por puncionamento se referem ao solo residual.

Moreira (2020) observou dois mecanismos típicos de ruptura, em camadas idênticas às deste trabalho, porém com aplicação de carga centrada. O mecanismo predominante foi o de puncionamento, refletido em grandes níveis de recalque do conjunto (placa de aço + camada cimentada). O segundo mecanismo, observado apenas nas camadas de maior diâmetro, foi o de ruptura generalizada no reforço, a partir do atingimento da máxima resistência à tração na base da camada, que progride até a superfície e forma uma ruptura troncocônica, clássica de materiais cimentados. Os mecanismos de ruptura relatados por Moreira (2020), em camadas circulares, são os mesmos descritos por Foppa (2016) em ensaios realizados em modelo reduzido em laboratório em camadas que se assemelham a sapatas corridas.

Neste trabalho, a inclusão da excentricidade, adiciona algumas condicionantes que não existiam anteriormente:

- a) a área comprimida é menor;
- b) a carga não é uniformemente distribuída – nem na placa e nem no solo natural;
- c) o efeito do cisalhamento na borda mais comprimida da placa de aço é maior.

Com os itens elencados acima, fica claro que é esperado que a capacidade de carga das camadas cimentadas submetidas a carregamento excêntrico seja menor do que aquelas com carregamento centrado. Entretanto, também pode-se esperar uma nova forma de ruptura, não observada nos experimentos de Moreira (2020), a ruptura generalizada por cisalhamento (de cima para baixo) da camada cimentada. Esse tipo de ruptura também foi descrito no trabalho de Thomé (1999) em ensaios realizados com placa circular em aterros contínuos cimentados.

Para os casos em que se supõe que a ruptura ocorra puramente por cisalhamento, observa-se que a placa de aço é puncionada para dentro da camada cimentada e, por vezes, forma superfícies de ruptura que realmente cortam (cisalham) verticalmente a camada, nas proximidades dos pontos de aplicação da carga e/ou na borda da placa. Esse comportamento é observado em camadas com menores espessuras, que refletem em uma menor área transversal para resistir a esses esforços e acabam propagando rapidamente a fissura que surge no topo da camada. A Figura 5.1 ilustra o tipo de ruptura observado.



Figura 5.1: Ruptura por cisalhamento – fissura que surge do topo em direção à base (a) Dr375Hr150 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 17$ (b) Dr450Hr150 $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$

Thomé (1999) observou que para relações Hr/D (espessura do reforço / diâmetro da placa de aço) iguais a 0,25 e 0,5, as superfícies de ruptura observadas eram verticais, assim como observadas neste trabalho para a mesma relação Hr/D (Figura 5.1). Para as relações Hr/D iguais a 1,0 e 2,0, os ensaios de Thomé (1999) apresentaram superfícies de ruptura inclinadas. Em ambos os casos o autor relata que as fissuras iniciavam na borda da fundação (placa de aço), em concordância com o observado nesta pesquisa.

Em camadas com maiores espessuras, por vezes, também era observada uma fissura que surgia no topo da camada, sempre próximo ao ponto de aplicação da carga e/ou borda da placa de aço. Entretanto, a fissura não se propagava a ponto de atingir a base da camada e ocasionar a ruptura generalizada. O mecanismo clássico de ruptura, nesses casos, é por puncionamento de todo o conjunto (placa de aço + camada cimentada) para dentro do solo residual. Como pode ser observado na Figura 5.2, embora a superfície da camada apresente um plano de ruptura, essa fissura não se propagou até a base da camada.



Figura 5.2: Ruptura por puncionamento no solo residual – camada $Dr450Hr300$ $e=D/4$ $\eta/C_{iv} = 26$ (a) após ruptura (b) após exumação – plano de cisalhamento que não atinge a base da camada

Outras vezes, entretanto, a ruptura superficial por cisalhamento acabava por instabilizar o sistema de aplicação de cargas, ocasionando a finalização prematura de alguns ensaios. Nestes casos não ocorreram recalques suficientes que pudessem considerar ruptura por puncionamento do solo local e nem o plano de cisalhamento atingia a base da camada. Devido à elevada excentricidade de aplicação da carga e a elevada concentração de tensões na borda da placa a primeira fissura de cisalhamento começava a surgir já nos primeiros carregamentos. Note na

Figura 5.3 que apenas uma porção superior foi cisalhada, pois à medida que a fissura se propagava de cima para baixo, ocorria o giro da placa de aço e a desestabilização do sistema de aplicação de cargas.

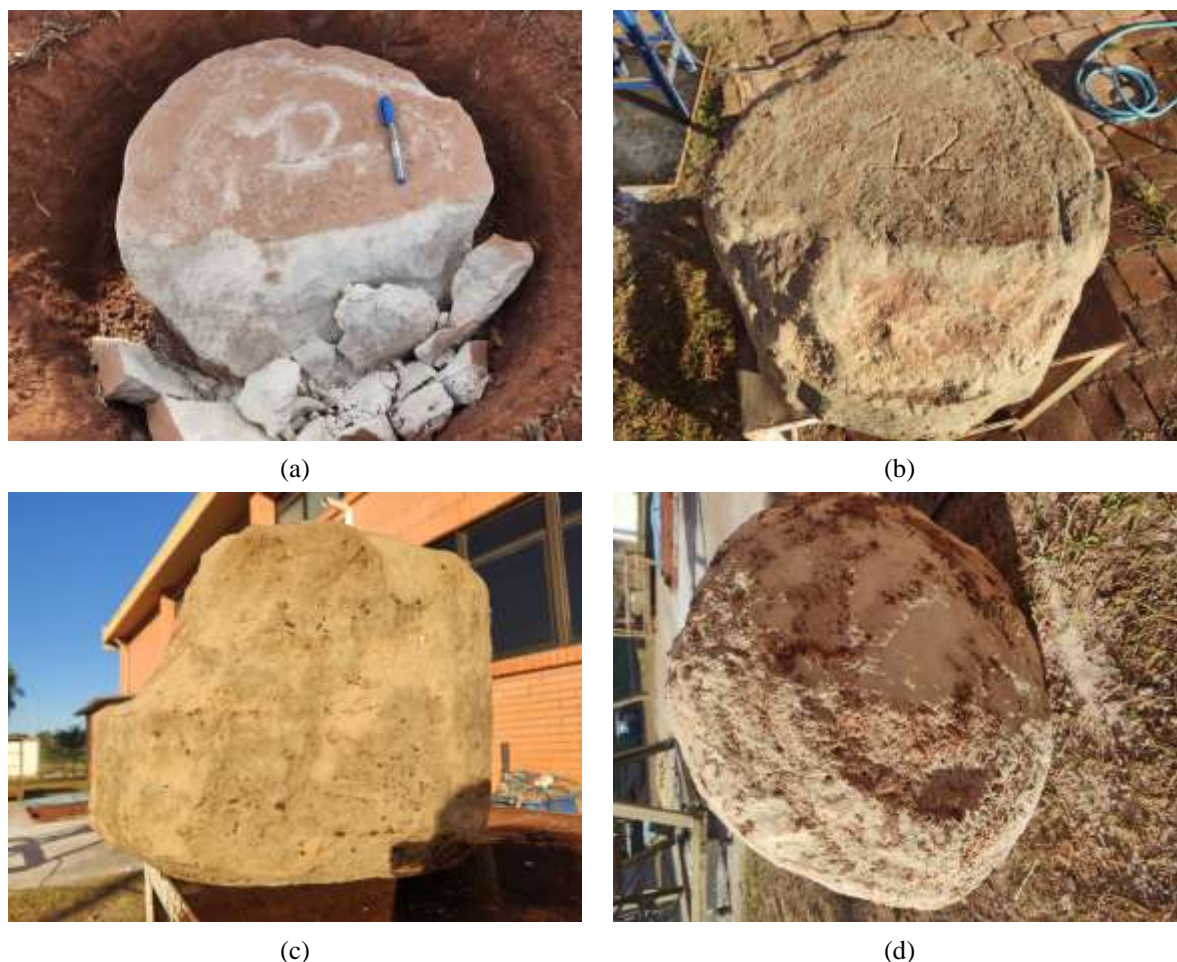


Figura 5.3: Ruptura por cisalhamento superficial que leva à desestabilização do sistema – camada Dr450Hr300 $e=D/2$ $\eta/C_{iv} = 17$
 (a) após ruptura (b) após exumação (c) plano de cisalhamento que não atinge a base da camada (d) base da camada sem fissuras

Ao analisar os planos de ruptura apresentados pelas camadas apresentadas nas Figura 5.2 e Figura 5.3, percebe-se que, mesmo com a mesma relação $Hr/D = 1,0$, a primeira apresentou um plano de ruptura vertical e a segunda um plano inclinado. Não foram avaliadas camadas com espessuras correspondentes ao dobro do diâmetro da placa de aço ($Hr/D = 2,0$) entretanto, as camadas com $Hr/D = 1,5$ não apresentaram fissuras de cisalhamento, também diferindo do observado do Thomé (1999) em seus aterros. Possivelmente, essa variação de inclinação do plano de ruptura está relacionada com a excentricidade de aplicação da carga, uma vez que as camadas aqui comparadas apresentam as mesmas características geométricas e a mesma dosagem.

Camadas com maiores espessuras, como é o caso apresentado na Figura 5.4, foram retiradas do campo após recalques excessivos. Esses casos são característicos de uma ruptura puramente por punção, em que todo o conjunto (placa de aço + camada cimentada) comporta-se como um elemento único, puncionando o solo residual.



Figura 5.4: Ruptura por punção no solo residual – camada D_r750H_r450 $e=D/8$ $\eta/C_{iv} = 17$ (a) após ruptura (b) após exumação – camada intacta

A ruptura generalizada da camada cimentada, gerando superfícies de ruptura troncocônicas, possivelmente devido ao alcance do limite de resistência à tração na base da camada cimentada, foi nitidamente observada apenas nas camadas de maiores diâmetros ($D_r = 900$ mm), assim como também relatado por Moreira (2020). A Figura 5.5 (a) permite observar a influência da excentricidade de aplicação, visto que o lado oposto ao da aplicação do carregamento parece pouco afetado e, inclusive, nem apresenta marcas da placa na superfície. A Figura 5.5 (b) demonstra as fissuras inclinadas desenvolvidas (da base em direção ao topo da camada) e também a inclinação no sentido a excentricidade.



Figura 5.5: Ruptura generalizada – camada Dr900Hr300 $e=D/4$ η/C_{iv}
 $= 17$ (a) após ruptura (b) durante exumação

Nestes casos, de ruptura generalizada do reforço estrutural, o comportamento evidenciado vai ao encontro dos resultados encontrados por Foppa (2016), Caballero (2019), Rossi (2019) e Moreira (2020) que, através de ensaios em modelo reduzido, ensaios de campo e análises numéricas, determinaram que as fissuras iniciavam na base do reforço e se propagam em direção ao topo da camada à medida que o recalque aumenta.

Thomé (1999) explicou e ilustrou o motivo da formação de diversas fissuras que acabam por resultar na ruptura troncocônica observada. De acordo com o autor, a distribuição do carregamento impõe um esforço de flexão e, conseqüentemente, o desenvolvimento de tensões de tração na base do revestimento Figura 5.6 (a). Quando essas tensões de tração atingem ou ultrapassam o valor de resistência à tração do material cimentado, dá-se origem às primeiras fissuras na base do revestimento Figura 5.6 (a) e (b). Ao continuar a aplicação do carregamento, permite-se que a camada cimentada continue fletindo e novas fissuras de tração sejam formadas Figura 5.6 (b). No entanto, as fissuras de tração mais centralizadas, não são as responsáveis pela ruptura, pois elas não têm a capacidade de se propagar até o topo, devido ao aparecimento de tensões horizontais de compressão logo abaixo da placa de aço. Isto permite que a placa continue recebendo carregamento e novas fissuras de tração vão surgindo e se propagando até atingirem o topo Figura 5.6 (c) e (d).

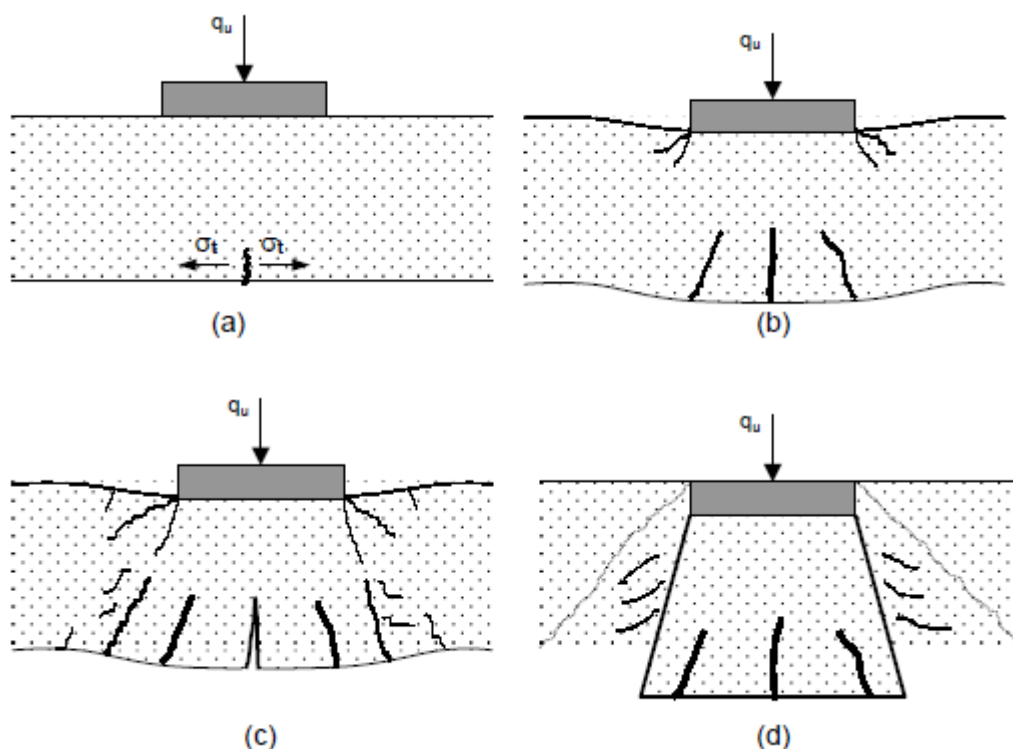


Figura 5.6: Ilustração do mecanismo de ruptura generalizada do reforço (THOMÉ, 1999)

Foppa (2016) destaca que, diferentemente de Thomé (1999), não observou a formação de zonas de fissuração em seus ensaios. De acordo com o autor, após o surgimento da primeira fissura, com o aumento do carregamento, ela se propagava até atingir o topo do revestimento.

Entretanto, embora existam divergências quanto ao modo de propagação das fissuras, todos os autores citados neste capítulo concordam que a fissuração do reforço ocasiona a ruptura progressiva e generalizada da camada cimentada. Na prática, esse tipo de ruptura é muito perigoso, e o dimensionamento das fundações deve levar em consideração a resistência à tração do reforço, de forma a evitar que se desenvolvam fissuras de tração da base do revestimento.

A ruptura por puncionamento de todo o conjunto (placa de aço + camada cimentada) para dentro do solo é mais desejável em obras reais, pois o solo permite que haja um maior deslocamento e que a superestrutura apresente sinais de colapso, antes de realmente romper. As rupturas generalizadas do reforço nesta pesquisa ocorreram com recalques relativos $\delta/D \leq 1\%$, praticamente imperceptíveis (Tabela 4.1).

5.2 PREMISSAS ADOTADAS PARA AVALIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Na prática, é desejável que o mecanismo de ruptura aconteça no solo, possibilitando deslocamentos suficientes para que a superestrutura dê sinais de colapso. Com esta premissa, deve-se projetar um reforço com características geométricas e de resistência para que a resistência à tração do reforço seja maior do que o esforço de tração que solicita a base do reforço.

Para isso, é necessário equacionar o problema e estimar a tensão de contato que atua entre a base da camada cimentada e o terreno de fundação. O conhecimento de sua distribuição é importante, tanto para verificar as tensões no solo, quanto para o dimensionamento da própria camada.

A distribuição dessas tensões depende da rigidez da camada cimentada e do tipo de solo, conforme esquematizado na Figura 5.7. Fazendo uma analogia com o projeto estrutural de sapatas e blocos, assume-se que as tensões sob a sapata podem se distribuir de maneira uniforme ou com uma variação linear a depender da rigidez e da excentricidade de aplicação da carga. A distribuição real não é uniforme, mas por simplicidade, admite-se uma distribuição uniforme em sapatas rígidas assentes em solos argilosos ou arenosos submetidas a cargas centradas, o que geralmente resulta em esforços solicitantes maiores.

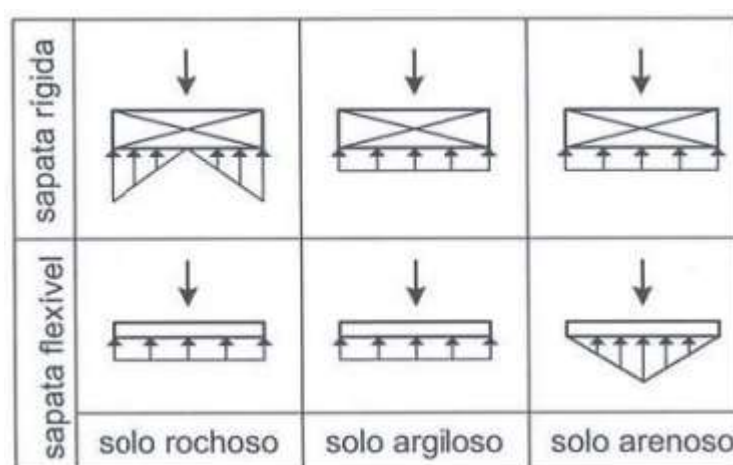


Figura 5.7: Distribuições aproximadas das pressões de contato (ARAUJO, 2010)

As sapatas e os blocos de fundação são considerados rígidos em função de suas dimensões, conforme destacado na Figura 5.8. Na Figura 5.9 está esquematizada a relação entre as

dimensões das camadas de reforço executadas neste trabalho. Utilizando a mesma analogia estrutural, aplica-se a Equação 49 para a determinação da rigidez das camadas cimentadas.

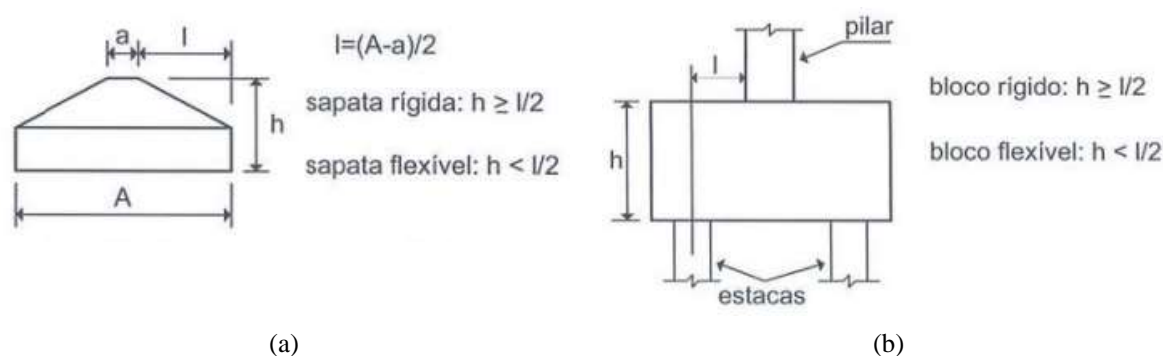


Figura 5.8: Fundações rígidas e flexíveis (ARAÚJO, 2010) (a) sapatas
(b) blocos

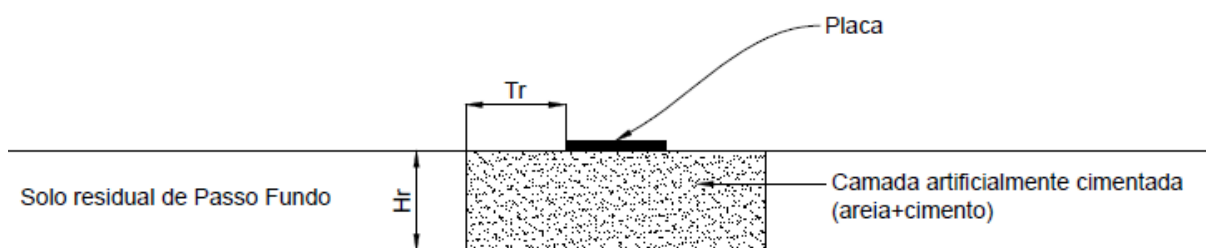


Figura 5.9: Relação entre as dimensões das camadas de reforço executadas

$$Hr \geq \frac{Tr}{2} \quad (49)$$

Com relação à placa de aço utilizada nos ensaios, não restam dúvidas de que se trata de material que pode ser considerado rígido. De acordo com as dimensões das camadas executadas neste trabalho, sumarizadas na Tabela 5.1, verifica-se que todas obedecem à Equação 49 e também se enquadram em estruturas rígidas. As camadas de reforço rígidas estão submetidas à tração na flexão, que pode ser considerada como uniformemente distribuída na largura de sua base, quando o carregamento é centrado.

Quando a carga é excêntrica, as reações do terreno sob a base podem ser consideradas com variação linear, como ilustrado na Figura 5.10. Para menores excentricidades ($e \leq A/6$) a carga pode ser considerada um trapézio com base correspondente à mesma dimensão da base da sapata (A) (Figura 5.10(a)). Entretanto, para excentricidades maiores ($e > A/6$) obtém-se a

distribuição triangular indicada na Figura 5.10(b). A Tabela 5.1 apresenta as distribuições esperadas para o carregamento, com base nas dimensões da camada (Dr) e na excentricidade (e) de aplicação da carga.

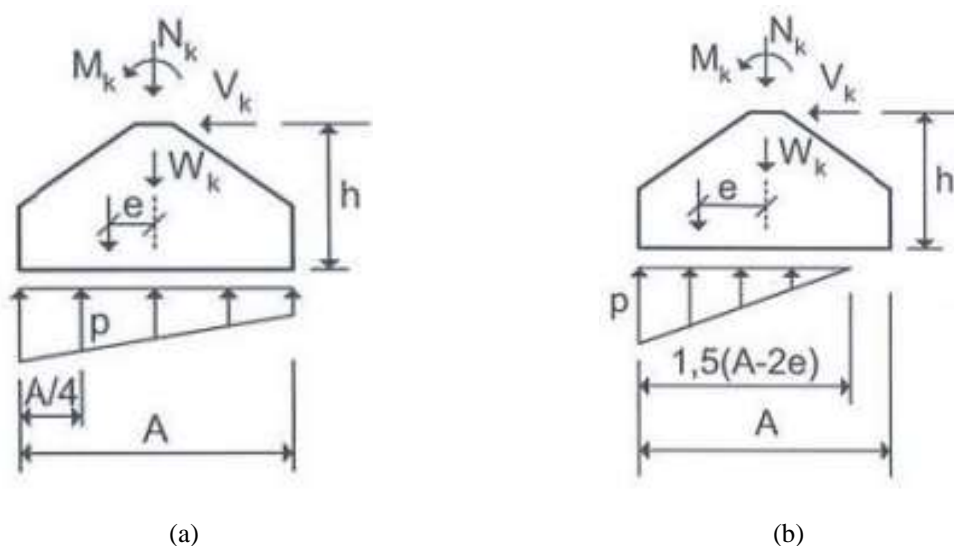


Figura 5.10: Reações do solo sob carregamento excêntrico (ARAÚJO, 2010) (a) $e \leq A/6$ (b) $e > A/6$

Tabela 5.1: Verificação da rigidez e da distribuição de cargas ao terreno

Camada	Código	Dr (cm)	Hr (cm)	Tr (cm)	e (cm)	Rigidez do reforço	Distribuição no reforço	Distribuição na placa
1	Dr375Hr150 (17) $e=7,5$	37,5	15	3,75	7,5	Rígido	Triangular	Triangular
3	Dr375Hr150 (26) $e=7,5$	37,5	15	3,75	7,5	Rígido	Triangular	Triangular
5	Dr450Hr150 (17) $e=7,5$	45	15	7,5	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
6	Dr450Hr150 (17) $e=15$	45	15	7,5	15	Rígido	Triangular	Triangular
7	Dr450Hr150 (26) $e=7,5$	45	15	7,5	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
11	Dr450Hr300 (17) $e=7,5$	45	30	7,5	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
12	Dr450Hr300 (17) $e=15$	45	30	7,5	15	Rígido	Triangular	Triangular
13	Dr450Hr300 (26) $e=7,5$	45	30	7,5	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
14	Dr450Hr300 (26) $e=15$	45	30	7,5	15	Rígido	Triangular	Triangular
15	Dr525Hr450 (17) $e=7,5$	52,5	45	11,25	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
17	Dr900Hr300 (17) $e=7,5$	90	30	30	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
18	Dr900Hr300 (17) $e=3,75$	90	30	30	3,75	Rígido	Trapezoidal	Trapezoidal
19	Dr750Hr450 (17) $e=7,5$	75	45	22,5	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
20	Dr750Hr450 (17) $e=3,75$	75	45	22,5	3,75	Rígido	Trapezoidal	Trapezoidal
21	Dr600Hr150 (17) $e=7,5$	60	15	15	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular
22	Dr600Hr150 (17) $e=3,75$	60	15	15	3,75	Rígido	Trapezoidal	Trapezoidal
24	Dr600Hr300 (17) $e=3,75$	60	30	15	3,75	Rígido	Trapezoidal	Trapezoidal
25	Dr600Hr300 (26) $e=7,5$	60	30	15	7,5	Rígido	Trapezoidal	Triangular

26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	60	30	15	3,75	Rígido	Trapezoidal	Trapezoidal
----	------------------------	----	----	----	------	--------	-------------	-------------

Todas as camadas ensaiadas com $e=D/8$ (3,75 cm), excentricidade situada dentro do terço médio ($\leq D/6$) da placa de aço, apresentam distribuição de tensões supostamente trapezoidal, tanto na placa como na camada de reforço. Contrariamente, todas as camadas ensaiadas com excentricidade máxima $e=D/2$ (15 cm), apresentam distribuição triangular na placa e na camada. Já para as camadas ensaiadas com excentricidade média $e=D/4$ (7,5) supõe-se que a distribuição de tensões seja triangular na placa de aço e trapezoidal para a maioria das camadas de reforço testadas, com exceção daquelas com $D_r = 375\text{mm}$.

A Tabela 5.2 permite comparar a distribuição de tensões teórica, conforme indicado na Figura 5.10 e o comportamento observado em campo. É possível constatar que todas as placas que apresentaram giro correspondem a distribuição triangular na placa de aço e todas as placas que inclinam apresentam distribuição trapezoidal no reforço. Ainda, todas as camadas que apresentam recalque do extremo oposto da camada cimentada (ponto 7) apresentam distribuição trapezoidal no reforço, justificando seu funcionamento para dentro do solo residual.

Tabela 5.2: Comparação entre a distribuição de tensões teórica e o comportamento observado em campo

Camada	Código	Distribuição no reforço	Distribuição na placa	Placa (pontos 1 e 6)	Camada (ponto 7)
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	Triangular	Triangular	Gira	Sobe
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	Triangular	Triangular	Gira	Sobe
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Gira	Sobe
6	Dr450Hr150 (17) e=15	Triangular	Triangular	Gira	Sobe
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Gira	Não move
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Inclina	Sobe
12	Dr450Hr300 (17) e=15	Triangular	Triangular	Gira	Não move
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Gira	Sobe
14	Dr450Hr300 (26) e=15	Triangular	Triangular	Gira	Não move
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Inclina	Desce
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Inclina	Não move
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	Trapezoidal	Trapezoidal	Inclina	Não move
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Inclina	Desce
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	Trapezoidal	Trapezoidal	Inclina	Desce
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Inclina	Sobe
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	Trapezoidal	Trapezoidal	Inclina	Desce
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	Trapezoidal	Trapezoidal	Inclina	Desce
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	Trapezoidal	Triangular	Gira	Não move

26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	Trapezoidal	Trapezoidal	Inclina	Desce
----	------------------------	-------------	-------------	---------	-------

5.3 VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO NO TOPO DA CAMADA DE REFORÇO

Considerando que, normalmente, a camada de reforço estará assente próxima à superfície do terreno e, portanto, sob baixas tensões confinantes, pode-se calcular a resistência ao cisalhamento drenada a partir da sua envoltória de ruptura, no ponto onde o círculo de Mohr do ensaio de compressão simples toca a envoltória, de acordo com a Equação 50.

$$\tau_{res} = c' + \frac{q_u}{2} (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (50)$$

Onde:

τ_{res} : resistência ao cisalhamento do solo cimento

c' : coesão efetiva do solo cimento

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo cimento

q_u : resistência à compressão simples do solo cimento

Caso não se disponha de ensaios triaxiais para a determinação da envoltória de ruptura, a coesão e o ângulo de atrito podem ser facilmente estimados utilizando o método de Consoli (2014), com base em resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

Ao analisar as distribuições de tensões teóricas discutidas no tópico anterior, fica evidente que o efeito do cisalhamento é muito mais pronunciado nas camadas submetidas a carregamento excêntrico. Na Tabela 5.3 apresenta-se a comparação entre os carregamentos máximos aos quais as camadas foram submetidas e a resistência ao cisalhamento estimada.

A resistência ao cisalhamento foi calculada com base na Equação 50 utilizando os parâmetros de resistência médios de cada dosagem (η/C_{iv}) que estão compilados na Tabela 4.11. Esses parâmetros foram obtidos com base em ensaios triaxiais e de resistência à compressão e à tração, conforme resultados apresentados nos itens 4.2 e 4.3, respectivamente. A área de cisalhamento utilizada foi obtida a partir da multiplicação do comprimento hipotético da camada de reforço (L') e da espessura do reforço (Hr), uma vez que esse é o ponto central da

área efetiva de compressão (MEYERHOF, 1953) e é paralelo à direção de aplicação da carga que causa cisalhamento. Os conceitos e as metodologias para determinação das áreas equivalentes são abordados no item 2.2.2.

Tabela 5.3: Verificação do cisalhamento

Dados das camadas de campo			Parâmetros de resistência do solo-cimento			Carga máxima aplicada	Resistência ao cisalhamento		
Camada	Código	η/C_{iv}	q_u	c'	ϕ'	Q máx. (kN)	tres (kPa)	V (kN) HA ⁽¹⁾	V (kN) TC ⁽²⁾
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	15,29	230,81	12,94	10,10
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	26	522,6	70,31	46,43	7,00	145,98	8,19	6,39
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	25,00	230,81	15,40	12,54
6	Dr450Hr150 (17) e=15	17	844,9	109,11	47	17,50	230,81	14,37	9,66
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	26	522,6	70,31	46,43	7,50	145,98	9,74	7,93
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	50,00	230,81	30,80	25,09
12	Dr450Hr300 (17) e=15	17	844,9	109,11	47	10,00	230,81	28,75	19,33
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	26	522,6	70,31	46,43	20,00	145,98	19,48	15,87
14	Dr450Hr300 (26) e=15	26	522,6	70,31	46,43	7,50	145,98	18,18	12,22
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	37,50	230,81	53,09	44,82
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	52,09	230,81	53,97	53,36
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	17	844,9	109,11	47	61,54	230,81	44,96	54,45
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	17	844,9	109,11	47	31,29	230,81	19,80	17,31
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	17	844,9	109,11	47	41,88	230,81	16,88	17,98
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	17	844,9	109,11	47	58,69	230,81	33,76	35,96
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	26	522,6	70,31	46,43	18,67	145,98	25,04	21,90
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	26	522,6	70,31	46,43	35,67	145,98	21,35	22,74

(1) HA: Highte e Anders (1985)

(2) TC: Taiebat e Carter (2002)

Verifica-se na Tabela 5.3 que a resistência ao cisalhamento média estimada para as camadas de $\eta/C_{iv} = 17$ é 230,81 kPa e para as camadas com $\eta/C_{iv} = 26$ a resistência reduz para 145,98 kPa. Entretanto, para constatar a magnitude de carregamento cada camada suporta sem fissurar por cisalhamento, é necessário multiplicar essa resistência pela área transversal. As camadas com maiores espessuras são as menos propensas a esse tipo de ruptura.

Como o trabalho aborda a utilização de duas formas de determinação da área efetiva, Highter e Anders (1985) e Taiebat e Carter (2002), na Tabela 5.3 a carga estimada de ruptura por cisalhamento também é obtida para cada uma das metodologias.

As camadas hachuradas na Tabela 5.3 correspondem àquelas que foram submetidas a carregamentos que atingiram ou ultrapassaram a sua carga máxima de cisalhamento prevista através da dosagem. Entretanto, isso não quer dizer que a ruptura ocorreu essencialmente por cisalhamento, pois outros mecanismos de ruptura também podem estar envolvidos, mas indica que a camada de reforço fissurou e a placa de aço “entrou” na camada de reforço. A ruptura clássica por cisalhamento fica claramente evidenciada quando a camada é “cortada” próximo ao ponto de aplicação do carregamento e, nesses casos, a tendência é de “giro” da placa de aço. Esses comportamentos estão compilados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Comparação entre a resistência ao cisalhamento e o comportamento observado em campo

Camada	Código	Placa	Placa cortou a superfície da camada?	Placa entrou na camada?	Q máx (kN)	τ_{res} (kPa)	V (kN) HA ⁽¹⁾	V (kN) TC ⁽²⁾
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	Gira	Sim	Não	15,29	230,81	12,94	10,10
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	Gira	Sim	Não	7,00	145,98	8,19	6,39
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	Gira	Sim	Não	25,00	230,81	15,40	12,54
6	Dr450Hr150 (17) e=15	Gira	Sim	Não	17,50	230,81	14,37	9,66
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	Gira	Sim	Não	7,50	145,98	9,74	7,93
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	Inclina	Sim	Sim	50,00	230,81	30,80	25,09
12	Dr450Hr300 (17) e=15	Gira	Sim	Não	10,00	230,81	28,75	19,33
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	Gira	Sim	Não	20,00	145,98	19,48	15,87
14	Dr450Hr300 (26) e=15	Gira	Sim	Não	7,50	145,98	18,18	12,22

Camada	Código	Placa	Placa cortou a superfície da camada?	Placa entrou na camada?	Q máx (kN)	tres (kPa)	V (kN) HA ⁽¹⁾	V (kN) TC ⁽²⁾
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	Inclina	Sim	Não	37,50	230,81	53,09	44,82
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	Inclina	Sim	Sim	52,09	230,81	53,97	53,36
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	Inclina	Sim	Sim	61,54	230,81	44,96	54,45
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	Inclina	Não	Não	65,00	230,81	70,64	66,04
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	Inclina	Não	Não	80,00	230,81	59,22	67,82
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	Inclina	Sim	Sim	31,29	230,81	19,80	17,31
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	Inclina	Sim	Sim	41,88	230,81	16,88	17,98
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	Inclina	Sim	Sim	58,69	230,81	33,76	35,96
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	Gira	Sim	Não	18,67	145,98	25,04	21,90
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	Inclina	Sim	Sim	35,67	145,98	21,35	22,74

(1) HA: Highter e Anders (1985)

(2) TC: Taiebat e Carter (2002)

A Figura 5.1 apresenta as imagens capturadas em campo de camadas que apresentaram nítida ruptura por cisalhamento, é o caso das camadas 1, 3, 5, 6 e 7. Como pode ser observado na Tabela 5.4 (e confirmado visualmente na Figura 5.1), essas camadas tiveram sua superfície “cortada” pela placa de aço que apresentou giro.

Em camadas maiores e mais espessas, quando se atinge a resistência ao cisalhamento, costumam aparecer fissuras na borda da placa de aço que, com o avançar dos carregamentos ocasiona o puncionamento da placa para dentro da camada. Nesses casos normalmente não é observada a clara delimitação da área vertical de cisalhamento, mas a placa cisalha e entra na camada, como pode ser observado na Figura 5.11.

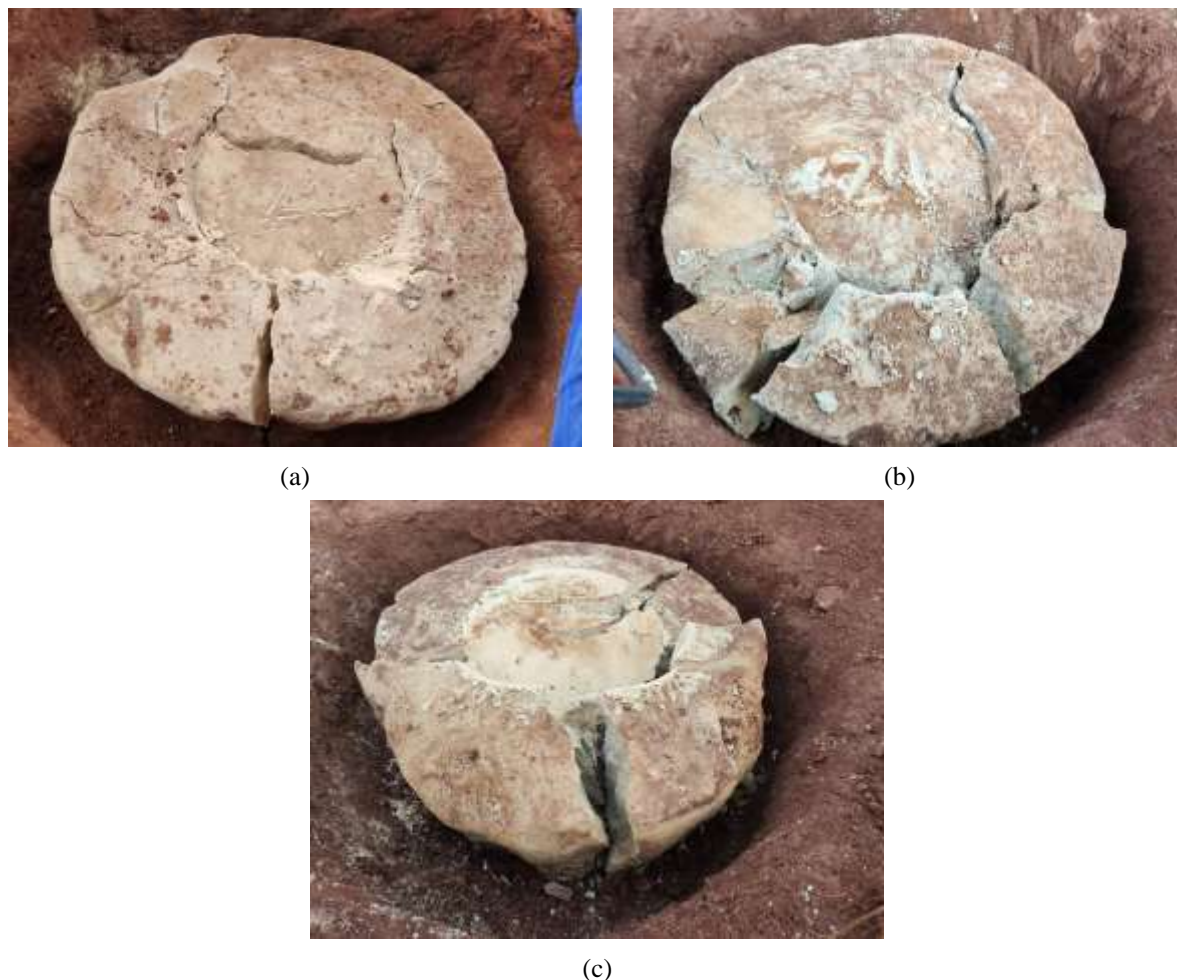


Figura 5.11: Camadas que atingem a resistência ao cisalhamento e a placa de aço entra na camada (a) Dr600Hr150 (17) $e=7,5$ (b) Dr600Hr300 (17) $e=3,75$ (c) Dr600Hr300 (26) $e=3,75$

5.4 SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Conforme apresentado nos itens 2.2.1 e 2.2.3, existem diversos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações superficiais. Neste trabalho foi verificada a adequabilidade dos métodos de Terzaghi (1943), adaptado por Hansen (1961) e Vésic (1975). Ambos os métodos que se mostraram eficazes na determinação da carga de ruptura nos estudos de Moreira (2020) e Consoli et al. (2020). Os autores constataram que, para as camadas em que o mecanismo de ruptura ocorreu por puncionamento do solo natural, a capacidade de carga pode ser estimada utilizando a teoria de Hansen (1961). Já quando o modo de ruptura é pela quebra da camada cimentada, os autores comprovaram a eficácia da previsão pelo método de Vésic

(1975). A mesma conclusão também foi reportada por Consoli et al. (2019) em ensaios com camadas melhoradas de formato quadrado.

Particularmente para o caso de fundações carregadas excentricamente, além da consideração de um sistema estratificado, com camada superior cimentada, também é necessário considerar a área efetiva da fundação e da camada melhorada. Para tal, foram avaliados os métodos de Highte e Anders (1985) e Taiebat e Carter (2002), apresentados detalhadamente no item 2.2.2. Ambos os métodos aproximam a área circular submetida à carregamento excêntrico de um retângulo com área efetiva (A') e dimensões B' e L' , conforme as recomendações de Meyerhof (1953).

Quanto aos parâmetros de resistência utilizados, eles diferiram a depender do método de previsão considerado. Na aplicação do método adaptado por Hansen (1961), os parâmetros do solo (c' e ϕ') foram reduzidos, conforme recomendações de Terzaghi (1943), para mecanismos de ruptura por punção. No método de Vésic (1975), foram utilizados os parâmetros de resistência integrais das camadas tratadas e os parâmetros reduzidos do solo, para levar em consideração a ruptura por puncionamento. Os dados de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') utilizados foram os determinados por Carretta (2018), enquanto os dados das camadas cimentadas foram obtidos através dos ensaios triaxiais das amostras exumadas das camadas de campo.

Quanto as áreas efetivas consideradas, também diferiram a depender do método utilizado. Na aplicação do método adaptado por Hansen (1961), considerou-se que a fundação (placa de aço) e a camada melhorada trabalhassem como se fossem um único elemento repousando sobre o solo natural. Dessa forma, foi considerada, para todos os cálculos, a área efetiva retangular da camada tratada. Já para o método de Vésic (1975), como a ruptura acontece no reforço, foi considerada a área efetiva da placa de aço.

Quando comparados os resultados obtidos utilizando as áreas equivalentes determinadas pelos métodos de Highte e Anders (1985) e Taiebat e Carter (2002), percebe-se que ambos resultam em resultados semelhantes, embora Taiebat e Carter (2002) se aproxime mais do resultado obtido em campo, conforme pode ser observado na Tabela 5.5. Nesta tabela estão comparados o carregamento máximo durante ensaio de placa ($Q_{\text{máx}}$) com as estimativas de capacidade de carga supracitadas. A dupla de células hachurada em cada linha referem-se aos resultados que mais de aproximaram.

Tabela 5.5: Estimativas de capacidade de carga para áreas efetivas retangulares e cargas obtidas em campo

Dados das camadas de campo		Q máx. (kN)	Hansen (1961)		Vésic (1975)		Mecanismo principal observado
Camada	Código		HA ⁽¹⁾	TC ⁽²⁾	HA ⁽¹⁾	TC ⁽²⁾	
1	Dr375Hr150 (17) e=7,5	15,29	8,55	9,08	22,55	20,04	Ruptura do reforço – cisalhamento
3	Dr375Hr150 (26) e=7,5	7,00	8,55	9,08	17,11	15,99	Puncionamento Cisalhamento
5	Dr450Hr150 (17) e=7,5	25,00	14,88	15,59	22,55	20,04	Ruptura do reforço – cisalhamento
6	Dr450Hr150 (17) e=15	17,50	4,99	5,22	-	-	Cisalhamento
7	Dr450Hr150 (26) e=7,5	7,50	14,88	15,59	17,11	15,99	Cisalhamento
11	Dr450Hr300 (17) e=7,5	50,00	16,85	17,64	69,22	56,72	Ruptura do reforço - cisalhamento
12	Dr450Hr300 (17) e=15	10,00	5,68	5,93	-	-	Desestabilização do sistema
13	Dr450Hr300 (26) e=7,5	20,00	16,85	17,64	49,84	43,73	Puncionamento - cisalhamento
14	Dr450Hr300 (26) e=15	7,50	5,68	5,93	-	-	Puncionamento
15	Dr525Hr450 (17) e=7,5	37,50	28,54	30,11	183,58	139,31	Puncionamento
17	Dr900Hr300 (17) e=7,5	52,09	107,45	105,95	69,22	56,72	Ruptura do reforço
18	Dr900Hr300 (17) e=3,75	61,54	138,95	123,42	61,78	60,58	Ruptura do reforço - cisalhamento
19	Dr750Hr450 (17) e=7,5	65,00	75,27	75,27	183,58	139,31	Puncionamento
20	Dr750Hr450 (17) e=3,75	80,00	99,24	90,77	126,42	123,13	Puncionamento
21	Dr600Hr150 (17) e=7,5	31,29	33,19	34,07	22,55	20,04	Puncionamento - cisalhamento
22	Dr600Hr150 (17) e=3,75	41,88	45,65	43,57	26,33	26,10	Puncionamento - cisalhamento
24	Dr600Hr300 (17) e=3,75	58,69	51,46	49,11	61,78	60,58	Ruptura do reforço - cisalhamento
25	Dr600Hr300 (26) e=7,5	18,67	37,45	38,44	49,84	43,73	Ruptura do reforço
26	Dr600Hr300 (26) e=3,75	35,67	51,46	49,11	46,40	47,69	Ruptura do reforço - cisalhamento

(1) HA: Highter e Anders (1985)

(2) TC: Taiebat e Carter (2002)

De maneira geral, os resultados apresentados na Tabela 5.5 concordam com autores anteriores acerca da boa equivalência entre os valores previstos pelas metodologias de Hansen (1961) e Vésic (1975) e os resultados das provas de carga executadas. Pode-se observar pelas hachuras destacadas na tabela que para as camadas em que o mecanismo de ruptura ocorreu por punção do solo natural, a carga de ruptura aproximou-se da estimada pela teoria de Hansen (1961) (hachura azul). Já quando o modo de ruptura se dá pela ruptura do reforço, os valores se aproximam dos previstos pelo método de Vésic (1975) (hachura verde).

Para algumas camadas, a conclusão sobre o modo de ruptura era facilmente obtida em campo, pois apresentavam as características clássicas de cada modo, como é o caso das camadas Dr900Hr300 (ruptura do reforço) e Dr750Hr450 (punção). O comportamento observado está melhor detalhado no item 5.1 MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS e ilustrado nas Figura 5.4 e Figura 5.5.

Entretanto outros casos são mais difíceis de determinar o correto mecanismo de ruptura, justamente pela particularidade dos ensaios excêntricos de conduzir a ruptura superficial por cisalhamento (hachurados em rosa). Muitas vezes em campo, observava-se a ruptura da camada de reforço, mas após a exumação da camada percebia-se que a superfície de cisalhamento não se propagava até a base da camada, vide Figura 5.2. É interessante observar que, nestes casos, a carga de ruptura observada em campo também se aproxima da previsão por Hansen (1961).

A camada Dr450Hr300 (17) que rompeu pela desestabilização do sistema pode ser observada na Figura 5.3.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho avalia o comportamento de placas circulares assentes em camadas de reforço de solo-cimento com diferentes espessuras e diâmetros, assentes sobre solo residual com baixa capacidade de suporte e carregadas excentricamente. Dessa forma, é possível melhor compreender o efeito da excentricidade e/ou da aplicação de cargas e momentos nas fundações. Pela primeira vez, este tipo de camada de reforço em solo-cimento foi testado em carregamentos que diferissem do eixo da fundação. A partir dos dados apresentados neste trabalho, podem ser tiradas algumas conclusões apresentadas nesta seção.

a) Comportamento carga-recalque

Observa-se uma rigidez inicial muito semelhante ao ensaio realizado com carregamento centrado, seguido de um ponto bem definido de carregamento máximo para as curvas de carregamento excêntrico. Em geral as rupturas foram observadas em pequenas deformações, com recalques relativos da ordem de $\delta/D_r \sim 1\%$.

A análise conjunta de todos os medidores de deslocamento permite (conforme apresentado em 4.1.5) permite avaliar o comportamento global da camada e da placa, quando submetidas as carregamento excêntrico. Por exemplo: pode-se constatar quando há o giro da placa, quando há o giro da placa e da camada juntas, quando a placa tende a ser puncionada para dentro da camada, quando placa e camada de forma conjunta puncionam o solo de fundação, dentre outros comportamentos discutidos.

b) Influência da excentricidade

Fica muito evidente a influência da excentricidade de aplicação da carga nas curvas, sendo a capacidade de carga reduzida à medida que aumenta a excentricidade. Embora as camadas sejam análogas em dimensões físicas, a excentricidade do carregamento provoca uma diminuição da área efetiva da fundação, que é a área que uniformemente absorve o carregamento, ocasionando a diminuição da capacidade de carga.

As placas carregadas em excentricidades maiores ($e = D/2$) apresentaram a tendência de giro sobre a camada de reforço, enquanto as placas carregadas em excentricidades menores ($e = D/8$) inclinaram, independente da resistência do reforço.

c) Quanto à inclinação da placa de aço e da camada

Percebe-se que as rupturas acontecem em pequenas inclinações e que maiores inclinações passam a ser observadas após a ruptura, com o giro da placa de aço. Este fato pode ser explicado devido ao comportamento inicial rígido do material cimentado. Nas camadas com menor excentricidade ($D/8 = 3,75\text{cm}$), a placa recalca de maneira mais uniforme, enquanto para as excentricidades maiores ($D/4 = 7,5\text{cm}$ e $D/2 = 15\text{cm}$) é evidenciada uma inclinação mais pronunciada entre as bordas da placa. Tal comportamento pode ser explicado pelo fato de a excentricidade de $D/8$ propiciar que a resultante do carregamento ainda passe pelo núcleo central da placa de fundação, pois é menor do que o limite definido por $D/6$ (5cm).

Nos casos em que a ruptura se dá por puncionamento, como o solo de fundação apresenta rigidez significativamente menor do que a camada cimentada, são observadas maiores deformações e, conseqüentemente maiores inclinações da placa de aço, tendo chegado na ordem de 5%. Já nos casos em que ocorre a ruptura da camada de reforço (com a placa de aço sendo puncionada para dentro da camada cimentada), as inclinações evidenciadas foram menores do que 2,5%.

d) Influência da geometria e da camada de reforço

Com relação às dimensões das camadas de reforço, é possível observar um acréscimo de capacidade de carga com o aumento das dimensões da camada tratada (D_r e H_r) em todas as situações.

Com relação à resistência proporcionada pela camada de reforço, verifica-se que embora a excentricidade tenha apresentado um efeito de diminuição da capacidade de carga, a adição da camada provoca um aumento na resistência em relação ao solo natural em todas as situações analisadas.

Camadas com menores dimensões ($H_r/D \leq 1,0$ e $T_r/H_r \leq 0,50$) apresentaram tendência de giro. Conforme aumentam as dimensões das camadas de reforço, a tendência de giro dá lugar à inclinação da placa de aço. Essa mudança de comportamento está esquematizada na Figura 4.72.

e) Influência da resistência da camada de reforço

De uma maneira geral, o aumento da resistência do reforço contribui com o aumento da capacidade de carga. Entretanto, observa-se que quando o mecanismo de ruptura se dá por puncionamento as curvas de camadas análogas, diferindo apenas no η/C_{iv} de dosagem, tendem a apresentar curvas carga x recalque que se sobrepõem. Isso é um indicativo que as tensões estão sendo transferidas da base da camada de reforço para o solo de fundação, sendo o comportamento controlado pelos parâmetros de resistência do solo. Quando pelo menos uma das camadas apresenta ruptura condicionada pelo reforço, já não é observada a sobreposição das curvas.

Para as placas ensaiadas com excentricidade intermediária ($e = D/4$), verifica-se que o reforço com menor resistência ($\eta/C_{iv} = 26$) está mais susceptível ao desenvolvimento e abertura de fissura no ponto de aplicação da carga / borda da placa, favorecendo o giro da placa de aço sobre a camada.

f) Quanto à distribuição de tensões devido ao carregamento excêntrico

A distribuição teórica de tensões, estimada com base nas características geométricas da camada, embora seja uma idealização da realidade, mostrou-se compatível com o comportamento observado durante os ensaios. Todas as placas que apresentaram giro correspondem a distribuição triangular na placa de aço e todas as placas que inclinam apresentam distribuição trapezoidal no reforço. Ainda, todas as camadas que apresentam recalque do extremo oposto da camada cimentada (ponto 7) apresentam distribuição trapezoidal no reforço, justificando seu puncionamento para dentro do solo residual.

g) Quanto aos mecanismos de ruptura observados

Fica evidente que o efeito do cisalhamento é muito mais pronunciado nas camadas submetidas a carregamento excêntrico, podendo este mecanismo estar associado tanto com as rupturas do reforço, quanto por cisalhamento.

As rupturas por puncionamento ficam evidentes quando a fundação, neste caso representada pela placa de aço, e a camada de reforço se comportam como um elemento único, recalcando de maneira conjunta para dentro do solo de fundação, com a camada de reforço mantendo-se íntegra. Essa situação ideal de puncionamento puro só foi observado em um tipo de ensaio, para as camadas Dr750Hr450, que apresentam as maiores espessuras de reforço.

Entretanto, quando o puncionamento está associado com o cisalhamento superficial da camada, observa-se a tendencia de romper superficialmente a partir de uma fissura que se desenvolve próximo ao ponto de aplicação do carregamento, mas que não chega a se propagar até a base da camada. Neste caso, a base da camada de reforço mantém-se íntegra, e a placa e a camada de reforço continuam se comportando como um elemento único, transmitindo os carregamentos para o solo de fundação.

A ruptura generalizada clássica do reforço também foi observada apenas em um tipo de camada, Dr900Hr300, que foi a maior das analisadas. Neste caso, para ambas as excentricidades de aplicação do carregamento, houve a formação da ruptura troncocônica, típica de materiais cimentados. Mecanismos combinados de ruptura do reforço e por cisalhamento foram observados em diversas camadas.

h) Quanto à previsão da capacidade de suporte pelas metodologias clássicas

As metodologias de Hansen (1961) e Vésic (1975), avaliadas neste trabalho, mostraram-se adequadas para previsão da capacidade de carga. Assim como reportado em pesquisas anteriores, para as camadas em que o mecanismo de ruptura ocorreu por puncionamento do solo de fundação, a capacidade de carga pode ser estimada utilizando a teoria de Hansen (1961). Já quando o modo de ruptura é pela ruptura generalizada da camada cimentada, constata-se que o método de Vésic (1975) se aproxima melhor dos resultados.

Com relação às metodologias para determinação da área efetiva avaliadas, constatou-se que as previsões utilizando Taiebat e Carter (2002) foram as que mais se aproximaram dos resultados obtidos experimentalmente. Os valores estão comparados na Tabela 5.5.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Report on Soil Cement: ACI 230.1R-09.** Farmington Hills: ACI, 2009. 28 p.

AKINMUSURU, J. The Effects of Cementation on the Stress-Strain Behaviour of a Sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1987. p. 435 - 442.

AMATYA, S. et al. Uncertainties in the Bearing Capacity of Shallow Foundations and the Factor N y Using an Extensive Database. **Contemporary Topics in In Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations**, p. 403-410, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3282:** Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. West Conshohocken: ASTM, 2015a. 6 p.

_____ **D559:** Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures. West Conshohocken: ASTM, 2015b. 6 p.

_____ **D560:** Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures. West Conshohocken: ASTM, 2016. 6 p.

_____ **D2487:** Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken: ASTM, 2017. 10 p.

_____ **D7181:** Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken: ASTM, 2020. 12 p.

ARAUJO, J. M. de. Curso de Concreto Armado. v. 4, 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. 323 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **BT-106:** Guia básico de utilização do cimento Portland. 7 ed. São Paulo: ABCP, 2002. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18 p.

_____ **NBR 7222:** Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 5 p.

_____ **NBR 12253:** Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2012a. 3 p.

_____ **NBR 12025:** Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012b. 2 p.

_____ **NBR 13554**: Solo-cimento — Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012c. 4 p.

_____ **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a. 10 p.

_____ **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b. 12 p.

_____ **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c. 5 p.

_____ **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d. 3 p.

_____ **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 4 p.

_____ **NBR 16697**: Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018. 12 p.

_____ **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019a. 108 p.

_____ **NBR 6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro: ABNT, 2019b. 11 p.

_____ **NBR 16843**: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2020a. 20 p.

_____ **NBR 16840**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 2020b. 8 p.

BABIC, B. Relationships between mechanical properties of cement stabilized materials. **Materials and Structures**, v. 20, n. 6, p.455-460, 1987.

BADAKHSHAN, E.; NOORZAD, A. Load eccentricity effects on behavior of circular footings reinforced with geogrid sheets. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 7, n. 6, p. 691-699, 2015.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2008. 504 p.

BRESSANI, L. A.; MARTINS, F. B.; BICA, A. V. D. Mechanical behavior of a residual soil from Botucatu sandstone. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 7., 1994, Lisboa. **Proceedings...** Rotterdam: Taylor & Francis, 1994. v. 3, p. 315 - 322.

BRESSANI, L. A.; VAUGHAN, P. R. Damage to soil during triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings**. Rotterdam: Taylor & Francis, 1989. p. 17 - 20.

BROWN, J. D.; MEYERHOF, G. G. EXPERIMENTAL STUDY OF BEARING CAPACITY IN LAYERED CLAYS. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings**. Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecanica, 1969. p. 45-51.

BURD, H. J.; FRYDMAN, S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. **Canadian Geotechnical Journal** v. 34, p. 241-253, 1997.

BUTTON, S. J. The Bearing Capacity of Footings on a two-layer cohesive Subsoil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Switzerland. **Proceedings**. Switzerland: 1953. p. 332-335.

CABALLERO, R. D. **Desenvolvimento de uma metodologia de projeto de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de solo-cimento**. 2019. 198 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

CAPUTO, H. P. et al. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Fundamentos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 272 p

CARRETTA, M. S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais** 2018. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

CHANG, T. S.; WOODS, R. D. Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 8, n. 118, p.1216-1233, 1992.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C. Cemented Sands under Static Loading. **Journal of The Geotechnical Engineering Division**, n. 107, p.799-817, 1981.

CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, v. 169, p. 61-68, 2014.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P. D. M. Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, v. 50, n. 1, p.99-105, 2000.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 1, p.96-101, 2003.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p.197-205, 2007.

CONSOLI, N. C. et al. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 9, p.1347-1353, 2009a.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, F.; FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p.1846-1856, 2009b.

CONSOLI, N. C. et al. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering** v. 136, n. 5, p.759-763, 2010.

CONSOLI, N. C. et al. Voids/Cement Ratio Controlling Tensile Strength of Cement-Treated Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 11, p.1126-1131, 2011a.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. Variables Controlling Strength of Artificially Cemented Sand: Influence of Curing Time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p.692-696, 2011b.

CONSOLI, N.C. et al. Failure envelope of artificially cemented sand. **Géotechnique**, v. 62, n. 6, p.543-547, 2012a.

CONSOLI, N. C. et al. Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 1, p.100-109, 2012b.

CONSOLI, N.C. et al. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Géotechnique**, v. 62, n. 2, p.177-183, 2012c.

CONSOLI, N. C. et al. Key parameters for strength control of rammed sand–cement mixtures: Influence of types of portland cement. **Construction and Building Materials**, v. 49, p.591-597, 2013.

CONSOLI, N.C. et al. Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Géotechnique**, v. 64, n. 2, p.165-170, 2014.

CONSOLI, N. C. et al. Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 6, p.1-7, 2017.

CONSOLI, N.C. et al. Circular-Plate Load Tests on Bounded Cemented Layers above Weak Cohesive–Frictional Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 10, p.1-8, 2019.

CONSOLI, N.C. et al. Enhancing Bearing Capacity of Shallow Foundations through Cement-Stabilised Sand Layer over Weakly Bonded Residual Soil. **Géotechnique**, 2020 (em submissão).

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D. Porosity/cement ratio controlling initial bulk modulus and incremental yield stress of an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique Letters**, v. 4, n. 1, p.22-26, 2014.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, v. 1, n. 43, p.53-67, 1993.

COUTINHO, A. de S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. Lisboa: LNEC, 1973. 610 p.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. **Géotechnique**, v. 6, n. 49, p.741-760, jun. 1999.

DALLA ROSA, F.; CONSOLI, N. C.; BAUDET, B. A. An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, v. 58, n. 8, p.675-679, 2008.

DAS, B. M. **SHALLOW FOUNDATIONS: bearing capacity and settlement**. 2. ed. New York: CRC Press, 2009. 325 p

DASS, R. N. et al. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 17, n. 3, p.305-314, 1994.

DASS, R.N. et al. Tensile stress-strain behavior of lightly cemented sand. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v. 30, n. 7, p.711-714, 1993.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **143/2010 - ES: Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: DNIT, 2010. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Ministério da Agricultura. **Levantamento de Reconhecimento de Solos do Rio Grande do Sul**. Recife: DNPEA, 1973. 431 p.

EASTWOOD, W. The bearing capacity of eccentrically loaded foundations on sandy soil. **Structural Engineer**, Si, v. 33, n. 6, p. 181-187, 1955.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. 183 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento**. 2016. 229 f. Tese (Doutorado) - Curso

de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

FOPPA, D.; SACCO, R. L.; CONSOLI, N. C. Bearing capacity of footings on an artificially cemented layer above weak foundation soil. **Ground Improvement**, 2019.

GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 485 - 494.

HAJIABDOLMAJID, V.; KAISER, P. K.; MARTIN, C. D. Modelling brittle failure of rock. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 1, n. 39, p.731-741, 2002.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1998. 425 p. 3 v.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 553 - 560.

HANNA, A. M. Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit. **Canadian Geotechnical Journal** v. 19, p. 392-396, 1982.

HANNA, A. M.; MEYERHOF, G. G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. **Canadian Geotechnical Journal** v. 17, p. 300-303, 1980.

HANSEN, J. B. A General Formula for Bearing Capacity. **Danish Geotechnical Institute**, Copenhagen, v. 11, p. 38-46, 1961.

HANSEN, J. B. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. **Danish Geotechnical Institute**, Copenhagen, v. 28, p. 5-21, 1970.

HIGHTER, W. H; ANDERS, J. C. Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 5, p. 659-665, 1985.

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p.492-499, 1998.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

JACOBSEN, M., CHRISTENSEN, K.V., SORENSEN, C.S. Gennemlokning of Tynde Sandlag (Penetration of Thin Sand Layers). **Vag-och Vattenbyggaren**, p 23-25, 1977.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. **Géotechnique**, v. 47, n. 2, p. 339-345, 1997.

KÉZDI, A. **Stabilized earth roads**. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1979. 327 p.

KRAFT JR, L. M.; HELFRICH, S. C. Bearing capacity of shallow footing, sand over clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, p. 182-185, 1983.

LA ROCHELLE, P. et al. **Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests**, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 715-731.

LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 10, p.1373-1387, 1989.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

LEON, H; B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como um parâmetro de estado para areias cimentadas**. 2018. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, v. 3, n. 40, p.467-488, 1990.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento**. 2016. 239 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MESAVILLA, D; T. **Comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de areia estabilizada com cimento álcali-ativado reforçada com fibras**. 2020. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

MEYERHOF, G. G. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. In: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings**. Zurich:1953. p. 440-445.

MEYERHOF, G. G. Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay. **Canadian Geotechnical Journal** v. 11, n. 2, p. 223-229, 1974.

MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 4, p. 565-572, 1978.

MINKOV, M. et al. Stresses and Deformations in Stabilized Loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings**. Stockholm: 1981. p. 193-197.

MOREIRA, E. B. **CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES SOBRE CAMADA FINITA DE SOLO CIMENTADO**. 2020. 222 f. Tese (Doutorado) Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

NÚÑEZ, W. P. **ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU, VISANDO SEU EMPREGO NA PAVIMENTAÇÃO.** 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

PARK, Sung-sik. Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of Cemented Sands. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 136, n. 12, p.1713-1720, 2010.

PARKER, J. W. **Evaluation of Laboratory Durability Tests for Stabilized Subgrade Soils.** 2008. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Master of Science, Department of Civil And Environmental Engineering, Brigham Young University, Provo - Utah - USA, 2008.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 356 p.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Soil-cement Laboratory Handbook.** Skokie: PCA, 1992. 57 p.

POULOS, H. G; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics.** 2. ed. Sydney: Centre for Geotechnical Research, 1991.

PRIETTO, P. D. M. **ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO ARTIFICIALMENTE CIMENTADO.** 1996. 169 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

REDDY, K. R.; SAXENA, S. K. Constitutive modeling of cemented sand. **Mechanics of Materials**, v. 2, n. 14, p.155-178, 1992.

ROSSI, J. G. **Fundações circulares apoiadas em camadas de solo-cimento de área variável implantadas em solo coesivo-friccional de baixa capacidade de suporte.** 2019. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 1998. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SARGAZI, O.; HOSSEININIA, E. S. Bearing capacity of ring footings on cohesionless soil under eccentric load. **Computers and Geotechnics**, v. 92, p. 169-178, 2017.

SAXENA, S., LASTRICO, R. Static Properties of Lightly Cemented Sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, 104(GT12), (1978).

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.

SECCO, M. P. **Estudo da utilização de um cimento alcalino híbrido para estabilização de base de fundações superficiais.** 2020. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-

graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**: v. 2. São Paulo: Pini, 2001. 672 p.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, 1., 1951, London. **Proceedings**. London: 1951. p. 180-189.

STRECK, E. V. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS, 2002.

TAIEBAT, H. A.; CARTER, J. P. Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads. **Géotechnique**, v. 52, n. 1, p. 61-64, 2002.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 238 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

TOMAZELLI, L. J.; WILLWOCK, J. A. O Cenozóico Costeiro do Rio Grande do Sul. In: HOLZ, M.; HOS, L. F. de. **Geologia do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS/CIGO, 2000. p. 375-406.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. SHALLOW FOUNDATIONS MODES OF FAILURE AND FAILURE CRITERIA. In: TRB. **LRFD DESIGN SPECIFICATIONS FOR SHALLOW FOUNDATIONS**. TRB, 2010. p. F1-F17.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers. Flexible pavement design for airfields. **USACE Technical Manual No. TM5-822-13**, (1994).

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 568 p.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VÉSIC, A. S. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **Highway Research Board**, Washington, v. 39, p. 112-153, 1963.

VÉSIC, A. S. Bearing Capacity of Shallow Foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (ed.). **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Company, Inc., 1975. Cap. 3. p. 121-145.